



**TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN**

Institut für Massivbau <http://massivbau.tu-dresden.de>



**SILKE SCHEERER, MANFRED CURBACH (HRSG.)**

# **LEICHT BAUEN MIT BETON**

**FORSCHUNG IM  
SCHWERPUNKTPROGRAMM 1542  
FÖRDERPHASE 1**





**TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN**

**Institut für Massivbau** <http://massivbau.tu-dresden.de>

---

**SILKE SCHEERER, MANFRED CURBACH (HRSG.)**

# **LEICHT BAUEN MIT BETON**

**FORSCHUNG IM  
SCHWERPUNKTPROGRAMM 1542  
FÖRDERPHASE 1**

## Impressum

### **Herausgeber**

Dr.-Ing. Silke Scheerer  
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach

Institut für Massivbau  
Technische Universität Dresden  
01062 Dresden

Tel. 49 351 / 4 63-3 42 77  
Fax 49 351 / 4 63-3 72 89  
<http://massivbau.tu-dresden.de>

### **Redaktion**

Silke Scheerer, Ulrich van Stipriaan

### **Mitarbeit/Korrektur**

Silvia Haubold, Angela Heller

### **Gestaltung**

Ulrich van Stipriaan

### **Titelbild**

*Fertiger Großdemonstrator, TU Kaiserslautern [Foto: Thomas Brenner]*

### **Druck**

addprint AG · Am Spitzberg 8a · 01728 Bannewitz

### **Redaktionsschluss**

15. September 2014

# Inhalt

<i>Manfred Curbach</i> Vorwort .....	5
<i>Silke Scheerer, Manfred Curbach</i> Das Schwerpunktprogramm 1542 – die erste Förderperiode im Überblick .....	6
<i>Angela Schmidt, Manfred Curbach</i> Querschnittsadaption stabförmiger Druckbauteile .....	26
<i>Daniel Busse, Patricia Sawicki, Martin Empelmann</i> Ultraleichte, dünnwandige Betonhohlbauteile aus hochfestem Feinkornbeton .....	36
<i>Michael Henke, Oliver Fischer</i> Formoptimierte filigrane Stäbe aus UHPC und korrosionsfreier CFK-Bewehrung für variable räumliche Stabtragwerke .....	48
<i>Jan Dirk van der Woerd, Rostislav Chudoba, Josef Hegger</i> Entwurf und Herstellung von Faltwerken durch Faltung .....	60
<i>Michael Frenzel, Manfred Curbach</i> Deckentragwerke aus geschichteten Betonen – leicht und effizient .....	70
<i>Alexander Stark, Josef Hegger</i> Sandwichkonstruktionen mit dünnen Betondeckschichten .....	82
<i>Sören Müller, Jürgen Schnell</i> Parabolrinnen für solarthermische Kraftwerke .....	94
<i>Martina Schnellenbach-Held, Jan-Eric Habersaat</i> Leichte Platten aus Beton als bionische Struktur .....	102
<i>Claudia Wolf, Michael Herrmann, Walter Haase, Werner Sobek</i> Entwurf und Herstellung von Optimalstrukturen aus funktional gradiertem Beton ...	112
<i>Sven Lehmborg, Jeldrik Mainka, Lukas Ledderose, Harald Budelmann, Harald Kloft</i> Neuartige Verbindungen für geometrisch komplexe Flächen- und Stabwerkelemente aus UHPFRC .....	122
<i>Christian Kohlmeyer, Sebastian Oster</i> Klebverbindungen für Platten- und Scheibenbauteile aus hochfestem Beton .....	140
<i>Sandy Illguth, Dirk Lowke, Christoph Gehlen</i> Effiziente Schalenträgerwerke aus funktional gradierten Betonfertigteilen – Funktionale Gradierung, Schalungs- und Herstelltechnologie unter Berücksichtigung der Segmenttopologie .....	152
<i>T. Sören Sippel</i> Mischungsentwicklung für funktional gradierten Betonbau.....	162
<i>Mark Wörner, Oliver Sawodny</i> Automatisierte Herstellung funktional gradiertem Betonbauteile .....	168
<i>Sascha Hickert, Ulrich Knaack</i> Freigeformte Betonkonstruktionen – Formen, Schalungssysteme und technische Potentiale .....	176
<i>Matthias Michel, Ulrich Knaack</i> Grundlagen zur Entwicklung adaptiver Schalungssysteme für frei geformte Betonbauteile .....	186

---

<i>Lothar Kroll, Sandra Gelbrich, Henrik Funke, Andreas Ehrlich, Lars Ulke-Winter, Carolin Petzoldt</i> Flexible GFK-Schalungen zur Herstellung von doppelt gekrümmten Beton-Leichtbauelementen mit stabilisierten Abstandsgewirken .....	198
<i>Björn Freund, Tilo Proske, Carl-Alexander Graubner</i> Frischbetondruck bei frei geformten Schalungssystemen .....	208
<i>Oliver Gericke, Walter Haase, Werner Sobek</i> Schalungsmethode zur nachhaltigen Herstellung von Betonbauteilen mit gekrümmten und un stetigen Oberflächen .....	218
<i>Daniel Lordick, Daniel Klawitter, Markus Hagemann</i> Liniengeometrie für den Leichtbau .....	224
<i>Michael Breitenberger, Kai-Uwe Bletzinger</i> Entwerfen, Berechnen und Optimieren von Betonschalen mit der isogeometrischen B-Rep-Analyse .....	236
<i>Patrick Forman, Peter Mark</i> Numerische Simulation und Optimierungsstrategien für Betonschalen von Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke .....	242
<i>Heiko Andrä, Inga Shklyar, Matti Schneider, Tobias Zangmeister</i> Zur Simulation von Klebeverbindungen für Scheibenbauteile mit Level-Set-Funktionen und erweiterter Finite-Elemente-Methode .....	254

# Anders Bauen ist notwendig und machbar

Vor 42 Jahren veröffentlichte der *Club of Rome* das Buch „Die Grenzen des Wachstums“. In der Studie wurde ein Szenario entworfen, das sich ereignen könnte, wenn wir unser Verhalten auf globaler Ebene nicht änderten. Ich war 16 Jahre alt und habe das Buch förmlich verschlungen. 40 Jahre später erschien der Bericht „2052 – Eine globale Prognose für die nächsten 40 Jahre“. Seine Lektüre hat mich nicht minder gefesselt. Nach wie vor und mit kaum weniger Schärfe und Deutlichkeit stehen die Themen globale und Generationengerechtigkeit im ökologischen, ökonomischen und sozialen Sinne auf der Agenda der Menschheit. Gefragt sind langfristige Perspektiven für eine Entwicklungspolitik, die zugleich umweltschonend ist. Nachhaltigkeit – ein Prinzip, das erstmals 1713 von dem Sachsen HANS CARL VON CARLOWITZ schriftlich formuliert wurde – gehört heute zur Vision und Philosophie fast jedes Unternehmens, prägt Wissenschaft und Bildung. Wollen wir unseren ökologischen Fußabdruck auf der Erde eingrenzen, müssen wir mit ihren Ressourcen schonender umgehen, die CO<sub>2</sub>-Emission senken, andere Wege gehen.

Die Bedeutung einer nachhaltigen Entwicklung als Leitbild für die Zukunft ist international unbestritten. Das Bauwesen gehört weltweit zu den wachstumsstärksten Branchen und nimmt eine besondere Stellung ein, weil es wesentliche Bedürfnisse des Menschen wie Wohnen und infrastrukturelle Ansprüche befriedigt. Damit verbunden sind große wirtschaftliche und für die Umwelt relevante Aufwendungen. Umweltschutz im Bauwesen impliziert oft ökologisches Bauen, Sparen von Heizenergie oder den Einsatz von Materialien, die die Gesundheit der Bewohnerinnen und Bewohner nicht gefährden. Doch die ökologische Bedeutung des Bausektors erwächst vor allem aus dem Verbrauch von Ressourcen und Energie, der Verarbeitung und dem Transport von Baumaterialien sowie dem Umgang mit Bauabfällen.

Welchen Beitrag können wir zum Thema Nachhaltigkeit leisten? Es ist an der Zeit, einen Paradigmenwechsel im Bauwesen herbeizuführen. Das heißt: leichter, effizienter, intelligenter bauen, ressourcenschonend denken und handeln. Einerseits geht es um Ästhetik, eine filigranere und variantenreichere Formensprache für Betonbauten bei gleicher Festigkeit und Steifigkeit. Andererseits geht es um Effizienz – leichter bauen spart Material. Das wiederum reduziert vor allem im Herstellungsprozess, aber auch beim Transport und bei der Verwendung von Beton und Zement den Energieaufwand und den CO<sub>2</sub>-Ausstoß.

Diese Herausforderungen gehen wir aktiv an. Vor drei Jahren haben sich Bauingenieure, Architekten, Maschinenbauer und Mathematiker aus ganz Deutschland im Schwerpunktprogramm *Leicht Bauen mit Beton* zusammengefunden, um Grundlagen für das Bauen der Zukunft mit Beton zu erforschen. Die Ergebnisse der 1. Förderphase sind in diesem Band dargestellt.

Wir danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die Einrichtung des Schwerpunktprogramms 1542, die Unterstützung und die Förderung. Ausdrücklich danken möchten wir auch den Gutachterinnen und Gutachtern, die durch ihre Tätigkeit das Schwerpunktprogramm mit gestaltet haben. Und nicht zuletzt gilt ein Dank allen Autorinnen und Autoren, die an diesem Buch mitgewirkt haben.

Manfred Curbach

Sprecher  
des SPP 1542

Institut für  
Massivbau,  
Technische  
Universität  
Dresden

# Das Schwerpunktprogramm 1542 – die erste Förderperiode im Überblick

Silke Scheerer  
Manfred Curbach

Institut  
für Massivbau,  
Technische Uni-  
versität Dresden

Das Schwerpunktprogramm 1542 – Leicht Bauen mit Beton – wird seit nunmehr drei Jahren von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) gefördert. Der vorliegende Beitrag gibt einen kurzen Abriss, wie es zur Einrichtung des SPP 1542 kam, und einen Überblick über Struktur, Koordinierung, Schwerpunktaktivitäten sowie Öffentlichkeitsarbeit in der ersten Förderphase.

## 1 Intention und Beginn

Leicht Bauen mit Beton – was zuerst wie ein Widerspruch erscheint, ist der Titel eines Schwerpunktprogramms (SPP) [1], welches die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) seit Sommer 2011 fördert, und der vorliegende Band beweist, dass in den vergangenen drei Jahren in insgesamt 17 Teilprojekten in ganz Deutschland außerordentlich erfolgreiche Forschungsarbeit geleistet wurde.

Die Idee zu diesem Schwerpunktprogramm liegt allerdings schon etwas weiter zurück. Im Frühjahr 2009 fanden erste Gespräche mit Fachkollegen statt, in denen man sich über die Beantragung eines Schwerpunktprogramms verständigte, in welchem die Grundlagen für ein effizientes und ästhetisches Bauen mit Beton gelegt werden sollten. Initiator war MANFRED CURBACH, heute Sprecher des SPP 1542, der die E-Mail, in welcher der erste Entwurf für den Einrichtungsantrag an



*Bild 1: Ein Schwerpunktprogramm zu beantragen, ist Teamarbeit; von links nach rechts, vorn: ULRICH HÄUSSLER-COMBE (TU Dresden), WERNER SOBEK (Uni Stuttgart), GUNTER WEISS & MANFRED CURBACH (beide TU Dresden), MIKE SCHLAICH (TU Berlin) & CHRISTIAN HAMM (AWI Bremerhaven); hinten: FRANK JESSE, KATRIN SCHWITELO und SILKE SCHEERER (alle TU Dresden); nicht auf dem Bild: WALTER HAASE (Uni Stuttgart) und MARTINA SCHNELLENBACH-HELD (Uni Duisburg-Essen). [Foto: Ulrich van Stipriaan]*



die Initiatorengruppe versendet wurde, mit den bezeichnenden Worten begann: „Ein Samenkorn sollte es sein, das ich mit einer ersten Version des SPP-Antrages einpflanzen sollte. Hiermit vertraue ich Euch dieses an und bitte Euch, es reichlich zu gießen und zu pflegen...“. In den darauffolgenden Wochen und Monaten arbeiteten Wissenschaftler aus den Fachgebieten Massivbau, Entwerfen, Geometrie und Bionik daran, dieses Samenkorn zu einer blühenden und Frucht tragenden Pflanze zu entwickeln. Der im November 2009 bei der DFG eingereichte Einrichtungsantrag überzeugte die Gutachter hundertprozentig, weshalb die Einrichtung des Schwerpunktprogramms 1542 *Leicht Bauen mit Beton – Grundlagen für das Bauen der Zukunft mit bionischen und mathematischen Entwurfsprinzipien* im Frühjahr 2010 durch die DFG beschlossen wurde und woraufhin im Sommer desselben Jahres die Ausschreibung erfolgte [2].

Das Anliegen des SPP kurz und knapp zusammengefasst, ist als Auszug aus dem Einrichtungsantrag auf der SPP-Homepage nachzulesen [1]:

## SPP 1542

Ein Kernpunkt des SPP 1542 „Leicht Bauen mit Beton – Grundlagen für das Bauen der Zukunft mit bionischen und mathematischen Entwurfsprinzipien“ wird die bauteilspezifische Grundlagenforschung sein. Dabei soll die Gesamtheit der möglichen baubaren Strukturen in Schalenträgerwerke, ebene bzw. schwach gekrümmte Platten und Scheiben, stabförmige Tragelemente und fraktale Strukturen eingeteilt werden. Das Entwerfen von Kraftfeldern bzw. Kräftesystemen bildet die Grundlage idealerweise gewichtsminimaler Betonbauten. Anhaltspunkte für effiziente Tragstrukturen finden wir mit Hilfe der Bionik in der Natur.

Die Frage der Herstellung muss bei jedem Bauteil bedacht werden. Die Entwicklung von Schalungssystemen und Bautechnologien für frei geformte Betonbauteile ist deshalb ein weiterer Forschungsschwerpunkt. Im Hinblick auf Rückbau und Wiederverwendbarkeit (von Teilen) von Betonkonstruktionen sind außerdem entsprechende Fügetechniken für Betonbauteile von Interesse. Die angestrebten, deutlich dünneren Strukturen mit stark veränderlichem Querschnitt sind zunehmend stabilitätsgefährdet und schwingungsempfindlich. Deshalb sollen geeignete Berechnungsverfahren für dynamisch kritische und stabilitätsgefährdete Strukturen entwickelt werden, die die einzelnen Bauteile, das gesamte Bauwerk und die Aussteifungsmechanismen betreffen.

Die Modellierung technisch-naturwissenschaftlicher Aufgaben ist ein Grundanliegen des SPP und damit das Hauptziel anwendungsorientierter mathematischer Forschung. Die Formensprache für den Betonleichtbau muss entwickelt und beschreibbar gemacht, Kräfteverläufe müssen analysiert und mathematisch definiert werden. Auch bei der Konzipierung flexibler Schalungsmodule ist die Differentialgeometrie ein hochaktuelles und wichtiges Forschungsgebiet.

Zwei wesentliche Ziele:

1. Angestrebt ist ein ästhetischer Paradigmenwechsel, denn die Erweiterung des durch die Schalungstechnik definierten Formenspektrums im Betonbau vergrößert den gesamten Gestaltungsspielraum beim Bauen mit Beton. Unsere Bauwerke sollen das Prinzip der Zweckmäßigkeit erfüllen, gleichzeitig aber auch variablen Nutzungsanforderungen genügen.
2. Der Leichtbau nach dem Prinzip „form follows force“ führt zu einer Reduktion des Eigengewichts der Bauteile und damit zu einer Einsparung von natürlichen Ressourcen und von Energie bei der Bereitstellung von Stahl, Zement und Zuschlagstoffen, aber auch zu einer Reduktion des Verminderung des  $\text{CO}_2$ -Ausstoßes.



*Bild 2: Eine der hervorragenden Eigenschaften bewehrten Betons: er kann nahezu jede Form annehmen und konservieren; hier: Skulptur aus Textilbeton des Dresdner Künstlers HANS-VOLKER MIXSA (Idee & Schalung), hergestellt im Rahmen des SFB 528 im OTTO-MOHR-Laboratorium der TU Dresden (RAINER BELGER) [11] [Foto: Ulrich van Stipriaan]*

Den Grund, weshalb wir überhaupt ein solches Schwerpunktprogramm als notwendig erachtet haben, kann man – leider – fast täglich hautnah erleben, denn zu oft prägen Wohngebiete mit monotoner Architektur oder gleich aussehende, unästhetische Brücken unsere bebaute Umwelt. Dass dies nicht am Baustoff Beton liegt, ist eigentlich Jedem klar, der sich ein wenig mit den Eigenschaften dieses Universalbaustoffs auskennt.

Fakt ist, dass der Baustoff Beton wie kein anderer im vergangenen Jahrhundert unser gebautes Umfeld geprägt hat, z. B. [3]–[5], denn fast überall auf der Welt kann Beton als einziges Baumaterial preisgünstig und in großer Menge hergestellt werden. Seine besonders positiven Eigenschaften, wie hohe Druckfestigkeit und bemerkenswerte Dauerhaftigkeit gegenüber physikalischen und gegenüber sehr vielen chemischen Beanspruchungen, und die unkomplizierte Möglichkeit, seine mangelhafte Zugfestigkeit durch die kraft- und formschlüssige Verbindung mit Bewehrungsstahl zu kompensieren, machte und macht ihn bei den meisten Bauaufgaben zum Baustoff der ersten Wahl schlechthin. Warum man sich allerdings so wenig zunutze macht, dass Beton vor dem Erstarren plastisch, bisweilen sogar flüssig ist und somit nahezu jede Form annehmen und beim Erstarren kompensieren kann, kann kaum schlüssig erklärt werden. Dass es anders geht, beweisen beeindruckende Bauwerke bereits aus der Frühzeit des Stahlbetonbaus, wie zum Beispiel die Markthallen in Leipzig oder Breslau (z. B. [3]), die Brücken MAILLARTS (z. B. [6]) oder später dann die Schalentragwerke von MÜTHER, ISLER, CANDELA ... (z. B. [7]–[9]), um nur einige wenige Stichworte zu nennen und über die bereits in unzähligen Publikationen berichtet wurde. Auch über die Gründe, warum heute die Ästhetik eines Bauwerks oft als unwichtig zu gelten scheint, wurde bereits mehrfach geschrieben, z. B. [10], [4], weshalb hier nicht näher darauf eingegangen werden soll. Unbestritten ist aber, dass dieser Zustand in keinster Weise zufriedenstellend ist. Ein verantwortungsvoller Umgang mit Ressourcen & Energie von der Bereitstellung der Ausgangsstoffe für Beton bis hin zu Wiederverwendbarkeit und Recycling von (Teilen von) Baukonstruktionen, verbunden mit einer Rückbesinnung auf Ästhetik und Baukunst im wörtlichen Sinne – dies muss das Ziel der Bauschaffenden heute und in Zukunft sein. Die



Bild 3: Die heutigen Betone der neuen Generation können in Verbindung mit geeigneten Formfindungs- und Herstellungsmethoden der Schlüssel zum Bauen der Zukunft sein. [Fotos: Silke Scheerer]

Forschung im Schwerpunktprogramm 1542 nach dem Grundprinzip *form follows force* setzt bei dieser Idee an und soll als Ergebnis die Grundlagen für einen gewandelten Betonbau in der Zukunft bereitstellen.

## 2 Struktur und Organisation

### Beteiligte Fachgebiete

Um die gestellten Ziele zu erreichen, waren Forscher aus den Fachgebieten Massivbau (Fachrichtung Bauingenieurwesen), Diskrete Differentialgeometrie (Fachrichtung Mathematik) und Bionik (Fachrichtung Biologie) aufgerufen, sich mit eigenen Teilprojekten am Schwerpunktprogramm zu beteiligen. Bewilligt wurden schließlich im Frühjahr 2011 zunächst 16 Teilprojekte. Ein weiteres kam etwa ein Jahr später hinzu.

Im September 2014 – also am Ende der Förderphase 1 – forschen im SPP 1542 rund 30 Doktoranden und Doktorandinnen, 20 Professoren/-innen und 10 Postdocs aus verschiedenen Fachgebieten aus ganz Deutschland. Hinzu kommen studentische Hilfskräfte und technische Mitarbeiter in den Laboren. Allerdings ist der Frauenanteil leider relativ gering und wir müssen uns bemühen, in der zweiten Förderperiode diesbezüglich eine Verbesserung zu bewirken.

Insgesamt neun Teilprojekte wurden von jeweils einem Antragsteller beantragt, sieben Projekte beruhen auf den Vorarbeiten von je zwei Antragstellern und ein Teilprojekt wird sogar an drei unterschiedlichen Instituten bearbeitet. Diese Mischung garantiert den befruchtenden Erfahrungsaustausch zwischen Forschern verschiedener Fachgebiete und entspricht somit in hervorragender Art und Weise der Intention von Schwerpunktprogrammen entsprechend der Richtlinien der DFG.

Die Forscherinnen und Forscher gehören den Fachgebieten:

- Bauingenieurwesen (mehr als 60 Prozent der Beteiligten),
- Architektur (etwa 10 Prozent),
- Geometrie & Mathematik (ebenfalls 10 Prozent) und
- Maschinenbau & Verfahrenstechnik (im weitesten Sinne, 17 Prozent)

an. Leider musste das Schwerpunktprogramm ohne Forscher aus dem Fachgebiet Bionik auskommen. Dies ist bedauerlich, denn damit wurde die Chance vergeben, Input aus einer Fachrichtung zu bekommen, von der vor allem die zumeist technisch spezialisierten Ingenieure sicher in hohem Maße hätten profitieren können. Nicht nur aus diesem Grunde haben wir uns gefreut, dass neben der Bewilligung der zweiten Förderphase des SPP 1542 ab Herbst 2014 auch ein neuer DFG-Sonderforschungsbereich – der SFB/Transregio 141 *Biological Design and Integrative Structures* an den Universitäten Stuttgart, Freiburg und Tübingen – eingerichtet wurde, in dem Entwurfs- und Konstruktionsprinzipien der Natur im Hinblick auf ihre Anwendung in der Architek-

tur untersucht werden sollen [12]. Der Sprecher dieses SFB TRR, Prof. KNIPPERS (itke, Uni Stuttgart), wird Gastredner zum 4. Arbeitstreffen und gleichzeitig Auftakttreffen zur Förderphase 2 des SPP 1542 in Dresden sein.

### Struktur des SPP 1542

Kurz vor Beginn der ersten Förderperiode fand bereits im Juni 2011 das Kick-off-Meeting an der TU Dresden statt. Ein Hauptanliegen war das gegenseitige Kennenlernen und ein erster Erfahrungsaustausch der beteiligten Forscher untereinander sowie die Diskussion über eine geeignete Struktur des Schwerpunktprogramms. Entsprechend des Einrichtungsantrags und der Ausschreibung wurden fünf Arbeitsgruppen gebildet, wobei einige Teilprojekte auch mehreren Arbeitsgruppen (AG) zugeordnet wurden:



sowie die Diskussion über eine geeignete Struktur des Schwerpunktprogramms. Entsprechend des Einrichtungsantrags und der Ausschreibung wurden fünf Arbeitsgruppen gebildet, wobei einige Teilprojekte auch mehreren Arbeitsgruppen (AG) zugeordnet wurden:

- Bauteile 1D (Bauteile mit vorwiegend eindimensionaler, also stabförmiger Lastabtragung),
- Bauteile 2 & 3D (flächig und räumlich),
- Fügen,
- Herstellung und
- Modellierung.

Bild 4: Die Arbeitsgruppen wurden in gemeinsamer Beratung beim Kick-off-Meeting im Juni 2011 in Dresden festgelegt. [Foto: Ulrich van Stipriaan]

Die gemeinsam gewählten Arbeitsgruppenleiter bilden die Koordinatorengruppe, die beispielsweise für die grundsätzliche fachliche Ausrichtung des SPP verantwortlich ist, aber auch über die Verwendung der finanziellen Mittel aus dem Koordinatorenfonds berät. Die Koordination des gesamten Programms wurde Prof. CURBACH übertragen, der bereits Hauptinitiator des Einrichtungsantrags gewesen ist.

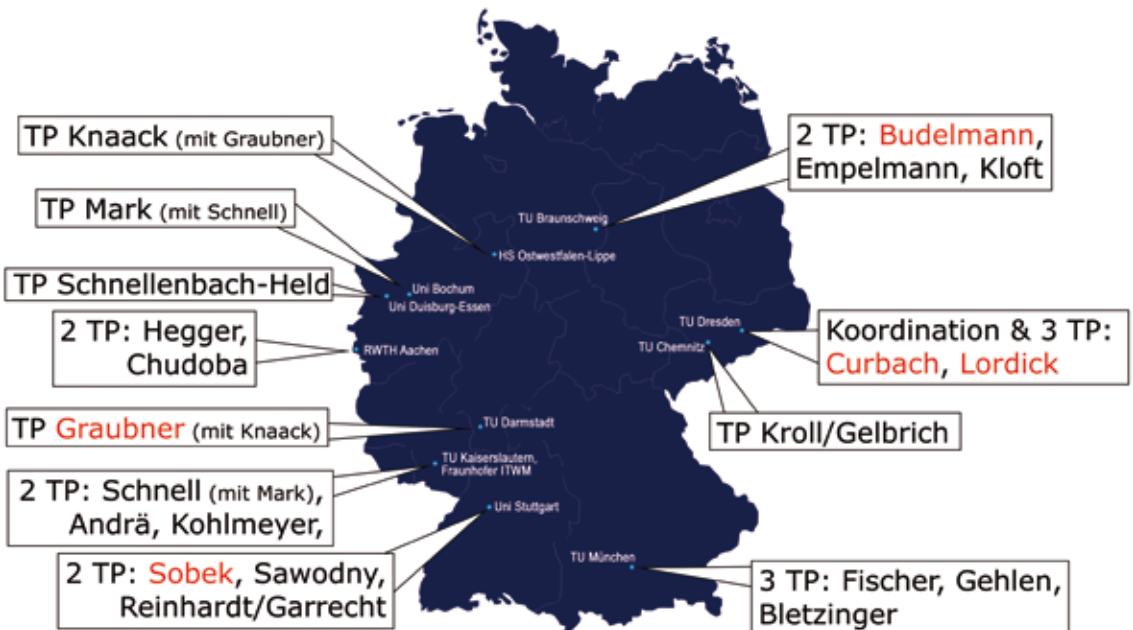


Bild 5: Verteilung der Teilprojekte des Schwerpunktprogramms 1542 in Deutschland; rot gekennzeichnet sind die Leiter je einer der fünf Arbeitsgruppen.

## Schwerpunkttreffen

Zum Zwecke des Erfahrungsaustauschs und zur Vernetzung wurden regelmäßig Treffen organisiert. Auch darüber hatten wir uns zum Kick-off-Meeting verständigt. So wurden jährliche Treffen für alle am SPP Beteiligten insgesamt veranstaltet und um etwa ein halbes Jahr versetzt zusätzlich Arbeitsgruppentreffen im kleineren Kreis. Ein Hauptinhalt der Treffen war die Vorstellung der Projektstände, die in der Regel von den Doktoranden vorgetragen wurden, und die intensive Diskussion von Ergebnissen oder auch Problemen. Auch geplante Kooperationen oder gemeinsame Veröffentlichungen wurden abgesprochen. Angebote für Doktoranden rundeten die Veranstaltungen ab. Die jährlichen Arbeitstreffen fanden in ganz Deutschland statt, was nicht zuletzt die Arbeit des Koordinatorenteams erheblich erleichterte:

- ❑ im November 2011 in Trifels/Pfalz auf Einladung von Prof. SCHNELL,
- ❑ im November 2012 an der TU Braunschweig (Prof. EMPELMANN und Prof. KLOFT),
- ❑ im November 2013 in Darmstadt (Prof. GRAUBNER) und
- ❑ Ende September/Anfang Oktober 2014 an der TU Dresden (Prof. CURBACH).

Vielen Dank an dieser Stelle an alle Organisatoren, zumal die Treffen in der Regel mit informativen Stadtführungen und vielen Möglichkeiten zum intensiven Erfahrungsaustausch abgerundet wurden! Das letztgenannte Treffen ist gleichzeitig das Auftakttreffen zur Förderphase 2 des SPP 1542.

Auch die Arbeitsgruppentreffen zwischen den Jahrestreffen wurden wechselnd organisiert. Die Forscher des SPP 1542 waren jeweils im Frühjahr zu Gast:

- ❑ 2012 in Darmstadt (Prof. GRAUBNER), München (Prof. FISCHER), Stuttgart (Prof. SOBEK), Bochum (Prof. MARK & Prof. LORDICK),
- ❑ 2013 in Dresden (Prof. CURBACH) und Chemnitz (Prof. KROLL, Dr. GELBRICH) und
- ❑ 2014 in Bochum (Prof. MARK) und Stuttgart (Prof. SOBEK).

Auch hier noch einmal recht vielen Dank an die genannten Organisatoren und deren Teams. Anfangs traf sich nahezu jede Arbeitsgruppe separat. Das bedeutete allerdings für einige TP einen erhöhten Reiseaufwand, weshalb dann ab dem zweiten Förderjahr die Treffen konzentrierter stattfanden, was allseits begrüßt wurde.

**Aus dem Weblog des SPP 1542** (16.05.2014, von Silke Scheerer):

### Arbeitsgruppentreffen in Stuttgart

Am Donnerstag, 10. April 2014, fand das zweite Arbeitsgruppentreffen des SPP 1542 am ILEK in Stuttgart statt.

In Stuttgart trafen sich alle die Teilprojekte, die eher experimentell ausgerichtet sind bzw. die ein Dabeisein in Bochum nicht ermöglichen konnten. Prof. SOBEK und Dr. HAASE vom ILEK begrüßten alle Teilnehmer sehr herzlich. Dann stand ein umfangreiches Programm mit insgesamt elf Vorträgen aus den Teilprojekten an, welches durch angeregte Diskussionen bereichert wurde. Nachmittags führten uns Prof. SAWODNY und sein Team die Stuttgarter Smart Shell vor – das erste adaptive Schalentragswerk der Welt –, die unmittelbar neben der Zeltkonstruktion von FREI OTTO & ROLF GUDBRØD, in dem sich das ILEK befindet, aufgebaut ist. Das schöne Wetter und die liebevolle Versorgung aller Teilnehmer in den Pausen rundeten das AG-Treffen ab, welches bestimmt allen Teilnehmern in sehr guter Erinnerung bleiben wird.



*Bild 6:  
Nicht nur Beton ist gut für leistungsfähige Tragwerke, was Prof. SAWODNY und sein Team anhand der Smart Shell eindrucksvoll demonstrierten.*

*[Foto: Silke Scheerer]*

## 3 Öffentlichkeitsarbeit, Außenwirkung und Lehre

### Webauftritt

Bei der Öffentlichkeitsarbeit lag der Schwerpunkt auf Erstellung, Pflege und stetigem Ausbau der Homepage des SPP 1542 [1]. Gleich auf der Startseite werden in einem Blog aktuelle Nachrichten publiziert und über Schwerpunktaktivitäten berichtet. Auch wird über vergangene und geplante Veranstaltungen informiert.

Ansonsten werden neben dem allgemeinen Anliegen des SPP natürlich auch alle Teilprojekte inhaltlich sowie die projektleitenden Antragsteller und die Bearbeiter dargestellt. Dem Team des Koordinators obliegen ferner die Pflege der Seite, das Erstellen neuer Inhalte und das Einstellen aktueller Informationen zu den Projekten. Regelmäßig werden die Literaturlisten der Teilprojekte aktualisiert. In einem internen Bereich der Homepage werden alle Veröffentlichungen aus den Teilprojekten und auch die auf den SPP-Treffen gehaltenen Vorträge zum Download bereitgestellt. So kann sich jeder SPPLer ausführlich über die Arbeit der Forscher in den anderen Teilprojekten informieren.

### Veröffentlichungen

Für die Sichtbarkeit der Forschung in der Fachwelt und der interessierten Öffentlichkeit sind Publikationen, Vorträge und dergleichen unverzichtbar.

Allgemein zum Schwerpunktprogramm kann das Dresdner Koordinatorenteam mittlerweile auf insgesamt neun Vorträge und Veröffentlichungen verweisen, mit denen das gesamte Programm einem breiten Publikum vorgestellt wurde [13]. Dazu soll auch der vorliegende Band dienen, der das SPP 1542 im Ganzen darstellt und der – neben einer Printausgabe – ab Oktober 2014 als Open-access-Publikation verfügbar sein wird.

Ähnlich sieht es bei den fachlichen Teilprojekten aus. Naturgemäß war die Anzahl der Veröffentlichungen im SPP 1542 im ersten Förderjahr 2011 mit zwei noch sehr gering und mit zwölf im Folgejahr recht verhalten. Dies liegt in der Natur der geförderten Grundlagenforschung begründet, denn bei den meisten der vielen völlig neuartigen Themen dauert es in der Regel länger als ein Jahr, bevor veröffentlichungswerte Ergebnisse erzielt werden. Für das Jahr 2013 wurden dann insgesamt über 50 Publikationen auf der Homepage eingetragen, was ein durchaus bemerkenswertes Fazit ist und für die hohe Qualität der Forschung im SPP 1542 spricht. Im aktuellen Jahr 2014 haben wir bisher wieder einen Rückgang der Veröffentlichungen zu verzeichnen, allerdings ist eine Reihe von Publikationen bereits eingereicht, weshalb gegen Ende des Jahres wieder eine vorzeigbare Anzahl erwartet werden kann.



Bild 7: Titelseite der Novemberausgabe 2013 der Zeitschrift Beton- und Stahlbetonbau [14]

Besonders hervorheben möchten wir, dass es schon am Ende des zweiten Förderjahres gelungen ist, die Novemberausgabe 2013 der Fachzeitschrift Beton- und Stahlbetonbau vollständig mit Fachbeiträgen aus dem Schwerpunktprogramm 1542 *Leicht Bauen mit Beton* zu füllen [14]. Die Titelseite zeigt den Großdemonstrator aus dem Teilprojekt MARK & SCHNELL. Der Demonstrator wurde anteilig aus dem Koordinatorenfonds finanziert (Kap. 4.4).

Neben den Veröffentlichungen, die aus den Projekten selbst hervorgegangen sind, wurden gerade Doktoranden ermutigt, auf nationalen und internationalen Tagungen ihre Forschungsarbeiten vorzustellen. Zwei Veranstaltungen sind dabei besonders hervorzuheben, bei denen die Teilnehmer aus dem SPP 1542 anteilig finanziell aus dem Koordinatorenfonds unterstützt wurden:

- ❑ das 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering in Karlsruhe im Juli 2012. Hier stellten 19 Doktoranden zwölf verschiedene Forschungsthemen aus dem SPP 1542 vor.
- ❑ das 54. Doktorandensymposium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton DAfStb (in Verbindung mit der DAfStb-Jahrestagung) im November 2013 in Bochum, bei dem *Leicht Bauen mit Beton* ein thematischer Schwerpunkt war. Neben Prof. MARK (Universität Bochum) als einem der Ausrichter der Veranstaltung waren acht weitere SPP-Beteiligte im wissenschaftlichen Beirat der Tagung tätig. Es wurden neun Vorträge von Doktoranden zu Themen aus dem SPP 1542 gehalten.

Öffentlichkeitsarbeit wurde natürlich nicht nur im Koordinatorenprojekt, sondern auch in den verschiedenen Teilprojekten geleistet, wovon Folgendes exemplarisch genannt werden soll (ohne Anspruch auf Vollständigkeit und u. a. nachzulesen im SPP-Blog [1]):

- ❑ Das von den beiden Fachbereichen Architektur und Bauingenieurwesen der TU Kaiserslautern entworfene und 2011 in der Nähe von Wörrstadt gebaute Weinberghaus aus UHPC erhielt am 25. April 2013 einen Sonderpreis im Rahmen des Wettbewerbs um den 3. Architekturpreis Wein, der bundesweit vom rheinland-pfälzischen Ministerium für Umwelt, Landwirtschaft, Ernährung, Weinbau und Forsten, dem Deutschen Weinbauverband und der Architektenkammer Rheinland-Pfalz ausgelobt worden war. Ein weiteres Mal wurde das Weinberghaus im September 2014 prämiert, und zwar mit dem Sonderpreis im Rahmen der Verleihung des 19. Architekturpreises Beton des Bundes Deutscher Architekten (BDA).
- ❑ Bei der 14. Deutschen Betonkanu-Regatta 2013 in Nürnberg belegte das in Oricrete-Technik konstruierte und hergestellte Betonboot „The Foldious“ von Studenten der RWTH Aachen unter 81 Booten den dritten Platz in der Konstruktionswertung und einen beachtlichen sechsten Platz in der Wertung ‚Gestaltung‘.
- ❑ Im September desselben Jahres erhielten RWTH-Studenten den TUDALIT-Architekturpreis für den Entwurf des Oridome – einer Betonschale, die ebenfalls in Oricrete realisiert werden kann.
- ❑ Braunschweiger und Stuttgarter Forscher und Studenten beteiligten sich 2014 mit mehreren Exponaten an der Architekturausstellung „Anything goes !?! – Die neue Lust am Material in der Architektur“ im M:AI Museum für Architektur und Ingenieurkunst NRW.
- ❑ Der Gradientenbeton – eine Erfindung aus Stuttgart, die im Rahmen des SPP 1542 weiter erforscht wird – wird Thema einer Sendung bei arte im Frühjahr 2015 sein.



Bild 8: Bericht im TUDALIT-Magazin über das ORIDOME-Projekt [15]

## Vorlesungen und studentische Arbeiten

*Leicht Bauen mit Beton* ist natürlich auch ein Thema, welches sich sehr gut in Vorlesungen darlegen lässt, denn trotz der vielen Vorteile und positiven Eigenschaften, die Beton besitzt, haftet diesem Baustoff nach wie vor ein eher negatives Image an. Wir in Dresden haben das Thema des SPP 1542 beispielsweise in der Vorlesungsreihe *Entwurf von Massivbauwerken* platziert. An anderen Hochschulen wird, wie uns bekannt ist, ähnlich verfahren. Die Folge ist eine Vielzahl von studentischen Arbeiten, seien es Abschlussarbeiten in Diplom- oder Masterstudiengängen oder Bachelor- und Projektarbeiten. Einen exakten Überblick über die Anzahl dieser studentischen Arbeiten können wir nicht geben – teilweise sind die Arbeiten auf den Projektseiten vermerkt –, allerdings kann davon ausgegangen werden, dass es sich um insgesamt 80–100 handeln wird.

Darüber hinaus wurden an den verschiedenen Hochschulen studentische Projekte in Verbindung mit dem SPP 1542 durchgeführt, von denen im Kapitel 4.4 des vorliegenden Beitrags diejenigen vorgestellt werden, die finanzielle Unterstützung aus dem SPP-Programmfonds erhalten haben.

**Aus dem Weblog des SPP 1542** (27.07.2012, von Ulrich van Stipriaan):

## Lernen von den Textilbeton-Profis

Die TU Dresden ist bei der Herstellung von Textilbewehrung und textildbewehrtem Beton absoluter Vorreiter, sagten sich Teilnehmerinnen und Teilnehmer des Seminars „Design und Bau eines Möbels aus Hochleistungs-Beton“ des Instituts für Tragwerksplanung der TU Braunschweig und machten sich mit ihren Betreuern Dipl.-Ing. JELDRIK MAINKA und Dipl.-Ing. LUKAS LEDDEROSE auf, den Geheimnissen des Textilbetons vor Ort nachzuspüren.



*Bild 9: Gruppenbild auf dem Laufenden Band aus Textilbeton – einem studentischen Projekt hinter dem Beyer-Bau der TU Dresden*

*[Foto: Ulrich van Stipriaan]*

„Wenn einige von uns Studierenden bis dato die Vorstellung hatten, dass Möbelstücke eine Dicke von mindestens 2 Zentimeter haben müssten, wurden wir vor Ort eines Besseren belehrt,“ schreiben KATHARINA KEESE und ULRIKE KNAUER in ihrem Bericht zur Exkursion und berichten von einem „Leuchten in den Augen“.

Dr. SILKE SCHEERER, KATRIN SCHWITEILO, ENRICO LORENZ und MICHAEL FRENZEL vom Institut für Massivbau zeigten den Teilnehmern der Exkursion neue Möglichkeiten bezüglich des

Umgangs mit Beton. Im OTTO-MOHR-Laboratorium gab es praktische Vorführungen vom Laminieren bis zur Prüfung eines Balkens: „Mit einem lauten Knall endete einer der Tests während unserer Anwesenheit, als ein mit etwa 6,5 Tonnen (65 kN) belasteter Träger in zwei Teile brach.“ In der Textilmaschinenhalle erklärte ULRIKE BERGER vom ITM die von den Dresdner Maschinenbauern eigens entwickelte Maschine, mit der die Gelege für den Textilbeton hergestellt werden.

Vor dem und im BEYER-Bau, dem Stammhaus der Dresdner Bauingenieure, konnten sich die Exkursionsteilnehmer davon überzeugen, dass man in Dresden schon lange die Ergebnisse der Forschungen zum Textilbeton in die Praxis umsetzt: Ein U-Boot, eine Sitzbank, eine Installation gibt es schon. Die Kompetenz vor Ort nutzen die Besucher, um die Designentwürfe mit den Dresdener Profis des Institutes für Massivbau zu besprechen.

## 4 Besondere SPP-Aktivitäten

In diesem Kapitel möchten wir über einige Schwerpunktaktivitäten berichten, die über das Übliche hinausreichen und beispielsweise die Förderung des wissenschaftlichen Nachwuchses zum Ziel hatten, aber auch der Information & Weiterbildung aller oder als Anstoß für neue Ideen oder einen angeregten Erfahrungsaustausch dienen. In der Regel waren diese Aktivitäten den Jahrestreffen des Schwerpunktprogramms angegliedert, um unnötige Reisen zu vermeiden.





Wichtig war uns, dass vor allem die Doktoranden eigene Wünsche äußern und Ideen entwickeln sollten. Deshalb wurden in einigen Fällen auch gesonderte Veranstaltungen für Interessierte organisiert, deren Finanzierung (anteilig) über den Koordinatorenfonds erfolgte. Herzlichen Dank an jene, die sich hierbei besonders engagiert haben!

## 4.1 Gastvorträge und Seminare

Interessante Vorträge gab es vor allem zu den Jahrestreffen, wobei der Dank für die Einladung der Referenten den Organisatoren der Treffen gebührt. Zu nennen sind die folgenden Vorträge:

### Arbeitstreffen in Trifels 2011:

- ❑ Prof. BLOCK (ETH Zürich): Back to the future: new funicular form finding,
- ❑ Dr. HAMM (AWI Bremerhaven): Bionische Methoden für den Strukturleichtbau – Inspiration oder systematische Nutzung?,
- ❑ Prof. GROHMANN (BOLLINGER und GROHMANN Ingenieure & Uni Kassel) über Tragwerke und Architektur,
- ❑ Prof. LORDICK (TU Dresden) mit einem Vortrag aus dem Fachgebiet Geometrie.

### Arbeitstreffen in Braunschweig 2012:

- ❑ Prof. MIKE SCHLAICH (TU Berlin & sbp) über die Betonschalen FÉLIX CANDELAS,
- ❑ Dr. HANKERS (Torkret AG) über Praxisprojekte,
- ❑ Prof. POLÓNYI (em. Universität Dortmund): Der armierte Beton,
- ❑ MARTIN BUCHHOLZ (TU Braunschweig): Entropie: Ein Vortrag über Kühltürme und die Unumkehrbarkeit der Dinge.

### SPP-Sommerschule in Meisdorf im Juni 2013:

- ❑ Dr. BÜRGEL (Dresden): Lust auf Leistung? Mit Genuss zum Erfolg,
- ❑ Prof. SVENSSON (LAP & TU Dresden): Ein Leben für Schrägkabelbrücken,
- ❑ Herr GEORGE (Bayrischer Verfassungsschutz) zu Wirtschafts- und Wissenschaftskriminalität,
- ❑ Prof. WIELAND RAMM (em. TU Kaiserslautern): Vom Zement zum Stahlbeton: Zur Entwicklung einer Jahrhundertbauweise,
- ❑ Prof. HÄUSSLER-COMBE (TU Dresden): Chancen und Risiken bei der Simulation im Stahlbetonbau.

### Tag der Optimierung an der Ruhr-Universität Bochum (September 2013):

- ❑ Prof. BLETZINGER (TU München): Multikriterielle Optimierung, Formoptimierung (von Schalen) mit sehr vielen Variablen,
- ❑ Prof. BUCHER (TU Wien): Zur Behandlung von Unschärfe, Sensitivität, Robustheit in der (Struktur-) Optimierung,
- ❑ Prof. HARTMANN (Ruhr-Uni Bochum): Simulationsbasierte Optimierung unter Berücksichtigung moderner Informatikkonzepte.

### Arbeitstreffen in Darmstadt 2013:

- ❑ Prof. SCHNELL (TU Kaiserslautern): Möglichkeiten der Computertomografie im Bauwesen,

*Bild 10:  
MARTIN BUCHHOLZ,  
u. a. Deutscher  
Meister im  
Science Slam  
2010, zeigte beim  
Arbeitstreffen in  
Braunschweig,  
wie man kompli-  
zierte Dinge auch  
ganz einfach erklä-  
ren kann. [Fotos:  
Ulrich van Stipriaan]*



- ❑ Prof. KNAACK (bis 07/2014 HS Ostwestfalen-Lippe, aktuell TU Darmstadt): facades – a roadmap.

#### **Arbeitsgruppentreffen in Bochum im Frühjahr 2014:**

- ❑ Dr. FREITAG (Ruhr-Uni Bochum): Numerische Strukturberechnung mit polymorphen Unschärfemodellen.

Neben diesen Vorträgen und den Berichten aus den einzelnen Projekten gab es aber noch viele weitere Aktivitäten, zum Beispiel in Form von Seminaren, die an dieser Stelle ebenfalls in chronologischer Reihenfolge aufgeführt werden sollen:

#### **Arbeitstreffen in Trifels 2011 und in Braunschweig 2012:**

- ❑ HORNBACH-Wettbewerb (siehe dazu auch Kap. 4.2),

#### **Arbeitstreffen in Braunschweig 2012:**

- ❑ Doktorandenseminar Wissenschaftliches Arbeiten: Recherchen und Literaturschaffung & richtiges Zitieren, durchgeführt von Vertretern der Unibibliothek Braunschweig,

### **Kreativworkshop beim Jahrestreffen in Darmstadt 2013**

unter Leitung von Prof. KNAACK, von ebendiesem geschrieben (November 2013):

#### Kreativ-Workshop Beton

Kreativität hat viel mit Wissen und freiem Denken zu tun – und mit Zufall. Letzteren kann man organisieren – und genau das ist das Ziel der Systematik hinter dem Kreativ-Workshop Beton, den wir anlässlich des jährlichen Treffens des Programms in Darmstadt abgehalten haben.

Brainstorming Sessions kennen einige Regeln – die Wesentlichste ist jedoch, dass keine Idee dumm ist. Also wurden die Teilnehmer in der streng getakteten und zeitlich eng reglementierten Veranstaltung gebeten, Ideen auf's Papier zu bringen – und dies möglichst schnell, um langes Zögern und zu komplexes Hinterfragen zu vermeiden. Dennoch braucht es eine Evolution der Ideen – entsprechend wurden die ersten Konzepte allen gemeinschaftlich vorgestellt und es galt, eine reduzierte Anzahl neu auszuwählen und vertiefend zu bearbeiten. Mehrere Iterationen dieses Prozesses garantieren das Überleben der besten Ideen.

Eine weitere Erfahrung ist die Notwendigkeit, individuelle Erfinder-Ansprüche aufzuheben, um weniger Angst um Ideen und damit mehr Freiheit im Entwickeln zu erzeugen. Also wurden die Gruppen nach jedem Iterationsschritt neu gemischt – mit dem Ergebnis, dass sowohl die verbesserten Startideen also auch die einzelnen Entwicklungsschritte der gesamten Gruppen deutlich wurden – und auch gehörten. Interessant war die Beobachtung, dass auf diese eher spielerische Herangehensweise, gepaart mit der großen Kompetenz der Beteiligten, durchaus drei bis vier technologische und funktionale, realistische Ansätze (neben den vielen schlechten Ideen, Krüppeln und Mutanten...) entstanden sind, von denen die allgemeine Meinung äußerst überzeugt war. Eben ein echter Evolutionsprozess.



Bild 11: Beim Kreativworkshop kam auch der Spaß nicht zu kurz

[Fotos: Ngoc Linh Tran]



Bild 12: Exponate beim HORNBACH-Wettbewerb zum Thema Gebrauchsgüter aus Beton nach dem Grundsatz form follows force [Fotos: Ulrich van Stipriaan]

#### Frühjahr 2013, separat durchgeführt:

- Ansys-/Multiplas-Seminare in Weimar (siehe Kap. 4.4)

#### SPP-Sommerschule in Meisdorf im Juni 2013:

- ULRICH VAN STIPRIAAN (TU Dresden): Fotografieren,
- Entwerfen,
- ANDREAS PICKEL (TU Dresden): Freihandzeichnen,
- Seminar zum Messen bei Versuchen mit Vorträgen von  
Dr. TORSTEN HAMPEL: Mess- und Versuchstechnik in der experimentellen Forschung im Bauwesen; Dipl.-Ing. ROBERT RITTER: Dehnungsmessung mit unterschiedlichen Messverfahren bei einaxialen Druck- und Zugversuchen; Dipl.-Ing. GREGOR SCHACHT: Sehen, Hören, Fühlen – Messen bei Querkraftversuchen (alle TU Dresden),

#### September 2013:

- Tag der Optimierung in Bochum (siehe auch hierzu Kap. 4.4),

#### Arbeitstreffen in Darmstadt 2013:

- Prof. KNAACK (HS Ostwestfalen-Lippe): Kreativ-Workshop Beton.

## 4.2 HORNBACH-Wettbewerb

Die Idee zu diesem SPP-internen Wettbewerb entstand beim ersten Arbeitstreffen in Trifels im November 2011, wo es u. a. ein sehr interessantes Gespräch mit ALBRECHT HORNBACH, dem Vorsitzenden des Vorstands der HORNBACH Holding AG, gab. In dem daraufhin ausgelobten Entwurfswettbewerb war die Aufgabe, baumarkttaugliche Objekte nach dem Prinzip *form follows force* zu entwerfen und herzustellen, die bei festgelegten oberen Schranken für Gewicht und Preis in einem Baumarkt vertrieben werden könnten. Dazu war ein Jahr Zeit und zum 2. Arbeitstreffen in Braunschweig im November 2012 wählte eine unabhängige Jury drei Sieger aus den eingereichten Beiträgen aus. Ein Teil der Exponate wurde zudem in [16] veröffentlicht.

## 4.3 SPP-Sommerschule in Meisdorf im Juni 2013

Besonders positiv wurde die vom 10. bis 14. Juni 2013 organisierte Sommerschule [17] von allen Forschern im SPP 1542 aufgenommen. Ein fachfremder Begrüßungsvortrag von Dr. BÜRCEL stimmte die Teilnehmer auf die etwas ungewöhnliche Arbeitswoche ein, die vor allem zum intensiven Erfahrungsaustausch genutzt werden sollte und auch Gelegenheit bot, sich gemeinsam über die zum damaligen Zeitpunkt angestrebte 2. Förderperiode des SPP 1542 auszutauschen, die ja mittlerweile von der DFG bewilligt wurde. Neben den Berichten aus den Projekten gab es verschiedene Fachvorträge, zum Beispiel zu Versuchstechnik und neuen Messmethoden, zur Problematik von Schubversuchen oder zu den Herausforderungen der Modellierung von Beton. Ergänzt wurden diese Programmpunkte durch fakultative Seminare, hochkarätige Abendvorträge, eine gemeinsame Wanderung, wo sich in ungezwungener Atmosphäre Gelegenheit zu Gesprächen bot, und einen Ausblick über die Gestaltung des dritten Förderjahres.



*Bild 13: Die SPP-Sommerschule in Meisdorf im Harz bot abseits vom Alltäglichen in einem ungewohnten Ambiente reichlich Gelegenheit zum Erfahrungsaustausch und zur Weiterbildung. Positiv war vor allem, dass in dieser Woche dazu einfach einmal genügend Zeit zur Verfügung stand, was bei Kongressen und eintägigen Treffen ja leider oft zu kurz kommt.*  
[Foto: Ulrich van Stipriaan]

## 4.4 SPP-Projekte mit Förderung aus dem Koordinatorenfonds

Innerhalb des Koordinatorprojektes hatten wir die Möglichkeit, Gelder für Projekte beizusteuern, die im weitesten Sinne mit dem Anliegen des Schwerpunktprogramms zu tun haben. Alle SPPLer waren aufgerufen, Ideen zu sammeln und sich bei der Koordinatorgruppe quasi um Gelder zu bewerben. Wir freuen uns sehr, dass insgesamt sechs sehr verschiedene Aktivitäten rund um das Thema *Leicht Bauen mit Beton* unterstützt werden konnten. Die Initiatoren (stellvertretend für alle Beteiligten und Helfer) und deren Projekte (mit Kurztitel) waren:

- ❑ JELDRIK MAINKA (TU Braunschweig): Studentenprojekt Betonmöbel,
- ❑ JAN DIRK VAN DER WOERD (RWTH Aachen): Studentenprojekt Faltkanu,
- ❑ SASCHA HICKERT (HS Ostwestfalen-Lippe): Beton-Lab für Seminar CONCRETaBle,
- ❑ MICHAEL HENKE (TU München): Ansys-/Multiplas-Seminare,
- ❑ PATRICK FORMAN und Prof. MARK (TU Bochum): optimization day,
- ❑ SÖREN MÜLLER (TU Kaiserslautern): Parabolrinnen-Demonstrator.

Im Folgenden werden die einzelnen Initiativen kurz in der Reihenfolge ihrer Beantragung vorgestellt.

### Betonmöbelprojekt an der TU Braunschweig

Am ITE der TU Braunschweig (Prof. KLOFT) wurde in Kooperation mit dem iBMB (Prof. BUDELMANN) im Sommersemester 2012 die Lehrveranstaltung *Design und Bau eines Möbels aus Hochleistungsbeton* für Studenten des Bauingenieurwesens und der Architektur angeboten [18]. Die Studenten sollten innerhalb des Seminars ein Möbelstück aus Beton, beginnend von der Formfindung über Planung und Konstruktion entwickeln und schließlich 1 : 1 bauen. Ein Schwerpunkt war dabei die Materialtechnologie von Hochleistungsbeton, da dieser von den Studenten verwendet werden sollte. Für die praktische Umsetzung der Entwürfe wurden aus dem Koordinatorenfonds Mittel für das Fräsen von Schalungen bereitgestellt. Die sehenswerten Ergebnisse sind in [19] dokumentiert. Da auch Textilbeton eine Möglichkeit war, nutzten die Braunschweiger Kollegen & Studenten die guten Kontakte aus dem SPP zur TU Dresden, um sich vor Ort diesbezüglich beraten zu lassen [1].

### Textilbeton-Faltkanu der RWTH Aachen

In einem Studentenprojekt im Rahmen des TP *Dünnwandige Faltwerke aus zementbasierten Verbundwerkstoffen* wurde ein Betonkanu in Falttechnik entwickelt und hergestellt, welches bei der 14. Betonkanu-Regatta 2013 in Nürnberg äußerst erfolgreich abgeschnitten hat.

### BetonLab & Seminar CONCRETaBle

An der Hochschule Ostwestfalen-Lippe in Detmold sollen die Studenten des Studienganges Architektur nicht nur theoretisches Wissen über Baukonstruktionen und Materialien erlernen, sondern auch praktisch zum Beispiel mit Beton arbeiten können. Deshalb initiierten SASCHA HICKERT und das Team um Prof. KNAACK das BetonLab. Hier finden mittlerweile experimentelle Projekte mit den angehenden Architekten statt, in denen sie den Umgang mit Beton kennenlernen und Einblick in aktuelle Forschungsprojekte, bspw. aus dem SPP 1542, erhalten. So können die Ergebnisse der Grundlagenforschung ideal an angehende Architekten und Forscher weitergegeben werden. Über bereits durchgeführte Projekte kann man sich im Web ausführlich informieren, bspw. [20], [21]. Mit Mitteln aus dem Koordinatorenfonds wurden Materialien und Werkzeuge finanziert.

**Aus dem Weblog des SPP 1542** (Oktober 2013, von Jan Dirk van der Woerd):

## Betonkanuteam der RWTH Aachen mit „The Fouldious“

Neues Herstellverfahren – derzeit an der RWTH Aachen in der Erprobung – mit einem dritten Platz in der Konstruktionswertung belohnt



Bild 14: Betonkanuteam der RWTH Aachen mit „The Fouldious“

[Foto: Berthold Strauch, Aachener Zeitung]

In diesem Jahr fand die 14. Deutsche Betonkanu-Regatta in Nürnberg statt. Daran nahm auch ein Team aus Bauingenieur- und Architekturstudenten der RWTH Aachen bei, welches von den Instituten für Massivbau (IMB) und für Bauforschung (ibac) – beide an der Bauingenieursfakultät beheimatet – und vom Lehrstuhl für Baukonstruktion (Fakultät für Architektur) betreut wurde. Unter dem Motto „The Fast and the Foldious“ entstand neben einem laminierten Rennkanu („The Fast“) auch ein analog zur Origami-Kunst aus einer ebenen Textilbetonplatte gefaltetes Kanu („The Foldious“). Inspiration und technische Unterstützung für das gefaltete Kanu fanden die Studenten im Projekt „Dünnwandige Falwerke aus zementbasierten Verbundwerkstoffen“, das im Rahmen des Schwerpunktprogramms 1542 „Leicht Bauen mit Beton“ am IMB bearbeitet wird. Trotz der

großen Konkurrenz – es nahmen 81 Boote teil – erreichte „The Foldious“ den dritten Platz in der Konstruktionswertung und einen beachtlichen sechsten Platz in der Wertung ‚Gestaltung‘.

**Beitrag von der Web-Plattform FacadeWorld [22]**, u. a. von Prof. KNAACK betrieben (Oktober 2013):

## Concrete tables – Concretable

In the summer semester 2012, around 20 students from Detmold School for architecture and interior design participate in optional courses held by Design and construction department under supervision of Prof. Dr.-Ing. ULRICH KNAACK.

All the participants had the same task, which was to construct an approximately 2 \* 2 m large table plate, which could be carried by two persons while a box full water placed at the top of it. This task held under supervision of Dipl.-Ing. LINDA HILDEBRAND, SASCHA HICKERT MA and LUTZ ARTMANN and came up at the end with eight different tables with huge differences in surfaces, visual appearance and construction.

Next to several mirror finish, one of the teams emerged shelves at the top in the construction phase, also there were textile, glass fibres, steel plates that had been used as a reinforcement elements, trying to make the plate very thin, for the same problem another team came up with different solution by forming a kind of waffle slab at the bottom of the plate, on the other hand a very thick plate was formed with filling of plastic balls to make it somehow light weight.

For the realization of the designs, they all had been casted professionally in precast plant in Beverungen, and at the end of the project, an exhibition were held and all of this ideas were presented so that each design found a place and a use.



Bild 15: Concrete tables von Studenten der HS Ostwestfalen-Lippe [Fotos: HS-OWL, [22]]

**Aus dem Weblog des SPP 1542** (Oktober 2013, von Patrick Forman):

## Tag der Optimierung an der Ruhr-Universität Bochum



*Bild 15: Workshop-Teilnehmer*

*[Foto: Ruhr-Uni Bochum]*

Am Freitag, 6. September 2013, fand an der Ruhr-Universität Bochum im Rahmen des Schwerpunktprogramms 1542 „Leicht Bauen mit Beton“ ein Workshop zum Thema Optimierung statt.

Den teilnehmenden Wissenschaftlern und Wissenschaftlerinnen wurden drei interessante Vorträge hochkarätiger Referenten unter dem Leitmotiv der (Struktur-)Optimierung geboten. Nachdem Prof. MARK alle Anwesenden an der Ruhr-Universität herzlich begrüßt hatte, eröffnete Prof. HARTMANN, ebenfalls von der Ruhr Universität Bochum, mit seinem

Vortrag über „Simulationsbasierte Strukturoptimierung unter Berücksichtigung der modernen Methoden der Informatik“ und vermittelte einen umfangreichen, auch historischen, Überblick über Methoden und Lösungsstrategien in der Strukturoptimierung. Spezieller wurde es im Vortrag von Prof. BLETZINGER von der TU München, der in seinem zweigeteilten Vortrag die Themenbereiche „Mehrkriterienoptimierung“ und „Numerische Formoptimierung von Schalen mit sehr vielen Variablen“ vorstellte, in denen sowohl die Handhabung von Optimierungsprozessen mit gegenläufigen Zielen als auch sehr rechenaufwändige Problemstellungen erläutert wurden. Im abschließenden Vortrag von Prof. BUCHER von der TU Wien über „Unsicherheit, Sensitivität und Robustheit in der Strukturoptimierung“ wurden die stochastischen Grundlagen und die Bewertung, ob und wie ein erreichtes Optimum robust ist, nähergebracht. Zum Abschluss erörterten alle Teilnehmer in regen Diskussionen mit den einzelnen Referenten ihre speziellen Problemstellungen am runden Tisch, um konkrete Lösungswege und -strategien für ihre Projekte zu entwickeln.

**Aus dem Weblog des SPP 1542** (August 2013, von Sören Müller):

## TU K'lautern präsentiert Großdemonstrator

Die Forscher und Mitarbeiter der Technischen Universität Kaiserslautern haben einen Großdemonstrator für Parabolrinnen aus hochfestem Beton für solarthermische Kraftwerke entwickelt und stellen ihn nun der interessierten Öffentlichkeit vor.

Im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms 1542 Leicht Bauen mit Beton wurde an der TU Kaiserslautern erstmals eine Parabolrinne aus Hochleistungsbeton hergestellt. Parabolrinnenkraftwerke sollen in Südeuropa und Nordafrika zukünftig



*Bild 17: Der Parabolrinnen-Großdemonstrator aus UHPC verdeutlicht eindrucksvoll die Leistungsfähigkeit heutiger Betone*

*[Foto: Screenshot aus dem Video [23] der TU Kaiserslautern]*

nennenswert zur Stromerzeugung beitragen. Die gewählte Konstruktionsart besitzt gegenüber der bisher verwendeten Stahlbauweise zahlreiche Vorteile – insbesondere unter Kostengesichtspunkten. Das Forschungsvorhaben, das zusammen mit der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt wird, beschäftigt sich mit Formgebung, Maßhaltigkeit und Bewehrungstechnik.

### **Ansys-/Multiplas-Seminar**

In vielen SPP-Teilprojekten beschäftigen sich Forscher und Forscherinnen mit der Modellierung von Betonbauteilen. Die Bandbreite der zur Anwendung kommenden Programme ist groß, und ebenso vielfältig sind die Probleme oder Unzulänglichkeiten, die jeweils im Detail stecken. Deshalb wurde auf Initiative von MICHAEL HENKE (TU München) eine Schulung speziell zur Betonmodellierung angeregt und von ihm auch organisiert. Die interessierten SPPLer einigten sich schnell auf das Programm Ansys mit der Erweiterung multiplas, da die dort verwendeten Materialmodelle beispielsweise für UHPC anwendbar sind. Im Frühjahr 2013 fanden dann zwei zweitägige Schulungen bei Dynardo in Weimar statt, die speziell auf die Wünsche der 15 Teilnehmer zugeschnitten waren und die bei allen große Resonanz fanden. Beide Seminare wurden mit Mitteln des SPP 1542 finanziert.

### **Demonstrator aus UHPC**

Im TP *Leichte verformungsoptimierte Schalentragwerke aus mikrobewehrtem UHPC am Beispiel von Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke* (Prof. MARK & Prof. SCHNELL) war geplant, einen Demonstrator aus UHPC zu realisieren (siehe auch die zugehörigen Beiträge im vorliegenden Band). Die Herstellung dieses öffentlichkeitswirksamen, funktionstüchtigen Parabolrinnen-Demonstrators wurde anteilig aus dem Koordinatorenfonds finanziell unterstützt.

### **Tag der Optimierung**

PATRICK FORMAN & Prof. MARK organisierten am 6. September 2013 einen Tag der Optimierung an der Ruhr-Universität Bochum, an dem es drei Fachvorträge und eine angeregte Diskussion zum Thema gab. Mit Mitteln aus dem Koordinatorenfonds wurden beispielsweise Honorare und Reisekosten der Referenten bestritten.

