

2

116. Jahrgang
Februar 2021, S. 139 – 151
ISSN 0005-9900

Sonderdruck

Beton- und Stahlbetonbau



Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbunddübelleisten in schlanken Stegen aus ultrahochfestem Beton

Thomas Lechner
Oliver Fischer

Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbunddübelleisten in schlanken Stegen aus ultrahochfestem Beton

Ultrahochfester Beton (UHFB) kommt mittlerweile immer häufiger im Bauwesen zum Einsatz. Durch die aktuelle Entwicklung von nationalen und internationalen Richtlinien und Normen ist zu erwarten, dass sich dieser Trend fortsetzt und vermehrt Konstruktionen aus diesem modernen Baustoff realisiert werden. Dies gilt auch für den Bereich des Verbundbaus. Eine interessante Anwendungsmöglichkeit stellen hierbei Verbundträger mit externer Bewehrung dar, bei denen der Stahlflansch als reines Zugtragglied außerhalb des Betons liegt. Die schubfeste Verbindung zwischen der externen Bewehrung und dem möglichst dünnen Steg aus ultrahochfestem Beton erfolgt dann zielführend über Verbunddübelleisten, die dabei nur eine sehr geringe seitliche Betondeckung besitzen. Daher kommt der Ermittlung der Schubtragfähigkeit von Verbunddübelleisten in diesem Fall besondere Bedeutung zu. Im Rahmen des Beitrags werden die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen an Push-out-Körpern beschrieben, die dazu dienten, die Trag- und Verformungsfähigkeit von Verbunddübelleisten in schlanken Stegen aus UHFB zu untersuchen. In einem Folgebeitrag werden Vorschläge für wirklichkeitsnahe Bemessungsmodelle vorgestellt und diskutiert sowie der Versuchsaufbau und die Ergebnisse von Versuchen am Gesamtsystem (Verbundträger mit externer Bewehrung) erläutert.

Stichworte UHFB; UHPC; UHPFRC; Ultrahochleistungsbeton; Verbunddübelleisten; Push-out-Versuche; Verbundträger; externe Bewehrung

Investigations on the load bearing behavior of composite dowels in slender webs of ultra-high performance concrete
Ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC) is now being used more and more in the construction industry. Due to the current development of national and international guidelines and standards, it is to be expected that this trend will continue, and more and more constructions will be realised with this modern building material. This also applies to the field of composite construction. Composite girders with external reinforcement, in which the steel flange lies outside the concrete as a pure tension member, represent an interesting application possibility. The shear-resistant connection between the external reinforcement and the UHPFRC-web, which is as thin as possible, is then made using composite dowels. However, these then only have a very low lateral concrete cover, which is why the determination of the shear load-bearing capacity of composite dowel bars is of particular importance in this case. This present paper describes the results and findings gained from experimental and numerical investigations on Push-out specimens, which were used to investigate the load-bearing and deformation behavior of composite dowels in thin UHPFRC webs. In a follow-up article, proposals for appropriate design models are presented and both the experimental setup and the results of composite beam tests are explained and consequently discussed.

Keywords UHPFRC; UHPC; ultra-high performance concrete; composite dowels; push-out tests; composite beam; external reinforcement

1 Einleitung

1.1 Verbundbau mit ultrahochfestem Beton

Ultrahochfester Beton (UHFB bzw. engl. ultra-high performance concrete UHPC) ist ein besonders gefügedichter Beton mit einer charakteristischen Würfeldruckfestigkeit von mindestens 140 MPa und einer im Vergleich zu normalfestem Beton höheren Matrixzugfestigkeit mit Mittelwerten im Bereich von ca. 7 bis 11 MPa [1]. UHFB wird im Ausland bereits seit vielen Jahren verwendet. Eine der Hauptanwendungen ist der Brückenbau (vgl. [2–3]). Aber auch in Deutschland ist in Zukunft ein verstärkter Einsatz zu erwarten, da derzeit vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) eine Richtlinie „Ultrahochfester Beton“ (vgl. [4–5]) erarbeitet wird. Im Zuge der Überbauerneuerung einer bestehenden Bahnbrücke konnte UHFB kürzlich auch erstmalig

in Deutschland für eine Eisenbahnbrücke eingesetzt werden [6].

Der Einsatz von UHFB führt bei klassischen sowie bei oberflanschlosen Verbundträgern (vgl. Bild 1a und 1b) aufgrund der hohen Druckfestigkeit und des stark verbesserten Widerstands gegen mechanische und chemische Angriffe zu einer hohen Tragfähigkeit und einer deutlichen Reduktion des Betonquerschnitts [7–8]. Als Verbundmittel sollte aufgrund des günstigen Tragverhaltens bei ruhender und nichtruhender Belastung in UHFB in der Regel die Verbunddübelleiste vorgesehen werden [9].

Eine Weiterentwicklung der oberflanschlosen Verbundträger stellt der Verbundträger mit externer Bewehrung dar (Bild 1c). Dort befindet sich die Verbunddübelleiste direkt auf dem unteren Stahlflansch und verbindet diesen schubfest mit dem Betonsteg. Ausgeführte Beispiele von

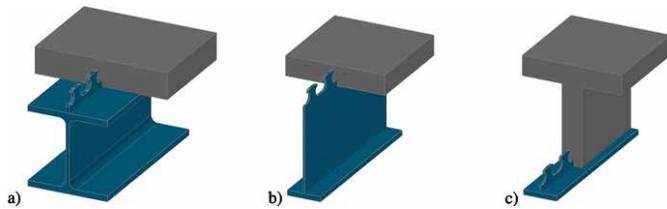


Bild 1 Verbundträger mit Verbunddübelleisten: a) klassischer Verbundträger, b) ohne oberen Flansch und c) mit externer Bewehrung
Composite beams with composite dowels: a) typical composite beam, b) without upper flange and c) with external reinforcement



Bild 2 Visualisierung der Anwendung von Verbunddübelleisten als externe Bewehrung bei einer Autobahnüberführung
Visualization of a composite bridge with external reinforcement and composite dowels

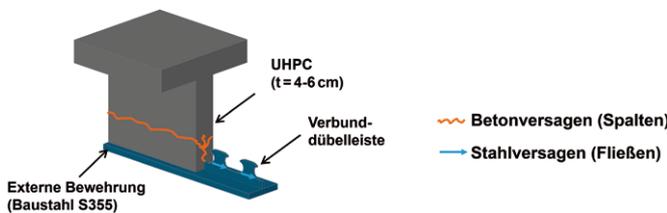


Bild 3 Erwartete Versagensmechanismen beim Einsatz von UHFB in Verbundträgern mit externer Bewehrung
Expected failure mechanisms for composite beams with external reinforcement and UHPC

Brücken mit solchen Querschnitten unter Verwendung von normalfestem Beton finden sich unter anderem in [10]. Diese Bauweise ist unter Berücksichtigung der in der allgemeinen Bauartgenehmigung für die Verbunddübelleiste [11] vorgegebenen geometrischen Randbedingungen und der Zusatzbewehrung mittlerweile Stand der Technik. Bild 2 zeigt die Visualisierung einer entsprechenden Verbundbrücke mit Verbunddübelleisten und externer Bewehrung.

Wird bei Verbundträgern mit externer Bewehrung UHFB statt normalfestem Beton verwendet, so entstehen extrem filigrane Verbundträger, die eine hohe Tragfähigkeit mit einem geringen Eigengewicht vereinen. Dies konnten erste Untersuchungen am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) zeigen [12–14]. Für die Anwendung von Verbunddübelleisten in solch schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton fehlten bisher jedoch Konstruktions- und Bemessungsregeln.

1.2 Stand der Technik

Die Tragfähigkeit von Verbundmitteln in dünnen scheibenförmigen Bauteilen aus Normalbeton wurde bereits früher intensiv erforscht. So konnte bei Push-out-Versuchen von Kopfbolzendübeln [15–16] und kontinuierlichen Verbundmitteln in dünnerem Normalbeton häufig das Spalten des Betons [17] oder der Kantenbruch [18] als maßgebende Versagensart beobachtet werden. Aufgrund der geringen Betonabmessungen lag in der Regel ein sehr sprödes Versagen vor. Im Gegensatz dazu wird die Anwendung von Verbunddübelleisten in UHFB erst seit einigen Jahren erforscht. Bei den früher durchgeführten Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbunddübelleisten in Platten aus ultrahochfestem Beton konnte gezeigt werden, dass prinzipiell eine hohe Tragfähigkeit und eine gute Duktilität dieser Verbundmittel in UHFB vorliegen [7–8]. Allerdings wurde bei diesen Versuchen neben dem klassischen Stahlversagen auch das Spalten des Betons beobachtet, wenn auf konventionelle Stabstahlbewehrung verzichtet wurde. Aus diesem Grund wurden umfassende experimentelle und numerische Untersuchungen für den vorgesehenen Einsatz in Verbundträgern mit externer Bewehrung erforderlich. Mit diesen Untersuchungen sollten im Wesentlichen die offenen Fragen zur maximalen Traglast, zur Verformungsfähigkeit und zur Steifigkeit für die beiden erwarteten Versagensarten Betonspalten und Stahlversagen beantwortet werden. Bild 3 zeigt die Visualisierung eines typischen Verbundquerschnitts mit externer Bewehrung und ultrahochfestem Beton inklusive der möglichen Bruchmechanismen.

