

Ultraleichte, dünnwandige stabförmige Betonhohlbauteile | Ultra-light, thin-walled hollow concrete members

- ▶ Daniel Busse, Martin Empelmann
- ▶ Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB), FG Massivbau, Technische Universität Braunschweig

1 Einleitung

Das Prinzip „Leicht Bauen mit Beton“ kann durch stabförmige Bauelemente außerordentlich gut umgesetzt werden, da einwirkende Beanspruchungen konzentriert und optimiert aufgenommen werden können. Stabförmige Bauelemente gehören zu den maßgebenden Bestandteilen von Mast- und Turmkonstruktionen sowie Fachwerk- und Rahmenstrukturen (Bild 1). Obgleich die Stäbe in diesen Konstruktionen überwiegend normalkraftbeansprucht sind, führen horizontale Beanspruchungen z. B. infolge Wind sowie Einspannungen in den Verbindungsknoten zu Biege- und Querkraftbeanspruchungen. Daneben sind nahezu alle räumlichen Konstruktionen durch einseitige oder unsymmetrische Beanspruchungen einer gewollten oder ungewollten Torsionsbeanspruchung unterworfen.

Kreisrunde Querschnitte weisen unter diesen Beanspruchungen eine günstige Formgebung auf. Sie sind kompakt und bieten Umwelteinflüssen wenig Angriffsfläche, sind architektonisch anspruchsvoll und strömungsmechanisch günstig. Werden Hohlprofile eingesetzt, kann die Leistungsfähigkeit bei gleichbleibendem Materialeinsatz gesteigert werden (Bild 2). Ferner ermöglichen Hochleistungsbetone durch eine Reduktion der Querschnittsabmessungen bei zugleich erhöhter Dauerhaftigkeit eine weitergehende Optimierung. Im Rahmen des Projektes wurden daher dünnwandige stabförmige Be-

1 Introduction

The principles of “Concrete Light” apply extraordinarily well to tubular concrete members, as applied stresses can be absorbed in a concentrated and optimized way. Tubular members are decisive components of mast and tower constructions as well as of truss and frame structures (Fig. 1). Although tubular members in such constructions are predominantly subjected to normal forces, horizontal loads (e.g. due to wind) and rigid joints lead to secondary bending moments and shear forces. In addition, as a result of one-sided or asymmetrical loads, almost all spatial constructions are subjected to intentional or unintentional torsion.



Bild 1: Anwendungsmöglichkeiten für ultraleichte, dünnwandige Betonhohlbauteile, hier: King's Cross, London | **Fig. 1:** Possible applications of ultra-light, thin-walled hollow concrete members: King's Cross, London

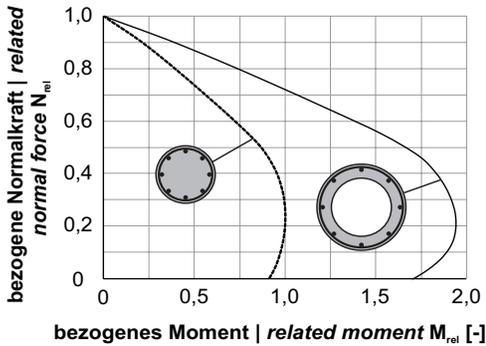


Bild 2: Vergleich der M-N-Interaktion eines Kreis- und eines Kreisringquerschnitts mit identischer Querschnittsfläche
Fig. 2: Comparison of the M-N interaction of a circular and a circular hollow cross section with identical cross-sectional area

tonhohlbauteile mit Wandstärken von teilweise nur 25 mm untersucht (Bild 3). In der ersten Phase wurden neben dem Tragverhalten der dünnwandigen Betonhohlbauteile unter Druckbeanspruchung weitere Fragestellungen hinsichtlich der Bewehrungs-, Beton- und Schalungstechnik adressiert. In der zweiten Phase wurde darauf aufbauend das Tragverhalten dünnwandiger Betonbauteile unter Biege-, Querkraft- und Torsionsbeanspruchung betrachtet.

2 Herstellung ultraleichter, dünnwandiger Betonhohlbauteile

2.1 Bewehrungskonzepte

Da eine konventionelle Bewehrung bei den gewählten sehr geringen Wandstärken nicht ausführbar ist, wurden drei alternative Bewehrungskonzepte untersucht (Bild 3):

- Bewehrungskonzept A: Längsbewehrung: hochfeste Stäbe SAS670 Ø 18 mm, vergrößerte Wandstärke im Bereich der Längseisen erforderlich; Querbewehrung: Ringbügel aus B500 Ø 6 mm, Bügelabstand 10 cm,
- Bewehrungskonzept B: längs: konventioneller Betonstahl B500, Ø 4 mm; Querbewehrung: Ringbügel aus B500, Ø 6 mm, Bügelabstand 6 cm,
- Bewehrungskonzept C: mehrlagige Mikrobewehrung aus geschweißten Drahtgittern aus

Circular cross-sections are advantageous under such conditions as they offer little surface for environmental influences, are flow-mechanically favourable and architecturally sophisticated. When using circular hollow cross-sections, the performance can be increased while using the same amount of material (Fig. 2). Furthermore, high-performance concrete allows an additional optimization, achieved by reducing the cross-section dimensions and increasing durability at the same time. Within the scope of the project thin-walled tubular concrete members with circular hollow cross sections and wall thicknesses as low as 25 mm were examined (Fig. 3). In the first phase, in addition to investigations on the load-bearing behaviour of such thin-walled tubular concrete members, further questions regarding reinforcement, concrete and formwork technology were addressed. In the second phase, the load-bearing behaviour of thin-walled concrete members under bending, shear and torsion was examined.

2 Manufacturing of ultra-light, thin-walled hollow concrete members

2.1 Reinforcement concepts

Since conventional reinforcement is not applicable to low wall thicknesses, three alternative reinforcement concepts were investigated (Fig. 3):

- Reinforcement concept A: longitudinal reinforcement: high-strength rebars SAS670, Ø 18 mm, local increase in wall thickness is required; transverse reinforcement: loops of B500, Ø 6 mm, spacing of 10 cm,
- Reinforcement concept B: longitudinal: conventional rebars B500, Ø 4 mm; transverse: loops of B500 Ø 6 mm, spacing of 6 cm,
- Reinforcement concept C: multi-layer micro-reinforcement made of welded wire meshes of stainless steel St1.4301, wire diameters between 0.5 and 2.0 mm, mesh sizes of 10 to 50 mm.

The material properties of the reinforcements were determined on the basis of compression

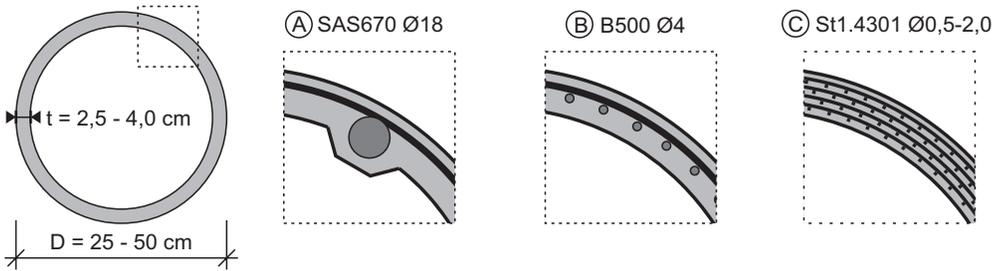


Bild 3: Bewehrungskonzepte A bis C | Fig. 3: Reinforcement concepts A to C

Edelstahl St1.4301, Drahtdurchmesser zwischen 0,5 und 2,0 mm, Maschenweiten von 10 bis 50 mm.

Die Materialeigenschaften der Bewehrungsmaterialien wurden in Druck- und Zugprüfungen ermittelt [1], [2]. Während für den SAS670 sowie den B500 Druckprüfungen möglich waren, konnten die Mikrobewehrungsdrähte nur im Zugversuch geprüft werden. Eine mathematische Beschreibung der Spannungs-Stauchungs- bzw. Spannungs-Dehnungs-Beziehungen kann mit den Modellen nach Mander [3] bzw. Dhakal/Maekawa [4] erfolgen (Bild 4).

2.2 Betonauswahl und -eigenschaften

Um die ultraleichten, dünnwandigen Betonhohlbauteile in gleichmäßig hoher Qualität herstellen zu können, war ein Beton erforderlich, der:

and tensile tests [1], [2]. While compression tests were possible for SAS670 and B500, the micro-reinforcement wires could only be tested in tension. The stress-strain relationships in compression or tension can be mathematically described by the models according to Mander [3] or Dhakal/Maekawa [4] (Fig. 4).

2.2 Concrete selection and properties

To manufacture the ultra-light, thin-walled hollow concrete members at consistently high quality levels, it was necessary to use a concrete that:

- achieves a high flowability and fully integrates the reinforcement, especially the thin micro-reinforcement meshes,
- allows a dense concrete structure and a small pore volume to ensure durability, and
- achieves a compressive strength in the range of high-strength concretes.

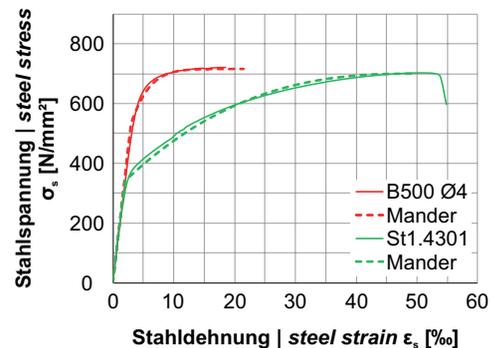
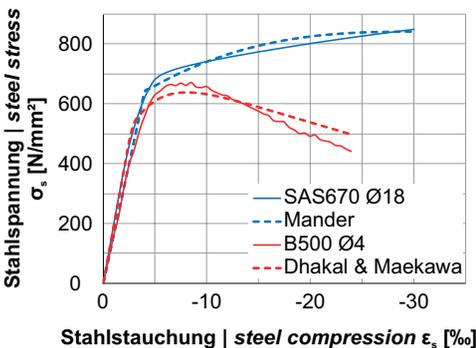


Bild 4: Experimentelle Spannungs-Stauchungs- bzw. Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Bewehrungen und rechnerische Beziehungen nach Mander [3] bzw. Dhakal und Maekawa [4] | Fig. 4: Stress-compression resp. stress-strain relationships of the reinforcements from tests and calculated acc. to Mander [3] or Dhakal & Maekawa [4]

Materialparameter Material parameter	Abmessungen Dimensions [mm]	Anzahl Number [-]	Mittelwert Mean value [N/mm ²]	Variationskoeffizient Variation coefficient [%]
Zylinderdruckfestigkeit Compressive cylinder strength [9]	Ø150/300	106	94,0	4,6
Würfeldruckfestigkeit Compressive cube strength [10]	40/40/40	104	97,1	5,8
Zentrische Zugfestigkeit Axial tensile strength [11]	Ø80/300	60	7,5	9,5
Spaltzugfestigkeit Splitting tensile strength [12]	Ø150/300	42	6,5	11,8
	Ø80/160	60	7,3	10,2
Biegezugfestigkeit Flexural strength [13]	700/150/150	62	10,9	12,9
	160/40/40	73	12,9	9,1

Tabelle 1: Materialeigenschaften des hochfesten Feinkornbetons | **Table 1:** Material properties of high-strength concrete with fine aggregate

- eine hohe Fließfähigkeit erreicht und die Bewehrung, insbesondere die feinen Mikrobewehrungsgitter, vollständig einbindet,
- eine dichte Betonstruktur und ein geringes Porenvolumen zur Sicherung der Dauerhaftigkeit ermöglicht und
- eine Betondruckfestigkeit erzielt, die im Bereich hochfester Betone liegt.

Auf Basis dieses Anforderungsprofils wurde ein hochfester, selbstverdichtender Feinkornbeton (Größtkorn $d_g = 2$ mm) basierend auf der Bindepungsmischung Flowstone ausgewählt [5]. Die Festboneigenschaften des hochfesten Feinkornbetons wurden anhand von Begleitkörperprüfungen ermittelt (Tabelle 1, [5], [6]). Neben der Zylinder- und Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ bzw. $f_{cm,cube}$ wurde in weggeregelten Druckprüfungen die Spannungs-Stauchungs-Beziehung bestimmt, die über die Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren gemäß DIN EN 1992-1-1/NA (EC2/NA [7], [8]) abgebildet werden kann (Bild 5).

Bei der Bestimmung der Betonzugfestigkeit wurde ein Einfluss des Versuchsaufbaus (zentrische Zugfestigkeit f_{ctm} , Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}$, Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$), der Größe der Versuchskörper (vgl. Tabelle 1) sowie der Lagerungsbedingungen (Wasserlagerung, Hallenlagerung) festgestellt. Letztlich konnte gezeigt werden, dass mit kleinformatigen, wassergela-

Based on these requirements, a high-strength, self-compacting concrete with fine aggregates (maximum aggregate size $d_g = 2$ mm) was selected based on the compound Flowstone [5]. The material properties of the hardened concrete with fine aggregates were obtained by accompanying tests (Table 1, [5], [6]). In addition to the cylinder and cube compressive strength ($f_{cm,cyl}$ resp. $f_{cm,cube}$), the stress-compression relationship could be determined by compression tests with path-controlled loading and illustrated by the stress-strain curve for non-linear methods in accordance with DIN EN 1992-1-1/NA (EC2/NA [7], [8], Fig. 5).