## **4.5 Chancengleichheit**

In einem überregional angelegten Verbundforschungsprojekt, wie es ein Schwerpunktprogramm ist, lassen sich Chancengleichheitsmaßnahmen schwieriger umsetzen als beispielsweise in einem an einem Ort konzentrierten SFB, da alle SPPLer die gleichberechtigte Möglichkeit haben sollten, von Chancengleichheitsmaßnahmen zu profitieren. Hauptaugenmerk lag also hier vor allem bei der SPP-internen Kommunikation, um die beteiligten WissenschaftlerInnen über Chancen und Möglichkeiten zu informieren und sie anzuregen, die Eigeninitiative hinsichtlich der Verwendung der zweckgebunden beantragten und bewilligten Mittel zu entwickeln. Um hierzu die eigene Kompetenz zu steigern, arbeiten wir bei einer entsprechenden Initiative mit, bei der sich die an der TU Dresden angesiedelten DFG-kooordinierten Programme regelmäßig zum Erfahrungsaustausch treffen und wo auch neue Ideen entwickelt werden.

Für unser SPP hat es sich am zweckmäßigsten herausgestellt, gerade jungen Forscherinnen und Forschern die Vereinbarkeit von Beruf und Familie durch die Bereitstellung von Laptops zu erleichtern, was auf ausgesprochen positives Feedback stieß und was mittlerweile von sieben SPPLern genutzt wurde.

## **5 Fazit, Dank und Ausblick**

Im Beitrag haben wir einen kurzen Überblick über das Organisatorische des Schwerpunktprogramms 1542 gegeben und wir hoffen, dass der Spaß und Enthusiasmus, der bei allen Beteiligten herrschte und herrscht, ein wenig deutlich wurde.



Die Koordination eines solchen Programms ist Chance und Bürde zugleich. Einerseits war es unser Anspruch, entsprechend dem Grundanliegen eines DFG-Schwerpunktprogramms eine deutschlandweite, fächer- und ortsübergreifende Forschung zu einem neuartigen Thema zu unterstützen und zu befördern. Außerdem wollten wir zu den regelmäßigen Treffen, die unabdingbarer Bestandteil eines SPP und Grundbedingung für eine sich gegenseitig befruchtende Zusammenarbeit verschiedener Fachdisziplinen sind, Angebote über das rein Fachliche hinaus bieten. Dies ist eine Chance, die es im Rahmen eines DFG-SPP zu nutzen gilt und die bei Einzelprojekten in der Regel nicht besteht. Wir denken, dass uns das mit Hilfe, Unterstützung und gemeinsamer Ideenfindung mit allen SPPLern, aber auch mit unseren Ansprechpartnern bei der DFG gelungen ist.

Andererseits konnten wir in den vergangenen drei Jahren einen tiefen Einblick in die Forschung zum *Leicht Bauen mit Beton* gewinnen wie sicher niemand sonst im SPP. Durch die ständige Kommunikation mit allen Partnern, die Erstellung und Pflege der Webseite und die SPP-internen Treffen konnte man den Arbeitsfortschritt in den einzelnen Projekten von den ersten, manchmal vagen Ideen, über erste Erfolge bis zum erfolgreichen Abschluss der Forschungsthemen nach der ersten dreijährigen Förderperiode hautnah miterleben und dabei natürlich auch selbst viel hinzulernen.

Deshalb möchten wir uns an dieser Stelle – in chronologischer Reihenfolge – ausdrücklich bei den Mitinitiatoren des Schwerpunktprogramms *Leicht Bauen mit Beton – Grundlagen für das Bauen der Zukunft mit bionischen und mathematischen Entwurfsprinzipien* bedanken, ferner bei der DFG für die Einrichtung des SPP und die Ausschreibung der Phasen 1 & 2, die Organisation der Begutachtungen und die Bereitstellung der finanziellen Mittel, und bei allen Beteiligten in den Projektteams, die zum Erfolg der Forschung beigetragen haben. Nicht zuletzt sagen wir Danke den Gutachterinnen und Gutachtern, die durch ihr fachliches Urteil zur Einrichtung des Programms und inhaltlichen Gestaltung in hohem Maße beigetragen haben.

Im Oktober 2014 startet nun die Förderphase 2 des SPP 1542, in der wir wieder spannende und innovative Forschung teilweise als Fortsetzung der Förderphase 1, teilweise als komplett neue Projekte erwarten. Wir wünschen bereits jetzt allen viel Erfolg für die anstehende Forschungsarbeit.

## Literatur

- [1] Homepage des SPP 1542: <http://spp1542.tu-dresden.de/>.
- [2] Bekanntmachung der DFG zu Einrichtung und Ausschreibung des SPP 1542, Förderphase 1: [http://www.dfg.de/foerderung/info\\_wissenschaft/archiv/2010/info\\_wissenschaft\\_10\\_37/index.html](http://www.dfg.de/foerderung/info_wissenschaft/archiv/2010/info_wissenschaft_10_37/index.html).
- [3] RAMM, W.: Über die faszinierende Geschichte des Betonbaus. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): *Gebaute Visionen. 100 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 1907–2007*, Berlin · Wien · Zürich: Beuth, 2007, S. 27–130.
- [4] CURBACH, M.; SCHEERER, S.: Wie die Baustoffe von heute das Bauen von morgen beeinflussen. In: KIT (Hrsg.): *Baustoffe und Betonbau · Lehren, Forschen, Prüfen, Anwenden. Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. HARALD S. MÜLLER*, zusammengestellt von M. HAIST und N. HERRMANN, Karlsruher Institut für Technologie KIT, Karlsruhe: Eigenverlag, 2012, S. 25–36.
- [5] SCHEERER, S.; CURBACH, M.: Leicht Bauen mit Beton – Forschung im DFG-Schwerpunktprogramm 1542. In: *Tagungsband des 2. Grazer Betonkolloquiums – Nachhaltig Bauen mit Beton: Werkstoff und Konstruktion*, 25./26.09.2014 in Graz (Österreich), 12 S.
- [6] BILLINGTON, D.: *Der Turm und die Brücke: Die neue Kunst des Ingenieurbaus*. Deutsche Ausgabe, Berlin: Ernst & Sohn, 2013.
- [7] LÄMMLER, R.; WAGNER, M.: *ULRICH MÜTHER – Schalenbauten in Mecklenburg-Vorpommern*. 2. Aufl., Sulgen: Niggli, 2008.

- [8] RAMM, E.; SCHUNK, E.: HEINZ ISLER Schalen. 3. Aufl., Zürich: vdf Hochschulverlag an der ETH Zürich, 2002.
- [9] DE ANDA ALANIS, E. X.: FÉLIX CANDELA 1910-1997. Die Beherrschung der Grenzen. Köln: Taschen, 2008.
- [10] SCHLAICH, M.: Von den dünnen Betonschalen FÉLIX CANDELAS zu den leichten Flächen-tragwerken von heute. VDI-Bautechnik Jahresausgabe 2011/2012 (2011), S. 122–131.
- [11] CURBACH, M. (Hrsg.): HANS-VOLKER MIXSA – Skulpturen in Beton. Katalog zu einem Projekt der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG im Rahmen des SFB 528 mit Fotos und Texten von ULRICH VAN STIPRIAAN, 2. erw. Auflage, Institut für Massivbau der TU Dresden: Eigenverlag, 2012, 48 S.
- [12] Mitteilung über die Einrichtung des SFB TRR 141: <http://www.itke.uni-stuttgart.de/forschung.php?id=262>.
- [13] <http://spp1542.tu-dresden.de/programm/arbeitsgruppen/projektbereich-z>.
- [14] Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 11.
- [15] TUDALIT e.V. (Hrsg.): Magazin Nr. 9 zur 5. Anwendertagung Textilbeton am 24.–25.09.2013 in Friedrichshafen, S. 19.
- [16] SCHNELL, J.; KOHLMAYER, C.; BAYER, D.; MÜLLER, F.: Werkstoffgerechtes Konstruieren mit Hochleistungsbetonen. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 6, S. 404–413.
- [17] <http://spp1542.tu-dresden.de/events/sommerschule-2013>.
- [18] <http://ite.tu-bs.de/blog/projects/c8-design-und-bau-eines-mobels-aus-hochleistungs-beton/>.
- [19] ITE · Institut für Tragwerksentwurf der TU Braunschweig (Hrsg.): Design und Bau eines Möbels aus Hochleistungsbeton. Bericht über das Seminar an der TU Braunschweig im Sommersemester 2012, ITE: Eigenverlag, 2012, 182 S.
- [20] <http://concretetable.tumblr.com/>.
- [21] [http://www.hs-owl.de/fb1/uploads/media/WPF\\_CONCRETABLE.pdf](http://www.hs-owl.de/fb1/uploads/media/WPF_CONCRETABLE.pdf).
- [22] <http://facadeworld.com/2013/10/13/concretable/>.
- [23] <http://spp1542.tu-dresden.de/news/tu-klautern-praesentiert-grosdemonstrator>.

[Anmerkung: Alle Internetquellen wurden am 01.09.2014 auf ihre Richtigkeit geprüft.]

### **Koordination des Schwerpunktprogramms „Leicht Bauen mit Beton“**

#### **Projektleiter**

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach  
(Sprecher des SPP 1542)

#### **Team**

Dr.-Ing. Silke Scheerer (Geschäftsführerin)  
Sabine Hofmann (Sekretariat & Finanzielles)  
Ulrich van Stipriaan M.Sc. (Öffentlichkeitsarbeit & Web)  
Dipl.-Ing. Egbert Müller (Web)

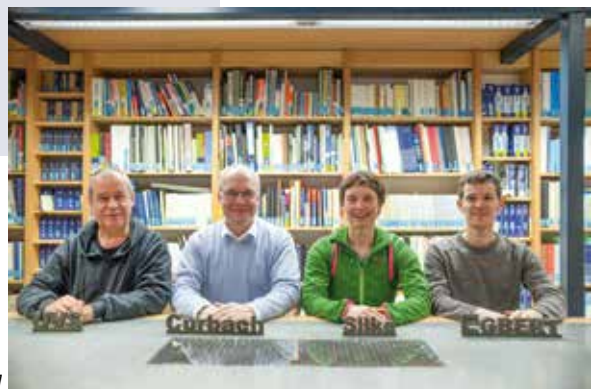
#### **Projektlaufzeit**

07/2011 – 09/2014

#### **Web**

<http://massivbau.tu-dresden.de>  
<http://spp1542.tu-dresden.de>

*Bild 18: Weihnachtsgeschenke aus Braunschweig und Ausblick auf Förderphase 2: UHPC mittels Wachsschalungen in Form gebracht  
[Foto: Wolfgang Leiberg]*



*Die nachfolgenden Beiträge geben einen Überblick über die in der ersten Förderphase des SPP 1542 bearbeiteten Themengebiete.*

*Angefangen vom Stand des Wissens und der Technik zu Beginn der Forschungsarbeiten werden die Hintergründe und Ziele der einzelnen Projekte, die Vorgehensweisen und die erreichten Ergebnisse, aber auch künftiger Forschungsbedarf dargestellt.*

*Die Reihenfolge der Beiträge orientiert sich im Großen und Ganzen an den Arbeitsgruppen innerhalb des SPP 1542, denen die Forscherinnen und Forscher angehörten. Ganz allgemein wird der Bogen gespannt von der bauteilorientierten Forschung – und hier beginnend von den Stäben hin zu erst ebenen, dann räumlichen Flächentragwerken –, über Möglichkeiten des Fügens von Bauelementen, die Herstellung von Betonbauteilen mit innerer Gradierung und mittels verschiedenster innovativer Schalungsmethoden bis hin zu Simulation und Modellierung von Tragwerken oder Details davon. Da die thematischen Übergänge oft fließend sind, ist die beschriebene Reihenfolge ein Anhaltspunkt, aber natürlich nicht das allein gültige Kriterium.*

*Wir wünschen nun eine anregende und interessante Lektüre.*

# Querschnittsadaptation stabförmiger Druckbauteile

Was ist günstiger: gerade oder geschwungen; eckig oder rund?!

Angela Schmidt  
Manfred Curbach

Institut für  
Massivbau,  
Technische Uni-  
versität Dresden

Im Wesentlichen beschreibt diese Fragestellung die zentrale Zielsetzung des Projektes. Heutzutage werden Stützen, die häufigste Form von stabförmigen Druckbauteilen in Gebäuden, zumeist mit einem kreisförmigen oder rechteckigen Querschnitt und mit einem konstanten Verlauf über die Stützenlänge ausgeführt.

Aber wie sieht die möglichst optimale Geometrie eines schlanken Druckbauteils aus? Im Rahmen des Projektes wurde dieser Fragestellung nach einer günstigen Adaption der Querschnittsgeometrie von Stützen in Quer- und in Längsrichtung nachgegangen. In der Regel unterscheidet man bei Stützen zwischen den möglichst ideal zentrisch gedrückten und denen, die exzentrisch gedrückt bzw. mit einem Moment belastet werden. In dieser 1. Phase des Projekts wurden zunächst die ideal zentrisch belasteten betrachtet.

## 1 Theoretische Betrachtungen zur Form- und Querschnittsoptimierung zentrisch gedrückter Stützen

Grundsätzlich sind für zentrisch gedrückte Stützen zwei Versagensarten zu unterscheiden: das Materialversagen (Überschreitung der maximal zulässigen Spannung) und das Stabilitätsversagen (Knicklast). Die Stützenschlankheit in Verbindung mit der gewählten Lagerungsart und dem verwendeten Material ist maßgeblich dafür verantwortlich, welche Versagensart eintreten wird.

Prinzipiell lassen sich für das Material- und das Stabilitätsversagen Grenzlinien bestimmen, deren Schnittpunkt die Traglast einer Stütze angibt, bei der beide Grenzen vollständig ausgenutzt werden. Die Grenzlinie des Materialversagens bestimmt sich aus der Gleichung des linear-elastischen Spannungsgesetzes und die des Stabilitätsversagens aus der Knickgleichung nach EULER.

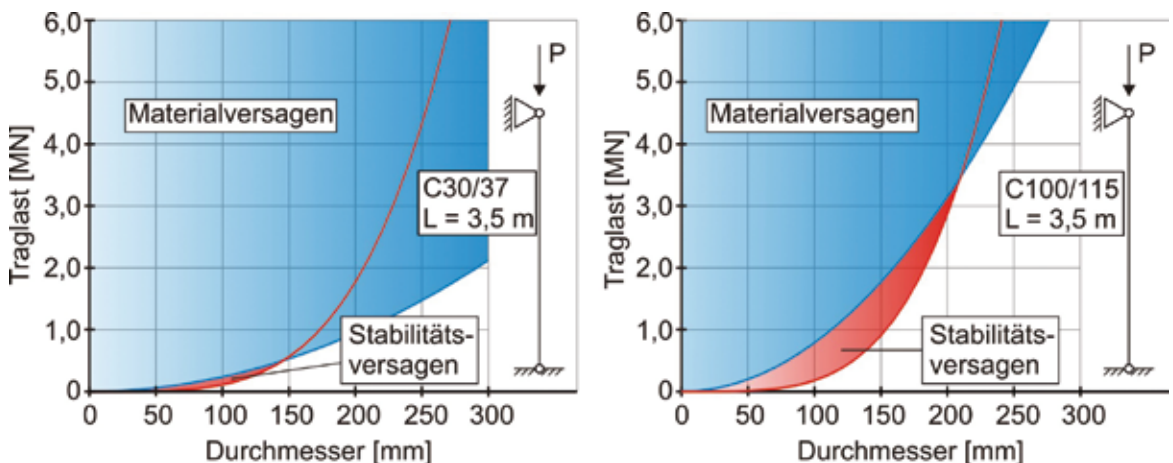


Bild 1: Abgrenzung Material- und Stabilitätsversagen für gleich lange Pendelstützen unterschiedlicher Betonfestigkeiten in Abhängigkeit des Durchmessers

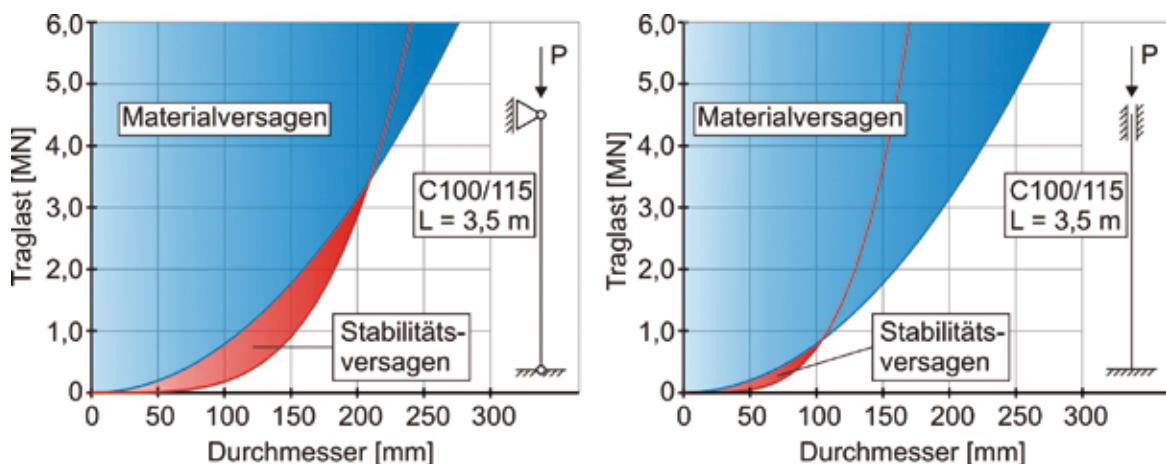


Bild 2: Abgrenzung Material- und Stabilitätsversagen für materialgleiche Stützen mit unterschiedlichen Lagerbedingungen in Abhängigkeit des Durchmessers

Bei gleich großer Traglast können durch die Verwendung von hochfesten bzw. ultrahochfesten Betonen deutlich höhere Schlankheiten gegenüber Stützen aus Normalbeton erzielt werden. Daraus resultiert eine Verschiebung des Schnittpunktes der beiden Grenzkurven in Richtung des zunehmenden Stützendurchmessers, wodurch das Stabilitätsversagen auch bei höheren Traglasten noch bemessungsrelevant bleibt. Am Beispiel einer 3,50 m langen Pendelstütze ist dies in Bild 1 gezeigt.

Der Einfluss der Lagerungsbedingungen wird aus Bild 2 ersichtlich. Eine (Teil-)Einspannung der Stützenenden z. B. in die anschließende Decke führt zur Verringerung der Knicklänge bzw. zur Erhöhung der Knicklast. Somit wird mit zunehmendem Einspannungsgrad das Stabilitätsversagen weniger bemessungsrelevant.

Zu beachten ist, dass in Bild 1 und in Bild 2 mögliche Imperfektionen, Einflüsse von Theorie II. Ordnung und von inhomogenen Materialeigenschaften vernachlässigt wurden. Dennoch verdeutlichen die Grafiken die Abgrenzung und Grundproblematik sehr gut.

## 1.1 Materialversagen

Die Lösung der Form- und Querschnittsoptimierung ideal zentrisch gedrückter Stützen hinsichtlich des Materialversagens ist trivial. Unter Voraussetzung der Gültigkeit des Hooké'schen Gesetzes ergibt sich die Spannung als Quotient der einwirkenden Normalkraft und der Querschnittsfläche. Folglich würde sich bereits bei einem konstanten Querschnitt sowohl über die Stützenlänge als auch über den Stützenquerschnitt eine konstante Spannungsverteilung ergeben. Jeder Punkt in der Stütze würde somit die gleiche Beanspruchung erfahren, so dass bereits ein Optimum erreicht ist.

## 1.2 Stabilitätsversagen

### 1.2.1 Stabquerschnitt

Wenn bei zentrisch gedrückten Stützen Stabilitätsversagen maßgebend wird, dann kann bereits durch eine Optimierung der Querschnittsgeometrie und damit des Flächenträgheitsmoments eine höhere Tragfähigkeit erreicht werden.

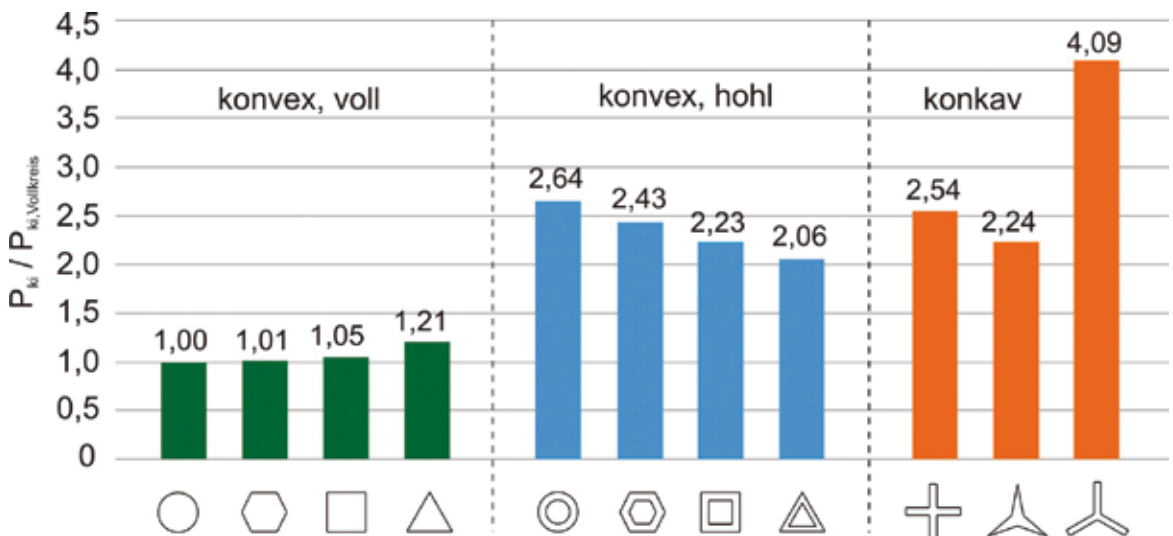


Bild 3: Formvariation von Stützen: relative Knicklaststeigerungen durch Veränderung der Querschnittsform bei Flächengleichheit und konstantem Querschnitt in Stützenlängsrichtung im Vergleich zu einem Vollkreisquerschnitt, nach [1]

In Bild 3 sind die Ergebnisse einer Querschnittsvariation für eine Stütze mit einer konstanten Querschnittsfläche in Stützenlängsrichtung dargestellt. Unter der Voraussetzung von flächengleichen Querschnitten liegt die maximale Steigerung der Knicklast bei 21 % für einen konvexen Vollquerschnitt (Dreiecksform) gegenüber einem kreisförmigen Vollquerschnitt. Das Potential von konvexen Hohl- bzw. konkaven Querschnitten ist mit Steigerungen von über 100 % bis ca. 300 % im Vergleich zum kreisförmigen Vollquerschnitt deutlich größer, wobei die Knicklaststeigerungen hier vor allem von den gewählten Wanddicken abhängen.

Für den Vergleich in Bild 3 wurde beispielhaft eine Querschnittsfläche von 1600 cm<sup>2</sup> und eine einheitliche Wandstärke von 10 cm festgelegt. Stärkere Wandungen würden hinsichtlich der Knicklast weniger effektive Stützen ergeben, während bei deutlich geringeren Querschnitten in Abhängigkeit des gewählten Materials ggf. Beulen maßgebend werden könnte.

## 1.2.2 Längsrichtung

Erste Versuche, die mathematisch optimale Formgebung für eine Stütze in Längsrichtung zu beschreiben, wurden bereits 1770 von LAGRANGE unternommen (siehe z. B. KIESSLING [2] und FRAUENTHAL [3]). Jedoch erst im Jahre 1851 gelang es CLAUSEN [4], das Optimierungsproblem mathematisch vollständig zu lösen. Seitdem wurde diese Problematik von verschiedenen Forschern immer wieder aufgegriffen und die theoretischen Lösungen erweitert (z. B. Kiessling [2], FRAUENTHAL [3], OLHOFF & RASMUSSEN [5], COX [6], KIRMSER & HU [7]). Eine Zusammenstellung der historischen Entwicklung kann u. a. in SCHMIDT & CURBACH [8] nachgelesen werden.

Aus den Untersuchungen von CLAUSEN [4], BLASIIUS [9] und KELLER [10] geht hervor, dass für konvexe Vollprofile mit gleich großen Flächenträgheitsmomenten in beiden Querschnittsachsen eine mathematische Lösung zur Optimierung der Stützenform in Längsrichtung hinsichtlich des Stabilitätsversagens existiert. Gegenüber einem unveränderlichen Stützenquerschnitt in Längsrichtung ist hierbei eine Erhöhung der Knicklast

um maximal 33 % für eine optimierte volumengleiche Stütze möglich.

In Bild 4 sind die aus den Knicklinien der vier EULERfälle ableitbaren prinzipiellen Geometrien der in Längsrichtung formoptimierten Stützenformen dargestellt. Die in der Literatur gefundene Formgebung wurde mit dem Näherungsverfahren von RITZ-TIMOSHENKO für den einseitig eingespannten Fall überprüft (SCHMIDT [1], SCHMIDT ET AL. [11]) und zudem durch numerische Untersuchungen im SPP-Teilprojekt *Formoptimierte filigrane Stäbe aus UHPC und korrosionsfreier CFK-Bewehrung für variable räumliche Stabtragwerke* (Prof. FISCHER, München) verifiziert (SCHMIDT ET AL. [11] und HENKE & FISCHER [12]).

Die in Bild 4 dargestellten Stützenformen sind nur hinsichtlich des Stabilitätskriteriums optimiert und berücksichtigen somit keine Mindestquerschnittsabmessung, die jedoch zwingend erforderlich ist, um ein Materialversagen zu unterbinden. Je größer der Mindestquerschnitt im Verhältnis zur durchschnittlichen Querschnittsfläche ist, desto mehr nähert sich die optimierte Stützengeometrie einem konstanten Querschnittsverlauf über die Stützenhöhe an. Diese kombinierte Problemstellung kann numerisch gelöst werden und wurde für den gelenkig gelagerten Stab von FRAUENTHAL [3] und für den beidseitig eingespannten Stab von OLHOFF & RASMUSSEN [5] veranschaulicht. OLHOFF & RASMUSSEN [5] zeigen außerdem, dass beim 4. EULERfall die Formoptimierung hinsichtlich der 1. Eigenform des Stabes zu einem frühzeitigen Versagen in der 2. Eigenform des Stabes führen kann. Diese Problematik ist auch für den 3. EULERfall denkbar (KIRMSEYER & HU [7]). Für derartige Fälle kann die optimierte Stützenform durch eine bimodale Analyse gefunden werden (REITINGER [13]), bei der sowohl die 1. Eigenform als auch die 2. Eigenform zur Formoptimierung herangezogen werden. Berechnungen zeigten jedoch, dass die Anwendung der bimodalen Analyse für baupraktische Stützenabmessungen nur in extremen Ausnahmefällen relevant ist, sodass diese Fälle nicht weiter betrachtet wurden. Eine Kombination der beiden beschriebenen Formeinflüsse auf die Knicklast – Querschnittsart und Formgebung in Längsrichtung – ist prinzipiell möglich. Für Stützen mit konvexen Vollquerschnitten ergibt sich der Gesamtsteigerungsgrad der Knicklast aus der Multiplikation der beiden einzelnen Steigerungsgrade der beiden Einflussgrößen (SCHMIDT [1] und SCHMIDT ET AL. [11]).

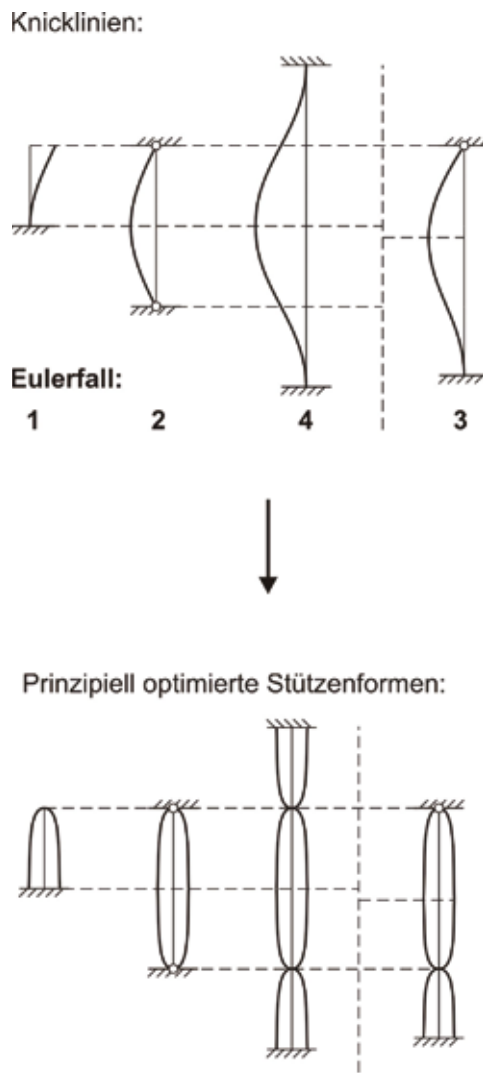


Bild 4: Zusammenhang zwischen Knicklinien unterschiedlicher Lagerungsbedingungen (EULERfälle) und den dazugehörigen optimierten Stützenformen; aus SCHMIDT [1]

### 1.3 Stützentragverhalten in Abhängigkeit vom Gesamttragwerk

Der Stützenanschluss an die angrenzenden Bauteile (Decken) erfolgt i. d. R. rechtwinklig. Bei einer derartigen scharfkantigen Ausbildung sind hohe Spannungskonzentrationen in den rechtwinkligen Eckbereichen zu erwarten, die zu einem vorzeitigen Materialversagen in diesem Bereich führen, bevor die maximal aufnehmbare Spannung im eigentlichen Stützenquerschnitt erreicht wird. Für diesen Übergangsbereich Stütze – Decke besteht somit weiteres Optimierungspotential.

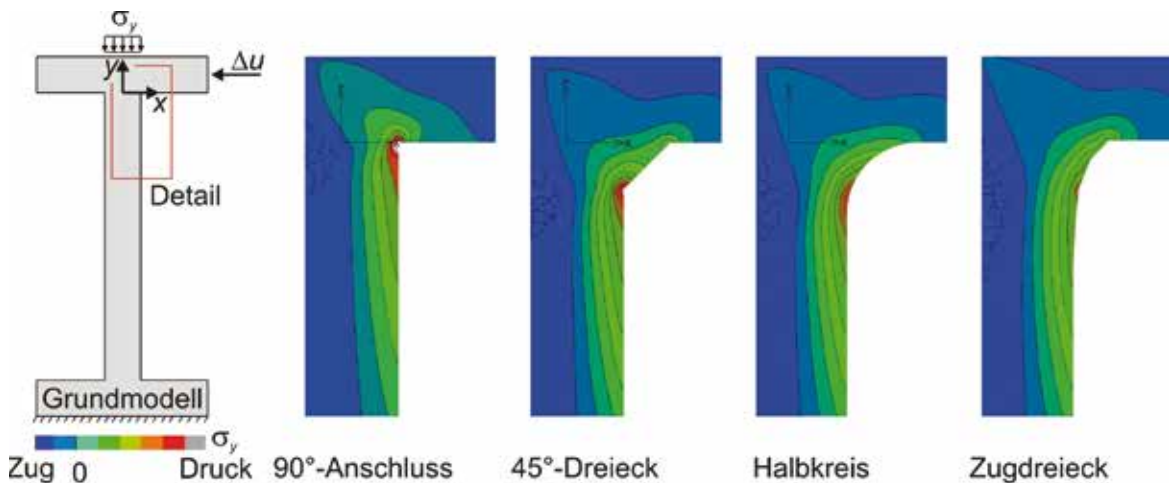


Bild 5: Reduktion der Kerbspannungen im Deckenanschlussbereich für flächengleiche Vouten für den Lastfall Druck mit Biegung; links: Referenzsystem, anschließend Spannungen bei verschiedenen Vouten aus 2D-Simulation mit dem FE-Programm ATENA, nach [16]

Um das Auftreten von lokalen Spannungskonzentrationen im Anschlussbereich von Stützenkopf und Decke zu überprüfen, wurden zunächst numerische Untersuchungen mit dem FE-Programm ATENA durchgeführt, z. B. SCHWITEILO [16]. Dabei wurde eine 25 cm breite und 3 m hohe Stütze mit jeweils einem mittig anliegenden 1 m breiten und 25 cm hohen Deckenabschnitt am Stützenkopf und -fuß modelliert (Bild 5). Die Unterseite des Deckenabschnitts am Stützenfuß wurde als starr eingespannt angenommen, während auf den Deckenabschnitt am Stützenkopf das Aufbringen einer horizontalen Verschiebung und einer vertikalen Last erfolgte.

Ausgehend von diesem System wurden für die Ausbildung des Eckbereiches geometrisch verschiedene, flächengleiche Möglichkeiten der Vouten entwickelt und hinsichtlich ihrer Eignung zur Reduktion der lokal erhöhten Spannungen untersucht. Es zeigt sich, dass für diesen Lastfall die entsprechend der Zugdreieck-Methode nach MATTHECK [14] bzw. ACHENBACH ET AL. [15] berechnete Voutenform am wirksamsten Spannungskonzentrationen in den Eckbereichen reduziert. In der gewählten Beispielberechnung konnten die Spannungen mit diesem Verfahren auf bis zu 52 % gegenüber dem scharfkantigen Stützenanschluss verringert werden (SCHWITEILO [16]), wobei zu berücksichtigen ist, dass die Berechnung linear-elastisch erfolgte, realer Beton jedoch durch Plastizierung auch Spannungumlagerungen zulässt.

## 2 Experimentelle Überprüfung der theoretischen Ergebnisse zur Stabilitätsoptimierung – Querschnittsgeometrie

### 2.1 Knickversuche mit Betonstützen – allgemein

Die vorgestellten theoretischen Ergebnisse zur Formoptimierung stabilitätsgefährdeter zentrisch gedrückter Stützen wurden unter der Annahme der Gültigkeit der EULER'schen Knickgleichung ermittelt. Diese idealisierten Beziehungen gelten bekannterweise jedoch nur für das „Knicken eines geraden zentrisch gedrückten Stabes aus homogenem Material, welches unbeschränkt elastisch und bruch sicher ist“ (KOLLBRUNNER & MEIS-



TER [17]). Mit Stahlbeton wird es jedoch nie möglich sein, diese Bedingungen gänzlich einzuhalten, da Imperfektionen nicht zu vermeiden sind und Stahlbeton ein inhomogenes Material ist, welches bei hoher Ausnutzung plastische Eigenschaften aufweist. Folglich gilt es zu überprüfen ob ein Knickversagen bei Stahlbetonstützen entsprechend der EULER-Theorie auftreten kann und inwiefern die theoretischen Ergebnisse zur Formoptimierung realisierbar sind.

Für zentrisch gedrückte stabilitätsgefährdete Stützen existieren nur relativ wenige und zudem recht alte Versuche (z. B. von GEHLER [18] (1940–1942)). Die meisten bereits bekannten Untersuchungen zum Knicken von Stahlbetonstützen beziehen sich auf planmäßig exzentrisch belastete Stützen (z. B. MEHMEL ET AL. [19], KORDINA ET AL. [20], MENNE [21]), bei denen das Versagensbild zwar dem des Stabilitätsversagens nach Elastizitätstheorie ähnelt, es sich tatsächlich jedoch um ein Materialversagen infolge des Spannungszuwachses nach Theorie II. Ordnung handelt (KOLLBRUNNER & MEISTER [17], LEONHARDT [22]). Durch eine exzentrische Belastung wächst mit steigender Last vorzeitig die Ausbiegung der Stütze und somit die Materialbeanspruchung an, sodass vor Erreichen der Knicklast sich stets ein Materialversagen einstellen wird. Je kleiner die Exzentrizität ist, desto mehr kann man sich allerdings der theoretischen Knicklast annähern.

## 2.2 Gewählte Randbedingungen, Baustoffe, Herstellung und Versuchsaufbau

Um die Voraussetzungen des EULER-Knickens möglichst gut erfüllen zu können, wurden die experimentellen Untersuchungen im Projekt an sehr schlanken, knickgefährdeten Stützen durchgeführt. Die Lagerung wurde gelenkig gewählt (Bild 6), da diese Auflagerbedingung im Versuch sicherer gewährleistet werden kann als eine vollkommene Einspannung. Um die Inhomogenität des Materials zu verringern, wurde auf den Einbau einer Bewehrung verzichtet und ein UHPC mit einem sehr geringen Größtkorn von 0,5 mm gewählt. Der UHPC erreicht eine mittlere Würfelfestigkeit von ca. 150 N/mm<sup>2</sup>, wodurch sich eine große Differenz zu der deutlich geringeren Knickspannung ergibt (Tabelle 1), sodass zumindest zu Beginn des Knickvorganges ein elastisches Materialverhalten vorliegen sollte.

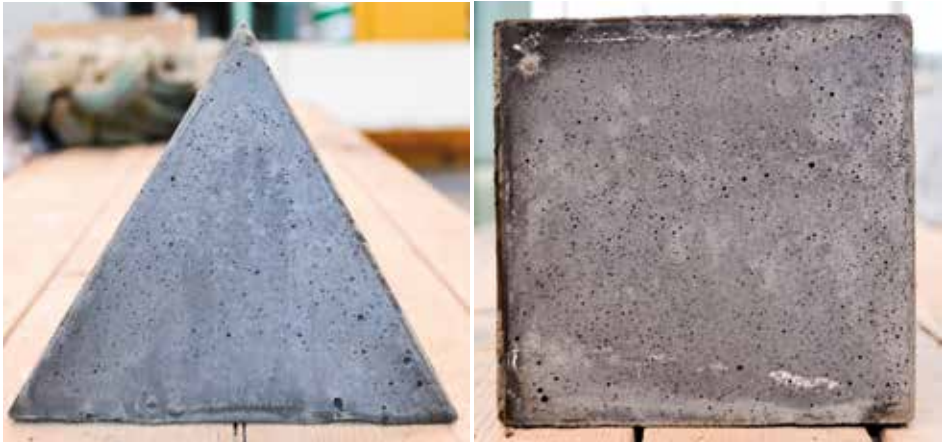


*Bild 6: Ausführung der gelenkigen Linienlagerung (hier am Stützenkopf). Das vertikale Stahlprofil dient lediglich der Lagesicherung der Lastverteilungsplatte, die plan auf dem Stützenkopf aufliegt. Somit ist eine unbehinderte Kippbewegung möglich. Der abgerundete Stahlblock ist starr mit dem Prüfportal verbunden. [Foto: Gregor Schacht]*

Um die theoretischen Ergebnisse der Querschnittsoptimierung zu verifizieren, wurden die experimentellen Untersuchungen an 3,50 m langen Stützen mit quadratischen und dreieckigen Querschnitten durchgeführt (Bild 7). Aufgrund der Lastverteilungsplatte unterhalb des Gelenks (Bild 6) vergrößert sich die Knicklänge pro Seite um 7,5 cm, so dass sie insgesamt 365 cm beträgt.

Die Betonage der Stützen erfolgte liegend (Bild 8). Die Kantenlänge des Quadratquerschnitts beträgt im Mittel 9,4 cm und die der Dreiecksform 13,9 cm, wodurch die

*Bild 7:  
Nahezu flächengleiche  
Querschnitte der  
quadratischen und  
dreieckigen UHPC-  
Stützen [Fotos:  
Angela Schmidt]*



Querschnittsfläche des Quadrats ca. 6 % größer ausfällt als die des Dreiecks. Diese Abweichung von der angestrebten Flächengleichheit ist auf die manuelle Schalungsherstellung zurückzuführen.

Die Stützen wurden im Mittel nach 18 Tagen in einer Säulenprüfmaschine weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,01 mm/s zum Bruch gefahren. Pro Querschnittsart wurden vier Stützen geprüft. Am Tag des jeweiligen Stützenversuchs wurde das E-Modul an drei Prismen mit den Abmessungen 160/40/40 mm und die Druckfestigkeit an drei 10er Würfeln ermittelt (Tabelle 1). Die Festigkeitsunterschiede von bis zu +/- 20 N/mm<sup>2</sup> resultieren daraus, dass das Prüfalter um bis zu 26 Tage variierte. Die Würfelfestigkeit wird jedoch zur Berechnung der EULER-Knickspannung nicht benötigt und ist nur aus Vergleichszwecken mit aufgeführt (Tabelle 1).

Der prinzipielle Versuchsaufbau ist in Bild 9 links dargestellt. Das Plexiglasrohr dient als Schutzmaßnahme aufgrund des plötzlichen Versagens der unbewehrten Stütze. Alle Versuche wurden mit einer Hochgeschwindigkeitskamera gefilmt, um den Versagens-



*Bild 8: Offene Schalung und liegende Betonage der  
dreieckigen knickgefährdeten Stütze  
[Foto: Angela Schmidt]*

vorgang festhalten zu können. Auf den Bildern der Hochgeschwindigkeitskamera kann man sehr gut die Knickfiguren der Betonstützen erkennen. Die quadratischen Stützen haben dabei stets eine deutlich größere Durchbiegung in Stützenmitte kurz vor dem Bruch gezeigt als die dreieckigen (rechts in Bild 9). Daraus wird bereits der höhere Knickwiderstand der Dreieckstützen erkennbar. Bild 10 zeigt links ein repräsentatives Bruchbild für die quadratische und rechts für die dreieckige Stütze. Die Hauptbruchstelle, die in beiden Geometrien durch die deutlich erkennbare Druckzone gekennzeichnet ist, hat sich in den meisten Versuchen relativ exakt in der Stützenmitte eingestellt. Das Versagensbild in diesem Bereich ähnelt dem eines Biegeversagens.

In Tabelle 1 sind die Versagensspannungen und eine rechnerische Auswertung der Versuche angegeben. Mit den mittleren E-Modulen der Routineprüfkörper wurden die Knickspannungen

nach EULER berechnet und die Abweichung des Versuchswertes von der Rechnung ermittelt. Insgesamt konnte die Versagenslast gut mit der idealisierten EULER-Knickgleichung berechnet werden. Auf alle vier Versuche bezogen liegt die mittlere Abweichung für die quadratischen Stützen bei 2 % und für die dreiecken Stützen bei 4 %. Die Gültigkeit der idealisierten EULER-Knickgleichung für sehr schlanke Betonstützen ist damit gezeigt.

Entsprechend der theoretischen Betrachtungen (siehe Bild 3) müsste durch die Querschnittsvariation von Quadrat zu Dreieck eine um 15 % größere Knicklastspannung erreichbar sein. Aufgrund der Abweichungen in der Geometrie (Unterschiede bei der Querschnittsfläche) und des E-Moduls bei den verschiedenen Betonierchargen hat sich dieser rechnerisch auf 8 % verringert. In den Versuchen wurde eine mittlere Steigerung von 11 % erreicht, was nur eine geringe Differenz bedeutet. Folglich konnte der prinzipielle Einfluss der Querschnittsform mit den Versuchen erfolgreich nachgewiesen werden.

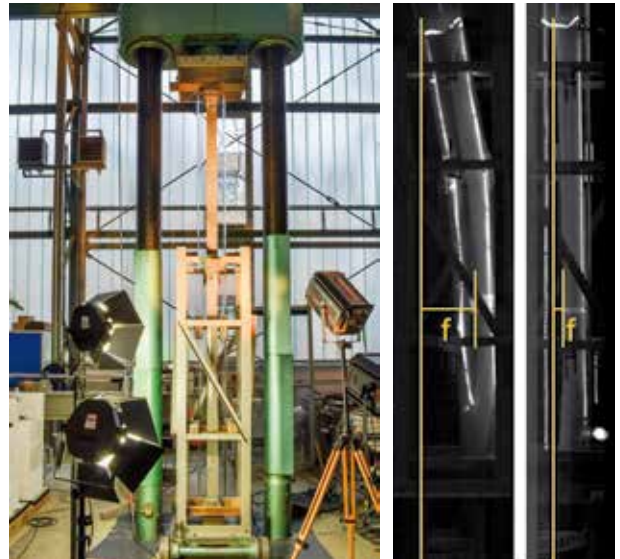


Bild 9: links: Versuchsaufbau beim Test der quadratischen Stütze [Foto: Angela Schmidt]; daneben Aufnahmen der Hochgeschwindigkeitskamera kurz vor dem Bruch der Stützen; Mitte: quadratischer Querschnitt; rechts dreieckiger Querschnitt [Fotos: Otto-Mohr-Laboratorium]

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Versagensspannungen der gelenkig gelagerten quadratischen und dreieckigen Stützen mit einer Knicklänge von 3,65 m – idealisierte Berechnung nach EULER und Versuchswerte

Querschnitt	Routinemesswerte			Bruchfestigkeit		Vergleich $\sigma/\sigma_{ki}$ [-]
	E-Modul $E_{cm, Prisma}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Würfel festigkeit $f_{cm, cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Betonalter [d]	nach EULER $\sigma_{ki}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Versuch $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Quadratisch						
QG1	48.900	134	8	27,1	25,7	0,95
QG2	44.200	131	10	24,5	23,3	0,95
QG3	46.500	161	34	25,3	28,0	1,10
QG4	47.000	155	15	25,6	27,5	1,07
Mittelwerte Q:	46.650	145	17	25,6	26,1	1,02
Dreieckig						
DG1	47.000	143	16	28,1	25,7	0,92
DG2	46.500	150	24	27,3	28,4	1,04
DG3	48.800	156	23	28,7	31,8	1,11
DG4	45.500	155	15	26,7	29,8	1,12
Mittelwerte D	46.950	151	20	27,7	28,9	1,04
D/Q	1,01	1,04		1,08	1,11	



Bild 11: Bruchbild einer quadratischen Stütze (links): Das Versagensbild in Stützenmitte ähnelt dem eines Biegebruchs (Stützenmitte ist durch den senkrecht verlaufenden roten Strich und den DMS markiert). Rechts: Bruchbild einer dreieckigen Stütze mit ausgeprägt erkennbarem Druckzonenbereich in Stützenmitte. [Fotos: Angela Schmidt]

### 3 Zusammenfassung und Ausblick

In der ersten Phase des Forschungsprojekts wurden ausführliche Untersuchungen zur Formoptimierung zentrisch gedrückter Stützen vorgenommen. Es konnte theoretisch gezeigt werden, dass eine Formoptimierung für schlanke knickgefährdete Stützen sowohl für den Stabquerschnitt als auch für die Längsrichtung vorgenommen werden kann. Die theoretischen Ergebnisse der Querschnittsform wurden für den Quadrat- gegenüber dem Dreieckquerschnitt anhand mehrerer Versuche verifiziert. Die experimentelle Überprüfung des Formeinflusses in Längsrichtung ist derzeit in Vorbereitung.

Weiterer Forschungsbedarf ist vor allem für die Formoptimierung von außermittig belasteten Stützen vorhanden, aber auch für die Ausbildung des Knotenpunktes der Stütze an die Decke. Diese Themen sind Gegenstand der Forschung in der zweiten Förderperiode.

### Dank

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die Förderung des Projekts im Rahmen des Schwerpunktprogramms 1542 *Leicht Bauen mit Beton*.

### Literatur

- [1] SCHMIDT, A.: Formoptimierung von Stützen. Diplomarbeit, TU Dresden, 2013.
- [2] KIESSLING, F.: Über die Bestimmung der günstigsten Form gerader, auf Knickung beanspruchter Stäbe. Elanders Boktryckeri Aktiebolag, Göteborg, 1928.
- [3] FRAUENTHAL, J.: Constrained Optimal Design of Columns Against Buckling. *Journal of Structural Mechanics* 1 (1972), Heft 1, S. 79–89.
- [4] CLAUSEN, T.: Ueber die Form architektonischer Säulen. *Bulletin de la classe physico-mathématique de l'académie impériale des sciences de Saint-Petersbourg*, 1851, S. 370–380.
- [5] OLSHOFF, N.; RASMUSSEN, S.: On Single and Bimodal Optimum Buckling Loads of Clamped Columns. *International Journal of Solids and Structures* 13 (1976), Heft 7, S. 605–614.
- [6] COX, S. J.: The Shape of the Ideal Column. *The mathematical intelligencer* 14 (1992), Heft 1, S. 16–24.
- [7] KIRMSEER, P. G.; HU, K.: The Shape of the Ideal Column Reconsidered. *The mathematical intelligencer* 15 (1993), Heft 3, S. 62–67.
- [8] SCHMIDT, A.; CURBACH, M.: Historische Betrachtungen zur Formoptimierung von Stützen. In: KRAWTSCHUK, A.; ZIMMERMANN, T.; STRAUSS, A. (Hrsg.): *Werkstoffe und Konstruktionen – Innovative Ansätze 2013. Festschrift zu Ehren von o.Univ.-Prof. DI Dr.techn. Dr.phil. Dr.-Ing.E.h. KONRAD BERGMEISTER, MSc.*, Berlin: Ernst & Sohn, 2013, S. 19–26.

- [9] BLASIUS, H.: Träger kleinster Durchbiegung und Stäbe größter Knickfestigkeit bei gegebenem Materialverbrauch. Zeitschrift für Mathematik und Physik – Organ für angewandte Mathematik 62 (1914), S. 182–197.
- [10] KELLER, J.: The Shape of the Strongest Column. Archive for Rational Mechanics and Analysis (1960), Heft 5, S. 275–285.
- [11] SCHMIDT, A.; HENKE, M.; FISCHER, O.; CURBACH, M.: Formvariationen von Druckgliedern. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013) Heft 11, S. 792–803.
- [12] HENKE, M.; FISCHER, O.: Leicht Bauen mit Beton – Räumlich filigrane Stabtragwerke aus ultrahochfestem Beton und CFK-Bewehrung. Bauingenieur 88 (2013), Heft 11, S. 453–462.
- [13] REITINGER, R.: Stabilität und Optimierung imperfektionsempfindlicher Tragwerke. Dissertation, Universität Stuttgart, Fakultät Bauingenieur- und Vermessungswesen, 1994.
- [14] MATTHECK, C.: Design in Nature. Berlin: Springer-Verlag, 1998.
- [15] ACHENBACH, M.; EDLER, J.; HELLMIG, R. J.; MATTHECK, C.; MOLDENHAUER, H.; SACHS, W.; TESARI, I.: Schlussbericht zum BMBF geförderten Verbundprojekt: Entwicklung von effizienten, einfach anzuwendenden Konstruktionsprinzipien für technische Bauteile nach dem Vorbild der Natur. Bad Laasphe / Eggenstein-Leopoldshafen / Rödermark / Engen-Welschlingen, Oktober 2010.
- [16] SCHWITEILO, K.: Concrete columns formed by nature. In: MÜLLER, H. S.; HAIST, M.; ACOSTA, F. (Hrsg.): Proceedings of the 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering. Karlsruhe Institute of Technology (KIT), 22.–25.07.2012, Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2012, S. 303–308.
- [17] KOLLBRUNNER, C.; MEISTER, M.: Knicken: Theorie und Berechnung von Knickstäben, Knickvorschriften. Springer-Verlag, 1955, S. 5–6.
- [18] GEHLER, W.; HÜTTER, A.: Knickversuche mit Stahlbetonsäulen. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 113, Berlin: Ernst & Sohn, 1954.
- [19] MEHMEL, A.; SCHWARZ, H.; KASPAREK, K. H.; MAKOVI, J.: Tragverhalten ausmittig beanspruchter Stahlbetondruckglieder. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 204, Berlin: Ernst & Sohn, 1969.
- [20] KORDINA, K.; RAFLA, K.; HJORTH, O.: Traglast von Stahlbetondruckgliedern unter schiefer Biegung mit Achsdruck. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 265, Berlin: Ernst & Sohn, 1976.
- [21] MENNE, B.: Zur Traglast der ausmittig gedrückten Stahlbetonstütze mit Umschnürungsbewehrung. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 285, Berlin: Ernst & Sohn, 1977.
- [22] LEONHARDT, F.: Vorlesungen über Massivbau Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. 3. Auflage, Springer-Verlag, 1984, S. 119–120.

### Querschnittsadaption für stabförmige Druckbauteile

#### Projektleiter

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach

#### Projektbearbeiter

Dipl.-Ing. Katrin Schwiteilo

Dr.-Ing. Regine Ortlepp

Dipl.-Ing. Angela Schmidt

#### Projektlaufzeit

07/2011 – 09/2014

#### Web

<http://massivbau.tu-dresden.de/>

# Ultraleichte, dünnwandige Betonhohlbauteile aus hochfestem Feinkornbeton

Daniel Busse  
Patricia Sawicki  
Martin Empelmann

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) – Fachgebiet Massivbau.  
Technische Universität Braunschweig

Im Rahmen des SPP 1542 *Leicht Bauen mit Beton* wurden am Fachgebiet Massivbau der TU Braunschweig ultraleichte, dünnwandige Betonhohlbauteile untersucht, die den Bambus als bionisches Vorbild hatten. Für die sehr geringen Wandstärken von nur maximal 3,0 cm wurde ein selbstverdichtender, hochfester Feinkornbeton verwendet, mit dem eine hohe Betonqualität zielsicher erreicht wurde. Ferner wurden drei innovative Bewehrungskonzepte eingesetzt.

Bauteilversuche unter exzentrischer Normalkraftbeanspruchung wurden hinsichtlich der Traglasten, des Verformungsverhaltens und der Versagensmechanismen ausgewertet. Anschließend wurden die Versuchsergebnisse mit theoretischen und numerischen Berechnungsmodellen abgeglichen. Aufbauend auf den Ergebnissen konnten Empfehlungen für eine Bemessung erarbeitet werden.

## 1 Projektansatz – Bambus als bionisches Vorbild

Mit dem Baustoff Stahlbeton haben schon die Stahlbetonpioniere leichte und elegante Strukturen konstruiert. Heutzutage zeigt sich das Potential beispielsweise in den Bauwerken von FRANK O. GEHRY, ZAHA HADID oder SANTIAGO CALATRAVA (Bild 1).

Derartige Anwendungen waren der Impuls für das Teilprojekt *Ultraleichte, dünnwandige stabförmige Betonhohlbauteile*. Den Zielen des SPP 1542 *Leicht Bauen mit Beton* sollte mit stabförmigen Bauteilen entsprochen werden, die für sich oder als Teil eines Stabwerks eingesetzt werden können und sich sehr konzentriert, mit äußerst geringem Materialeinsatz und damit sehr effizient an den Kraftfluss in der Konstruktion anpassen lassen.

Den dünnwandigen Betonhohlbauteilen lag als weitergehender, bionischer Aspekt der Bambus zu Grunde, der sich als leichtes und erstaunlich widerstandsfähiges Hohlprofil darstellt. Obwohl Bambus in der Natur als Halm eher auf Biegung beansprucht wird,



Bild 1: Anwendungsbeispiele für filigrane Betonbauteile – Ciudad de las Artes y de las Ciencias, Valencia [1], [2]

[Fotos: Lauren Manning (links), FritsM (rechts)]



Bild 2: Bambus als bionisches Vorbild [5], [6]



[Fotos: mrhayata (links), Joi Ito (rechts)]

wird er in Asien auch für Bauelemente für leichte Brücken- oder Wohnungsbauten eingesetzt, wo er überwiegend auf Druck beansprucht wird. Die sehr guten Trageigenschaften des Bambus beruhen auf seiner außergewöhnlichen Struktur. Sowohl in Längs- als auch in Ringrichtung ist das Prinzip *form follows force* klar erkennbar. Während sich in Längsrichtung die stabilisierenden Knoten (Nodien) zum Fuß hin enger staffeln, weisen in Ringrichtung die äußeren Schichten deutlich mehr feste, vertikal gerichtete Lignin-Fasern auf (Bild 2, [3], [4]).

Auf Basis dieses Forschungsansatzes wurden im Rahmen des SPP 1542 am Fachgebiet Massivbau des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig Untersuchungen zur Herstellung sowie zum Trag- und Verformungsverhalten von bionisch inspirierten, dünnwandigen Betonhohlbauteilen durchgeführt.

Für die Bauteile wurden folgende Dimensionen gewählt:

- Bauteilhöhen zwischen 90 und 150 cm,
- Bauteildurchmesser von 28 bis 50 cm,
- Wandstärken im Bereich von 2,5 bis 3,0 cm.



Bild 3: Kunststoffaußen- und Polystyrolinnenschalung



[Fotos: Daniel Busse]

## 2 Herstellung dünnwandiger Betonhohlbauteile

Um die sehr geringen Wandstärken zielsicher und in reproduzierbarer Qualität in der in-stitutseigenen Werkhalle herstellen zu können, wurde eine stabile Außenschalung aus Kunststoff verwendet, in die ein innerer Kern aus Polystyrol gestellt wurde. Der innere Kern konnte mit einem heißen Draht sehr gut bearbeitet und in praktisch beliebige, bio-nisch inspirierte Formen gebracht werden. Zur Sicherung der Lage der Innenschalung sowie der Bewehrung wurden individuell angefertigte Abstandhalter verwendet [7].

Der zu verwendende Beton musste einem anspruchsvollen Anforderungsprofil gerecht werden:

- ❑ Um komplexe und filigrane Geometrien herstellen zu können sowie feine Bewehrungsstrukturen einzubinden, waren sowohl ein hoher Feinstoffanteil als auch eine sehr gute Fließfähigkeit gefordert.
- ❑ Um eine Betonage von Bauteilen mit Höhen von bis zu 1,50 m zu ermöglichen, waren eine hohe Entmischungsstabilität sowie ein gutes, möglichst selbstständiges Verdichtungs- und Entlüftungsverhalten gewünscht.
- ❑ Um trotz der geringen Betondeckung den Korrosionsschutz der Bewehrung aufrechtzuerhalten, sollte eine sehr dichte und homogene Betonstruktur erzielt werden.
- ❑ Um trotz der geringen Wandstärken vergleichsweise hohe Tragfähigkeiten erreichen zu können, sollte eine Festigkeit im Bereich der hochfesten Betone erreicht werden.

Die Anforderungen konnten mit einem hochfesten Feinkornbeton basierend auf der Bindemittelmischung FLOWSTONE® erfüllt werden. Neben der Bindemittelmischung, die aus Portlandzement sowie Feinstbindemittel (Größtkorn < 0,5 mm) besteht, wurden der Frischbetonmischung Quarzsand und Betonzusatzmittel zugegeben (Tabelle 1). Da die sehr fließfähige Konsistenz zu einer erhöhten Sensibilität gegenüber Eigenschaftsschwankungen der Ausgangsstoffe, vor allem der Eigenfeuchte der Zuschläge, führt, wurde der Quarzsand vor dem Mischen getrocknet.

Tabelle 1: Verwendete Feinbetonrezeptur

Material	Massenanteil
DYCKERHOFF FLOWSTONE®	1.000 kg/m <sup>3</sup>
Quarzsand 0–2 mm	1.200 kg/m <sup>3</sup>
Wasser (± 2,7 %)	185 kg/m <sup>3</sup>
GRACE ECLIPSE Floor (Schwindreduzierer)	6,0 Liter/m <sup>3</sup>
GRACE Optec 960 (Entlüfter)	3,0 kg/m <sup>3</sup>
GRACE ADVA Flow 342 (PCE-Fließmittel)	15,0 kg/m <sup>3</sup>

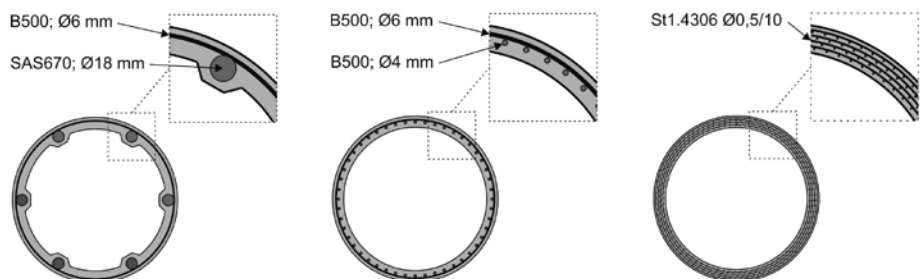


Bild 4: Bewehrungskonzepte I bis III



Zur Bewehrung der dünnen Wandungen wurden drei Konzepte untersucht (Bild 4):

- ❑ Für das Bewehrungskonzept I wurden eine hochfeste Längsbewehrung SAS670 und Kreisbügel aus Betonstahl B500,  $\varnothing$  6 mm, gewählt. Die Bewehrung SAS670 erfüllt die Anforderungen der DIN EN 1992 [8] an Betonstahl, weist aber im Vergleich mit B500 eine um 34 % höhere Streckgrenze auf. Je Versuchskörper wurden sechs Längseisen  $\varnothing$  18 mm verbaut, die mit Kreisbügeln im Abstand von 90 mm ( $5 \varnothing_{sl}$ ) gesichert wurden. In [9], [10] wurden die Material- und Verbundeigenschaften der hochfesten Bewehrung untersucht.
- ❑ Bei Bewehrungskonzept II wurde konventioneller Betonstahl B500,  $\varnothing$  4 mm, als Längs- sowie B500,  $\varnothing$  6 mm, als Bügelbewehrung verwendet. Die Längseisen wurden im Abstand von 20 mm über den Umfang der Bauteile verteilt und mit Querbewehrung im Abstand von 60 mm ( $15 \varnothing_{sl}$ ) gesichert.
- ❑ Im Bewehrungskonzept III wurden Mikrobewehrungsgitter aus Edelstahl St1.4301 und St1.4306 nach DIN EN 10028-7 [11] eingesetzt. Die untersuchten Maschenweiten lagen zwischen 10 und 50 mm. Die Durchmesser der Drähte variierten zwischen 0,5 und 2,0 mm. Die Mikrobewehrungsgitter wurden in mehreren Lagen um den Polystyrolkern gewickelt. Der Abstand zum Kern sowie zur Außenschalung wurde durch stabförmige Abstandhalter sichergestellt, die bei der Betonage schrittweise gezogen wurden.

## 3 Materialeigenschaften der Werkstoffe

### 3.1 Hochfester Feinkornbeton

#### 3.1.1 Materialeigenschaften

Zur Ermittlung der Materialeigenschaften des hochfesten Feinkornbetons wurden Standardzylinder ( $\varnothing$  15 cm,  $h = 30$  cm) geprüft. Neben der Spannungs-Stauchungsbeziehung (Bild 6), die mit einer weggeregelten Belastungssteuerung ermittelt wurde, wurden die Druck- sowie die Spaltzugfestigkeit nach DIN EN 12390 [12], [13] ermittelt (Tabelle 2).

Tabelle 2: Materialeigenschaften des hochfesten Feinkornbetons, Mittelwerte aus 24 Prüfungen

Kennwert		Mittelwert	Standardabweichung
Zylinderdruckfestigkeit	kraftgesteuert	$f_{cm,cyl,kraft}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	93,9
	weggesteuert	$f_{cm,cyl,weg}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	91,0
Spaltzugfestigkeit	$f_{ctm,spalt}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	3,6	0,6
Stauchung beim Höchstwert der Betondruckspannung	$\epsilon_{c1}$ [%]	-3,2	0,1
Bruchstauchung	$\epsilon_{cu1}$ [%]	-3,4	0,1
E-Modul	$E_{cm} \cdot 10^{-3}$ *) [N/mm <sup>2</sup> ]	46,4	2,5
*) Sekantenmodul bei $0,4 \cdot f_{cm}$			

Die Kennwerte der Spannungs-Stauchungsbeziehung waren über die Projektlaufzeit sehr konstant. Der Höchstwert der Betondruckspannung  $f_{cm,cyl,weg}$  betrug im Mittel 91,0 N/mm<sup>2</sup>. Innerhalb der einzelnen Chargen wurde ein sehr geringer Variationskoeffizient von im Mittel 1,1 % ermittelt. Die Prüfkörper versagten schlagartig und ohne

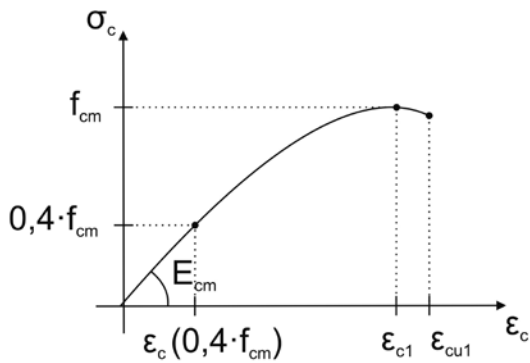


Bild 5: Kennwerte der Spannungs-Dehnungslinie des Betons

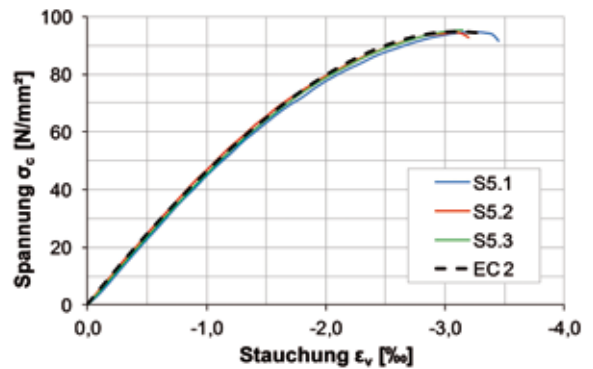


Bild 6: Vergleich der experimentellen Spannungs-Stauchungsbeziehung (Prüfungen S5.1 bis S5.3) mit der mathematischen Beschreibung nach EC 2

Vorankündigung in Form von Rissen oder akustischer Signale. Die Bruchstauchung lag mit im Mittel -3,4 % deutlich über den in DIN EN 1992 [8] angegebenen Werten für hochfeste Betone.