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Versuchsaufbau und Messtechnik

Um die prinzipielle Trag- und Verformungsfähigkeit der Verbunddübelleisten in dünnem UHFB mit geringer seitlicher Betondeckung zu untersuchen, wurden umfangreiche Versuchsserien mit Push-out-Körpern durchgeführt. Der Aufbau eines typischen Versuchskörpers in der isometrischen Ansicht kann Bild 4 entnommen werden.

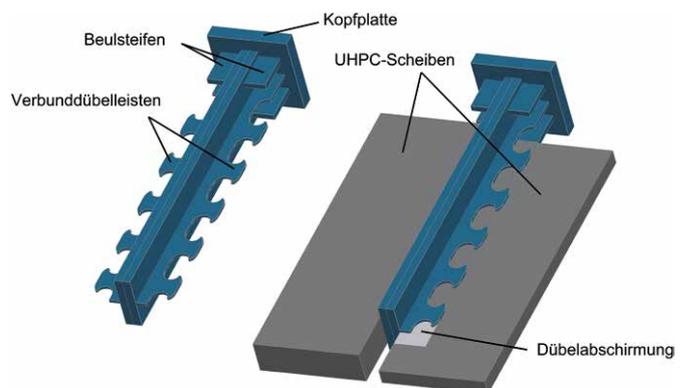


Bild 4 Vorgefertigtes Stahlelement mit Verbunddübelleisten in Klothoidenform und halbseitig geschnittener Push-out-Körper [19]
Prefabricated steel part with composite dowels and push-out specimens with visible dowels

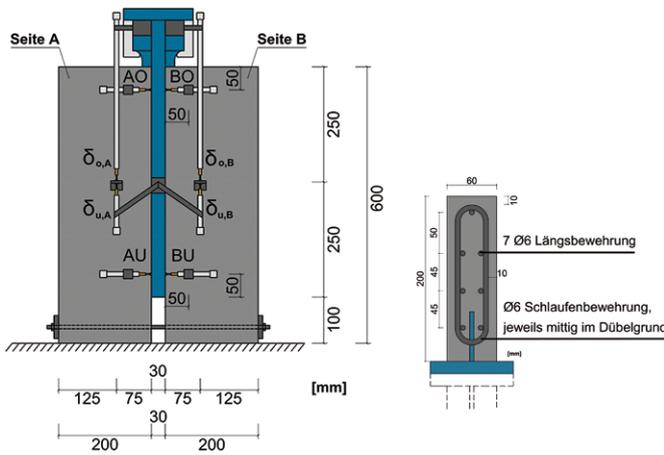


Bild 5 Ausrüstung der Versuchskörper mit Wegaufnehmern (links) und Bewehrungsführung (rechts) [19]
Push-out specimen with displacement transducer (left) and positioning of reinforcement (right)

Der Beton ist so orientiert, dass senkrecht zur Verbunddübelleiste nur eine geringe Betondeckung vorliegt.

Zur Messung der Relativverformung zwischen Stahl und Beton wurden die Versuchskörper mit konventionellen Wegaufnehmern bestückt, wie aus Bild 5 zu erkennen ist. Zusätzlich erfolgte in der Regel eine optische Messung zur Erfassung der Rissbildung und es wurden bei einigen Prüfkörpern DMS angebracht, um die Dehnungen der Stahldübel zu messen. Detailliertere Angaben hierzu finden sich in [19].

2.2 Untersuchte Parameter

Insgesamt wurden 107 Push-out-Versuche durchgeführt. Die Bezeichnung der Versuchskörper lautet immer „POCL X-Y“, wenn es sich um einen Versuchskörper mit Verbunddübelleiste in Klothoidenform handelt (Regelfall), oder „POPZ X-Y“, wenn eine Puzzleleiste verwendet wurde. Das X ist eine fortlaufende Nummerierung der Versuchskörper und gibt die verwendete Konfiguration an. Da üblicherweise immer zwei Versuchskörper mit identischer Konfiguration hergestellt und getestet wurden, gibt die zweite Zahl (Y) an, um welchen der beiden Push-out-Körper einer Konfiguration es sich handelt.

In den Versuchen wurde eine große Anzahl von Parametern variiert. Dazu gehörten die Dicke t_w und Streckgrenze f_y der Verbunddübelleisten, die Betondicke t_c , die Betonmischung inklusive des Stahlfasergehalts sowie die Verwendung von konventioneller Bewehrung. Die Variation der Betonmischung sowie des Stahlfasergehalts hatte Einfluss auf die Druckfestigkeit f_{cm} (ermittelt an Würfeln mit 100 mm und 150 mm Kantenlänge) und die zentrische Zugfestigkeit f_{ctm} des UHFB. Tab. 1 gibt einen Überblick über diese Parameter für ausgewählte Konfigurationen. Darüber hinaus wurden der Einfluss der Adhäsion, der Betonagerichtung (Ausrichtung der Stahlfasern), der Aufstandsfläche der Probekörper und einer geänderten

Ausrichtung der Betonscheiben untersucht. Der Einfluss hieraus war gering und ist in [19] ausführlich beschrieben.

2.3 Ergebnisse

2.3.1 Allgemeine Auswertung

Die durchgeführten Push-out-Versuche wurden gemäß Eurocode 4 [20] im Hinblick auf die Last-Verformungskurve, die maximale Traglast P_{max} und die charakteristische Duktilität δ_{uk} ausgewertet. Zusätzlich zu den Relativverschiebungen wurde auch die Steifigkeit c_u der Verbundmittel aus dem linearen Ast der Last-Verformungskurve im Bereich bis 50% der maximalen Traglast berechnet. Diese Ergebnisse sind ergänzend zu den Beton- und Stahleigenschaften in Tab. 1 abgedruckt. Da die Last-Verformungskurven der beiden Probekörper einer Konfiguration immer sehr ähnlich verlaufen, wurde hieraus eine mittlere Last-Verformungskurve bestimmt. Die Bezeichnung für den Mittelwert lautet „POCL X“. Alle Details zur Auswertungssystematik können [19] entnommen werden.

Die Auswertung der Versuche zeigte, dass sich abhängig vom Versagensmechanismus sehr unterschiedliche Tragfähigkeiten und Verformungsvermögen ergeben. Den größten Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten hatten hierbei die Dicke und Streckgrenze des Stahls sowie die Dicke des UHFB.

2.3.2 Auswertung mit optischem Messsystem

Durch die Auswertung der optischen Messtechnik und der DMS-Messungen an den Verbunddübelleisten konnte vor allem der jeweilige Versagensmechanismus der Push-out-Versuche besser beurteilt werden. Bild 6 zeigt für einen Versuchskörper mit typischer Rissbildung bei Betonversagen die Entwicklung der Risse bei unterschiedlichen Laststufen (rote Markierungen im Diagramm). Bis zur Maximallast (Bild 6, rechts oben) sind keine Risse sichtbar. Zum Zeitpunkt der Maximallast ist lediglich eine Stauchung des UHFB zu erkennen, die sich als vertikale hellblaue Linie bis zu der Stelle abzeichnet, an der die ebenfalls messbare Dickenaufweitung des Betons endet. Eine oberflächliche Entwicklung der Risse beginnt, wie aus Bild 6 (unten links) zu erkennen ist, erst nachdem die maximale Traglast überschritten wurde.

2.3.3 Einfluss der Verbunddübelleisten

Aus den in Tab. 1 ausgewählten Ergebnissen zur Tragfähigkeit P_{max} und zur Duktilität δ_{uk} ist zu erkennen, dass die Dicke der Verbunddübelleiste einen deutlichen Einfluss auf das Tragverhalten eines Push-out-Körpers aus UHFB besitzt. Es wurden drei unterschiedliche Blechdicken untersucht, 3 mm, 5 mm und 10 mm. In Bild 7 (links) sind die Mittelwertkurven von drei Versuchskon-

Tab. 1 Parameter und Versuchsergebnisse für ausgewählte Push-out-Versuche
Parameters and experimental results for selected push-out tests