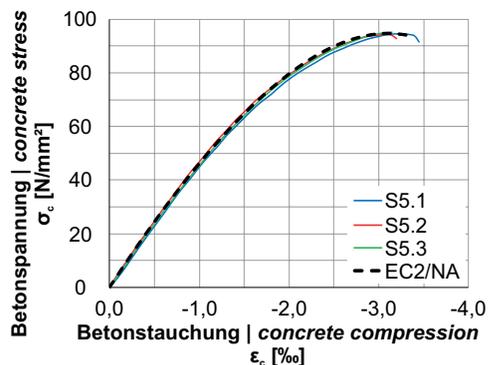


Bild 5: Spannungs-Stauchungs-Beziehung des hochfesten Feinkornbetons und rechnerische Beziehung nach EC2/NA | **Fig. 5:** Stress-compression relationship of high-performance concrete with fine aggregates and calculated relationship as by EC2/NA

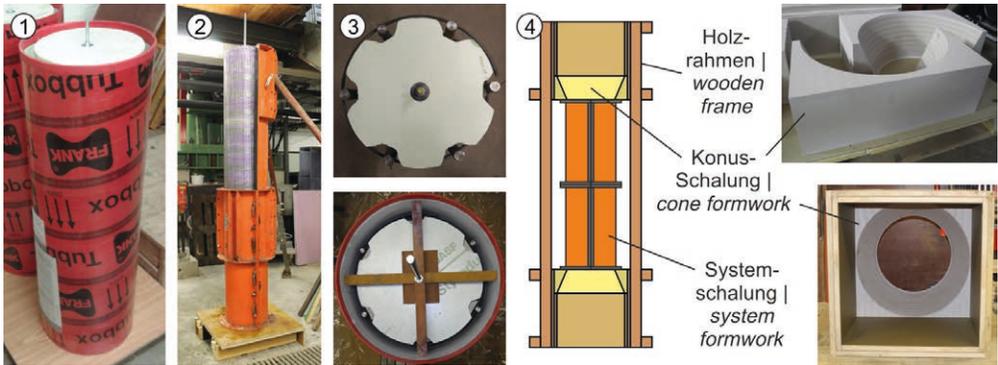


Bild 6: Schalungssysteme zur Herstellung dünnwandiger Betonhohlbauteile: Kunststoff-Außenschalung (1), Systemschalung (2), Innenschalung aus Polystyrol (3) und Schalung für Torsionsversuchskörper (4) | **Fig. 6:** Formwork for the manufacturing of thin-walled hollow concrete members: Outer plastic formwork (1), system formwork (2), inner formwork made of polystyrene (3) and formwork for torsional specimens (4)

gerten Begleitkörpern Materialkennwerte ermittelt werden können, die auf dünnwandige Bauteile übertragbar sind.

2.3 Schalungskonzept

Zur Herstellung der dünnwandigen Betonhohlbauteile musste ein innovatives Schalungskonzept entwickelt werden [5], [14]. Dies sieht als Außenschalung bei Bauteillängen von maximal 1,50 m eine Rohrschalung aus stabilem Kunststoff (Bild 6 (1)), bei längeren Körpern ein Schalsystem für Rundstützen vor (Bild 6 (2)). Als Innenschalung wurde eine verlorene Schalung aus geschäumtem Polystyrol eingesetzt (Bild 6 (3)), womit auch eine Formgebung im Innenbereich möglich war.

Zur Herstellung der Torsionsversuchskörper (vgl. Abschnitt 7) war eine Ergänzung des Schalungskonzeptes erforderlich. Für die konischen Übergangsbereiche wurde eine gefräste Schalung aus Obomodulan sowie für die Lasteinleitungsblöcke eine Holzschalung verwendet (Bild 6 (4)).

It was found that the test setup (axial tensile strength f_{ctm} , flexural strength $f_{ctm,fl}$, splitting tensile strength $f_{ctm,sp}$), the size of the specimens (cf. Table 1) and the storage conditions (water or laboratory storage) influence the determination of the concrete tensile strength. Eventually, it could be shown that small, water-stored specimens can be used to determine material properties comparable to those of thin-walled members.

2.3 Formwork concept

The manufacturing of the thin-walled hollow concrete members required an innovative formwork [5], [14]. A formwork made of stable plastic was chosen for the outer formwork of tubular columns with a maximum length of 1.50 m (Fig. 6 (1)). For larger specimens, a system formwork was used (Fig. 6 (2)). The inner core was made up of a lost foamed polystyrene formwork (Fig. 6 (3)) which also allowed internal shaping.

The manufacturing of the torsional specimens (cf. section 7) required additions to the formwork concept. A milled formwork made of Obomodulan was used for the conical transition areas as well as a wooden formwork for the loading areas (Fig. 6 (4)).

3 Tragverhalten ultraleichter, dünnwandiger Betonhohlbauteile unter exzentrischer Druckbeanspruchung

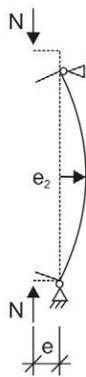
3 Load-bearing behaviour of ultra-light, thin-walled hollow concrete members under eccentric normal loads

3.1 Versuchskonzept

3.1 Test setup and test specimens

Die ersten experimentellen Untersuchungen wurden an dünnwandigen Betonhohlbauteilen unter einachsiger Normalkraftbeanspruchung mit geringer Exzentrizität durchgeführt [1], [2], [15]. Die Versuchskörper wurden in einer 10-MN-Druckprüfmaschine geprüft, wobei die Exzentrizität durch einen ausmittigen Einbau der Versuchskörper erzeugt wurde. Zur Auf-

The first experimental investigations were performed on thin-walled hollow concrete members under uniaxial normal loads with low eccentricities [1], [2], [15]. The tests were performed in a 10-MN-testing machine. The load eccentricity was generated by an eccentric installation of the specimens. Oppositely arranged strain gauges were applied to the deformation axis to measure the concrete strains. Inductive displacement transducers were used to record the bending deformations (e_2 , Fig. 7).



The tests were carried out in nine series of two to three test specimens (Table 2), during which generally identically configured specimens were examined under different eccentricities e . In the S7 series, differently reinforced specimens were tested with constant eccentricity. The reinforcement concepts (A–C) were varied between series in addition to the diameter D , the wall thickness t and the height H .

Bild 7: Versuchsaufbau und Messtechnik für die Versuche unter exzentrischer Druckbeanspruchung | **Fig. 7:** Test setup inclusive measurement technique of tests under eccentric normal force

Serie Series	Anzahl Number	Durchmesser Diameter D [cm]	Höhe Height H [cm]	Wandstärke Wall thickness t [cm]	Exzentrizität Eccentricity e [cm]	Bewehrungskonzept Reinforcement concept
S1	3	30	90	3,0	0,5 / 2,0 / 5,0	A 6 Ø 18
S2	3	50	150	3,0	0,5 / 2,0 / 5,0	A 6 Ø 18
S3	3	30	90	2,6	0,5 / 2,0 / 5,0	B 44 Ø 4
S4	3	30	90	2,6	0,5 / 2,0 / 5,0	B 44 Ø 4
S5	3	30	90	3,0	0,5 / 2,0 / 5,0	C Ø 2/50
S6	3	30	90	3,0	0,5 / 2,0 / 5,0	C Ø 0,5/10
S7	2	30	90	3,0	2,0	C gradiert graded
S8	3	30	150	3,0	5,0 / 10,0	C Ø 1/20
S9	2	50	150	2,5	0,5 / 2,0	C Ø 1/20

Tabelle 2: Konfiguration der Versuchskörper für Versuche unter exzentrischer Druckbeanspruchung | **Table 2:** Configuration of specimens for tests under eccentric normal force

nahme der Stauchungen des Betons wurden in der Verformungsachse gegenüberliegend Dehnungsmessstreifen appliziert. Zur Erfassung der Biegeverformungen e_2 wurden induktive Wegaufnehmer verwendet (Bild 7).

Die Tests wurden in neun Serien à zwei bis drei Prüfkörpern durchgeführt (Tabelle 2), in denen i. A. identisch konfigurierte Körper unter unterschiedlichen Exzentrizitäten e untersucht wurden. In Serie S7 wurden unterschiedlich bewehrte Proben bei gleicher Exzentrizität geprüft. Es wurden neben dem Bauteildurchmesser D , der Wandstärke t und der Bauteilhöhe H auch die Bewehrungskonzepte A–C variiert.

3.2 Versuchsergebnisse

Die Versuchskörper zeigten bis zu einem Lastniveau von 45–50 % eine lineare Zunahme der Verformung. Oberhalb dieser Grenze steigerte sich die Verformung nichtlinear (Bild 8). Bis zum Versagen konnten keine Rissbildung und keine sonstige Vorankündigung (z. B. akustisch) registriert werden. Die in den Versuchen beobachteten Versagensmodi und gemessenen Bruchstauchungen $\epsilon_{c,u}$ wurden maßgeblich durch das verwendete Bewehrungskonzept bestimmt:

- Der Versagensmechanismus der Versuchskörper mit Bewehrungskonzept A wurde durch ein schlagartiges Absprengen der Betondeckung eingeleitet. Der verbleibende Betonquerschnitt konnte die aufgebrachte Last nicht mehr aufnehmen, so dass die Lasten auf die Längsbewehrung umgelagert wurden, die daraufhin ausknickte (Bild 9, links). Hierbei wurde eine Bruchstauchung von im Mittel $\epsilon_{c,u} = -3,6 ‰$ erreicht.
- Bei den Versuchskörpern mit Bewehrungskonzept B kam es ebenfalls zu einem schlagartigen Absprengen der Betondeckung. Die Betonstauchung lag zu diesem Zeitpunkt im Mittel jedoch nur bei $\epsilon_{c,u} = -2,4 ‰$. Da die Betondruckfestigkeit bei den gemessenen Stauchungen nicht voll ausgenutzt war, ist davon auszugehen, dass die Knicklast der Bewehrung erreicht wurde (vgl. Bild 4). Das Knicken der Bewehrungsseisen führte wiederum zum Absprengen der Betondeckung (Bild 9, Mitte).

3.2 Test results

The specimens showed a linear increase in deformation up to a load level of 45–50% of the ultimate load. Above this limit, the deformation increased non-linearly (Fig. 8). Until failure, no cracking or other advanced notice (e.g. acoustic) could be registered. The failure modes observed in the tests and the measured ultimate compressions $\epsilon_{c,u}$ were substantially determined by the reinforcement concept used:

- The concept A specimens' failure the was initiated by a sudden concrete cover spalling. The remaining concrete cross-section could no longer absorb the applied load and this was transferred to the longitudinal reinforcement, which then buckled (Fig. 9, left). The reached average ultimate compression was $\epsilon_{c,u} = -3.6 ‰$.
- The specimens with reinforcement concept B also showed a sudden spalling of the concrete cover. In contrast to reinforcement concept A, however, the average compression strain attained a mere $\epsilon_{c,u} = -2.4 ‰$. Since the concrete compressive strength was not reached at the measured compression, it can be assumed that the buckling load of the reinforcement was exploited (cf. Fig. 4). The buckling of the reinforcing bars in turn led to the spalling of the concrete cover (Fig. 9, middle).
- The micro-reinforced specimens (reinforcement concept C, Fig. 9, right) did not show any

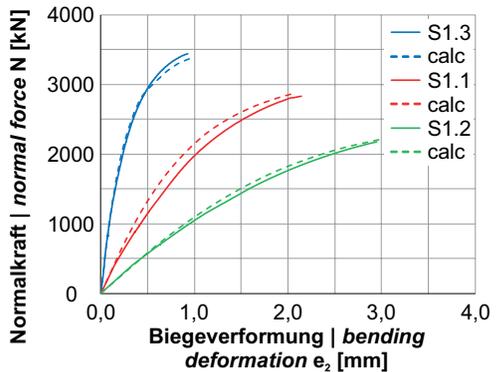


Bild 8: Last-Verformungs-Kurven der Serie S1 und entsprechende rechnerische Verläufe | Fig. 8: Load-deflection curves of series S1 and corresponding calculated curves

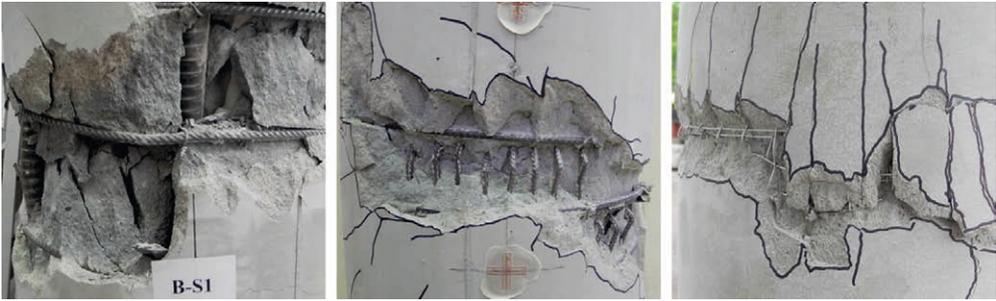


Bild 9: Versagensbilder der Versuchskörper S1.1 (Bewehrungskonzept A, links), S3.2 (Konzept B, Mitte) und S5.2 (Konzept C, rechts) | **Fig. 9:** Failure characteristics of specimens S1.1 (reinforcement concept A, left), S3.2 (concept B, middle) and S5.2 (concept C, right)

■ Bei den mikrobewehrten Versuchskörpern (Bewehrungskonzept C, Bild 9, rechts) kam es nicht zu einem Absprennen der Betondeckung. Das Versagen entsprach praktisch einem reinen Betonversagen, wie es bei Begleitkörpern zu beobachten war. Dementsprechend konnte im Mittel eine Bruchstauchung von $\epsilon_{c,u} = -3,4\text{‰}$ und somit die volle Betondruckfestigkeit erreicht werden.

Das Nachbruchverhalten bzw. die nach Erreichen der Bruchlasten aufnehmbaren Lasten wurden, analog zu konventionellen Stahlbetonbauteilen [16], wesentlich durch den Längsbewehrungsgrad sowie die Steifigkeit der Bewehrung bestimmt. Dementsprechend erreichten die Versuchskörper mit dem Bewehrungskonzept A die höchste Nachbruchtragfähigkeit. Obgleich die Nachbruchtragfähigkeit der mikrobewehrten Versuchskörper geringer war, konnten dennoch etwa 30 % der Traglast erreicht werden [15].

3.3 Auswertung

3.3.1 Nachrechnung der Versuche

Die Querschnitts- und Systemtragfähigkeit unter Biegung mit Längskraft wurde in Anlehnung an EC2/NA bestimmt. Hierzu wurden bei allen Bewehrungskonzepten ein vollständiger Verbund zwischen Beton und Bewehrung, ein Ebenbleiben der Querschnitte sowie die Spannungs-Stauchungs- bzw. Spannungs-Dehnungs-Beziehungen gemäß Bild 4 bzw. Bild 5 angenommen. Es war insbesondere das Ausknicken

spalling of the concrete cover. The failure corresponded to a pure concrete failure, as it could be observed in accompanying tests. Accordingly, an ultimate compression of $\epsilon_{c,u} = -3.4\text{‰}$ on average and thus the full concrete compressive strength could be attained.