### 3.1.2 Mathematische Beschreibung der Spannungs-Dehnungslinie

Die Spannungs-Stauchungsbeziehung des hochfesten Feinkornbetons wurde mit der Spannungs-Dehnungslinie für nichtlineare Verfahren gemäß DIN EN 1992 [8] mathematisch beschrieben. Während für den Höchstwert der Betondruckspannung  $f_{cm}$  sowie für die Stauchung bei maximaler Spannung  $\epsilon_{c1}$  und die Bruchstauchung  $\epsilon_{cu1}$  die experimentell ermittelten Werte übernommen werden konnten, wurde der Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) aus der Spannungs-Stauchungsbeziehung abgeleitet (Bild 5). Der Plastizitätsfaktor  $k$  (Verhältnis von Tangenten- zu Sekantenmodul) ergab sich zu 1,7 bis 2,0.

Bild 6 zeigt, dass mit dem beschriebenen Ansatz eine gute mathematische Beschreibung der Arbeitslinie des hochfesten Feinkornbetons möglich ist.

Tabelle 3: Materialeigenschaften der Bewehrungsmaterialien

Kennwert		SAS670	B500, Ø 4 mm	St1.4301	St1.4306
Streckgrenze	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	550	450	330	300
Zugfestigkeit	$f_{uk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	850	610	700	680
Dehnung bei Erreichen der Quetsch- bzw. Streckgrenze	$\epsilon_y$ [‰]	-2,8	-2,2	1,8	1,7
Maximale Dehnung im Versuch	$\epsilon_{s,u}$ [‰]	-30	-25	60	60
E-Modul	$E_s \cdot 10^{-3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	195	205	180	180

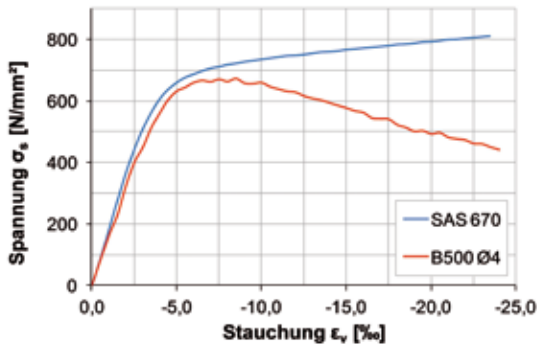


Bild 7: Experimentelle Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Bewehrungsmaterialien, Mittelwert aus drei Prüfungen

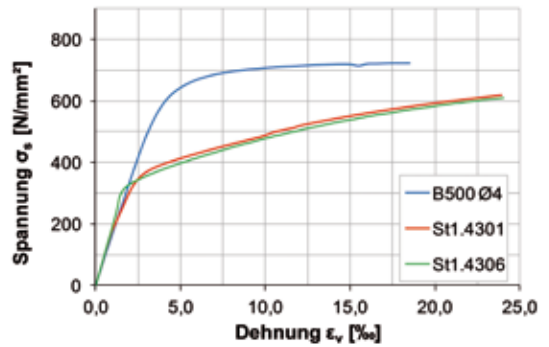


Bild 8: Experimentelle Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Bewehrungsmaterialien, Mittelwert aus drei Prüfungen

### 3.2 Bewehrung

#### 3.2.1 Materialeigenschaften

Die Materialeigenschaften der Bewehrungsmaterialien wurden in Abhängigkeit der Durchmesser in Druck- bzw. Zugprüfungen ermittelt (Tabelle 3). Während für den hochfesten SAS670 sowie den B500, Ø 4 mm, Druckprüfungen möglich waren (Bild 7), konnten die Edelmstähle aufgrund der geringen Durchmesser ausschließlich im Zugversuch geprüft werden (Bild 8). Es ist zu beachten, dass die Prüfkörper für den hochfesten SAS670 ein Durchmesser / Prüflänge-Verhältnis von 3,0 aufwiesen, wohingegen bei den Prüfkörpern B500, Ø 4 mm, maschinentechnisch nur ein minimales Verhältnis von 5,0 möglich war.

#### 3.2.2 Mathematische Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Bewehrungsmaterialien

Die mathematische Beschreibung der Arbeitslinien der Bewehrungsmaterialien erfordert die Unterscheidung zwischen Druck- und Zugbeanspruchung (Bild 9). Das Materialverhalten unter Druckbeanspruchung entspricht im Allgemeinen bis zum Erreichen der Quetschgrenze  $\epsilon_y$  dem unter Zugbeanspruchung. Bei kaltverformtem Betonstahl tritt durch herstellungsbedingte Veränderungen des mikrokristallinen Gefüges der sogenannte BAUSCHINGER-Effekt auf, welcher dazu führt, dass die Quetschgrenze unterhalb der Streckgrenze liegt. Neben diesen materialtypischen Effekten wird das Tragverhalten der Bewehrung unter Druckbeanspruchung maßgeblich durch den Mechanismus des Knickens beeinflusst [14].

Zur mathematischen Beschreibung der Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betonstahls unter Zug- sowie unter Druckbeanspruchung wurde das Modell nach MANDER [15] gewählt. Bild 10 zeigt exemplarisch für den Betonstahl

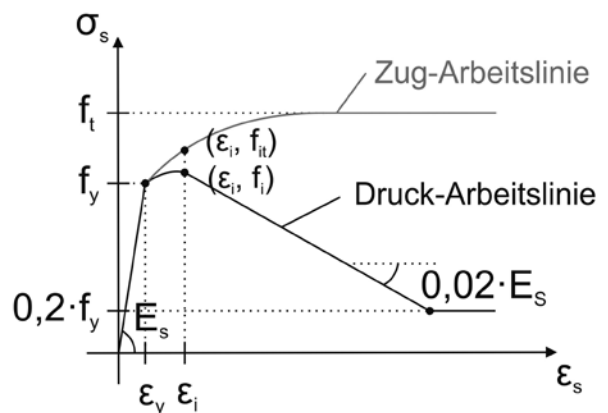


Bild 9: Kennwerte der Spannungs-Dehnungs- bzw. Spannungs-Stauchungsbeziehung für Betonstahl

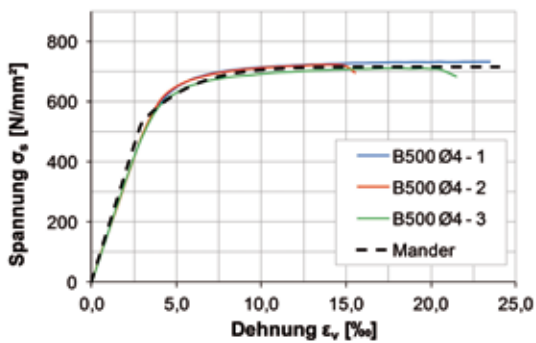


Bild 10: Vergleich der experimentellen und der nach MANDER berechneten Spannungs-Dehnungsbeziehung des B500, Ø 4 mm

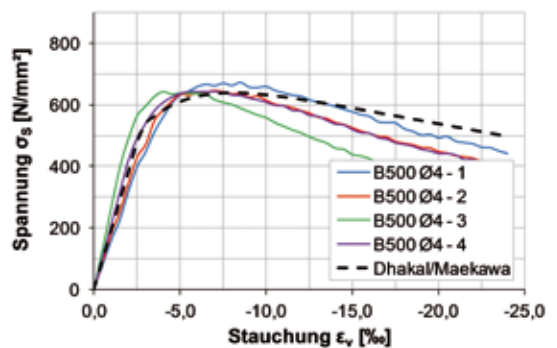


Bild 11: Vergleich der experimentellen und der nach DHAKAL und MAEKAWA berechneten Spannungs-Stauchungsbeziehung des B500, Ø 4 mm

B500, Ø 4 mm, dass die experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungsbeziehungen mit dem Modell nach MANDER sehr gut abgebildet werden konnten.

Für knickgefährdete Längsbewehrung wurde der Ansatz nach MANDER von DHAKAL und MAEKAWA [16] erweitert (Bild 9). Hierbei wird davon ausgegangen, dass die Quetschgrenze der Stahlwerkstoffe erreicht wird. Der weitere Verlauf wird in Abhängigkeit des Verhältnisses von Knicklänge  $l_0$  zu Stabdurchmesser  $\varnothing_{si}$  modifiziert. Bild 11 zeigt, dass das Modell von DHAKAL und MAEKAWA geeignet ist, das experimentell ermittelte Tragverhalten des Betonstahls B500, Ø 4 mm, unter Druckbeanspruchung abzubilden.

## 4 Bauteilversuche an dünnwandigen Betonhohlbauteilen

### 4.1 Versuchsaufbau und Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfasste 23 Versuche unter einachsig exzentrischer Normalkraftbeanspruchung. Die Versuche wurden in der institutseigenen 10-MN-Prüfmaschine durchgeführt. Die Belastung wurde weggeregelt aufgebracht.



Bild 12: Versuchsaufbau und Messtechnik für die exzentrischen Druckversuche [Foto: Daniel Busse]

Zur Aufnahme der Stauchungen des Betons wurden in der Verformungsachse gegenüberliegend je drei Dehnungsmessstreifen längs und quer appliziert. Zur Erfassung der Biegeverformungen in Bauteilmitte ( $\epsilon_2$ ) wurden induktive Wegaufnehmer verwendet (Bild 12).

Die Versuche wurden in Serien (S) von zwei bis drei Prüfkörpern durchgeführt. Innerhalb der Serien wurden i. A. identisch konfigurierte Körper unter unterschiedlichen Exzentrizitäten untersucht. In der Serie S7 wurden unterschiedlich bewehrte Körper bei gleichbleibender Exzentrizität geprüft. In den Versuchen wurden neben dem Bauteildurchmesser  $D$ , der Wandstärke  $d$  und der Bauteilhöhe  $H$  die Bewehrungskonzepte (I – III) variiert (Tabelle 4).

Tabelle 4: Konfiguration der Versuchskörper

Versuch	Durchmesser D [cm]	Höhe H [cm]	Wanddicke d [cm]	Exzentrizitäten e [cm]	Bewehrungskonzept	
S1.1–1.3	30	90	3,0	0,5 / 2,0 / 5,0	I	6x SAS670 Ø18
S2.1–2.2	50	150	3,0	0,5 / 2,0	I	6x SAS670 Ø18
S3.1–3.3	30	90	2,6	0,5 / 2,0 / 5,0	II	44x B500 Ø4
S4.1–4.3	30	90	2,6	0,5 / 2,0 / 5,0	II	44x B500 Ø4
S5.1–5.3	30	90	3,0	0,5 / 2,0 / 5,0	III	St1.4301 Ø 2,0/50
S6.1–6.3	30	90	3,0	0,5 / 2,0 / 5,0	III	St1.4306 Ø 0,5/10
S7.1–7.2	30	90	3,0	2,0	III	Ø 0,5/10 - Ø 2,0/50 (gradiert)
S8.1–8.2	30	150	3,0	5,0 / 10,0	III	St1.4301 Ø 1,0/20
S9.1–9.2	50	150	2,5	0,5 / 2,0	III	St1.4301 Ø 1,0/20

## 4.2 Versuchsergebnisse

### 4.2.1 Last-Verformungsverhalten bis zum Erreichen der Bruchstauchung

Die Versuchskörper zeigten bis zu einem Lastniveau von 45–50 % eine lineare Zunahme der Verformung. Oberhalb dieser Grenze steigerte sich die Verformung nichtlinear (Bild 13). Analog zu den Standardzylindern konnte vor dem Versagen der Versuchskörper keine Rissbildung und keine akustische Versagensankündigung beobachtet werden.

Tabelle 5 zeigt die Ergebnisse der Versuche der Serien S1 sowie S3 bis S6. Neben den Traglasten PV werden die Betonstauchungen des stärker belasteten Randes  $\epsilon_{cs}$  sowie des schwächer belasteten Randes  $\epsilon_{cn}$ , die Biegeverformung  $e_2$  und die Krümmung des Querschnitts  $\kappa$  angegeben.

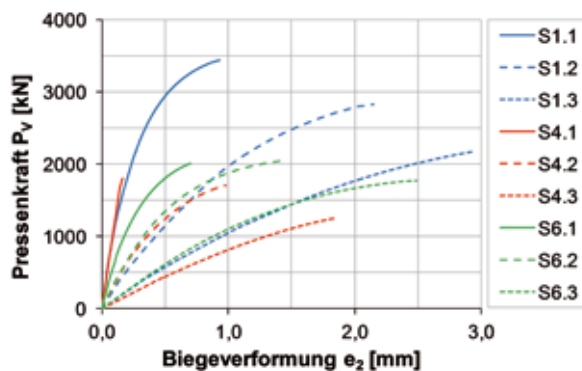


Bild 13: Normalkraft-Durchbiegungsverhalten für die Prüfkörper der Serien S1, S4 und S6

### 4.2.2 Versagensmechanismen der dünnwandigen Betonhohlbauteile

Die in den Versuchen gemessenen Bruchstauchungen am stärker belasteten Rand  $\epsilon_{cs}$  wurden maßgeblich durch das verwendete Bewehrungskonzept bestimmt (Tabelle 5). Während die Versuchskörper mit dem Bewehrungskonzept I im Mittel die betragsmäßig höchsten Stauchungen von -3,6 % erreichten, lagen die Bruchstauchungen der Serien S3 und S4 mit dem Bewehrungskonzept II bei einem Mittelwert von -2,4 %. Die Versuchskörper mit Mikrobewehrungsgittern (Bewehrungskonzept III) erreichten im Mittel die Bruchstauchung der Standardzylinder von -3,4 %.

Tabelle 5: Kennzeichnende Ergebnisse der Bauteilversuche – Auszug

Versuch	Traglast PV [kN]	Betonstauchungen		Mittendurchbiegung $e_2$ [mm]
		$\epsilon_{CS}$ [‰]	$\epsilon_{cN}$ [‰]	
S1.1	3.444	-3,4	-2,5	0,93
S1.2	2.833	-3,6	-1,3	2,15
S1.3	2.170	-3,6	0,1	2,94
S3.1	1.557	-2,4	-1,7	0,22
S3.2	1.598	-2,4	-1,5	1,09
S3.3	1.095	-2,4	-0,2	1,86
S4.1	1.799	-2,5	-1,6	0,17
S4.2	1.700	-2,5	-1,2	0,98
S4.3	1.241	-2,3	-0,2	1,84
S5.1	2.167	-2,8	-2,0	0,34
S5.2	1.919	-3,3	-1,1	1,82
S5.3	1.476	-3,6	-0,1	2,22
S6.1	2.015	-3,2	-1,7	0,71
S6.2	2.054	-3,5	-1,4	1,44
S6.3	1.778	-3,6	-0,5	2,49

Dementsprechend stellten sich für die Bewehrungskonzepte unterschiedliche Versagensmechanismen ein:

- Der Versagensmechanismus der Versuchskörper der Serie S1 (Bewehrungskonzept I) wurde durch ein schlagartiges Absprengen der Betondeckung eingeleitet. Der Restquerschnitt des Betons konnte die aufgebrachte Last dann aber nicht mehr aufnehmen, so dass die Lasten auf die Längsbewehrung umgelagert wurden, die daraufhin ausknickte (Bild 14).



Bild 14: Versagensbild für das Bewehrungskonzept I  
[Foto: Daniel Busse]

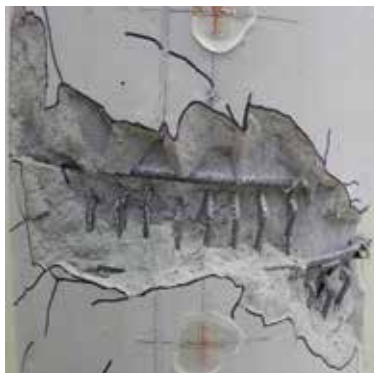


Bild 15: Versagensbild für das Bewehrungskonzept II  
[Foto: Daniel Busse]

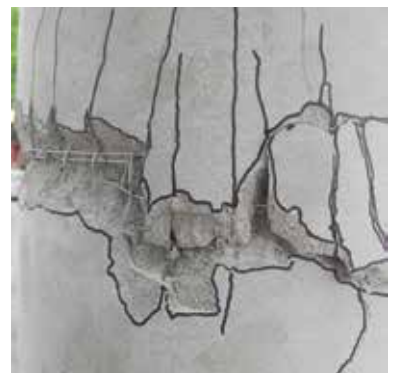


Bild 16: Versagensbild für das Bewehrungskonzept III  
[Foto: Daniel Busse]

- ❑ Bei den Versuchskörpern mit dem Bewehrungskonzept II kam es ebenfalls zu einem schlagartigen Absprengen der Betondeckung sowie zum Ausknicken der Längsbewehrung. Da bei den gemessenen Stauchungen die Betondruckfestigkeit noch nicht voll ausgenutzt war, ist davon auszugehen, dass die normalfeste Bewehrung B500 ihre Quetschgrenze erreichte, woraufhin der Knickmechanismus eingeleitet wurde und hohe punktuelle Pressungen auf den Beton erzeugt wurden, was zum Absprengen der Betondeckung führte (Bild 15).
- ❑ Das Versagensbild der mikrobewehrten Versuchskörper zeigt Bild 16. Aufgrund der geringen Durchmesser und der Verfestigung der Edelstähle kam es nicht zu einem Absprengen der Betondeckung. Das Versagen entsprach praktisch einem reinen Betonversagen, wie es bei den Standardzylindern zu beobachten war. So lässt sich erklären, dass bei einer Bruchstauchung von im Mittel -3,4 ‰ die volle Betondruckfestigkeit erreicht wurde.

## 5 Nachrechnung der Bauteilversuche

Für die exzentrisch beanspruchten Betonhohlbauteile wurde die Querschnitts- und Systemtragfähigkeit unter Biegung mit Längskraft in Anlehnung an [8] bestimmt. Hierzu wurden folgende Annahmen getroffen:

- ❑ vollkommener Verbund zwischen Beton und Bewehrung,
- ❑ Ebenbleiben der Querschnitte,
- ❑ Verteilung der Spannungen entsprechend der Spannungs-Dehnungsbeziehungen.

Für die Berechnung wurden die Mittelwerte der Baustoffkennwerte nach Tabelle 2 und Tabelle 3 verwendet. Zur Berücksichtigung des Last-Verformungsverhaltens der Baustoffe wurden die mathematischen Beschreibungen gemäß [8] für den hochfesten Feinkornbeton bzw. [15] und [16] für die Bewehrungsmaterialien verwendet. Hierbei war insbesondere das Tragverhalten des B500,  $\varnothing$  4 mm, nach Erreichen der Quetschgrenze zu berücksichtigen.

In Bild 17 sind die experimentell ermittelten Bruchlasten der Serien S1, S3 und S5 im Vergleich mit den mit dem Programm INCA2 bestimmten Moment-Normalkraft-Interaktionsdiagrammen dargestellt. Der Vergleich zeigt eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Rechenwerten.

Bild 18 zeigt exemplarisch für die Serien S1 und S3 die im Versuch ermittelten Last-Verformungskurven, die mit einer nichtlinearen Stabwerksberechnung analog DIN EN 1992 [8], Abs. 5.8.6, unter Verwendung des Programms SOFiSTiK nachgerechnet wurden. Sowohl die Traglasten als auch die Biegeverformungen konnten durch die numerischen Modelle gut abgebildet werden.

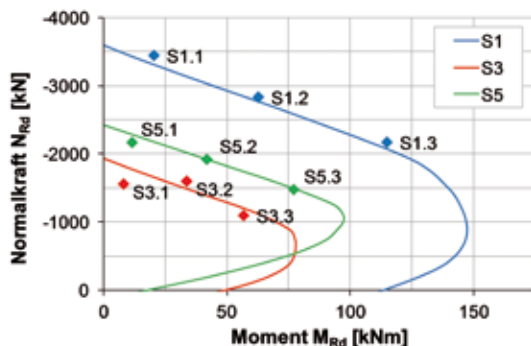


Bild 17: Vergleich der Versuchsergebnisse mit der numerisch ermittelten M-N-Interaktionskurve

## 6 Zusammenfassung

Im Rahmen des SPP 1542 der DFG wurden am Fachgebiet Massivbau des iBMB der TU Braunschweig experimentelle Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten von sehr dünnwandigen Betonhohlbauteilen aus hochfestem Feinkornbeton unter exzentrischer Normalkraftbeanspruchung durchgeführt.

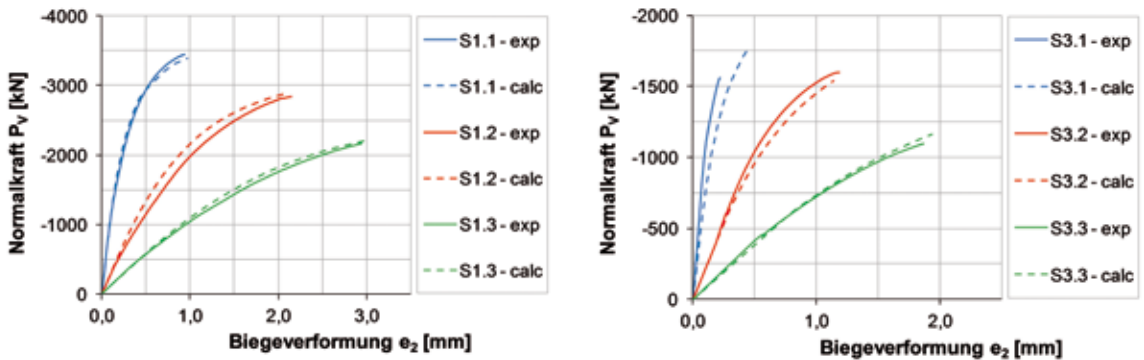


Bild 18: Vergleich der Last-Verformungskurven im Versuch mit der numerischen Nachrechnung (links: Serie S1; rechts: Serie S3)

Zusammenfassend können folgende Erkenntnisse festgehalten werden:

- ❑ Die gewählten dünnwandigen, stabförmigen Betonhohlbauteile konnten mit dem verwendeten hochfesten, selbstverdichtenden Feinkornbeton zielsicher und in hoher, reproduzierbarer Qualität hergestellt werden. Die Herstellung des Verbundes mit den Bewehrungskonzepten konnte auch für die feinen Maschen der Mikrobewehrungsgitter sichergestellt werden.
- ❑ Die Materialeigenschaften des hochfesten Feinkornbetons sowie der Bewehrungsmaterialien wurden in Druck- und Zugprüfungen ermittelt. Die gewählten Modelle zur mathematischen Beschreibung der jeweiligen Arbeitslinien zeigten eine gute Anpassung an die Prüfergebnisse.
- ❑ Das Last-Verformungsverhalten unter exzentrischer Normalkraftbeanspruchung war bis etwa 45–50 % der Traglast linear, oberhalb dieses Niveaus nichtlinear. Das Versagen erfolgte schlagartig und ohne Vorankündigung. Die in den Prüfungen erreichten Bruchstauchungen sowie die beobachteten Versagensmechanismen waren vom eingesetzten Bewehrungskonzept abhängig. Während bei den Bewehrungskonzepten I und III eine volle Ausnutzung des hochfesten Betons möglich war, versagten die Bauteile mit dem Bewehrungskonzept II bereits bei etwa 70 % der möglichen Betonstauchung.
- ❑ Die Traglasten sowie das Last-Verformungsverhalten der Bauteile mit den Bewehrungskonzepten I und III konnten mit den Bemessungsmodellen in [8], [15], [16] und den in den Begleitprüfungen ermittelten Materialeigenschaften gut abgebildet werden. Für die Bauteile mit dem Bewehrungskonzept II war eine Anpassung der Arbeitslinien in Abhängigkeit der Quetschgrenze der Längsbewehrung (B500,  $\emptyset$  4 mm) vorzunehmen.
- ❑ Ein „Bauteilfaktor“ bzw. „Dünnwandigkeitsfaktor“ konnte in den Untersuchungen nicht festgestellt werden. Bei Bauteilen mit derartig geringer Wandstärke muss unter den gewählten Randbedingungen allerdings das Dehnungsverhalten der eingesetzten Baustoffe exakter beschrieben werden als bei üblichen Kreisringquerschnitten.

Für eine allgemeine Anwendung dünnwandiger Betonhohlbauteile sind weitergehende theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Beurteilung des Querkraft- und Torsionstragverhaltens erforderlich, die eine vollständige Erfassung der Tragfähigkeitsseite sowie die Entwicklung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln für allgemeine Beanspruchungskombinationen aus Torsion, Biegung und Querkraft ermöglichen.



## Literatur

- [1] [www.flickr.com/photos/laurenmanning/2517027960](http://www.flickr.com/photos/laurenmanning/2517027960), Creative Commons Attribution 2.0 Generic License, abgerufen am 22.07.2014
- [2] [www.flickr.com/photos/fvdmeer/4580565809](http://www.flickr.com/photos/fvdmeer/4580565809), Creative Commons Attribution 2.0 Generic License, abgerufen am 22.07.2014
- [3] KRONE, M.; UNTERGUTSCH, A.; BRANDENBURGER, D.: Der Bambusturm auf dem Schlossplatz in Berlin. Bauingenieur 80 (2005), Heft 5, S. 264–267.
- [4] LINDEMANN, J.; STEFFENS, K.: Der Bambus-Pavillon zur EXPO 2000 in Hannover - Ein Schritt zurück in die Zukunft. Bautechnik 77 (2000), Hefte 6 & 7, S. 385–392 & 484–491.
- [5] [www.flickr.com/photos/mrhayata/3260067269](http://www.flickr.com/photos/mrhayata/3260067269), Creative Commons Attribution 2.0 Generic License, abgerufen am 22.07.2014
- [6] [www.flickr.com/photos/joi/423515877](http://www.flickr.com/photos/joi/423515877), Creative Commons Attribution 2.0 Generic License, abgerufen am 22.07.2014
- [7] EMPELMANN, M.; SAWICKI, P.: Ultra-lightweight concrete members inspired by bamboo. In: MÜLLER, H. S.; HAIST, M.; ACOSTA, F. (Hrsg.): Proceedings of the 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, Karlsruhe Institute of Technology (KIT), 22.–25.07.2012, Karlsruhe, Germany. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2012, S. 291–296.
- [8] DIN EN 1992, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Deutsche Fassung EN 1992:2004 + AC:2010. Berlin: Beuth (Januar 2011).
- [9] EMPELMANN, M.; MÜLLER, C.; LIEB, H.; HUDE, F.: Ultra-High Performance Spun Concrete Columns with High-Strength Reinforcement. In: SCHMIDT, M. et al. (Hrsg.): Ultra-high performance concrete and nanotechnology in construction – Proceedings of Hipermat 2012, 07.–09.03.2012 in Kassel, Kassel University Press, S. 733–740.
- [10] MÜLLER, C.; EMPELMANN, M.; HUDE, F.; ADAM, T.: Schleuderbetonstützen aus hochfester Bewehrung und ultrahochfestem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 10, S. 690–699.
- [11] DIN EN 10028-7: Flacherzeugnisse aus Druckbehälterstählen – Teil 7: Nichtrostende Stähle, Deutsche Fassung EN 10028-7:2013. Berlin: Beuth (November 2013).
- [12] DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009. Berlin: Beuth (Juli 2009).
- [13] DIN EN 12390-6: Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009. Berlin: Beuth (September 2010).
- [14] SEELMANN, F.: Tragverhalten von gedrungene Wänden aus hochfestem Normalbeton unter Berücksichtigung des Knickverhaltens der Längsbewehrung. Dissertation, TU Darmstadt, 1997.
- [15] MANDER, J. B.: Seismic design of bridge piers. Dissertation, Christchurch (Neuseeland), 1983.
- [16] DHAKAL, R. P.; MAEKAWA, K.: Modeling for Postyield Buckling of Reinforcement. Journal of Structural Engineering 128 (2002), Heft 9, S. 1139–1147.

### Ultraleichte, dünnwandige stabförmige Betonhohlbauteile

#### Projektleiter

Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann

#### Projektbearbeiter

Dipl.-Ing. Daniel Busse

Dipl.-Ing. Patricia Sawicki

#### Projektlaufzeit

07/2011 – 06/2014

#### Web

[www.ibmb.tu-braunschweig.de](http://www.ibmb.tu-braunschweig.de)

# Formoptimierte filigrane Stäbe aus UHPC und korrosionsfreier CFK-Bewehrung für variable räumliche Stabtragwerke

Michael Henke

Oliver Fischer

Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München

Im Teilprojekt *Formoptimierte filigrane Stäbe aus UHPC und korrosionsfreier CFK-Bewehrung für variable räumliche Stabtragwerke* werden an der Tragwirkung orientierte, formoptimierte Druckstäbe und vorgespannte Zugstäbe aus innovativen Materialien entwickelt. Durch Untersuchungen an diesen Komponenten sollen Grundlagen für die zukünftige Realisierung von schlanken stabförmigen Tragstrukturen aus Beton in modularer Bauweise geschaffen werden. Im vorliegenden Beitrag wird zunächst ein kurzer Überblick über das gesamte Teilprojekt gegeben. Anschließend werden die bisher durchgeführten Untersuchungen zu den Druck- und Zugstäben und die wesentlichen Ergebnisse vorgestellt. Außerdem werden weitere laufende oder geplante theoretische und experimentelle Untersuchungen erläutert.

An dieser Stelle soll darauf hingewiesen werden, dass einige Abschnitte des nachfolgenden Beitrages zu großen Teilen auf den Veröffentlichungen [1] und [2] der Autoren basieren.

## 1 Hintergrund

Das im Jahr 2011 begonnene DFG-Schwerpunktprogramm (SPP) 1542 *Leicht Bauen mit Beton – Grundlagen für das Bauen der Zukunft mit bionischen und mathematischen Entwurfsprinzipien* [3] der Deutschen Forschungsgemeinschaft verfolgt das Ziel, innerhalb von zwei dreijährigen Förderperioden wesentliche mechanische Grundlagen, Ingenieurmodelle und Konstruktionsprinzipien zur Realisierung neuer, frei geformter, leichter Betonkonstruktionen zu schaffen. Dabei wird neben einer dem Kraftfluss und bionischen Prinzipien folgenden Tragwerkskonzeption und der Anwendung von innovativen Werkstoffen, u. a. kohlenstofffaserverstärkte Kunststoffe (CFK), textile Bewehrung oder ultrahochfester Beton (UHPC), ein wesentliches Augenmerk auf die Umsetzung und die Entwicklung von neuartigen Fertigungsverfahren (u. a. modulare Schalungstechnik für eine effektive Herstellung der formoptimierten Strukturen) gelegt.

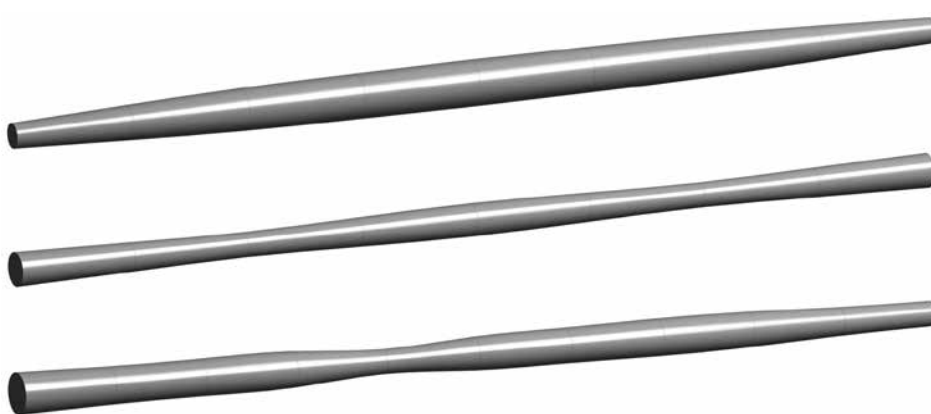
Im Rahmen der ersten Förderperiode des SPP 1542 wird derzeit am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München eines von insgesamt 17 Teilprojekten mit dem Titel *Formoptimierte filigrane Stäbe aus UHPC und korrosionsfreier CFK-Bewehrung für variable räumliche Stabtragwerke* bearbeitet. Die Grundidee des Forschungsvorhabens ist es, die im Regelfall massiven Betontragsysteme mit meist ungleichmäßiger Materialausnutzung aufzulösen und dabei am Kraftfluss orientierte, filigranere stabartige Tragwerke zu entwerfen, die sich neben der Gewichtsreduktion und einer höheren Transparenz auch durch eine bessere Ressourcennutzung auszeichnen. Dabei wird eine modulare Bauweise angestrebt, bei der die einzelnen Komponenten Druckstab, vorgespannter Zugstab (bzw. auch Wechselstab) und Verbindungsknochelement jeweils vorgefertigt und am Einsatzort zusammengefügt werden. Sowohl im Hinblick auf die Tragfähigkeitseigenschaften als auch auf die Dauerhaftigkeit werden die Stäbe aus UHPC hergestellt sowie ausschließlich mit nichtmetallischen Elementen aus CFK bewehrt bzw. vorgespannt. In der ersten Förderperiode wird das Hauptaugenmerk auf die Entwicklung der formoptimierten Druckstäbe und der vorgespannten Zugstäbe gelegt.

## 2 Druckstab

Grundsätzlich erfordert die angestrebte Realisierung von filigranen, stabartigen Betontragwerken die Entwicklung von möglichst schlanken Einzelkomponenten. Insbesondere für die Druckstäbe bietet sich aufgrund der hohen Druckfestigkeit, die je nach exakter Zusammensetzung und Herstellverfahren zwischen ca. 150 und 250 N/mm<sup>2</sup> liegt [4], die Verwendung von UHPC an. Aufgrund des homogenen Gefüges verhält sich UHPC unter Druckbeanspruchung bis ca. 80 % der Festigkeit nahezu linear-elastisch und versagt anschließend jedoch explosionsartig [4]. Durch die Zugabe von Stahlfasern kann dieses spröde Versagen vermieden und ein duktileres Nachbruchverhalten erreicht werden. Im Rahmen des Forschungsprojektes wurde eine UHPC-Feinkornmischung mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern, einem Größtkorn von 0,5 mm und einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit von  $f_{cm,28d} \approx 165$  N/mm<sup>2</sup> verwendet, deren Eigenschaften bereits im SPP 1182 näher untersucht wurden, z. B. [4].

### 2.1 Formoptimierung und FE-Berechnung

Ein Forschungsschwerpunkt bei der Entwicklung der Druckstäbe ist die Formoptimierung des Gesamtstabes in Längsrichtung. Da die Stabilitätsgefährdung mit zunehmender Schlankheit wächst, muss beim Entwerfen einer optimalen Form gemäß dem Prinzip *form follows force* neben einem Spannungsversagen gegebenenfalls auch ein Stabilitätsversagen berücksichtigt werden. Das Bestreben, das Lastniveau dieser beiden Versagensszenarien möglichst anzunähern, so dass theoretisch gleichzeitig ein Spannungs- und Stabilitätsversagen des Druckstabes eintritt, ist eine wesentliche Zielsetzung der Optimierungsstrategie, da so eine optimale Materialverteilung in Längsrichtung erzielt werden kann. Auf Grundlage dieser Überlegungen wurden zunächst umfangreiche numerische Untersuchungen mit Hilfe der Software optiSLang in Verbindung mit dem Finite-Elemente-Programm ANSYS Workbench zur optimalen Formgebung von zentrisch belasteten Druckstäben für unterschiedliche Stablängen und Lagerungsfälle durchgeführt. Dabei wurden eine Druckfestigkeit des Betons von 180 N/mm<sup>2</sup> sowie eine Zugfestigkeit von 10 N/mm<sup>2</sup> vorgegeben. Exemplarisch sind die erhaltenen „optimalen“ Formen für den beidseitig gelenkig gelagerten Stab (g-g), auf dem das Hauptaugenmerk der Berechnungen lag, den beidseitig eingespannten Stab (e-e) und den einseitig gelenkig gelagerten und einseitig eingespannten Stab (e-g) bei einer Stablänge von jeweils 200 cm und einer zentrischen Druckkraft von 353 kN in Bild 1 dargestellt. Gegenüber Stäben mit konstantem Kreisquerschnitt in Längsrichtung und identischer Knicklast weisen diese optimierten Formen eine Volumensparnis zwischen 8 und 12 % auf. Detailliertere Informationen zum Optimierungsprozess und zu den Ergebnissen der Formoptimierung von zentrisch belasteten Druckstäben finden sich in [1] und [5].

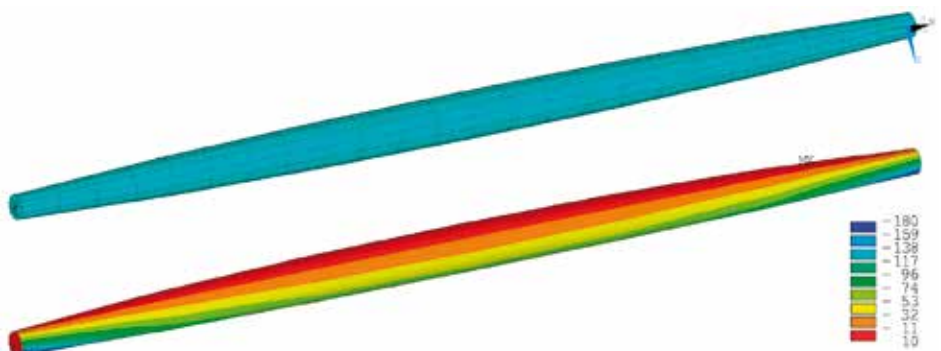


*Bild 1: Optimierte Formen für die Lagerungsfälle beidseitig gelenkig g-g (oben), beidseitig eingespannt e-e (Mitte) und an einer Seite gelenkig, an der anderen eingespannt e-g (unten) bei einer Stablänge von 200 cm und einer zentrischen Druckkraft von 353 kN*

Aufbauend auf diesen Ergebnissen wurden weitere Formoptimierungsberechnungen unter Berücksichtigung von Imperfektionen und exzentrischer Lasteinleitung durchgeführt. Aufgrund der Druckbeanspruchung ist hierbei eine geometrisch nichtlineare Betrachtung, also eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung, zwingend erforderlich. Analog zu den Berechnungen mit zentrischer Last wurden unterschiedliche Lagerungsbedingungen g-g, e-e und e-g und verschiedene Stablängen untersucht. Die Imperfektionen wurden je nach Lagerungsfall durch eine Stabvorverformung oder durch eine Zusatzausmitte der Last nach DIN EN 1992-1-1 [6] in der Berechnung berücksichtigt. Die erhaltenen optimalen Formen orientieren sich erwartungsgemäß an den Momentenverläufen nach Theorie II. Ordnung, d. h. an Stellen mit minimalen Momenten und folglich auch Spannungen weisen die optimierten Stäbe minimale Durchmesser und an Stellen mit maximalen Momenten bzw. Spannungen maximale Durchmesser auf. Die optimalen Formen bei exzentrischer Belastung ähneln daher auf den ersten Blick den optimalen Formen bei zentrischer Beanspruchung. Aufgrund der zusätzlichen Biegebeanspruchung ergeben sich jedoch bei gleicher Druckkraft für den exzentrisch belasteten Stab selbstverständlich größere Durchmesser.

Zur Verifizierung der Ergebnisse aus dem Optimierungsprozess wurden mit dem Programm ANSYS Classic vergleichende FE-Berechnungen durchgeführt. Hierzu wurden zunächst die resultierenden Stabgeometrien aus den Optimierungsberechnungen in ANSYS Classic importiert. Anschließend wurden für jede Geometrie die gleichen Randbedingungen (Auflagerbedingungen, Exzentrizitäten, Imperfektionen) wie in der zugehörigen Optimierungsberechnung festgelegt und es wurde die gleiche maximale Druckkraft aufgebracht. Die Spannungsverläufe aus diesen numerischen Berechnungen wurden mit den jeweiligen Spannungsverläufen aus den Optimierungsberechnungen verglichen und es wurde überprüft, ob die im Optimierungsprozess festgelegten Druck- bzw. Zugfestigkeiten des Betons tatsächlich eingehalten werden. Exemplarisch zeigt Bild 2 oben die importierte, optimale Stabgeometrie für den Lagerungsfall g-g bei einer Stablänge von 200 cm, einer Lastexzentrizität von 0,5 cm und einer Druckkraft von 174 kN. Sie weist an den beiden Stabenden einen Durchmesser von ca. 4,79 cm und in Stabmitte einen Durchmesser von ca. 9,16 cm auf. Für diese Geometrie wurde in ANSYS Classic ein passendes FE-Netz generiert und eine Vergleichsberechnung mit identischen Rand- sowie Belastungsbedingungen, wie oben genannt, durchgeführt. Der resultierende Normalspannungsverlauf aus dieser Berechnung ist im unteren Bild dargestellt. Es ist zu sehen, dass sowohl die maximalen Druck- als auch die maximalen Zugspannungen im Stab mit den im Optimierungsprozess festgelegten Druck- bzw. Zugfestigkeiten von 180 N/mm<sup>2</sup> bzw. 10 N/mm<sup>2</sup> übereinstimmen. Außerdem kann festgestellt werden, dass der Beton fast über die komplette Stablänge ausgenutzt wird. Dies spricht dafür, dass es sich bei der gefundenen Geometrie tatsächlich um die optimale Stabform für diesen Belastungsfall handelt.

*Bild 2: Optimierte Stabgeometrie für den Lagerungsfall g-g bei einer Stablänge von 200 cm, einer Lastexzentrizität von 0,5 cm und einer Druckkraft von 174 kN inklusive generiertem FE-Netz (oben); zugehöriger Normalspannungsverlauf (unten)*



In den bisher vorgestellten Optimierungs- und FE-Berechnungen wurden zwar bereits Stabilitätsbetrachtungen bzw. die Auswirkungen von Stabverformungen (geometrische Nichtlinearität) berücksichtigt, allerdings wurde stets ein lineares Materialverhalten für den Beton angesetzt. Um ein möglichst wirklichkeitsnahes Tragverhalten zu simulieren, werden daher derzeit physikalisch nichtlineare ANSYS-Berechnungen an den optimierten Stäben durchgeführt, in denen auch die Ergebnisse der nachfolgend dargestellten experimentellen Untersuchungen berücksichtigt werden.

## 2.2 Druck- und Kriechversuche mit einbetonierten Bewehrungskörben aus CFK

Ein weiterer Aspekt, der im Rahmen der Druckstabentwicklung untersucht wird, ist die Erhöhung der Querschnittskapazität in hoch beanspruchten Bereichen, z. B. den Stabenden beim beidseitig gelenkig gelagerten Stab, durch eine einbetonierte Umschnürungsbewehrung. Aufgrund der angestrebten Bauteilschlankheit kann dabei zwangsläufig nur eine relativ geringe Betondeckung realisiert werden. Aus diesem Grund und wegen der gleichzeitig hohen Steifigkeit und Zugfestigkeit bietet sich die Wahl des korrosionsarmen Materials CFK für die Umschnürungsbewehrung an. Zur Festlegung einer geeigneten Bewehrungsgeometrie, die auch zu sinnvollen Traglaststeigerungen führt, wurden an insgesamt 28 zylindrischen Probekörpern – 16 Probekörper mit  $d/h = 100/295$  mm und 12 Probekörper mit  $d/h = 127/375$  mm – mit einbetonierten CFK-Bewehrungskörben unterschiedlicher Geometrie statische Kurzzeitdruckversuche durchgeführt.

Der minimal herstellbare Innendurchmesser der Bewehrungskörbe beträgt aus fertigungstechnischer Sicht 75 mm und der maximal mögliche Neigungswinkel der Umschnürungsstränge gegen die Längsachse  $80^\circ$ , so dass sich eine CFK-Wendelbewehrung ergibt (Bild 3). Zur Untersuchung des Einflusses des Durchmessers der umschnürten Kernquerschnittsfläche auf die Traglaststeigerung wurden 16 Bewehrungskörbe mit einem Wendelbewehrungsinwendendurchmesser  $d_{iw}$  von 81 mm und 12 Körbe mit  $d_{iw} = 106$  mm von der Firma CGB Carbon Großbauteile GmbH, Wallerstein, hergestellt. Die Dicke der Wendelbewehrungsstränge  $t_w$  variierte für die Probekörper mit dem kleineren Wendelinnendurchmesser in Schritten von 1 mm zwischen 3 und 6 mm und für die Probekörper mit  $d_{iw} = 106$  mm zwischen 4 und 6 mm (Tabelle 1), wobei je Dicke  $t_w$  vier Versuchskörper gefertigt wurden, so dass sich insgesamt sieben Prüfserien mit unterschiedlicher Bewehrungsgeometrie ergaben.

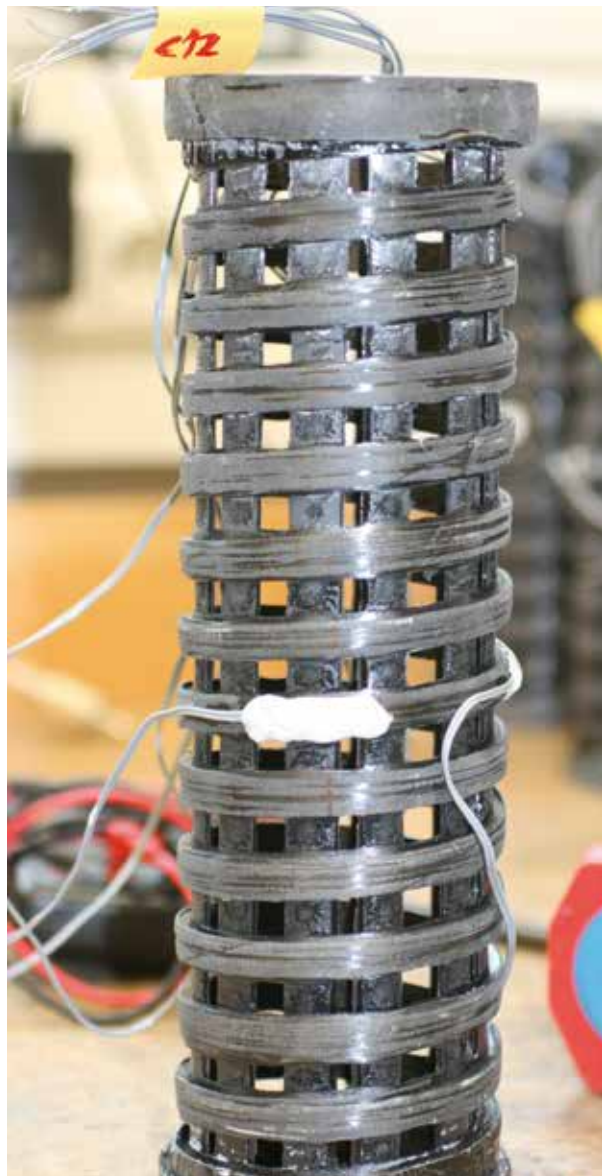


Bild 3: CFK-Bewehrungskorb mit einem Wendelinnendurchmesser von 81 mm [Foto: Michael Henke]

Tabelle 1: Versuchsergebnisse der Kurzzeitdruckversuche aus [1]

Kern- = Wendel- innendurchmesser $d_{\text{Kern}} = d_{\text{iW}}$ [mm]	Einaxiale Druckfestigkeit $f_{\text{cm}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Umschnürungs- dicke $t_w$ [mm]	Traglast des Kernquerschnitts bei Ansatz von $f_{\text{cm}}$		Steigerungs- faktor [-]
			[kN]	[kN]	
81	144,0	3,0	742,0	1.132,3	1,53
	144,0	4,0	742,0	1.201,4	1,62
	151,0	5,0	778,1	1.600,3	2,06
	151,0	6,0	778,1	1.733,9	2,23
106	144,0	4,0	1.270,8	1.840,5	1,45
	151,0	5,0	1.332,5	2.314,7	1,74
	144,0	6,0	1.270,8	2.323,4	1,83

In Tabelle 1 ist für jede Versuchsserie die mittlere Betonfestigkeit, der Mittelwert der erreichten Maximallasten sowie der mittlere Steigerungsfaktor angegeben, welcher das Verhältnis der im Versuch ermittelten Betontragfähigkeit im umschnürten Betonquerschnitt (mit dem Durchmesser  $d_{\text{Kern}} = d_{\text{iW}}$ ) zur mittleren einaxialen Beton-druckfestigkeit  $f_{\text{cm}}$  ist. Unabhängig von den Versuchskörperabmessungen steigt die Versagenslast mit zunehmender Dicke der Umschnürungsbewehrung an. Sämtliche Versuchskörper versagten durch ein sprödes Reißen der CFK-Umschnürungsbewehrung, wobei die ersten Rissbildungen bei einem Großteil der Probekörper im mittleren Bereich beobachtet wurden.

In Bild 4 ist jeweils ein repräsentativer Last-Längsdehnungs-Verlauf der Prüfserien mit einem Prüfkörperdurchmesser von 100 mm dargestellt. Die Längsdehnungen wurden dabei aus dem gemessenen Maschinenweg und der jeweiligen Versuchskörperlänge berechnet. Bis zu einer Last von ca. 870 kN unterscheiden sich die Kurven trotz eines unterschiedlichen Umschnürungs-bewehrungsgrades kaum voneinander und es kann ein annähernd linear-elastisches Verhalten beobachtet werden. Anschließend bilden sich erste Risse an der Betonoberfläche, was mit einer Verringerung des Traglastanteiles der Betondeckung einhergeht. Der Betonkern

wird dagegen zunehmend stärker belastet. Mit weiter ansteigender Belastung erfolgt schließlich ein Bruch des Kernbetons. Die damit einhergehende Querdehnung des Betons führt zu einer starken Zunahme der Dehnungen in der Umschnürungsbewehrung und dadurch zu einer verstärkten Rissbildung an der Prüfkörperoberfläche. Zudem führt die zunehmende Ausdehnung in Querrichtung zu einer stetigen Erhöhung der Längsstauchung des Prüfkörpers, bis dieser schließlich durch das Erreichen der Zugfestigkeit der stützenden CFK-Wendelbewehrung versagt. Dabei bestimmt die Dicke der vorhandenen Umschnürungsbewehrung die erreichbare Maximallast. Wie in Bild 4 zu sehen ist, versagen

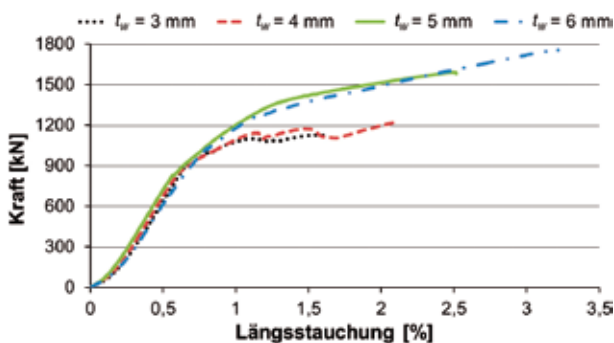


Bild 4: Repräsentative Last-Längsdehnungs-Verläufe für die Probekörper  $d/h = 100/295$  mm mit unterschiedlicher Umschnürungsdicke  $t_w$

die Prüfkörper insgesamt also trotz des spröden Verhaltens des CFK relativ duktil. Zusätzlich kündigt sich das Versagen, wie beschrieben, durch Oberflächenrisse an. Eine detailliertere Beschreibung der Herstellung der Prüfkörper und der Versuchsergebnisse findet sich in [1].

Zusätzlich zu den hier ausführlich vorgestellten Kurzzeitdruckversuchen wird aktuell auch das Kriech- sowie das Schwindverhalten der umschnürten Probekörper für eine festgelegte Umschnürungsdicke  $t_w$  untersucht. Dabei wurde für die Probekörpergeometrie  $d/h = 100/295$  mm eine Umschnürungsdicke  $t_w$  von 5 mm und für die Probekörpergeometrie  $d/h = 127/375$  mm ein  $t_w$  von 6 mm gewählt. Um den Einfluss der einbetonierten CFK-Bewehrungskörbe beurteilen zu können, werden neben Kriechversuchen an Körpern mit CFK-Bewehrung auch Versuche an Referenzkörpern aus reinem UHPC mit den gleichen äußeren Abmessungen und den gleichen Lasten durchgeführt. Das komplette Prüfprogramm der Kriechversuche kann Tabelle 2 entnommen werden.

Tabelle 2: Prüfprogramm für Kriechversuche (je drei Tests je Parameterkombination)

Prüfkörpermaße d/h [mm]	Last [kN]	Belastungsgrad [-]	Umschnürungs-bewehrung	Umschnürungsdicke $t_w$ [mm]
100/295	480	0,36	-	-
		0,30	+	5,0
	800	0,60	-	-
		960	0,72	-
			0,60	+
	127/375	700	0,30	+
1400		0,65	-	-
		0,60	+	6,0

## 2.3 Bauteilversuche an Druckstäben

Abgesehen von den bereits vorgestellten experimentellen Versuchen zum Druckstab werden im Oktober abschließende Bauteilversuche an formoptimierten Stäben unter Variation der Parameter Stabform, Stablänge, Bewehrung und Lastexzentrizität durchgeführt. Dabei werden sowohl Stäbe mit Längs- und Umschnürungsbewehrung als auch Stäbe komplett ohne Bewehrung getestet. Außerdem werden Referenzversuche an zylindrischen Stäben mit gleichem Volumen und gleichen Versuchsparametern wie beim jeweiligen optimierten Stab durchgeführt, um die Traglaststeigerung durch die Formoptimierung bestimmen zu können. Die benötigten Schalungen für die formoptimierten Stäbe werden computergesteuert gemäß CAD-Zeichnungen, die direkt aus den Optimierungsberechnungen erzeugt werden, per CNC-Fräse angefertigt. Bei der Betonage wird eine leicht abgewandelte Mischung verwendet, die gegenüber der bislang verwendeten UHPC-Feinkornmischung aus dem SPP 1182 nahezu gleiche Festigkeiten aufweist, aber deutlich bessere Verdichtungseigenschaften und eine höhere Fließfähigkeit besitzt. Dadurch sollen große Luftporeneinschlüsse verhindert und homogene Betoneigenschaften über die gesamte Stablänge realisiert werden. Erste Betonierbarkeitsversuche mit zylindrischen Rohren zeigten, dass die neue UHPC-Mischung für die Herstellung der formoptimierten Druckstäbe sehr gut geeignet zu sein scheint.

Anhand der experimentellen Ergebnisse in Verbindung mit den in Abschnitt 2.1 beschriebenen numerischen Analysen sollen schließlich allgemeine Entwurfsprinzipien für formoptimierte Druckstäbe entwickelt werden.

### 3 Zugstab

Neben dem Druckstab sollte innerhalb der ersten Förderperiode auch ein möglichst schlanker Zugstab entwickelt werden, der unter Gebrauchslasten ungerissen bleibt, um große Verformungen des Gesamttragwerks zu vermeiden. Aus diesem Grund wird der Zugstab planmäßig mit CFK-Stäben im sofortigen Verbund vorgespannt. Der Einsatz von CFK-Spannbewehrung begründet sich dabei durch die geringen realisierbaren Betondeckungen bei schlanken Bauteilen sowie die guten mechanischen Eigenschaften. Im Hinblick auf eine möglichst geringe räumliche Ausdehnung der Knotenelemente liegt ein Hauptaugenmerk der Forschung zum Zugstab auf der Minimierung der Lasteinleitungslänge. Unter anderem aufgrund der hohen erreichbaren Verbundfestigkeiten (siehe z. B. [4]) bietet sich deshalb auch für die Zugstäbe die Verwendung von UHPC an.

#### 3.1 Verbundeigenschaften von CFK-Stäben

Zur Beurteilung der grundsätzlichen Eignung zum Vorspannen im sofortigen Verbund wurden die Verbundeigenschaften verschiedener CFK-Stäbe der Firma Sireg S.p.A., Arcore (Italien), anhand von Ausziehversuchen unter Variation der Parameter Stabdurchmesser  $d_{eff}$ , Oberflächenbeschaffenheit der Stäbe, Verbundlänge, Betonalter, Beton-

festigkeit  $f_{cm}$  und Betondeckung untersucht. Der zugehörige schematische sowie ein exemplarischer Versuchsaufbau sind in Bild 5 zu sehen. Die getesteten Stäbe wiesen an der Oberfläche entweder nur eine Quarzsandschicht auf oder waren zusätzlich noch mit einem spiralförmig angebrachten Kunststoffband umwickelt, siehe Bild 6. Die Materialeigenschaften und Abmessungen der Stäbe nach Herstellerangaben sind in Tabelle 3 zusammengestellt.

In Tabelle 4 sind für jede Versuchsserie die jeweiligen Versuchsparameter sowie der aus den Ausziehversuchen berechnete Mittelwert der Verbundspannungen angegeben. Es zeigt sich, dass die Stäbe mit geringerem Durchmesser höhere Verbundspannungen aufweisen. Auffällig ist außerdem, dass die CFK-Stäbe mit Kunststoffspirale bei gleichem Stabdurchmesser deutlich

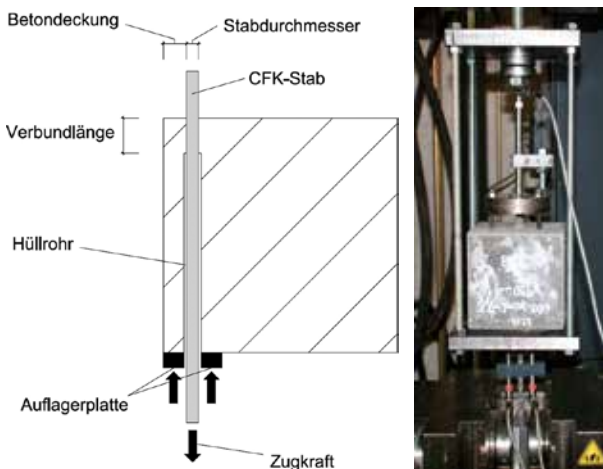


Bild 5: Versuchsaufbau der Ausziehversuche  
[Foto: Michael Henke]



Bild 6: CFK-Stab mit Quarzsand (links) und mit zusätzlichem Kunststoffband (rechts) [Fotos: Michael Henke]



Tabelle 3: Geometrie und Materialeigenschaften der CFK-Stäbe nach [7]

Bezeichnung	Carbopree HS 7,5 (sand)	Carbopree HS 7,5 (spiral)	Carbopree HS 5,5 (spiral)
gemessener Durchmesser $d_m$ [mm]	8,08	8,13	6,30
effektiver Durchmesser $d_{eff}$ [mm]	7,5	7,5	5,5
effektive Querschnittsfläche [mm <sup>2</sup> ]	44	44	24
Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	2.300	2.300	2.300
E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	130.000	130.000	130.000
Versagenslast [kN]	100	100	55
Bruchdehnung [%]	1,8	1,8	1,8

Tabelle 4: Versuchsergebnisse der Ausziehversuche (jeweils drei Versuche)

Stabdurchmesser $d_{eff}$ [mm]	Oberfläche	Betonalter [d]	Betonfestigkeit $f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Betondeckung [N/mm <sup>2</sup> ]	Verbundlänge [-]	mittlere Verbundspannung [N/mm <sup>2</sup> ]
5,5	spiral	1	88,1	2 $d_{eff}$	3 $d_{eff}$	27,85
				3 $d_{eff}$		28,49
		3	121,9	2 $d_{eff}$	3 $d_{eff}$	31,59
					6 $d_{eff}$	28,24
7,5	spiral	1	88,1	2 $d_{eff}$	3 $d_{eff}$	24,24
				3 $d_{eff}$		24,53
		3	121,9	2 $d_{eff}$	3 $d_{eff}$	26,85
					6 $d_{eff}$	23,24
7,5	sand	1	88,1	2 $d_{eff}$	3 $d_{eff}$	29,83
				3 $d_{eff}$		29,49
		3	121,9	2 $d_{eff}$	3 $d_{eff}$	30,34
					6 $d_{eff}$	27,08

geringere Verbundspannungen aufweisen als die Stäbe mit reiner besandeter Oberfläche. Zudem ist zu sehen, dass bei Versuchskörpern mit größeren Verbundlängen und sonst gleichen Parametern geringere Verbundspannungen erreicht werden. Der Abfall der Verbundspannung fällt jedoch selbst bei einer Verdopplung der Verbundlänge relativ gering aus. Eine Verringerung der Betondeckung bis auf  $2 \cdot d_{eff}$  scheint dagegen keinerlei Auswirkungen auf die Verbundspannungen zu haben und es konnte während des Versuchs auch keine Rissbildung beobachtet werden.

Insgesamt wurde bei allen Ausziehversuchen unabhängig von den Versuchsparametern ein sehr geringer Schlupf von i. d. R.  $\leq 0,140$  mm bis zur maximal übertragbaren Zugkraft gemessen. Grundsätzlich fand dann ein Ausziehversagen statt. Beides ist

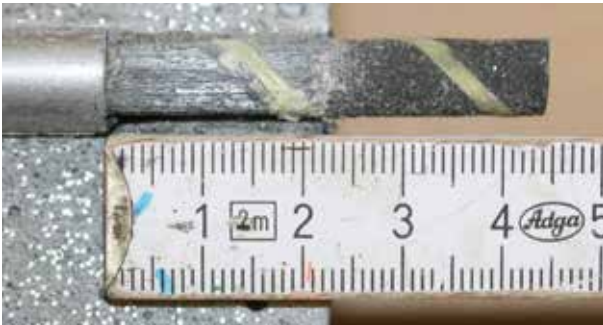


Bild 7: Delaminierter CFK-Stab nach Ausziehversagen  
[Foto: Michael Henke]

durch das Fehlen einer diskreten mechanischen Verzahnung – es sind keine Rippen vorhanden – zu erklären, weshalb nur durch Adhäsion und Reibung Kräfte zwischen dem Stab und dem UHPC übertragen werden. Interessant ist die Tatsache, dass bei sämtlichen Ausziehversuchen das Versagen durch eine Delamination der obersten Schicht der CFK-Stäbe hervorgerufen wurde. So löste sich die Schicht mit den integrierten Quarzsandkörnern vom restlichen Stab ab und blieb an der Betonoberfläche haften. Bild 7 zeigt deutlich einen delaminierten Stab, nachdem das Ausziehversagen eingetreten ist.

### 3.2 Vorspannung von CFK-Stäben

Neben der Untersuchung des Verbundverhaltens der CFK-Stäbe muss im Rahmen der Zugstabentwicklung auch ein geeignetes Endverankerungssystem zur Übertragung der benötigten Zugkräfte auf die CFK-Spannbewehrung während des Spannvorgangs gefunden werden. Dabei gilt es insbesondere, die Problematik der hohen Querdruckempfindlichkeit des CFK zu berücksichtigen.

Zunächst wurden Zugversuche an CFK-Stäben mit einer sehr einfachen Klemmverankerung bestehend aus zwei Aluminiumplatten, die jeweils mittig mit einer Bohrung versehen wurden, durchgeführt. Zur gleichmäßigeren Verteilung der Querdruckspannungen über die Stablänge wurden diese Bohrungen im vorderen Bereich der Platte mit einem geringfügig größeren Durchmesser als im hinteren Bereich ausgeführt (siehe Bild 8). Bild 9 zeigt den Einsatz der Klemmverankerung bei einem Zugversuch an einem 7,5 mm dicken CFK-Stab. Die beiden Aluminiumplatten werden dabei während des Versuchs durch die Backen der Prüfmaschine mit einem definierten Druck auf den Stab gepresst. Auf diese Weise konnte eine Zugkraft von ca. 90 kN übertragen werden bis der Stab schließlich spröde versagte. Die erreichte Last liegt somit nur ca. 10 kN unter der vom Hersteller angegebenen Versagenslast (vgl. Tabelle 3).