Push-out-Versuch	Stahleigenschaften		Betoneigenschaften		Auswertung der Versuche				
	Leisten- dicke t_w [mm]	Streck- grenze f_y [N/mm ²]	Beton- dicke t_c [mm]	Bewehrung (mit/ohne) und Fasergehalt [Vol.-%]	Druck- festigkeit $f_{cm,150}$ [N/mm ²]	Zug- festigkeit $f_{ctm,28d}$ [N/mm ²]	max. Kraft P_{max} [kN]	Duktilität δ_{uk} [mm]	Steifigkeit c_u [kN/mm]
POCL 1	5	417	60	mit; 2,5 Vol.-%	136	–	644,9	6,01	4.292
POCL 2	5	417	60	ohne; 2,5 Vol.-%	144	–	578,1	1,69	5.149
POCL 3	5	417	50	ohne; 2,5 Vol.-%	160	–	589,9	1,12	4.271
POCL 4	5	417	40	ohne; 2,5 Vol.-%	159	–	576,7	1,26	5.072
POCL 5	10	363	60	mit; 2,5 Vol.-%	138	–	1.013,4	2,49	10.529
POCL 6	10	363	60	ohne; 2,5 Vol.-%	143	–	900,8	0,81	11.777
POCL 7	10	363	50	ohne; 2,5 Vol.-%	148	–	877,7	1,01	7.800
POCL 8	10	363	40	ohne; 2,5 Vol.-%	138	–	797,6	0,57	4.481
POCL 9	10	363	60	ohne; 0,9 Vol.-%	146	–	890,7	0,59	8.895
POCL 10	10	363	60	ohne; 2,5 Vol.-%	180	6,49	925,3	0,95	7.309
POCL 11	10	363	60	ohne; 2,5 Vol.-%	180	6,49	971,9	1,01	6.232
POCL 13	5	450	60	ohne; 2,5 Vol.-%	179	7,77	586,5	2,63	3.514
POCL 15	5	332	60	ohne; 2,5 Vol.-%	179	7,77	588,0	5,22	6.845
POCL 18	10	363	60	ohne; 0,9 Vol.-%	164	4,75	867,2	0,65	8.853
POCL 22	10	380	60	mit; 2,5 Vol.-%	170	7,51	963,3	4,48	4.775
POCL 23	10	427	60	ohne; 2,5 Vol.-%	177	8,83	935,8	0,89	–
POCL 24	3	176	60	ohne; 2,5 Vol.-%	164	6,74	335,3	26,59	707
POCL 26	3	176	40	ohne; 2,5 Vol.-%	164	6,74	295,2	14,61	924
POCL 30	5	332	60	ohne; 2,5 Vol.-%	161	6,74	559,6	4,72	5.218
POCL 31	10	427	60	ohne; 2,5 Vol.-%	169	7,51	935,9	0,92	9.770
POCL 32	5	280	60	mit; 2,5 Vol.-%	177	7,74	556,3	18,84	2.581
POCL 33	5	280	60	ohne; 2,5 Vol.-%	183	7,74	536,9	12,96	2.345
POCL 35	5	280	40	ohne; 2,5 Vol.-%	183	7,74	500,0	7,77	2.261
POCL 38	10	298	40	ohne; 2,5 Vol.-%	189	8,91	770,3	1,89	3.617
POCL 39	10	298	60	ohne; 2,5 Vol.-%	189	9,91	872,6	3,00	3.671
POCL 40	3	318	40	ohne; 2,5 Vol.-%	198	8,91	371,2	12,12	1.688
POCL 41	3	318	60	ohne; 2,5 Vol.-%	198	8,91	392,3	16,40	1.485
POCL 42	10	427	60	ohne; 2,5 Vol.-%	198	8,91	1004,6	1,88	2.792
POCL 45	10	427	60	ohne; 2,5 Vol.-%	185	10,13	1052,5	2,05	3.819
POCL 46	5	280	60	mit; 2,5 Vol.-%	193	10,13	610,9	20,85	–
POCL 47	5	280	60	ohne; 0,9 Vol.-%	174	6,19	442,0	3,36	2.419
POCL 50	10	427	40	ohne; 2,5 Vol.-%	195	8,56	988,3	1,39	4.372
POCL 51	10	410	60	ohne; 2,5 Vol.-%	199	8,61	973,8	1,49	4.684
POCL 52	5	325	60	ohne; 2,5 Vol.-%	203	7,54	536,6	5,34	3.309
POCL 53	3	338	60	ohne; 2,5 Vol.-%	198	8,12	377,8	15,95	1.769
POPZ 1	3	293	60	ohne; 2,5 Vol.-%	195	8,56	366,0	10,14	1.797
POPZ 2	10	406	40	ohne; 2,5 Vol.-%	195	8,56	942,0	1,66	3.739

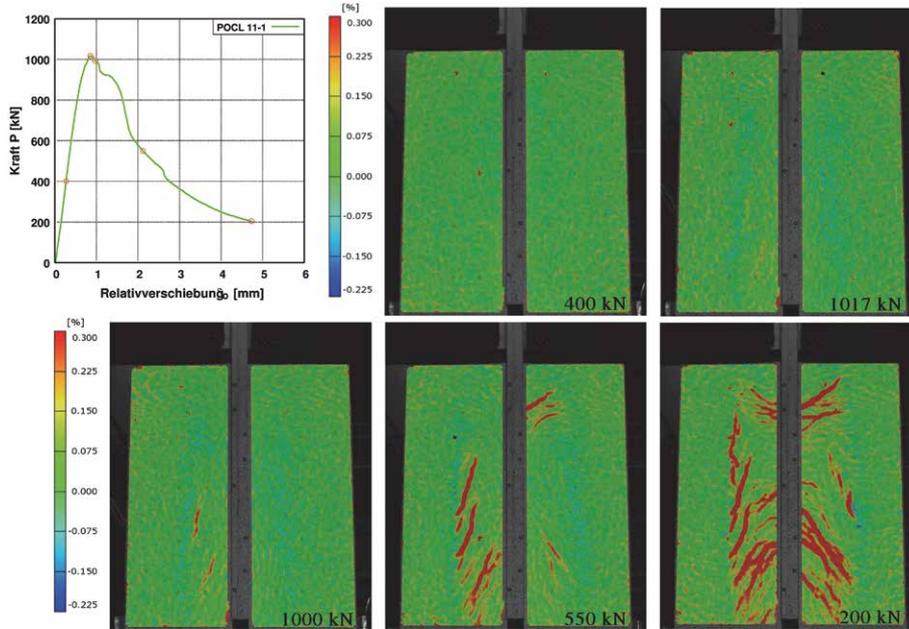


Bild 6 Kraft-Verformungskurve und Rissbildung eines Versuchskörpers bei verschiedenen Laststufen (Markierung im Diagramm) [19]
Load-deformation curve and cracks in a push-out specimen at different load levels (marks in diagram)

figurationen dargestellt, die bis auf die Dicke der Verbunddübelleisten vergleichbare Eigenschaften aufwiesen. Wie zu erwarten, nimmt die maximale Traglast mit größer werdender Blechdicke zu. Die zunehmende Betonschädigung ist dafür verantwortlich, dass die Laststeigerung im Vergleich zur Änderung der Stahldicke unterproportional verläuft. Dies lässt sich an der sinkenden Duktilität ablesen. Während die Versuchskörper der Konfiguration POCL 41 ein äußerst duktiles Stahlversagen aufwiesen, kam es beim duktilen Versagen der Prüfkörper POCL 30 schon zu deutlichen Betonschädigungen, die eine weitere Laststeigerung verhinderten. Die Push-out-Körper mit 10 mm Blechdicke (POCL 10) versagten sehr spröde durch Aufspalten des Betons. Dies ist auch aus den optischen Messungen (Bild 8) zu erkennen.

Genau wie die Stahldicke besitzt auch die Streckgrenze der Verbunddübelleiste einen großen Einfluss auf das Tragverhalten der Verbunddübelleisten im UHFB. In

Bild 7 (Mitte) sind die Ergebnisse von Versuchskörpern mit 5 mm Blechdicke dargestellt. Die Streckgrenze beeinflusst bei diesen fast nur die Duktilität und deutlich weniger die maximale Traglast. Mit steigender Streckgrenze kommt es zu größeren Betonschädigungen, wodurch die Stahldübel nicht mehr bis über die Streckgrenze hinaus ausgelastet werden. Der gleiche Effekt lässt sich auch für Versuchskörper mit 3 mm und 10 mm Verbunddübelleiste beobachten (vgl. POCL 24 und 41 bzw. POCL 39 und 45 in Tab. 1).

Anhand der freigeschnittenen Verbunddübelleisten konnten sowohl die Verformungen der Stahldübel als auch der Schädigungsgrad des Betons festgestellt werden (Bild 9). Bei POCL 2 lag ein Betonversagen vor, weshalb der Stahldübel unverformt ist. Beim POCL 30 trat ein gemischtes Versagen auf, was an der plastischen Verschiebung des Stahldübels und der zusätzlichen Betonschädigung zu erkennen ist. Im Dübelkernbereich ist ein ver-

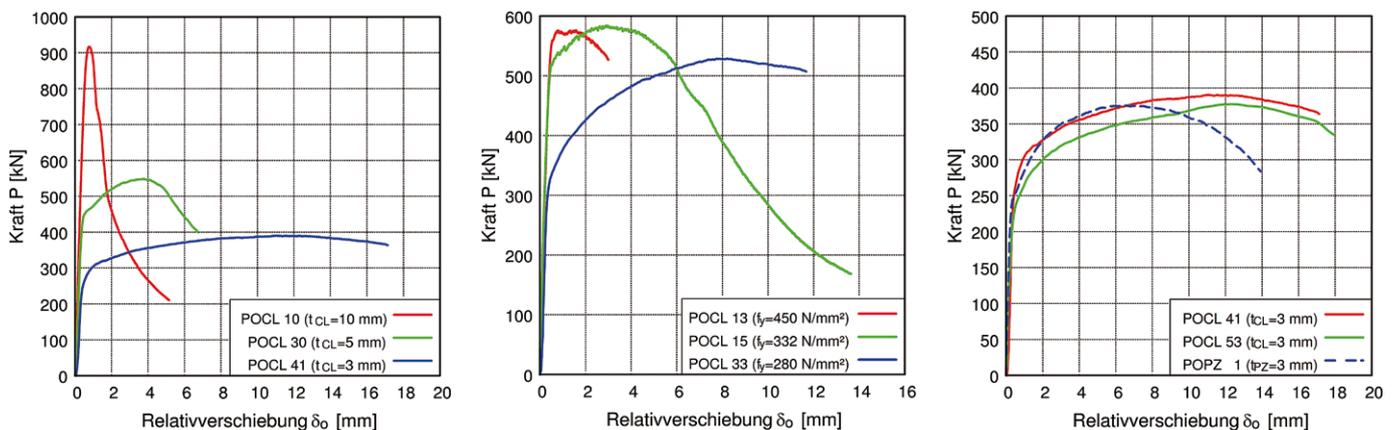


Bild 7 Einfluss der Stahldicke (links), Streckgrenze (Mitte) und der Form der Verbunddübelleisten (rechts) [19]
Influence of steel thickness (left), yield strength (centre) and the shape of the composite dowel strips (right)