As with conventional reinforced concrete members, the post-fracture load was essentially determined by the longitudinal reinforcement ratio and the rigidity of the respective reinforcement [16]. Accordingly, the specimens with reinforcement concept A achieved the highest post-fracture loads. Despite lower post-fracture loads of the micro-reinforced specimens, about 30% of the fracture loads could still be achieved [15].

3.3 Evaluation

3.3.1 Recalculation of tests

The load-bearing capacity under bending with longitudinal force was determined in compliance with EC2/NA. In doing so, a full bond between concrete and reinforcement, the validity of the Bernoulli hypothesis (cross-sections remain plane) and stress-strain relationships according to Fig. 4 and Fig. 5 were assumed for all reinforcement concepts. It was particularly important to take into account the buckling of the B500 with $\varnothing 4\text{ mm}$ at a compression of $\epsilon_s = -2.4\text{‰}$. Adjustments due to the low wall thicknesses were not necessary. Fig. 10 displays a good correlation between the experimentally determined fracture loads and the moment-normal force interaction determined by the program INCA2.

des B500 mit \varnothing 4 mm bei einer Stauchung von $\epsilon_s = -2,4 \text{ ‰}$ zu berücksichtigen. Bei der Nachrechnung der Versuche waren keine Anpassungen aufgrund der geringen Wandstärken erforderlich. Bild 10 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der experimentell ermittelten Bruchlasten mit der mit dem Programm INCA2 bestimmten Moment-Normalkraft-Interaktion.

Das Last-Verformungs-Verhalten der Versuchskörper wurde mit einer nichtlinearen Stabwerksberechnung unter Verwendung des Programms SOFISTiK verglichen. Die Ergebnisse der Berechnungen zeigen ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnissen (Bild 8).

3.3.2 Bewertung der Ergebnisse

Aus den Versuchen zum Tragverhalten unter geringer exzentrischer Druckbeanspruchung konnten für die weitere Bearbeitung des Forschungsvorhabens entscheidende Schlussfolgerungen abgeleitet werden:

- Bewehrungskonzept A und damit der Einsatz hochfester Stähle mit – insbesondere im Vergleich zur Wandstärke – großem Durchmesser erzeugt zwar die höchsten Traglasten, erfordert jedoch eine Anpassung der Innenschalung, um eine ausreichende Betondeckung sicherzustellen.
- Der Versagensmechanismus der Versuchskörper mit Bewehrungskonzept B wird durch das Ausknicken der Längsbewehrung bei einer Grenzstauchung von $-2,4 \text{ ‰}$ dominiert, wodurch der hochfeste Beton nicht voll ausgenutzt werden kann.
- Mit der Mikrobewehrung (Bewehrungskonzept C) steht ein flexibel, auch in geringen Wandstärken einsetzbares Konzept zur Verfügung, mit dem zudem hohe Materialausnutzungsgrade erreicht werden können.

Daher wurde in den weiteren Untersuchungen der Einsatz einer Mikrobewehrung fokussiert.

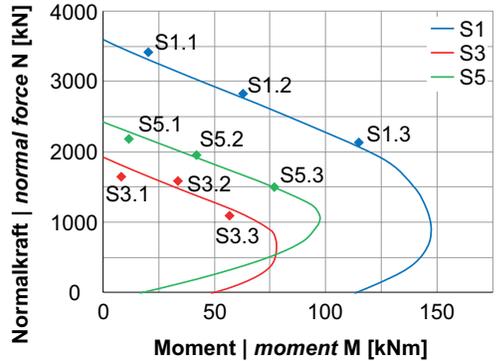


Bild 10: Vergleich der Versuchsergebnisse mit numerisch ermittelten M-N-Interaktionskurven | Fig. 10: Comparison of test results with numerically determined M-N interaction curves

The load-deformation behaviour of the test bodies was compared with a non-linear SOFISTiK calculation. The results of the calculations correspond very well with the test results, examples are shown in Fig. 8.

3.3.2 Assessment of the results

The tests conducted under uniaxial normal loads with low eccentricities allowed to draw decisive conclusions for the further processing of the research project:

- Reinforcement concept A and thus the use of high-strength rebars with a large diameter – especially in comparison to the wall thickness – generates the highest load-bearing capacities but requires an adjustment of the internal formwork in order to ensure sufficient concrete cover.
- The failure mechanism of the specimens with reinforcement concept B is dominated by the buckling of the longitudinal reinforcement at a compressive strain of -2.4‰ . Thus, the high-strength concrete cannot be fully utilized.
- The micro-reinforcement (reinforcement concept C) provides a flexible concept that can also be used in thin walls while achieving high material utilization rates.

Therefore, further investigations focussed on the use of micro-reinforcement.

4 Tragverhalten mikrobewehrter Betonbauteile unter Biegebeanspruchung

4.1 Versuchskonzept

Als Grundlage für die folgenden Arbeitspakete wurde zunächst das Biegetragverhalten mikrobewehrter Betonbauteile betrachtet. Um den Einfluss der Orientierung der Mikrobewehrung (MR) auf das Biegetragverhalten zu untersuchen, wurden 4-Punkt-Biegeversuche an Bauteilen mit quadratischem Querschnitt durchgeführt (Bild 11, [17]). Die Verformung der Balken wurde mit zwei vertikalen Wegaufnehmern aufgezeichnet.

Die Versuche wurden in fünf Serien zu je drei Versuchskörpern mit gleicher Konfiguration unterteilt. Die Serie BB1 wurde mit konventioneller Längsbewehrung B500 mit $\varnothing 6$ mm ausgeführt und diente als Referenz. In den weiteren Serien wurde eine mehrlagige, homogen über Querschnittshöhe bzw. -breite verteilte Mikrobewehrung verwendet. Hierbei wurde die Anzahl der Mikrobewehrungslagen n und damit der Bewehrungsgrad $\rho_{s,l}$ ebenso variiert wie die Ausrichtung der Mikrobewehrungsgitter (Tabelle 3).

4.2 Versuchsergebnisse

Bei den Versuchen konnte ein Einfluss des Bewehrungsgrades sowie der Ausrichtung der Mikrobewehrungsgitter auf das Last-Verformungs-Verhalten (Bild 12) sowie auf die Rissbildung (Bild 13) beobachtet werden. Die Serien BB1 mit vier Stäben B500 $\varnothing 6$ mm und BB2 mit

4 Load-bearing behaviour of micro-reinforced concrete members under bending

4.1 Test setup and test specimens

In the first place the bending behaviour of micro-reinforced concrete members was investigated to provide a basis for the following investigations. The influence of the orientation of the micro-reinforcement on the bending behaviour was analysed using 4-point bending tests on members with square cross-section (Fig. 11, [17]). The deformation of the members was recorded with two vertical displacement transducers.

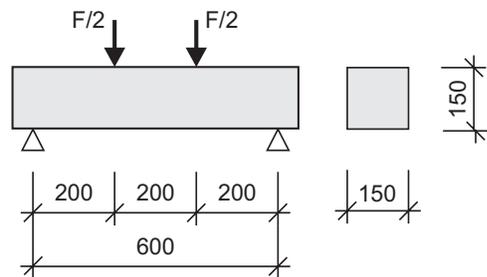


Bild 11: Versuchsaufbau für Biegeversuche an mikrobewehrten Betonbauteilen | Fig. 11: Test setup for bending tests on micro-reinforced concrete members

The tests were divided into five series of three test bodies, each with the same configuration. The BB1 series was conducted with a conventional longitudinal reinforcement (B500, $\varnothing 6$ mm) and served as a reference. In the other series, a multi-layer micro-reinforcement (MR) homo-

Serie Series	Typ Type *)	Bewehrungsgrad Reinforcement ratio $\rho_{s,l}$ [%]	Orientierung Orientation
BB1	B500, 4 $\varnothing 6$	0,5	-
BB2	MR, n = 35	1,0	vertikal vertical
BB3	MR, n = 70	2,0	vertikal vertical
BB4	MR, n = 35	1,0	horizontal horizontal
BB5	MR, n = 35	0,7	45° geneigt inclined by 45°

*)MR: Mikrobewehrung | Micro reinforcement, n = Anzahl Lagen MR | Number of layers of MR

Tabelle 3: Konfiguration der Versuchskörper für Biegeversuche | Table 3: Configuration of specimens for bending tests

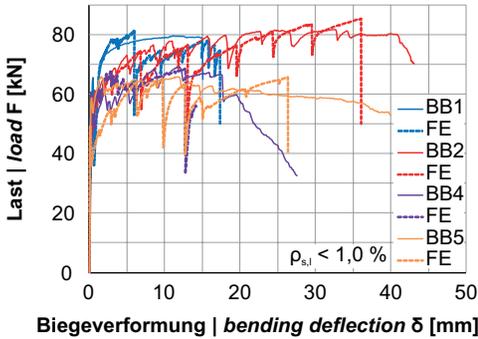


Bild 12: Last-Verformungs-Kurven der Serien mit $\rho_{s,i} < 1,0\%$ (Mittelwerte pro Serie) und entsprechende FE-Ergebnisse | Fig. 12: Load-deflection curves of series with $\rho_{s,i} < 1,0\%$ (mean values per series) and corresponding FE results

einer äquivalenten Mikrobewehrung zeigten vergleichbare maximale Lasten. Bei der Serie BB2 konnten jedoch deutlich erhöhte Verformungen sowie ein feineres Rissbild beobachtet werden. Eine weitere Steigerung des Mikrobewehrungsgrades (BB3) führte zu einer weiteren Steigerung der Lasten sowie weiter verringerten Rissbreiten. Die Versuche mit horizontaler sowie geneigter Anordnung der Mikrobewehrung (BB4, BB5) zeigten sowohl reduzierte Traglasten als auch erhöhte Rissbreiten.

Das Versagen der Versuchskörper der Serie BB1 erfolgte schlagartig mit Erreichen der Zugfestigkeit der Betonstahlbewehrung. Bei den mikrobewehrten Versuchskörpern wurden hingegen ein sukzessives Versagen der einzelnen Mikrobewehrungsdrähte beobachtet (Bild 14).

4.3 Auswertung

4.3.1 Nachrechnung der Versuche

Die Querschnittstragfähigkeit der Biegebalken wurde in Anlehnung an das Berechnungsmodell des EC2/NA unter Annahme eines vollständigen Verbundes der Mikrobewehrung ermittelt, der primär durch die angeschweißten Querstäbe sichergestellt wird [18], [19], Bild 15.

$$M_{REC2/NA} = F_c \cdot z_c + \sum F_{s,i} \cdot z_{s,i} \quad (1)$$

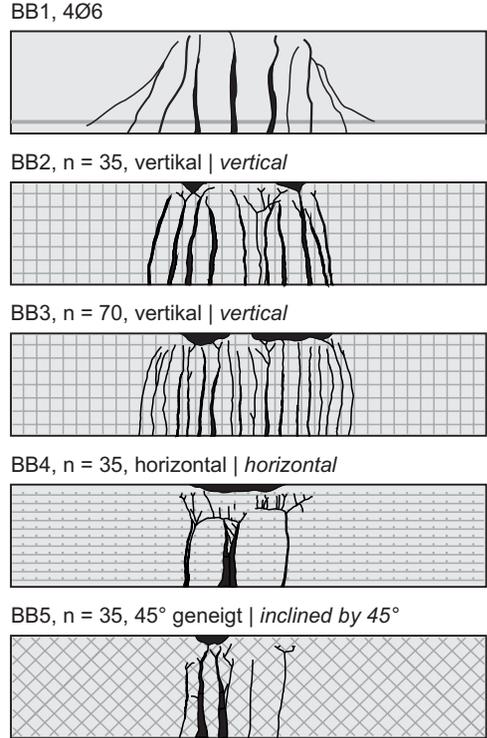


Bild 13: Rissbilder der Versuchskörper der Serie BB | Fig. 13: Crack formations of specimens of series BB

geneously distributed over the cross-section height and width was used. The number of micro-reinforcement layers n and thus the reinforcement ratio $\rho_{s,i}$ as well as the orientation of the micro-reinforcement meshes were varied (Table 3).

4.2 Test results

The tests revealed an influence of the reinforcement ratio as well as of the orientation of the micro-reinforcement on the load-deformation behaviour (Fig. 12) and on the crack formation (Fig. 13). The BB1 (with 4 rebars B500, $\varnothing 6$ mm) and BB2 series (with equivalent micro-reinforcement) showed comparable maximum loads. However, significantly increased deformations and a finer crack pattern could be observed with the BB2 series. A further increase of the micro-reinforcement ratio (BB3) led to a further increase in loads and a further reduc-

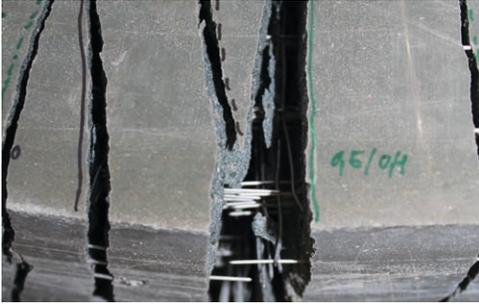


Bild 14: Versagen einzelner Mikrobewehrungsdrähte | Fig. 14: Failure of single micro-reinforcement wires

tion in crack widths. The tests with horizontal and inclined micro-reinforcement (BB4, BB5) showed reduced loads as well as increased crack widths.

The specimens of the BB1 series failed abruptly once the tensile strength of the reinforcement was achieved. In the case of the micro-reinforced specimens, on the other hand, a successive failure of single micro-reinforcement wires was observed (Fig. 14).

4.3 Evaluation

4.3.1 Recalculation of tests

The bending capacity of the specimens was determined in compliance with EC2/NA, assuming a full bond of the micro-reinforcement, which is primarily ensured by the anchorage provided by transverse bars (Fig. 15, [18], [19]).

$$M_{R,EC2/NA} = F_c \cdot z_c + \sum F_{s,i} \cdot z_{s,i} \quad (1)$$

with:

- F_c resulting concrete compression force
- z_c inner lever arm between resulting concrete compression force and stress-neutral line
- $F_{s,i}$ tensile force at reinforcement layer i
- $z_{s,i}$ inner lever arm between reinforcement layer i and stress-neutral line

The results indicate that the experimental bending moments M_{exp} are on average 29% higher than the calculated bending capacity $M_{R,EC2/NA}$ (Fig. 16).