Trotz dieser vielversprechenden Ergebnisse wurden auch Zugversuche mit herkömmlichen, standardisierten Verankerungskeilen für Spannstahladrähte – sogenannte Keilzugversuche – durchgeführt, da diese gegenüber der getesteten Klemmverankerung unter anderem den Vorteil haben, dass während des Spannprozesses keine äußere Querpressung auf die Verankerung aufgebracht werden muss. Die Keilzugversuche erfolgten an CFK-Stäben mit einem effektiven Durchmesser von 7,5 mm (vgl. auch Tabelle 3)

und mit unterschiedlichen Keilen hinsichtlich des empfohlenen Durchmesserbereichs, der Keillänge und der Zahnsteigung. Der Versuchsaufbau ist in Bild 10 zu sehen. Dabei wird die Zugkraft am oberen Ende des CFK-Stabs mit Hilfe des Verankerungskeils, der auf den Stab aufgesteckt und in die zugehörige Kupplung eingesetzt wurde, eingeleitet, während am unteren Stabende die bereits erprobte Klemmverankerung zur Kraftübertragung verwendet wird. Der Versuch wurde jeweils gestoppt, sobald die übertragbare Zugkraft bei zunehmendem Maschinenweg abfiel. Tabelle 5 gibt einen Überblick über die jeweils getestete Keilgeometrie, den verwendeten CFK-



Bild 8: Klemmverankerung aus Aluminiumplatten  
[Foto: Michael Henke]



*Bild 9 (links):  
Zugversuch an  
einem CFK-Stab  
mit Klemmver-  
ankerung [Foto:  
Michael Henke]*

*Bild 10 (rechts):  
Exemplarischer  
Versuchsaufbau  
eines Keilzug-  
versuchs [Foto:  
Michael Henke]*

Stab und die zugehörige maximal erreichte Zugkraft. Generell zeigt sich, dass größere Keillängen bei ansonsten ähnlichen Keilgeometrien in der Regel auch zu höheren maximalen Zugkräften führen. Die Versuche mit dem Keiltyp 2 lassen außerdem vermuten, dass eine geringere Zahnsteigung (Abstand der Zähne voneinander) ebenfalls zu höheren Kräften führt. Insgesamt lässt sich jedoch festhalten, dass nur mit dem Keiltyp 3 Zugkräfte in einem sinnvollen Bereich für das Vorspannen übertragen wurden und dass die erreichten maximalen Zugkräfte eine relativ hohe Streuung aufweisen. Bezüglich des Versagensmechanismus kann festgehalten werden, dass bei jedem Versuch ein Herausrutschen des Stabes aus dem Verankerungskeil zum Versuchsabbruch führte. Einige Stäbe wurden dabei innerhalb des Keils weitestgehend zerstört, während bei den meisten Stäben, ähnlich wie bei den Ausziehversuchen, nur die äußerste Quarzsandschicht abgeschält wurde (Bild 11).

Da die Keilversuche sehr stark streuten und auf der Seite der Klemmverankerung auch bei diesen Versuchen kein Schlupf oder eine Beschädigung des CFK-Stabes festgestellt werden konnte, wer-



*Bild 11: Versagensbild nach einem Keilzugversuch  
[Foto: Michael Henke]*

Tabelle 5: Versuchsergebnisse der Keilzugversuche

Keil	Keillänge [mm]	empfohlener Durchmesser- bereich [mm]	Zahnsteigung [mm]	CFK- Stabtyp	maximale Zug- kräfte [kN]
Typ 1	43	7,8–8,3	1,0	sand	35,0 / 32,4
				spiral	56,3 / 51,7 / 36,3
Typ 2	36	6,9–7,4	1,5	sand	37,0
				spiral	41,5
		7,4–7,8	1,0	sand	46,2
				spiral	45,8
		7,8–8,3	1,5	spiral	27,1
Typ 3	68	7,9–8,2	1,0	sand	70,8 / 58,7
				spiral	72,2 / 52,4 / 62,0

den alle weiteren geplanten experimentellen Untersuchungen zum Zugstab mit Hilfe der Klemmverankerung realisiert. Dies umfasst zum einen Spannkrafteinleitungsversuche zur Bestimmung der Übertragungslänge, die derzeit vorbereitet werden, und zum anderen Bauteilversuche an vorgespannten Zugstäben zur Ermittlung des nichtlinearen Verformungsverhaltens.

## Literaturverzeichnis

- [1] HENKE, M.; FISCHER, O.: Leicht Bauen mit Beton – Räumliche filigrane Stabtragwerke aus ultrahochfestem Beton und CFK-Bewehrung. Bauingenieur 88 (2013), Heft 11, S. 453–462.
- [2] HENKE, M.; FISCHER, O.: DFG Schwerpunktprogramm „Leicht Bauen mit Beton“ – theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Verwendung neuartiger Materialien für stabförmige Tragglieder. Tagungsband zum 17. Münchener Massivbauseminar am 22.11.2013 in München, S. 29–37.
- [3] Homepage des SPP 1542: <http://spp1542.tu-dresden.de/> (abgerufen am 01.08.2014).
- [4] BUNJE, K.; DEHN, F.; DROLL, K.; FEHLING, E.; GREINER, S.; HORVATH, J.; KLEEN, E.; MÜLLER, C.; REINECK, K.-H.; SCHACHINGER, I.; SCHMIDT, M.; TEICHMANN, M.; TEUTSCH, M.; THIEL, R.; TJE, N. V.: DAFStb-Heft 561: Sachstandsbericht ultrahochfester Beton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton DAFStb, Heft Nr. 561, Berlin: Beuth Verlag, 2008.
- [5] SCHMIDT, A.; CURBACH, M.; HENKE, M.; FISCHER, O.: Formvariationen von Druckgliedern. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 11, S. 792–803.
- [6] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. 01/2011.
- [7] Homepage von Sireg S.p.A.: <http://www.sireg.it/> (abgerufen am 22.08.2013)

### **Formoptimierte filigrane Stäbe aus UHPC und korrosionsfreier CFK-Bewehrung für variable räumliche Stabtragwerke**

#### **Projektleiter**

Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Oliver Fischer

#### **Projektbearbeiter**

Michael Henke M.Sc.

#### **Projektlaufzeit**

07/2011 – 12/2014

#### **Web**

<http://www.mb.bgu.tum.de/>

# Entwurf und Herstellung von Faltwerken durch Faltung

Jan Dirk  
van der Woerd  
Rostislav Chudoba  
Josef Hegger

Lehrstuhl und  
Institut für Massiv-  
bau der RWTH  
Aachen University

Anlehnend an die japanische Papierfaltkunst Origami wurde ein Konzept für den Entwurf und die Herstellung von gefalteten Tragstrukturen aus zementbasierten Verbundwerkstoffen entwickelt. Die räumlichen Tragstrukturen werden durch Faltung von ebenen Elementen mit vorgegebenen Falmlinien hergestellt. Durch Modifikation der Faltmuster ist eine große Vielfalt an Formen erzielbar und lassen sich die Steifigkeitsverhältnisse gezielt beeinflussen.

Wegen der hohen Variabilität und der großen Anzahl von Freiheitsgraden der Faltstrukturen wurde eine numerische Simulationsplattform zur Unterstützung aller Phasen des Entwurfs und der Herstellung erstellt. Mit Modellen aus Textilbeton wurde eine Herstellmethodik entwickelt. Anhand des Entwurfs einer gefalteten Kuppel wird das Entwurfs- und Herstellkonzept demonstriert.

## 1 Motivation und Zielsetzung

Der in den Ingenieurwissenschaften zunehmend populäre Einsatz der Origami-Technik eröffnet neue Möglichkeiten zur Herstellung von effizienten Tragkonstruktionen [1, 2, 3, 4, 5]. In Verbindung mit leistungsfähigen, zementbasierten Verbundwerkstoffen bietet die Origami-Technik einen innovativen Ansatz für Entwurf und Realisierung von leichten tragenden Strukturen nach dem Prinzip *form follows force* des SPP 1542. Durch Parametrisierung und Modularisierung von gefalteten Elementen kann sowohl eine wirtschaftliche Fertigung als auch eine hohe Variabilität der erzielbaren Formen erreicht werden.

Aktuelle Entwicklungen im Bereich der zementbasierten Verbundwerkstoffe, wie z. B. textilbewehrte Tragstrukturen, ermöglichen erst die Umsetzung des Faltens im Massivbau. Durch den Einsatz von nicht-korrodierenden textilen Bewehrungsmaterialien aus alkaliresistentem Glas (AR-Glas) oder Carbon können extrem dünnwandige und schlanke Betonstrukturen hergestellt werden, da diese keine hohen Betondeckungen aus Dauerhaftigkeitsanforderungen benötigen [6, 7]. Neben den hohen charakteristischen Festigkeiten der verwendeten Bewehrungsmaterialien besitzen die flächigen Textilien die Eigenschaft, leicht biegsam zu sein, so dass diese die Funktion eines Liniengelenkes zwischen den starren Betonfacetten übernehmen können. Die grundsätzliche Wirkungsweise dieses Mechanismus ist in Bild 1 dargestellt.



Bild 1: Grundprinzip des Faltens von Beton [7]

Ober- und unterhalb der durchgängigen Bewehrung ist der Beton innerhalb einer Kante ausgespart und ermöglicht so eine Rotation. Nach dem Erreichen des gewünschten Winkels wird die Aussparung mit einem Mörtel verfüllt. Die Struktur ist nach dem Erhärten in der gefalteten Form fixiert. Mehrere dieser Faltkanten lassen sich zu Faltmustern kombinieren. Der Werkstoff Textilbeton führt somit nicht nur zu filigranen und leistungsfähigen Bauteilen, sondern ermöglicht auch neue Ansätze der Herstellung.

Durch die Zusammenführung der Origami-Technik und dem Falten von Beton entstand ein neuer Ansatz für den Tragwerksentwurf und die -herstellung. Ziel des Projekts ist die Bereitstellung einer Entwurfs- und Herstellmethodik, bei der räumliche Betonstrukturen durch das Falten von ebenen, mit einem Faltmuster versehenen dünnwandigen Elementen entstehen. Die Elemente werden mit einer einfachen, flachen Schalung erstellt und durch das Falten in eine komplexe, räumliche Struktur überführt. In Anlehnung an den japanischen Begriff Origami (ori = Falten, gami = Papier) wurde der im Projekt konzipierten Entwurfs- und Herstellmethodik zum Falten von Beton (concrete) der Name *Oricrete* gegeben [8].

## 2 Entwurfs- und Herstellmethodik

### 2.1 Oricrete-Toolkit

Der Zusammenhang zwischen dem Faltmuster und der entstehenden Form ist nur für einfache Fälle offensichtlich und erfordert eine gezielte Formfindungsanalyse. Ebenso sind für eine effiziente Herstellung Hebe- und Faltmaschinen zu entwerfen, welche eine exakte Steuerung des Faltvorgangs ermöglichen. Aus diesem Grund wurde eine computergestützte Simulationsplattform entwickelt, welche folgende Anwendungsaufgaben umfasst:

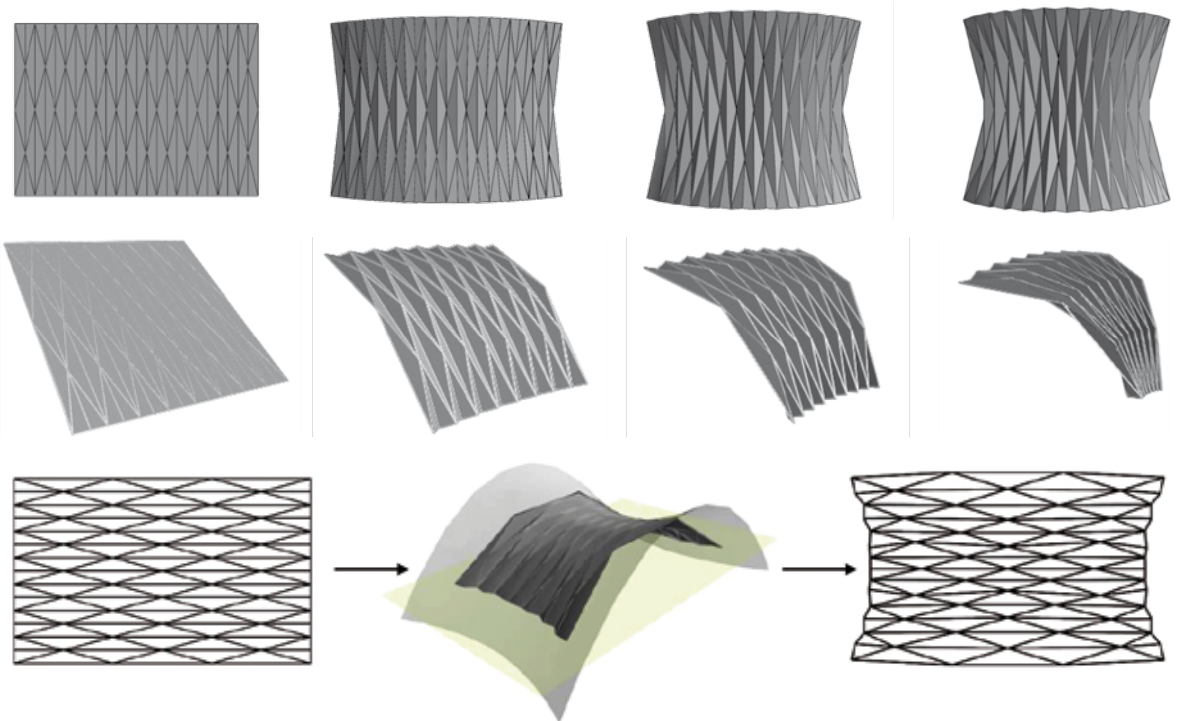
- Formfindung mit Hilfe von Optimierungsansätzen,
- Modellierung der Formgebung mittels eines Herstellungsapparates,
- Simulation des Tragverhaltens der gefalteten Struktur in ihrer Endkonfiguration.

Für die mit der Programmiersprache PYTHON implementierte Simulationsplattform wurde analog zur Bezeichnung der Entwurfs- und Herstellmethodik von zementbasierten Faltwerken der Name *Oricrete* gewählt. Nähere Details zur mathematischen Formulierung und Implementierung des numerischen Modells können [9, 10] entnommen werden. Die Funktionalität umfasst den gesamten Prozess des Tragwerksentwurfs und der Herstellung. Der Quelltext des *Oricrete*-Toolkits ist öffentlich zugänglich auf der Open-Source-Management-Plattform [www.github.com](http://www.github.com) [11]. Eine Online-Dokumentation mit Beispielen der Simulationsergebnisse und Animationen der simulierten Faltprozesse ist unter [www.oricrete.com](http://www.oricrete.com) [12] verfügbar.

### 2.2 Gestaltungsmöglichkeiten von Faltwerken

Mit den bereitgestellten Formfindungsanwendungen des *Oricrete*-Toolkits wurde eine Klassifizierung der möglichen Formgebungsprinzipien von gefalteten Strukturen für frei geformte Schalen durchgeführt [8]. Die Studien dokumentieren, dass die Form der gefalteten Schale durch drei Maßnahmen gezielt beeinflusst werden kann:

- Verteilung der Faltwinkel in der Endkonfiguration (Bild 2 oben und Mitte),
- eine Anpassung des Faltmusters unter Einhaltung bestimmter winkel- und längenbasierter Bedingungen (Bild 2 unten),
- eine Modularisierung der globalen Geometrie und Montage des Gesamttragwerks aus separat gefertigten Einzelsegmenten (Bild 7).



*Bild 2: Ungleichmäßige Faltung eines gleichmäßigen Faltmusters: Faltung zu einer doppelt gekrümmten symmetrischen Fläche [8] (oben);  
 Ungleichmäßige Faltung eines gleichmäßigen Faltmusters: Faltung zu einer schief doppelt gekrümmten Fläche [13] (Mitte);  
 Beispiel der Faltoptimierung für eine vorgegebene doppelt gekrümmte Zielfläche [13] (unten)*

Durch die Kombination dieser Gestaltungsprinzipien lassen sich freie Formen und Strukturen durch Variation der Faltmuster und durch Steuerung des Faltprozesses auf unterschiedliche Art und Weise realisieren.

### 2.3 Maschinelle Durchführung der Faltung

In der ebenen Form entspricht das Halbzeug einem kinematischen Mechanismus, der durch Bewegung in vertikaler Richtung vielfältige Formen annehmen kann.

Die Anzahl der Freiheitsgrade (engl.: degrees of freedom = DOF) einer ebenen Platte mit vorgegebenen Faltnlinien (im Folgenden als Oricrete-Platte bezeichnet) bestimmt sich zu

$$n_{DOF} = 3k - l$$

mit  $k$  = Anzahl der Knoten,  $l$  = Summe der Kanten und Falten.

Für eine gezielte maschinelle Umsetzung des Faltprozesses in die geplante Form wurden drei mögliche Ansätze identifiziert und untersucht:

- (1) Programmgesteuertes gleichzeitiges Anheben mehrerer Punkte des Faltmuster-Halbzeugs durch pneumatisch oder hydraulisch einzeln ansteuerbare Aktuatoren.



- (2) Mittiges Anheben des Halbzeugs über einen Kran mit einem kinematischen Adapter, der die vertikale Bewegung des Schwerpunktes in definierten Anteilen auf mehrere Punkte verteilt, so dass sich die richtige Faltform automatisch ergibt (Bild 3).
- (3) Anhebung des Halbzeugs am Rande entsprechend dem Hanging-cloth-reversed-Konzept (Formfindung unter Verwendung der Schwerkraft) [14] unter Verwendung von Seilen, die von unten durch die Faltkanten geführt und individuell gespannt werden können (Bild 4).

Die Kenntnis der genauen Lage der angesteuerten Punkte des Faltmusters während des Faltprozesses ist unabdingbar. Zur effizienten Planung und Umsetzung der maschinellen Faltung wurden die notwendigen Erweiterungen im Oricrete-Toolkit implementiert.

Für die Variante (1) mit individuell ansteuerbaren Aktuatoren kann das entwickelte Modell die notwendigen Positionsdaten liefern. Diese Variante wurde jedoch nicht weiter verfolgt, da die Investitionskosten sehr hoch gewesen wären und sich die Varianten (2) und (3) bei entsprechender theoretischer Grundlage und modellbasierter Unterstützung mit einfacheren Mitteln realisieren lassen.

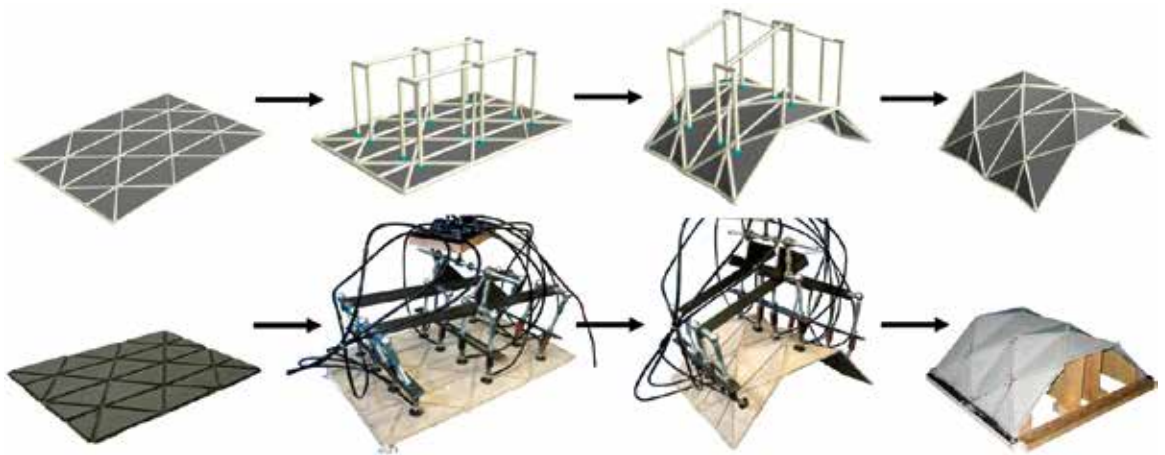


Bild 3: Studie zur maschinellen Faltung mit einem kinematischen Kranadapter (Variante (2)): Oben: Simulation des Faltprozesses; unten: konstruktive Umsetzung mit pneumatischen Saugknöpfen

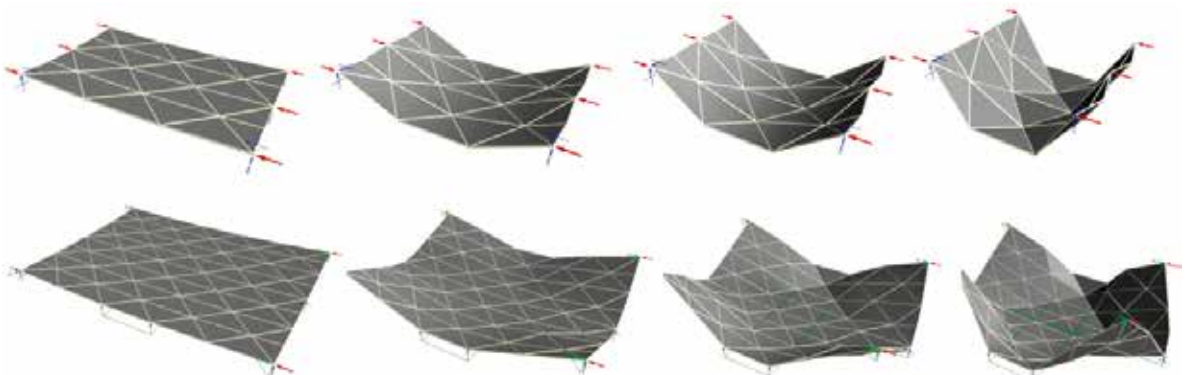


Bild 4: Hanging-cloth-Simulation (Variante (3)): oben: Anhebung und Verschiebung der Kanten nach innen; unten: Anhebung und Verschiebung der Eckknoten nach innen [9]

Für die Variante (2) eines Kranadapters wurden mithilfe der Simulationsplattform mehrere Varianten der kinematischen Konstruktion untersucht und ausgewertet. Basierend auf den numerischen Untersuchungen wurde ein kinematischer Kranadapter mit pneumatischen Saugnäpfen konstruiert und zur Faltung einer ebenen Textilbetonplatte mit Yoshimura-Faltpattern in eine Bogenform verwendet (Bild 3) [15].

Für die Variante (3), das Anheben und Verschieben der Kanten bzw. Eckpunkte, wurde die im Oricrete-Toolkit verfügbare Bedingung der starren Faltung mit der Zielfunktion der minimalen potenziellen Energie kombiniert. Bild 4 zeigt zwei Beispiele der Simulation des graduell auf den gegenüberliegenden Außenkanten bzw. in den Eckknoten abgehängten Faltpatterns. Die Steuerung des Faltprozesses erfolgt alleine durch die Ausnutzung des Eigengewichts des betonierten Halbzeugs.

Die Untersuchungen zeigen, dass die Kombination der Varianten (2) und (3) eine einfach realisierbare Methodik zur Herstellung von gefalteten Strukturen im größeren Maßstab ohne aufwändiges Equipment darstellt. Dieser Ansatz soll in der zweiten Projektphase weiter verfolgt werden.

## 2.4 Verguss der Fugen

Im gefalteten Zustand wird die Faltwerksform durch das Vergießen der Faldfugen fixiert (Bild 1). Zur Identifizierung von geeigneten Vergussmaterialien wurde ein Screening der verfügbaren Produkte durchgeführt. Mit den identifizierten Materialkomponenten wurden verschiedene kleinmaßstäbliche Elemente und mehrere Tragstrukturen hergestellt und untersucht.

## 2.5 Analyse des Tragverhaltens

Zur Analyse des Tragverhaltens gefalteter Tragstrukturen können die mit der Simulation ermittelten Geometriedaten der Endkonfiguration (z. B. Bild 2) als Eingabe für eine FE-Simulation genutzt werden. Die bestehende Kopplung des Oricrete-Toolkits mit einer FE-Software (Abaqus und Infograph) liefert wichtige Hinweise für ein tieferes Verständnis der Zusammenhänge zwischen den Parametern des Faltpatterns und seiner Tragwirkung.

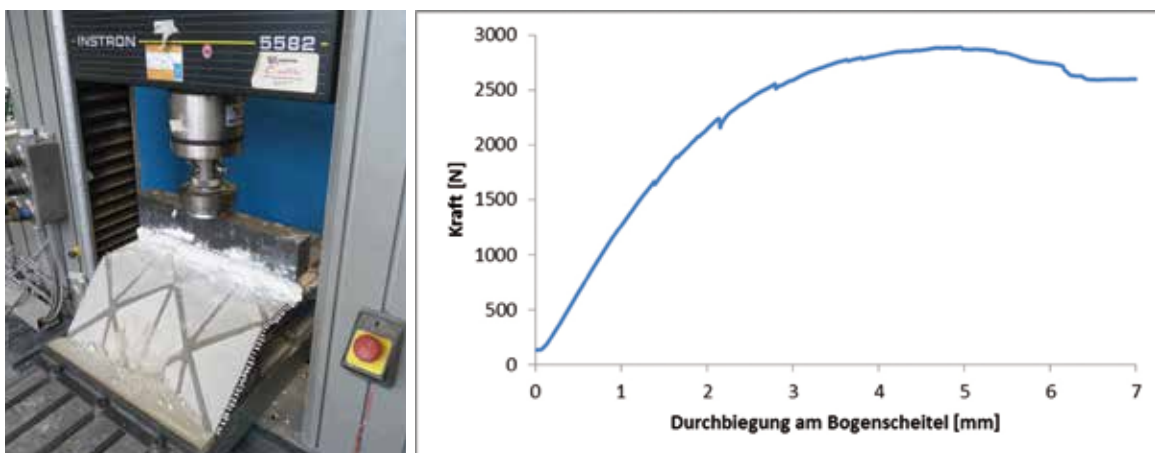
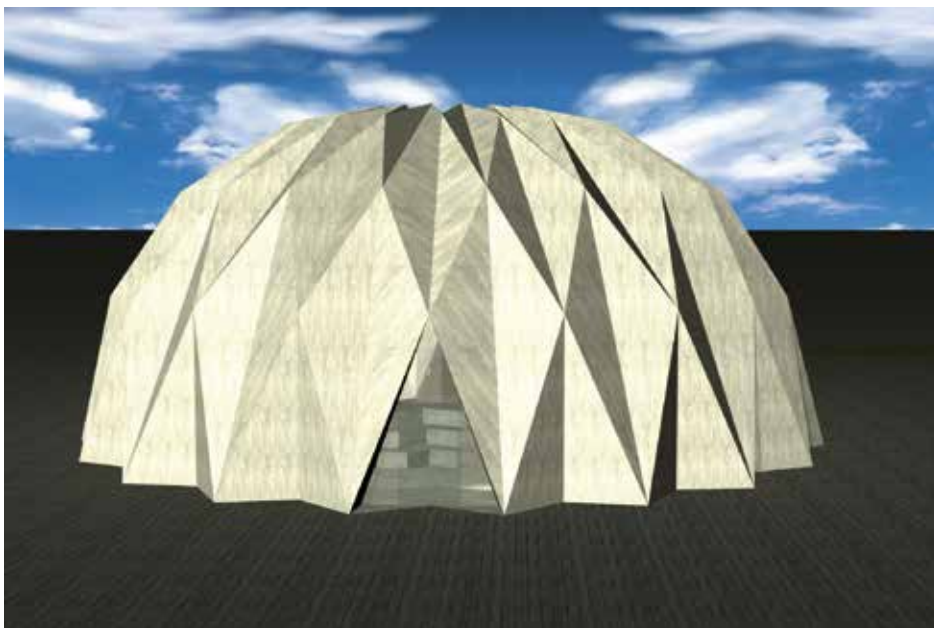


Bild 5: Experimentelle Untersuchung des Tragverhaltens eines einfach gekrümmten Bogens: Versuchsaufbau und Kraft-Verformungskurve des Versuchs [Foto: Jan Dirk van der Woerd]



*Bild 6:  
Entwurf Ori-  
dome – Ansicht  
außen [17]*

Auch experimentelle Untersuchungen an einfach gekrümmten Bögen mit unterschiedlichen Facettierungen und Faltungshöhen wurden durchgeführt. Der in Bild 5 gezeigte Bogen überspannt eine Länge von 51 cm und hat eine Dicke von 8 mm. Er versagte bei einer Last von 2880 N.

### 3 Anwendungsbeispiel Oridome: Konzept für eine gefaltete Kuppel

#### 3.1 Einleitung

Die in den vorherigen Abschnitten dargestellte Entwurfs- und Herstellmethodik wurde für die Realisierung einer gefalteten Kuppel im Modellmaßstab verwendet [16, 17]. Mit dem Einsatz der Oricrete-Methodik bei der Realisierung des Oridome bezieht sich der Begriff des Faltens nicht ausschließlich auf die endgültige Form des Tragwerks als Faltwerk, sondern integriert die Faltung in den Herstellprozess. Die resultierende Struktur erhält damit zu Recht die Bezeichnung „Faltwerk“.

#### 3.2 Tragwerkskonzept und Herstellung

Mit dem Oridome wird der Entwurf einer leichten und filigranen Faltwerkkuppel vorgestellt, die bezüglich der Nutzung vielfältig und bezüglich der Form vielfältig ist (Bild 6 und Bild 11). Als Material für die Umsetzung wird Textilbeton gewählt.

Bei der Konstruktion des Oridome ist die Struktur gleichzeitig Gebäudehülle und Tragwerk. Das Tragwerk zeichnet sich aufgrund der globalen Form durch einen sehr günstigen Lastabtrag vorwiegend über Membrankräfte aus. Durch die Faltungen ist die Kuppel deutlich steifer und unempfindlicher gegenüber Momentenbeanspruchungen, die durch unsymmetrische Lasten hervorgerufen werden.

Die Geometrie der Kuppel soll aus zwanzig gleichartigen Segmenten zusammengesetzt werden. Die Segmentierung ermöglicht eine Serienproduktion im Fertigteilwerk.

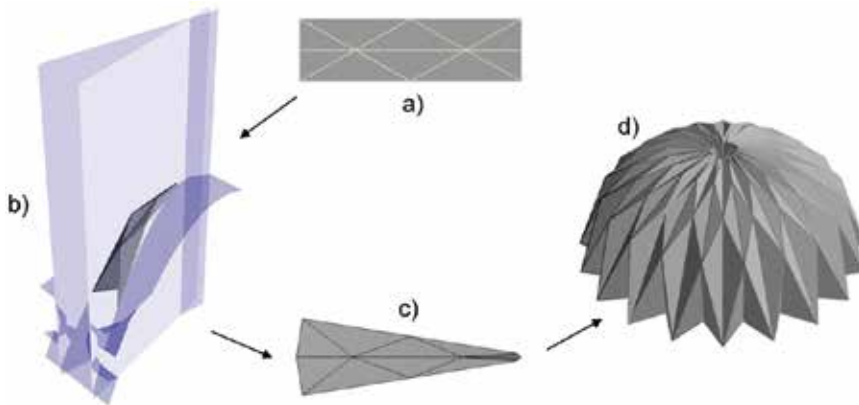


Bild 7: Entwurf des Faltmusters für die Herstellung des Oridome:  
 a) Ausgangsmuster; b) Formfindungsprozess; c) angepasstes Faltmuster; d) Kuppel gefügt aus 20 Segmenten [17].

Als Ausgangsfaltmuster wurde das Yoshimura-Muster gewählt und verändert. In einer innerhalb des Projektes entstandenen Arbeit bearbeiteten die Studenten CHRISTIANE BONGARDT und MICHAEL KOLODZIE den architektonischen Entwurf der Kuppel, beschrieben den Herstellansatz und stellten ihn bildlich dar. Die Arbeit wurde mit dem Architekturpreis des TUDALIT e.V. 2013 ausgezeichnet [18].

### 3.3 Planung des Oridome unter Verwendung der Oricrete-Simulationsplattform

#### 3.3.1 Formfindung

Mit der Hilfe der *Oricrete*-Simulationsplattform wird das Faltmuster für ein einzelnes Segment aus einem rechteckigen Yoshimura-Faltmuster mit 2 x 1 Elementen ermittelt (Bild 7). Als erster Schritt wird die doppelt gekrümmte Zielfläche definiert, die als dunkel lilafarbene Fläche in Bild 7 b dargestellt ist. Eine zweite doppelt gekrümmte Zielfläche (nicht angezeigt) wird parallel zu der ersten Fläche mit einem bestimmten Abstand, welche der gewünschten Falthöhe entspricht definiert. Die Knotenpunkte des Faltmusters werden entweder an die untere oder die obere Fläche angeheftet. Um den kontinuierlichen Anschluss der Einzelsegmente untereinander ohne klaffende Fugen zu gewährleisten, werden seitlich zwei vertikale Begrenzungsflächen, dargestellt als helllilafarbene Flächen in Bild 7 b, definiert. Nach der Definition der Zielflächen und der Kompatibilitätsbedingungen passt sich das gewählte Grundmuster im Optimierungsprozess der Zielfläche an, was ebenfalls in Bild 7 b zu sehen ist. Im Bild 7 c ist das aus dem Optimierungsprozess resultierende Faltmuster im abgewickelten Zustand dargestellt. Aus ebenen Oricrete-Platten mit dem so ermittelten Faltmuster können die Einzelsegmente starr gefaltet und zur Gesamtstruktur gefügt werden, wie Bild 7 d zeigt.

#### 3.3.2 Analyse des Tragverhaltens

Um die Trageigenschaften des Oridome zu untersuchen wurde über die Schnittstelle der Oricrete-Simulationsplattform die Geometrie in ein FE-Programm übertragen. Als Beispiel wird eine Parameterstudie der gefalteten und segmentierten Kuppel in Bild 8 mit einem Vergleich der Hauptmomente für 20, 40 und 60 Segmente gezeigt. Weiter wurden die maximalen Verformungen unter einer vertikalen Last berechnet um die Steifigkeitsverteilung der drei betrachteten Segmentationen zu vergleichen. Wie erwartet nimmt die Steifigkeit der Struktur bei einer steigenden Anzahl von Segmenten zu und nehmen die Biegemomente ab.

#### 3.3.3 Bau des Oridome im Modellmaßstab

Der Entwurf des Oridome wurde im verkleinerten Maßstab umgesetzt. Für die Herstellung der ebenen Oricrete-Platten, wurde auf Basis des Simulationsergebnisses




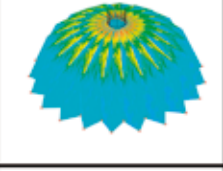
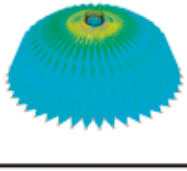
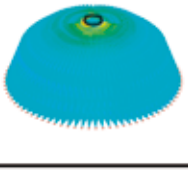
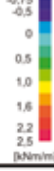
Anzahl der Segmente	$n = 20$	$n = 40$	$n = 60$	
Finite-Element-Modell				
Verteilung der Hauptmomente $m_1$				
max $m_1$	2,43 kNm/m	1,75 kNm/m	1,00 kNm/m	
Maximale vertikale Verformung $u_z$	2,1 mm	1,8 mm	1,3 mm	

Bild 8: Untersuchung Steifigkeitsverhältnisse des Oridome: Parameterstudie [9]

eine wiederverwendbare Schalung gebaut. Sie besteht aus mehreren Ebenen; für die Aussparungsleisten wurden Metallprofile verwendet. Aufgrund der geringen Plattendicken erhärtete der Feinbeton sehr schnell und die Produktion von zwei Platten täglich war möglich. Eine fertige Platte ist links in Bild 9 dargestellt.

Als nächster Schritt muss die Oricrete-Platte gefaltet werden. Aufgrund der relativ kleinen Abmessungen von  $64,5\text{ cm} \times 22\text{ cm}$  konnten die Platten des Oridomes manuell mit Hilfe der in der Mitte von Bild 9 gezeigten Unterstützungskonstruktion in Form gebracht werden. Die Unterstützungskonstruktion besteht aus einzelnen Spanten, welche die endgültige Form des Segmentes wiedergeben. Ihre Geometrie wurde mit Hilfe der Simulationsplattform ermittelt. Nach dem Erhärten des Verfugungsmörtels ist das Segment fertig für die Montage (Bild 9, rechts). Die aus 20 Segmenten fertiggestellte Kuppel hat eine Höhe von 40 cm und einen Durchmesser von 120 cm (Bild 10).



Bild 9: Herstellung des Oridome im Modellmaßstab: Platte mit Faltmuster (links); manuelle Faltung mit Hilfe einer Unterstützungskonstruktion (Mitte); fertiges Segment nach der Verfugung der Faltkanten (rechts) [16]



Bild 10: Oridome, gefügt aus 20 Segmenten im Modellmaßstab [16]

## 4 Zusammenfassung und Ausblick

Inspiziert von der japanischen Papierfaltkunst Origami wurde eine Methodik für den Entwurf und die Herstellung von Tragstrukturen durch Faltung entwickelt. In Kombination mit flächig bewehrten zementbasierten Verbundwerkstoffen wie Textilbeton ermöglicht das Faltkonzept die Realisierung von dünnwandigen, frei

geformten dreidimensionalen Faltwerken, die trotz komplexer Geometrie wirtschaftlich hergestellt werden können. Für den Entwurf und die Herstellung wurde eine Simulationsplattform entwickelt, die den Faltprozess als mathematische Optimierungsaufgabe erfasst. Mit dem Beispiel des Konzeptes für eine gefaltete Kuppel wurde eine mögliche Anwendung aufgezeigt. Die entstehenden Strukturen können nicht nur als eigenständige Tragwerke, sondern z.B. auch als verlorene Schalung oder bei der Gestaltung von Fassaden- und Hüllsystemen eingesetzt werden.

## Danksagung

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft für die finanzielle Unterstützung des Projektes CH 276/3-1 im Rahmen des Schwerpunktprogramms 1542 *Leicht Bauen mit Beton*.

## Literatur

- [1] TARNAI, T.: Origami in structural engineering. In: KUNIEDA, H. (Hrsg.): Proceedings of the International Symposium on Theory, Design and Realization of Shell and Spatial Structures, 09.–13.10.2001 in Nagoya, Japan, S. 298–299.
- [2] SORGUC, A.; HAGIWARA, I.; SELCUK, S.: Origamics in architecture: a medium of inquiry for design in architecture. METU Journal of the faculty of architecture 26 (2009), Heft 2, S. 235–247.
- [3] TRAUTZ, M.; AYOUBI, M.: Das Prinzip des Faltens in Architektur und Ingenieurbau. Bautechnik 88 (2011), Heft 2, S. 76–79.
- [4] HERKRATH, R.; TRAUTZ, M.: Starre Faltungen als Leichtbauprinzip im Bauwesen. Bautechnik 88 (2011), Heft 2, S. 80–85.
- [5] BURI, H.: Origami-Faltkunst für Tragwerke. Detail (2010), Heft 10, S. 1066–1069.
- [6] SCHOLZEN, A.; CHUDOBA, R.; HEGGER, J.: Dünnwandiges Schalentragsystem aus textilbewehrtem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 11, S. 767–776.
- [7] EHLIG, D.; SCHLADITZ, F.; FRENZEL, M.; CURBACH, M.: Textilbeton – Ausgeführte Projekte im Überblick. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 11, S. 777–785.
- [8] VAN DER WOERD, J. D.; CHUDOBA, R.; SCHOLZEN, A.; HEGGER, J.: Oricrete – Eine Entwurfs- und Herstellmethodik für dünnwandige Faltwerke aus zementbasierten Verbundwerkstoffen. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 11, S. 774–782.

- [9] CHUDOBA, R.; VAN DER WOERD, J. D.; HEGGER, J.: Numerical modeling support for form-finding and manufacturing of folded plate structures made of cementitious composites using origami principles. In: Proceedings of Euro-C 2014 – Computational Modelling of Concrete and Concrete Structures, 24.–27.03.2014 in St. Anton am Arlberg, Österreich.
- [10] CHUDOBA, R.; VAN DER WOERD, J. D.; SCHMERL, M.; HEGGER, J.: ORICRETE: Modeling support for design and manufacturing of folded concrete structures. *Advances in Engineering Software* 72 (2013), Heft 6, S. 119–127.
- [11] oricrete simulation platform: <http://github.com/simvisage/oricrete> (18.08.2014).
- [12] oricrete documentation: [www.oricrete.com](http://www.oricrete.com) (18.08.2014).
- [13] VAN DER WOERD, J. D.; CHUDOBA, R.: Gestaltung von dünnwandigen faltwerken aus zementbasierten Verbundwerkstoffen nach der Oricrete-Methodik. In: BREITENBÜCHER, R.; MARK, P. (Hrsg.): Beiträge zur 1. DAfStb-Jahrestagung mit 54. Forschungskolloquium in Bochum, 07.–08.11.2013, Ruhr-Universität Bochum, 2013, S. 77–82.
- [14] CHILTON, J.: HEINZ ISLER'S Infinite Spectrum: Form-Finding in Design. *Archit Design* 80 (2010), Heft 4, S. 64–71.
- [15] VAN DER WOERD, J. D.; CHUDOBA, R.; HEGGER, J.: Singly-curved shell structure made of textile-reinforced concrete plate using a folding technique. In: OBRĘBSKI, J.; TARCZEWSKI, R. (Hrsg.): Beyond the limits of man – Proceedings of the IASS Symposium 2013, 23.–27.09.2013 in Breslau, Polen, S. 342 (Kurzfassung), Langfassung auf CD-ROM.
- [16] VAN DER WOERD, J. D.; BONGARDT, CH.; KOŁODZIE, M.; CHUDOBA, R.; HEGGER, J.: Oridome – Das Prinzip der Vielfältigkeit: Konzept für eine gefaltete Kuppel aus Textilbeton. *BWI BetonWerk International* (2014), Heft 1, S. 30–38.
- [17] VAN DER WOERD, J. D.; CHUDOBA, R.; HEGGER, J.: Oridome: Construction of a dome by folding. In: BRASIL, R.; PAULETTI, R. (Hrsg.): Shells, Membranes and Spatial Structures: Footprints – Proceedings of the IASS-SLTE 2014 Symposium, 15.–19.09.2014 in Brasília, Brasilien (zur Veröffentlichung angenommen).
- [18] OFFERMANN, P.: Oridome – das Prinzip der Vielfältigkeit ; Zwei Studenten aus Aachen Sieger beim 5. Architekturwettbewerb. *TUDALIT-Magazin* (2013), Nr. 9, S. 4.

### **Dünnwandige faltwerke aus zementbasierten Verbundwerkstoffen**

#### **Projektleiter**

Dr.-Ing. Rostislav Chudoba  
Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

#### **Projektbearbeiter**

Dipl.-Ing. Jan Dirk van der Woerd

#### **Projektlaufzeit**

07/2011 – 06/2014

#### **Web**

<http://www.imb.rwth-aachen.de>

# Deckentragwerke aus geschichteten Betonen – leicht und effizient

Michael Frenzel  
Manfred Curbach

Institut für  
Massivbau,  
Technische  
Universität Dresden

Betondeckenplatten sind material- und energieintensive Biegetragwerke, wenn sie – wie derzeit üblich – ebenflächig und aus einer Betonsorte hergestellt werden. Während der Projektlaufzeit wurde untersucht, in welcher Höhe das Eigengewicht und der Verbrauch an natürlichen Ressourcen reduziert werden kann, indem verschiedene, leistungsfähige Betonsorten sowohl über die Plattenhöhe als auch entlang ihrer Tragrichtung kraftflussgerecht angeordnet werden. Der Schwerpunkt der Forschung lag dabei auf der Entwicklung geeigneter Berechnungsmodelle, der Analyse maßgebender Versagensarten und der experimentellen Nachweisführung an einachsig gespannten, dreischichtigen klein- und großformatigen Deckenplatten.

## 1 Theoretische Untersuchungen

### 1.1 Allgemeines

Bei Deckenplatten des üblichen Hochbaus kommen hauptsächlich Voll- oder Plattenbalkenquerschnitte mit konstanter Höhe zum Einsatz, da sie sehr wirtschaftlich hergestellt werden können. Diese Ausführung ist jedoch aus statischer Sicht sehr ineffizient, weil der bewehrte Beton nur an wenigen Stellen sowohl in Haupttragrichtung als auch über die Deckenhöhe voll ausgenutzt ist. Mit einer gleichmäßigeren Ausnutzung können Material und Gewicht und damit natürliche Ressourcen gespart werden. Dazu wurden zwei grundlegende Ansätze verfolgt:

1. Querschnittsoptimierung: höherfeste Betone werden in dünnen Deckschichten in besonders druck- und zugbeanspruchten Bereichen eingesetzt. Sie nehmen vorwiegend die Kräfte aus der Biegebeanspruchung auf und sichern den Verbund mit der Tragbewehrung. Gering tragfähige, leichte Betone werden im mittleren Bereich, der wenig durch Zug und Druck beansprucht wird, angeordnet. Zur Übertragung von Schubkräften wurde, wie bei Deckenplatten gebräuchlich, keine Querkraftbewehrung vorgesehen. Die aufnehmbaren Kräfte in der Grenzschicht zweier Betonsorten hängen von der Haftzug- und Haftscherfestigkeit der Verbundfuge ab.

2. Formoptimierung: Die Trägerhöhe wird in Haupttragrichtung kraftflussgerecht verändert, so dass das Material in Deck- und Kernschichten gleichmäßig ausgenutzt ist. Aus funktionalen Gründen kann jedoch lediglich die Plattenunterseite angepasst werden – die Oberseite verläuft horizontal.

Unter Berücksichtigung der beiden Ansätze wurden zunächst verschiedene Einfeldträger analysiert, um die möglichen Gewinne quantitativ aufzuzeigen und geeignete Betonsorten zu bestimmen.

### 1.2 Betrachtungen am Einfeldträger – Wahl geeigneter Betonsorten

FRENZEL [1] und FRENZEL & KAHNT [2] zeigen rechnerisch am Beispiel einer gewöhnlichen einfeldrigen Platte mit einer Spannweite von 5,0 m die möglichen Gewichts- und Res-



sourcenersparnis. Hierzu wurden besonders die Vorgaben aus dem Eurocode 2 [3] zu der zulässigen Verformung von maximal 10 mm im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) und der abzutragenden Last von 4 kN/m<sup>2</sup> im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) berücksichtigt.

Bild 1 stellt das Tragverhalten von parallelgurtigen Platten aus Normalbeton C20/25 (Nr. 1), konstruktivem Leichtbeton LC20/22 (Nr. 2), einer parallelgurtig und formoptimierten Platte aus LC20/22 und Infraleichtbeton (ILC – in Anlehnung an [4], Nr. 3 und 4) sowie aus C20/25 und Porenleichtbeton (Nr. 5) einander gegenüber.

Tabelle 1 zeigt die iterativ numerisch ermittelten Plattenhöhen h, statischen Höhen d, erforderlichen Bewehrungsmengen a<sub>s</sub> und die mögliche Gewichtsreduzierung für die verschiedenen Varianten. Bei der kraftflussgerecht ausgebildeten Platte Nr. 4 aus konstruktiven Leichtbetonen betragen das Gewicht lediglich 51 % und der Stahlbedarf 58 % der Referenzplatte.

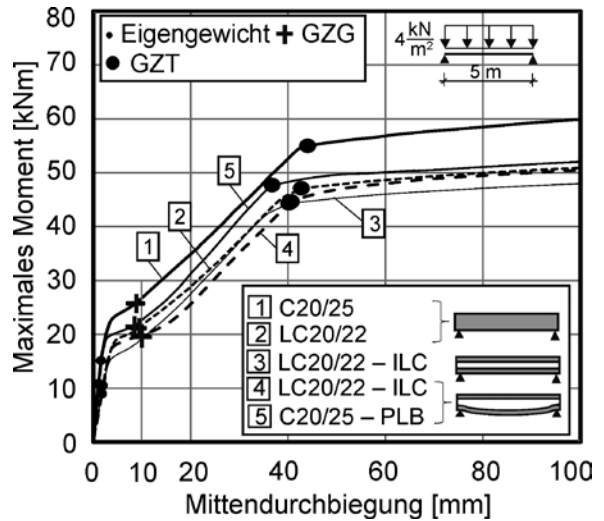


Bild 1: Tragverhalten verschiedener querschnitts- und formoptimierter Platten [2] mit einer Verkehrslast von 4 kN/m<sup>2</sup> und zulässiger Verformung von 10 mm im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Stahl- und Gewichtsgewinne geschichteter, einfeldriger Platten im Vergleich zur Referenzplatte Nr. 1 [2]

Platte Nr.	Trägerhöhe h [mm]	statische Höhe d [mm]	Bewehrungsmenge a <sub>s</sub>		Eigengewicht g	
			[cm <sup>2</sup> /m]	[%]	[t/m]	[%]
1	210	185	5,61	100	2,40	100
2	240	210	4,36	78	1,74	73
3	260	230	3,74	67	1,42	59
4	310	280	3,27	58	1,23	51
5	310	285	3,27	58	1,49	62

Zur Beurteilung der Ersparnis an natürlichen Ressourcen ist besonders die Betonzusammensetzung von großer Bedeutung. Um die Gewinne bestimmen zu können, wurden ökobilanzielle Betrachtungen zu den verschiedenen Betonsorten durchgeführt. Bilanziert wurde der Rohstoffabbau einschließlich der Materialaufbereitung bis zum Mischvorgang im Betonwerk. Maßgebende Parameter zur Beurteilung der Ressourcenersparnis und des Umwelteinflusses sind z. B. der Bedarf an Primärenergie und der CO<sub>2</sub>-Ausstoß. Zur Bilanzierung des Primärenergiebedarfes (PE) der berechneten Platten wurden die Ökobilanzdatensätze aus der Software GaBi 4 PE INTERNATIONAL [5] verwendet. FRENZEL & KAHNT [2] stellen Betonrezepturen vor, die die benötigten und rechnerisch angesetzten Betonfestigkeiten und -steifigkeiten aufweisen und stellen beispielhaft für den Primärenergiebedarf die verschiedenen Betonsorten und Plattenausführungen einander gegenüber (Bild 2 und 3). Es ist ersichtlich, dass konstruktive Leichtbetone, wie der im Projekt betrachtete LC20/22, und Infraleichtbeton unter Verwendung von üblichen Blähtonzuschlägen deutlich mehr Energie pro Kubikmeter benötigen als Normal- und Porenleichtbetone (PLB). Damit sind geschichtete Deckenelemente in der Kombination C20/25 – PLB zur Einsparung von Ressourcen zu bevorzugen.

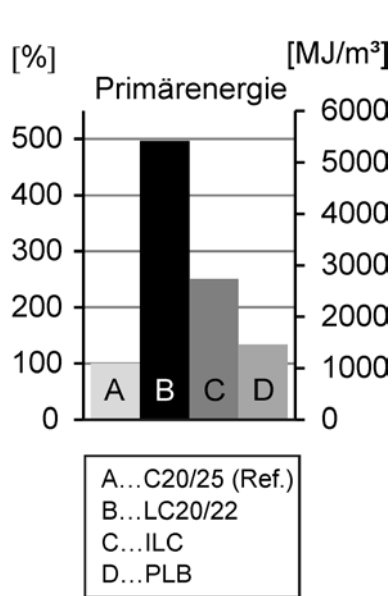


Bild 2: Primärenergieverbrauch der betrachteten Betonsorten [2]

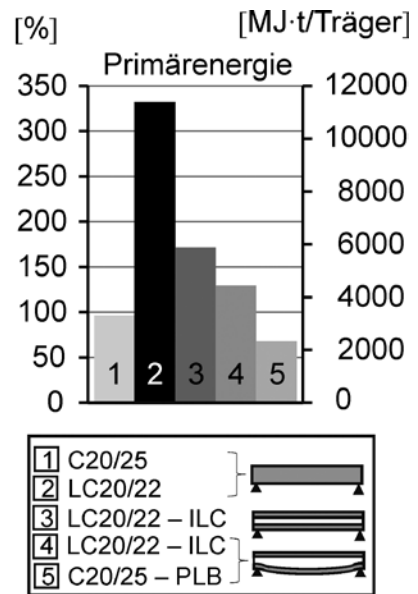


Bild 3: Gewichtsbezogener Primärenergieverbrauch geschichteter Deckenelemente [2]

Zusammengefasst wurde in FRENZEL [1] und FRENZEL & KAHNT [2] durch die Querschnitts- und Formoptimierung gezeigt, dass:

- Betone geringer Festigkeitsklassen (Druckfestigkeit  $\sim 20 \text{ N/mm}^2$ ) für Deckschichten ausreichend tragfähig sind,
- mit konstruktiven Leichtbetonen das Plattengewicht bis auf 51 % und die benötigte Stahlmenge bis auf 58 % der Referenzplatte reduziert werden kann,
- gewichtsverminderte Träger nicht zwangsläufig schlanker sind, da leichte Kernbetone einen geringeren Elastizitätsmodul und damit größere Verformungen als Normalbetone aufweisen bzw. Steifigkeitsveränderungen durch veränderliche Querschnittshöhe zu einer partiell größeren Bauteildicke führen,
- die Querschnittsoptimierung zu einer deutlich höheren Einsparung von Stahl und Gewicht führt als die Formoptimierung (dies zeigt vor allem der Vergleich der Platte Nr. 3 mit Nr. 4),
- bei den Materialien für die Tragschichten der konstruktive Leichtbeton LC20/22 etwa das 5-Fache des Normalbetons C20/25 und bei den betrachteten Materialien für die leichte Kernschicht der Infralichtbeton etwa das Doppelte an Primärenergie des Porenleichtbetons bedarf,
- der formoptimierte, geschichtete Träger aus C20/25 und Porenleichtbeton (Nr. 5) auf das Trägergewicht bezogen etwa nur 60 % des Referenzträgers an Primärenergie benötigt (Bild 3). Bei dieser Materialkombination lässt sich das Gewicht auf 62 % des Referenzträgers reduzieren (Tabelle 1).

Auf Grundlage dieser Ergebnisse wurden für experimentelle Untersuchungen an geschichteten Platten die ressourcensparende Kombination C20/25 – PLB und die minimalgewichtige Anordnung LC20/22 – ILC weiterverfolgt.

### 1.3 Entwicklung eines Verfahrens zur Querschnitts- und Formoptimierung

Während der Projektlaufzeit wurde ein Verfahren zur Querschnitts- und Formoptimierung geschichteter Träger entwickelt. Dabei werden Schnittgrößen, Verdrehungen und Verschiebungen nach allgemein bekannten Kraftgrößenverfahren der Baustatik nach Theorie I. Ordnung bestimmt. Bild 4 zeigt das statische System des berechneten Deckenelementes. Aufgrund der zur Feldmitte und zur Stützenachse symmetrischen Geometrie und Belastung lassen sich die Berechnungen an einer Hälfte eines Deckenfeldes durchführen. Durch Veränderung des Einspanngrades  $k_\varphi$  können Einfeldträger ( $k_\varphi = 0$ ) und Endlosdurchlaufträger ( $k_\varphi = \infty$ ) sowohl unter Eigengewicht und Streckenlast  $q$  als auch unter symmetrisch zur Feldmitte angeordneten Einzellasten  $Q$  kraftflussgerecht geformt werden. Zur Berechnung wird der Träger in  $n$  endliche Abschnitte eingeteilt, die gleiche oder unterschiedliche Längen  $l_s$  aufweisen. Durch die flexible Diskretisierung können besonders sensible Stellen, wie z. B. Bereiche von Querkraftsprüngen oder Momentennullpunkten, mit der notwendigen Genauigkeit untersucht werden.

Der beidseitig gelenkige Einfeldträger wurde als statisch bestimmtes Grundsystem zur Ermittlung der statisch Unbestimmten (Einspannmoment) gewählt, die mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Kräfte berechnet wird. Es ist dabei zu beachten, dass die zu bestimmende Relativverschiebungsgröße  $\delta_{ik}$  aufgrund ihrer (vereinfachten) Berechnung mit

$$\delta_{ik} = \sum_s^n \frac{1}{EI_s} \int_0^{l_s} M_i M_k dx$$

von den Elementbiegesteifigkeiten  $EI_s$  und den Momentenverläufen bzw. -werten abhängig ist, die sich während des Formfindungsprozesses verändern. Damit sind iterative Berechnungen zur Findung der optimalen Form notwendig. Unter Zuhilfenahme numerischer Integrationsmethoden, wie z. B. der GAUSS'schen Quadraturformel, kann das aufgeführte Integral ausreichend genau gelöst werden. Es können damit jedoch nur bestimmte Integrale gelöst werden, d. h. die Form- und Querschnittsoptimierung kann nur für klar definierte Problemstellungen durchgeführt werden. Allgemeingültige Lösungen sind nicht möglich.

In dem Berechnungsverfahren kann zudem berücksichtigt werden, ob die Optimierung und Schnittgrößenermittlung an einer ungerissenen, einer teilweise oder einer komplett gerissenen Platte erfolgt. Entsprechend werden die Elementbiegesteifigkeiten entlang der Trägerlängsachse angepasst und die daraus resultierenden Einwirkungen bestimmt. Dem entgegen sind die möglichen Querschnittswiderstände zu definieren. Hier wurden die vier maßgebenden Nachweise zur Biegezug-, Schub- und Fugentragfähigkeit sowie der zulässigen Verformungen auf Gebrauchslastniveau erfasst. Grundsätzlich wurden die in den aktuellen Normen (besonders dem Eurocode 2 [3]) verankerten analytischen (für Biegezug) und empirischen Modelle (für Schub- und Fugentragfähigkeit) in das Berechnungsverfahren eingebunden. Dabei kann auch gewählt werden, ob die Formfindung ohne oder unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitskonzeptes durchgeführt wird. Die Implementierung des Verfahrens erfolgte in einem herkömmlichen Tabellenkalkulationsprogramm. Für den Optimierungsprozess können unterschiedliche Zielgrößen bzw. -funktionen definiert werden, wie z. B. minimales Gewicht oder Volumen, Ausnutzungsgrad der einzelnen Nachweise oder minimaler Verbrauch natürlicher Ressourcen. Für die endgültige Trägergeometrie wurde ein gradientenbasiertes Optimierungsverfahren gewählt.

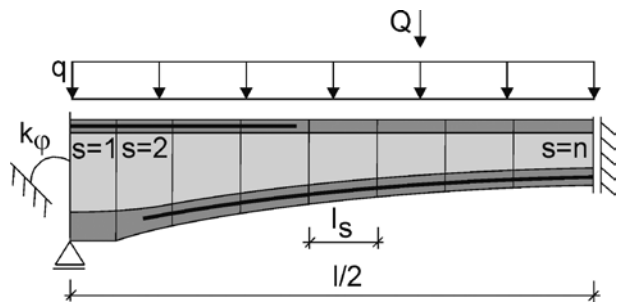


Bild 4: Modell für die Berechnung querschnitts- und formoptimierter Tragglieder

Um die Eignung des entwickelten Berechnungsverfahrens und die daraus resultierenden Ergebnisse zu überprüfen, wurden großformatige Träger – als Ausschnitte aus endlos durchlaufenden Platten – berechnet. Sie werden in der derzeit noch andauernden Abschlussphase der Projektphase I hergestellt und geprüft, siehe Kapitel 2.3.

## 2 Experimentelle Untersuchungen

Die Schwerpunkte der experimentellen Untersuchungen lagen auf der Bestimmung der Fugentragfähigkeit an Schubkörpern und der Analyse des Tragverhaltens kleinformatiger, parallelgurtig geschichteter Platten sowie querschnitts- und formoptimierter Großträger.

### 2.1 Untersuchung der Fugentragfähigkeit

Die Tragfähigkeit von geschichteten Deckenelementen ist signifikant von der schubsteifen Verbindung der Deck- und Kernschichten abhängig. Aus diesem Grund wurden die gewählten Betonsorten kombiniert und kleinteilige Versuche an geschichteten Prüfkörpern durchgeführt. Der Wahl einer geeigneten Prüfkörperform und des Versuchsaufbaus kam dabei besondere Bedeutung zu, wie beispielsweise ULAGA [6] und HORSTMANN [7] schon gezeigt und diskutiert haben.

Für die Bestimmung der Haftscherfestigkeit wurden doppelt symmetrische, statisch bestimmt gelagerte Druck-Druck-Körper in Anlehnung an die DIN EN 1052-3 [8] verwendet (Bild 5), da sie im Vergleich zu anderen bekannten Versuchsaufbauten, einfach und unter klar definierten statischen Verhältnissen geprüft werden können. Die Belastung der Prüfkörper mit Abmessungen von 12 × 28 × 21 cm erfolgte zentrisch und parallel zur Verbundfuge. Es wurden drei verschiedene Fugenausführungen glatt, gerecht, verzahnt und drei Materialkombinationen LC20/22 – ILC, C20/25 – ILC, C20/25 – PLB untersucht. Je Kombination wurden fünf Prüfkörper getestet, in Summe 45 Stück. Die ermittelten Haftscherfestigkeiten der verschiedenen Fugenausführungen und Materialkombinationen sind in Bild 5 zusammengefasst dargestellt.

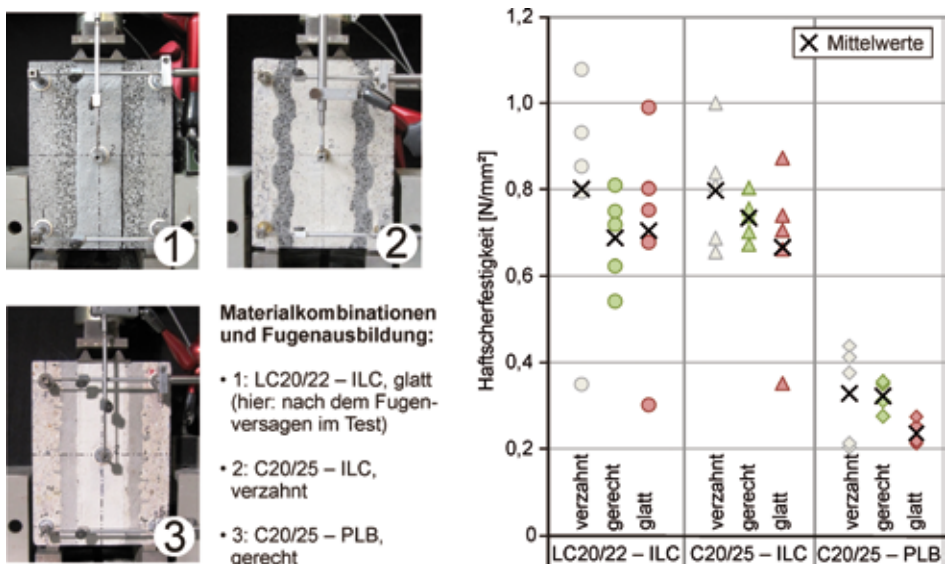


Bild 5: Schubkörper zur Bestimmung der Haftscherfestigkeit der Verbundfuge und Ergebnisse [Fotos: Michael Frenzel]

Die Versuche mit den verschiedenen ausgeführten Rauigkeiten (glatt, gerecht, verzahnt) verdeutlichten im Wesentlichen, dass:

- ❑ die Haftscherfestigkeit (erwartungsgemäß) relativ großen Streuungen unterliegt, wobei diese bei der Kombination C20/25 – PLB gerecht bzw. glatt am geringsten sind,
- ❑ die Kombinationen mit ILC deutlich größere Haftscherfestigkeiten als die mit PLB aufweisen,
- ❑ verzahnte und gerechte Fugen tendenziell tragfähiger als glatte sind,
- ❑ die Haftscherfestigkeit nahezu unabhängig vom Deckschichtmaterial ist und
- ❑ das Versagen je nach Materialwahl und Fugenausführung in der Kernschicht oder der Fuge auftritt. Bei glatter Fugenausführung versagte stets die Fuge.

Die Ergebnisse der Untersuchungen zur Haftscherfestigkeit bildeten die Grundlage für die Abschätzung der Fugentragfähigkeit parallelgurtiger Sandwichelemente, deren Herstellung und Prüfung im Anschluss erfolgte.

## 2.2 Tragverhalten kleinformatiger, parallelgurtiger Platten

Durch Versuche an geschichteten, parallelgurtigen Platten wurden die möglichen Versagensformen Biegezug-, Schub- und Fugenversagen für die zwei gewählten Materialkombinationen C20/25 – PLB und LC20/22 – ILC in Abhängigkeit der Plattenschlankheit experimentell nachgewiesen und voneinander abgegrenzt. Es wurden jeweils 18 Platten mit 10 cm und 20 cm variierenden Plattenhöhen und Längen von 150 cm bis 250 cm im Vierpunktbiegeversuch geprüft (Tabelle 2 und Bild 6). Bei beiden Materialkombinationen betrug die Dicke der Deckschichten 20 mm bzw. 30 mm und die der Kernschicht 50 mm bzw. 150 mm (Bild 7). Die Zugzone war bei der Kombination C20/25 – PLB mit 4 Ø 6 mm und LC20/22 – ILC mit 5 Ø 6 mm Stabstahl B500 bewehrt; Schubbewehrung war nicht angeordnet. Die Verbundfugen zwischen den Schichten wurden aufbauend auf den Ergebnissen der Haftscherfestigkeitsuntersuchungen und im Hinblick auf eine gute praktische Umsetzbarkeit gerecht ausgeführt. Die Belastung wurde in den Viertelpunkten der Stützweite eingeleitet.