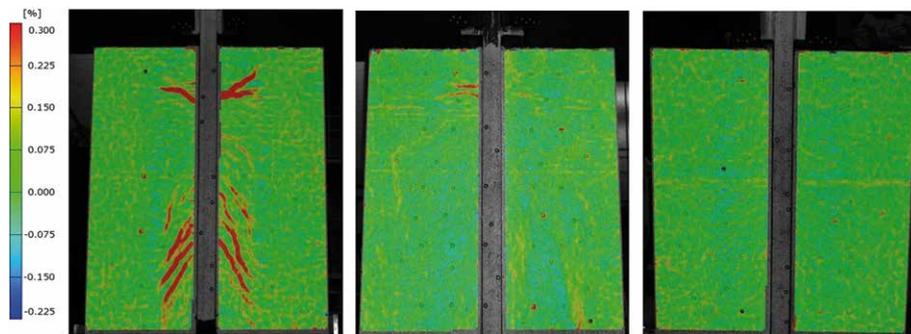


Bild 8 Rissbilder nach Versuchsende für POCL 10-2 (links), POCL 30-2 (Mitte) und POCL 41-1 (rechts) [19]
Crack patterns after end of test for POCL 10 2 (left), POCL 30 3 (centre) and POCL 41 1 (right)

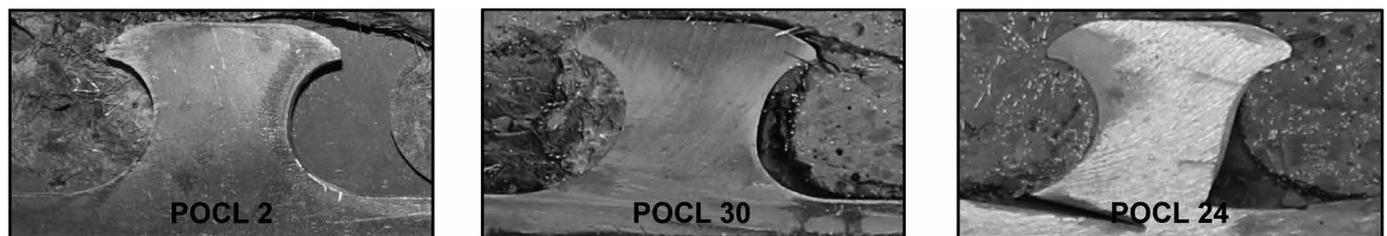


Bild 9 Verformung der Verbunddübel nach dem Versuch [19]
Deformation of composite dowels after testing

dichteter Betonkeil vorhanden, der schon früher beobachtet wurde [21]. Aufgrund der Biegebeanspruchung ist die Oberseite des Stahldübel leicht geneigt. Beim POCL 24 trat ein reines Stahlversagen auf. Die Stahldübel werden hierbei im Wesentlichen auf Schub beansprucht, weshalb die Oberseite der Dübel kaum geneigt ist und das Abscheren des Stahls über einen tiefliegenden Riss erfolgt. Der Beton war ungeschädigt.

Wie aus Bild 7 (rechts) zu erkennen ist, ist die Traglast der Versuchskörper mit Verbunddübelleisten in Puzzleform (POPZ 1) in etwa so hoch wie diejenige der beiden Vergleichskörper mit Klothoidenform. Nur bei der Duktilität ist ein deutlicher Unterschied zu erkennen. Die Prüfkörper mit Puzzleleiste weisen eine um 36% niedrigere Duktilität auf, was durch die größere Höhe der Klothoidenform bedingt ist, die bei Schub- bzw. Biegebelastung eine größere Verschiebung erlaubt.

2.3.4 Einfluss des Betons und der Bewehrung

Neben der Blechdicke der Verbunddübelleiste besitzt auch die Betondicke einen großen Einfluss auf das Tragverhalten und die maximale Traglast der Push-out-Versuchskörper. Unabhängig von den übrigen Parametern geht mit einer Reduktion der Betondicke auch immer eine Reduktion der Maximallast und der Duktilität einher. Die Veränderungen sind allerdings abhängig von der Versagensart unterschiedlich stark ausgeprägt. Für Versuchskörper mit Stahlversagen kann aus Bild 10 (links) erkannt werden, dass die maximale Traglast und die Duktilität bei den Push-out-Körpern mit 40 mm Dicke (POCL 26 und POCL 40) jeweils deutlich geringer sind, als dies

bei den zugehörigen Referenzprüfkörpern mit 60 mm Dicke der Fall ist (POCL 24 und POCL 41). Dennoch liegt bei allen Versuchskörpern weiterhin ein ausgeprägtes Stahlversagen vor.

Der Einfluss der Betondicke auf die Versuchskörper mit 10 mm Leistendicke und daraus resultierendem Betonversagen kann Bild 10 (Mitte) entnommen werden. Das Versagen war bei allen Versuchskörpern nur wenig duktil. Es ist jedoch deutlich zu erkennen, dass die Konfiguration POCL 8 mit 40 mm Betondicke sich noch einmal spröder verhalten hat als die Push-out-Körper mit 50 mm und 60 mm Betondicke. Dies lässt sich damit erklären, dass bei den dickeren Versuchskörpern ein klassisches Spaltversagen aufgetreten ist, während die Probekörper mit 40 mm Dicke ein Abscheren des Betons entlang der Umrissfläche der Verbunddübelleiste aufwiesen.

Wie im Abschn. 2.3.2 erläutert, kommt es beim Spaltversagen zunächst zu einer Dickenaufweitung des UHFB im Bereich der Verbunddübelleisten. Diese Verformung quer zur Lastrichtung resultiert aus Spaltrissen infolge der konzentrierten Lasteinleitung durch die Stahldübel und die damit einhergehenden Querkraftkräfte. Erst nach Erreichen der Maximallast treten die ersten, äußerlich messbaren Risse auf (vgl. Bild 6). Bei einer weiteren Belastung der Versuchskörper kommt es zu einer verstärkten Rissbildung in der Ebene der Verbunddübelleisten und auf der Außenseite. Der Spaltreiß reicht allerdings nicht über die gesamte Breite der Versuchskörper, sondern entwickelt sich zur Vorder- bzw. Rückseite, sodass es zu einem Aufklappen bzw. zu einem Kantenbruch im Bereich der Verbunddübelleiste kommt (Bild 11, links).

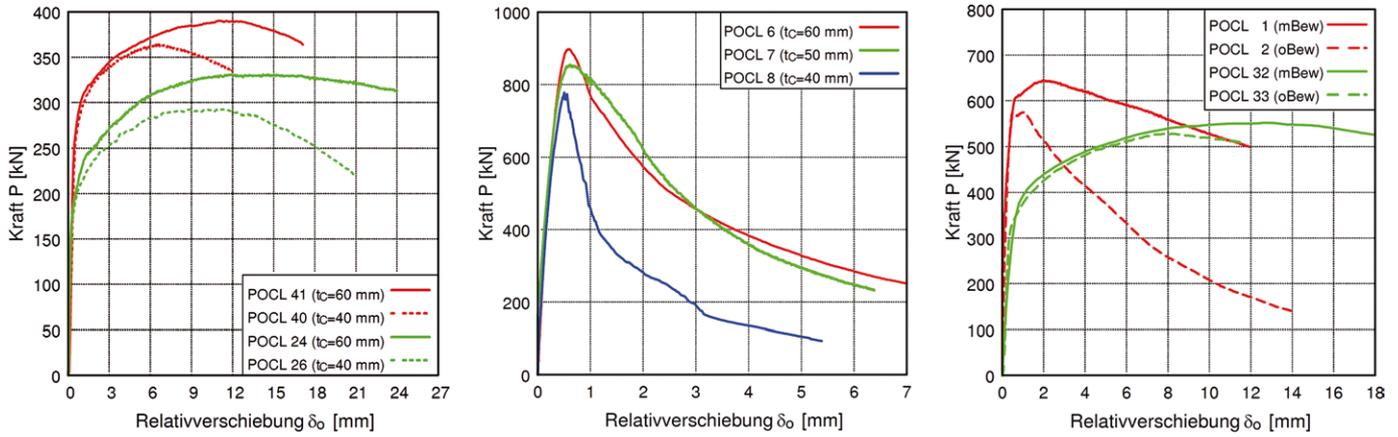


Bild 10 Einfluss der Betondicke bei Stahlversagen (links), bei Betonversagen (Mitte) und Einfluss der Bewehrung (rechts) [19]
Influence of concrete thickness for steel failure (left), for concrete failure (centre) and influence of reinforcement (right)

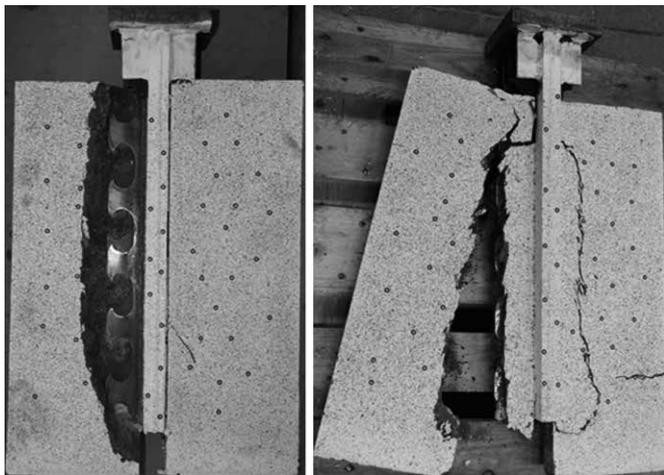


Bild 11 Versuchskörper mit Spaltversagen (links) und Abscheren (rechts) nach dem Push-out-Versuch [19]
Test specimen with splitting failure (left) and shear failure (right) after push-out test

Mit abnehmender Scheibendicke verringern sich die Spaltkräfte und die in den Beton einzuleitende Schubspannung an der Dübelumrissfläche wächst. Hierdurch kann es bei dünnen Versuchskörpern zum Abscheren entlang der Einhüllenden der Stahldübel kommen (Bild 11, rechts).