Mit:

- F_c resultierende Betondruckkraft
- z_c Hebelarm der resultierenden Betondruckkraft
- $F_{s,i}$ Stahlzugkraft in Bewehrungslage i
- $z_{s,i}$ Hebelarm der Bewehrungslage i

Die Ergebnisse zeigen, dass die experimentelle Momenten Tragfähigkeit M_{exp} im Mittel 29 % über der mit dem Berechnungsmodell ermittelten Momenten Tragfähigkeit $M_{R,EC2/NA}$ liegt (Bild 16).

Ergänzend konnte auf Basis der Versuchsergebnisse in Anlehnung an EC2/NA ein Ansatz zur Ermittlung der Mindestbewehrung $A_{s,min}$ zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens bei Einsatz einer mehrlagigen, homogen über den Querschnitt verteilten Mikrobewehrung hergeleitet werden:

$$A_{s,min} = \frac{f_{ct,fl} \cdot W_c}{\frac{1}{3} \cdot (h - x) \cdot f_y} \quad (2)$$

Mit:

- $f_{ct,fl}$ Biegezugfestigkeit des hochfesten Feinkornbetons
- W_c Widerstandsmoment des Betonquerschnitts
- h Bauteilhöhe
- x Druckzonenhöhe
- f_y Streckgrenze der Mikrobewehrung

Eine genauere Nachrechnung der Biegeversuche wurde mit einem 2D-Finite-Elemente-Modell (FE-Modell) erreicht. Hierzu wurde das Programm

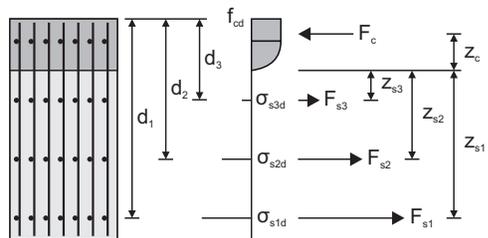


Bild 15: Berechnungsmodell in Anlehnung an EC2/NA | Fig. 15: Design approach based on EC2/NA

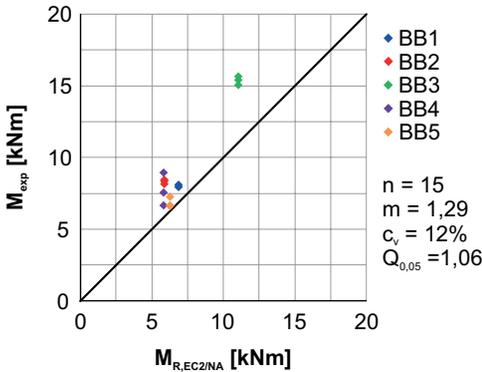


Bild 16: Vergleich der Tragfähigkeit $M_{R,EC2/NA}$ nach EC2/NA mit Versuchsergebnissen M_{exp} | **Fig. 16:** Comparison of ultimate moment capacity $M_{R,EC2/NA}$ as by EC2/NA and test results M_{exp}

DIANA FEA eingesetzt. Die Mikrobewehrung wurde bei der Modellierung aufgrund des vollständigen Verbundes sowie der geringen Stab- und Mattenabstände vereinfacht als verschmierte Mattenbewehrung berücksichtigt, wodurch sowohl der Modellierungs- als auch der Berechnungsaufwand erheblich reduziert werden konnten. Mit den FE-Berechnungen konnte hinsichtlich der Last-Verformungs-Kurven sowie der experimentellen Traglasten eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erzielt werden (Bild 16).

4.3.2 Bewertung der Ergebnisse

Basierend auf den Biegeversuchen an mikrobewehrten Betonbauteilen konnte das grundlegende Biegetragverhalten der mikrobewehrten Bauteile unter Biegebeanspruchung abgebildet und modelltheoretisch erfasst werden:

- Die Versuchsergebnisse zeigen, dass der Einsatz einer mehrlagigen Mikrobewehrung im Vergleich zu einer konventionellen Betonstahlbewehrung zu einem feineren Rissbild führt. Durch eine Erhöhung des Mikrobewehrungsgrades konnten zudem die Traglasten sowie die Verformungen weiter gesteigert werden.
- In Anlehnung an das Berechnungsmodell des EC2/NA können die Tragfähigkeit sowie die Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens ermittelt werden.

In addition, on the basis of the test results and in compliance with EC2/NA, an approach for the determination of the minimum reinforcement $A_{s,min}$ ensuring a ductile behaviour of members with a multi-layer micro-reinforcement homogeneously distributed over the cross-section could be derived:

$$A_{s,min} = \frac{f_{ct,fl} \cdot W_c}{3 \cdot (h - x) \cdot f_y} \tag{2}$$

with:

- $f_{ct,fl}$ flexural strength of the high-strength concrete
- W_c elastic section modulus of the concrete cross-section
- h height of the member
- x height of the compression zone
- f_y yield strength of micro-reinforcement

A more detailed recalculation of the bending tests was achieved with a 2D finite element model (FE model). The DIANA FEA program was used for this purpose. Due to the full bond of the micro-reinforcement and the small distances between wires and meshes, the micro-reinforcement was modelled as a smeared mesh reinforcement, which considerably reduced the modelling and calculation effort. With the FE calculations, a very good correlation with the test results was attained with regard to the load-deformation curves and the experimental load capacities (Fig. 16).

4.3.2 Assessment of the results

Based on the bending tests on micro-reinforced concrete members, the fundamentals of the bending behaviour of micro-reinforced members were depicted and described theoretically:

- The test results show that the use of a multi-layer micro-reinforcement leads to a finer crack pattern compared to a conventional reinforcement. By increasing the micro-reinforcement ratio, it was also possible to further increase the bending capacity and the deflections.

- Mit dem verwendeten FE-Modell kann die Genauigkeit der Versuchsnachrechnung weiter verbessert werden. Durch die verschmierte Modellierung der Mikrobewehrung können hierbei sowohl der Modellierungs- als auch der Berechnungsaufwand reduziert werden.

- The bending capacity as well as the minimum reinforcement to ensure a ductile behaviour can be determined in compliance with EC2/NA.
- The accuracy of the re-calculation can be further improved using the FE model. The smeared modelling of the micro-reinforcement can reduce both the modelling and the calculation effort.

5 Tragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile unter Querkraftbeanspruchung

5 Load-bearing behaviour of thin-walled, micro-reinforced concrete members under shear forces

5.1 Versuchskonzept und Probekörper

5.1 Test setup and test specimens

Zur Untersuchung des Querkrafttragverhaltens dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile wurden 3-Punkt-Biegeversuche an dünnwandigen, profilierten Trägern durchgeführt [20]–[22]. Die Biegeverformung der Versuchskörper wurden durch Wegaufnehmer an der Unterkante gemessen, während die Schubfelder durch Dehnungsmessstreifen sowie Wegaufnehmer überwacht wurden. Zusätzlich wurde das photogrammetrische Messsystem GOM ARAMIS eingesetzt, um die Verformungen im Schubfeld aufzuzeichnen (Bild 17, links).

In order to investigate the shear behaviour of thin-walled, micro-reinforced concrete members, 3-point bending tests were carried out on thin-walled, profiled beams [20]–[22]. The deflection of the test bodies was measured by displacement transducers at the lower edge, while the shear spans were monitored by strain gauges and additional displacement transducers. In addition, the GOM ARAMIS photogrammetric measuring system was used to record the planar deformations in the shear span (Fig. 17, left).

Die Stegbreite betrug bei allen Versuchen 40 mm (Bild 17, rechts). Analog zu den Untersuchungen zum Biegetragverhalten wurde mit dem Versuchskörper Q0 ein konventionell bewehrter Referenzkörper geprüft. Bei den acht mikrobewehrten Trägern wurden die Bauteilhöhe h , die Schubschlankheit a/d sowie die Anzahl der

The beam's web width was 40 mm for all specimens (Fig. 17, right). By analogy with the investigations on the bending behaviour a conventionally reinforced reference specimen was also tested (Q0). The height h , the shear slenderness a/d , the number of micro-reinforcement layers n

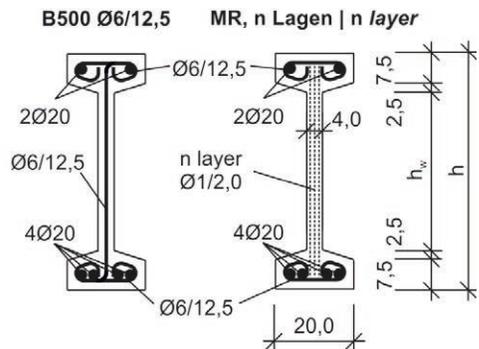


Bild 17: Versuchsaufbau für die Querkraftversuche und Messtechnik (links) sowie Querschnitt und Bewehrung der Versuchskörper (rechts) | Fig. 17: Test setup for shear tests and measurement (left) as well as cross-section and reinforcement of specimens (right)

Versuchskörper Specimen	Abmessungen Dimensions			Bewehrung Reinforcement	
	Höhe Height h [cm]	Steghöhe Web height h _w [cm]	Schubslankheit Shear slenderness a/d [-]	Typ Type	Bewehrungsgrad Reinforcement ratio ρ _{sw} [%]
Q0	60	40	2,5	B500 Ø 6/12,5	0,6
Q1	60	40	2,5	MR, n = 5	0,5
Q2	60	40	2,5	MR, n = 10	1,0
Q3	60	40	2,5	MR, n = 15	1,5
Q4	40	20	2,5	MR, n = 5	0,5
Q5	40	20	2,5	MR, n = 15	1,5
Q6	80	60	2,5	MR, n = 5	0,5
Q7	60	40	2,0	MR, n = 5	0,5
Q8	60	40	1,5	MR, n = 5	0,5

Tabelle 4: Konfiguration der Versuchskörper für Querkraftversuche | Table 4: Configuration of specimens for shear tests

Mikrobewehrungslagen n und damit der Querkraftbewehrungsgrad ρ_{sw} variiert (Tabelle 4).

5.2 Versuchsergebnisse

Bei den Querkraftversuchen konnte durchgehend ein vergleichbares Last-Verformungs-Verhalten bis zum Erreichen der maximalen Traglasten beobachtet werden (Bild 18). Bei der Rissbildung, den Versagensmodi und im Nachbruchverhalten zeigten sich jedoch deutliche Unterschiede. Beim konventionell bewehrten Träger Q0 kam es zur Bildung von wenigen schrägen Rissen, die beim Versagen

and thus the shear reinforcement ratio ρ_{sw} were varied for each of the eight micro-reinforced beams (Table 4).

5.2 Test results

A comparable load-deflection behaviour was observed for all shear tests until the maximum loads were reached (Fig. 18). However, significant differences in crack formation, failure modes and post-cracking behaviour were observed. Few inclined cracks with widths of up to 2.0 cm upon failure formed in the conventionally reinforced specimen Q0. A significantly higher number of inclined cracks with considerably smaller crack widths (≤ 0.5 mm) could be observed in the micro-reinforced specimens (Fig. 19).

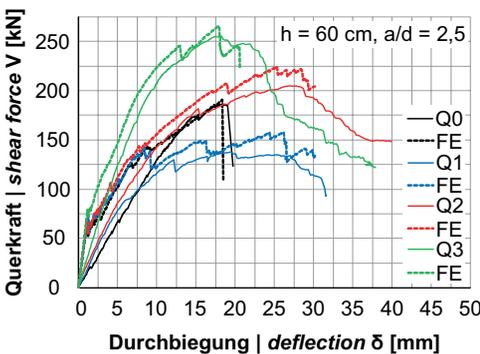


Bild 18: Last-Verformungs-Kurven der Versuche mit h = 60 cm und a/d = 2,5 und entsprechende FE-Ergebnisse | Fig. 18: Load-deflection curves of tests with h = 60 cm and a/d = 2.5 and corresponding FE results

While the shear reinforcement of reference specimen Q0 failed abruptly (Fig. 20, left), a successive decrease of the load-deformation curve could be observed with all micro-reinforced specimens. The failure of the specimens with a shear reinforcement ratio of ρ_{sw} = 0.5% was induced by the failure of single micro-reinforcement wires (Fig. 20, middle). In the case of specimens Q3 and Q5 with a shear reinforcement ratio of ρ_{sw} = 1.5%, the previously multi-cracked web concrete was gradually destroyed after reaching the yield strength of the shear rein-

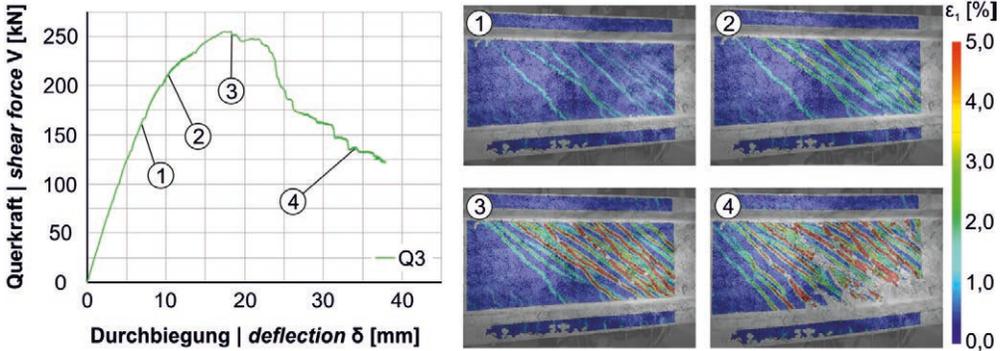


Bild 19: Last-Verformungs-Kurve und Entwicklung der Rissbildung des Versuchskörpers Q3 (Hauptformänderung ϵ_1 , aufgezeichnet mit ARAMIS) | Fig. 19: Load-deflection curve and development of crack formation of specimen Q3 (principal deformation strain ϵ_1 , recorded by ARAMIS)

Rissbreiten von bis zu 2,0 cm erreichten. Bei den mikrobewehrten Versuchskörpern wurden deutlich mehr schräge Risse mit deutlich geringeren Rissbreiten ($\leq 0,5$ mm) beobachtet (Bild 19).