*Tabelle 2: Übersicht über Geometrie, Anzahl, Schub- und Biegeschlankheiten der geprüften Platten pro Materialkombination*

Prüfkörper	Höhe [cm]	Länge [cm]	Anzahl [Stück]	Schub- schlankheit a/d [-]	Biege- schlankheit l/d [-]
1	10	250	3	6,6	26,4
2	10	200	3	5,2	20,7
3	10	150	3	3,7	14,9
4	20	250	3	3,1	12,3
5	20	200	3	2,4	9,6
6	20	150	3	1,7	7,0

Die Bilder 6, 8 und 9 zeigen die typischen zum Bruch führenden Risse eines Schub-, Fugen- und Biegezugversagens. Während sich das Biegeversagen durch große plastische Verformungen ankündigte, traten das Schub- bzw. das Fugenversagen relativ schlagartig ein. In den Bildern 10 und 11 sind die Momenten-Mittendurchbiegungsverläufe für die getesteten Platten abgebildet. Aus den Diagrammen können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:



Bild 6: Geschichtete Deckenplatte aus konstruktivem Leichtbeton LC20/22 und Infra-leichtbeton im Vierpunktbiegeversuch mit Schubversagen

[Foto: Michael Frenzel, s. a. [9]]



Bild 7: Schichtaufbau einer Platte für einen Vierpunktbiegeversuch, hier bestehend aus Normalbeton in den 2 bzw. 3 cm dicken Deckschichten und einer 5 cm dicken Schicht aus Porenleichtbeton in der Mitte

[Foto: Michael Frenzel]



Bild 8: Fugenversagen zwischen der Kernschicht aus Porenleichtbeton und den Deckschichten aus Normalbeton

[Foto: Michael Frenzel]



Bild 9: Durchriss der Stahlbewehrung (Biegezugversagen) einer 2,50 m langen, geschichteten Platte aus Normal- und Porenleichtbeton

[Foto: Michael Frenzel, s. a. [9]]

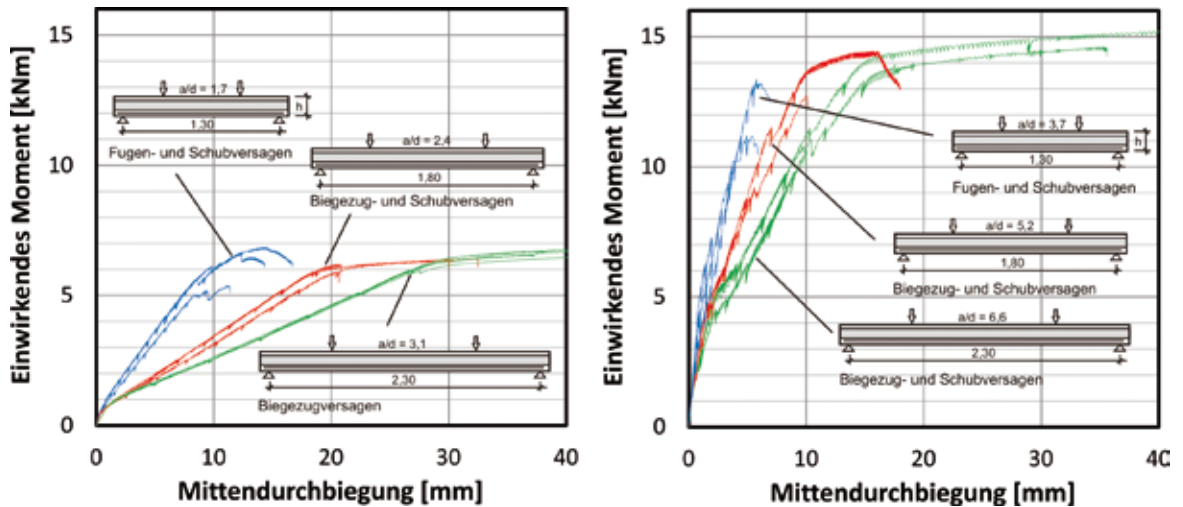


Bild 10: Tragverhalten von geschichteten Platten aus konstruktiven Leichtbetonen (LC20/22 – ILC)

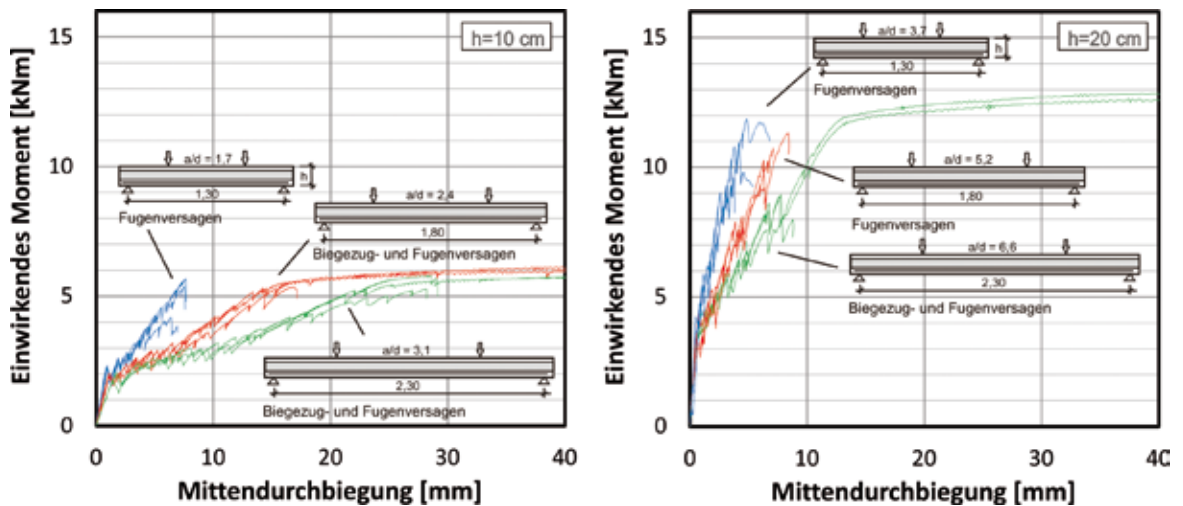


Bild 11: Tragverhalten von geschichteten Platten aus der Materialkombination C20/25 – PLB

- Die Platten aus konstruktiven Leichtbetonen waren tragfähiger als die der vergleichbaren Platten mit Porenleichtbeton.
- Die sich einstellenden Versagensarten sind bei beiden Materialkombinationen von der Plattenschlankheit abhängig, wobei mit zunehmender Schlankheit das Biegeversagen eintritt.
- Bei Platten aus LC20/22 – ILC trat bei kleinen Schubschlankheiten ein Schubversagen auf. Dies wurde durch die relativ große Haftscherfestigkeit der Verbundfuge bewirkt, so dass kein Fugenversagen eintrat. Bei allen Plattengeometrien mit Porenleichtbeton konnte aufgrund der geringeren Haftscherfestigkeiten der Materialgrenschichten nur fugennahes Versagen beobachtet werden.
- Die gewählten Betonfestigkeiten, Bewehrungsmengen und Plattengeometrien war gut aufeinander abgestimmt, da lediglich mit drei verschiedenen Plattenlängen eines Sandwichtaufbaus verschiedene Versagensarten identifiziert werden konnten.

Ähnliche Versagensmodi haben Experimente anderer Forscher gezeigt. So wurden bei geschichteten Elementen vor allem das Schub- und Fugenversagen identifiziert (z. B. HERRMANN & HAASE [10], SALET [11]). Das Biegezugversagen konnte nach bisherigem Wissensstand experimentell nur von wenigen Forschern (z. B. HORSTMAN [7]) gezeigt werden, da bei der Materialwahl sehr bzw. zu gering tragfähige Kernmaterialien verwendet wurden. Das Biegezugversagen war jedoch häufig Bestandteil theoretischer Betrachtungen.

Die eigenen Experimente haben gezeigt, dass geschichtete Betonplattenelemente verschiedenen und komplexen Tragmechanismen unterliegen. Der Abstand zwischen den Deckschichten sowie die eingebaute Bewehrungsmenge beeinflussen die Biegetragfähigkeit maßgeblich, während die Zugfestigkeit des Kernschichtmaterials den Widerstand gegen das Schubversagen festlegt. Die Fugentragfähigkeit ist von der Haftschersfestigkeit der Grenzschicht abhängig und kann maßgeblich unter der Voraussetzung einer ausreichenden Verankerung der Zuschlagskörner in der Zementsteinmatrix über die Fugenrauigkeit beeinflusst werden.

Die experimentellen Versuche haben zudem demonstriert, dass die bei den theoretischen Betrachtungen eingebundenen Berechnungsmodelle grundsätzlich geeignet sind und geschichtete Deckenelemente leichter und effizienter als herkömmlich massiv ausgeführte.

### 2.3 Großversuche

Die Erkenntnisse aus den kleinteiligen Versuchen, die erfolgreiche Validierung der Berechnungsmodelle und die Bereitstellung eines Verfahrens zur Formfindung mündeten in die Berechnung, Herstellung und Prüfung von großformatigen Plattenstreifen. Ziel der derzeit noch andauernden Großversuche ist es, die praktische Umsetzbarkeit geschichteter Deckenelemente mit veränderlicher Querschnittshöhe einschließlich der damit verbundenen Gewichts-, Ressourcen- bzw. Tragfähigkeitsgewinne im Maßstab 1:1 zu demonstrieren. Die Untersuchungen werden an einem Mittelfeld eines Endlosdurchlaufträgers mit einer Spannweite von 7 m durchgeführt. Es werden drei Träger betrachtet: ein herkömmlicher Referenzträger aus Normalbeton C20/25 und zwei geschichtete, formoptimierte Träger aus C20/25 und Porenleichtbeton. Die geschichteten Träger weisen konstante Deckschichtdicken (ca. 45 mm) und eine veränderliche Querschnittshöhe entlang ihrer Spannrichtung auf. Der Referenzträger und ein geschichtetes Element werden dazu mit einer Einzellast in Feldmitte und der zweite optimierte Träger mit einer Streckenlast (durch acht Einzellasten aufgelöst) belastet. Bild 12 stellt die drei Träger einander gegenüber.

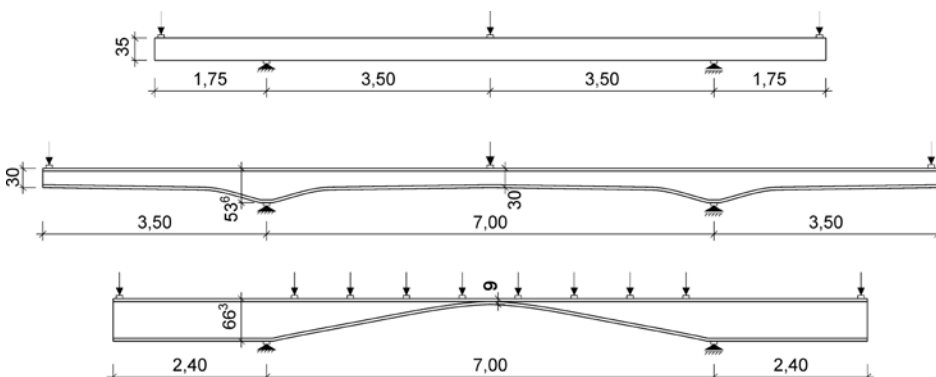


Bild 12: Planung der Großversuche: Referenz- und formoptimierter Träger unter Einzel- bzw. Streckenlast



Für der Wahl und Bestimmung der Geometrien wurden folgende grundlegende Festlegungen getroffen:

- ❑ Der Vergleich der Träger erfolgt auf Basis gleicher Betonvolumina zwischen den beiden Auflagerlinien.
- ❑ Die Stahlbewehrung wird nur in den Deckschichten geführt. Bei allen drei Trägern kommen sieben Stäbe mit einem Durchmesser von 10 mm zum Einsatz.
- ❑ Die Formfindung erfolgte für den Bruchzustand der Plattenstreifen. Dabei wurden die beiden, bei der gewählten Materialkombination C20/25 – Porenleichtbeton maßgebenden Versagensarten Biegezugversagen (Bewehrungsstahl erreicht die Fließgrenze) und Fugensversagen berücksichtigt.
- ❑ Die Träger waren so zu dimensionieren, dass sie unbeschadet transportiert und möglichst sowohl im ungerissenen als auch gerissenen Zustand analysiert werden können. Die zu erwartenden Bruchlasten sollte sich zudem auf einem möglichst realitätsnahen Niveau bewegen.
- ❑ Das Feld erhielt zwei Kragarme, damit die erforderlichen Einspannmomente durch am Ende angeordnete Einzellasten aufgebracht werden können.

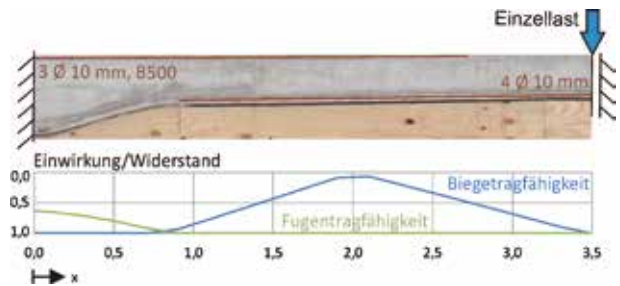


Bild 13: Theoretischer Ausnutzungsgrad (1 = 100 %) entlang der Trägerachse eines geschichteten, formoptimierten, 7 m langen Trägers unter Einzellast (am halben System)

Bild 13 zeigt beispielhaft die Ausnutzung der Querschnitte entlang der Stabachse des mit einer Einzellast belasteten Sandwichträgers. Er ist in Feldmitte und über dem gevouteten Stützbereich zu 100 % auf Biegezug und in weiten Teilen zu 100 % in der Fuge beansprucht. Es kann damit keine Aussage darüber getroffen werden, an welcher Stelle der Träger versagt. Die Ausnutzung des Stahls und damit der Biegezugtragfähig-



Bild 14: Herstellung eines formoptimierten geschichteten Deckenstreifens: Betonage der untersten und mittleren Schicht, während des Transportes und fertiger Träger [Fotos: Michael Frenzell]

keit könnte durch eine Abstufung der Bewehrung noch erhöht werden. Dies wurde im Rahmen der Großversuche nicht weiter verfolgt.

Im Vergleich zur Referenzplatte wird bei dem geschichteten Träger unter Einzellast eine Traglaststeigerung von mindestens 30 % und unter Streckenlast von mindestens 100 % bei ca. 35 % geringerer Masse erwartet. Die noch bevorstehenden Versuche werden zeigen, ob sich die berechneten Gewinne praktisch nachweisen lassen.

### 3 Zusammenfassung und Ausblick

In dieser Phase wurden ausführliche theoretische und praktische Untersuchungen zur Querschnitts- und Formoptimierung geschichteter, einachsig gespannter Deckenelemente getätigt. Es stehen sowohl geeignete, ingenieurmäßig einfach zu handhabende Berechnungsmodelle für die verschiedenen Versagensarten als auch Verfahren für die Bestimmung geeigneter Querschnittsausbildungen und Höhenverläufe in Plattenlängsrichtung zur Verfügung. Angrenzend an die Untersuchungen für einaxial gespannte Decken soll in der zweiten Projektphase die Anwendbarkeit der Erkenntnisse auf zweiachsig gespannte, geschichtete Decken untersucht werden. Es wird davon ausgegangen, dass die Gewichts- und Ressourcenersparnisse durch den vorherrschenden zweiachsigen Lastabtrag noch weiter gesteigert werden können. Zudem werden geeignete Ausbildungen des Anschlusspunktes zur formoptimierten Stütze untersucht, um ein kraftflussgerecht geformtes Gesamtbauwerk entwickeln zu können.

### Danksagung

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die Förderung des Projekts im Rahmen des Schwerpunktprogramms 1542 *Leicht Bauen mit Beton*.

## Literatur

- [1] FRENZEL, M.: Numerical simulation of single-span lightweight concrete sandwich slabs. In: MÜLLER, H. S.; HAIST, M.; ACOSTA, F. (Hrsg.): Proceedings of the 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, 22.–25.07.2012 in Karlsruhe, Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2012, S. 309–315.
- [2] FRENZEL, M.; KAHNT, A.: Ökobilanzielle Betrachtung von leichten Sandwichelementen aus Beton. In: BREITENBÜCHER, R.; MARK, P. (Hrsg.): Beiträge zur 1. DAfStb-Jahrestagung mit 54. Forschungskolloquium, Bochum, 07.–08.11.2013 in Bochum. Ruhr-Universität Bochum, 2013, S. 23–28.
- [3] EN 1992-1-1 & DIN EN 1992-1-1/NA: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau & Nationaler Anhang. Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, 01/2011.
- [4] SCHLAICH, M.; HÜCKLER, A.: Infralichtbeton 2.0. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 11, S. 757–766.
- [5] PE INTERNATIONAL GMBH (Hrsg.): GaBi Software Systems and Life Cycle Databases for Engineering. LBP und PE, Stuttgart und Leinfelde Echerdingen, 2011.
- [6] ULAGA, T.: Betonbauteile mit Stab- und Lamellenbewehrung: Verbund- und Zuggliedmodellierung. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2003.
- [7] HORSTMANN, M.: Zum Tragverhalten von Sandwichkonstruktionen aus textilbewehrtem Beton. Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 2010.
- [8] DIN EN 1052-3: Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit). Deutsche Fassung EN 1052-3:2002 + A1:2007.
- [9] CURBACH, M.; HÄUSSLER-COMBE, U. (Hrsg.): Jahresbericht 2013 des Instituts für Massivbau der TU Dresden, Dresden: Eigenverlag, 2014, 126 S.
- [10] HERRMANN, M.; HAASE, W.: Tragverhalten biege- und querkraftbeanspruchter Bauteile aus funktional gradiertem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 6, S. 382–394.
- [11] SALET, T. A. M.: Structural Analysis of sandwich beams composed of reinforced concrete faces and a foamed concrete core. Dissertation, TU Eindhoven, 1990.

### Leichte Deckentragwerke aus geschichteten Hochleistungsbetonen

#### Projektleiter

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach

#### Projektbearbeiter

Dipl.-Ing. Michael Frenzel

#### Projektlaufzeit

10/2011 – 10/2014

#### Web

<http://massivbau.tu-dresden.de>

# Sandwichkonstruktionen mit dünnen Betondeckschichten

Alexander Stark  
Josef Hegger

Lehrstuhl und  
Institut für  
Massivbau der  
RWTH Aachen  
University

Dünnwandige Schalenträger aus Hochleistungsbetonen, die zu Sandwichträgern ergänzt werden, weisen einen günstigen Lastabtrag auf und übernehmen gleichzeitig bauphysikalische Aufgaben. Zur Reduzierung von Verformungen und Erhöhung der Traglasten werden die dünnwandigen Schalenträger mit nicht korrodierendem carbonfaserverstärktem Kunststoff im sofortigen Verbund vorgespannt. Das Verbinden der Schalenträger durch Ausschäumen mit einem Kernmaterial führt zu multifunktionalen Sandwichelementen. Im nachfolgenden Beitrag werden die wesentlichen Ergebnisse der Untersuchungen zur schrittweisen Entwicklung von innovativen Sandwichkonstruktionen vorgestellt.

## 1 Motivation und Vorgehensweise

Übliche Betonbaukonstruktionen sind zur Zeit aus wirtschaftlichen Überlegungen auf ein- und zweidimensionale Tragglieder beschränkt. Sie weisen einen hohen Rohstoffverbrauch auf und sind meist durch eine Monofunktionalität gekennzeichnet. Nachhaltige und integrale Baukonstruktionen zeichnen sich nach dem Prinzip der Funktionsaddition durch geringen Ressourcenverbrauch, hohe Energieeffizienz, Modularität, Übernahme von Tragfunktionen, Schall- und Brandschutz sowie architektonische Gestaltbarkeit aus. Diese Anforderungen sind nicht allein durch die kontinuierliche Weiterentwicklung der Werkstoffe zu erreichen. Vielmehr bedarf es intelligenter und effizienter Tragstrukturen, die ideal an den Kräfteverlauf angepasst sind, bei geringen Querschnittsabmessungen eine hohe Tragfähigkeit bereitstellen und andere Funktionen integrieren. Die Schalenkonstruktionen des frühen 20. Jahrhunderts gehören zwar in die Gruppe der monofunktionalen Bauteile, belegen jedoch das Potenzial solcher Strukturen. Ziel des Forschungsvorhabens ist es daher, auf der Basis von theoretischen und experimentellen Untersuchungen durch Kombination innovativer, hochfester und korrosionsresistenter Werkstoffe die technischen Voraussetzungen für integrale Sandwichtragwerke mit Multifunktionalität aus gekrümmten und gefalteten dünnen Betonschalen zu schaffen.

Es wurden grundlegende Aspekte zur Realisierung von vorgespannten Sandwichschalenträgern untersucht. Hierzu waren Methodik und Arbeitsplan in fünf Abschnitte unterteilt, was Bild 1 zeigt.

Zur Realisierung sehr dünner und tragfähiger vorgespannter Betondeckschichten wurden im ersten Schritt die Grundlagen zur Vorspannung mit carbonfaserverstärktem Kunststoff (CFK) in Hochleistungsbeton geschaffen. Nach der Entwicklung einer Verankerungstechnik für die hochfeste, aber querdruckempfindliche CFK-Spannbewehrung – verwendet wurden Litzen mit einem Durchmesser von 7,5 mm und Stäbe mit 5,0 mm Durchmesser – anhand von FE-Simulationen und Zugversuchen (Arbeitsschritte A-I und B-I in Bild 1) wurde das Verbundverhalten mit Pull-Out-Versuchen und analytischen Ansätzen charakterisiert. Die Mindestdicken von CFK-vorgespannten Betonschalen wurden anhand von Spannkrafteinleitungsversuchen bestimmt (Arbeitsschritte A-II und B-II). Mit nichtlinearen FE-Berechnungen von CFK-vorgespannten Schalen- und Falwerkträgern konnten deren Versagensformen ermittelt werden, um darauf aufbauend die Versuche an Falwerkträgern zu konzipieren. Die Bauteilversuche dienten

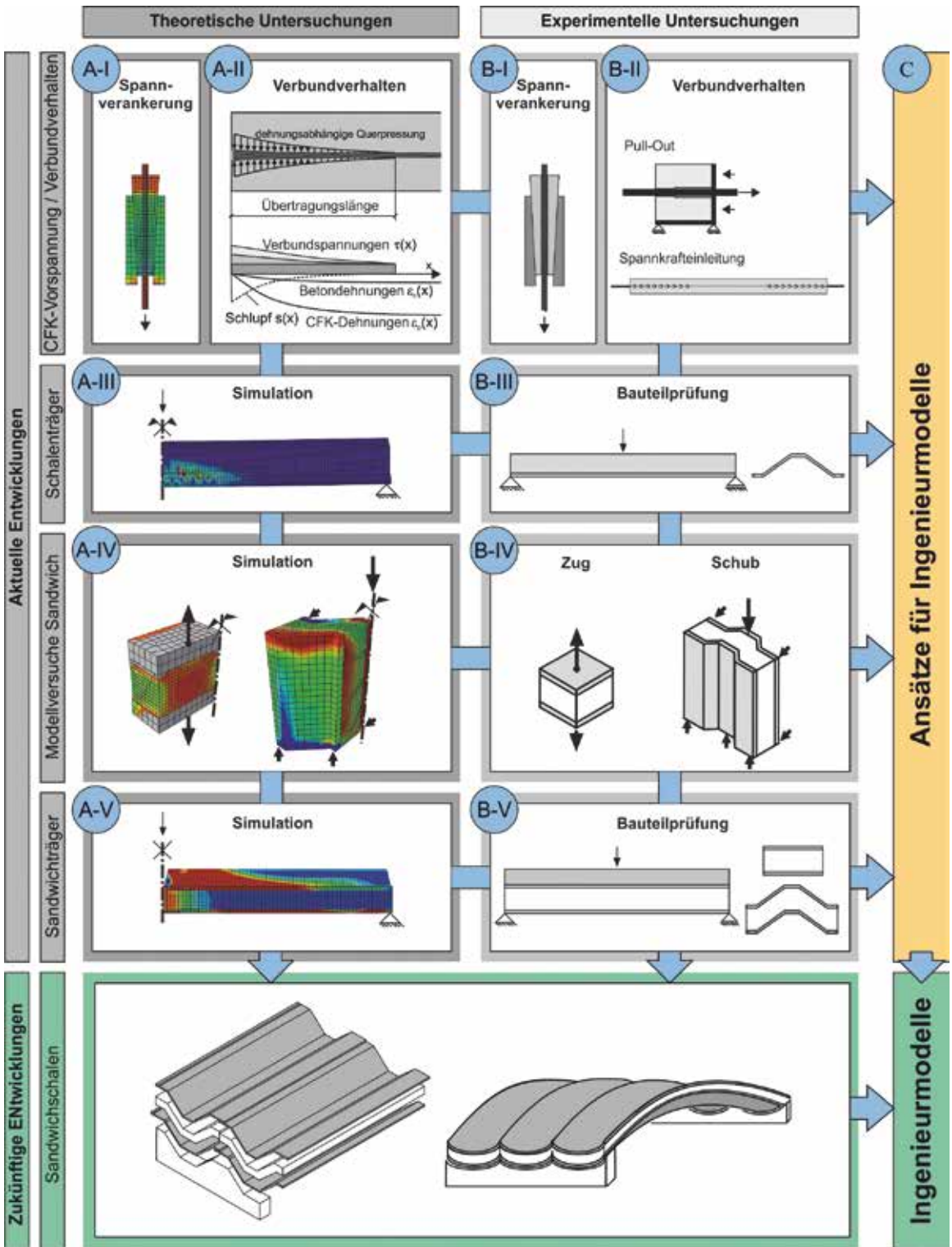


Bild 1: Untersuchungsmethodik und Arbeitsschritte während der ersten Förderperiode

zur Validierung der FE-Modelle (Arbeitsschritte A-III und B-III). Da für weitgespannte Sandwichträger die Qualität der Verbundfuge zwischen Kernmaterial und Betondeckschichten entscheidend ist, wurden Modellversuche an Sandwichkonstruktionen unter Zug- und Schubbeanspruchung zur Bestimmung der Tragmechanismen und zur Kalibrierung von Materialmodellen durchgeführt (Arbeitsschritte A-IV und B-IV). Mit den Erkenntnissen aus den Arbeitsschritten I–IV konnten schließlich erste numerische Simulationen und Bauteilversuche an Sandwich-Faltwerkträgern durchgeführt werden (Arbeitsschritte A-V und B-V). In Zukunft sollen mit den bis heute erlangten Erkenntnissen weitgespannte Sandwich-Schalenträger mit gefalteten und doppeltgekrümmten Betondeckschichten entwickelt werden.

Nachfolgend werden die durchgeführten Untersuchungen mit den wichtigsten Erkenntnissen vorgestellt. Zusätzliche Informationen über Versuchsaufbauten und detaillierte Versuchsergebnisse sind in [1] und [2] zu finden.

## 2 CFK-Spannbewehrung und Verankerungstechnik

Zum Vorspannen der CFK-Bewehrungen war eine Verankerungstechnik zu entwickeln, da die von Spannstahl bekannten Keilverankerungen aufgrund der Querdruckempfindlichkeit des CFK-Materials nicht verwendet werden konnten [3]. Die von CFK-Herstellern empfohlenen produktspezifischen Verankerungen, die in speziellen Verfahren im Werk aufgeklebt und getempert werden, sind weder wiederverwendbar noch kostengünstig ([3], [4]). Gleiches gilt für die Vergussverankerungen von Bündelspanngliedern aus CFK ([5], [6]), die zusätzlich einen großen Montageaufwand erfordern.

Bei der Entwicklung stand die Reduktion der Querdruckspannungen bei gleichzeitig einfacher Anwendung für das Vorspannen mit sofortigem Verbund im Vordergrund. Obwohl nach [3] zum Vorspannen höchstens 50–60 % der mittleren Zugfestigkeit gefordert werden, muss die Verankerung möglichst hohe Spannkraften übertragen können, um ein zeitabhängiges Versagen im Spannbett bis zum Ablassen der Vorspannung auszuschließen. Es wurden Klemm-, Verguss- und Keilverankerungen in Anlehnung an z. B. [7]–[10] auf ihre Eignung geprüft.

In statischen Zugversuchen wurden verschiedene Verankerungen für eine Litze ( $\varnothing 7,5$  mm) und einen Einzelstab ( $\varnothing 5,0$  mm) getestet und begleitend durch Parame-

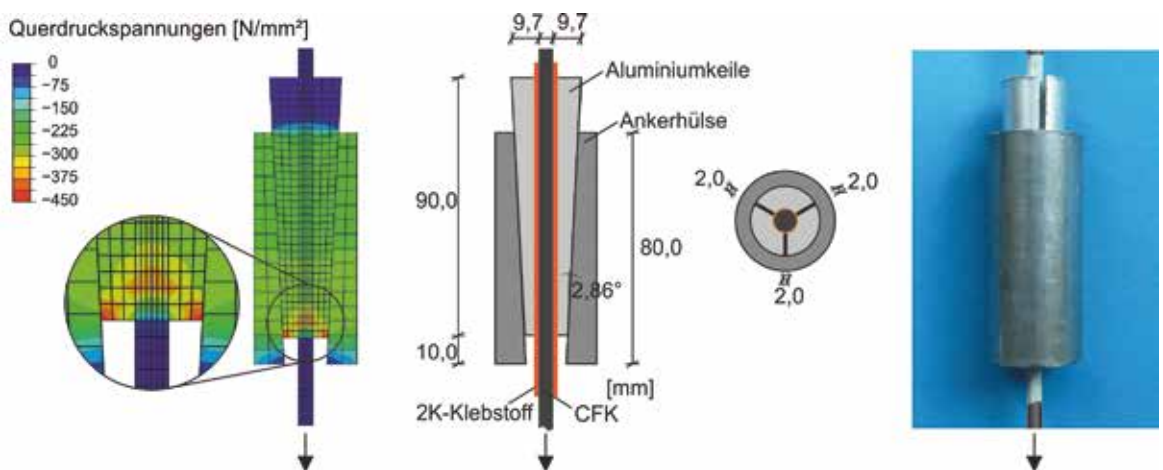


Bild 2: Berechnete Verteilung der Querdruckspannung in der Verankerung bei Erreichen von 1350 N/mm<sup>2</sup> Längszugspannung und Geometrie der entwickelten, wiederverwendbaren CFK-Verankerung

terstudien mit linear-elastischen FE-Modellen in Bezug auf Anpressdrücke, Winkel, Längen und Materialien der Verankerungen optimiert. Nach den Untersuchungen stellten sich Systeme mit langen Aluminiumkeilen in Anlehnung an [8]–[10] als die vielversprechendste wiederverwendbare Variante heraus. Um die Reibung zwischen der relativ glatten CFK-Spannbewehrung und den Aluminiumkeilen zu vergrößern, wurde ein Zweikomponentenklebstoff auf den Stab bzw. die Litze aufgetragen. Dadurch war im Gegensatz zu [9] kein Einpressen der Keile notwendig und die entstehenden Querdru­ckspannungen für die optimierte Keilverankerung sind kleiner. Bild 2 zeigt die Quer­druckspannungsverteilung in der FE-Simulation und die entwickelte Keilverankerung.

Die vom CFK-Hersteller Tokyo Rope Mfg. Co., Ltd. angegebene Festigkeit von  $2500 \text{ N/mm}^2$  wurde in statischen Zugversuchen mit der entwickelten wiederverwendbaren CFK-Verankerung nahezu erreicht. Die Minimalwerte der Bruchspannungen im statischen Zugversuch betragen  $2500 \text{ N/mm}^2$  für den Einzelstab bzw.  $2300 \text{ N/mm}^2$  für die Litze.

### 3 Verbundverhalten von CFK-Spannbewehrungen in UHPC

Zur Charakterisierung des Verbundverhaltens und zur Ermittlung der Mindestbetondeckung für eine rissfreie Spannkrafteinleitung wurden 63 Pull-Out-Versuche und 13 Spannkrafteinleitungsversuche durchgeführt. Eine detaillierte Übersicht der Versuchsaufbauten und Versuchsergebnisse ist in [1] zu finden.

Das Verbundtragverhalten wurde in 54 Pull-Out-Versuchen mit UHPC unter Variation der CFK-Spannglied­geometrie (Litze  $\varnothing 7,5 \text{ mm}$ , Stab  $\varnothing 5,0 \text{ mm}$ ), der Betondeckung, der Betonfestigkeit und der Höhe der Vorspannung mit verschiedenen Ablassstufen der Vorspannung  $\Delta\sigma_p$  in Anlehnung an [11]–[13] untersucht. Durch Variation der Ablassstufen mit  $\Delta\sigma_p = 0 \%$ ,  $50 \%$ ,  $100 \%$  können im Pull-Out-Versuch die Bedingungen am Ende eines Spannbetonbauteils simuliert und der HOYER-Effekt (also die Erhöhung der Verbundfestigkeit durch eine zunehmende Querdehnung im Bereich der Endverankerung bei Vorspannung im sofortigen Verbund, wenn dort die Spannkraft z. B. in einer Litze abgelassen wird) der CFK-Spannbewehrung untersucht werden. Die Spannbettvorspannung betrug in der Regel  $1350 \text{ N/mm}^2$  ( $0,55 \cdot 2500 \text{ N/mm}^2$ , in Anlehnung an [3]) und die Betonfestigkeit  $f_{cm}$  beim Ablassen nach einem Tag ca.  $65 \text{ N/mm}^2$ . Bild 3 zeigt exemplarisch den Einfluss der Spannglied­geometrie auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen in Abhängigkeit der Ablassstufen der Vorspannung.

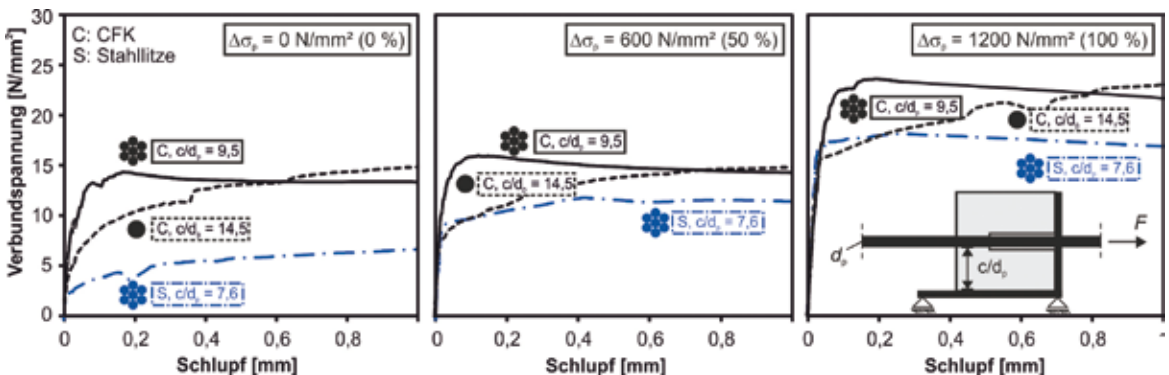


Bild 3: Einfluss der Spannglied­geometrie und der Querdehnung infolge Vorspannung auf das Verbundspannungs-Schlupf-Verhalten [1] und schematischer Versuchsaufbau

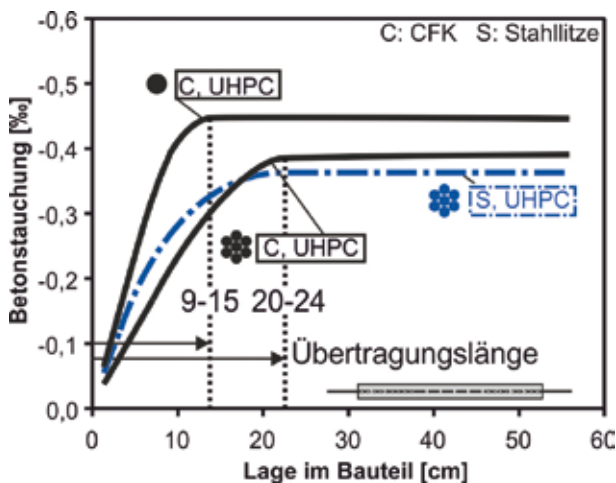


Bild 4: Betonstauchungen und Übertragungslängen von Stahlritzen, CFK-Litzen und CFK-Stäben in UHPC

Die zum Vergleich durchgeführten neun Versuche an einer 3/8"-Spannstahlritze ergaben kleinere Verbundfestigkeiten als für CFK, der HOYER-Effekt war jedoch deutlich ausgeprägter. Die größere Verbundfestigkeit der CFK-Spannbewehrung ohne Ablassen der Vorspannung resultiert aus der verglichen mit Stahl raueren Oberfläche. Der Vergleich von CFK-Litze und CFK-Stab ergab für Litzen im Pull-Out-Versuch ein steiferes Verbundverhalten bei kleineren Schlupferten. Die Maxima der Verbundfestigkeit waren mit ca. 23 N/mm<sup>2</sup> jedoch gleich und ca. 35 % größer als bei der Stahlritze. Bei einer Betondruckfestigkeit von  $f_{cm} = 120 \text{ N/mm}^2$  bei einem Betonalter von drei Tagen wurden für CFK-Litzen ähnlich wie beim Stahl ([12], [13]) nur ca. 15 % höhere Verbundfestigkeiten ermittelt, sodass für alle weiteren Untersuchungen die Vorspannung nach einem Tag abgelassen wurde.

In 13 Spannkrafteinleitungsversuchen wurden die Mindestbetondeckungen und -abstände zur rissfreien Spannkrafteinleitung sowie die Übertragungslängen  $l_{pt}$  von CFK-Spannbewehrungen in UHPC bestimmt. Die Spannbettvorspannung betrug in der Regel 1350 N/mm<sup>2</sup>, in zwei Versuchen wurde eine Vorspannung von 1750 N/mm<sup>2</sup> überprüft. Nach den Versuchen reichen Betondeckungen von 22 mm für die Litze ( $c/d_p = 3,0$ ) und 20 mm für den Stab ( $c/d_p = 4,0$ ) zur rissfreien Spannkrafteinleitung bei einer Spannbettvorspannung von 1350 N/mm<sup>2</sup> aus. Während die bezogenen Betondeckungen  $c/d_p$  trotz des geringeren HOYER-Effekts über dem in [12] ermittelten Wert von  $c/d_p = 2,5$  für 0,5"-Spannstahlritzen in UHPC liegen, sind die absoluten Betondeckungen jedoch wesentlich kleiner. Der Abstand der Spannbewehrung hat für  $s/d_p \geq 5$  keinen Einfluss. Bei einer Spannbettvorspannung von 1750 N/mm<sup>2</sup> wird für die Litze eine Betondeckung von 30 mm ( $c/d_p = 4,0$ ) benötigt. Als Übertragungslängen  $l_{pt}$  ergeben sich nach [14] (Bild 4) für die CFK-Litze 20–24 cm und für den CFK-Stab 9–15 cm. Diese Werte liegen für die Litze in der gleichen Größe und für den Stab deutlich unter den Angaben für Spannstahl in UHPC [12], obwohl dort die Vorspannung erst bei etwa der doppelten Betondruckfestigkeit eingeleitet wurde (Punkt-Strich-Linie in Bild 4).

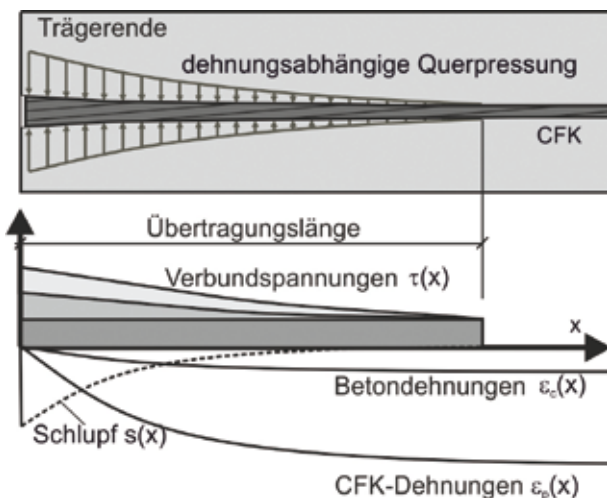


Bild 5: Schematische Darstellung der Spannungen und Dehnungen eines vorgespannten Trägerendes [12]

Mit Hilfe der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes können der Schlupf, die Betondehnungen und die Dehnungen der Spannbewehrung und somit die Übertragungslänge analytisch ermittelt werden (Bild 5). Dazu werden die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Pull-Out-Versuche mit Gleichung (1) beschrieben [11]–[13], wobei die Parameter A, B, C sowie b und c aus den Versuchsergebnissen abgeleitet wurden.

$$\tau(x) = (A - B \cdot (\Delta\sigma_p)^b + C \cdot s(x)^c) \cdot f_c \quad (1)$$

Während sich mit diesem Ansatz für die Übertragungslänge des CFK-Stabs von 12,5 cm eine



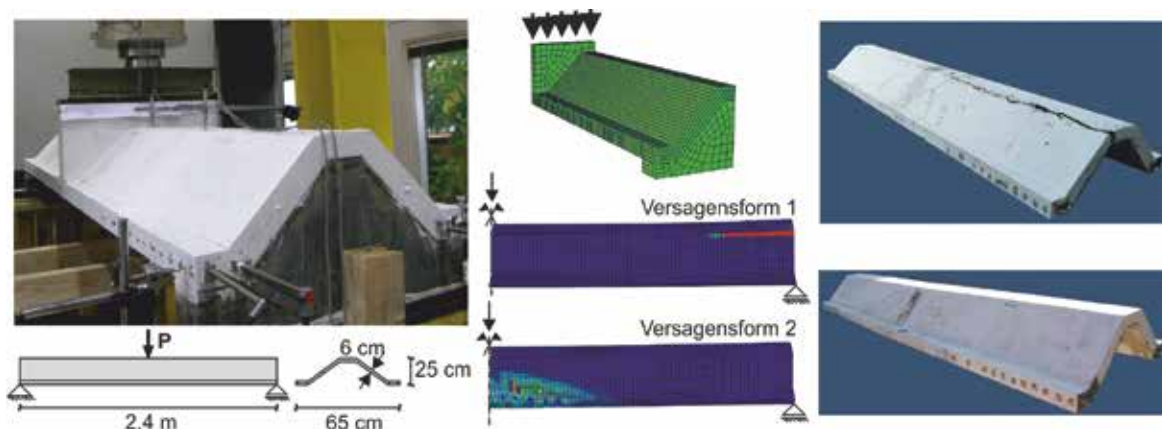


Bild 6: Versuchsaufbau der Schalenträger (links), FE-Modell (doppelsymmetrisch, Zugschädigung) (Mitte) und Versagensarten im Bauteilversuch (rechts)

sehr gute Übereinstimmung ergibt, wird für die CFK-Litze die Übertragungslänge von 11,5 cm durch das steife Verbundverhalten im Pull-Out-Versuch deutlich unterschätzt. Grund dafür kann die kontinuierliche Verformung durch die gewählte kraftgesteuerte Beanspruchung im Pull-Out-Versuch sein. Dagegen erfolgt im Spannkrafteinleitungsversuch die Beanspruchung stufenweise durch das Ablassen der Vorspannung. Durch den geringeren E-Modul der CFK-Spannbewehrung wird zudem der sogenannte „lack-of-fit“ verstärkt, der auch bei Spannstahlritzen vorhanden ist [11].

## 4 Schalenträger mit CFK-Vorspannung

Das Tragverhalten von CFK-vorgespannten Schalenträgern unter Biegebeanspruchung wurde numerisch und experimentell untersucht (Bild 6). Die Vorspannung wurde in Anlehnung an [3] zu 1350 N/mm<sup>2</sup> gewählt, um für eine ausreichende Duktilität ein vorzeitiges Versagen der spröden CFK-Spannbewehrung zu vermeiden. Es wurde jeweils nach einem Tag Erhärtungszeit vorgespannt, als der Beton eine mittlere Druckfestigkeit von 65 N/mm<sup>2</sup> aufwies, und die Bauteile wurden nach 28 Tagen geprüft ( $f_{cm} = 170$  N/mm<sup>2</sup>).

Im Vorfeld der Bauteilversuche mit UHPC wurden FE-Berechnungen mit dem nichtlinearen Materialmodell „Damage Plasticity“ durchgeführt, das anhand von Baustoffproben und Versuchen aus der Literatur ([13], [15]) kalibriert war. Die CFK-Spannbewehrung wurde vereinfacht linearelastisch und vollständig in den Beton eingebettet angesetzt. Aus Symmetriegründen wurde nur ein Viertel des Versuchskörpers abgebildet.

Grundsätzlich waren zwei Versagensformen bei den Faltenwerkträgern und einfachgekrümmten Schalenträgern zu beobachten, die von der Höhe der Vorspannung und der Verteilung der Spanndrähte abhängen (Bild 6, Mitte): zum einen ein Versagen im Auflagerbereich durch Querspannungen einhergehend mit Rissen im Biegebereich (Versagensform 1) und zum anderen ein Biegeversagen in Feldmitte (Versagensform 2). Die prognostizierten Versagensformen der FE-Berechnungen wurden in den Bauteilversuchen bestätigt (Bild 6, rechts). Die Validierung der FE-Modelle ergab allerdings, dass deren Güte von der betrachteten Parameterkombination abhängt. So werden der Übergang in den Zustand II bei großen Vorspannungen zum Teil überschätzt (Bild 7) und die maximalen Durchbiegungen für kleine Vorspannungen unterschätzt (Bild 8).

Die Unterschiede zwischen FE-Simulation und Versuch sind auf den für Zug- und Druck jeweils isotropen Schädigungsansatz des Damage-Plasticity-Materialmodells zurück-

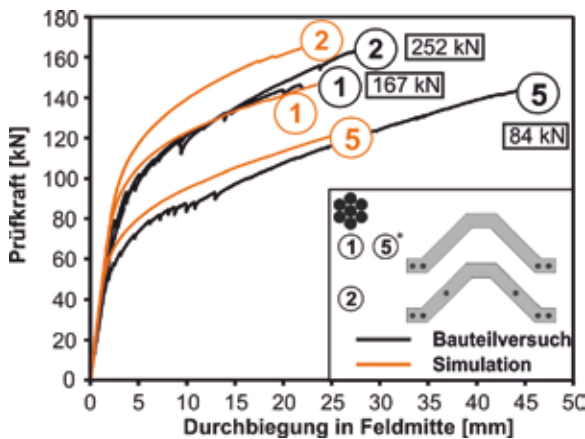


Bild 7: Prüfkraft-Durchbiegungskurven der Faltschleppträger unter Angabe der Vorspannkraft und Vergleich mit der Simulation, \*Vorspannung der Litzen auf  $675 \text{ N/mm}^2$ , alle übrigen Litzen  $1350 \text{ N/mm}^2$

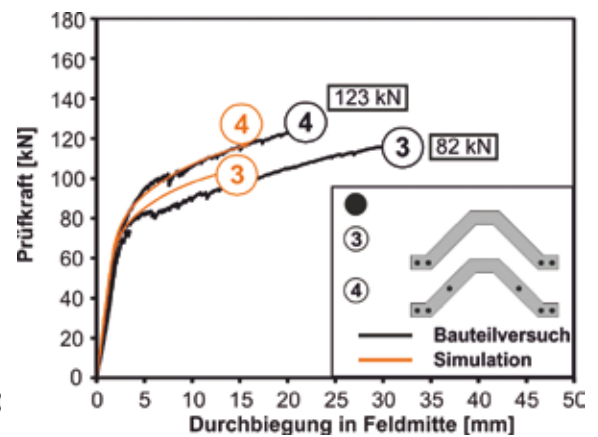


Bild 8: Prüfkraft-Durchbiegungskurven der Faltschleppträger unter Angabe der Vorspannkraft und Vergleich mit der Simulation, Vorspannung der Stäbe auf  $1350 \text{ N/mm}^2$

zuführen, der von Schädigung in allen Raumrichtungen ausgeht und daher zu numerischen Konvergenzproblemen führen kann. Besonders bei den Versuchen 3 und 5 mit geringen Vorspannungen und vielen fein verteilten Biegerissen mit Abständen von ca. 2–3 cm kam es daher zu einem vorzeitigen Abbruch der Berechnungen. Die Versuche 1 und 2 mit wenigen Einzelrissen – hier betragen die Abstände ca. 10–12 cm – und Versuch 4 mit höherer Gesamtvorspannkraft konnten bis zum Bauteilversagen im Versuch simuliert werden.

Die Versuchskurven zeigen eine Abhängigkeit des Tragverhaltens von der Größe der Vorspannkraft und Anordnung der CFK-Spannbewehrung. Mit steigender Gesamtvorspannkraft nimmt die aufnehmbare Prüfkraft zu, jedoch verläuft das Kraft-Verformungsverhalten weniger duktil. Die Bruchlast im Versuch 5 (Litze) war bei etwa gleicher Vorspannkraft wie im Versuch 3 (Stab) um ca. 20 % größer, da die Litzen wegen der größeren Querschnittsfläche größere Tragreserven hatten. Der Endschlupf der CFK-Spannbewehrungen an den Trägerenden blieb in allen Versuchen unter 0,6 mm, sodass nicht von einem Verankerungsversagen auszugehen ist.

Die Betonzugspannung am unteren Rand der Faltschleppträger beim Übergang in den Zustand II betrug in den Versuchen zwischen 16 und  $20 \text{ N/mm}^2$ . Das Versagen wurde durch große Durchbiegungen von  $1/50$ – $1/100 \cdot L$  und eine ausgeprägte Rissbildung angekündigt.

## 5 Modellversuche an Sandwichquerschnitten

In Sandwichquerschnitten mit schubfest verbundenen Deckschichten führen Beanspruchungen aus Wind, Temperatur und Schwinden des Betons zu Zug- und Schubspannungen, die von der Verbundfuge und den Verbindungsmitteln aufgenommen werden müssen. Das Tragverhalten der Verbundfuge wurde daher in Zug- und Schubversuchen an Sandwichquerschnitten mit Deckschichten aus Textilbeton (TRC) und ultra-hochfestem Beton (UHPC) unter Variation der Verbindungsmittel und deren Einbindetiefe analysiert. In Bild 9 sind die Querschnittsformen der Zug- und Schubversuche sowie dazugehörige FE-Modelle dargestellt. Alle Versuche wurden mit und ohne CFK-Gitter (gestrichelt in Bild 9) durchgeführt. Für eine detaillier-

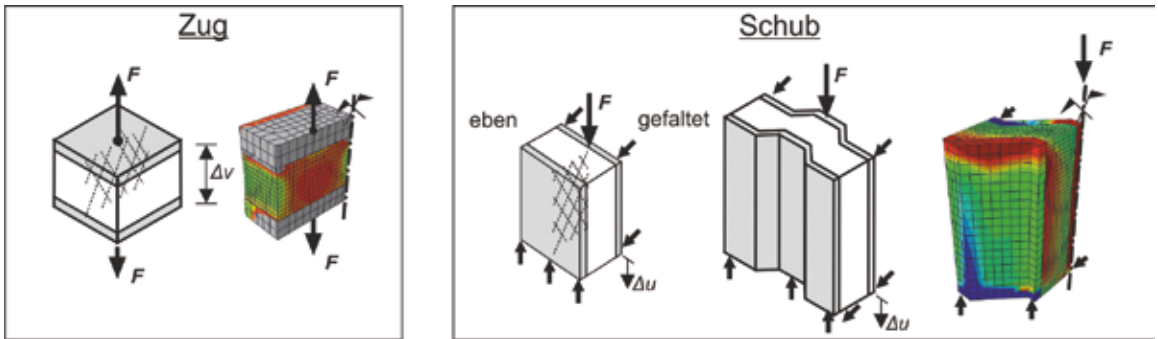


Bild 9: Untersuchung des Zug- (links) und Schubtragverhaltens (rechts) von Sandwichquerschnitten

te Beschreibung der Versuchsaufbauten, Ergebnisse und der Ingenieurmodelle wird auf [2] verwiesen.

Die Kernschicht wurde generell aus einem Zweikomponentenreaktionsgemisch (PUR) zwischen die erhärteten Betonschalen nachträglich geschäumt, da das Verbundverhalten zwischen Schaum und Beton verglichen mit Blockschäumen [16] deutlich besser ist. Zudem können mit vorgefertigten Blockschäumen nur Sandwichkonstruktionen mit ebenen Betondeckschichten leicht hergestellt werden. Bild 10 zeigt repräsentative Versuchsergebnisse zum Zug- und Schubtragverhalten.

In den Versuchen wurde generell ein linearelastisches Verhalten bis zum Verbundversagen zwischen Kernmaterial und Betondeckschicht beobachtet. Der Einsatz von CFK-Schubgittern verbessert das Nachbruchverhalten sowohl unter Zug- als auch unter Schubbeanspruchung. Unter Zugbeanspruchung können mit UHPC-Deckschichten ca. 30 % höhere Verbundfestigkeiten erreicht werden als bei TRC-Deckschichten (Bild 10, links). Bei einer gefalteten Querschnittsgeometrie wird die Maximalspannung im Schubversuch bereits früher bei kleineren Verschiebungen erreicht (Bild 10, Mitte), da durch die mehrseitige Anbindung des Kernmaterials an die Deckschichten und die daraus resultierende Schubspannungsverteilung mehraxiale Spannungszustände entstehen, die eine Versteifung des Kernmaterials erzeugen. Für die geschäumten Kerne lagen die in den durchgeführten Zugversuchen erreichten Festigkeiten um bis zu 80 % und in den Schubversuchen um bis zu 50 % oberhalb der in [16] für Blockschäume angegebenen Werte.

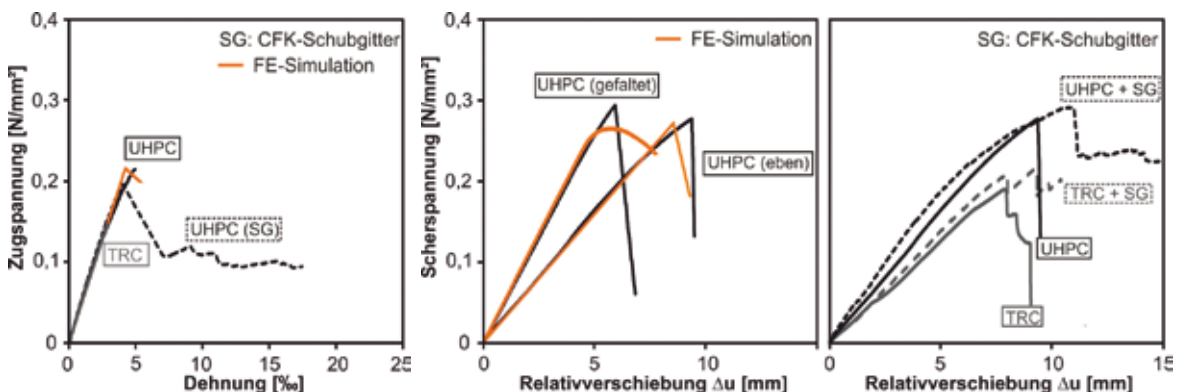


Bild 10: Repräsentative Versuche zum Zugtragverhalten (links) und Schubtragverhalten (Mitte, rechts) und Vergleich mit FE-Berechnungen

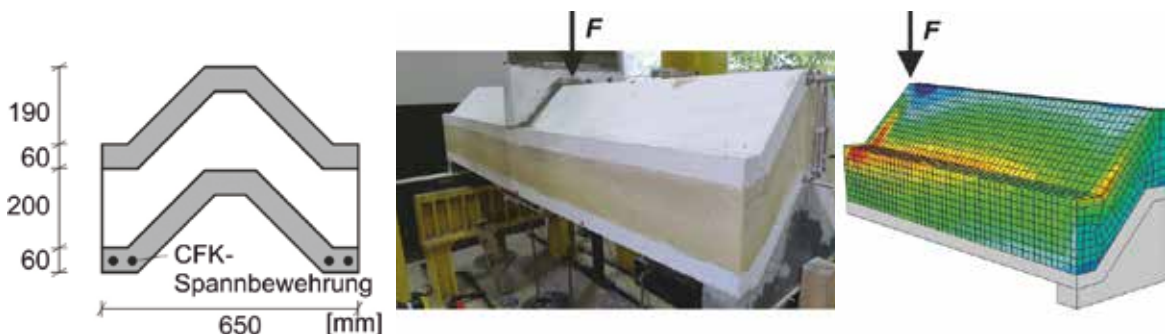


Bild 11: Untersuchter Querschnitt, Spannbewehrungsanordnung, Versuchsaufbau und FE-Modell mit Hauptzugspannungen im Kernmaterial bei Versagenslast

Für die Modellierung wurde das nichtlineare Materialverhalten der PUR-Kernschicht analog zu [16] anhand von Materialproben ([17]–[20]) kalibriert und die Verbundfuge über Kohäsionselemente beschrieben. Damit lässt sich die Verbundfuge sowohl unter Zug- als auch unter Schubbeanspruchung zutreffend abbilden (siehe Bild 10).

## 6 Sandwichschalenträger mit CFK-Vorspannung

Die Herstellung großformatiger Bauteile durch Ausschäumen wurde an einem Sandwichelement mit ebenen Deckschichten aus UHPC ohne Vorspannung getestet. Der entstehende Schaumdruck konnte sicher von den faserbewehrten Deckschichten aufgenommen werden. Im anschließenden 3-Punkt-Biegeversuch versagte der 2,5 m lange Sandwichträger bei Biegezugspannungen von etwa 15 N/mm<sup>2</sup> durch einen klaffenden Riss in der unteren Deckschicht und im Kernmaterial ohne Schädigung der Verbundfuge.

In nichtlinearen FE-Simulationen (Bild 11) auf Basis der Ergebnisse aus den Arbeitsschritten A-III bzw. A-IV wurden vor den Bauteilversuchen Traglasten, Versagensmechanismen und der Einfluss der Vorspannung analysiert. Die Vorspannung wurden analog zu A-III abgebildet und die Materialmodelle für UHPC, CFK, Schaum und

Verbundfuge aus A-III und A-IV übernommen. Hauptparameter der Studie waren die Höhe und Anordnung der Vorspannung im Querschnitt.

Für die 3-Punkt-Biegeversuche an vorgespannten Sandwich-Faltwerkträgern wurden Lagerung, Lasteinleitung und Prüfkörperlänge analog zu den Versuchen an Falwerkträgern (vgl. A-III / B-III) gewählt, um die Sandwichtragwirkung zu analysieren. In Bild 12 sind Querschnitt, Versuchsaufbau und FE-Modell mit den Hauptzugspannungen im Kernmaterial beim Erreichen der Versagenslast der Sandwich-Faltwerkträger dargestellt.

Die vorgespannten Sandwich-Faltwerkträger konnten bei gleicher Durchbiegung mehr als die doppelte Last aufnehmen als Falwerkträger mit gleicher Vorspannung (Bild 12). Auch ein Vergleich mit zwei gestapelten Falwerkträgern liefert eine deutlich höhere Tragfähigkeit für den Sandwich-Faltwerkträger.

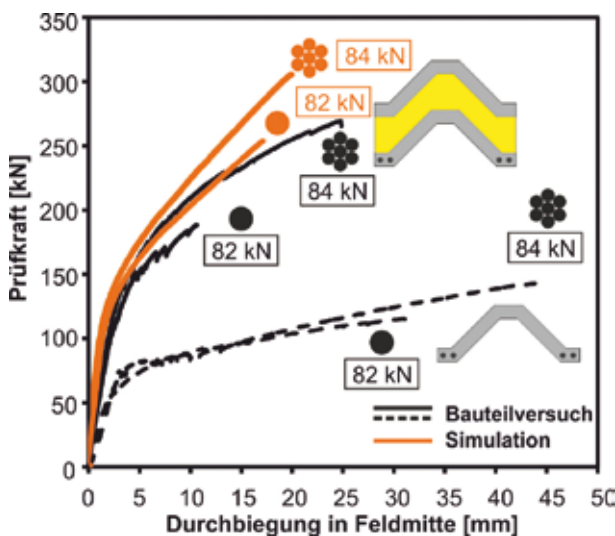


Bild 12: Vergleich der Last-Durchbiegung von Falwerkträgern und Sandwich-Faltwerkträgern

Die nichtlinearen FE-Berechnungen lassen erkennen, dass die Steifigkeiten und Übergänge zum Zustand II gut, die Maximallasten und Durchbiegungen jedoch weniger zutreffend abgebildet werden. Nach Durchführung weiterer Versuche sollen Ansätze zur Implementierung eines anisotropen Schädigungsmodells in das FE-Modell erprobt werden, um für Parameterstudien die Übereinstimmung mit Versuchen zu verbessern.

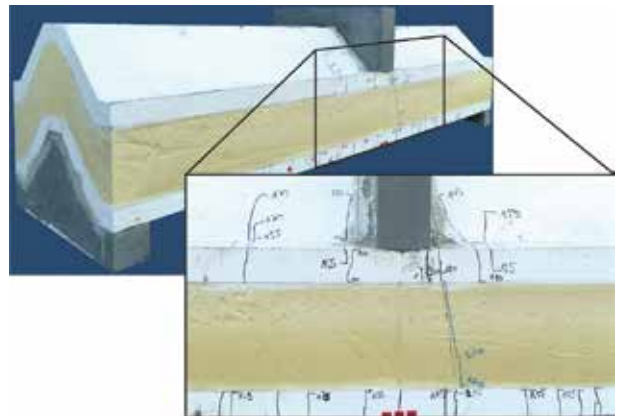


Bild 13: Repräsentatives Versagensrissbild

Das Versagen der Sandwich-Faltwerkträger erfolgte durch einen Biegeriss im unteren Faltenwerkträger und im Kernmaterial (Bild 13). Verglichen mit den Faltenwerkträgern waren die Traglasten mehr als doppelt so groß bei gleichzeitig geringeren Durchbiegungen.

Risse in der oberen Deckschicht deuteten an, dass auch diese vorgespannt werden sollte. Ein Verbundversagen zwischen Kernmaterial und UHPC-Deckschichten konnte in den Versuchen nicht beobachtet werden.

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Durch theoretische und experimentelle Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass sich aus der Kombination von Hochleistungsbeton, korrosionsresistenter CFK-Spannbewehrung und eingeschäumter PUR-Kernschicht hochtragfähige Sandwich-Faltwerkträger herstellen lassen. Die wesentlichsten Ergebnisse der bisher durchgeführten Untersuchungen können wie folgt zusammengefasst werden:

- ❑ Es wurde eine wiederverwendbare Verankerung für CFK-Spannbewehrungen entwickelt.
- ❑ Im Vergleich zu Spannstahl weist eine CFK-Spannbewehrung in UHPC mit 23 N/mm<sup>2</sup> bis zu 35 % höhere Verbundfestigkeiten auf, die Übertragungslängen sind kürzer und die absoluten Betondeckungen kleiner.
- ❑ In Modellversuchen mit eingeschäumtem Kernmaterial werden um bis zu 80 % höhere Zug- und bis zu 50 % höhere Scherfestigkeiten erreicht als bei Verwendung von Blockschäumen in [16].
- ❑ Zug- und Scherbelastungen von Verbundfugen können zutreffend mit nichtlinearen FE-Modellen mit Kohäsionselementen beschrieben werden.
- ❑ Die vorgespannten Sandwich-Faltwerkträger erreichen bei gleicher Durchbiegung mehr als die doppelte Traglast der vorgespannten Faltenwerkträger.
- ❑ Die Versagensmechanismen von vorgespannten Faltenwerkträgern und Sandwich-Faltenwerkträgern können mit bestehenden FE-Modellen mit isotroper Schädigung zutreffend vorhergesagt werden, Traglasten und Durchbiegungen jedoch nicht.

Für die Anwendung der bis heute erzielten Erkenntnisse auf Sandwichsysteme mit doppelt-gekrümmten Betondeckschichten sind weitere Fragestellungen zu klären. Durch den zweiachsialen Lastabtrag sind zum einen die Wirkung von Fasern in UHPC und von Bewehrungstextilen im TRC und zum anderen die Interaktion mit der Kernschicht genauer zu untersuchen. Zentrale Fragestellungen sind die Sandwichtragwirkung in doppelt gekrümmten Systemen und die Notwendigkeit von Verbindungsmitteln. Des Weiteren ist der Einfluss des zeitabhängigen Materialverhaltens der Kernschicht auf das Tragverhalten nicht bekannt.

## Danksagung

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die Förderung des Projektes HE 2637/16-1 im Rahmen des Schwerpunktprogramms 1542 *Leicht Bauen mit Beton*.