Alle Push-out-Körper mit Bewehrung wurden, wie in Bild 5 dargestellt, mit einem Bügel $\varnothing 6$ mm je Ausnehmung der Verbunddübelleiste ausgeführt. Durch die Verwendung von Stabstahlbewehrung sollte sowohl die Tragfähigkeit als auch die Duktilität gesteigert werden, indem die Spaltzugkräfte im Beton durch die Bewehrung aufgenommen werden. Wie erwartet, wirkte sich die Betonstahlbewehrung bei den Konfigurationen mit Betonversagen stärker auf die Duktilität aus, als dies bei Stahlversagen der Fall war. Bild 10 (rechts) zeigt, dass die Bewehrung bei Versuchskörpern mit Stahlversagen (POCL 32 und POCL 33) zu einer etwas besseren Duktilität und geringfügig gesteigerten Traglast führt. Beim Versuchskörper POCL 1, der mit 5 mm dicker Verbunddübelleiste und mit Bewehrung ausgeführt wurde, erhöht

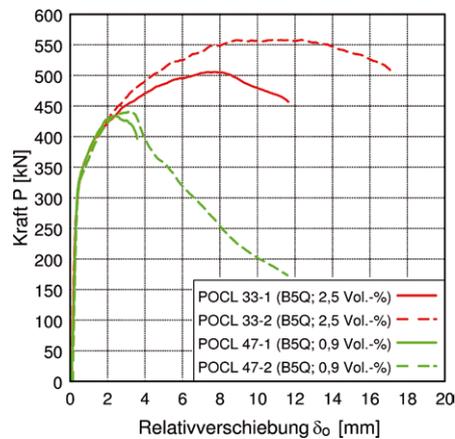


Bild 12 Einfluss der Betondicke bei 5 mm Blechdicke [19]
Influence of concrete thickness at 5 mm steel thickness

sich die Traglast im Vergleich zum Referenzkörper POCL 2 stärker, da das Spalten des Betons teilweise verhindert wurde. Auch bei den Versuchskörpern mit 10 mm dicker Verbunddübelleiste (POCL 6) konnte durch die Verwendung von Bewehrung (POCL 5) die Traglast und Duktilität gesteigert werden (vgl. Tab. 1). Allerdings wurde das Spalten nicht vollständig verhindert, weshalb die Duktilität eher auf niedrigem Niveau verbleibt.

Der Einfluss der Stahlfaserbewehrung auf das Tragverhalten von Push-out-Körpern mit Stahlversagen ist in Bild 12 dargestellt. Die Reduktion der Stahlfasermenge bei den Versuchskörpern POCL 47 im Vergleich zu POCL 33 führt zu einer verringerten Tragfähigkeit des Betons. In den Begleitversuchen zur Ermittlung der Betoneigenschaften wurde bei der Betonmischung mit reduziertem Fasergehalt eine um 40% niedrigere Biegezugfestigkeit gemessen. Dies erklärt, weshalb sich nach dem anfänglichen Fließen des Stahls beim POCL 47 schließlich ein Betonversagen mit dem charakteristischen steil abfallenden Kurvenverlauf ergab.

Bei den Versuchskörpern mit 10 mm Blechdicke und Betonversagen ändert sich die Last-Verformungskurve trotz unterschiedlicher Zug- und Biegezugfestigkeiten

(vgl. Tab. 1) nur geringfügig. Dies kann dem Vergleich der Ergebnisse für POCL 6 mit 2,5 Vol.-% und POCL 9 sowie POCL 18 mit 0,9 Vol.-% aus Tab. 1 entnommen werden. Allerdings weisen die Versuchskörper mit weniger Stahlfasern nach Erreichen der Höchstlast ein spröderes Verhalten auf.

3 Numerische Untersuchungen

3.1 Hintergrund

Unterstützend zu den experimentellen Untersuchungen wurden numerische Berechnungen der Push-out-Versuche durchgeführt. Dies führte einerseits zu einem besseren Verständnis des Trag- und Verformungsverhaltens der Versuchskörper. Andererseits konnte die aus den Versuchen vorliegende Datenbasis um Ergebnisse mit experimentell nicht geprüften Randbedingungen erweitert werden. Die FE-Berechnungen wurden mit dem Programmpaket Abaqus in der Version 6.12 durchgeführt.

3.2 Materialmodelle

Die numerische Simulation der Push-out-Versuche stellt hohe Anforderungen an das Materialmodell des Betons. Der UHFB wird in den Versuchen im Dübelkernbereich durch eine nahezu hydrostatische, dreidimensionale Druckspannung beansprucht, wohingegen andere Bereiche infolge der ausgeprägten Spaltzugbelastung eine Rissbildung erfahren. Hinzu kommt, dass Beton ein Werkstoff ist, der sich sowohl unter Druck- als auch Zugbeanspruchung stark nichtlinear verhält.

In Abaqus steht für die Berücksichtigung der oben genannten Effekte das Concrete Damaged Plasticity (CDP) Modell zur Verfügung. Hierbei handelt es sich um ein plastisches Materialmodell mit isotroper Schädigung, das sich aus einer Fließbedingung, einem nichtassozierten Fließgesetz mit hyperbolischer Funktion vom Typ Drucker-Prager und einer Verfestigungshypothese zusammensetzt [22].

Für die eigenen Berechnungen wurden die Einstellungen des CDP-Modells in Anlehnung an frühere Untersuchungen und eigene Vorberechnungen vorgenommen. Der gewählte Dilatanzwinkel $\psi = 33^\circ$ liegt im von Abaqus [22] empfohlenen Bereich zwischen 25° und 40° und hat bei Parameterstudien die besten Ergebnisse erzielt. Der Exzentrizitätsparameter ε wurde gegenüber den Abaqus-Voreinstellungen ($\varepsilon = 0,10$) nicht geändert. In [23] wurden mit dem Standardwert für UHFB ebenfalls gute Ergebnisse erzielt. Die Form der Fließfläche in der Deviatorenebene lässt sich beim CDP-Modell über den Wert K_c steuern. Dieser ist als Verhältnis vom Zug- zum Druckmeridian definiert und kann Werte zwischen 0,5 (dreiecksförmig) und 1,0 (kreisförmig) annehmen. In experimentellen Untersuchungen wurde festgestellt, dass dieser Wert für UHFB deutlich geringer ist als der

Standardwert von 0,67 [24]. Daher wurde für die eigenen Berechnungen K_c zu 0,55 gewählt. In den gleichen Untersuchungen wurde erkannt, dass der Verhältniswert zwischen zweiaxialer und einaxialer Druckfestigkeit f_{bc}/f_c beim UHFB geringer ist als beim Normalbeton. Für einen Grobkornbeton ergab sich bei diesen Untersuchungen ein Verhältniswert von 1,07. Dieser wurde daher implementiert.

Die Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,100}$, die im Rahmen der Konformitätsprüfungen ermittelt wurde, wurde jeweils als maximale Druckspannung verwendet. Da die Dehnung ε_{c1} bei Erreichen der Druckfestigkeit in den durchgeführten Untersuchungen immer nur sehr geringen Schwankungen unterlag, wurde der Mittelwert $\varepsilon_{c1} = 4,18\text{‰}$ für alle Berechnungen verwendet. Der E-Modul des UHFB wurde auf Basis der eigenen Versuche ebenfalls einheitlich zu 50.000 N/mm^2 festgelegt und die Querdehnzahl wurde in Anlehnung an [3] zu 0,19 gewählt.

Die einaxiale Spannungs-Dehnungsbeziehung unter Druckbeanspruchung folgte dem Ansatz von Sargin [25], der die Möglichkeit bietet das Nachbruchverhalten über den Formfaktor D zu beeinflussen. Gerade für die numerische Simulation von UHFB, der aufgrund der Faserbewehrung eine bessere Duktilität im Nachbruchbereich besitzt als Normalbeton, hat sich dieser Ansatz bewährt [23]. Für alle Berechnungen wurde der Faktor $D = 0,5$ gewählt und ein linearer Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung unter Druckbeanspruchung bis 80% der maximalen einaxialen Druckspannung angenommen.