Während beim Referenzkörper Q0 die Bewehrung im Steg schlagartig auf Zug versagte (Bild 20, links), konnte bei allen mikrobewehrten Versuchskörpern ein sukzessives Abfallen der Last-Verformungs-Kurve beobachtet werden. So wurde bei den Versuchskörpern mit einem Querkraftbewehrungsgrad von $\rho_{sw} = 0,5\%$ das Versagen durch ein Reißen einzelner Mikrobewehrungsdrähte eingeleitet (Bild 20, Mitte). Bei den Versuchskörpern Q3 und Q5 mit einem Querkraftbewehrungsgrad von $\rho_{sw} = 1,5\%$ kam es nach Erreichen der Fließgrenze der Querkraftbewehrung zu einer zunehmenden Zerstörung des zuvor bereits mehrfach gerisse-

forcement (secondary concrete failure, Fig. 20, right, cf. [23], [24]).

5.3 Evaluation

5.3.1 Recalculation of tests

By analogy with the bending capacity, the shear capacity was determined in accordance with EC2/NA:

$$V_{R,EC2/NA} = \min(V_{R,s}; V_{R,max}) \quad (3)$$

with:

$$V_{R,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yk} \cdot \cot \theta \quad (4)$$

$$V_{R,max} = 2 \cdot t \cdot z \cdot v_{1,Q} \cdot \frac{f_{ck}}{\cot \theta} \quad (5)$$



Bild 20: Versagensbilder der Versuchskörper Q0 (Stegzugversagen B500, links), Q1 (Stegzugversagen Mikrobewehrung, Mitte) und Q3 (sekundäres Betonversagen, rechts) | Fig. 20: Failure characteristics of specimens Q0 (tensile failure of B500, left), Q1 (tensile failure of micro-reinforcement, middle) and Q3 (secondary concrete failure, right)

nen Betongefüges (sekundäres Betonversagen, rechts in Bild 20, vgl. [23], [24]).

5.3 Auswertung

5.3.1 Nachrechnung der Versuche

Analog zur Biegetragfähigkeit wurde die Querkrafttragfähigkeit in Anlehnung an das Berechnungsmodell des EC2/NA ermittelt:

$$V_{R,EC2/NA} = \min(V_{R,s}, V_{R,max}) \quad (3)$$

Mit:

$$V_{R,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yk} \cdot \cot \Theta \quad (4)$$

$$V_{R,max} = 2 \cdot t \cdot z \cdot v_{1,Q} \cdot \frac{f_{ck}}{\cot \Theta} \quad (5)$$

- a_{sw} Querschnittsfläche der vertikalen Mikrobewehrung pro m
- z Hebelarm der inneren Kräfte
- f_{yk} charakteristische Streckgrenze der Mikrobewehrung
- $\cot \Theta$ Druckstrebenneigung
- t Wandstärke
- $v_{1,Q}$ Abminderungsfaktor
- f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit

Bild 21 zeigt, dass mit dem Berechnungsmodell des EC2/NA eine konservative Abschätzung der Querkrafttragfähigkeit dünnwandiger, mikrobewehrter Bauteile möglich ist. Vergleichbare Ergebnisse wurden z. B. in [25], [26] für konventionell bewehrte Stahlbetonbauteile mit Querkraftbewehrungsgraden $\rho_{sw} \leq 1,0 \%$ dokumentiert. Die mit dem Berechnungsmodell ermittelten Tragfähigkeiten werden durchgehend durch die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung $V_{R,s}$ bestimmt. Ein Betonversagen $V_{R,max}$ wird nicht erfasst. Dies kann damit begründet werden, dass der Abminderungsbeiwert zur Ermittlung der Betondruckstreben tragfähigkeit $v_{1,Q}$ (Gl. (6)) für ein Betonversagen vor Erreichen der Fließgrenze der Querkraftbewehrung abgeleitet wurde [27].

$$v_{1,Q} = 0,75 \cdot \left(1,1 - \frac{f_{ck} = 86,0}{500} \right) = 0,69 \quad (6)$$

- a_{sw} cross-sectional area of the vertical micro-reinforcement per m
- z lever arm of internal forces
- f_{yk} characteristic yield strength of the micro-reinforcement
- $\cot \Theta$ angle of the compression struts
- t thickness of the web
- $v_{1,Q}$ strength reduction factor
- f_{ck} characteristic concrete compressive strength

Fig. 21 shows that the shear capacity of thin-walled, micro-reinforced concrete members can be conservatively estimated on the basis of the EC2/NA calculation model. Comparable results were documented e.g. in [25], [26] for conventionally reinforced concrete members with shear reinforcement ratios of $\rho_{sw} \leq 1.0\%$. The capacity of the shear reinforcement $V_{R,s}$ is decisive for all tests. Thus, no concrete failure $V_{R,max}$ is detected. This can be explained by the fact that the strength reduction factor $v_{1,Q}$ (Eq. (6)) used to determine the concrete compression capacity was derived to account for a concrete failure before the yield strength of the vertical reinforcement is reached (main concrete failure, [27]).

$$v_{1,Q} = 0,75 \cdot \left(1,1 - \frac{f_{ck} = 86,0}{500} \right) = 0,69 \quad (6)$$

with:

$$f_{ck} = f_{cm,cyl} - 8,0 \text{ N/mm}^2 = 94,0 - 8,0 = 86,0 \text{ N/mm}^2$$

In [24], a range of 0.25 and 0.55 is given for $v_{1,Q}$ in case of a concrete failure after the yield strength of the shear reinforcement has been reached (secondary concrete failure). This corresponds to the values of 0.25 and 0.33 determined by the tests Q3 and Q5. On the basis of the test results available, a reduction coefficient of $v_{1,Q} = 0.25$ can therefore be proposed.

The FE model described in Section 4.3.1 was extended for the re-calculation of the shear tests. To be able to depict a failure of the concrete, the reduction of the concrete compressive strength as a result of cracking was taken into account

Mit:

$$f_{ck} = f_{cm,cyl} - 8,0 \text{ N/mm}^2 = 94,0 - 8,0 = 86,0 \text{ N/mm}^2$$

Für ein Betonversagen nach Erreichen der Fließgrenze der Querkraftbewehrung (sekundäres Betonversagen) wird in [24] der Bereich von 0,25 und 0,55 angegeben. Dieser deckt sich mit den anhand der Tests Q3 und Q5 ermittelten Werte von 0,25 bzw. 0,33. Basierend auf den vorliegenden Ergebnissen kann daher ein Abminderungsbeiwert von $v_{1,Q} = 0,25$ vorgeschlagen werden.

Für eine Nachrechnung der Last-Verformungs-Kurven konnte das im Abschnitt 4.3.1 beschriebene FE-Modell erweitert werden. Um ein Querkraftversagen des Betons abbilden zu können, wurde die Reduktion der Betondruckfestigkeit infolge Rissbildung mit dem Modell nach Vecchio und Collins [23] berücksichtigt. Mit dem erweiterten FE-Modell konnten die Last-Verformungs-Kurven und Versagensmodi der Versuche sehr gut abgebildet werden (Bild 21).

5.3.2 Bewertung der Ergebnisse

Mit den Tests zum Querkrafttragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile wurden die Ergebnisse der Biegeversuche sowie die daraus abgeleiteten Analogien zu Tragmodellen des konventionellen Stahlbetonbaus bestätigt. Darüber hinaus sind folgende Punkte festzuhalten:

- Die Querkraftversuche zeigen aufgrund der hohen Duktilität der Mikrobewehrung eine deutliche Versagensvorankündigung unabhängig davon, ob ein Querkraftbewehrungs- oder ein sekundäres Betonversagen vorliegt.
- Die Querkrafttragfähigkeiten der Versuche können nach EC2/NA sicher abgeschätzt werden. Eine Anpassung des Abminderungsbeiwertes zur Ermittlung der Druckstreben-tragfähigkeit ($v_{1,Q} = 0,25$) erlaubt zudem eine Prognose des Versagensmodus.
- Mit dem FE-Modell können die experimentellen Versagenslasten und -modi (Querkraftbewehrungs- oder Betonversagen) sowie die Last-Verformungs-Kurven in guter Übereinstimmung abgebildet werden.

using the model according to Vecchio & Collins [23]. The extended FE model adequately depicted the load-deformation curves and failure modes of the tests (Fig. 21).

5.3.2 Assessment of the results

The shear tests on thin-walled, micro-reinforced concrete members allowed to confirm the results of the bending tests and the derived analogies to calculation models for conventional reinforced concrete. In addition, the following points should be noted:

- Due to the high ductility of the micro-reinforcement, the shear tests show a clearly advanced notice of failure, irrespective of whether a failure of the vertical reinforcement or a secondary concrete failure occurred.
- The shear capacities of the tests can be conservatively estimated according to EC2/NA. Besides that, an adjustment of the strength reduction factor $v_{1,Q} = 0.25$ used to determine the concrete compression capacity allows a prediction of the failure mode.
- The extended FE model adequately depicts the experimental failure loads and modes (reinforcement or concrete failure) as well as the load-deformation curves.

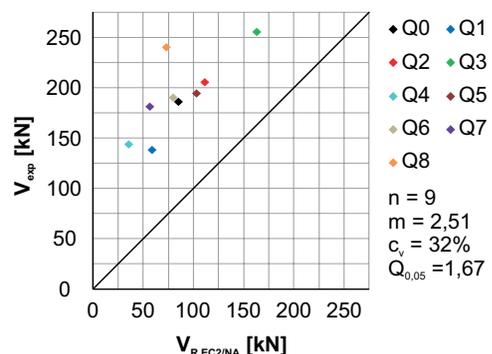


Bild 21: Vergleich der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,EC2/NA}$ nach EC2/NA mit den Versuchsergebnissen V_{exp} | Fig. 21: Comparison of ultimate shear force $V_{R,EC2/NA}$ in compliance with EC2/NA and the test results V_{exp}

6 Tragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonhohlbauteile unter Biege- und Querkraftbeanspruchung

6.1 Versuchskonzept

Das Tragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonhohlbauteile wurde anhand von vier 3-Punkt-Biegeversuchen untersucht. Um in zwei Tests eine für Stabwerke typische Normalkraftbeanspruchung aufzubringen, wurden die Bauteile mit einem innenliegenden Spannstab vorgespannt (Bild 22). Die vertikale Verformung der Versuchskörper wurde über Wegaufnehmer erfasst. Während der Versuche wurde der Bereich zwischen Auflager und Lasteinleitung mit dem Photogrammetriesystem ARAMIS überwacht. Zudem wurden Dehnungsmessstreifen in den Schubfeldern sowie an der Ober- und Unterkante der Versuchskörper angeordnet.

6 Load-bearing behaviour of thin-walled, micro-reinforced hollow concrete members under bending and shear forces

6.1 Test setup and test specimens

The load-bearing behaviour of thin-walled, micro-reinforced hollow concrete members was investigated by means of four 3-point bending tests. In two tests, a normal force typical for truss structures was applied using a bar tendon (Fig. 22). The deflection of the specimens was measured using displacement transducers. During the tests, the area between support and loading was monitored by the photogrammetric ARAMIS system. In addition, strain gauges were arranged in the shear spans and on the upper and lower edges of the specimens.

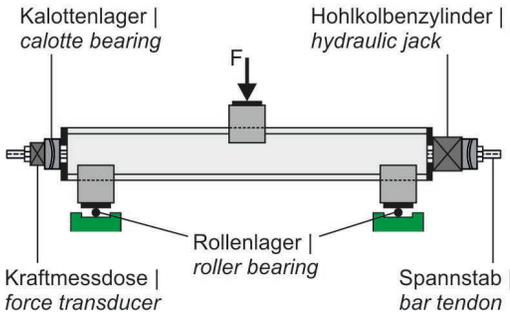


Bild 22: Versuchsaufbau für die Biege- und Querkraftversuche an dünnwandigen Betonhohlbauteilen und Messtechnik | Fig. 22: Test setup for bending and shear tests on thin-walled hollow concrete members and measurement

In allen Versuchen wurden Betonhohlbauteile mit einem Verhältnis von Wandstärke zu Durchmesser von $t/D = 1/10$ geprüft. Die Mikrobewehrung ($\varnothing 1$ mm, Maschenweite 20 mm) wurde über den Ansatz zur Ermittlung der Mindestbewehrung für ein duktiler Bauteilverhalten (vgl. Abschnitt 4.3.1) dimensioniert. Neben einer Variation der Laststellung und damit der Schubschlankheit a/d wurde in zwei Versuchen eine zusätzliche Normalkraftbeanspruchung N aufgebracht (Tabelle 5).

Hollow concrete members with a wall thickness to diameter ratio of $t/D = 1/10$ were used in all tests. The micro-reinforcement ($\varnothing 1$ mm, mesh size 20 mm) was dimensioned using the previously described approach to determine the minimum reinforcement (cf. section 4.3.1). In addition to a variation of the load position and thus of the shear slenderness a/d , a normal force N was applied in two tests (Table 5).

Versuchskörper Specimen	Schubslankheit Shear slenderness a/d [-]	Normalkraft Normal force N [kN]	Konstante Parameter Constant parameters
KR1	3,0	-	Wandstärke Wall thickness $t = 3,5$ cm Durchmesser Diameter $D = 35$ cm Bewehrung Reinforcement $MR, n = 7$ Bewehrungsgrad Reinforcement ratio $\rho_{s,l} = \rho_{s,w} = 0,79$ %
KR2	2,0	500	
KR3	3,0	-	
KR4	2,0	500	

Tabelle 5: Konfiguration der Versuchskörper für Biegeversuche an dünnwandigen Betonhohlbauteilen | **Table 5:** Configuration of bending tests on thin-walled hollow concrete members

6.2 Versuchsergebnisse

Das Last-Verformungs-Verhalten der dünnwandigen Betonhohlbauteile wurde maßgeblich durch die einwirkende Normalkraft bestimmt. Während die Last-Verformungs-Kurven der Versuche KR1 und KR3 ähnlich zu den Kurven der Biegeversuche (Bild 12) verlaufen, konnte bei einer zusätzlichen Normalkraftbeanspruchung ein deutlich steiferes Tragverhalten beobachtet werden (Bild 23). Eine entsprechende Abhängigkeit der Rissbildung konnte ebenfalls beobachtet werden. Bei den Versuchen ohne Normalkraftbeanspruchung bildeten sich, ausgehend von der Bauteilunterkante, multiple Biegerisse. Infolge der Normalkraftbeanspruchung kam es, insbesondere bei einer reduzierten Schubslankheit, zu einer ausgeprägten Schrägrissbildung (Bild 24).