## Literatur

- [1] STARK, A.; HEGGER, J.: Verbundverhalten von CFK-Spannbewehrungen in UHPFRC. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 10, S. 701–710.
- [2] STARK, A.; SHAMS, A.: Untersuchungen zum Verbundverhalten von Sandwichelementen mit Betondeckschichten und geschäumten Polyurethan-Kernschichten. Bauingenieur 88 (2013), Heft 10, S. 412–419.
- [3] American Concrete Institute Committee 440: Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons (ACI 440.4R-04). American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2004, 35 S.
- [4] NANNI, A.; BAKIS, C. E.; O'NEIL, E.; DIXON, T.: Performance of FRP Tendon-Anchor Systems for Prestressed Concrete Structures. PCI Journal (1996), Januar/Februar, S. 34–44.
- [5] MEIER, U.: Zwei CFK-Kabel für die Storchenbrücke. Schweizer Ingenieur und Architekt 114 (1996), Heft 44, S. 980–985.
- [6] GAUBINGER, B.; KOLLEGER, J.: Development of an anchorage system for CFRP tendons. In: Proceedings of IABSE Symposium Melbourne 2002, 11.–13.09.2002, S. 368–369.
- [7] ĎURECH, D.; GIRGLE, F.; HORÁK, D.; LANÍKOVÁ, I.; ŠTĚPÁNEK, P.: Anchoring Method for Prestressing of FRP Reinforcement. In: Proceedings of 35th Conference on OUR WORLD IN CONCRTE & STRUCTURES, 25.–27.08.2010 in Singapore, 11 S.
- [8] AL-MAYAH, A.; SOUDKI, K.; PLUMTREE, A.: Simplified Wedge Anchor System for FRP Rods. In: Proceedings of FRPRCS-8, 16.–18.07.2007 in Patras (Greece), S. 505–506.
- [9] AL-MAYAH, A.; SOUDKI, K.; PLUMTREE, A.: Experimental and Analytical Investigations of a Stainless Steel Anchorage for CFRP Prestressing Tendons. PCI Journal (2001), März/April, S. 88–100.
- [10] BENNITZ, A.; SCHMIDT, J. W.; TÄLJSTEN, B.: Failure modes of prestressed CFRP rods in a wedge anchored set-up. In: HALLIWELL, S.; WHYSALL, C.; STRATFORD, T. (Hrsg.): Advanced composites in construction (ACIC) Conference proceedings, 01.–03.09.2009 in Edinburgh (UK), S. 104–114.
- [11] NITSCH, A.: Spannbetonfertigteile mit teilweiser Vorspannung aus hochfestem Beton. Dissertation, Schriftenreihe des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, 2001.

- [12] HEGGER, J.; BERTRAM, G.: Verbundverhalten von vorgespannten Litzen in UHPC, Teil 1: Versuche zur Verbundfestigkeit und zur Übertragungslänge. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), Heft 6, S. 379–389.
- [13] HEGGER, J.; BERTRAM, G.: Verbundverhalten von vorgespannten Litzen in UHPC, Teil 2: Ableitung eines Verbundmodells zur Berechnung der Übertragungslänge. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 1, S. 23–31.
- [14] DIBt: Richtlinie für die Prüfung von Spannstählen auf ihre Eignung zur Verankerung durch sofortigen Verbund. Mitteilungen Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, Juni 1980.
- [15] FEHLING, E.; SCHMIDT, M.: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC). Forschungsbericht, Universität Kassel, Fachbereich Bauingenieurwesen, 2005.
- [16] HORSTMANN, M.: Zum Tragverhalten von Sandwichkonstruktionen aus textilibewehrtem Beton. Dissertation, Schriftenreihe des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, Heft 31, 2010.
- [17] DIN EN 1607: Wärmedämmstoffe für das Bauwesen – Bestimmung des Verhaltens bei Druckbeanspruchung. Deutsche Fassung FprEN 826:2012, Juli 2012.
- [18] DIN EN 826: Wärmedämmstoffe für das Bauwesen – Bestimmung der Zugfestigkeit senkrecht zur Plattenebene. Deutsche Fassung FprEN 1607:2012, Juli 2012.
- [19] [DIN EN 12090: Wärmedämmstoffe für das Bauwesen – Bestimmung des Verhaltens bei Scherbeanspruchung. Deutsche Fassung FprEN 12090:2012, Juli 2012.
- [20] DIN EN 1602: Wärmedämmstoffe für das Bauwesen – Bestimmung der Rohdichteng; Deutsche Fassung FprEN 1602:2012, Juli 2012.

### **Sandwichkonstruktionen aus dünnen gefalteten und gekrümmten Betondeckschichten**

#### **Projektleiter**

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

#### **Projektbearbeiter**

Dipl.-Ing. Alexander Stark

#### **Projektlaufzeit**

07/2011 – 06/2014

#### **Web**

[www.imb.rwth-aachen.de](http://www.imb.rwth-aachen.de)

# Parabolrinnen für solarthermische Kraftwerke

Sören Müller  
Jürgen Schnell

Fachgebiet  
Massivbau und  
Baukonstruktion  
Technische  
Universität  
Kaiserslautern

Derzeit existieren weltweit unterschiedliche Formen von solarthermischen Kraftwerken, wobei Parabolrinnenkraftwerke bisher am wirtschaftlichsten sind. Deren Kollektorelemente werden i. d. R. als räumliche Stahlfachwerke mit punktförmig gestützten Spiegeln hergestellt. Eine Alternative dazu wird im Rahmen des SPP 1542 im Teilprojekt *Leichte verformungsoptimierte Schalenträgerwerke aus mikrobewehrtem UHPC am Beispiel von Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke* erforscht. In diesem Projekt wurde ein Großdemonstrator realisiert, welcher die Machbarkeit solch innovativer Betonfertigteilschalen zeigt. Im vorliegenden Beitrag wird der Herstellungsprozess von der Idee über den Entwurf hin zur Realisierung des Großdemonstrators beschrieben. Die statische und dynamische Auslegung des Demonstrators oblag dem Projektpartner Prof. MARK (RUB).

## 1 Einleitung

Derzeit gibt es unterschiedliche Arten von als Concentrated-Solar-Power-Systeme (CSP) bezeichneten solarthermischen Kraftwerken (Bild 1). Ihr Funktionsprinzip ist die Konzentration der Solarstrahlen. Bei den diesem Beitrag zu Grunde liegenden Parabolrinnen handelt es sich um ein solches CSP-System. Auf die Rinne einfallende Solarstrahlung wird auf ein mit Glas ummanteltes, durch ein Vakuum umgebenes linienförmiges Absorberrohr fokussiert (z. B. [1]). Ein durch dieses Absorberrohr strömendes Thermoöl wird dadurch erhitzt. Die durch das Öl übertragene Wärme wird in einem konventionellen System zur Elektrizitätsgewinnung mittels Dampfturbinen in elektrische Energie umgewandelt.



Bild 1: Parabolrinnen der Plataforma Solar de Almería, Spanien

[Quelle:

[http://www.dlr.de/tt/Portaldata/41/Resources/images/SF/Parabol\\_Almeria.jpg](http://www.dlr.de/tt/Portaldata/41/Resources/images/SF/Parabol_Almeria.jpg)]



An die Kollektorelemente müssen hohe Anforderungen gestellt werden, da der Systemwirkungsgrad vom Reflexionsgrad der Spiegel und von der geometrischen Genauigkeit der Spiegelfläche abhängt. So sinkt der Wirkungsgrad des gesamten Kraftwerks ab, sobald die ideale Parabelform der Spiegelfläche nicht mehr in ausreichendem Maße eingehalten wird, weil dann nicht mehr genügend reflektierte Sonnenstrahlen das Absorberrohr treffen. Deshalb ist nach [2] schon während des Herstellungsprozesses der Kollektoren als räumliche, filigrane Stahlfachwerke mit punktförmig gestützten Spiegелеlementen in Feldfabriken eine aufwändige Kontrolle der Genauigkeit erforderlich.

Nach [3] werden bei CSP-Anlagen photogrammetrische Messungen durchgeführt, um so Genauigkeitsanalysen zur Kontrolle der Verformungen erstellen zu können. Der Transport der Kollektorelemente an ihren Standort erfolgt nach deren Vormontage in einer Feldfabrik einzeln.

Folgende, dem oben beschriebenen Konstruktionsprinzip immanenten Aspekte sind nachteilig:

- ❑ Die Montage des Stahlfachwerks und der Spiegel sowie deren Einmessen sind zeit- und somit kostenaufwändig.
- ❑ Die Eigensteifigkeit der derzeit verwendeten Spiegelelemente ist gering. Dies führt zu Deformationen infolge von Eigen- und Windlasten, was sich nachteilig auf die Vermeidung von Verformungen der Spiegelfläche auswirkt.
- ❑ Für solarthermische Kraftwerke geeignete Standorte liegen in der Regel in Wüstengebieten, wo häufig korrosive Umgebungsbedingungen anzutreffen sind, insbesondere an Einsatzorten in Nordafrika [4]. Salzhaltige Böden beispielsweise können die Lebensdauer einer Stahlstruktur verringern.

Die Entwicklung einer neuartigen Tragstruktur, die eine hohe Dauerhaftigkeit sowie Formbeständigkeit bei geringem Materialeinsatz und niedrigen Herstellkosten aufweist, erschien unter diesen Aspekten vielversprechend.

Als Kriterien bei der Auswahl des geeigneten Werkstoffs waren Wirtschaftlichkeit, Lebensdauer und mögliche Wertschöpfung vor Ort zu berücksichtigen. Dadurch setzte sich Hochleistungsbeton für die vorliegende anspruchsvolle Aufgabenstellung durch. Die zu meisternden, stets standortabhängigen Herausforderungen betreffen Fragen zu Betontechnologie, Schalungstechnik und Herstellverfahren.

## 2 Konzeptionierung eines Großdemonstrators

Das Deutsche Zentrum für Luft- und Raumfahrt (DLR) in Köln-Porz verfügt über einen Prüfstand Sopran zur Beurteilung der thermischen Leistungsfähigkeit von Kollektorelementen, auf dem der bereits bestehende Kollektortyp PTC 1800 nach [6] umfassend getestet wurde. Das Konzept des im Folgenden beschriebenen Großdemonstrators aus Hochleistungsbeton ist eng an diesen Kollektortyp angelehnt.

Die Ausstattung des Großmodells mit einem elektrischen Antrieb erlaubt die automatische Ausrichtung der Parabolrinne im jeweils optimalen Winkel zur Sonne. Die Kenndaten des Kollektors des Demonstrators sind in Tabelle 1 und Bild 2 zusammengestellt. Der Fokuspunkt ist der Mittelpunkt des Absorberrohrs, die Fokallänge ist der Abstand zwischen dem Scheitel der Parabel und diesem.

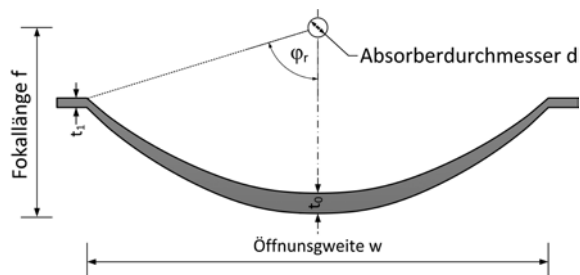


Bild 2 Querschnittsgeometrie des hergestellten Großdemonstrators

*Tabelle 1 Verschiedene Kenndaten des Großdemonstrators, Bezeichnungen gemäß Bild 2*

Kollektorlänge $l$ [m]	3,20
Öffnungsweite $w$ [m]	2,205
Fokallänge $f$ [m]	0,78
Schalendicke $t_1$ [mm]	20
Schalendicke $t_0$ [mm]	30
Öffnungswinkel $\phi_r$ [°]	70
Absorberrohrdurchmesser $d$ [mm]	51

Die Parabolrinnenlänge beträgt 3,20 m, ihre Öffnungsweite 2,205 m. Mit einer Schalendicke von nur 20 mm am Rand und 30 mm im Parabelscheitel wurde die Schale sehr schlank ausgeführt. An ihren Längsrändern ist sie versteift. Neben der Herstellung der Parabolrinne unter Verwendung des Werkstoffs Beton ist die für das hier vorgestellte Konzept verwendete patentrechtlich geschützte Auflagerkonstruktion eine zusätzliche Neuerung (siehe Bilder 3 und 4). Die Innovation hierbei ist, dass die Schwerachse stets auf einer Höhe bleibt. Dadurch ist zum Nachführen der Rinne nur noch minimaler Kraftaufwand erforderlich.

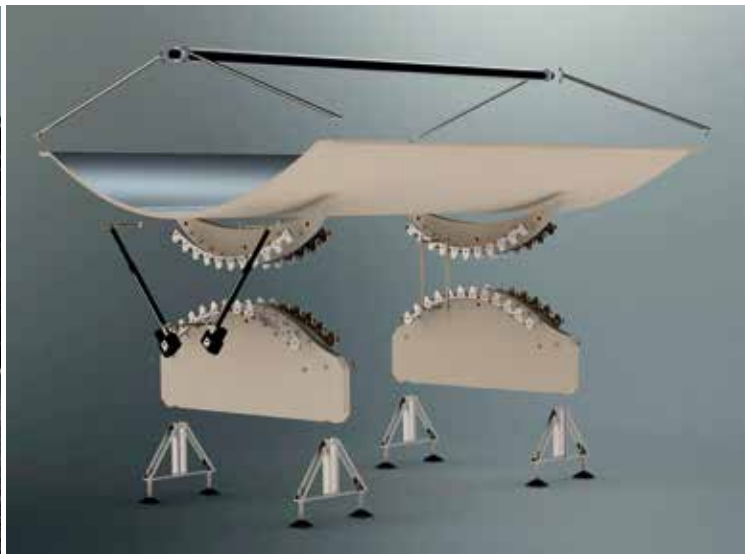
## 3 Herstellen des Großdemonstrators

### 3.1 Allgemeines

Die komplette Herstellung des Großdemonstrators (siehe Bild 5) wurde an der Technischen Universität Kaiserslautern im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau durchgeführt.



*Bild 3: Auflagerung des Demonstrators [Foto: Thomas Brenner]*



*Bild 4: Computeranimation des Großdemonstrators [Animation: Firma solarsolid]*



*Bild 5:  
Fertiger Großde-  
monstrator auf  
dem Campus der  
TU Kaiserslautern  
[Foto:  
Thomas Brenner]*

### 3.2 Schalung

Zur Betonage der Parabolrinne wurde eine Fratec®-Sonderschalung der Firma Max Frank GmbH und Co. KG eingesetzt. Diese Schalung besteht aus einem mittels CAD-Steuerung zugeschnittenen Polystyrolkern und einer Schalhaut aus selbstklebender Folie. Mit dieser aus einer Deckenschalung und aus einem Unterteil bestehenden Schalung wurde die Schale liegend betoniert, wobei das Einfüllen des Betons vom Scheitel aus erfolgte. Um eine lunkerfreie Schaleninnenseite realisieren zu können, wies die später zu verspiegelnde Seite dabei nach unten (siehe Bild 6). Für die Herstellung von Parabolrinnen im Rahmen einer Serienfertigung wäre diese Schalungsvariante aller-



Bild 6: Betonierfertige Schalung im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern  
[Foto: Sören Müller]

dings ungeeignet. Dafür würde eine steife, vielfach wiederverwendbare robuste Schalung aus Stahl benötigt werden. Für das hier vorgestellte Forschungsprojekt war die Polystyrolschalung aber völlig ausreichend und hat hervorragend ihren Zweck erfüllt.

### 3.3 Nanodur®-Beton

Als Werkstoff für das oben genannte Forschungsvorhaben wurde ein hochfester Beton verwendet, der auf dem von der Firma Dyckerhoff hergestellten Bindemittel Nanodur® basiert. Im Vordergrund stand stets die Wettbewerbsfähigkeit einer Ausführung von Parabolrinnen in Betonbauweise gegenüber den derzeit konventionell hergestellten Kollektorelementen aus Stahl. Dazu ist es auch erforderlich, dass die Bauzeit eines Kraftwerks mit Betonkollektorelementen mit der eines konventionellen solarthermischen Kraftwerks konkurrieren kann. Deshalb wurde zum Beispiel auch die Verwendung eines Erhärtungsbeschleunigers untersucht, um die Betonmischung für eine Serienfertigung in einer dafür notwendigen, aufwändigen Stahlschalung zwecks optimaler Ausnutzung und zur Erhöhung der Taktzeiten zu optimieren. Hierzu wurden an der TU Kaiserslautern drei verschiedene Betonrezepturen entwickelt. Diese unterscheiden sich einzig durch ihren Gehalt an Erhärtungsbeschleuniger: Für die Rezeptur M1 wurde kein

Erhärtungsbeschleuniger verwendet, M2 hat einen Erhärtungsbeschleunigergehalt von 2,0 Masse-% (bezogen auf den Zementgehalt) und bei M3 betrug dieser 4,0 Masse-%. Die drei Betonrezepturen sind in Tabelle 2 dargestellt. In Tabelle 3 sind einige Werkstoffigenschaften von M1 dokumentiert, da diese Mischung für die Herstellung des im Rahmen dieses Beitrags beschriebenen Großdemonstrators verwendet wurde.

Nanodur® Compound 5941 weiß ist eine Bindemittelvormischung auf Basis eines Zements CEM II/B-S 52,5 R. Dieser wird nach [7] mit Quarzmehl im Verhältnis 59 : 41 bei der Produktion vorgemischt. Als Erhärtungsbeschleuniger wurde das Produkt X-SEED® 100 der BASF eingesetzt, als Schwindreduzierer Eclipse® Floor der Firma Grace Bauprodukte GmbH und als Fließmittel das Produkt Glenium ACE 430 der BASF.

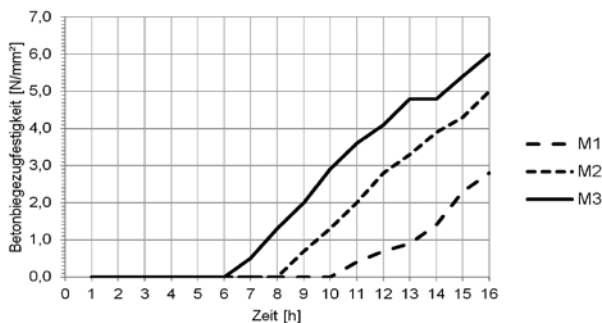


Bild 7: Entwicklung der Betonbiegezugfestigkeit der Mischungen M1, M2 und M3 (im Dreipunktbiegeversuch an Prismen 40 × 40 × 160 mm ermittelt, jeweils Mittelwerte aus drei Probekörpern)

Über einen Zeitraum von 16 Stunden wurde die Entwicklung sowohl der Betonbiegezugfestigkeit als auch der Prismendruckfestigkeit der drei oben beschriebenen Betonrezepturen untersucht, um den Einfluss des Erhärtungsbeschleunigergehaltes beurteilen zu können. Die Ergebnisse dieser Versuchsreihe sind in Bild 7 und Bild 8 dargestellt.

Tabelle 2 Betonrezepturen von M1, M2 und M3

Ausgangsstoff	Zusammensetzung [kg/m <sup>3</sup> ]		
	M1	M2	M3
Nanodur® Compound 5941, weiß	1.042,0	1.042,0	1.042,0
Rheinsand 0/2	426,0	426,0	426,0
Basaltspilt 1/3	882,0	882,0	882,0
Zugabewasser (ohne Fließmittel)	160,0	147,7	135,4
(3,3 M.-% vom Zementgehalt) Fließmittel Glenium ACE 430	20,3	20,3	20,3
Schwindreduzierer Eclipse® Floor	8,0	8,0	8,0
Erhärtungsbeschleuniger X-SEED® 100	-	12,3	24,6

Tabelle 3 Festbetoneigenschaften nach 28 d von Betonrezeptur M1  
(Mittelwerte, an der TU Kaiserslautern ermittelt)

Elastizitätsmodul	47.593,1 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit	15,1 N/mm <sup>2</sup>
Zylinderdruckfestigkeit	109,1 N/mm <sup>2</sup>
Festbetonrohichte	2.524 kg/m <sup>3</sup>

Erwartungsgemäß ist mit zunehmendem Gehalt an Erhärtungsbeschleuniger ein früheres Einsetzen der Entwicklung der Betonbiegezugfestigkeit festzustellen. Bei den beiden Mischungen mit Erhärtungsbeschleuniger verläuft die Zunahme der Festigkeiten annähernd parallel und schneller als bei der Mischung M1. Dies ist am steileren Anstieg der Kurven zu erkennen. Auf die Entwicklung der Druckfestigkeit wirkt sich der verwendete Erhärtungsbeschleuniger lediglich unterproportional aus.

Alle drei Mischungen sind grundsätzlich selbstverdichtend. Auf Nanodur® Compound 5941 weiß basierender Beton weist eine hefeteigartigen Konsistenz auf. Aus diesem Grund sind übliche Frischbetonuntersuchungen ungeeignet, die Frischbetoneigenschaften dieses Betons sachgerecht beurteilen zu können. Es ist unumgänglich, die Betonrezeptur individuell für die Anforderungen des jeweiligen Bauteils anzupassen.

Für den praktischen Anwendungsfall wird nach derzeitigem Kenntnisstand die Mischung M2 empfohlen. Der Grund ist, dass mit ihr der immer einzugehende Kompromiss zwischen einer schnellen Festigkeitsentwicklung und einer guten Verarbeitbarkeit am besten hergestellt werden kann.

Da die Erhärtungsgeschwindigkeit, die durch die Verwendung eines Erhärtungsbeschleunigers bislang erzielt werden konnte, für eine wirt-

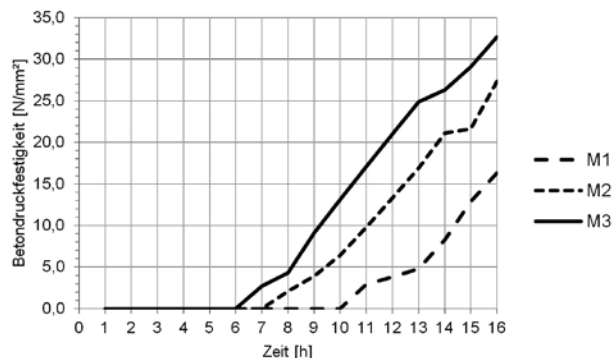


Bild 8: Entwicklung der Betondruckfestigkeit der Mischungen M1, M2 und M3 (jeweils Mittelwerte aus sechs Probekörpern)

schaftliche Taktzeit noch gesteigert werden muss, wird derzeit die Kombination mit einer Wärmehaube untersucht.

### 3.4 Bewehrung

Der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens hergestellte Großdemonstrator wurde ausschließlich zur Gewährleistung der Transportsicherheit konstruktiv mit einer Betonstahlmatte Q188A bewehrt. Für zukünftige Betonkollektorgenerationen ist die Bewehrungstechnik zurzeit noch in der Entwicklung. Untersucht wird die Eignung von Bewehrungselementen aus metallischer Mikrobewehrung und aus glasfaser- oder carbonfaserverstärkten Kunststoffen.

### 3.5 Verspiegelung

Nach aktuellem Stand existieren derzeit drei unterschiedliche Konzepte, um die Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke zu verspiegeln:

- PVD-beschichtetes Aluminiumblech,
- Glas-, Silberspiegel,
- Reflektorfolie.

Die Verspiegelung des hier vorgestellten Großdemonstrators wurde mittels eines PVD-beschichteten Aluminiumblechs mit einer Stärke von 0,5 mm realisiert. Der Grund ist, dass dieses die einfachste Applizierbarkeit im Vergleich der drei oben beschriebenen Verspiegelungskonzepte aufweist. Um die Spiegelbleche mit der Betonschale zu verkleben, wurde das doppelseitige Haftklebeband Duplocoll® 5122 eingesetzt, das als Montagesicherung und gleichzeitig als Abstandhalter zur Erzielung der gewünschten Klebschichtdicke von 1 mm diente. Mit einer Zahnspachtel wurde zwischen dem Klebeband als reaktiver einkomponentiger Konstruktionsklebstoff Sikaflex®-552 appliziert. Dieser gewährleistet gemeinsam mit einer zuvor durchgeführten geeigneten Oberflächenvorbereitung die Dauerhaftigkeit der Verklebung.

## 4 Schlussfolgerungen und Ausblick

In der ersten Projektphase konnte gezeigt werden, dass zu den derzeit in Stahlbauweise konventionell hergestellten Kollektorelementen Parabolrinnen aus hochfestem Beton grundsätzlich eine Alternative darstellen können. Nicht zuletzt wegen ihrer Vorteile unter dem Gesichtspunkt der möglichen hohen Wertschöpfung vor Ort und der Dauerhaftigkeit in salzhaltigem Wüstenklima stellen sie besonders an Einsatzorten in Nordafrika eine attraktive Option dar. Auch wenn die Betonschalendicke nur wenige Zentimeter beträgt, weist sie wegen ihrer im Vergleich zu herkömmlichen Parabolrinnen hohen Steifigkeit nur geringe Verformungen auf. Dadurch können die reflektierten Solarstrahlen zielgenau im Absorberrohr konzentriert und ein hoher Gesamtsystemwirkungsgrad erreicht werden. Ein weiterer Vorteil ist, dass die Spiegel selbst bei der Verwendung auf einer Betonschale keinerlei Eigensteifigkeit mehr aufweisen müssen. Dadurch könnten in Zukunft Spiegelfolien, extrem dünne Bleche und sogar reflektierende Oberflächenbeschichtungen verwendet werden.

In der zweiten Projektphase soll das Grundkonzept auf großformatige Betonstrukturen mit 30 m Elementlänge und mehr übertragen werden. Dann wird es erforderlich werden, Hohlstrukturen statt Massivschalen zu verwenden, um zu wirtschaftlichen Ergebnissen kommen zu können. Dies wird zusätzliche Herausforderungen an Herstellverfahren, Betontechnologie und Bewehrungstechnik mit sich bringen.

## Dank

Ein besonderer Dank gilt der Deutschen Forschungsgemeinschaft, durch deren finanzielle Unterstützung das Projekt *Leichte verformungsoptimierte Schalentragwerke aus mikrobewehrtem UHPC am Beispiel von Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke* im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms SPP 1542 *Leicht Bauen mit Beton* erst ermöglicht wurde. Weiterhin wurde das Vorhaben durch die umsichtige und kreative Koordination innerhalb des Schwerpunktprogrammes 1542 durch Dr.-Ing. SILKE SCHEERER wesentlich befördert. Hinsichtlich des gemeinschaftlich durchgeführten Teilprojektes ist die exzellente und freundschaftliche Zusammenarbeit mit den Projektpartnern an der Ruhruniversität Bochum, Herrn Prof. Dr.-Ing. PETER MARK und Herrn Dipl.-Ing. PATRICK FORMAN, hervorzuheben. Herrn RAFFAEL WEISSBACH von der Firma solarsolid wird für seine hilfreichen Beiträge bei der Planung wie auch bei der Herstellung des Großdemonstrators herzlich gedankt. Des Weiteren danken die Autoren allen genannten Produktherstellern für ihre fachliche Beratung sowie für die Bereitstellung der benötigten Materialien.

## Literatur

- [1] NAVA, P.; LÜPFERT, E.; WOHLFAHRT, A.: Der Bau solarthermischer Kraftwerke – Produktion und Logistik der Montage. In: Produktionstechnologien für die Solarenergie. Jahrestagung des Forschungsverbunds Sonnenenergie in Kooperation mit dem Bundesverband Solarwirtschaft e.V. (BSW-Solar), Leibniz-Universität Hannover, 2007.
- [2] PÖTTLER, K.; RÖGER, M.; LÜPFERT, E.: Parabolrinnenkontrolle in der Serienfertigung „Q-Foto“. 10. Kölner Sonnenkolloquium, 21.06.2007 in Köln-Porz, Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt (DLR e. V.), Institut für Technische Thermodynamik, Solarforschung, Köln.
- [3] LÜPFERT, E.; ULMER, S.: Solar Trough Mirror Shape Specifications. Proceedings of the SolarPACES conference, Berlin, 15.-18. September 2009, DLR German Aerospace Center, Solar Research, Köln.
- [4] PEITSMEIER, H.: Der Wüstenstrom kommt 2020 nach Europa. Frankfurter Allgemeine Zeitung, 8.06.2013.
- [5] Schutzrecht DE102011011805 A1, 23.08.2012, RAFFAEL WEISSBACH.
- [6] JANOTTE, N.; MEISER, S.; KRÜGER, D.; PITZ-PAAL, R.; FISCHER, S.; MÜLLER-STEINHAGEN, H.; WALDER, M.: Bestimmung der thermischen Leistungsfähigkeit des Parabolrinnenkollektors PTC 1800. 19. Symposium Thermischer Solarenergie, Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt, Köln, Bad Staffelstein, 06.–08.05.2009.
- [7] Produktdatenblatt Dyckerhoff Nanodur® Compound 5941. Dyckerhoff AG, Produktmarketing, Wiesbaden, Stand 05/2013.

### **Leichte verformungsoptimierte Schalentragwerke aus mikrobewehrtem UHPC am Beispiel von Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke**

#### **Projektleiter**

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

#### **Projektbearbeiter**

Dipl.-Ing. (FH) Sören Müller

#### **Projektlaufzeit**

11/2011 – 11/2014

#### **Projektpartner:**

Prof. Dr.-Ing. Peter Mark, Ruhr-Universität Bochum  
Dipl.-Ing. Patrick Forman, Ruhr-Universität Bochum  
(<http://www.massivbau.rub.de/>)

#### **Web**

<http://www.bauing.uni-kl.de/massivbau/home/>

# Leichte Platten aus Beton als bionische Struktur

Martina  
Schnellenbach-Held  
Jan-Eric Habersaat

Institut für Massiv-  
bau, Universität  
Duisburg-Essen

Im vorliegenden Beitrag werden drei bionische Strukturen vorgestellt, die für den Einsatz in Stahlbetonplatten mit biaxialen Lastabtrag entwickelt wurden: Bewehrungsführung nach dem Funktionsprinzip des Spinnennetzes, bionische Querschnittsgestaltung an der Plattenunterseite sowie eine Optimierung der Form und Anordnung von Hohlkörpern. Durch diese innovativen Tragstrukturen wird der Kraftfluss beeinflusst und es stellt sich ein verbessertes Tragverhalten ein. Zur Formfindung und Entwicklung der Strukturen wurden evolutionäre Optimierungsprozesse kombiniert mit (nichtlinearen) Finite-Elemente-Berechnungen eingesetzt. Zum Abschluss der Forschungsphase werden die entwickelten Plattensysteme experimentell untersucht.

## 1 Einleitung

Die Ansprüche an die Gestaltung eines Bauwerks in Bezug auf das Erscheinungsbild und die Wirkung in der Umgebung spielen eine immer wichtigere Rolle im Entwurfsprozess. Hierbei hat sich eine Entwicklung hin zu leichten, filigranen und tragfähigen Bauwerken herausgebildet. Der Verbundwerkstoff Stahlbeton besitzt alle Voraussetzungen, um Tragwerke und Bauteile innovativ, naturinspiriert und leicht zu gestalten. Die Natur bietet hierfür ein großes Reservoir an Möglichkeiten zur Adaption, die analysiert und für die Problemstellungen des Massivbaus ausgearbeitet werden können.

Die Adaption von Erkenntnissen aus der Natur setzt das Verständnis dieser Strukturen voraus, jedoch soll keine komplette Kopie der Natur auf die Technik entstehen. Die technischen Randbedingungen und Ansprüche sind zu erkennen und zu bewerten. Bionik bedeutet, dass eine direkte Analogie zur Funktionalität der natürlichen Struktur vorhanden ist [1].

Bionische Strukturen nach natürlichen Vorbildern führen im Optimalfall zu einem relativ leichten und gleichzeitig tragfähigen Bauteil. Insbesondere Stahlbetonplatten bieten ein hohes Gestaltungs- aber auch Einsparungspotential, um die bionischen Strukturen für einen innovativen Betonbau zu nutzen.

## 2 Forschungsziel

Das Ziel des Forschungsvorhabens ist die Entwicklung von leichten, materialsparenden und tragfähigen Stahlbetonplatten als bionische Struktur, die durch Adaption von drei natürlichen Vorbildern einen naturinspirierten Kraftfluss erfahren. Dies führt zu einer Verbesserung des Tragverhaltens bei optimiertem Materialeinsatz, wodurch Kosten und Ressourcen eingespart und ein Beitrag zu einer nachhaltigen Bauweise geleistet werden kann. Eine naturinspirierte Gestaltung der Plattenunterseite optimiert nicht nur den Kraftfluss, sondern ersetzt auch die meist kantigen und „langweiligen“ Betonstrukturen durch innovative Formgebung. Die drei ausgewählten natürlichen Strukturen sind für den Einsatz im Betonbau adaptiert und mittels selbst entwickelter Optimierungsverfahren, FE-Simulationen und experimenteller Untersuchungen ausgearbeitet worden. Dabei werden das Biegetragverhalten durch eine verbesserte Bewehrungsanordnung nach dem Funktionsprinzip des Spinnennetzes und die Tragfähigkeit und die optische Wirkung durch Anordnung von natürlichen Querschnittsgestaltungen wie



beispielsweise Rippen optimiert und die innere Plattenstruktur durch Form und Anordnung von Verdrängungskörpern neu gestaltet.

Der Einsatz unterschiedlicher Betone wird in Anlehnung an die biologische Wachstumsregel durchgeführt. Es wird jeweils diejenige Betonart eingesetzt, die die Materialanforderungen des Bauteilbereichs am besten erfüllt. Das Tragverhalten dieser Betonhybridstrukturen wird an validierten FE-Modellen untersucht.

### 3 Forschungsphase

Die Forschungsphase gliedert sich in vier Hauptarbeitsphasen. Die Arbeitsphasen 1 bis 3 bestehen aus der Generierung und Optimierung der drei Grundstrukturen:

- Struktur 1: Bewehrungsführung nach dem Funktionsprinzip des Spinnennetzes,
- Struktur 2: Bionische Querschnittsgestaltung an der Plattenunterseite,
- Struktur 3: Optimierung der Form und Anordnung von Hohlkörpern.

In der vierten Arbeitsphase werden die entwickelten Strukturen 1 bis 3 experimentell untersucht.

#### 3.1 Aufbau und Lage einer Bewehrungsführung nach dem Funktionsprinzip des Spinnennetzes

Als erste bionische Struktur ist eine Bewehrungsanordnung nach dem Funktionsprinzip des Spinnennetzes erarbeitet worden. In einem Optimierungsprozess unter Einsatz evolutionärer Algorithmen (vgl. [2]) wurde die neuartige Bewehrungsstruktur entwickelt. Die neustrukturierten Stahlbetonplatten werden in dem Prozess über ihre „Fitness“ charakterisiert. Diese errechnet sich aus der Durchbiegung in Plattenmitte in Abhängigkeit von der Gesamtlänge der verlegten Bewehrung in einer Platte. Als Referenzwert werden die Ergebnisse von orthogonal bewehrten Stahlbetonplatten mit vergleichbarem Bewehrungsgehalt herangezogen [3].

Zu Beginn des Optimierungsprozesses wurde eine Versuchsreihe zur Grundlagenuntersuchung mit dem Ziel durchgeführt, den Einfluss radialer und tangentialer Bewehrungsanordnungen auf das Trag- und Verformungsverhalten zu analysieren. Hierfür wurden quadratische Platten mit verschiedenen, nicht optimierten radialen und tangentialen Bewehrungsanordnungen geprüft. Die gewonnenen Erkenntnisse sind in den Optimierungsprozess integriert worden.

Die Ergebnisse der Grundlagenuntersuchungen zeigten bereits, dass das Riss-, Material- und Verformungsverhalten bei radial und tangential bewehrten Platten wenigen Streuungen unterliegt. Die Ergebnisse sind sehr einheitlich und lassen sich deshalb später auf ein zu entwickelndes Ingenieurmodell gut übertragen. Bereits im

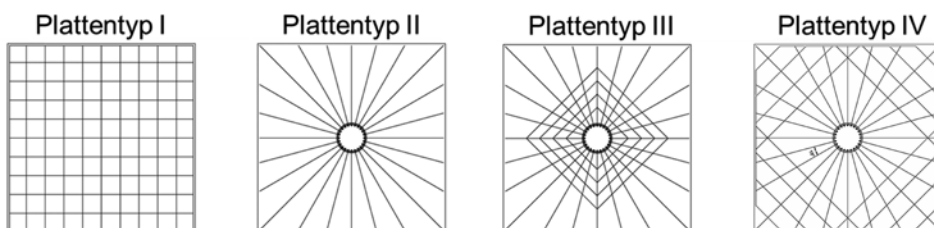


Bild 1: Untersuchte Bewehrungsanordnungen im Grundlagenversuch



Bild 2: Neuartige Bewehrungsanordnung [Foto: Jan-Eric Habersaat]

Gebrauchszustand lieferten die nicht optimierten Plattentypen III und IV in Bild 1 sehr gute Ergebnisse. Die Verformungen der Platten sind in diesem Bereich geringer als die Verformungen einer konventionell bewehrten Referenzplatte [4].

In der Optimierungsphase führte der Formfindungsprozess unter Einsatz evolutionärer Algorithmen mit Berücksichtigung der Fitness der einzelnen Individuen zu einer Konfiguration, die sich über eine Vielzahl von Generationen einstellte. Die Bewehrungsanordnung besitzt eine radial verlaufende Grundbewehrung und zwei tangentielle Bewehrungsbereiche, in denen jeweils ein konstanter Abstand der Bewehrungsstäbe untereinander vorliegt [3]. Die optimierte Anordnung der Bewehrung ist in Bild 2 zu sehen. Der anfangs numerisch idealisierte Knotenpunkt in Plattenmitte, in dem sich die radialen Bewehrungsstäbe treffen würden, wird durch die Anordnung von Zugringen aufgelöst. Der Zugring wurde in der Grundlagenversuchsreihe erfolgreich getestet und in einer optimierten Form im Großversuch eingesetzt.

Der Vergleich der numerischen Untersuchungen der optimierten Struktur unter idealen Voraussetzungen und einer orthogonal bewehrten Referenzplatte mit einem vergleich-

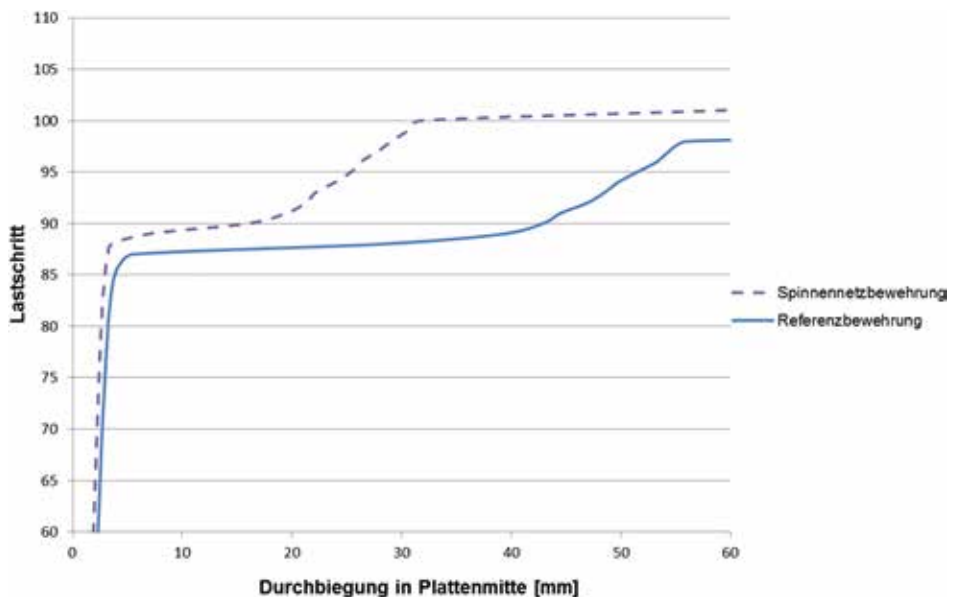


Bild 3: Last-Verformungsdiagramm (numerische Ergebnisse)

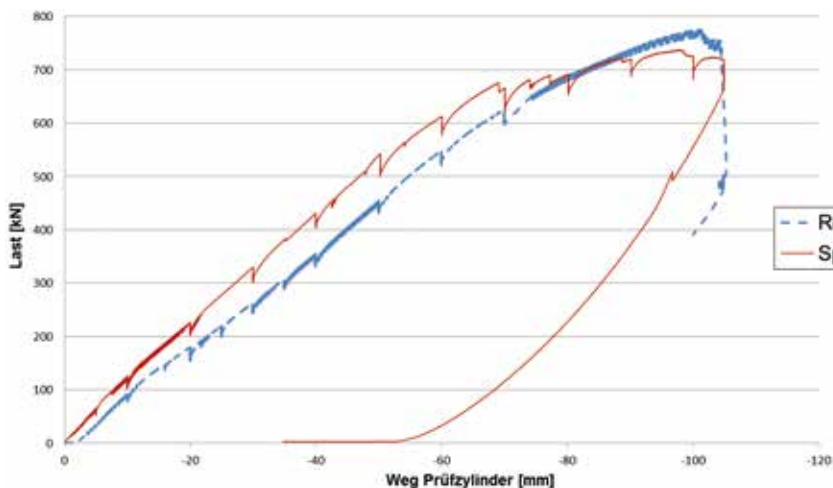


Bild 4:  
Last-Verformungs-  
diagramm  
(Ergebnisse der  
experimentellen  
Untersuchungen)

baren Bewehrungsgehalt zeigt bei den nichtlinearen Simulationen ein verbessertes Tragverhalten (s. Bild 3). Bei identischen Belastungen weist die neu entwickelte Plattenstruktur eine geringere Verformung auf. Durch die tangentialen Bewehrungsstäbe in den Eckbereichen sowie in Plattenmitte werden die Zugspannungen sehr gut aufgenommen. Der Winkel zwischen den Hauptzugspannungen und den Bewehrungsstäben ist kleiner als bei konventionell bewehrten Platten.

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen zeigen, dass die neuartige Bewehrungsführung eine hohe Duktilität im plastischen Bereich aufweist. Über etwa 90 % der Belastungszeit verbessert sich das Last-Verformungsverhalten der Platte (Bild 4). Die Versuchsplatten weisen eine sehr feine und gut verteilte Rissbildung auf. Die Aufzeichnungen der Stahldehnungen zeigen, dass sich die Spannungsverteilung im Bauteil von konventionell bewehrten Platten unterscheidet. Die Stahldehnungen in den radialen sowie in den tangentialen Bewehrungsbereichen steigen zum Plattenrand hin an. Hierbei sind vor allem die tangentialen Bewehrungsbereiche hoch beansprucht. Über die eingesetzte Zugringkonstruktion verteilen sich die Zugkräfte relativ homogen auf die radialen Bewehrungsstäbe, so dass der Betonstahl vergleichsweise kleine Stahldehnungen in diesem Bereich erfährt. Nur die Zugringe selber weisen in diesem Bereich hohe Dehnungen auf. Es liegt eine hauptspannungsorientierte Bewehrungsanordnung vor.

Um der verbesserten Duktilität der bionischen Plattenstruktur gerecht zu werden, bietet es sich an, die Platten als Betonhybridsystem auszubilden. Dabei wird der obere Bereich des Plattenquerschnitts – die hochbeanspruchte Druckzone – mit hochfestem Beton ausgebildet. Dies erhöht den Bauteilwiderstand für die einwirkenden Biegebeanspruchungen. Die Struktur erfährt somit weitere Verbesserungen hinsichtlich der Biegetragfähigkeit.

### 3.2 Bionische Querschnittsgestaltung an der Plattenunterseite

Analog zu den Profilierungen natürlicher Strukturen, wie sie beispielsweise auf der Blattunterseite von Riesenseerosen vorkommen, werden in dieser Arbeitsphase an der Plattenunterseite Rippen angeordnet. Rippendecken sind im Massivbau eine Variante, um den räumlichen Entwurf flexibel zu gestalten und tragfähige Deckensysteme bei gleichzeitigem effektiven Materialeinsatz zu konstruieren [5]. Konventionell werden bis-

her meistens rechtwinklige Strukturen ausgebildet. Einzelne Tragwerke weisen bereits innovative Lösungen auf, um den Kraftfluss zu verbessern und somit die Tragfähigkeit zu erhöhen und Material einzusparen [6].

Zu Beginn dieser Arbeitsphase wurde der Einfluss unterschiedlichster Rippenanordnungen in einer Parameterstudie getestet. Dabei wurden die Varianten:

- (1) radiale Rippen,
  - (2) radiale Rippen mit Vouten im Auflagerbereich,
  - (3) radiale Rippen mit Querrippen parallel zu den Rändern,
  - (4) radiale Rippen mit Querrippen in einem Winkel von 45° zu den Rändern
- sowie als Vergleichssysteme:
- (5) eine Vollplatte und
  - (6) eine Platte mit orthogonaler Rippenstruktur

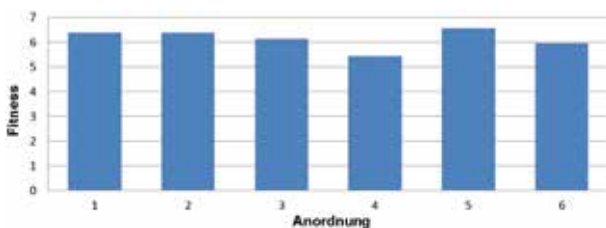


Bild 5: Einfluss unterschiedlicher Rippenanordnungen

als FE-Modell generiert und untersucht. Die Fitness (Bewertung der Qualität) der Strukturen wurde für diese Optimierungsphase durch das Produkt aus Durchbiegung in Plattenmitte multipliziert mit dem Betonvolumen der jeweiligen Struktur errechnet. Bild 5 zeigt, dass durch eine sinnvolle Rippenanordnung die Tragfähigkeit erhöht bzw. der Materialeinsatz minimiert werden kann. Mit Struktur 4 wurde für die getesteten Anordnungen das beste Ergebnis erzielt.

Der anschließende Optimierungsprozess zur Formfindung erfolgt in zwei Optimierungsphasen. In der ersten Phase wurde die Anordnung radial orientierter Rippen untersucht. Dabei dienen die Anzahl der Rippen, deren Höhe und Breite sowie die Höhe des Plattenspiegels als Optimierungsvariablen. Eine Massivplatte und eine Platte mit orthogonaler Rippenstruktur dienen als Referenzplatten, um die Qualität der Ergebnisse bewerten zu können. Als Restriktion für die erste Optimierungsphase wurde eine Beschränkung der Plattenhöhe einschließlich der Rippen eingeführt. Darauf aufbauend wurde eine erweiterte Optimierungsphase mit der zusätzlichen Restriktion eines maximalen Betonvolumens durchgeführt. Die Modelle in der Parameterstudie wurden mit linear-elastischem Materialverhalten abgebildet.

Die Eigenschaften der besten bewerteten Strukturen wurden für den zweiten Optimierungsprozess verwendet und weiterentwickelt. In diesem Prozess wurden analog zu den natürlichen Strukturen der Riesenseerose Querverstrebungen zwischen den radialen Rippen angeordnet. Durch eine Optimierung der Lage und Geometrie der Querrippen verbesserte sich das Rippensystem.

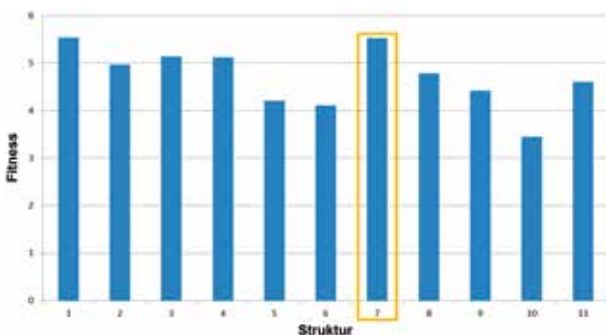


Bild 6: Vergleich der entwickelten Rippenstrukturen mit einer Referenzplatte (orange); kleiner Fitnesswert: verbesserte Tragfähigkeit

Die Rippenstrukturen mit Querverstrebung wurden in FE-Modellen abgebildet und in Abhängigkeit der Verformung und des Materialeinsatzes (Beton und Stahl) bewertet. Bild 6 zeigt die Qualität der einzelnen Plattensysteme. Von den entwickelten Rippenstrukturen wiesen mehrere Systeme eine verbesserte Biegetragfähigkeit gegenüber der Referenzplatte (Struktur 7) auf. Die in Bild 7 dargestellte Platte (diese entspricht der Struktur 5 in Bild 6) ist im Anschluss an die Optimierung und die numerischen Simulationen experimentell untersucht worden. Bild 8 zeigt einen Ausschnitt



Bild 7: Natürliches Vorbild und FE-Modell  
der entwickelten Struktur

[Foto: Jojona, CC BY SA]

Bild 8: Rippendecke mit Messgestell im Prüffeld des IfM

[Foto: Jan-Eric Habersaat]



des Versuchsaufbaus. Die im Bauteilversuch ermittelte Bruchlast der bionischen Rippenplatte ist etwa fünfmal so groß wie die Bruchlast einer Referenzplatte mit identischem Materialeinsatz.

Bereits die physikalisch nichtlinearen Berechnungen zeigen, dass sich mit innovativen Rippenstrukturen filigrane Leichtbaustrukturen mit erhöhter Tragfähigkeit konstruieren lassen. Diese Strukturen erfahren bei vergleichbarem Materialeinsatz und identischer Belastung geringere Verformungen gegenüber Referenzvollplatten und -rippenplatten. Durch die naturinspirierten Formen an der Plattenunterseite wirken die filigranen Platten optisch sehr ansprechend im Vergleich zu bekannten rechtwinkligen Strukturen. Die im Bauteilversuch ermittelte Bruchlast der bionischen Rippenplatte ist etwa fünfmal so groß wie die Bruchlast einer Referenzplatte mit identischem Materialeinsatz.

### 3.3 Untersuchungen zum Einfluss von Hohlkörperform und -anordnung

Zur Verbesserung der Tragfähigkeit bei geringstmöglichem Materialeinsatz werden mittels Topologieoptimierungsprozessen Form und Anordnung von Hohlkörpern untersucht.

Als Verfahren zur Formfindung von Hohlkörperbereichen wurde eine Methode auf der Basis des Rücksetzverfahrens gewählt. Hierbei wird das Bauteil in eine beliebige Anzahl von Abschnitten unterteilt. In diesen Abschnitten wird zufällig ein Element ausgewählt, das keine Steifigkeit erhält (ein sogenanntes Leer-Element). Anschließend wird jedes Element, das direkt an das Leer-Element angrenzt, darauf geprüft, wie groß der Einfluss auf die Durchbiegung des Systems ist. Der Einfluss der Hohlstellen auf das Durchbiegungsverhalten der Systeme wird mittels FE-Simulation berechnet. Das Element, das die Durchbiegung des Systems am wenigsten beeinflusst, wird zu einem weiteren Leer-Element umgewandelt und ist der Startpunkt für die nächste Suche (siehe Bild 9).

Da die Wahl des Startelements zufällig erfolgt, wird zur Verifizierung der Ergebnisse dieser Optimierungsprozess mehrmals durchgeführt. Als Abbruchkriterium dient eine vorab festgelegte Anzahl der Leer-Elemente. Diese wurde in mehreren Optimierungsprozessen inkrementell erhöht. Bild 10 zeigt eine Lösung unter Anwendung des Rücksetzverfahrens mit acht Teilbereichen im Designraum. Durch die Variation von Größe und Anzahl der Teilbereiche im Designraum konnten die Anordnung und die Größe der Hohlkörper stark beeinflusst werden. In den folgenden Arbeitsschritten wurden quaderförmige, kugelförmige, elliptische und eiförmige Formen angewendet, um die Tragfähigkeit unter definierten Randbedingungen zu untersuchen.

#### **Numerische Vergleichsstudie zum Einfluss von Form und Anordnung von Hohlkörpern**

Im Rahmen einer Vergleichsstudie wurden verschiedene Hohlkörperformen und Anordnungen mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Berechnungen analysiert und die Ergebnisse gegenübergestellt. Bild 11 zeigt einige FE-Modelle der FE-Vergleichsstudie, die mit dem Programmsystem TNO DIANA analysiert wurden. Für die Modellierung der Betonelemente sind Tetraedervolumenelemente verwendet worden. Diese Elemente bieten eine schnellere Modellierung der komplexen Modelle im Gegensatz zu den quaderförmigen Volumenelementen, sie verringern die Rechenzeit und sind ausreichend stabil.

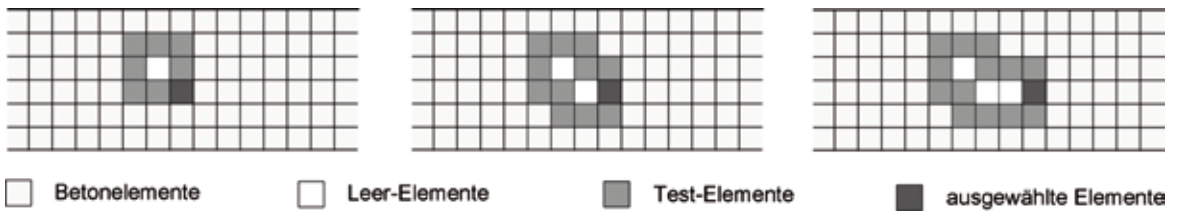


Bild 9: Topologieoptimierung zur Formfindung von Hohlkörpern

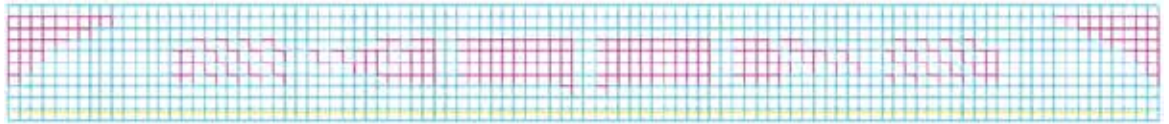


Bild 10: Struktur unter Anwendung des Rücksetzverfahrens

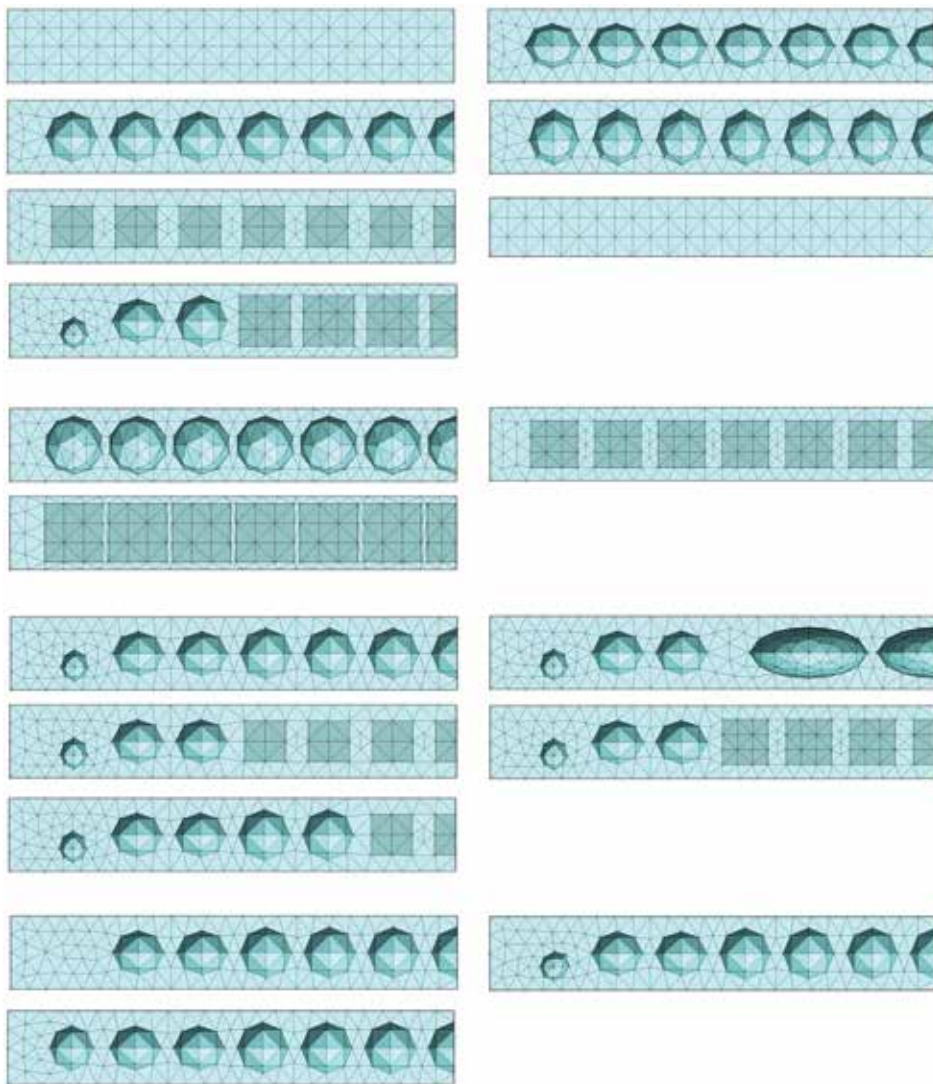


Bild 11: FE-Modelle der Vergleichsstudie

Die verschiedenen Systeme wurden in der Vergleichsstudie inkrementell mit einer Flächenlast und in einer zweiten Berechnung mit einer auflagernahen Einzellast belastet. Es wurden Untersuchungen zum Einfluss der Hohlkörperform und zum Einfluss der Hohlkörperanordnung im Bauteil durchgeführt.

Die Auswertung der Vergleichsstudie zeigt, dass würfelförmige Hohlkörper das größte Einsparpotential in Plattenmitte bieten, da in diesem Bereich der Einfluss der Hohlkörperform nur eine sehr geringere Auswirkung auf das Tragverhalten hat. Würfel besitzen das größte Volumen bei der geringsten Höhe. Sehr große ellipsoidförmige Strukturen wurden im Rahmen der Vergleichsstudie untersucht, um durch Einzelstrukturen viel Material einzusparen. Erwartungsgemäß führen diese großen Strukturen zu erhöhter Durchbiegung und zu einem vergleichsweise frühen Versagen. Der Einsatz von Ellipsoiden kann zu sehr guten Ergebnissen führen, hierfür müssen die Anordnung sowie die jeweiligen Abmessungen der Ellipsoidstruktur sinnvoll gewählt werden. Die Vergleichsstudie zeigt, dass durch sinnvolle Anordnung und Kombination unterschiedlicher Hohlkörperformen sehr gute Ergebnisse erzielt werden.

## 4 Zusammenfassung

Die Natur bietet für viele Problemstellungen des Massivbaus Lösungs- bzw. Optimierungspotentiale. Durch die Entwicklung und den Einsatz bionischer Strukturen lässt sich das Tragverhalten beeinflussen und verbessern. Hierfür müssen sinnvolle Optimierungs- und Adaptionprozesse durchgeführt werden. Mit der Simulation des physikalisch nichtlinearen Bauteilverhaltens unter Einsatz der FEM lassen sich komplexe Strukturen wirklichkeitsnah darstellen. In dem vorliegenden Beitrag wurde ein Forschungsvorhaben vorgestellt, in dem drei bionische Strukturen untersucht und für den Betonbau adaptiert wurden.

Durch Adaption einer hauptspannungsorientierten Bewehrungsanordnung nach dem Funktionsprinzip des Spinnennetzes konnte ein sehr duktileres Bauteilverhalten vor dem Versagen erreicht werden. Unter den gegebenen Randbedingungen verbesserte sich das Verformungsverhalten gegenüber einer Referenzplatte über 90 % des gesamten Belastungszeitraums bei vergleichbarem Tragverhalten.

Die entwickelte bionische Rippendecke weist gegenüber einer Referenzplatte mit äquivalentem Materialeinsatz sowie einer konventionellen Rippendecke eine erhöhte Biegesteifigkeit auf.

In der dritten Arbeitsphase wurde das Tragverhalten von Hohlkörperdecken u. a. in einer numerischen Vergleichsstudie untersucht. Es zeigte sich, dass durch eine sinnvolle Anordnung und Kombination unterschiedlicher Hohlkörperformen ein Einfluss auf das Tragverhalten und den effektiven Materialeinsatz genommen werden kann.

Das in diesem Beitrag vorgestellte Forschungsvorhaben ist zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch nicht beendet. Somit konnten noch nicht alle endgültigen Ergebnisse der Forschungsphase präsentiert werden.



## Literaturverzeichnis

- [1] NACHTIGALL, W.; POHL, G.: Bau-Bionik · Natur - Analogien - Technik. 2., neu bearb. und erw. Aufl., Berlin · Heidelberg: Springer Vieweg, 2013.
- [2] SCHNELLENBACH-HELD, M.; PULLMANN, T.: Genetische Optimierung von Tragstrukturen. Bauingenieur 86 (2011), Heft 9, S. 390–399.
- [3] SCHNELLENBACH-HELD, M.; HABERSAAT, J.-E.: Bionic Optimization of Concrete Structures by Evolutionary Algorithms. Structural Engineering International 24 (2014), Heft 2, S. 229–235.
- [4] HABERSAAT, J.-E.: Innovative Bewehrungsanordnung nach dem Funktionsprinzip des Spinnennetzes. In: BREITENBRÜCHER, R.; MARK, P. (Hrsg.): Beiträge zur 1. DAfStb-Jahrestagung mit 54. Forschungskolloquium; 07.–08.11.2013, Ruhr-Universität Bochum, 2013, S. 35–40.
- [5] SCHNELLENBACH-HELD, M.; ALDEJOHANN, M.: Deckensysteme – Gestern und Heute. Tiefbau (2006), Heft 4, S. 211–215.
- [6] SCHNELLENBACH-HELD, M.; HABERSAAT, J.-E.: Bionik im Betonbau – Natürliche Strukturen und Konstruktionen als Inspiration für den Betonbau. Bauingenieur 88 (2013), Heft 5, S. 205–213.

### **Leichte Platten aus Beton als bionische Struktur – Steifigkeitsgerechtes Konstruieren nach biologischen Vorbildern**

#### **Projektleiterin**

Prof. Dr.-Ing. Martina Schnellenbach-Held

#### **Projektbearbeiter**

Dipl.-Ing. Jan-Eric Habersaat

#### **Projektlaufzeit**

10/2011 – 09/2014

#### **Web**

<https://www.uni-due.de/massivbau>

# Entwurf und Herstellung von Optimalstrukturen aus funktional gradiertem Beton

Claudia Wolf

Michael Herrmann

Walter Haase

Werner Sobek

Institut für

Leichtbau Entwerfen

und Konstruieren

(ILEK),

Universität Stuttgart

Die Gradierung von Betonbauteilen durch eine in bis zu drei Raumrichtungen kontinuierliche Manipulation der Materialeigenschaften, wie beispielsweise Porosität, Festigkeit oder Steifigkeit, ermöglicht eine Anpassung des Bauteilinneren an das vorherrschende statische oder bauphysikalische Anforderungsprofil. Dies kann zur Massenminimierung und zur Erzielung multifunktionaler Eigenschaften eingesetzt werden. Die zur Herstellung funktional gradiertem Betonbauteile besonders geeigneten Verfahren Schichten und Spritzen ermöglichen die Entwicklung des gesamten Eigenschaftsspektrums zwischen zwei Referenzmischungen mit konträren Festigkeits- und Porositätseigenschaften. Numerische Entwurfsmethoden liefern ein Gradientenlayout als digitalen Bauplan für diese Bauteile.

## 1 Einleitung

Die gebaute Umwelt steht nicht nur für ca. 35 % des Energieverbrauchs und 35 % der Emissionen, sondern auch für 60 % des Ressourcenverbrauchs und – zumindest in Zentraleuropa – für mehr als 50 % des Massenmüllaufkommens [1], [2]. Daher spielt das Bauwesen eine zentrale Rolle für die Bewahrung oder Zerstörung unseres Ökosystems im Hinblick auf die bekannten Fakten Erderwärmung, zur Neige gehende Rohstoffe und steigende Energiekosten. Der Entwicklung von Bauteilen, welche in ihrer Masse optimiert und durch einen sortenreinen Aufbau leicht rezyklierbar sind, kommt somit eine entscheidende Bedeutung zu.

Ein Ansatz, um diese Ziele zu erreichen, stellt die Gradierung der zugrundeliegenden Bauteilwerkstoffe dar. Dabei lassen sich die entsprechenden Möglichkeiten und Potentiale besonders deutlich am Beispiel des Werkstoffs Beton aufzeigen. Dieser Optimierungsansatz stellt im Vergleich zu bisher angewandten Verfahren, welche ausschließlich die äußere Form eines Bauteils berücksichtigen, erstmals eine vollständige Optimierung des Bauteilinneren dar.