Für die korrekte Abbildung des Tragverhaltens von Push-out-Körpern ist besonders die Definition der Zugspannungs-Dehnungsbeziehung unter Beachtung der Stahlfasern und der Zugschädigung durch die Rissbildung wichtig. Hier wurde zur Berücksichtigung des Nachbruchbereichs auf die von Leutbecher [26] entwickelten analytischen Ansätze zur Beschreibung von ultrahochfestem Faserbeton zurückgegriffen. Es wird dabei zwischen den Phasen der Faseraktivierung und des Faserauszugs unterschieden. Die maximale einaxiale Zugfestigkeit σ_{t0} wurde gleich der gemessenen Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ (vgl. Tab. 1) gesetzt. Diese wurde durch direkte Zugversuche an knochenförmigen Probekörpern im Rahmen der Konformitätsprüfungen gewonnen. Falls keine Zugversuche durchgeführt wurden, wurde die Zugfestigkeit σ_{t0} über den Ansatz aus [26] zur Bestimmung der Zugspannung eines Faserbetons unter Berücksichtigung der Stahlfasern berechnet. Detailliertere Erläuterungen zum CDP-Materialmodell und zum verwendeten Gleichungslöser (Abaqus/Explicit) finden sich in [19].

Für den Stahl wurde ein elastisch-plastisches Materialmodell mit isotroper Verfestigung nach Erreichen der Streckgrenze verwendet. Sowohl für die Verbunddübelleiste als auch für den Betonstahl wurden die entsprechenden Spannungs-Dehnungsbeziehungen aus Zugversuchen ermittelt.

3.3 Modellbildung und Kontaktbedingungen

Die Nachrechnung der Push-out-Versuche erfolgte unter Ausnutzung der doppelten Symmetrie der Probekörper mit dem in Bild 13 dargestellten FE-Modell. Das Modell besteht aus vier voneinander unabhängigen Teilsystemen, die über die Kontaktbedingungen miteinander verbunden sind. Es handelt sich dabei um das Stahlelement mit der Verbunddübelleiste, die UHFB-Scheibe, die Grundplatte und gegebenenfalls die Bewehrung (nicht dargestellt). Kontaktbedingungen bestehen an den Stirn- und Seitenflächen der Verbunddübelleiste sowie der Unterseite der Betonscheibe. Allen drei Bereichen wurde eine Kontaktformulierung zugewiesen, mit der nur Druckkräfte übertragen werden können. Zusätzlich wurde eine Reibungsbedingung definiert. Auswertungen der eigenen Versuche haben gezeigt, dass der Reibungsbeiwert zwischen der Verbunddübelleiste und dem UHFB ungefähr $\mu = 0,6$ beträgt, während der Reibungsbeiwert zwischen Betonunterkante und Grundplatte etwa bei 0,1 und 0,2 liegt. Diese Werte ergaben auch die besten Übereinstimmungen mit den experimentellen Versuchen und wurden daher in der Regel verwendet.

Bild 13 zeigt die Diskretisierung des FE-Modells. Für den Beton und den Baustahl wurden immer achtknotige isoparametrische Kontinuumselemente mit reduzierter Integration verwendet [22]. Im Bereich der Beton- und Stahldübel, wo die höchsten Spannungen auftreten und der Kontakt zwischen Stahl und Beton realisiert wird, wurde das Netz deutlich verfeinert. Die Belastung erfolgte weggesteuert über die Verschiebung der Kopfplatte.

3.4 Validierung

Das FE-Modell der Push-out-Körper wurde validiert, indem eine Vielzahl der experimentell geprüften Versuchskörper numerisch nachgerechnet wurde. Die FE-Modelle unterschieden sich nur durch die gemessenen Werte der Betondruck- und Zugfestigkeit sowie die Spannungs-Dehnungsbeziehung der Verbunddübelleiste.

Wie der Vergleich der Last-Verformungskurven von experimentellen Untersuchungen und numerischen Berechnungen in Bild 14 zeigt, liegt eine gute Näherung des

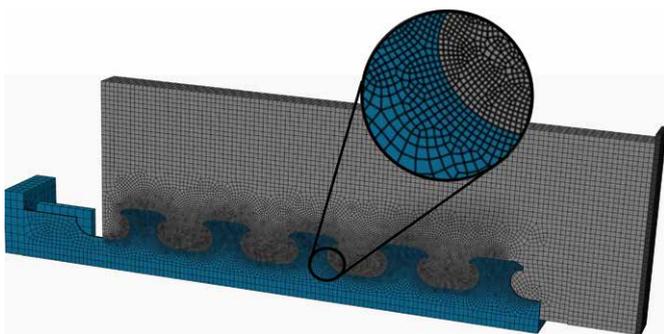


Bild 13 Globales FE-Netz und Detaildarstellung im Dübelkernbereich [19]
Global FE-mesh and detailed display in the dowel core area

Tragverhaltens für Versuchskörper mit unterschiedlichen Versagensmechanismen vor. Dies gilt sowohl bei Betonversagen (POCL 5 und POCL 6) als auch für diejenigen, bei denen eine gewisse Duktilität vorlag (POCL 1 und POCL 2). In beiden Fällen kann der positive Einfluss der Bewehrung auf die Traglast und Duktilität der Versuchskörper abgebildet werden. Die Konfigurationen POCL 1 und POCL 5 (mit Bewehrung) sind ansonsten jeweils identisch zu den POCL 2 bzw. POCL 6 (ohne Bewehrung). Bild 14 (rechts) zeigt Versuchskörper mit Stahlversagen, die alle mit einer 3 mm dicken Verbunddübelleiste ausgeführt wurden und sich äußerst duktil verhielten. Es ist zu erkennen, dass im Rahmen der FE-Berechnungen sowohl der Einfluss einer höheren Stahlgüte (POCL 40 vs. POCL 24) als auch der Einfluss der UHFB-Dicke (POCL 24 vs. POCL 26) richtig erfasst werden konnte.

Neben den Last-Verformungskurven wurden auch die Rissbilder der numerischen Berechnungen mit denen aus dem Versuch verglichen. Bei den Versuchskörpern mit Spaltversagen konnte die Spaltrissbildung in der Mittelebene der Versuchskörper im lastabgewandten Bereich der Betondübel erkannt werden (Bild 15, links). Diese Rissbildung wurde auch im Versuch beobachtet. Bei Reduktion der Scheibendicke dominierten die Zugspannungen entlang der Dübelumrissfläche immer deutlicher. Die FE-Simulation von POCL 8 zeigte das Abscheren ganz analog zum Versuch (Bild 15, rechts). Die in den FE-Simulationen beobachteten Stahlverformungen passten ebenfalls sehr gut zur realen Verformung der Stahldübel.

Insgesamt wurden 31 Push-out-Konfigurationen nachgerechnet und die Quotienten der Maximallast sowie Duktilität von den FE-Werten zu den Versuchsergebnissen gebildet. Der arithmetische Mittelwert \bar{x} der Maximallast-Quotienten liegt bei 1,0 und der Variationskoeffizient wurde zu $\nu = 0,04$ bestimmt. Dies bedeutet, dass sich die maximale Tragfähigkeit der Push-out-Körper über alle Versuchskörper hinweg sehr gut nachrechnen lässt. Die Unterschiede zwischen Versuch und FE-Berechnung sind beim Schlupf größer. Für Versuchskörper, bei denen der Einfluss einer Adhäsion zwischen UHFB und Stahl ausgeschlossen werden konnte, liegt der Mittelwert $\bar{x} = 1,05$ mit einem Variationskoeffizienten von $\nu = 0,26$ vor. Die ausführlichen Ergebnisse sind in [19] dokumentiert.

3.5 Ergebnisse der FE-Berechnungen

Nach der Validierung wurden die FE-Modelle getrennt für Beton- und für Stahlbeanspruchung detaillierter ausgewertet. Neben der Rissbildung im UHFB (vgl. Bild 15) wurde der Verlauf der Druck- und Zugspannungstrajektorien analysiert. Dabei war zu erkennen, dass die Kraftübertragung vom Stahldübel in den Beton hauptsächlich über die Druckstreben im Dübelkernbereich erfolgt. Zusätzlich sind aber auch Druckstreben auf der lastzugewandten abgerundeten Seite des Dübelkopfs sowie stützende Druckstreben auf der lastabgewandten unteren Seite des Dübelkopfs sichtbar. Im hydrostatisch bean-