Bei den Versuchen ohne Normalkraftbeanspruchung traten sehr große Durchbiegungen auf, die von den Auflagerkonstruktionen nicht mehr aufgenommen werden konnten. Daher mussten die Versuche abgebrochen werden. Die Verformungen sowie das Rissbild deuteten jedoch auf ein bevorstehendes Biegezugversagen hin. Bei den Versuchen mit Normalkraftbeanspruchung kam es zu einem schlagartigen Biegedruckversagen (Bild 25).

6.3 Auswertung

6.3.1 Nachrechnung der Versuche

Die Querschnittstragfähigkeit der dünnwandigen Betonhohlbauteile wurde, aufbauend auf den vorherigen Untersuchungen, in Anlehnung

6.2 Test results

The load-deformation behaviour of the thin-walled hollow concrete members was significantly determined by the applied normal force. While the progression of the load-deflection curves of the KR1 and KR3 tests is similar to those of the bending tests (Fig. 12), a significantly stiffer behaviour was observed in the case of an additional normal force (Fig. 23 and Fig. 24). A corresponding dependence of the crack formation could also be observed. During the tests without normal force multiple bending cracks formed, starting from the lower edge of the member. As a result of the normal force a pronounced inclined crack formation occurred, especially with a reduced shear slenderness (Fig. 24).

During the tests without normal force very large deflections occurred and exceeded the limita-

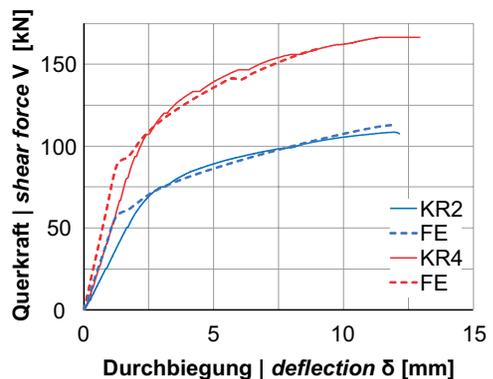
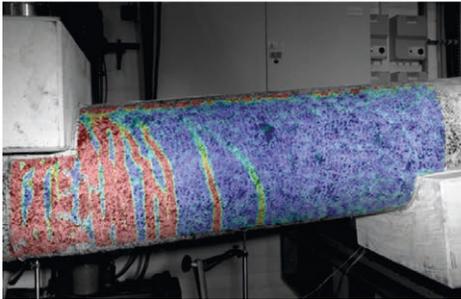


Bild 23: Last-Verformungs-Kurven der Versuche mit $N = 500$ kN und entsprechende FE-Ergebnisse | **Fig. 23:** Load-deflection curves of tests with $N = 500$ kN and corresponding FE results

Versuch | test KR1 (a/D = 3,0 kN; N = 0 kN)



Versuch | test KR4 (a/D = 2,0; N = 500 kN)

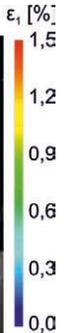
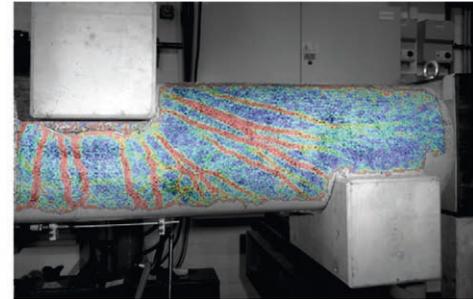


Bild 24: Rissbildung bei den Versuchskörpern KR1 und KR4, Hauptformänderung ϵ_1 , aufgezeichnet mit ARAMIS | **Fig. 24:** Crack formation of specimens KR1 and KR4, principal deformation strain ϵ_1 , recorded by ARAMIS

an das Berechnungsmodell des EC2/NA bestimmt. Ein Vergleich der Berechnung mit den Versuchsergebnissen (Bild 26) zeigt, dass die Momententragfähigkeit $M_{R,EC2/NA}$ konservativ abgeschätzt werden kann (vgl. Abschnitt 4.3.1). Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit der Versuchskörper KR1 und KR3 (dargestellt als Moment bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit $M_{R,V,EC2/NA}$) liegt über bzw. im Bereich der maximalen Versuchslast. Mit dem Modell nach EC2/NA wird demnach ein Biegeversagen zutreffend vorhergesagt. Bei den Versuchen KR2 und KR4 wird eine gegenüber der Momententragfähigkeit deutlich geringere Querkrafttragfähigkeit ermittelt. Da in den Versuchen jedoch kein Querkraftversagen beobachtet wurde, ist davon auszugehen, dass der Einfluss einer Normalkraftbeanspruchung auf den Querkraftwiderstand der dünnwandigen Betonhohlbauteile unterschätzt wird.



Bild 25: Versagensmodus des Versuchskörpers KR4 (Biegedruckversagen) | **Fig. 25:** Failure characteristics of specimen KR4 (failure of concrete in compression)

tions given by the roller bearings. Therefore, the experiments had to be aborted. However, the deformations and the crack formation indicated an imminent bending failure. During the tests with normal forces a sudden failure of the compression zone occurred (Fig. 25).

6.3 Evaluation

6.3.1 Recalculation of tests

On the basis of the previous investigations the load-bearing capacity of the thin-walled hollow concrete members was determined according to EC2/NA ($M_{R,EC2/NA}$). A comparison of the calculated bending capacities with the test results shows a conservative assessment (Fig. 26, cf. section 4.3.1). The calculated shear capacity of the specimens KR1 and KR3 (shown as the applied moment when reaching the shear capacity $M_{R,V,EC2/NA}$) is above or in the range of the ultimate experimental loads. Thus, the EC2/NA model accurately predicts a bending failure. A considerably lower shear capacity compared to the bending capacity is determined for specimens KR2 and KR4. However, since no shear force failure was observed in the tests, it can be assumed that the influence of a normal force on the shear capacity of the thin-walled hollow concrete members is underestimated.

In accordance with [26], a modified calculation model can therefore be proposed in which, in contrast to EC2/NA, an additive concrete member $V_{R,c}$ is taken into account:

In Anlehnung an [26] kann daher ein modifiziertes Berechnungsmodell vorgeschlagen werden, bei dem, abweichend zum Modell nach EC2/NA, ein additiver Betontraganteil $V_{R,c}$ in Gl. (7) berücksichtigt wird. Dieser wird aus dem EC2/NA entnommen (Gl. (8)).

$$V_{R,mod} = \min(V_{R,c} + V_{R,s}; V_{R,max}) \quad (7)$$

Mit:

$$V_{R,c} = \left[0,15 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,12 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot 2 \cdot t \cdot d \quad (8)$$

sowie:

k	Maßstabsfaktor
ρ_l	Längsbewehrungsgrad
f_{ck}	charakteristische Betondruckfestigkeit
σ_{cp}	Betonspannung infolge Normalkraft
t	Wandstärke
d	statische Nutzhöhe
$\cot\beta$	Rissneigung

Insgesamt kann mit dem vorgeschlagenen Modell eine verbesserte Vorhersagegenauigkeit und Erfassung der Versagensmodi erreicht werden (vgl. $M_{R,V,mod}$ in Bild 26).

Für eine genauere Nachrechnung der Versuche wurde das bereits beschriebene FE-Modell angewandt. Die Versuchskörper wurden hierbei mit zweidimensionalen Schalenelementen modelliert, die mit Kontaktelementen (*interfaces*) an die Auflagerblöcke angeschlossen wurden. Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass sowohl die Last-Verformungs-Kurven als auch die Versagensmodi zutreffend erfasst werden konnten (Bild 23).

6.3.2 Bewertung der Ergebnisse

Es konnte gezeigt werden, dass:

- die Erkenntnisse zum Biegetragverhalten mikrobewehrter Betonbauteile auf dünnwandige Betonhohlbauteile übertragen werden können,
- sich aufgrund der geringen Wandstärken bei zusätzlicher Normalkraftbeanspruchung ein

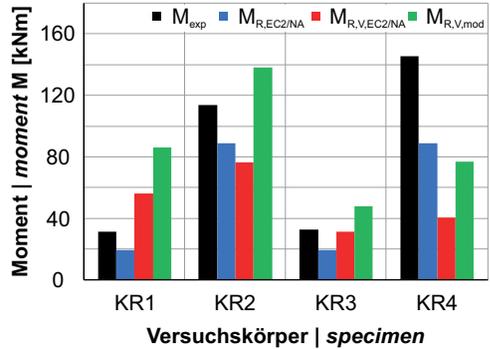


Bild 26: Vergleich der Momentenragfähigkeit M_R bzw. -beanspruchung $M_{R,V}$ bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit nach EC2/NA bzw. dem modifiziertem Modell mit Versuchsergebnissen M_{exp} | **Fig. 26:** Comparison of ultimate moment capacity M_R or moment when reaching ultimate shear force $M_{R,V}$ as by EC2/NA or modified approach and test results M_{exp}

Therefore, the shear capacity of members without shear reinforcement according to EC2/NA is considered:

$$V_{R,mod} = \min(V_{R,c} + V_{R,s}; V_{R,max}) \quad (7)$$

with:

$$V_{R,c} = \left[0,15 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,12 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot 2 \cdot t \cdot d \quad (8)$$

and:

k	factor considering the size-effect
ρ_l	longitudinal reinforcement ratio
f_{ck}	characteristic compressive strength of the concrete
σ_{cp}	compressive stress in the concrete due to normal force
t	wall thickness
d	effective depth
$\cot\beta$	crack inclination

Overall, an improved prediction accuracy and detection of the failure modes can be achieved through the proposed model (cf. $M_{R,V,mod}$ in Fig. 26).

The FE model described above was used for a more precise re-calculation of the tests. The specimens were modelled using two-dimensional shell elements that were connected to

schlagartiges Betondruckzonenversagen einstellt,

- die Momententragfähigkeit der dünnwandigen Betonhohlbauteile mit dem Modell nach EC2/NA sicher abgeschätzt werden kann,
- die Querkrafttragfähigkeit unter Beachtung der vorgeschlagenen Anpassungen gut, jedoch nicht vollständig erfasst wird und
- mit dem verwendeten FE-Modell sowohl die Last-Verformungs-Kurven als auch die Versagensmodi zutreffend erfasst werden können.

7 Tragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonhohlbauteile unter Torsionsbeanspruchung

7.1 Versuchskonzept

Abschließend wurde das Torsionstragverhalten der dünnwandigen, mikrobewehrten Betonhohlbauteile untersucht (Bild 27). Um einen vorhandenen Versuchsstand nutzen zu können (vgl. [28]), wurden die dünnwandigen Versuchskörper monolithisch mit quadratischen Lasteinleitungsblöcken verbunden (Bild 6). Während der Versuche wurde die Verdrehung der Lasteinleitungsblöcke mit diagonalen Wegaufnehmern aufgezeichnet. Das Verformungsverhalten des dünnwandigen Prüfbereichs wurde über Dehnungsmessstreifen und mit ARAMIS überwacht. Insgesamt wurden vier Torsionsversuche durchgeführt, bei denen der Bewehrungsgrad sowie die aufgebrachte Normalkraft variiert wurden (Tabelle 6).



Bild 27: Versuchsaufbau für die Torsionsversuche an dünnwandigen Betonhohlbauteilen und Messtechnik | **Fig. 27:** Test setup for torsional tests on thin-walled hollow concrete members and measurement

the three-dimensional supports via interfaces. The calculation results show that both the load-deflection curves and the failure modes were accurately captured (Fig. 23).

6.3.2 Assessment of the results

The tests on the bending and shear behaviour of thin-walled hollow concrete members have shown that:

- the findings on the bending behaviour of micro-reinforced concrete members can be transferred to thin-walled hollow concrete members,
- due to the low wall thicknesses a sudden failure of the compression zone occurs when an additional normal force is applied,
- the bending capacity of the thin-walled hollow concrete members can be reliably estimated according to EC2/NA,
- when the proposed adjustments are taken into account, the shear capacity is adequately assessed, but not in its entirety, and that
- both the load-deformation curves and the failure modes can be accurately computed with the FE model used.

7 Load-bearing behaviour of thin-walled, micro-reinforced hollow concrete members under torsion

7.1 Test setup and test specimens

Finally, the torsional behaviour of the thin-walled, micro-reinforced hollow concrete members was investigated (Fig. 27). In order to enable the use of an existing test setup Fig. 28, the thin-walled specimens were connected monolithically to square loading areas (Fig. 6). During the tests the rotation of the loading areas was recorded by diagonally installed displacement transducers. The deformation behaviour of the thin-walled test area was monitored using strain gauges and the photogrammetric ARAMIS system. A total of four torsion tests were carried out, in which the reinforcement ratio and the applied normal force were varied (Table 6).

Versuchskörper Specimen	Abmessungen		Dimensions		Bewehrung Reinforcement		Normalkraft Normal force N [kN]	
	Wandstärke Wall thickness		Durchmesser Diameter		Bewehrungsgrad Reinforcement ratio			
	t [cm]		D [cm]		$\rho_{s,l}$ [%]	$\rho_{s,w}$ [%]		
T1	3,0		35		MR, n = 4	1,15	1,05	0
T2	3,0		35		MR, n = 7	2,00	1,83	0
T3	3,0		35		MR, n = 7	2,00	1,83	400
T4	3,0		35		MR, n = 7	2,00	1,83	800

Tabelle 6: Konfiguration der Versuchskörper für Torsionsversuche an dünnwandigen Betonhohlbauteilen | **Table 6:** Configuration of torsional tests on thin-walled hollow concrete members

7.2 Versuchsergebnisse

In allen Versuchen wurde ein vergleichbares Last-Verformungs-Verhalten beobachtet. Bis zum Erreichen der Torsionsrisslast wurden geringe, linear zunehmende Verdrehungen beobachtet. Nach Bildung der ersten Risse nahmen diese nichtlinear zu (Bild 28). Infolge der Normalkraftbeanspruchung konnten bei den Versuchen T3 und T4 erhöhte Torsionsrissmomente erreicht werden. Bei allen Versuchen wurde ein ähnliches Rissbild mit diagonal umlaufenden Rissen im Abstand von 2 bis 4 cm beobachtet. Während die Risse bei den Versuchskörpern T1 und T2 um etwa 40° gegen die Bauteilachse geneigt waren, stellten sich bei Normalkraftbeanspruchung deutlich flachere Risswinkel von etwa 20–25° ein (Bild 29). Das Versagen wurde durchgehend durch ein Versagen des Betons eingeleitet. Während bei den Versuchen T1 und T2 dem Versagen große Verdrehungen und damit Betondehnungen vorausgingen, kam es bei

7.2 Test results

A comparable load-deformation behaviour was observed in all tests. Linearly increasing twists were displayed until the torsional cracking moment was reached. In comparison to the T1 and T2 tests the additional normal forces of tests T3 and T4 lead to increased torsional cracking moments. After the first cracks formed, the twists increased non-linearly (Fig. 28). For all tests a similar crack pattern with inclined, circumferential cracks at a spacing of 2.0 to 4.0 cm was observed. While the cracks in the T1 and T2 test bodies were inclined at an angle of about 40° to the member’s axis, significantly reduced crack angles of about 20–25° occurred in case of additionally applied normal forces (Fig. 29). At all times the failure was caused by a failure of the concrete. While the failure of tests T1 and T2 was preceded by large twists and thus large concrete strains, a sudden concrete failure occurred in tests T3 and T4 (Fig. 29).