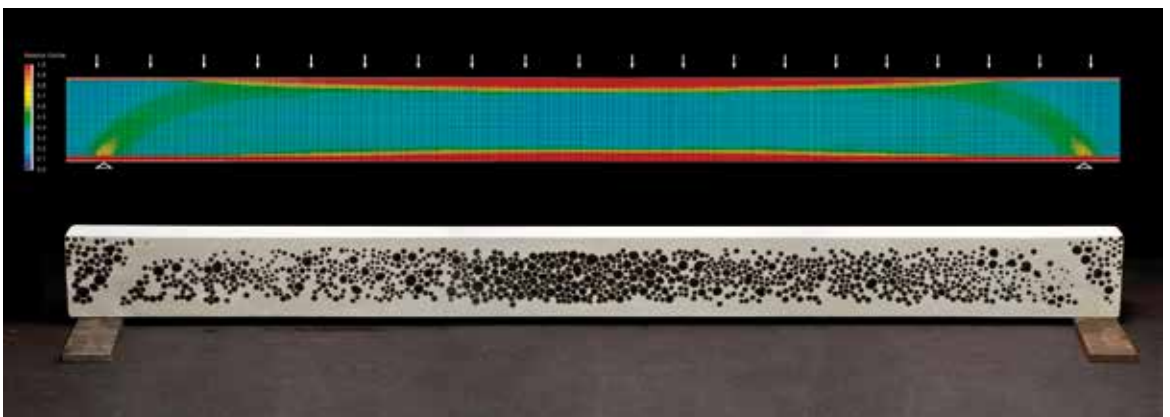


Bild 1: Gradientenlayout aus der numerischen Optimierung und dessen Umsetzung als Porositätsverteilung an einem Balkenelement [Foto: ILEK/Gabriela Metzger]



Bild 2:  
Schnitt durch eine  
Wand mit funkti-  
onal gradiertem  
Wandaufbau  
[Foto: ILEK /  
Gabriela Metzger]

## 2 Grundlagen und Anwendung der Gradientenbetontechnologie

Die Idee der Gradientenbetone wurde erstmals von WERNER SOBEK formuliert [3]. Die Weiterentwicklung erfolgte am Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren (ILEK) der Universität Stuttgart in den Forschungsvorhaben *Gradientenwerkstoffe im Bauwesen* [4] und *Funktional gradierte Elementdecken* [5], beide gefördert über die Forschungsinitiative *Zukunft Bau* des BMVBS. In einer interdisziplinären Kooperation der Institute für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren (ILEK), Systemdynamik (ISYS) und Werkstoffe im Bauwesen (IWB) der Universität Stuttgart werden aktuell Fragen der Herstellung, Automatisierung, Optimierung und Betontechnologie untersucht. Das gemeinsame Forschungsvorhaben *Optimalstrukturen aus funktional gradiertem Beton* ist Teil des Schwerpunktprogramms 1542 *Leicht Bauen mit Beton* der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG).

Definitionsgemäß sind funktional gradierte Bauteile durch eine ortsabhängige kontinuierliche Eigenschaftsänderung in bis zu drei Raumrichtungen charakterisiert, so dass die innere Struktur eines Bauteils optimal auf die tatsächlich auftretenden Beanspruchungen und damit auf die Anforderungen an das Bauteil abgestimmt werden kann. Dabei werden Betoneigenschaften wie Dichte, Porosität, Wärmeleitfähigkeit und Festigkeit angepasst. Der Einbau von Material, das später nicht oder nur geringfügig benötigt wird, die Gesamtmasse der Struktur aber wesentlich erhöht, wird dadurch a priori vermieden.

So sind beispielsweise bei biegebeanspruchten Bauteilen durch die zielgenaue Anordnung leichterer Betonmischungen in Bereichen geringer Beanspruchung (Bild 1) hohe Massen- und CO<sub>2</sub>-Einsparungen möglich.

Eine weitere vielversprechende Anwendung stellen multifunktionale Bauteile aus einem Werkstoff dar. Rein mineralische, funktional gradierte Wandbauteile sind in der Lage, die Anforderungen an Tragfähigkeit, Dauerhaftigkeit, architektonisches Erscheinungsbild und Wärmeschutz gleichzeitig zu erfüllen. Durch die monolithische Ausführung mit hochfestem Beton an den Außen- und Innenseiten sowie einer Kernzone mit Leichtbeton können sowohl der Materialeinsatz minimiert und ein schlanker Querschnitt erzielt als auch die Recyclingfähigkeit als sortenreines Bauteil gewährleistet

werden. Dichte und hochfeste Bereiche werden innerhalb des Bauteilquerschnitts mit hochporösen, niedrigfesten Zonen durch fließende Porositätsverläufe (Gradierungen) homogen und dauerhaft verbunden (Bild 2).

### 3 Werkstoffentwicklung

Für die Entwicklung automatisiert herstellbarer Betonbauteile werden Betonmischungen notwendig, welche sich einerseits in ihren statischen und bauphysikalischen Eigenschaften vollständig unterscheiden, jedoch andererseits gleichermaßen den Anforderungen aus den unterschiedlichen Herstellungsverfahren Rechnung tragen. Es kommt dabei neben der Materialzusammensetzung auch der Verarbeitbarkeit, Dichte und Festigkeitsentwicklung der Mischung eine erhebliche Bedeutung zu.

Im Rahmen des aktuellen Forschungsvorhabens sind zunächst zwei Referenzmischungen entwickelt worden, welche die möglichen Extremeigenschaften abbilden. Dabei besitzt Mischung I die Eigenschaften minimale Porosität mit zugehöriger maximaler Festigkeit, Mischung II bildet die gegenläufigen Eigenschaften mit maximaler Porosität und geringer Festigkeit ab. Innerhalb dieser Grenzen können die Werkstoffeigenschaften im Inneren der Bauteile durch eine Kombination der beiden Referenzmischungen und eine damit verbundene Anpassung der Porosität frei variiert werden (Bild 3).

Weitere Angaben zu den entwickelten Betonmischungen finden sich im Beitrag *Mischungsentwicklung für funktional gradierten Betonbau* in diesem Band.

### 4 Herstellungsverfahren

Ein zentraler Aspekt bei der Erforschung der Gradientenbetontechnologie ist die Entwicklung von Herstellungsmethoden für eine zielgenaue und reproduzierbare Steuerung der Porositätsverläufe innerhalb der Bauteile. Dabei müssen die materiellen Anforderungen mit Fragestellungen der Regelung und Steuerung einer automatisierten Herstellung gekoppelt werden.

Grundsätzlich haben sich im Rahmen vorangegangener Forschungen [4], [5] die beiden Verfahren Schichtauftrag und Trockenspritzen als besonders zielführend herausgestellt, so dass sich die aktuelle Forschungstätigkeit zunächst auf die Weiterentwicklung dieser Verfahren konzentriert.

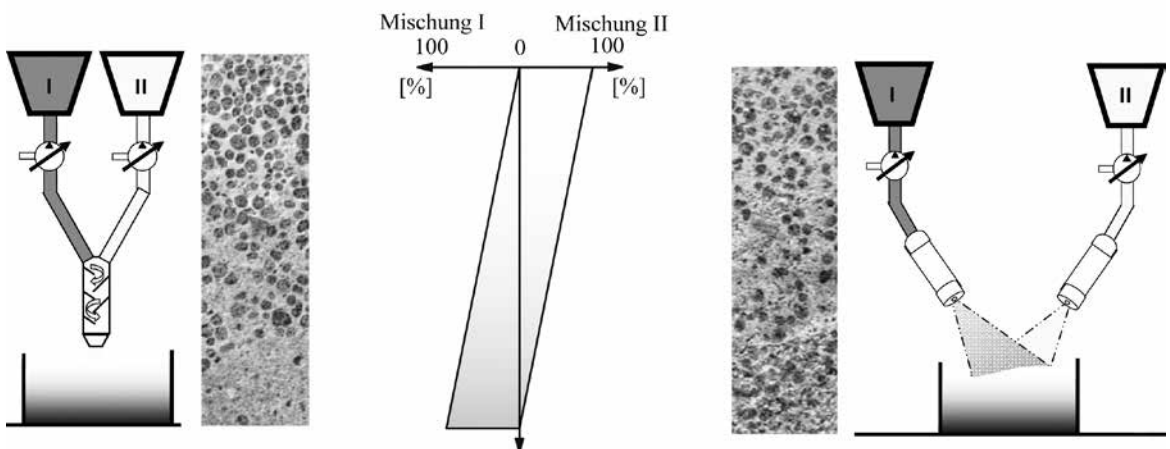


Bild 3: Herstellungsansätze und Ergebnisse einer unidirektionalen Dichtegradierung im Bauteilquerschnitt mittels Schichtauftrag (links) bzw. Trockenspritzen (rechts) [Quelle: ILEK/Michael Herrmann [6]]

Beim Schichten wird das Material in einer vorge-schalteten Mischeinrichtung zusammengeführt und dann schichtweise aufgebracht. Dieses Ver-fahren eignet sich deshalb insbesondere für eine unidirektionale Gradierung von Bauteilen. Grund-lage des Verfahrens bilden die bereits beschrie-benen konträren Betonmischungen I und II sowie der Ansatz ihrer gezielten volumenspezifischen Kombination. Bild 3 zeigt links exemplarisch den Herstellungsansatz des Schichtverfahrens, in Bild 4 ist der Querschnitt eines im Schichtver-fahren hergestellten Balkens dargestellt.



*Bild 4: Bauteilquerschnitt eines gradierten Betonbal-kens, hergestellt im Schichtverfahren  
[Foto: ILEK/ Gabriela Metzger]*

Beim Trockenspritzen wird das jeweilige Aus-gangsmaterial (Mischung I bzw. Mischung II) trocken, ohne Zugabe von Wasser, vorgemischt und mit Luftdruck über einen Schlauch zur Mischdüse gefördert. Erst in dieser Düse wird Wasser zugeführt und das Material beim Auftrag vermischt. Durch die räumliche Flexibilität des Materialauftrags eignet sich das Trockenspritzen insbesondere für die Herstellung räumlicher Gra-dientenbetonlayouts. In den Bildern 3 rechts und 5 sind der Herstellungsansatz des Trockensprit-zens sowie das Ergebnis einer unidirektionalen Dichtegradierung im Bauteilquerschnitt dargestellt.

Um die Festigkeitskennwerte der verwendeten Mischungen ermitteln zu können, bedarf es der Herstellung von Mörtelprismen mit den Abmessungen von  $40 \times 40 \times 160$  mm. Dabei müssen sowohl die beiden Herstellungsverfahren als auch die verschiedenen Mischungsverhältnisse der Grundmischungen I und II berücksichtigt werden.

Die Ergebnisse der Rohdichte- und Druckfestigkeitsmessung der Proben sind in Bild 6 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sich die Festigkeitswerte aus den Schichtversu-chen annähernd durch eine Exponentialfunktion beschreiben lassen. Durch diesen Zusammenhang können anhand des gewählten Mischungsverhältnisses die erreichba-ren Materialkennwerte abgeschätzt werden. Das Verfahren der Kombination beider Ausgangsmi-schungen zur Herstellung von Eigenschaftsgra-dienten im Bauteil kann daher grundsätzlich als geeignet angenommen werden.

Weiter zeigt sich bei den im Trockenspritzver-fahren hergestellten Proben eine im Vergleich zu den geschichteten Prismen erhöhte Streuung der Festigkeitseigenschaften (Bild 6). Diese Streuung ist – bedingt durch die manuelle Herstellung der Probekörper – maßgebend abhängig von den beim Trockenspritzen stark einflussnehmenden Parametern des Sprühabstandes und der Was-serzufuhr.



*Bild 5: Bauteilquerschnitt eines gradierten Betonbal-kens, hergestellt im Trockenspritzverfahren  
[Foto: ILEK/Gabriela Metzger]*

Die gezielte Automatisierung dieser und weite-erer Einflussgrößen für einen homogenisierten

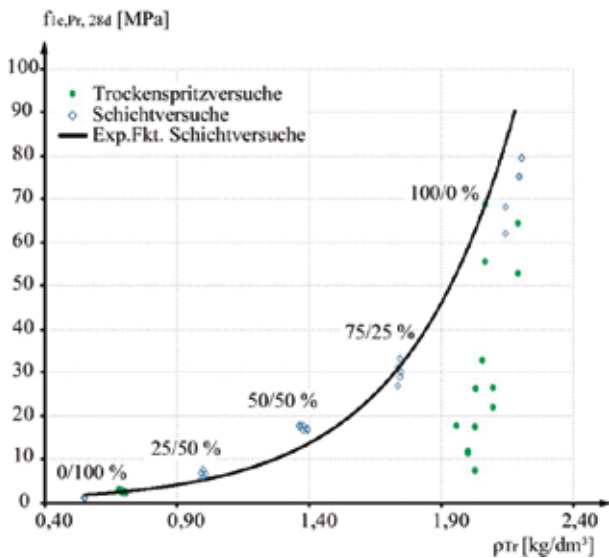


Bild 6: Vergleich der Festigkeitsergebnisse aus geschichteten und gespritzten Mörtelprismen  
[Quelle: ILEK/Jan Mittelstädt]

werden können. Detaillierte Informationen zum entwickelten Mehrachs-Roboter sind im Beitrag *Automatisierte Herstellung funktional gradierter Betonbauteile* in diesem Band zu finden.

Da die Festigkeitseigenschaften der gespritzten Bauteile stark herstellungsabhängig sind, muss die sensible Einstellung der Systemsteuerung des Manipulators experimentell erarbeitet werden. Derzeit erfolgen für beide Referenzmischungen Versuchsreihen mit dem Mehrachs-Roboter, um optimale Grundeinstellungen für die jeweilige Mischung festlegen und damit reproduzierbare Betoneigenschaften generieren zu können.



Bild 7:  
Mehrachs-Manipulator mit Hexapod und Spritzdüsen  
[Foto: ILEK / Gabriela Metzger]

Materialauftrag wie Sprühdruk, Vorbenetzung, gezielte Materialzugabe im Sprühnebel sowie Eigenrotation des Sprühkopfes führt zu einer erhöhten Herstellungsgüte des Bauteils und einer damit einhergehenden Reproduzierbarkeit der Materialeigenschaften. In der grundsätzlichen Möglichkeit, eine Vielzahl an Steuerungskomponenten beim Spritzvorgang zu automatisieren und damit reproduzierbare Randbedingungen für die Herstellung zu schaffen, liegt das Potential dieses Verfahrens. Eine Automatisierung verspricht weiterhin eine kostengünstige Produktion gradierter Bauteile.

Im Rahmen des aktuellen, interdisziplinären Forschungsprojektes wurde vom Institut für Systemdynamik (ISYS) ein Manipulator zur Herstellung funktional gradierter Bauteile mit räumlich freien Gradierungen entwickelt (Bild 7). Dieser bietet die Möglichkeit, die beiden konträren Ausgangsmischungen durch die Einstellung unterschiedlicher Mischungsverhältnisse so zu verarbeiten, dass alle zwischen den Ausgangsmischungen liegenden Eigenschaften erreicht

## 5 Bauteilversuche

Bislang sind Bauteile, die hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit geprüft wurden, stets in einem Verfahren hergestellt worden, bei dem der Betonaufrag schichtweise erfolgt [4], [7]. Bei diesem Verfahren werden die zur Verfügung stehenden homogenen Mischungen unterschiedlichen Bereichen innerhalb eines Bauteils so zugeordnet, dass sie das dort vorhandene Anforderungsprofil erfüllen. Anschließend werden die Mischungen parallel in einem Zwangsmischer angemischt und manuell eingebracht. Dies führt zu Eigenschaftssprüngen an den Schichtgrenzen. Unterschiedliche Schwind- und Kriechbeiwerte sowie thermische Ausdehnungskoeffizienten müssen durch eine ausreichend feine Abstufung angeglichen und bei der Dimensionierung berücksichtigt werden, damit es nicht zu Vorschädigungen infolge inneren Zwangs kommt. Dies wiederum führt zu einer Vielzahl an erforderlichen Arbeitsschritten und vorzuhaltenden Mischungen und somit zu einer Unwirtschaftlichkeit des Prozesses.

Daher wird im Forschungsvorhaben *Optimalstrukturen aus funktional gradierten Betonen* der Ansatz der Verhältnismischung zweier konträrer Ausgangsmischungen I und II in einem automatisierten Sprühverfahren verfolgt (Abschnitt 4). Um parallel zur Entwicklung der automatisierten Herstellungsvorrichtung die Vorteile des Gradientenspritzverfahrens bei der Vermeidung auftretender Gefügestörungen an den Schichtgrenzen zu belegen, ist vorab ein gradiertes Bauteil manuell mit zwei Trockenspritzmaschinen gefertigt und durch einen Vierpunkt-Biegeversuch bei der MPA Stuttgart auf seine Tragfähigkeit geprüft worden.

Der Prüfaufbau (Bild 8) orientiert sich am Aufbau der geschichteten Balken des Forschungsvorhabens *Gradierte Elementdecken* [5]. Zur Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit einer massiven, einachsig gespannten Platte werden die Abmessungen der Gradientendecke aus der Vordimensionierung einer Flachdecke hergeleitet. Die Breite des Plattenstreifens wird mit 400 mm zur doppelten Bauteilhöhe gewählt, um den einachsigen Lastabtrag einer Platte sicher abzubilden. Über die Bauteilhöhe erfolgt ein Schichtenaufbau mit zwei 10 mm starken Deckschichten aus der gefügedichten Mischung I oben und unten sowie einer 180 mm starken Kernschicht. Die Kernschicht ist über die Bauteillänge unter Berücksichtigung der Querkraftbeanspruchung im Vierpunkt-Biegeversuch in einen leichten mittleren Kernbereich KM 2 aus der Mischung II und einen tragfähigeren querkraftbeanspruchten Bereich KM 1, bestehend aus 50 % Mischung I und 50 % Mischung II, untergliedert. Die Bewehrung erfolgt mit dem textilen Kohlefasergelege SIGRATEx® Grid 600 [8]. Es werden 37 Rovings à 1,83 mm<sup>2</sup> verbaut. Die mittlere Bruchspannung  $\sigma_{\text{tex}}$  ist zuvor in Zugversuchen experimentell zu 1300 N/mm<sup>2</sup> bestimmt worden. Infolge des Ausschalens und des Transports vom Herstellungsort zur Prüfmaschine kam es zu einer Vorschädigung des Balkens, die sich durch zwei Biegerisse auf der Bauteilunterseite im Bereich KM 2 äußerte.

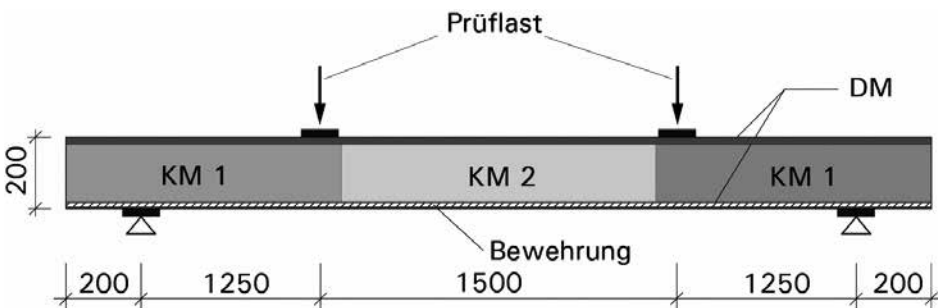


Bild 8: Prüfaufbau und Abmessungen in mm, wobei KM 1 und 2 für die leichten Kernschichtmischungen und DM für Deckschichtmischung stehen

[Quelle: ILEK/Michael Herrmann]

Bild 9:  
Prüfaufbau und  
Lastschritte beim  
Vierpunkt-Biege-  
versuch  
[Fotos: ILEK /  
Michael Herrmann]



Die Last wird weggesteuert, kontinuierlich und stoßfrei aufgebracht, die Belastungsgeschwindigkeit zu 3 mm/min gewählt. Das beschriebene Bauteil versagt durch Reißen der textilen Bewehrung unter Biegezug im Bereich KM 1 zwischen Endauflager und Lasteinleitungspunkt (Bild 9). Das rechnerische Biegebuchmoment von 16,6 kNm wird mit einem Prüfmoment von 17,1 kNm geringfügig überschritten.

In Bild 10 ist das Kraft-Durchbiegungs-Diagramm des textilbewehrten Balkens (im Diagramm mit V4.1 bezeichnet) dargestellt. Aufgrund der beschriebenen Vorschädigung durch Biegerisse ergibt sich im Versuch eine geringere Steifigkeit als die rechnerische Steifigkeit im Zustand I. Der Steifigkeitsunterschied bei diesem gespritzten Bauteil fällt jedoch gegenüber vergleichbaren Bauteilen, die im Schichtverfahren hergestellt wurden und ebenfalls eine Vorschädigung aufwiesen, wesentlich kleiner aus. Da die untere Deckschichtdicke stärker als die geplanten 10 mm ausgeführt wurde, liegt das rechnerische Rissmoment unter dem Prüfmoment bei Rissbildung. Die Steifigkeit im Zustand II hängt maßgebend von der Bewehrungsmenge und der Dehnsteifigkeit der Bewehrung ab. Sowohl die Steifigkeit im Zustand II als auch das Bruchmoment können rechnerisch gut vorhergesagt werden. Mit dem Erreichen der Textilbruchspannung versagt das Bauteil spröde.

Mit dem gespritzten gradierten Aufbau kann der Grenzzustand der Tragfähigkeit analog zu einer massiven Flachdecke erfüllt werden. Das Bauteileigengewicht liegt mit 554 kg um 256 kg unter dem Referenzgewicht einer massiven Flachdecke mit gleichen Abmessungen. Somit konnte eine Massenersparnis von 32 % realisiert werden.

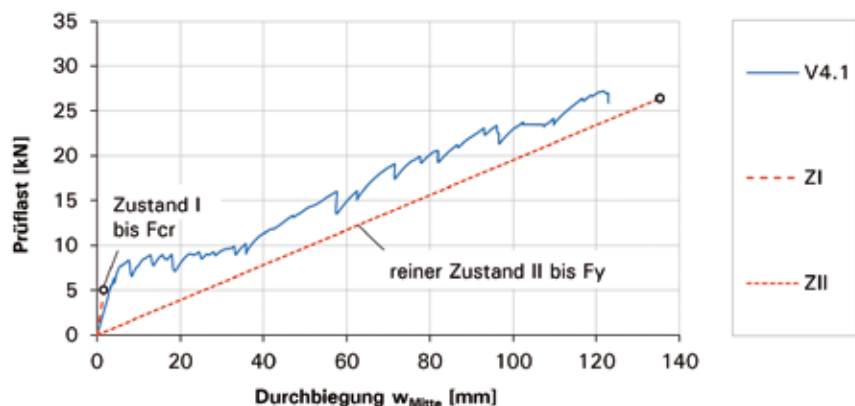


Bild 10: Kraft-Durchbiegungs-Linien des textilbewehrten Prüfkörpers

[Quelle: ILEK/Michael Herrmann]



## 6 Simulation und Optimierung gradierter Betonbauteile

Der automatisieren Herstellung geht der Entwurf dichtegradierter Bauteile voraus. Die Verwendung von dichtegradierten Strukturen hat das tragstrukturelle Ziel, mit einem Minimum an Materialeinsatz eine gegebene Belastung unter Einhaltung von Verformungsbegrenzungen abzutragen. Die Entwicklung der optimalen Eigenschafts- und Materialverteilung im Bauteil, des sogenannten „Gradientenlayouts“, stellt dabei eine besondere Herausforderung dar. Bei einfachen Tragwerken können noch natürliche Vorbilder oder in der Literatur beschriebene Ansätze auf Grundlage der Hauptspannungstrajektorien zum Gradientenentwurf herangezogen werden. Dies ist jedoch bei räumlich komplexen Tragwerken nicht mehr möglich. Um diese Entwurfsaufgabe erfüllen zu können, müssen numerische Routinen entwickelt werden. Die Strukturoptimierung stellt hierfür ein geeignetes Vorgehen dar.

Grundlage der numerischen Optimierung bildet eine materiell nichtlineare Bauteilsimulation, welche das Verhalten gradierter Bauteile zutreffend beschreibt. Die im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten Simulationen werden mit dem kommerziellen Finite-Elemente-Programm ABAQUS durchgeführt. Der Werkstoff Beton wird mit dem Materialmodell *Concrete Damaged Plasticity* erfasst, einem elastisch-plastischen Schädigungsmodell für die Abbildung von bewehrtem und unbewehrtem Beton. In einem ersten Schritt werden bestehende Referenzversuche [7] mit einem diskreten Schichtenaufbau simuliert. Das verwendete Materialmodell kann anhand experimentell ermittelter Festbetoneigenschaften kalibriert werden. Diese Ausgangssimulation bildet die Grundlage der numerischen Optimierung.

Die Topologieoptimierung als Teil der Strukturoptimierung beschäftigt sich mit der optimalen Materialverteilung in einem Entwurfsraum. Dabei wird im Laufe der Optimierungsschleifen Material entnommen oder umgelagert. Die verbleibende Struktur ist unter einer gegebenen Belastung möglichst voll ausgenutzt. Die Ziele und Herangehensweisen der Topologieoptimierung decken sich mit dem Ansatz der Dichtegradierung eines Bauteils. Es wird eine Materialverteilungsstrategie unter Verwendung des SIMP-Ansatzes (Solid Isotropic Material with Penalization) [9], [10] entwickelt. Der SIMP-Ansatz ermöglicht es, mittlere Dichten im Entwurfsraum einzuführen. Dabei wird der Zusammenhang zwischen dem E-Modul  $E_i$  und der Designvariablen  $x_i$  über folgenden Potenzansatz beschrieben:

$$E_i = (x_i)^p \cdot E_i^0, \quad p > 1 \quad \text{und} \quad x_i = \frac{\rho_i}{\rho_i^0}$$

$E_i^0$  ist der E-Modul und  $\rho_i^0$  die Dichte eines massiven Elements. Die Exponentialfunktion des Ansatzes wird an den exponentiellen Zusammenhang zwischen Steifigkeit und Dichte der entwickelten Gradientenbetonmischungen angepasst (Bild 11).

Somit stehen während des gesamten Optimierungsvorgangs nur physikalisch realisierbare Materialien zur Verfügung. Das Optimierungsergebnis ist eine mit den Gradientenbetonmischun-

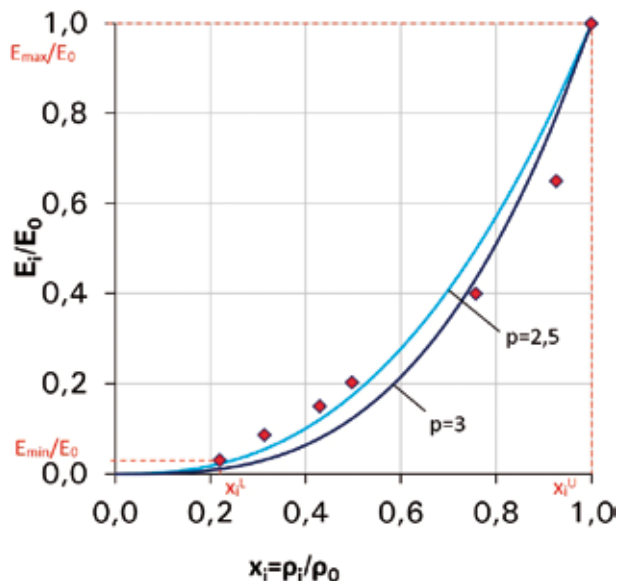


Bild 11: Anpassung des SIMP-Ansatzes an die Prüfergebnisse der gradierten Betonmischungen  
[Quelle: ILEK/Michael Herrmann [6]]

gen herstellbare Dichteverteilung und wird als Gradientenentwurf bezeichnet. Alle durchgeführten Optimierungen finden im linear elastischen Bereich des Materialverhaltens statt. Im Anschluss an eine Optimierung wird eine materiell nichtlineare Simulation durchgeführt, um das Optimierungsergebnis in allen Traglastbereichen bewerten zu können. Bei gleicher Bauteilmasse wie im Referenzversuch (manuell geschichteter Balken, mit V2 bezeichnet) lässt sich mit der Optimierungsstrategie ein Steifigkeitsgewinn im Bereich von 30 % erzielen sowie die Erstrisslast um 24 % steigern.

Tabelle 1: Optimierungsergebnis der Materialverteilungsstrategie [6]

Materialverteilung relative Dichte $x_i$		Ziel- funktion	C [Nm]	m [kg]	$\Delta C$ [%]
<b>Referenzversuch V2</b> 		-	238	551	-
<b>Gradient G1</b> 		min C	164	551	-31
C	Gesamtverzerrungsenergie				
m	Gesamtmasse der Bauteile				
$\Delta C$	Veränderung der Gesamtverzerrungsenergie (Steifigkeitsgewinn)				

Im Vergleich zum Referenzversuch kann die Steifigkeit bei gleichem Materialeinsatz deutlich erhöht (Tabelle 1) oder die Bauwerksmasse bei gleichbleibender Steifigkeit weiter reduziert werden. Gegenüber einem massiven Bauteil lassen sich so 34 % an Bauteilmasse einsparen. Die Steifigkeitsgewinne der optimierten Bauteile gegenüber dem Referenzversuch lassen sich durch zwei wesentliche Effekte erklären. Einerseits wird mehr steifes Material in der Zug- und in der Druckzone zwischen den Lasteinleitungen angeordnet, andererseits bildet sich ein Druckbogen bzw. ein Stabwerk zwischen Auflager und Lasteinleitung aus. Ergebnis des Optimierungsprozesses ist ein digitaler Bauplan, welcher die zugehörige Dichte zur räumlichen Position im Bauteil enthält.

## 7 Ausblick

Nach dem jetzigen Stand der Forschungsarbeiten im Rahmen des Projektes *Optimalstrukturen aus funktional gradiertem Beton* lässt sich zusammenfassend festhalten, dass die Ziele der interdisziplinären Forschergruppe in einem Prototypen der Herstellungsplattform für funktional gradierte Betonbauteile zusammengeführt werden konnten. Die entwickelten Simulations- und Optimierungsverfahren ermöglichen die numerische Abbildung des Tragverhaltens gradiertem Betonbauteile und den Entwurf kontinuierlich gradiertem Dichtelayouts.

Im weiteren Verlauf des Projektes sollen daher gradierte Betonbauteile wie z. B. Balken oder Ausschnitte aus Deckenkonstruktionen automatisiert hergestellt und auf ihre jeweiligen Festigkeitseigenschaften sowie die erzielte Gradiierung geprüft werden. Die bisherigen Erfahrungen zeigen allerdings, dass sich durch die Prozesskette werkstoffliche und fertigungstechnische Restriktionen ergeben, welche als Randbedingungen in das Optimierungsverfahren aufgenommen werden sollten.

## Danksagung

Besonderer Dank gilt der DFG für die Förderung des Forschungsvorhabens *Optimalstrukturen aus funktional gradierten Betonbauteilen* als Teil des Schwerpunktprogramms 1542 *Leicht Bauen mit Beton*. Weiterer Dank gilt den Industriepartnern Otto Knecht GmbH & Co. KG, Sika Deutschland GmbH, Werner Mader GmbH, Winkel GmbH, Festo AG & Co. KG und Kaeser Kompressoren SE für die Unterstützung mit Geräten und Materialien.

## Literatur

- [1] HERRMANN, M.; MITTELSTÄDT, J.; WÖRNER, M.; SAWODNY, O.; SIPPEL, S.; REINHARDT, H.-W.; SOBEK, W.: Precast components made from functionally graded concrete. CPI – Concrete Plant International (2013), Heft 6, S. 60–64.
- [2] SOBEK, W.; TRUMPF, H.; HEINLEIN, F.: Recyclinggerechtes Konstruieren im Stahlbau. Stahlbau 79 (2010), Heft 6, S. 424–433.
- [3] SOBEK, W.; HERRMANN, M.; HAASE, W.: Gradientenbetone. Beton- und Stahlbetonbau, (zur Veröffentlichung angenommen).
- [4] HEINZ, P.; HERRMANN, M.; SOBEK, W.: Herstellungsverfahren und Anwendungsbereiche für funktional gradierte Bauteile im Bauwesen. Abschlussbericht Forschungsinitiative Zukunft Bau (1/2011), Stuttgart: ILEK, 2011.
- [5] HERRMANN, M.; SOBEK, W.: Entwicklung gewichtsoptimierter funktional gradiertes Elementdecken. Abschlussbericht Forschungsinitiative Zukunft Bau, Stuttgart: ILEK, 2014.
- [6] HERRMANN, M.: Weiterentwicklung der Gradientenbetontechnologie und deren Anwendung auf gewichtsreduzierte einachsige Bauteile. Dissertation, Universität Stuttgart, voraussichtlich 2014.
- [7] HERRMANN, M.; Haase, W.: Tragverhalten biege- und querkraftbeanspruchter Bauteile aus funktional gradiertem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 6, S. 382–394.
- [8] JESSE, F.; CURBACH, M.: Verstärken mit Textilbeton. In: BERGMEISTER, K.; FINGERLOOS, F.; WÖRNER J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2010; Teil I, Berlin: Ernst & Sohn, 2009, S. 458–565.
- [9] BENDSØE, M. P.: Optimal shape design as a material distribution problem. Structural Optimization 1 (1989), Heft 4, S. 193–202.
- [10] BENDSØE, M. P.; SIGMUND, O.: Topology optimization: theory, methods and applications. 2. Aufl., Berlin: Springer, 2004.

### Optimalstrukturen aus funktional gradierten Betonbauteilen – Entwurf, Berechnung und automatisierte Herstellung

#### Projektleiter

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr. h.c. Werner Sobek<sup>1</sup>

#### Projektbearbeiter

Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h. Hans Wolf Reinhardt<sup>3</sup>  
 Prof. Dr.-Ing. Harald Garrecht<sup>3</sup>  
 Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. Oliver Sawodny<sup>2</sup>  
 Dipl.-Ing. Michael Herrmann<sup>1</sup>  
 Dipl.-Ing. Jan Mittelstädt<sup>1</sup>  
 Dipl.-Ing. Claudia Wolf<sup>1</sup>  
 Dipl.-Ing. Mark Wörner<sup>2</sup>  
 Dipl.-Ing. Sören Sippel<sup>3</sup>

<sup>1</sup> <http://www.uni-stuttgart.de/ilek>

<sup>2</sup> <http://www.isys.uni-stuttgart.de>

<sup>3</sup> <http://www.iwb.uni-stuttgart.de>

#### Projektlaufzeit

05/2012 – 04/2015

#### Industriepartner

Otto Knecht GmbH & Co. KG, Metzingen  
 Sika Deutschland GmbH, Stuttgart  
 Werner Mader GmbH, Erbach  
 Winkel GmbH, Illingen  
 Festo AG & Co. KG, Esslingen  
 Kaeser Kompressoren SE, Coburg  
 Holcim (Süddeutschland) GmbH, Dotternhausen

# Neuartige Verbindungen für geometrisch komplexe Flächen- und Stabwerkelemente aus UHPFRC

Sven Lehmborg<sup>1</sup>  
 Jeldrik Mainka<sup>2</sup>  
 Lukas Ledderose<sup>2</sup>  
 Harald Budelmann<sup>1</sup>  
 Harald Kloft<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Institut für  
 Baustoffe,  
 Massivbau und  
 Brandschutz,  
 TU Braunschweig

<sup>2</sup> Institut für  
 Tragwerksentwurf,  
 TU Braunschweig

Durch die digitale Entwicklung und Fertigung von Fertigteilen gewinnen Bauteile an struktureller Effizienz sowie Komplexität. Dies führt dazu, dass Bauteile aus ultrahochfestem faserverstärktem Beton (UHPFRC) aufgrund der hohen Festigkeit mit geringen Wandstärken und ohne zusätzliche Bewehrung hergestellt werden können. Um die hochpräzise gefertigten Bauteile zu einem Gesamttragwerk zu verbinden, muss die trockene Fügung von Beton genauer untersucht werden. Die Erforschung dieser neuen Bauweise für Stabwerk- und Flächenelemente ist das Ziel des Teilprojektes im DFG-Schwerpunktprogramm 1542 *Leicht Bauen mit Beton*. Die Erkenntnisse zum ganzheitlichen Ansatz des „Digital Workflow“ vom Design bis zum Bauteil werden in diesem Beitrag dargestellt. Dafür werden für einzelne Stabwerk- und Flächenelemente numerische und experimentelle Ergebnisse vorgestellt.

## 1 Einleitung

Trotz der enormen Entwicklungen in der digitalen Planung und Fertigung wird unser Denken im Bauwesen immer noch vom Standard der industriellen Fertigung geprägt. Die aus Stahl und Holz produzierten Profile und Halbzeuge, ebenso wie die marktüblichen Schalungssysteme für Betonbauteile, implizieren eine möglichst einfache Geometrie und Fügung. Demzufolge sind heutige Tragkonstruktionen überwiegend aus biegebeanspruchten, masseintensiven Bauteilen zusammengesetzt. Leichte formaktive Tragwerke, wie beispielsweise die 1972 erbaute Lufthansa-Wartungshalle V am Frankfurter Flughafen, werden heute hingegen kaum noch gebaut. In Zukunft wird dem effizienten Einsatz von Material und Energie eine entscheidende Bedeutung für die Umsetzung einer nachhaltigen Bauwirtschaft zukommen. Statt Komplexität auf Kosten erhöhter Massen zu vermeiden, wird es zukünftig vielmehr darum gehen, Material durch strukturelle Effizienz einzusparen. Die Chance hierzu liegt in der Zusammenführung der neuesten Entwicklungen im Bereich der Materialtechnologien mit denen der digitalen Planung und Fertigung.

Ziel muss es sein, für Hightech-Werkstoffe – wie ultrahochfesten Stahlfaserbeton (UHPFRC) – dem Material angemessene Konstruktionen und Fügeprinzipien zu entwickeln, die trotz gesteigerter Komplexität wirtschaftlich zu fertigen sind. Hier setzt die Forschung des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) und des Instituts für Tragwerksentwurf (ITE) der TU Braunschweig im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogrammes 1542 *Leicht Bauen mit Beton* an. Im Teilprojekt mit dem Thema *Entwicklung neuartiger Verbindungen für geometrisch komplexe Flächen- und Stabwerkelemente aus UHPC* werden die neuesten Erkenntnisse im Bereich von UHPC mit den Möglichkeiten der CNC-gesteuerten Fertigungstechnik für Formenbau zusammengebracht, um innovative Leichtbaustrukturen und deren Fügeprinzipien aus Beton zu entwickeln [1]. In der ersten Förderperiode ist das Hauptziel die detaillierte Grundlagenuntersuchung des Tragverhaltens für Verbindungselemente von Fertigteilen aus UHPFRC für modulare Stabwerk- und Flächenelemente. Da es unmöglich ist, im Rahmen der Forschungstätigkeit alle Tragwerkelemente in ihrer geometrischen Vielfalt zu untersuchen, wurde die Arbeit exemplarisch an drei Struktur- bzw. Verbindungstypen ausgeführt:

1. Trockenstoßverbindungen zur Fügung von rohrförmigen linearen Stabwerkbauteilen (1D),
2. Stabwerkknotenelemente zur Verbindung von drei linearen Stabwerkbauteilen (2D),
3. Trockenstoßverbindungen zur Fügung von ebenen und gekrümmten Flächenbauteilen (3D).

In Analogie zu der durchgeführten Forschungsarbeit werden die numerisch und experimentell durchgeführten Untersuchungen in diesem Beitrag vorgestellt.

## 2 Formgebungsprinzipien

### 2.1 Digital Workflow

Als „Digital Workflow“ werden Produktionsprozesse bezeichnet, bei welchen Bauteile von der Planung bis zur Fertigung in einem digital kontrollierten Prozess hergestellt werden. Diese Entwicklung hat in den letzten Jahren im Bereich des Bauwesens vor allem zu einer gesteigerten Komplexität geführt, wobei die gewünschte architektonische Form leider oft nicht mit struktureller Effizienz verbunden ist [2] (Bild 1). Vor allem im Betonbau ist festzustellen, dass die neuen Chancen zur freien Formbarkeit des Materials durch den Einsatz digitaler Werkzeuge bisher wenig genutzt wurden.

Als Grund hierfür wird häufig die mangelnde Wirtschaftlichkeit angeführt. Dabei ist gerade die Ausnutzung der geometrischen Steifigkeit durch Krümmung und Faltung der entscheidende Vorteil von frei geformten Konstruktionen im Hinblick auf die Entwicklung ressourceneffizienter Tragstrukturen. Dies zu ändern und strukturelle Effizienz wirtschaftlich umzusetzen, wird in Zukunft eine der wesentlichen Aufgaben sein. Dem konstruktiven Detail und der Fügung kommen hierbei eine Schlüsselrolle zu. War es in der vordigitalen Zeit Standard, eine große Stückzahl möglichst gleicher Elemente herzustellen und mit einfachen Details zu verbinden, um wirtschaftlich zu bauen, stellen Wirtschaftlichkeit und Individualität heute mit den vorhandenen digitalen Techniken keinen Widerspruch mehr dar.



Bild 1: Das „Vogelnest“ genannte Nationalstadion in Peking

[Foto: Harald Kloft]

## 2.2 Materialeigenschaften

Die im Forschungsprojekt einheitlich verwendete UHPFRC-Rezeptur FK1-2,5, siehe Tabelle 1, wurde aus der Referenzmischung M2Q der Universität Kassel [3], die im Rahmen des SPP 1182 entwickelt wurde, für die Verwendung bei dünnwandigen Bauteilgeometrien am iBMB weiterentwickelt.

*Tabelle 1: Ausgangsstoffe des verwendeten UHPFRC FK1-2,5*

Ausgangsstoff	Masse [kg/m <sup>3</sup> ]
Zement CEM I 52,5 R HS-NA	595
Silikastaub	69
Quarzmehl I	314
Quarzmehl II	119
Quarzsand	1029
Mikrostahlfasern (d/l = 0,15 / 9 mm)	192
Fließmittel	40
Wasser	156

Entwicklungskriterien waren die zu gewährleistenden selbstnivellierenden und selbstentlüftenden Eigenschaften bei gleichzeitig hohen Druck- und Zugfestigkeiten. Der Einsatz von Stahlfasern, welche ein gutes Nachbruchverhalten des spröden UHPC sicherstellen, ermöglicht es, auf konventionelle Bewehrung zu verzichten. Auch der Einsatz von Vorspannsystemen ohne zusätzliche Stahleinbauteile kann damit realisiert werden.

Es handelt sich bei den vorgestellten Arbeiten um Grundlagenforschung, sodass zur Designoptimierung der Bauteilgeometrien mittels numerischer Analyse Mittelwerte aus Materialprüfungen verwendet werden, welche in Tabelle 2 dargestellt sind. Diese wurden anhand von Standardprüfungen ermittelt.

*Tabelle 2: Materialkennwerte des UHPFRC FK1-2,5*

Mechanische Eigenschaft	Mittelwert
Druckfestigkeit	151 MPa
Einachsige Zugfestigkeit	10 MPa
Elastizitätsmodul	46,7 GPa
Querdehnzahl	0,18

Als Voruntersuchungen wurden am iBMB von HERMERSCHMIDT & BUDELMANN [4] Tests zur Kerbempfindlichkeit durchgeführt. Dabei ist die Kerbempfindlichkeit als das Verhältnis der Versagenslast einer gekerbten Probe zu der eines ungekerbten Querschnitts definiert. Die Versuche ergaben, dass für Ausrundungsradien größer als 5 cm kein Einfluss der Kerbwirkung auf Prüfkörper aus UHPFRC FK1-2,5 mehr festzustellen ist. Allerdings reagiert der UHPFRC empfindlicher auf Einkerbungen als Normalbeton. Im Vergleich zu dreieckigen und halbrunden Kerben bewirkten Kerben in Form eines flachen Kreissegmentes die geringste Beeinträchtigung der Traglast.

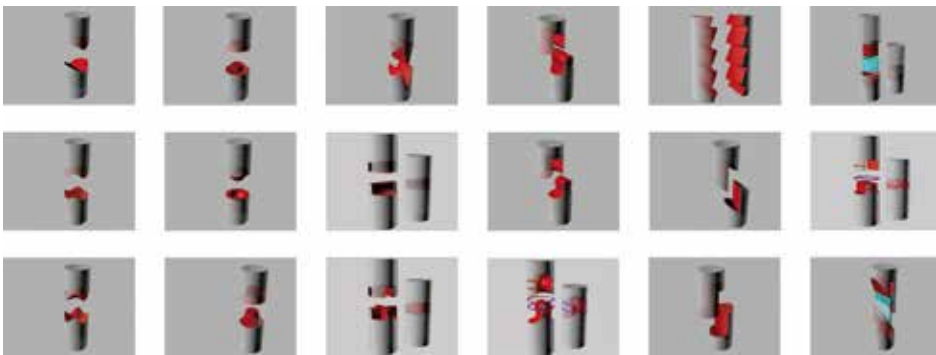
### 3 Modulare Stabtragwerke

In der ersten Hälfte des Forschungsprojekts wurden Non-Standard-Fügeprinzipien für dünnwandige Stabquerschnitte entwickelt. Mit diesen Trockenstoßverbindungen zur Fügung von rohrförmigen linearen Stabwerkbauteilen ist es möglich, vorgefertigte Stabelemente als Module herzustellen und auf der Baustelle trocken zu fügen. Durch die Verwendung von Vorspannung zur Überdrückung der Verzahnung ist eine Kraftübertragung in verschiedene Richtungen möglich. Ziel ist es, die Traglast des Tragelementes in der Stoßfuge ohne Schwächung zu übertragen.

#### 3.1 Geometrische Verzahnung durch trockene Fügung

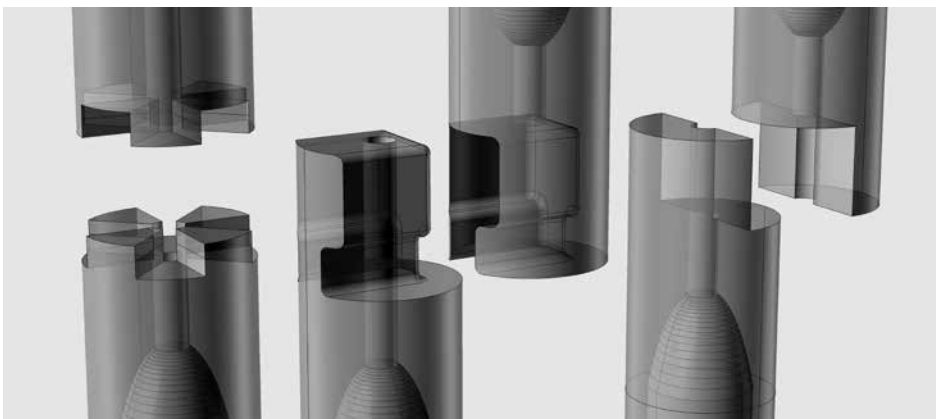
In einem ersten Schritt wurden vielfältige Konstruktionsprinzipien für Stoßverbindungen von Stäben entwickelt (Bild 2). Zur Erstellung aller dreidimensionalen Geometrien wurde das CAD-Programm Rhinoceros® verwendet. Für die typologische Entwicklung möglicher Verbindungstypen wurden folgende Designkriterien herangezogen:

- Hauptkraftübertragung: Druck, Zug, Querkraft und Moment, Torsion,
- Herstellbarkeit: Gießen, Fräsen, Sägen, Schleifen und
- Fügerichtung / Montage: axial, quer, schräg, radial.



*Bild 2:  
Designstudie zu  
unterschiedlichen  
geometrischen  
Verzahnungen aus  
UHPFRC FK1-2,5  
[5]*

In enger Zusammenarbeit der beiden beteiligten Institute iBMB und ITE wurde aus den vielfältigen Konstruktionsprinzipien eine Auswahl von drei Stoßverbindungstypen für den aus Vorspannung druckbeanspruchten Trockenstoß getroffen. Die verschiedenen Typen tragen den unterschiedlichen Anforderungen bei der Montage eines möglichen Stabtragwerks Rechnung. Die in Bild 3 dargestellten Stoßvarianten A, B und C zeigen einen Zwischenstand der entwickelten und optimierten, trockenen Stoßverbindungen.



*Bild 3: Stoß-  
varianten A (links),  
B (Mitte) und  
C (rechts) nach  
erster rechneri-  
scher Optimie-  
rung [5]*

### 3.1.1 Kraftweiterleitungsbereiche zwischen Stoß- und Stabquerschnitt

Bevor die drei ausgewählten Stoßverbindungstypen auf ihre Tragfähigkeit geprüft werden konnten, wurde in einem Zwischenschritt der Kraftweiterleitungsbereich zwischen Stoßquerschnitt – dort liegt nahezu ein Vollquerschnitt vor – und rohrförmigem Stabquerschnitt untersucht. Die Aufweitung des Querschnittes ist notwendig, da die eigentliche Stoßkontaktfläche aufgrund von Imperfektionen in der Herstellung eine Schwachstelle darstellt und auf ihrer Oberfläche nicht die Maximalspannungen des UHPFRC erträgt. Durch die Vergrößerung der Fläche wird eine Verringerung der Spannungen in der Stoßkontaktfläche erwirkt. Als Referenzgeometrie für die Kraftweiterleitungsbereiche wurden Katenoide, Zylinder, Halbkreise und Ellipsen als Krafteinleitungsbereich rechnerisch und experimentell überprüft. Diese geometrischen Formen zeigt anschaulich Bild 4, wo sie als Verdrängungskörper in den Acrylglasschalungen für die spätere Betonierung zu sehen sind.



Bild 4: Vorbereitung für die Herstellung der Versuchskörper; zu sehen sind hier die zusammengesetzten Schalungen für die Realisierung der Krafteinleitungsbereiche [5] [Foto: ITE]

In der numerischen Analyse der ausgewählten Krafteinleitungsbereiche wurde ein großer Einfluss der Vernetzung, des Elementtyps und der verwendeten Geometrie festgestellt. Es zeigte sich, dass der Versagensort in der nichtlinearen numerischen Berechnung, resultierend durch die auftretenden Schubspannungen jedoch auch für die experimentellen Versuche zutreffend ist (siehe Bild 5). Des Weiteren wurde erkannt, dass der Schubbruch am Übergang zum Vollquerschnitt auftritt. Die optische Verformungsmessung bestätigte in Versuchen zusätzlich das Ausbeulen, welches bereits in der numerischen Analyse den Versagensort ankündigt.

### 3.1.2 Herstellung

Da es sich bei den entworfenen Stoßverbindungen um exakt herzustellende komplexe Geometrien handelt, sind für die Herstellung der Schalung traditionelle bzw. manuelle Verfahren wenig geeignet. Die Herstellung dieser Schalungen ist in einem wirtschaftlichen Rahmen nur durch die Verwendung von CNC-gesteuerten additiven oder subtraktiven Formgebungsverfahren möglich. Mit der hier verwendeten CNC-Fräse wird eine Oberflächentoleranz von  $\pm 0,05$  mm erreicht.

Für die Versuchskörper für die experimentelle Untersuchung der Krafteinleitungsbereiche sowie der Stoßverbindungen besteht die Schalung des Kernes aus in einzelnen Lagen CNC-gefrästem Styrodur (XPS) mit Silikonüberzug. Die Styrodurkerne mit einem Durchmesser von 70 mm dienen zur Formgebung des Kraftüberleitungsbereiches vom Rohr- auf den breiteren Stoßquerschnitt (Bild 4) und konnten ausreichend genau gefräst werden. Für die Stoßverbindungen, welche eine sehr hohe Anforderung an die Genauigkeit der Schalung stellen, wird als Schalungsmaterial für den Stirnbereich bzw. die Stoßfläche ein hartes Polyoxymethylen (POM) gewählt, welches sich im CNC-Fräsvorgang sehr gut und exakt bearbeiten lässt und das auch während des Betonierens formstabil bleibt.

Für die Stöße wurde ein Baukastenprinzip entwickelt, bei dem es für jeden Stoßflächentyp ein entsprechendes Schalungselement gibt, mit welchem der entsprechende Stoß hergestellt werden kann. Die Außenhülle der Schalung besteht aus einem Acrylrohr mit



einem Innendurchmesser von 100 mm und einer Wandungsstärke von etwa 5 mm. Zur Fixierung und exakten, lotrechten Ausrichtung der einzelnen Schalungskomponenten dienen M8-Gewindestangen, welche die gefräste POM-Stirnplatte mit der gefrästen Kopfplatte aus Brettschichtholz verbinden. Aus den optimierten Stoßseriengeometrien A, B und C (Bild 3) werden mithilfe dieser Schalungen die entsprechenden UHPFRC Probekörper der Serien für die Prüfung hergestellt.

### 3.1.3 Prüfung

Die Versuche zu den unterschiedlichen Kräfteinleitungsbereichen zeigen, dass ein Versagen grundsätzlich im oberen Bereich der Kraftumlenkung auftritt und die Kraftumlenkungsgeometrie einen geringen Einfluss auf die Traglast hat. Die in der numerischen Simulation erhaltenen großen horizontalen Verformungen oberhalb der Kraftumlenkung konnten ebenfalls kurz vor dem Erreichen der Traglast im Versuch gemessen werden [6], was Bild 5 verdeutlicht. Dieser kritische Bereich ist zudem durch die höchste Schubbeanspruchung gekennzeichnet.

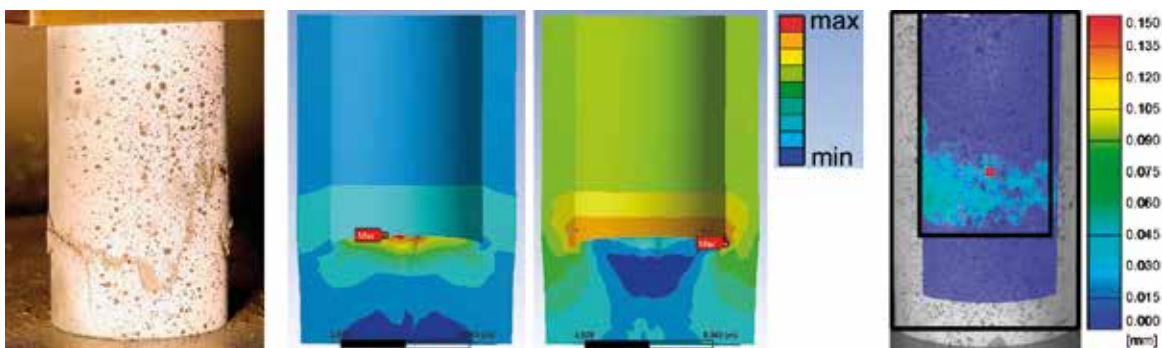


Bild 5: Vergleich von Theorie und Praxis: zu sehen sind ein Prüfkörper, der im Stoßbereich zylindrisch geformt war, nach dem Versagen im Druckversuch, die zuvor in der Modellierung ermittelten maximalen Hauptspannungen und maximalen Schubspannungen bei rechnerischer Bruchlast und rechts ein Ergebnis der optischen Verformungsmessung, nämlich die horizontale Verschiebung kombiniert mit einem Schnitt durch den Probekörper nach dem Versuch, [5] und [6]. [Quelle: iBMB]

Im Versuch beträgt die Abweichung der Traglast gegenüber einem ungestörten Rohrquerschnitt maximal 20 % (Tabelle 3). Auffällig ist die große Abweichung bei der Zylinder- und Halbkreisgeometrie, welche auf die in Kapitel 3.1.1 genannten Gründe zurückzuführen ist.

Tabelle 3: Experimentelle Ergebnisse der Versuche zu den Kräfteinleitungsbereichen

Querschnitt	Traglast im Versuch $f_{cc,max,exp}$ [MPa]	Versuchslast im Verhältnis zur Referenz $f_{cc,max,exp} / f_{cc,max,exp, Rohr}$	Traglast aus Simulation $f_{cc,max,calc}$ [MPa]	Verhältnis Rechnung zu Versuch $f_{cc,max,calc} / f_{cc,max,exp}$
Rohr	151	100 %	151	100 %
Zylinder	135	89 %	57	43 %
Halbkreis	121	80 %	41	34 %
Ellipse	128	85 %	105	82 %
Katenoide	136	90 %	97	72 %

Für die Probekörper der Trockenstoßverbindungen (Serien A, B und C) wurde die Katenoide (Kettenliniengeometrie) für den Kräfteinleitungsbereich gewählt, da diese die tragfähigste Geometrie darstellt. Die an diesen Probekörpern (Bild 6) durchgeführten Versuche zeigen ebenfalls ein Versagen im Kraftumlenkungsbereich und kein Versagen des eigentlichen Stoßbereichs. Der Vergleich der Versuchsergebnisse des katenoiden Kräfteinleitungsbereiches (Tabelle 3) mit denen der Trockenstoßverbindungen der Serie A (Tabelle 4) zeigt die nahezu gleich hohen Traglasten. Da die Abminderung zum ungestörten Rohrquerschnitt vorwiegend auf die Kraftumlenkung zurückzuführen ist, wurde im Folgenden das Zusammenspiel von der Geometrie des Kraftumlenkungsbereiches und der Fügung weiter untersucht. Die Herausforderung der weiteren Optimierung des Stoßes zum Übertragen der vollen Rohrtragfähigkeit liegt, außer in der Ausbildung der Stoßfläche, vor allem in der Ausbildung des Kräfteinleitungsbereiches.

Tabelle 4: Versuchsergebnisse der Rohrquerschnitte und der Trockenstoßverbindungen Serie A, B und C

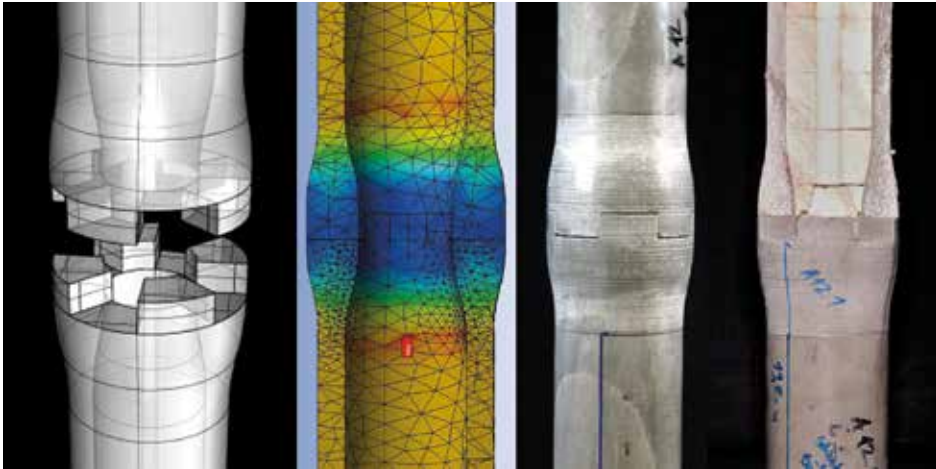
Querschnitt	Traglast im Versuch $f_{cc,max,exp}$ [MPa]	Versuchslast im Verhältnis zur Referenz $f_{cc,max,exp} / f_{cc,max,exp,Rohr}$
Rohr	151	100 %
A8	129	85 %
B5	113	75 %
C4	126	83 %

Obwohl sich mithilfe der durchgeführten nichtlinearen, numerischen Berechnungen die maximale Traglast der Stoßverbindungen nicht exakt bestimmen lässt, kann der zu erwartende Versagensort im Bereich der maximalen Schubspannung, resp. Lastumlenkung, gut bestimmt werden. Der Vergleich der numerischen Untersuchung der Trockenstoßverbindung A8 mit dem geprüften Probekörper A8 (siehe die beiden linken Teilbilder in Bild 6) zeigt dies anschaulich. Anhand des so ermittelten Versagensortes wurden die Geometrien der Trockenstoßverbindungen weiter optimiert mit dem Ziel, die gesamte Traglast des UHPFRC-Rohrquerschnittes übertragen zu können.



Bild 6: Versuche an Trockenstoßverbindungen: berechneter Schubkraftverlauf (hier für Serie A8, die roten Bereiche sind am stärksten, die blauen am schwächsten ausgelastet) und gefügte Prüfkörper nach dem Druckversuch: Serie A8, B5 und C4 (von links nach rechts) [Quelle: iBMB]

Um dies zu erreichen, wurde der Querschnitt der Serie A in einem weiteren Optimierungsschritt symmetrisch nach außen und innen aufgedickt, was in Bild 7 zu sehen ist. Dadurch konnten im Vergleich zur asymmetrischen Aufdickung nach innen (Bild 6) die entstehenden Schubspannungen in der numerischen Simulation deutlich verringert werden. Auch die am Probekörper A12 durchgeführten Versuche zeigen, dass durch die geometrische Optimierung der Verbindung die von den Stäben aufnehmbare Traglast sowohl durch den Kräfteinleitungsbereich als auch durch die Stoßfläche weitergeleitet werden kann. Dies führt zu einem Versagen im Rohrquerschnitt (rechts im Bild 7). Das Verbindungselement stellt somit keine Schwachstelle einer möglichen modularen Stabwerkkonstruktion mehr dar.

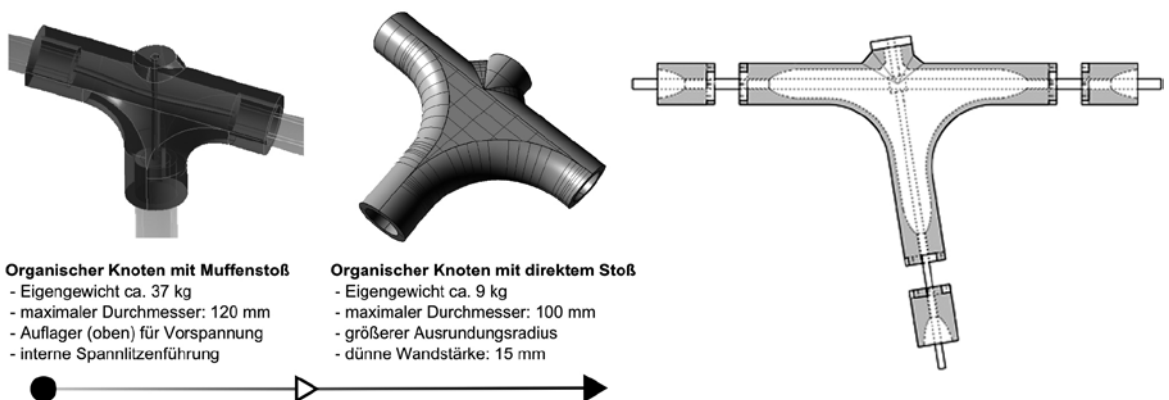


*Bild 7:  
Stoßserie A12 mit  
symmetrischer  
Aufweitung:  
CAD-Zeichnung,  
berechnete  
maximale Schub-  
spannungen sowie  
hergestellter und  
geprüfter Probe-  
körper mit Schub-  
versagen  
im oberen Rohr-  
bereich*

*[Quelle: ITE]*

### 3.2 Stabwerkknotenelemente zur Verbindung von drei linearen Stabwerkbauteilen

Im ersten Schritt wurde der Anschlusstyp einer Muffenverbindung zwischen Rohr und Knoten untersucht (Bild 8 links). Durch die Vorgabe einer Betonzugfestigkeit von 10 MPa ergab sich numerisch eine erforderliche Wanddicke der Muffen von 10 mm für die Übertragung der Momente und Normalkräfte aus dem Stab. Das hohe Gewicht, der hohe Einfluss der Passgenauigkeit einer Muffenverbindung auf die Tragfähigkeit sowie ästhetische Defizite eines solchen Knotens führen zum Verwerfen dieser Lösung mit der daraus folgenden Idee, den Stoß aus dem unmittelbaren Knotenbereich heraus zu verlagern (Bild 8 Mitte). Dadurch konnten die Knotengeometrie deutlich schlanker ausgeführt und die Stoßverbindungen selbst separat (vgl. Kapitel 3.1) entwickelt und untersucht werden. Außerdem konnten die Wanddicke des Knotens auf 15 mm reduziert und der Ausrundungsradius der Schenkel vergrößert werden, um somit ein größeres Biegemoment abtragen zu können. Durch späteres Zusammenführen des gewichtsoptimierten organischen Knotens und der Trockenstoßverbindungen zur Fügung von rohrförmigen, linearen Stabwerkbauteilen (Bild 8 rechts) entsteht so ein Verbindungselement für modulare Stabwerkelemente aus UHPFRC-Fertigteilen.



**Organischer Knoten mit Muffenstoß**  
- Eigengewicht ca. 37 kg  
- maximaler Durchmesser: 120 mm  
- Auflager (oben) für Vorspannung  
- interne Spannlinienführung

**Organischer Knoten mit direktem Stoß**  
- Eigengewicht ca. 9 kg  
- maximaler Durchmesser: 100 mm  
- größerer Ausrundungsradius  
- dünne Wandstärke: 15 mm

*Bild 8: Knotenentwicklung: Organischer Knoten mit Vorspannung und Muffenstoß (links), gewichtsoptimierter organischer Knoten (Mitte), gewichtsoptimierter organischer Knoten mit angeschlossenen Trockenstoßverbindungen zur Fügung von rohrförmigen linearen Stabwerkbauteilen (rechts) [5]*

Zur Aussteifung der Auflagerfläche für die vertikalen Spannritzen auf der Oberseite des Knotens wurde durch eine Verbreiterung des Querschnitts unter 45° ein „Kragen“ auf dem Knoten abgesetzt. Beim Entwurf des Knotens selbst stand als Ziel ein leichter Knoten mit der Wandstärke des gewählten Rohrquerschnitts im Vordergrund. Dieser bedurfte hinsichtlich seiner Tragfähigkeit und Herstellbarkeit der weiteren Untersuchung und Optimierung.