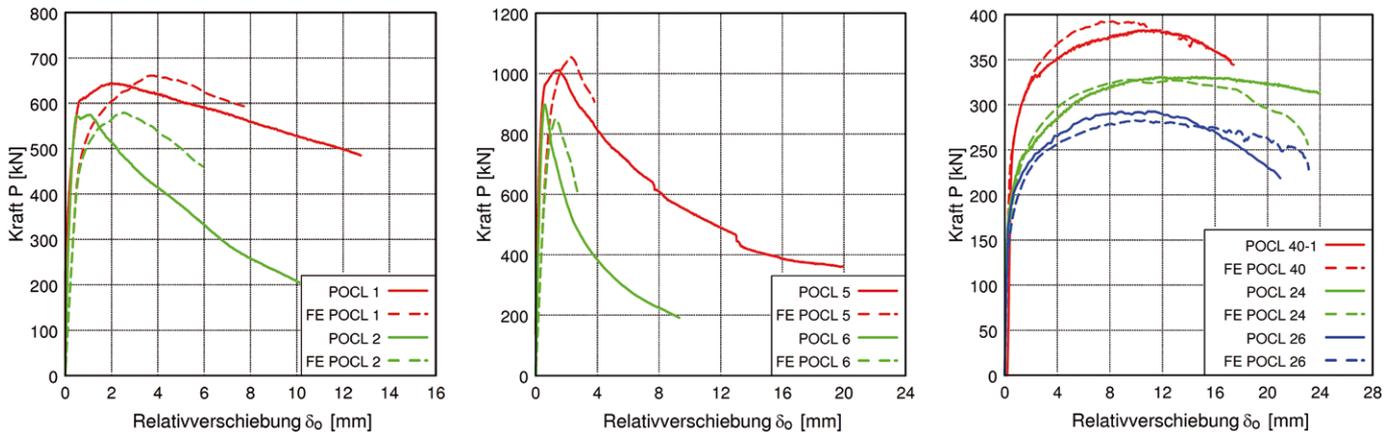


Bild 14 Vergleich von experimentell und numerisch ermittelten Last-Verformungskurven für verschiedene Push-out-Konfigurationen und Versagensarten [19]
Comparison of experimentally and numerically determined load-deformation curves for different push-out configurations and failure modes

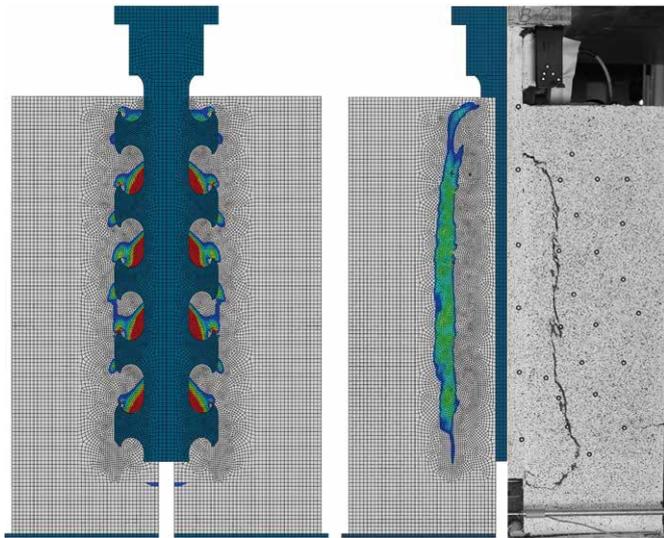


Bild 15 Rissbildung im FE-Modell der Push-out-Körper mit Spaltversagen in Scheibenmitte (links, POCL 45) und Abscherversagen an der Außen-seite im Versuch und im FE-Modell (rechts, POCL 8) [19]
Crack formation in the FE-model of the push-out specimen with splitting failure in mid-plane (left, POCL 45) and shear failure on the outside in test and in FE-model (right, POCL 8)

spruchten Dübelkernbereich liegen die maximalen Druckspannungen teilweise deutlich über der implementierten einaxialen Druckfestigkeit. Die Zugspannungsverläufe bestätigen im Wesentlichen die Erkenntnisse der Rissbilder.

Die Verbunddübelleiste erfährt die größten Beanspruchungen am Dübelfuß, da sich dort der Betondübel abstützt und die meiste Last eingeleitet wird. Zur genauen Analyse der Beanspruchungen der Verbunddübelleiste ist in Bild 16 die Vergleichsspannung des Stahls zum Zeitpunkt der maximalen Last für vier Konfigurationen abgedruckt. Hierbei entspricht der kleinste sichtbare Wert (blau) der Streckgrenze, der Höchstwert (in Rot) wurde als Zugfestigkeit des Stahls definiert.

Aus den Auswertungen der Druckspannungstrajektorien im Beton sowie der Verformung und dem Verlauf der Spannungen in Bild 16 lässt sich erkennen, dass die

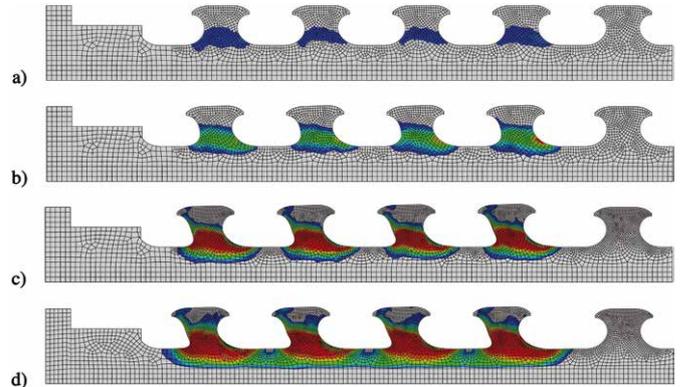


Bild 16 Spannungen im Stahl bei Beton-, gemischtem und Stahlversagen jeweils bei der maximalen Last: a) POCL 45, b) POCL 30, c) POCL 40 und d) POCL 24 [19]
Stresses in steel in case of concrete, mixed and steel failure at the maximum load: a) POCL 45, b) POCL 30, c) POCL 40 und d) POCL 24

Stahldübel nicht wie Kragarme beansprucht werden. Zum einen werden auf der lastzugewandten Seite Druckkräfte in den geneigten Teil vom Dübelkopf eingetragen und zum anderen findet auf der Rückseite des Stahldübel aufgrund des Hinterschnitts eine Abstützung am Beton statt. Die hieraus resultierende Gesamtbeanspruchung der Stahldübel lässt sich mithilfe der Kontaktspannungen entlang der Stirnfläche der Stahldübel mit einem für Verbunddübelleisten in Normalbeton entwickelten Verfahren ermitteln [27]. Hierbei werden die aufintegrierte Schubbeanspruchung des Stahldübel und der Abstand dieser resultierenden Schubkraft zum Dübelfuß ausgewertet. Es hat sich gezeigt, dass die Stahldübel im UHFB bedingt durch die Abstützeffekte am Dübelkopf eine geringere Biegebeanspruchung erfahren als im Normalbeton, wo Rissbildung diese Form der Lastabtragung weitgehend verhindert [27]. In den eigenen Versuchen mit UHFB wird der Stahldübel weniger auf Biegung und mehr auf Abscheren belastet, was eine höhere Tragfähigkeit bei Stahlversagen bedeutet. Die tiefliegenden Risse in den freigelegten Stahldübeln bei der Konfiguration POCL 24 (Bild 9, rechts) bestätigen diese Erkenntnis und die Lage der Gesamtergebnisse.

3.6 Parameterstudien

Auf Basis des kalibrierten FE-Modells wurden ergänzende Simulationen durchgeführt, um das Trag- und Verformungsverhalten von Versuchskörpern mit Konfigurationen zu untersuchen, die über den Bereich hinausgehen, der mithilfe der experimentellen Untersuchungen abgedeckt wurde. Hierzu wurden insgesamt 124 numerische Berechnungen von Push-out-Körpern mit Verbunddübeln in Klothoidenform und mit ultrahochfestem Beton durchgeführt.

Eine Übersicht über die durchgeführten FE-Berechnungen findet sich in [19]. Die Druckfestigkeit des UHFB betrug bei allen Berechnungen $f_{cm} = 200 \text{ N/mm}^2$. Die Zugfestigkeit lag bei $f_{ctm} = 6 - 10 \text{ N/mm}^2$. Schwerpunktartig wurde jedoch in den Analysen das Tragverhalten in Abhängigkeit von der Betondicke ($t_c = 20 - 100 \text{ mm}$) und der Blechdicke der Verbunddübeln ($t_w = 3 - 12,5 \text{ mm}$) untersucht. Für den Stahl kamen dabei vier unterschiedliche Spannungs-Dehnungsbeziehungen zur Anwendung. Um den Einfluss einer sehr hohen Streckgrenze zu simulieren und somit das Betonversagen (Spalten und Abscheren) als Grenzbetrachtung unabhängig vom Fließen der Stahldübel untersuchen zu können, wurde eine vollständig linear elastische Spannungs-Dehnungsbeziehung berücksichtigt. Die Kontaktbedingungen wurden gegenüber der Validierung nicht verändert.

Die Parameterstudien zeigen, dass mit abnehmender UHFB-Dicke die Traglast kleiner und die Duktilität geringer wird. Diese Beobachtung, die mit den experimentellen Ergebnissen übereinstimmt, gilt unabhängig von der Versagensart und ist auf die verstärkte Rissbildung bei dünnerem Beton zurückzuführen. Weiterhin konnten Grenzdicken definiert werden, ab denen der Übergang vom Spalten zum Abscheren des Betons stattfindet. Als Grenzdicke wurde diejenige angenommen, ab der die Zugbelastung im FE-Modell für beide Beanspruchungsarten gleich groß ist. Die Grenzdicke ist dabei auch von der Dicke der Verbunddübeln t_w abhängig. Während bei einer Dicke $t_w = 3 \text{ mm}$ erst ab Betonscheibendicken $t_c \leq 25 \text{ mm}$ mit einem Abscheren zu rechnen ist, kann ein Abscheren bei $t_w = 5 \text{ mm}$ ab $t_c \leq 30 \text{ mm}$ und bei $t_w = 10 \text{ mm}$ erst ab $t_c \leq 40 \text{ mm}$ auftreten. In den Experimenten wurde für die beiden Konfigurationen POCL 8 und POCL 50 mit 40 mm Betondicke und 10 mm dicker Dübeln ein Abscherversagen beobachtet, was zu den ermittelten Grenzwerten passt.