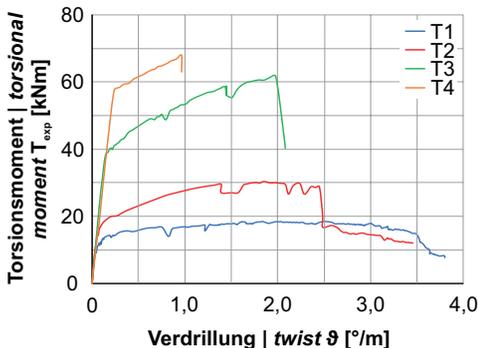


Bild 28: Torsionsmoment-Verdrillungs-Kurven der Torsionsversuche | **Fig. 28:** Torsional moment-twist curves of torsional tests

7.3 Evaluation

7.3.1 Recalculation of tests

The torsional capacity of the thin-walled hollow concrete members was determined according to EC2/NA (Fig. 30). It was found that the results of T1 and T2 were accurately predicted by the torsional capacity of the reinforcement $T_{R,S}$ although a failure of the concrete occurred. This can be explained by the fact that the torsion moments could not be increased after reaching the yield strength of the micro-

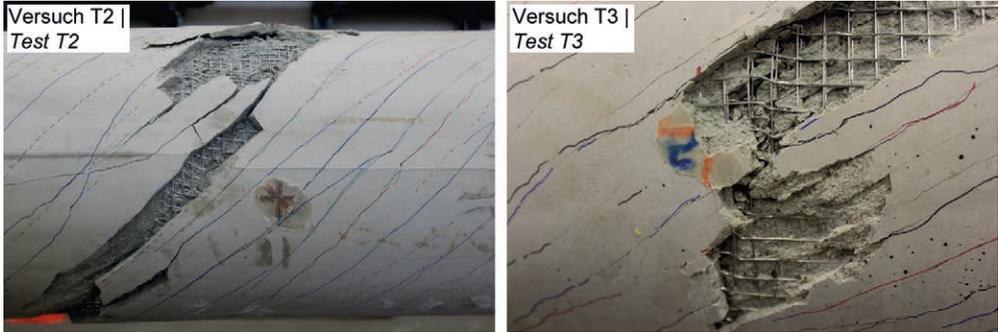


Bild 29: Rissbildung und Versagensmodi der Versuchskörper T2 und T3 (Betondruckversagen) | Fig. 29: Crack formations and failure characteristics of specimens T2 and T3 (failure of concrete in compression)

den Versuchen T3 und T4 zu einem schlagartigen Betonversagen (Bild 29).

7.3 Auswertung

7.3.1 Nachrechnung der Versuche

Die Torsionstragfähigkeit der dünnwandigen Betonhohlbauteile wurde in Anlehnung an das Modell nach EC2/NA ermittelt (Bild 30). Hierbei konnte festgestellt werden, dass die Versuche T1 und T2, obgleich ein Betonversagen beobachtet wurde, mit dem Nachweis der Zugstreben­tragfähigkeit $T_{R,s}$ sehr gut abgebildet werden können. Dies kann damit begründet werden, dass die Torsionsmomente nach Erreichen der Streckgrenze der Mikrobewehrung nicht mehr gesteigert werden konnten. Bei den Versuchen T3 und T4 ist der Nachweis der Betondruckstreben­tragfähigkeit $T_{R,c}$ maßgebend. Diese wird nach EC2/NA jedoch leicht überschätzt. Analog zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit (Gl. (6)) ist zur Ermittlung von $T_{R,c}$ ein Abminderungsbeiwert $v_{1,T}$ zu beachten. Dieser ergibt sich bei Torsion nach EC2/NA zu:

$$v_{1,T} = 0,525 \cdot \left(1,1 - \frac{f_{ck} = 86,0}{500} \right) = 0,49 \quad (9)$$

Anhand der Tests konnten nun Abminderungsbeiwerte ermittelt werden, die sich entsprechend zu 0,37 für T3 und 0,44 für T4 ergaben. Dementsprechend wird für mikrobewehrte Betonhohlbauteile ein reduzierter Abminderungsbeiwert $v_{1,T} = 0,35$ vorgeschlagen ($T_{R,c,mod}$ in Bild 30).

reinforcement. The torsional capacity of the concrete $T_{R,c}$ is decisive looking at T3 and T4. However, the test results are slightly overestimated. As in the case of the determination of the shear capacity (Eq. (6)), a strength reduction factor $v_{1,T}$ must be incorporated for the determination of the concrete compression capacity $T_{R,c}$. According to EC2/NA the following applies:

$$v_{1,T} = 0.525 \cdot \left(1.1 - \frac{f_{ck} = 86.0}{500} \right) = 0.49 \quad (9)$$

The reduction coefficients were determined on the basis of the tests. A factor of 0.37 was obtained for T3 and of 0.44 for T4. Accordingly, a reduced strength reduction factor $v_{1,T} = 0.35$ can be proposed for micro-reinforced hollow concrete members ($T_{R,c,mod}$ in Fig. 30).

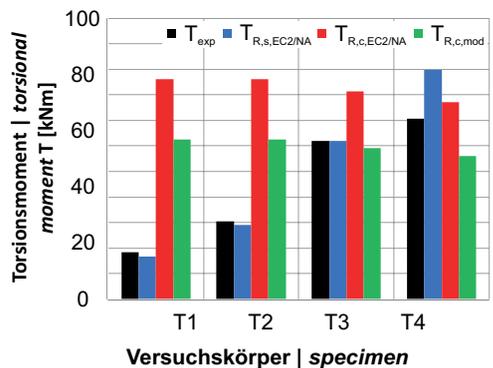


Bild 30: Vergleich der Torsionstragfähigkeit $T_{R,s}$ bzw. $T_{R,c}$ nach EC2/NA und modifiziertem Modell mit Versuchsergebnissen T_{exp} | Fig. 30: Comparison of ultimate torsional capacity $T_{R,s}$ or $T_{R,c}$ as by EC2/NA or modified approach and test results T_{exp}

7.3.2 Bewertung der Ergebnisse

Mit den Torsionsversuchen konnten die zuvor gewonnenen Erkenntnisse zum Tragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonhohlbauteile bestätigt und erweitert werden:

- Torsionstragverhalten und Torsionsrissbildung werden maßgeblich durch eine zusätzlich einwirkende Normalkraft beeinflusst, vor allem stellt sich dann eine deutlich flachere Neigung der umlaufenden Risse ein.
- In allen Tests leitete ein Versagen des Betons das Bauteilversagen ein. Das Versagen selbst erfolgt zunächst duktil, jedoch mit zunehmender Normalkraftbeanspruchung schlagartig.
- Die Nachrechnung der Versuche bestätigt, dass der Abminderungsbeiwert $v_{1,T}$ zur Erfassung der Reduktion der Betondruckfestigkeit bei Rissbildung eine entscheidende Rolle bei der Ermittlung der Torsionstragfähigkeit der dünnwandigen Betonhohlbauteile einnimmt.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des SPP 1542 „Leicht Bauen mit Beton“ wurden am iBMB, Fachgebiet Massivbau der TU Braunschweig umfangreiche Untersuchungen zur Herstellung und zum Tragverhalten „Ultraleichter, dünnwandiger stabförmiger Betonhohlbauteile“ unter Normalkraft-, Biege-, Querkraft- und Torsionsbeanspruchung durchgeführt. Zusammenfassend können hierzu folgende Punkte festgehalten werden:

- Die Herstellung ultraleichter, dünnwandiger Betonhohlbauteile mit Wandstärken von nur 25 mm ist in hoher und reproduzierbarer Qualität möglich.
- Als Bewehrung in den geringen Wandstärken eignet sich besonders eine mehrlagige Mikrobewehrung, die im Vergleich zu Bewehrungsstäben eine erhöhte Flexibilität ermöglicht.
- Beim Biege- und Querkrafttragverhalten mikrobewehrter Betonbauteile bestehen deutliche Ähnlichkeiten zu Stahlbetonbauteilen, daher ist eine Berechnung in Anlehnung an die aus dem Stahlbetonbau bekannten Modelle und Verfah-

7.3.2 Assessment of the results

The torsion tests confirmed and extended the knowledge gained in previous studies on the load-bearing behaviour of thin-walled, micro-reinforced hollow concrete members:

- The torsional behaviour and the crack formation are significantly influenced by an additional normal force. While a large number of circumferential inclined cracks formed in all tests, their inclination became significantly lower with a normal force acting.
- In all tests a failure of the concrete is responsible for the failure of the members. A ductile failure occurred without additional normal force, but a sudden failure was observed with increasing normal force.
- The recalculation of the tests confirms that the strength reduction factor $v_{1,T}$ is decisive for the determination of the torsional capacity of the thin-walled hollow concrete members.

8 Summary and outlook

Within the scope of SPP 1542 “Concrete Light” extensive investigations on the manufacturing of “Ultra-light, thin-walled hollow concrete members” and their load-bearing behaviour under normal force, bending, shear and torsion were carried out at the iBMB, Division of Concrete Construction of the TU Braunschweig. In summary, the following aspects can be noted:

- The manufacturing of ultra-light, thin-walled hollow concrete members with wall thicknesses of only 25 mm is possible in high and reproducible quality.
- Multi-layer micro-reinforcement is particularly suitable as reinforcement in the low wall thicknesses due to its increased flexibility.
- The bending and shear force behaviour of micro-reinforced concrete members is clearly similar to that of reinforced concrete. Therefore a calculation based on the models and methods known from reinforced concrete construction is possible. Due to the increased ductility and the resulting increased deformation

ren möglich. Infolge der erhöhten Duktilität und der hieraus resultierenden erhöhten Verformungskapazität des mikrobewehrten Betons wurden Anpassungen der Modelle nach EC2/NA vorgeschlagen.

- In Torsionsversuchen wurde der Einfluss der erhöhten Duktilität der Mikrobewehrung auf die Bauteilverformungen und die hieraus resultierende Abminderung der Betondruckfestigkeit bei Rissbildung bestätigt. Die Torsionstragfähigkeit kann ebenfalls mit einer Modifikation des Ansatzes nach EC2/NA ermittelt werden.

Insgesamt konnten mit den Untersuchungen in der 1. und 2. Förderperiode des SPP 1542 die Grundlagen für eine praktische Anwendung ultraleichter, dünnwandiger, stabförmiger Betonhohlbauteile gelegt werden. Mit Blick auf den Einsatz der Bauteile in zwei- und dreidimensionalen Strukturen sind weitergehende Untersuchungen zur Verbindung der Bauteile untereinander (Stoß) bzw. zum Anschluss an Fundamente erforderlich. In einem zweiten Schritt ist die Entwicklung universell einsetzbarer Knotenelemente mit einer frei geformten, an den Kraftfluss angepassten Mikrobewehrung von Interesse. Ferner sind Untersuchungen zu Sicherheitsaspekten (z. B. Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten) sowie zu konstruktiven Fragestellungen (z. B. Übergreifungs- und Verankerungslängen) erforderlich.

Danksagung

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die Förderung des Projekts (Projektnummer 198434790) innerhalb des SPP 1542. Zudem bedanken sich die Autoren bei den Firmen Dyckerhoff und Grace für die Unterstützung während der Bearbeitung.

Literatur | References

- [1] Busse, D.; Sawicki, P.; Empelmann, M.: Ultraleichte, dünnwandige Betonhohlbauteile aus hochfestem Feinkornbeton. In: Scheerer, S.; Curbach, M. (Hrsg.): Leicht Bauen mit Beton – Forschung im Schwerpunktprogramm 1542, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2014, S. 36–47 – <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-171364>
- [2] Busse, D., Empelmann, M.: Tragverhalten dünnwandiger Betonhohlbauteile aus hochfestem Feinkornbeton. Bautechnik 92 (2015) 1, S. 46–56 – DOI: 10.1002/bate.201400055
- [3] Mander, J. B.: Seismic design of bridge piers. Diss., University of Canterbury, Christchurch (Neuseeland), 1983

capacity of the micro-reinforced concrete, adaptations of the models according to EC2/NA were proposed.

- In torsion tests, the influence of the increased ductility of the micro-reinforcement on the member's deformations and the resulting reduction of the concrete compressive strength due to the crack formation was confirmed. The torsional strength can also be predicted by modifying the approach according to EC2/NA.

The investigations carried out during the first and second funding period of the SPP 1542 laid the foundations for the practical application of “ultra-light, thin-walled hollow concrete members“. With regard to the use of the members in two- and three-dimensional structures, further investigations are required to connect the components to each other (joint) or to connect them to foundations. In a second step, the development of universally applicable nodal elements with a freely formed micro-reinforcement adapted to the flow of forces is of interest. Furthermore, investigations are required on safety aspects (e.g. determination of partial safety factors) as well as on design issues (e.g. lap and anchorage lengths).

Acknowledgement

The authors would like to thank the German Research Foundation (DFG) for funding the project within the Priority Programme SPP 1542, project number 198434790. Furthermore, the authors would like to thank the companies Dyckerhoff and Grace for their support during the project.

- [4] Dhakal, R. P.; Maekawa, K.: Modeling for Postyield Buckling of Reinforcement. *Journal of Structural Engineering* 128 (2002) 9, S. 1139–1147
- [5] Busse, D.; Sawicki, P.; Empelmann, M.: Dünnwandige Betonhohlbauteile aus hochfestem Feinkornbeton. *beton* 66 (2016) 1+2, S. 30–35
- [6] Busse, D.; Empelmann, M.: Ultra-lightweight, tubular concrete members for three-dimensional truss structures. In: KIVI (Hrsg.): *Future Visions – Proc. of the Int. Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symp.* 2015, 17.–20.08.2015 in Amsterdam (Niederlande), 2015, Beitrag Nr. IASS2015-523542 (publiziert auf USB-Stick: 12 S.)
- [7] DIN EN 1992-1-1:2011-01 und DIN EN 1992-1-1/A1: 2015-03: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 und DIN EN 1992-1-1/A1:2014.
- [8] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 und DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; inkl. Änderung A1.
- [9] DIN EN 12390-3:2009-07: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009.
- [10] DIN EN 196-1:2005-05: Prüfverfahren für Zement – Teil 1: Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung EN 196-1:2005.
- [11] Gutsch, A.-W.: Stoffeigenschaften des jungen Betons – Versuche und Modelle. Diss., TU Braunschweig, 1998
- [12] DIN EN 12390-6:2010-09: Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009.
- [13] DIN EN 12390-5:2009-07: Prüfung von Festbeton – Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-5:2009.
- [14] Empelmann, M.; Sawicki, P.: Ultra-lightweight concrete members inspired by bamboo. In: Müller, H. S.; Haist, M.; Acosta, F. (Hrsg.): *Proc. of the 9th fib Int. PhD Symp. in Civil Engineering*, 22.–25.07.2012 in Karlsruhe, Karlsruhe: KIT Scientific Publ., 2012, S. 291–296
- [15] Busse, D.; Empelmann, M.: Ultra-light Concrete Members Inspired by Bamboo. Stang, H.; Braestrup, M. (Hrsg.): *Proc. of fib Symp.* 2015, 18.–20.05.2015 in Kopenhagen (Dänemark), Kopenhagen: Danish Concrete Society, 2015, S. 199–200 (Abstract; Langfassung auf CD: 8 S.)
- [16] Steven, G.; Empelmann, M.: Gedrungene Stützen aus UHPFRC mit hochfester Längsbewehrung. *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014) 5, S. 344–354 – DOI: 10.1002/best.201300090
- [17] Busse, D.; Empelmann, M.: Bending behaviour of high-performance, micro-reinforced concrete. *Structural Concrete* 20 (2019) 2, S. 720–729 – DOI: 10.1002/suco201700246
- [18] American Concrete Institute (ACI): *State-of-the-Art Report on Ferrocement*. ACI-Report 549R-97, 01/1997
- [19] Schnellenbach-Held, M.; Prager, M.: Mikrobewehrter Ultrahochleistungsbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011) 11, S. 770–778 – DOI: 10.1002/best.201100030
- [20] Busse, D.; Empelmann, M.: Dünnwandige, mikrobewehrte Betonbauteile unter Querkraftbeanspruchung. *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016) 12, S. 840–850 – DOI: 10.1002/best.201600043
- [21] Busse, D.; Empelmann, M.: Shear Strength of Thin-Walled, Micro-Reinforced Concrete Members. In: Norwegian Concrete Association (Hrsg.): *Proc. of HPC/CIC 2017*, 06.–08.03.2017 in Tromsø (Norwegen), Oslo: Norwegian Concrete Association, S. 14 (Abstract, Langfassung auf USB-Stick: 10 S.)
- [22] Busse, D.; Empelmann, M.: Shear strength of thin-walled concrete members with micro-reinforcement. Kohoutková, A. et al. (Hrsg.): *Proc. of the 12th fib Int. PhD Symp. in Civil Engineering*, 29.–31.08.2018 in Prag (Tschechien), Beitrag auf USB-Stick: 8 S.
- [23] Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: Compression Response of Cracked Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering* 119 (1993) 12, S. 3590–3610
- [24] Zedler, T.: *Zum Tragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter Torsion*. Diss., RWTH Aachen University, 2011
- [25] Busse, D.; Eckfeldt, L.; Empelmann, M.: Assessing the reliability of existing concrete bridges in terms of shear strength. In: Zingoni, A. (Hrsg.): *Research and applications in structural engineering, mechanics and computation – Proc. of SEMC 2013*, 02.–04.09.2013 in Kapstadt (Südafrika), Boca Raton, FL: CRC Press, S. 1497–1502
- [26] Herbrand, M.; Kueres, D.; Claßen, M.; Hegger, J.: Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand. *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016) 2, S. 58–67 – DOI: 10.1002/best.201500055
- [27] Reineck, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. *Bauingenieur* 76 (2001) 4, S. 168–179
- [28] Oettel, V.; Empelmann, M.: Druckstreben tragfähigkeit von vorgespannten UHPFRC-Hohlkästen unter Torsion und kombinierter Beanspruchung. *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014) 3, S. 182–192 – DOI: 10.1002/best.201300061

Bildnachweise | Picture credits

- Bilder | Pictures 1–5, 7–11, 13–15, 17–22, 25–30: Daniel Busse
- Bild | Picture 6: Daniel Busse, Patricia Sawicki
- Bilder | Pictures 12, 23: Daniel Busse, Stefan Ehrke
- Bild | Picture 16: Daniel Busse, Felix Riemenschneider
- Bild | Picture 24: Daniel Busse, Sina Kalus

Projektdaten | Project data

Allgemeine Angaben | General information

Ultraleichte, dünnwandige stabförmige Betonhohlbauteile (Phase I)

Ultraleichte, dünnwandige stabförmige Betonhohlbauteile unter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung (Phase II)

Ultra-light, thin-walled hollow concrete members (1st phase)

Ultra-light, thin-walled hollow concrete members under shear and torsion (2nd phase)

Antragsteller Applicant:	Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann Leiter des Fachgebiets Massivbau Head of Division of Concrete Construction
DFG-Geschäftszeichen DFG reference number:	EM 203/6-1/2 (Projektnummer Project number: 198434790)
Adresse Address:	TU Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB), FG Massivbau, Beethovenstraße 52, 38106 Braunschweig
Kontakt Contact:	+49 531 391 5409 massivbau@ibmb.tu-bs.de www.ibmb.tu-bs.de
Berichts-/Förderzeitraum Reporting/funding period:	Förderphase I Funding period I: 01.07.2011–30.06.2014 Förderphase II Funding period II: 01.10.2014–30.09.2017 Kostenneutrale Verlängerung bis Cost-neutral extension up to: 30.11.2017
Team Team:	Daniel Busse (03/2013–06/2014, 10/2014–11/2017) Patricia Sawicki (07/2011–06/2013)
Partner Partners:	Dyckerhoff GmbH, Wiesbaden Grace Bauprodukte GmbH /GCP Germany GmbH, Lügde

Projektbezogene Publikationen | Project related publications

- Empelmann, M.; Sawicki, P.: Ultra-lightweight concrete members inspired by bamboo. In: Müller, H. S.; Haist, M.; Acosta, F. (Hrsg.): Proc. of the 9th fib Int. PhD Symp. in Civil Engineering, 22.–25.07.2012 in Karlsruhe, Karlsruhe: KIT Scientific Publ., 2012, S. 291–296
- Busse, D.; Sawicki, P.; Empelmann, M.: Ultraleichte, dünnwandige Betonhohlbauteile aus hochfestem Feinkornbeton. In: Scheerer, S.; Curbach, M. (Hrsg.): Leicht Bauen mit Beton – Forschung im Schwerpunktprogramm 1542, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2014, S. 36–47 – <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-171364>
- Busse, D.; Empelmann, M.: Tragverhalten dünnwandiger Betonhohlbauteile aus hochfestem Feinkornbeton. Bautechnik 92 (2015) 1, S. 46–56 – DOI: 10.1002/bate.201400055
- Busse, D.; Empelmann, M.: Ultra-light Concrete Members Inspired by Bamboo. Stang, H.; Braestrup, M. (Hrsg.): Proc. of fib Symp. 2015, 18.–20.05.2015 in Kopenhagen (Dänemark), Kopenhagen: Danish Concrete Society, 2015, S. 199–200 (Abstract), Langfassung auf CD: 8 S.
- Busse, D.; Empelmann, M.: Ultra-lightweight, tubular concrete members for three-dimensional truss structures. In: KIVI (Hrsg.): Future Visions – Proc. of the Int. Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symp. 2015, 17.–20.08.2015 in Amsterdam (Niederlande), 2015, Beitrag Nr. IASS2015-523542, publ. auf USB-Stick: 12 S.
- Busse, D.; Sawicki, P.; Empelmann, M.: Dünnwandige Betonhohlbauteile aus hochfestem Feinkornbeton. beton 66 (2016) 1+2, S. 30–35
- Busse, D.; Empelmann, M.: Dünnwandige, mikrobewehrte Betonbauteile unter Querkraftbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016) 12, S. 840–850 – DOI: 10.1002/best.201600043
- Busse, D.; Empelmann, M.: Shear Strength of Thin-Walled, Micro-Reinforced Concrete Members. In: Norwegian Concrete Association (Hrsg.): Proc. of HPC/CIC 2017, 06.–08.03.2017 in Tromsø (Norwegen), Oslo: Norwegian Concrete Association, S. 14 (Abstract), Langfassung auf USB-Stick: 10 S.
- Busse, D.; Empelmann, M.: Bending behavior of high-performance, micro-reinforced concrete. Structural Concrete 20 (2019) 2, S. 720–729 – <https://doi.org/10.1002/suco.201700246>
- Busse, D.; Empelmann, M.: Shear strength of thin-walled concrete members with micro-reinforcement. Kohoutková, A. et al. (Hrsg.): Proc. of the 12th fib Int. PhD Symp. in Civil Engineering, 29.–31.08.2018 in Prag (Tschechien), Beitrag auf USB-Stick: 8 S.

- Empelmann, M.; Busse, D.: Micro-reinforced precast members – Potentials of an almost forgotten construction method. Mikrobewehrte Fertigteile – Potenziale einer fast vergessenen Bauweise. Betonwerk + Fertigteil-Technik (BFT) International 85 (2019) 2, S. 93

Qualifikation wissenschaftlichen Nachwuchses im Rahmen des Projektes | Qualification of young academics within the framework of the project

Dissertation | Dissertation

- Busse, D.: Querkrafttragverhalten dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile. Diss., 2019

Studienarbeiten | Student's research projects

- Kertscher, T.: Verbindungen für modulare Betonfertigteilstabwerke. 2013
- Stute, K.-M.: Untersuchungen zum kraftflussoptimierten Bauen in Anlehnung an bionische Vorbilder. 2013
- Baumgarten, V.: Formoptimierung von Betonbauteilen. 2014
- Drees, S.: Untersuchungen zu Lochblechen als Bewehrung für dünnwandige Betonrohre. 2014
- Ilkaya, S.: Bewehren dünnwandiger Stahlbetonbauteile. 2014
- Wilke, D.: Untersuchung von Maßstabeffekten auf Versagensmechanismen dünnwandiger Betonquerschnitte. 2014
- Ringe, T.: Querkraftnachweis von dünnwandigen, stahlfaserbewehrten Betonbauteilen. 2015
- Wang, A.: Bewehren dünnwandiger Stahlbetonbauteile. 2015
- Franzen, L.: Zugfestigkeit hochfester Feinkornbetone. 2016
- Herrmann, E.: Tragverhalten von hochfestem, mikrobewehrtem Beton. 2016
- Höper, S.: Querkraftverhalten von mikrobewehrtem Beton. 2016
- Kramer, S.: Querkrafttragverhalten von hochfestem, mikrobewehrtem Beton. 2016
- Niehaus, D.: Querkraftnachweis von Stahlbetonbauteilen mit Kreis- und Kreisringquerschnitt nach DIN EN 1992. 2016
- Oberstuke, F.: Biegeschubtragverhalten von mikrobewehrtem Beton. 2016.
- Ehrke, S.: Tragverhalten von hochfestem, mikrobewehrtem Beton. 2017
- Jahns, H.: Last-Verformungs-Verhalten von hochfestem, mikrobewehrtem Beton bei Biegebeanspruchung. 2017
- Kalus, S.: Querkrafttragfähigkeit dünnwandiger Kreisringquerschnitte. 2017
- Recksiek, H.: Querkraftnachweis von Stahlbetonbauteilen mit Kreis- und Kreisringquerschnitt. 2017
- Riemenschneider, F.: Torsionstragverhalten dünnwandiger Betonhohlbauteile. 2017
- Schmidt, F.: Tragverhalten von hochfestem, mikrobewehrtem Beton. 2017

Bachelorarbeiten | Bachelor's Theses

- Keie, J.: Einsatz von hochfestem Beton für stabförmige Druckglieder. 2012
- Kalus, S.: Tragverhalten von hochfestem, mikrobewehrtem Beton. 2015

Masterarbeiten | Master's Theses

- Akinci, K.: Untersuchungen zur Stabilitätsgefährdung von dünnwandigen Stahlbetonwerken. 2013
- Christens, H.: Querkrafttragfähigkeit von Betonbauteilen mit Kreis- und Kreisringquerschnitt. 2017
- Franzen, L.: Ermittlung der Schubbrisslast mikrobewehrter Betonbauteile. 2017
- Riemenschneider, F.: Entwicklung eines Berechnungs-Tools für die Biegebemessung dünnwandiger, mikrobewehrter Betonbauteile. 2017
- Ehrke, S.: Dünnwandige, mikrobewehrte Betonhohlbauteile unter Biege- und Querkraftbeanspruchung. 2018
- Kalus, S.: Bemessungsmodelle für dünnwandige, mikrobewehrte Betonhohlbauteile. 2018

Sonstige Aktivitäten | Special activities

- Organisation des SPP-Jahrestreffens in Braunschweig im November 2012 | Organization of the SPP annual meeting in Braunschweig, November 2012
- Herstellung des Demonstrators Uni.Con² (in Kooperation mit dem Projektteam Budelmann/Kloft, Februar 2017 | Production of the demonstrator Uni.Con² (in cooperation with the project team Budelmann & Kloft, February 2017