4 Zusammenfassung

Die umfangreichen experimentellen und numerischen Untersuchungen der Push-out-Körper mit Verbunddübeln in dünnem ultrahochfestem Beton ermöglichten eine gute Bestimmung des Trag- und Verformungsverhaltens, wie es in schlanken Stegen von Verbundträgern mit externer Bewehrung vorliegt.

Es konnte gezeigt werden, dass drei unterschiedliche Versagensmechanismen auftreten können. Das Stahlversagen der dünnen Verbunddübeln ist extrem duktil und weist ein im Vergleich zum Normalbeton hohes Lastniveau auf. Die Stahldübel werden hierbei aufgrund der guten Einspannwirkung des Dübelkopfs in den ungerissenen UHFB im Wesentlichen auf Abscheren beansprucht und die Risse im Stahl treten sehr tief am Dübelfuß auf. Mit abnehmender Betondicke bzw. zunehmender Stahldicke kommt es zu einem gemischten Versagen, bei dem es im UHFB zur Rissbildung kommt, wodurch sich die Einspannwirkung im Beton ebenso wie die maximale Traglast und die Duktilität reduzieren. Es treten jedoch weiterhin plastische Verformungen des Stahldübeln auf und das Niveau der Traglast entspricht demjenigen von Verbunddübeln in Normalbeton. Eine weitere Reduktion der Betondicke oder eine Erhöhung der Stahldübeltragfähigkeit führen zum Spaltversagen des Betons infolge der nicht mehr aufnehmbaren Querkraftkräfte. Bei sehr dünnen UHFB-Scheiben konnte als letzte Versagensart ein Abscheren des Betons entlang der Dübelumrissfläche beobachtet werden. Dieses erfolgte nahezu ohne Vorankündigung und verlief sehr spröde.

Als maßgebende Parameter zur Bestimmung des Versagensmechanismus, der Tragfähigkeit und der Duktilität wurden die Streckgrenze und die Dicke der Verbunddübeln sowie die Betondicke identifiziert. Darüber hinaus war besonders bei den Versuchskörpern mit Stahlversagen und gemischtem Versagen der positive Einfluss der Faser- und Stabstahlbewehrung zu beobachten. Die ergänzende numerische Parameterstudie verdichtete die experimentelle Datenbasis und zeigte die Betonzugfestigkeit als weiteren wichtigen Einflussparameter auf.

Auf Basis der Erkenntnisse aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen werden in einem Folgebeitrag geeignete Bemessungsmodelle zur Beschreibung der Tragfähigkeit von Verbunddübeln in dünnem ultrahochfestem Beton entwickelt. Zudem werden darin auch Belastungsversuche an schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit externer Bewehrung vorgestellt.

Literatur

- [1] Fehling, E. et al. (2005) *Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultra-Hochfester Betone (UHPC)*. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 1, Kassel: kassel university press.
- [2] Seibert, P. et al. (2020) *Performance evaluation of North American bridges with field cast UHPC connections* in: Middendorf, B.; Fehling, E.; Wetzel, A. [eds.] Proceedings of HIPERMAT 2020 5th International Symposium on UHPC and High Performance Construction Materials. Kassel: kassel university press, pp. 115–116.
- [3] Toutlemonde, F. et al. (2020) *20-Years field durability experience of oldest UHPFRC structural elements*. in: Middendorf, B.; Fehling, E.; Wetzel, A. [eds.] Proceedings of HIPERMAT 2020 5th International Symposium on UHPC and High Performance Construction Materials. Kassel: kassel university press, pp. 81–82.
- [4] Schmidt, M.; Alfes, C. (2018) *Die neue DAfStb-Richtlinie UHFB – Teil 1: Betontechnik und Ausführung* in: BFT International 84, H. 2, S. 51.
- [5] Leutbecher, T. (2018) *Die neue DAfStb-Richtlinie UHFB – Teil 2: Bemessung und Konstruktion* in: BFT International 84, H. 2, S. 12.
- [6] Fischer, O.; Schramm, N.; Lechner, T. (2019) *Deutschlandweit erstmalige Anwendung von UHPFRC im Eisenbahnbrückenbau, Teil 1: Konzeption, Realisierung und baupraktische Erfahrungen mit einem vielversprechenden Werkstoff* in: Beton- und Stahlbetonbau 114, H. 2, S. 74–84. <https://doi.org/10.1002/best.201800090>
- [7] Heinemeyer, S. (2011) *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten* [Dissertation]. RWTH Aachen.
- [8] Seidl, G. et al. (2013) *Forschungsvorhaben P757-Stahlleichtverbund-Bauweise. Entwicklung, Optimierung und wirtschaftlicher Einsatz im Bauwesen*. Forschungsbericht SSF Ingenieure/Technische Universität Dortmund.
- [9] Gallwoszus, J. (2014) *Zur Ermüdung von Verbundkonstruktionen mit Verbunddübelleisten* [Dissertation]. RWTH Aachen.
- [10] Seidl, G. et al. (2013) *Wirtschaftliche Verbundbauweisen im Brückenbau – Bauweisen mit Verbunddübelleisten* in: Stahlbau 82, H. 7, S. 510–521. <https://doi.org/10.1002/stab.201310072>
- [11] Zulassung Z-26.4-56 (2018) *Allgemeine Bauartgenehmigung für Stahlverbundträger mit Verbunddübelleisten in Klothoiden- und Puzzelform*. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.
- [12] Lechner, T.; Gehrlein, S.; Fischer, O. (2016) *Structural Behaviour of Composite Dowels in thin UHPC-Elements* in: Steel Construction 9, H. 2, S. 132–137. <https://doi.org/10.1002/stco.201610012>
- [13] Fischer, O.; Lechner, T.; Mensinger, M.; Ndogmo, J.; Seidl, G.; Stambuk, M. (2014) *Entwicklung dünnwandiger, flächenhafter Konstruktionselemente aus UHPC und geeigneter Verbindungstechniken zum Einsatz im Hoch- und Industriebau*. Stuttgart: Fraunhofer-Verlag.
- [14] Lechner, T.; Fischer, O. (2015) *Stabilitätsverhalten von schlanken Wandscheiben aus Normal- und Ultrahochleistungsbeton* in: Beton- und Stahlbetonbau 110, H. 5, S. 328–339. <https://doi.org/10.1002/best.201500011>
- [15] Breuninger, U. (2000) *Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung* [Dissertation]. Universität Stuttgart.
- [16] Kuhlmann, U.; Breuninger, U. (1998) *Zur Tragfähigkeit von horizontal liegenden Kopfbolzendübeln* in: Stahlbau 67, H. 7, S. 547–554.
- [17] Gajda, J.; Kurz, W. (2013) *Tragverhalten randnaher Bonddübel unter Längsschubbeanspruchung* in: Stahlbau 82, H. 9, S. 636–642.
- [18] Broschart, Y.; Kurz, W. (2019) *Untersuchung zu Verbundträgern mit randnahen Verbunddübelleisten* in: Stahlbau 88, H. 9, S. 892–899. <https://doi.org/10.1002/stab.201900058>
- [19] Lechner, T. (2018) *Zur Anwendung von Verbunddübelleisten in schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton* [Dissertation]. Technische Universität München.
- [20] DIN EN 1994-1-1:2004+AC:2009 (2010) *Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth.
- [21] Zapfe, C. (2001) *Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Bonddübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte* [Dissertation]. Universität der Bundeswehr München.
- [22] Dassault Systèmes Simulia Corp. (2012) *ABAQUS 6.12 Documentation* [Software].
- [23] Kueres, D. et al. (2015) *Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischen Schädigungsmodell – Grundlegende Untersuchungen zu Normalbeton und UHPC* in: Bauingenieur 90, H. 6, S. 252–264.
- [24] Speck, K.; Curbach, M. (2010) *Ein einheitliches dreiaxiales Bruchkriterium für alle Betone* in: Beton- und Stahlbetonbau 105, H. 4, S. 233–243. <https://doi.org/10.1002/best.200900077>
- [25] Sargin, M. (1971) *Stress-strain relationships for concrete and the analysis of structural concrete sections* [Dissertation]. University of Waterloo.
- [26] Leutbecher, T. (2007) *Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC)* [Dissertation]. Universität Kassel.
- [27] Lorenc, W.; Kozuch, M.; Seidl, G. (2013) *Zur Grenztragfähigkeit von Bonddübeln mit Klothoidenform* in: Stahlbau 82, H. 3, S. 196–207. <https://doi.org/10.1002/stab.201310030>

Autoren



Dr.-Ing. Thomas Lechner (Korrespondenzautor)
tlechner@ssf-ing.de
SSF Ingenieure AG
Domagstraße 1a
80807 München
Vormals TU München, Lehrstuhl für Massivbau



Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer
oliver.fischer@tum.de
Technische Universität München
Lehrstuhl für Massivbau
Theresienstraße 90, Gebäude N6
80333 München

Zitieren Sie diesen Beitrag

Lechner, T.; Fischer, O. (2021) *Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbunddübeln in schlanken Stegen aus ultrahochfestem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 116, H. 2, S.139–151.
<https://doi.org/10.1002/best.202000090>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet.
Eingereicht: 27. Oktober 2020; angenommen: 26. November 2020.