### 3.2.1 Herstellung der Knotenelemente

Die Knoten dienen der Kraftumlenkung im Tragwerk. Da es sich, je nach Lage und Belastung im Tragwerk, um optimierte Bauteile handelt, unterliegen sie einer erhöhten Variation in Form und Gestalt. Aus diesem Grund ist eine Wiederverwendbarkeit der Schalungen, wie bei den Stoßflächen, nicht gegeben. Um einen vertretbaren Erstellungsaufwand der Knotenschalungen sicherzustellen, werden geringere Anforderungen an die Maßhaltigkeit der Knotenaußenwände gestellt (etwa  $\pm 0,5$  mm im Vergleich zu  $\pm 0,05$  mm im Stoßbereich). Durch diese geringeren Anforderungen können schneller zu bearbeitende Schalungsmaterialien wie Polystyrol oder Wachs verwendet werden.

Besonders Wachs, wie es bereits durch GRAMAZIO und KOHLER im Tailorcrete-Projekt für Betonschalungen verwendet wird [7], stellt eine nachhaltige und umweltschonende Alternative zu GFK beschichtetem Polystyrol dar. Aus diesen Gründen wurde für die Außenschalung des Knotens ein Verfahren für Betonschalungen aus Wachs verwendet, welches sich am ITE in der Entwicklung befindet. Der Innenkern wurde, wie bereits bei den Versuchskörpern der Stöße, aus Polystyrol in zwei Halbschalen gefräst, in welche die Spannglieder eingelegt wurden. Anschließend wurde der Innenkern mit den Spanngliedern an den Stirnplatten aus Acrylglas (PMMA) in die Schalung eingesetzt. Alternativ zu den PMMA-Stirnplatten für den Versuchsknoten könnten für die spätere Ausführung in einem Stabwerk an dieser Stelle die gefrästen POM-Stirnplatten zur Erzeugung der Stoßflächen eingesetzt werden.

Während des Betonierens wurde die Schalung langsam aufgerichtet, sodass über die Einfüllöffnung sowie die in die Schalung integrierten Öffnungen ein Entlüften des UHPFRC gewährleistet war. Aufgrund der hydrophoben Eigenschaften von Wachs konnte beim Betonieren weitgehend auf Trennmittel verzichtet werden. Der fertige UHPFRC-Knoten wiegt bei einer Wanddicke von 15 mm nur etwa 9 kg. Der gesamte Herstellungsprozess ist in Bild 9 zu sehen.



*Bild 9: Herstellung der Knotenelemente, von oben nach unten: Fertigung der Außenschalung des Knotens bestehend aus Wachs, Polystyrol-Innenkern mit Spanngliedern und dies in der Außenschalung montiert, Betonieren des Knotens, wobei stetig die Steighöhe des Betons optisch kontrolliert wurde und Ausschalen des fertigen leichten UHPFRC-Knotens [5] [Quelle: ITE & iBMB]*

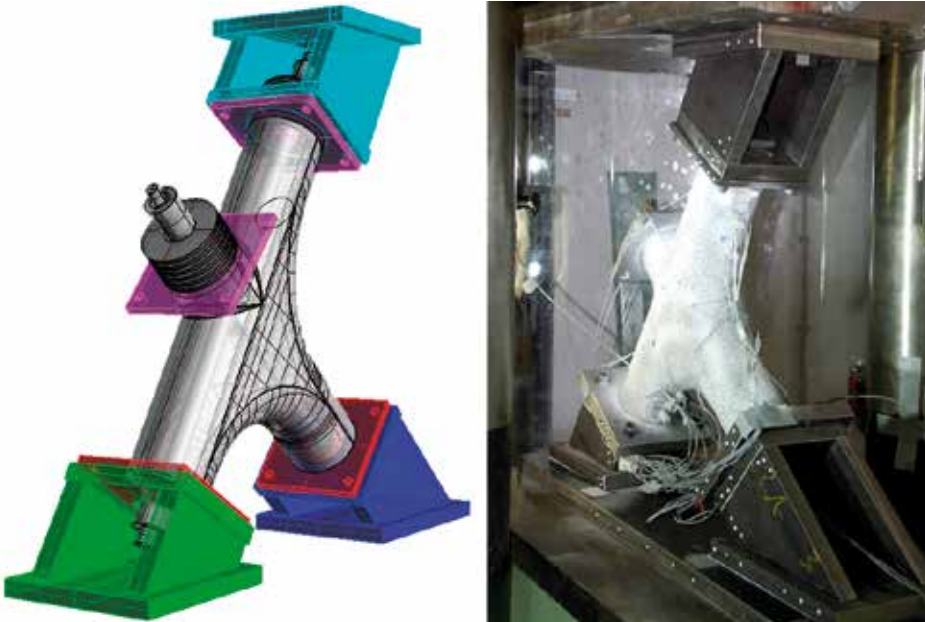


Bild 10: Versuchsaufbau für die Knotenprüfung [5]  
[Foto: iBMB]

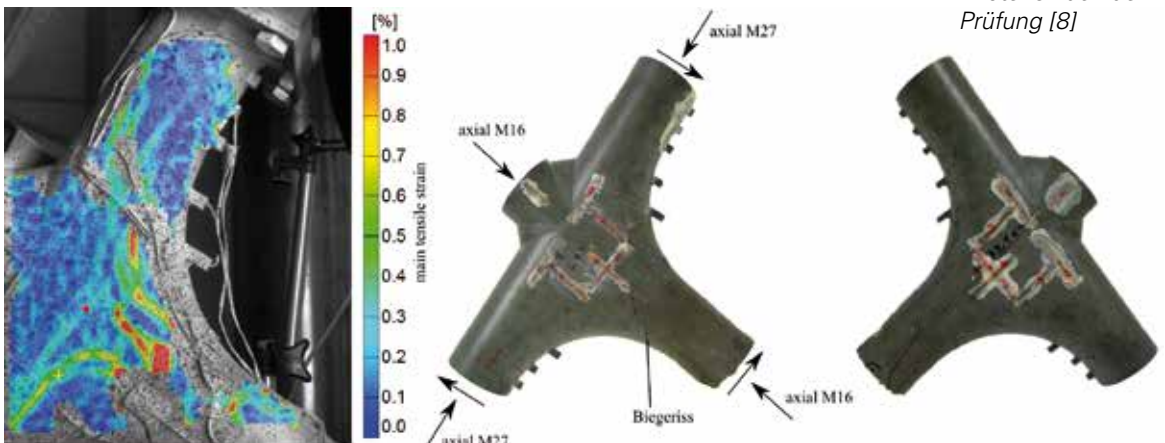
### 3.2.2 Prüfung der Knotenelemente

Die Prüfung der Knotenelemente erfolgte in zwei Druckversuchen mit unterschiedlichen Auflagerbedingungen. Den Versuchsaufbau zeigt Bild 10. Der Druckversuch wurde weggeregelt mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,01 mm/Minute gefahren.

#### Prüfung des ersten Knotens

Die Prüfung des ersten Knotens wurde mit unverschieblichen Auflagern durchgeführt. Beim Versuch wurden die axialen Kräfte in den vorgespannten Gewindestangen M27 und M16 gemessen. In der Gewindestange M27 wurde ein Kraftverlust von nahezu 20 kN festgestellt, wogegen in der vorgespannten Gewindestange M16, trotz der verwendeten Tellerfedern, während der Prüfung 20 kN Kraftgewinn zu verzeichnen war. Der Unterschied zwischen der Maschinenkraft  $F$  von 100 kN und der axialen Kraft in der Gewindestange M27 zeigt, dass der Knoten einer Querbelastung von fast 80 kN vor dem Versagen standhielt.

Bild 11: Knoten 1 nach dem Test; zu sehen sind die optisch erfassten Zugverformungen und das Rissmuster dieses ersten Knotens nach der Prüfung [8]



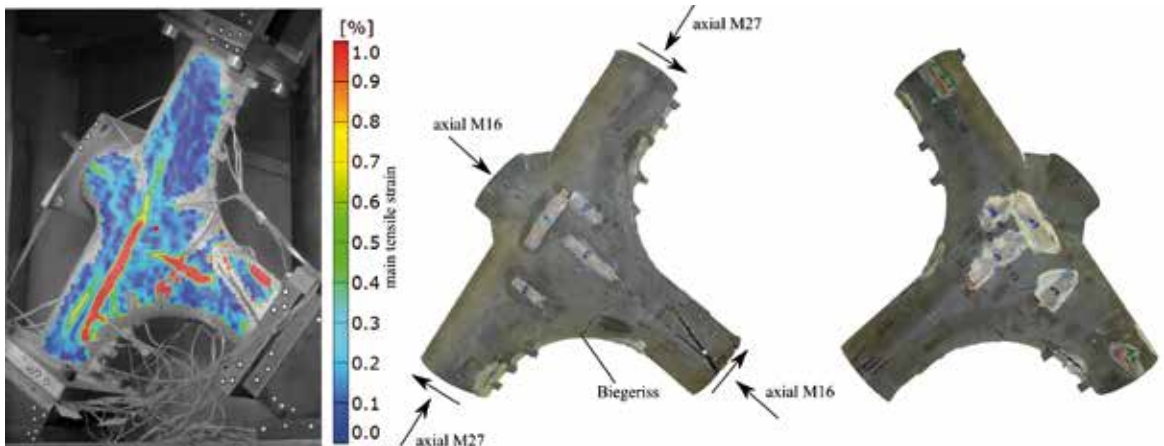


Bild 12: Knoten 2 nach dem Test: zu sehen sind die optisch erfassten Zugverformungen und das Rissmuster des Knotens 2 nach der Prüfung [8]

### Prüfung des zweiten Knotens

Bei der Prüfung des zweiten Knotens waren die unteren beiden Auflager verschieblich ausgebildet. Dadurch trat eine Rissbildung im unteren Teil des Knotens auf – im Gegensatz zum ersten Knoten, wo eine Rissbildung vor der Umlenkung im Bereich des Rohres auftrat. Bild 12 links zeigt wieder die optisch gemessenen Hauptzugspannungen zum Zeitpunkt des Erreichens der Bruchlast. Der Haarriss vom unteren linken Rohransatz bis zur Mitte des Knotens ist nach der Prüfung nicht mehr sichtbar, was das sehr duktile Verhalten des UHPFRC mit seinem enormen Kraftumverteilungspotenzial belegt.

Die getesteten Knoten zeigen, dass das Forschungsziel, dünnwandige, leichte UHPFRC-Knoten und -Strukturen zu entwerfen, zu optimieren und zu bauen, möglich ist. Die Testergebnisse in Bezug auf die gute Biegesteifigkeit durch Verwendung von axialer Vorspannung zeigen die Tragfähigkeit von hochpräzisen Fertigteilen in räumlichen Strukturen. Durch einen hohen Stahlfasergehalt des verwendeten UHPFRC kann zudem ein gutes und duktiler Nachrissverhalten erreicht werden.

## 4 Modulare Flächentragwerke

### 4.1 Trockenstoßverbindungen zur Fügung von ebenen und gekrümmten Flächenbauteilen (3D)

Im zweiten Teil des Forschungsprojektes wurden die Prinzipien der erforschten hochpräzisen Trockenstoßverbindungen zur Fügung von rohrförmigen, linearen Stabwerkbauteilen auf die Entwicklung von Trockenstoßverbindungen zur Fügung von ebenen und gekrümmten Flächenbauteilen übertragen. Im Vergleich zu den vorgespannten Verbindungen der Stabwerkbauteile sollen die Verbindungen der Flächenbauteile nicht nur Druck und Biegung übertragen, sondern in einem geringen Maße auch Zugkräfte. Auf Grundlage der Stoßtypenserien A und B aus dem ersten Teil des Forschungsprojektes (vgl. Kapitel 3.1) und inspiriert von historischen Holzverbindungen, wurden verschiedene Schwalbenschwanzverbindungen entworfen. Designparameter – vor allem der Zähne – der Schwalbenschwanzverbindungen waren: das Verhältnis von Zahnlänge zu -breite (z. B.: Serie A: 20 mm Breite zu 10 mm Länge) und Verzahnungswinkel der Schwalbenschwanz-Zähne (5°, 10° und 20°). Basierend auf der so entstandenen Matrix als eine Kombination dieser Parameter wurden verschiedene Probekörpergeometrien

entwickelt, optimiert, aus UHPFRC betoniert und getestet. Für die erste Versuchsserie wurde eine konstante Plattendicke von 15 mm gewählt. Alle Zähne haben zudem in Dickenrichtung einen Fugungswinkel von 2°. Die Verbindungstechnik für diese Schwalbenschwanz-Zähne basiert auf dem Prinzip, dass die UHPFRC-Bauteile hoch präzise hergestellt und durch eine Presskraft quer zur Fläche zu einer Verbindung zusammengedrückt werden. Diesen Vorgang zeigt Bild 13. Die so erzeugte formschlüssige Verbindung wird in Fügerichtung durch Reibung der Flanken gehalten und kann aufgrund ihrer Irreversibilität als „Kaltverschweißen von Beton“ angesehen werden.

Um den Einfluss des Zusammenpressens auf die Verzahnungen, zum Beispiel im Hinblick auf eine Mikrorissbildung, zu untersuchen und die Faserorientierung in den Zähnen zu überprüfen, wurden Teile der Versuchskörper im Computertomografen (CT) des iBMB betrachtet. Die Ergebnisse der CT-Untersuchung sind auszugsweise in Bild 14 dargestellt. Die Auswertung hat ergeben, dass sich die Fasern im Kontaktbereich an der Schalung ausgerichtet haben, im Kernbereich der Probe aber eine gute homogene multidirektionale Ausrichtung aufzeigen. In Bezug auf das Fügen der Verzahnung unter Druck wurde festgestellt, dass dieses im Zentralbereich der Probe schadensfrei möglich ist, im Randbereich des kurzen Viertel-Zahnausschnittes, welcher in der Mitte im Bild 14 zu sehen ist, aber ein Riss entstand. Bei der folgenden geometrischen Ausformulierung der Verzahnung wurde daher darauf geachtet, dass die Verzahnung im Randbereich immer mit einem vollen Zahn endet.

Für die zweite Serie in der Evolution der UHPFRC-Schwalbenschwanzverbindungen wurde die ebene Geometrie der Serie 1 lokal aufgeweitet, um die Momententragfähigkeit im Stoßbereich zu erhöhen. In der dritten Entwicklungsstufe der Serie 3 wurden die Zähne aus dem Element herausgelöst, um so die Fügung auf der Baustelle zu erleichtern. Die Verbindung von zwei Flächensegmenten durch Einpassen eines dritten Fügeteils aus UHPFRC ermöglicht es, zwei große Segmente in ihrer endgültigen Lage

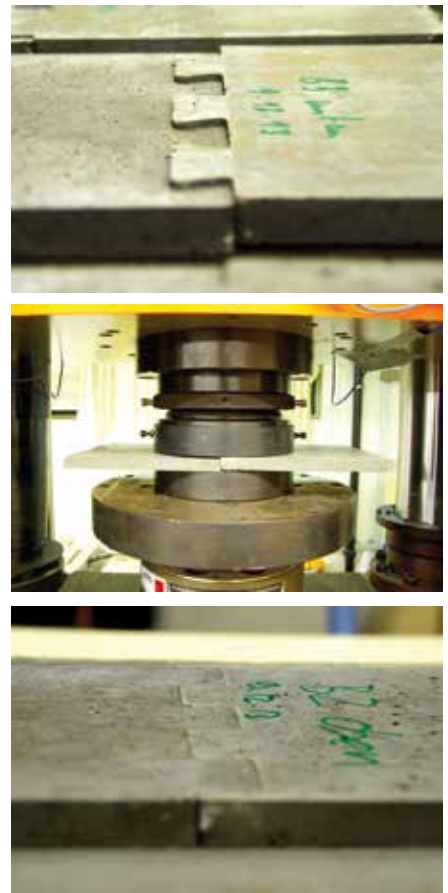


Bild 13: Fügen der hoch präzisen Schwalbenschwanzverbindungen aus UHPFRC durch Zusammenpressen der Zähne [8]  
[Fotos: iBMB]

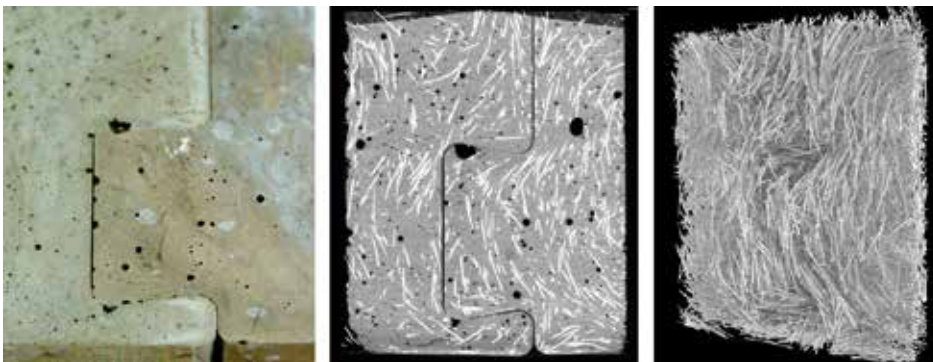


Bild 14: Detaillierte Untersuchung der Verzahnung des UHPFRC-Versuchskörpers; zu sehen sind ein Zahn in der Vergrößerung, das Ergebnis der Prüfung auf Fehlstellen im CT mit erkennbarer Rissbildung im unteren linken Viertelzahn und Visualisierung der 3D-Faserverteilung des UHPFRC im Zahnbereich [Fotos: iBMB]

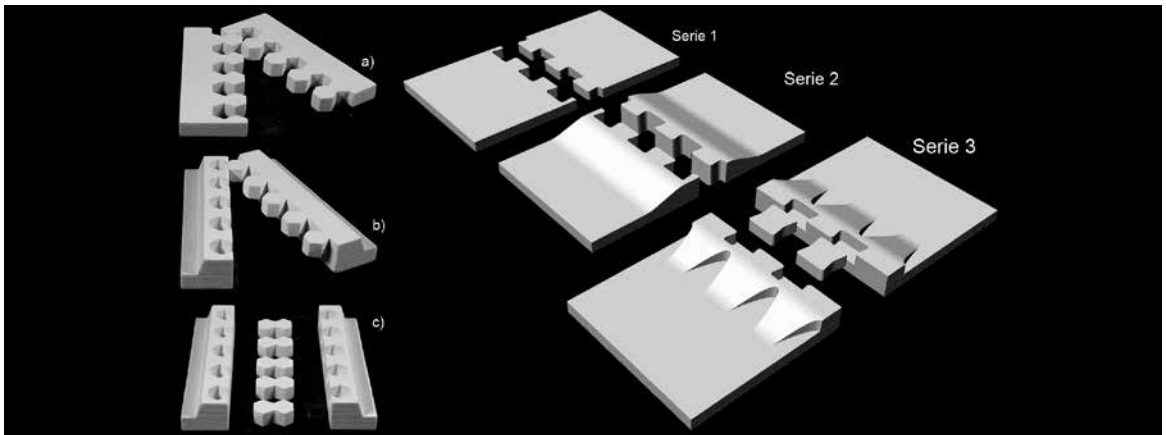


Bild 15: Weiterentwicklung der Schwalbenschwanzverbindungen: links sind alternative Verzahnungsprinzipien als 3D-Gips-Druck zu sehen, Variante a) als flache Verbindung, Variante b) als aufgeweitete Verbindung mit Zug- und Druckzone und Variante c) als fügungsoptimierte Verbindung mit Verbindungsimplantat; rechts sind die 3D-Modelle des Evolutionsprozesses der Schwalbenschwanzverbindungen von Serie 1 als ebene Geometrie über Serie 2 mit lokaler Aufweitung im Fügungsbereich bis hin zu Serie 3 als Verbindung durch Einpressen eines dritten Fügeteils zu sehen.

zu positionieren und durch ein zusätzliches Implantat aus UHPFRC formschlüssig zu verbinden (Bild 15 rechts). Um die Parameter Kraftübertragung, Herstellbarkeit und Fügerichtung vorab haptisch überprüfen zu können, wurden vor der eigentlichen Erstellung der UHPFRC-Probekörper reale Gips-Modelle der Evolutionsprinzipien mittels 3D-Printer hergestellt, die links im Bild 15 zu sehen sind.

## 4.2 Herstellung und Maßhaltigkeit der Probekörper

Für die Herstellung der UHPFRC-Probekörper für die Schwalbenschwanz-Trockenstoßverbindungen kam, wie schon für die Herstellung der Knotenelemente, eine hochpräzise, mittels CNC-Verfahren gefräste Wachsschalung zum Einsatz (Bild 16). Da diese Schalungstechnik bisher noch nicht im Detail erforscht ist, wurden die erstellten Probekörper auf ihre Maßhaltigkeit gegenüber den digitalen 3D-Modellen überprüft, um später

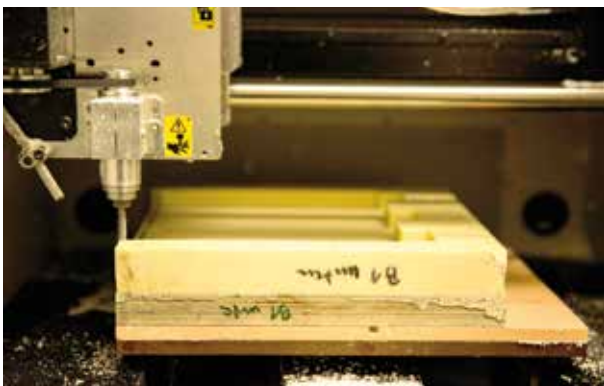


Bild 16: CNC-Bearbeitung eines Wachsblocks, aus dem die Schalungen für die Probekörper für die Schwalbenschwanzverbindungen hergestellt werden [9]

[Foto: ITE]

eine gleichbleibende Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse gewährleisten zu können. Zur Vermessung der geometrisch komplexen Probekörper wurde ein hochpräziser optischer 3D-Scanner verwendet. Die Auswertung der Abweichung zwischen 3D-Modell und der 3D gescannten Probe wurde mit dem Programm GOM Inspect® der Firma GOM mbH durchgeführt. Die erreichte Genauigkeit im Vergleich zu den sonst zulässigen Toleranzen im Hochbau gemäß DIN 18202 [10] ist als sehr hoch einzustufen. Unter Verwendung des in GOM integrierten Best-Fit-Skalierungsalgorithmus konnte zudem ein durchschnittliches multidirektionales Schwinden des Probekörpers von 2,35 % berechnet werden. Wird dieses Maß als Zulage für die Schalung verwendet, kann dem Schwindeffekt und somit der entstehenden geometrischen Abweichung



entgegengewirkt werden. Die kleinen Bereiche mit zu viel Material (rot im Bild 17) bzw. zu wenig (dunkelblau) sind auf Positionsabweichungen des Fräskopfes bei der Schalungsherstellung zurückzuführen und konnten durch eine Neujustierung der CNC-Fräse behoben werden.

### 4.3. Druckprüfung

Die Probekörper aller entwickelten Serien der Trockenstoßverbindungen wurden in einem ersten Versuchsschritt auf ihre Tragfähigkeit unter axialem Druck geprüft (Bild 18). Dabei waren die Platten durch eine feste Einspannung auf der Unterseite und gelenkig oben gelagert. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 0,5 mm pro Minute. Alle untersuchten Trockenstoßverbindungen gewährleisten eine gute Druckkraftübertragung. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5 zusammengestellt. Die Probekörper versagten allesamt auf Schub im Bereich der Verzahnung. Der Vergleich der geprüften Referenzplatte ohne Stoßverbindung mit den gefügten Verbindungstypen zeigt, dass eine nahezu gleich hohe Tragfähigkeit bei allen Stoßtypen der Serie B erreicht wird. Die durchschnittliche Reduktion im Vergleich zur ungestoßenen Referenz betrug etwa 20 %. Folglich ist das entwickelte, trocken gestoßene Verbindungssystem der Serie B ideal für den Anschluss von druckbelasteten Schalenbauteilen geeignet.

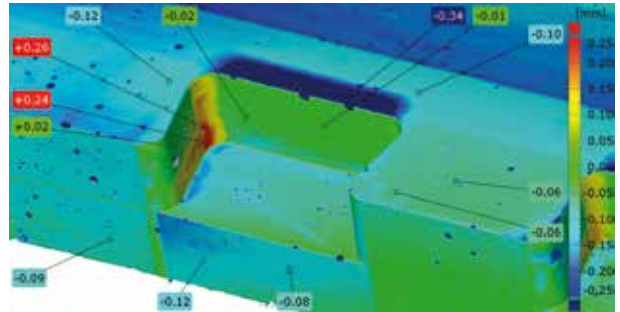


Bild 17: Ermittlung der geometrischen Abweichung zwischen digitalem 3D-Modell und dem gescannten Probekörper mit dem Programm GOM Inspect; hier: Detail der „Bucht“ des Schwalbenschwanzes (Angaben in mm) [9]

Tabelle 5: Maximale Traglast der Stöße für flächige Verbindungen im Druckversuch

Stoßtyp	Traglast im Versuch $f_{cc,max}$ [MPa]	Verhältnis von Traglast zu Referenz $f_{cc,max} / f_{cc,max,Platte}$
Referenzplatte ohne Stoß	155	100 %
A2	100	65 %
B1	120	77 %
B2	123	79 %
B3	126	81 %

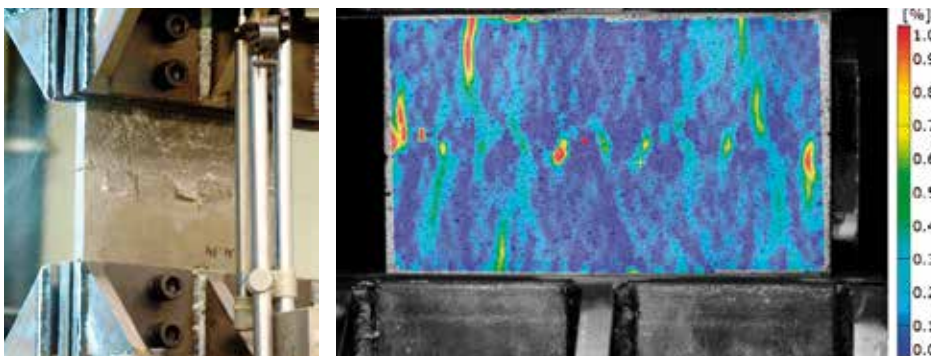


Bild 18: Flächige Stoßverbindung im Druckversuch; zu sehen sind zwei gefügte Platten nach dem Versagen im Druckversuch und ein Ergebnis der optischen Verformungsmessung kurz vor dem Versagen der Probe [8] [Foto: iBMB]



Bild 19: Versuchsaufbau Biegezugprüfung [8]

[Foto: iBMB]

#### 4.4 Biegeprüfung

Die Probekörper aller entwickelten Serien der Trockenstoßverbindungen wurden nach der Druckprüfung erneut hergestellt und im 4-Punkt-Biegeversuch auf ihre Biegezugfestigkeit in der Stoßverzahnung geprüft (Bild 19). Im Vergleich zur axialen Druckprüfung zeigen die Ergebnisse des 4-Punkt-Biegeversuchs (Tabelle 6) große Unterschiede zwischen den Verbindungstypen. Es wurde festgestellt, dass die Zahngröße der Schwalbenschwanzverbindung bei unterschiedlichen Länge : Breite-Verhältnissen einen starken Einfluss auf die Steifigkeit und die Biegezugfestigkeit der Verbindungen hat. Im Vergleich zur Referenzplatte ohne Stoßverbindung, die eine Biegezugfestigkeit von 15,5 MPa erreicht, kann ein

erheblicher Rückgang für einige der Verbindungsgeometrien festgestellt werden. Die relativ kurzen Zähne zeigten die beste Steifigkeit und die höchste Biegezugfestigkeit, während Proben mit flachen Zahnwinkeln und langen Zähnen ein sehr weiches Biegeverhalten zeigten. Insgesamt kann festgestellt werden, dass die optimalen Entwurfsparameter für Schwalbenschwanzverbindungen aus UHPFRC in Relation zur Dicke des jeweiligen Bauteiles stehen. Die Zahnlänge sollte etwa der Elementdicke (hier 15 mm) entsprechen, das Länge : Breite-Verhältnis sollte mit 1:2 beibehalten werden, der Verzahnungswinkel (Schwalbenschwanz-Winkel) sollte 15° und der vertikale Fügungswinkel 2° (in Dickenrichtung) betragen.

Tabelle 6: Biegezugfestigkeit der Schalenstöße

Stoßtyp	Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ [MPa]	Verhältnis der Biegezugfestigkeit zur Referenz $f_{ct,fl} / f_{ct,fl,Platte}$
Referenzplatte ohne Stoß	15,5	100 %
B3 (Serie 1)	5,8	37 %
B2 (Serie 1)	5,4	35 %
A2 (Serie 1)	3,9	25 %
B1 (Serie 1)	4,8	31 %
B2.2 (Serie 2)	16,8	108 %
B2.4 (Serie 3)	16,0	103 %

Da durch die Zahngeometrie die ebenen Trockenstoßverbindungen der Serie 1 nicht die volle Biegezugfestigkeit des verwendeten UHPFRC erreichen können, wurde zur Erhöhung der Momententragfähigkeit für die Probekörper der Serien 2 und 3 der Querschnitt im Fugebereich aufgeweitet (Bild 20). Die Versuchsergebnisse (Tabelle 6) für die Serie 2 zeigen, dass hierdurch die volle Momententragfähigkeit der ungestörten Referenzplatte erreicht werden kann. In Analogie zur durchgeführten Optimierung der Trockenstoßverbindungen für Stabtragwerke stellt auch der letzte Optimierungsschritt der Trockenstoßverbindungen zur Fügung von ebenen und gekrümmten Flächenbauteilen einen Verbindungstyp bereit, bei welchem die Fügung selbst gegenüber der Gesamtkonstruktion keine Schwachstelle mehr darstellt. Zudem wurde durch die Entwicklung und Verwendung eines dritten Fügebauteils, einem Implantat aus

UHPFRC, die Montage der Verbindung erheblich vereinfacht.

Bild 20: Probekörper nach der 4-Punkt-Biegezugprüfung mit Bruch in der Platte: je ein Prüfkörper der Serie 2 mit lokaler Aufweitung im Fügungsbereich und der Serie 3 mit Verbindungselement durch Einpressen eines UHPFRC-Implantats [Foto: ITE]



## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Im Hinblick auf einen ressourceneffizienten Einsatz von Werkstoffen wird dem Einsatz von leichten und schlanken Betonkonstruktionen aus UHPC in Zukunft eine wichtige Bedeutung zukommen. Die Forschungsergebnisse der ersten Antragsphase zeigen, dass es möglich ist, kraftflussoptimierte Bauteilfügungen aus ultrahochfestem stahlfaserverstärktem Beton für komplexe Stab- und Flächentragwerke unter Nutzung und Zusammenführung dieser neuen Technologien herzustellen. Die entwickelten neuartigen Fügungen können als Trockenstöße mithilfe hochpräziser, CNC-gefräster Schalungstechnologie (sogenanntem ultra-präzisen Schalungsbau) so exakt gefertigt werden, dass bei der Zusammenfügung der Bauteile zu einem Gesamttragwerk auf verbindende Einbauteile oder Vermörtelungen weitgehend verzichtet werden kann.

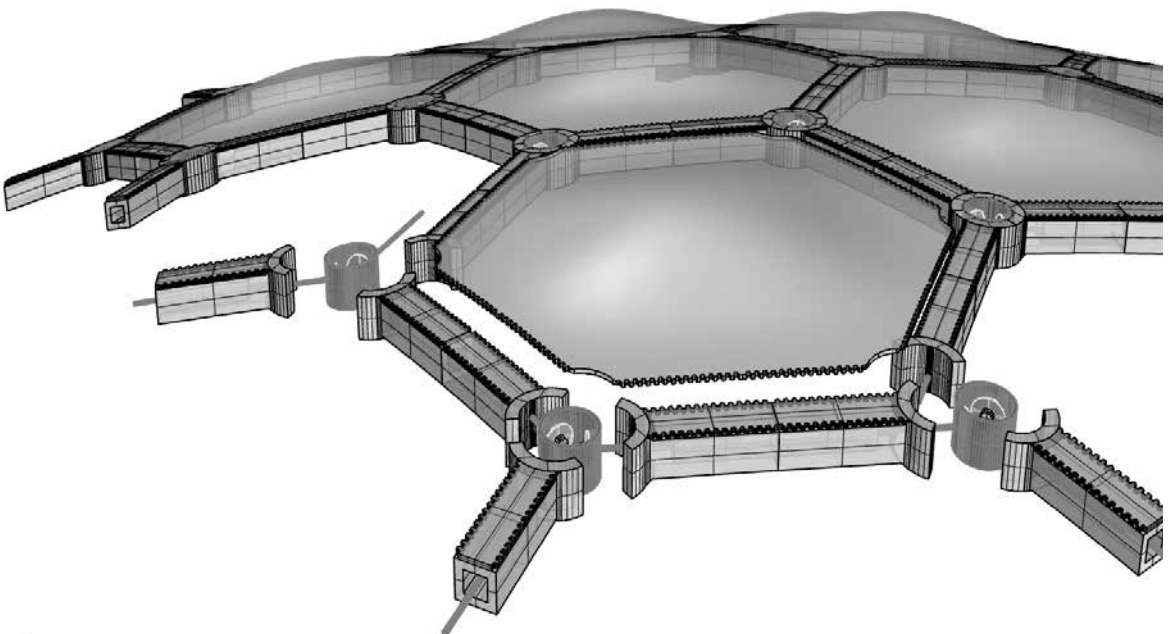


Bild 21: Hexagonales, räumlich gekrümmtes stabwerkintegriertes Flächentragwerk mit Knotenfügung von drei Stäben und Plattenelementen im Gesamtsystem als mögliche Kombination der entwickelten Fügeprinzipien

Die Entwicklung der stabförmigen und flächigen Verbindungen der ersten Antragsphase erfolgte zwar unabhängig voneinander, nutzte aber die gleichen Prinzipien. Die entwickelten Stoßverbindungen für Stäbe sind als vorgespannte, trocken gefügte Stoßverbindungen konzipiert, welche vorrangig in ebenen oder gekrümmten Stabtragwerken Anwendung finden können. Die neuartigen flächigen Verbindungen zielen auf das Fügen von ebenen Bauteilen wie Fertigteilplatten für hauptsächlich druckbelastete, membranartige Schalentragswerke ab. Motivation für die zukünftige Forschung ist es daher, die Erkenntnisse über tragende Bauteile aus UHPFRC mit den Möglichkeiten der digitalen Planung, Berechnung und CNC-gesteuerten Fertigungstechnik für den Formenbau weiter zusammenzubringen und mithilfe bereits gezeigter und weiterer Verbindungsmöglichkeiten innovative, modulare Leichtbaustrukturen zu entwickeln, wie sie beispielsweise Bild 21 zeigt.

Die in der ersten Förderperiode des SPP 1542 im Forschungsprojekt entwickelten Fügeprinzipien können so die Grundlagen bilden, um leistungsfähige hybride Stab-, Flächen- und Raumtragelemente zu entwickeln, welche die stabförmigen und flächigen Verbindungen optimal zusammenführen und eine einfache Fügung der Elemente erlauben. Mithilfe leistungsfähiger Verbindungen können Bauteile zu effektiven stabwerkintegrierten Linien-, Flächen- und Raumtragwerken zusammengesetzt werden, bei welchen die Tragwirkungen von Stab- und Flächenelementen über deren Fügung als hybride Tragstrukturen quasimonolithisch zusammenwirken. Je nach geometrischer Randbedingung können die so entstehenden Hybridtragsysteme durch eine implementierte Abwinkelung oder Krümmung als Schale bzw. Raumtragwerk oder in der Ebene als Platte bzw. Scheibe wirken. Je nach Nutzungsanforderung bzw. Rahmenbedingung kann so durch die Kombination der Bauteile und deren Fügesysteme ein jeweils optimal angepasstes Tragwerk entwickelt werden.

## Dank

Der besondere Dank der Autoren gilt den im Forschungsteam mitarbeitenden Kollegen im iBMB und ITE der TU Braunschweig sowie der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die Förderung des Schwerpunktprogrammes 1542 *Leicht Bauen mit Beton*.

## Literaturverzeichnis

- [1] BUDELMANN, H.; KLOFT, H.: DFG-Forschungsantrag – Entwicklungen neuartiger Verbindungen für geometrisch komplexe Flächen und Stabtragwerke. Braunschweig, 2011.
- [2] KLOFT, H.: Logic and Form – From ISLER Shells to Non Standard Structures. Journal of the International Association of Shell and Spatial Structures 52 (2011), Heft 3, S. 191–199.

- [3] FEHLING, E.; SCHMIDT, M.; TEICHMANN, T.; BUNJE, K.; BORNEMANN, R.; MIDDENDORF, B.: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC). Universität Kassel: Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, 2003.
- [4] HERMERSCHMIDT, W.; BUDELMANN, H.: Kerbempfindlichkeit von ultrahochfestem Beton. iBMB-Kurzberichte aus der Forschung, <http://www.ibmb.tu-braunschweig.de/docpool/reports/KaF-2012-12.pdf>, TU Braunschweig, 2012.
- [5] MAINKA, J.; LEHMBERG, S.; BUDELMANN, H.; KLOFT, H.: Non-Standard Fügeprinzipien für leichte Bauteile aus UHPFRC. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 11, S. 763–773.
- [6] LEHMBERG, S.; BUDELMANN, H.: Entwicklung von dünnwandigen Stabwerksknoten aus ultrahochfestem faserverstärkten Beton. In: BREITENBÜCHER, R.; MARK, P. (Hrsg.): Beiträge zur 1. DAfStb-Jahrestagung mit 54. Forschungskolloquium in Bochum, 07.–08.11.2013, Ruhr-Universität Bochum, 2013, S. 47–52.
- [7] GRAMAZIO, F.; KOHLER, M.; MIRJAN, A.; OESTERLE, S.; VANSSTEENKISTE, A.: holcimfoundation.org/Architecture & Digital Fabrication, ETH Zurich [Online]. Available: <http://www.holcimfoundation.org/Portals/1/docs/A12/A12in1CH/A12GLin1CH-posterhigh.pdf>. [Zugriff am 04.06.2013].
- [8] LEHMBERG, S.; LEDDEROSE, L.; MAINKA, J.; BUDELMANN, H.; KLOFT, H.: Non-Standard joints for lightweight modular spatial and shell structures made from UHPFRC. Proceedings of the IASS-SLTE 2014 Symposium, Brasilia, Brasilien, 2014.
- [9] MAINKA, J.; KLOFT, H.; HEINEMANN, T.: A novel recyclable wax formwork-system for high-precision free-form UHPC members and joints. Proceedings of the IASS-SLTE 2014 Symposium, Brasilia, Brasilien, 2014.
- [10] DIN 18202: Toleranzen im Hochbau – Bauwerke. Deutsche Institut für Normung e.V. 2005.

### **Entwicklung neuartiger Verbindungen für geometrisch komplexe Flächen- und Stabwerkelemente aus UHPC**

#### **Projektleiter**

Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann <sup>1)</sup>  
Prof. Dr.-Ing. Harald Kloft <sup>2)</sup>

#### **Projektbearbeiter**

Dipl.-Ing. Sven Lehberg <sup>1)</sup>  
Dipl.-Ing. Jeldrik Mainka <sup>2)</sup>  
Dipl.-Ing. Lukas Ledderose <sup>2)</sup>

#### **Projektlaufzeit**

11/2011 – 10/2014

#### **Web**

[www.ibmb.tu-braunschweig.de](http://www.ibmb.tu-braunschweig.de) <sup>1)</sup>  
[www.ite.tu-bs.de](http://www.ite.tu-bs.de) <sup>2)</sup>

# Klebsverbindungen für Platten- und Scheibenbauteile aus hochfestem Beton

Christian Kohlmeier  
Sebastian Oster

Fachgebiet  
Massivbau und  
Baukonstruktion,  
Technische  
Universität  
Kaiserslautern

Zum kraft- und formschlüssigen Fügen von dünnwandigen, filigranen Betonfertigteilen eignen sich besonders kontinuierliche, flächige Verbindungen, wie sie durch Verkleben erzielt werden können. Deshalb wurden im Rahmen dieses Vorhabens Klebsverbindungen für Platten- und Scheibenbauteile konstruiert und optimiert. Die Verbindungen sind so ausgelegt, dass sie sowohl Beanspruchungen aus einzelnen Schnittgrößen als auch aus Schnittgrößenkombinationen übertragen können. Die wesentlichen Parameter, die dabei untersucht wurden, sind die Klebfugegeometrie sowie die Oberflächenbeschaffenheit und die Bewehrung der zu verklebenden Bauteile. Als Klebstoff diente ein hochfester mineralischer Mörtel. Die Optimierung der Klebfugegeometrie erfolgt durch den Mittragsteller bei diesem Projekt, das Fraunhofer ITWM in Kaiserslautern.

Auf der Basis der experimentellen Untersuchungen wurde für die Klebfuge ein zweiaxiales Bruchkriterium abgeleitet. Weiterhin sollen Entscheidungshilfen zur Fugengestaltung und ein ingenieurmäßiges Bemessungsmodell erarbeitet werden.

## 1 Einleitung

Hochleistungsbetone und neuartige Bewehrungsformen wie Glas- oder Kohlefasergerlege ermutigen dazu, möglichst dünnwandige und filigrane Bauteile herzustellen oder ganze Tragwerke daraus zu errichten. Jedoch ist die Herstellung und Verarbeitung von hochfestem oder ultrahochfestem Beton (HPC oder UHPC) aufwändig und erfordert ein hohes Maß an Sorgfalt. Deshalb beschränkt sich die Anwendung von Hochleistungsbetonen fast ausschließlich auf werksmäßig hergestellte Fertigteile. Um aus den einzelnen Fertigteilen größere Tragstrukturen zu errichten, stellt sich die Frage nach einer entsprechenden Fügetechnik. Bei dünnen Bauteilen stoßen die herkömmlichen Ansätze wie das Verbinden mit Ankern oder Schlaufen schnell an ihre Grenzen. Das Verkleben von Bauteilen kann hier eine tragfähige Alternative sein, die zahlreiche Vorteile mit sich bringt.

Als Klebstoff wurde ein hochfester mineralischer Mörtel verwendet, der vor allem den Vorteil hat, dass er weitgehend unempfindlich gegenüber Umwelteinflüssen ist. Erste Erfahrungen mit dem Verkleben von Fertigteilen aus Hochleistungs Beton mit diesem Mörtel konnten beim Bau eines 2011 fertig gestellten Weinberghauses gesammelt werden, [1] und Bild 1. Ein Schwachpunkt solcher Klebsverbindungen ist dabei die geringe Oberflächenhaftzugfestigkeit des Betons. Dementsprechend lag ein Schwerpunkt des Forschungsprojekts auf der Optimierung der Fugegeometrie mit dem Ziel, die Zugspannungen in der Klebfuge zu minimieren. Die numerische Strukturoptimierung erfolgte durch das Fraunhofer ITWM Kaiserslautern mit Hilfe eines integrierten Shape- und Topologie-Optimierungsverfahrens.

Geklebt wird im Betonbau bisher hauptsächlich beim nachträglichen Verstärken von Bauteilen durch Stahl- oder CFK-Lamellen. Als Klebstoffe werden in der Regel Epoxidharzklebstoffe eingesetzt. Weiterhin wird die Klebwirkung bei Verbunddübeln und nachträglich eingemörtelten Bewehrungsanschlüssen genutzt. Hier kommen Vinylesterharz- oder Polyesterharzklebstoffe zum Einsatz. Beim Neubau spielt Kleben bislang nur eine untergeordnete Rolle. Als ein Beispiel kann hier die Gärtnerplatzbrücke in

Kassel genannt werden, bei der die Fahrbahnplatte aus UHPC mit dem UHPC-Obergurt einer hybriden Fachwerkonterkonstruktion aus UHPC und Stahlrohren verklebt wurde [2]. Als Klebstoff wurde ein Epoxidharz verwendet.

Kleberverbindungen mit Epoxid- und Polyesterharzklebstoffen wurden ausführlich erforscht und es stehen entsprechende Bruchkriterien zur Verfügung, [3] und [4]. Neuere Forschungsarbeiten befassen sich mit Kleberverbindungen, bei denen ein hochfester mineralischer Mörtel als Klebstoff Verwendung findet, z. B. [5] und [6]. Hierfür wurde auf Basis experimenteller Untersuchungen ein lineares Bruchkriterium für eine Schub-Druckbeanspruchung formuliert. Für Schub-Zugbeanspruchungen steht bislang kein Bruchkriterium zur Verfügung.

## 2 Ziele und Vorgehensweise

Ziel des Projekts war es, möglichst einfache, praxistaugliche Kleberverbindungen für dünne Bauteile aus hochfestem Beton zu entwickeln. Bewehrt werden sollten die Bauteile in erster Linie mit Drahtmatten, einer sog. Mikrobewehrung, oder entsprechend gebogenem Stabstahl. Dabei sollte die Kleberverbindung in der Lage sein, Normalkräfte, Querkkräfte und Biegemomente sowie Kombinationen daraus zu übertragen.

Demnach wurden in einer ersten Bearbeitungsphase sowohl für mikrobewehrte Bauteile als auch für Bauteile mit Stabstahlbewehrung Tastversuche und erste numerische Untersuchungen durchgeführt. Dabei wurden verschiedene Beanspruchungen und unterschiedliche Fugenvarianten untersucht.

Mit den Ergebnissen dieser Voruntersuchungen sowie vor dem Hintergrund baupraktischer Überlegungen wurden einzelne Fugenvarianten aussortiert. An den vielversprechenden wurden weitere umfangreiche experimentelle Untersuchungen durchgeführt und das Trag- und Verformungsverhalten für unterschiedliche Beanspruchungszustände analysiert.

Im Hinblick auf die Bemessung sowie auf die numerische Optimierung wurde ein Bruchkriterium formuliert, das sowohl für eine Schub-Druckbeanspruchung als auch für eine Schub-Zugbeanspruchung gilt und mit dem sich die Tragfähigkeit der Kleberverbindung für die jeweils in der Fuge auftretenden Beanspruchungszustände beschreiben lässt. Dazu war eine Vielzahl kleinformatiger Versuche mit einer einzelnen ebenen Kleberfläche erforderlich. Versuche an Fugenabschnitten bildeten einen weiteren Schwerpunkt.

In einem letzten Schritt sollen auf der Basis der experimentellen und numerischen Untersuchungen Entscheidungshilfen zur Fugengestaltung formuliert und ein ingenieurmäßiges Bemessungsmodell abgeleitet werden.



Bild 1: Weinberghaus aus UHPC-Fertigteilen

[Foto: Sven Paustian]

Im Weiteren werden die durchgeführten sowie die geplanten Versuchsserien kurz vorgestellt und die wichtigsten vorliegenden Ergebnisse präsentiert.

## 3 Werkstoffe

### 3.1 Beton

Für die Versuchskörper wurde ein selbstverdichtender, hochfester Beton (HPC) mit einem Größtkorn von 0,5 mm verwendet. Die Rezeptur ist in [7] angegeben. Die Werkstoffkennwerte des verwendeten Betons und der Klebstoffe sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1: Werkstoffkennwerte des verwendeten Betons und der Klebstoffe (jeweils Mittelwert aus mindestens drei Versuchen)

Materialeigenschaft in [N/mm <sup>2</sup> ]		Probekörperform Maße in [mm]	Alter [d]	Beton HPC	Klebstoff	
					HPM	Pagel-HFL
Würfeldruckfestigkeit	$f_{cm,cube}$	150er Würfel	28	139–150	141	–
Druckfestigkeit	$f_{cm,pr}$	40 × 40 × 160	– <sup>1)</sup>	120–135	110	120
Biegezugfestigkeit	$f_{ctm,fl}$	40 × 40 × 160	– <sup>1)</sup>	14,3–16,6	15,5	19,8
Spaltzugfestigkeit	$f_{ctm,sp}$	150er Zylinder	28	6,8–7,1	–	–
Zentrische Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	Zugprobekörper	28	10,9	–	–
Elastizitätsmodul	$E_{cm}$	150er Zylinder	28	39.000	38.000	≥ 25.000 <sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> am Versuchstag, <sup>2)</sup> nach Herstellerangaben

### 3.2 Klebstoffe

Für die Versuche wurden zwei unterschiedliche mineralische Mörtel verwendet. Zum einen ein selbst entwickelter, hochfester Mörtel mit einem Größtkorn von 0,3 mm, der an eine von MÜHLBAUER und ZILCH an der TU München ([8], [3]) entwickelten Rezeptur angelehnt ist. Die verwendete Rezeptur ist in [7] aufgeführt. Der Mörtel wird im Weiteren als High Performance Mortar, kurz HPM, bezeichnet.

Der HPM reagiert jedoch sehr empfindlich selbst auf geringste Veränderungen in den Mischungsbestandteilen, was sich stark auf die Konsistenz und die Verarbeitungseigenschaften auswirkt. Um immer die gleichen Eigenschaften zu erreichen, ist deshalb bei der Herstellung ein hohes Maß an Sorgfalt erforderlich. Als praxistauglichere Alternative zu dem HPM wurde zusätzlich ein Vergussmörtel als Werk trockenmörtel der Firma Pagel untersucht. Er ist ebenfalls zementgebunden und hoch fließfähig. Das Größtkorn beträgt 0,25 mm. Die Werkstoffkennwerte beider Klebstoffe sind in Tabelle 1 aufgeführt.

### 3.3 Bewehrung

Es wurden zwei unterschiedliche Bewehrungsarten untersucht. Zum einen eine sogenannte Mikrobewehrung. Dabei handelt es sich um Stahldrahtmatten mit einer Maschenweite von 12,6 mm und einem Drahtdurchmesser von 1,0 mm. Die Zugfestigkeit des Drahts beträgt rund 400 N/mm<sup>2</sup> und der Elastizitätsmodul ca. 210.000 N/mm<sup>2</sup>. Zum anderen wurde Stabstahlbewehrung mit Durchmessern von 4 und 6 mm aus Betonstahl B500 eingesetzt sowie Gewindestäbe der Festigkeitsklasse 4.6 mit einem Durchmesser von 6 mm.



## 4 Experimentelle Untersuchungen

### 4.1 Überblick über das Versuchsprogramm und Tastversuche

Tabelle 2 enthält eine Übersicht der geplanten und durchgeführten Versuchsserien.

Tabelle 2: Tabellarische Übersicht der geplanten und durchgeführten Versuchsserien

Versuchsserie bzw. Untersuchungsgegenstand	Versuchsart(en)	Versuchsparameter	Anzahl Versuche
Tastversuche			
Tragverhalten Klebfuge	Zugversuche, 4-Pkt.-Biegeversuche, Querkraftversuche	Fugengeometrie, Bewehrungsart, Belastung	24
Hauptversuche			
Optimierung Klebvorgang	Zugversuche (Kleinteilversuche)	Klebtechnik, Vorbehandlung, Nachbehandlung	42
Bruchkriterium Klebfuge	Zug- und Schub-Zugversuche, Schub-Druckversuche (Kleinteilversuche)	Klebstoff/Mörtel, Fu- genwinkel, Art der Kleb- flächenvorbereitung	ca. 240
Fugentragfähigkeit Keilzinkenverbindung und Übertragbarkeit Kleinteilversuche	Zugversuche, 4-Pkt.-Biegeversuche, 3-Pkt.-Biegeversuche	Flankenneigungswinkel, Belastung	42
Bewehrungstragfähigkeit Keilzinkenverbindung	Zugversuche	Flankenneigungswinkel, Zahnlänge	12
Klebfuge mit diskreter Beweh- rung und Übergreifungsstoß	Zugversuche, 4-Pkt.-Biegeversuche	Fugenform, Bewehrung, Übergreifungslänge	42

In [9] und [7] wurden die Tastversuche der ersten Arbeitsschritte vorgestellt. Es wurden unterschiedliche Fugenvarianten untersucht. Neben in erster Linie Zugversuchen wurden auch Vierpunktbiegeversuche und Querkraftversuche durchgeführt. Untersucht wurden mikrobewehrte Platten mit einer Dicke von 30 mm und zehn Lagen Mikrobewehrung, in die mittels Hochdruckwasserstrahlschneidtechnik unterschiedliche Fugengeometrien geschnitten wurden (siehe Bild 2), und zwar eine Rechteckgeometrie, eine Keilgeometrie und eine Hinterschnittgeometrie. Als Referenzversuche wurden Versuche an mikrobewehrten Platten ohne Fuge durchgeführt. Weiterhin wurden Probekörper mit Mikrobewehrung und geschalter Fugengeometrie getestet sowie Probekörper mit 4 mm Stabstahlbewehrung (siehe [7]).



Bild 2: Unterschiedliche Fugengeometrien, mittels Hochdruckwasserstrahl geschnitten

[Foto: Thomas Brenner]

Durch das Schneiden mittels Hochdruckwasserstrahlschneidtechnik lassen sich nahezu beliebige Fugengeometrien erzeugen. Ein weiterer Vorteil ist die raue, saubere Schnittfläche.

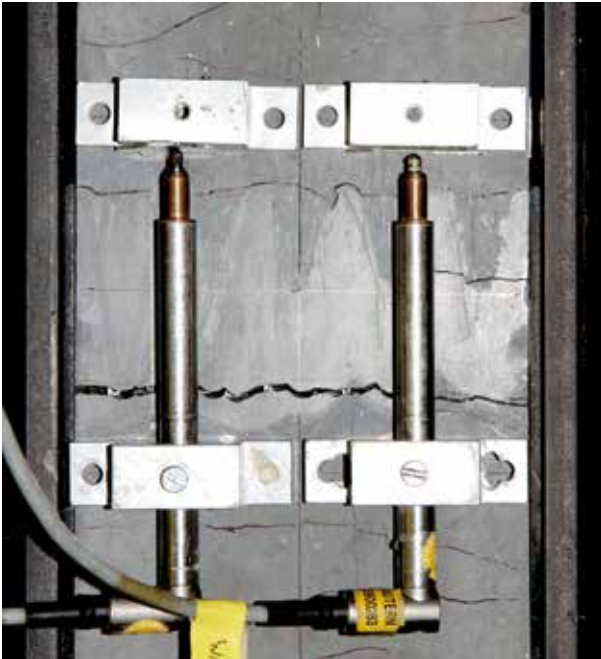


Bild 3: Versagensriss am Rande der Klebverbindung im Zugversuch an einem mikrobewehrten Probekörper mit Keilzinkenverbindung

[Foto: Sebastian Oster]

In den Zugversuchen an den in [9] und [7] gezeigten Fugengeometrien trat das Versagen nicht in der Klebfuge, sondern in den angrenzenden Bereichen ein (siehe Bild 3). Der Versagensriss verlief rechtwinklig zur Belastungsrichtung durch die Fuge an den Zahnsitzen und durch den bewehrten Betonquerschnitt der „Zahnwurzeln“. Die Traglast wird durch die Tragfähigkeit der Bewehrung begrenzt, die den Schnitt kreuzt und ausreichend verankert ist. Dadurch kann das Tragverhalten als weitgehend duktil charakterisiert werden.

In den Klebfugen der Zahnsitzen, durch die der Riss verläuft, ist die Bewehrung in Belastungsrichtung unterbrochen. Demnach ist in dem Versagensriss der Bewehrungsquerschnitt – bezogen auf den ungestörten Querschnitt – entsprechend reduziert. Im Vergleich zur Rechteckgeometrie und zur Hinterschnittgeometrie kreuzen bei der Keilgeometrie die meisten Bewehrungsstäbe den zum Versagen führenden Riss, wodurch sich für diese Geometrie die größten Traglasten

ergeben. In den weiteren Untersuchungen wurde deshalb der Schwerpunkt auf die Keilgeometrie gelegt. Im Folgenden wird diese als Keilzinkenverbindung bezeichnet, wie auch im Holzbau.

Außerdem wurden stabstahlbewehrte Verzahnungen untersucht. Hierbei versagte die Klebung.

## 4.2 Versuchsserie zur Optimierung des Klebvorgangs

Die Tragfähigkeit der Klebverbindung ist, neben den Festigkeiten der Bauteile, von der Festigkeit des Klebstoffs (Kohäsion) und der Tragfähigkeit der Grenzschichten (Adhäsion) abhängig. Die Oberflächenbeschaffenheit und -profilierung der zu verklebenden Flächen (z. B. rau oder glatt), die Konsistenz und der Luftporengehalt des Klebstoffs sowie der Vornässgrad und die Nachbehandlung haben dabei Einfluss auf die Tragfähigkeit. Der Einfluss der beiden letzten Parameter wurde in einer eigenen Versuchsserie ermittelt. Dazu wurden Haftzugversuche durchgeführt und der Vornässgrad sowie die Art der Nachbehandlung variiert.

Das Fazit ist, dass die besten Ergebnisse erzielt werden, wenn die zu verklebenden Teile unmittelbar nach dem Ausschalen bis kurz vor dem Verkleben in einem Wasserbad gelagert werden. Beim Aufbringen des Klebstoffs sollen die Klebflächen mattfeucht sein. Es empfiehlt sich, den Mörtel nach dem Anmischen in einen anderen Behälter umzutopfen und vor dem Verarbeiten zehn Minuten in Ruhe entlüften zu lassen. Die Klebflächen werden dann mit Mörtel bestrichen und die Fügeile anschließend zusammengesprengt. Die Haftzugfestigkeiten lassen sich durch eine Nachbehandlung der Klebung nicht nennenswert verbessern.

### 4.3 Untersuchungen zur Formulierung eines zweiaxialen Bruchkriteriums für Klebfugen

Die Parameter, von denen die Tragfähigkeit der Klebung hauptsächlich abhängt, wurden in Abschnitt 4.2 bereits genannt. Die übertragbaren Adhäsionskräfte sind wiederum abhängig von den herrschenden Spannungszuständen, die aus der Belastung des Bauteils und der Fugengeometrie resultieren. In der Klebfuge treten Schubspannungen, Zugspannungen oder Druckspannungen auf, die beliebig kombiniert sein können. Während für eine Schub-Druckbeanspruchung von ZILCH und MÜHLBAUER ein Bruchkriterium hergeleitet wurde ([5] und [6]), steht für Schub-Zugbeanspruchungen zurzeit noch kein Bruchkriterium zur Verfügung. In einer umfangreichen Versuchsserie wurden daher Untersuchungen an kleinformatigen Schub-Druck-, Schub-Zug- und Zugprobekörpern durchgeführt (siehe Bilder 4), um ein zweiaxiales Bruchkriterium ableiten zu können. Die Versuchskörper weisen dabei eine einzelne, ebene Klebfläche auf. Dabei wurden sowohl der Pagel HFL als auch der HPM verwendet sowie unterschiedliche Arten der Klebflächenvorbereitung untersucht. Die Versuche sind in [8] und [10] ausführlich beschrieben.

In den allermeisten Versuchen war ein adhäsives Versagen in der Grenzschicht zwischen Klebstoff und Betonbauteil zu beobachten. Die Auswertung der Versuche erfolgte durch das Eintragen der beim Versagen in der Fuge herrschenden Spannungskomponenten in ein Schubspannungs-Normalspannungsdiagramm. In Bild 5 ist dies exemplarisch für eine durch Wasserstrahlschneiden erzeugte Klebfläche und Pagel HFL zu sehen. Dabei wurden sowohl die Einzelwerte als auch die Mittelwerte aus den Versuchen aufgetragen. Weiterhin sind auch die MOHR'schen Spannungskreise der einaxialen Druck- und Zugfestigkeit des Mörtels und des Betons dargestellt.

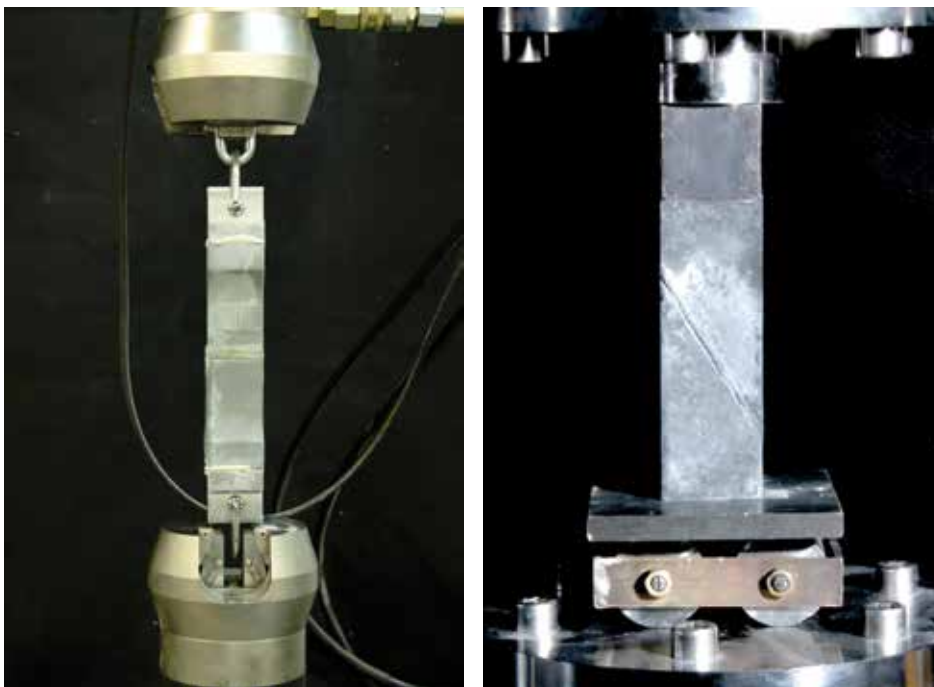


Bild 4: Versuchsaufbau für die Zug- und Schub-Zugversuche (links)  
Versuchsaufbau für die Schub-Druckversuche (rechts) [Fotos: Sebastian Oster]

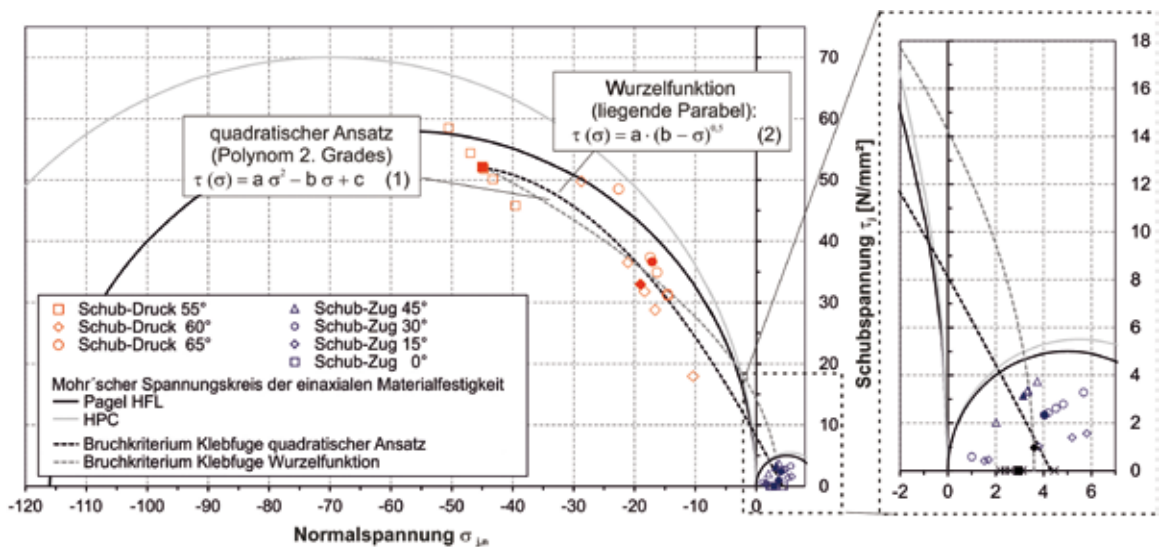


Bild 5: Auswertung der Schub-Druck- und Schub-Zugversuche im Schubspannungs-Normalspannungsdiagramm, exemplarisch für eine durch Wasserstrahlschneiden erzeugte Kleblfläche und Pagel HFL [Sebastian Oster]

In der Literatur finden sich verschiedene Ansätze, um das Versagen von Klebfugen im Betonbau zu beschreiben. Je nach verwendetem Klebstoff treffen unterschiedliche Funktionstypen zu. BERGMEISTER verwendet in [3] einen quadratischen Ansatz (siehe Gleichung (1) in Bild 5) für Klebverbindungen unter Schub-Druck- und Schub-Zugbeanspruchung. Als Klebstoff verwendete er einen Vinylesterharzklebstoff. HANKERS [11] verwendet bei seinen Untersuchungen an Klebverbindungen mit einem Epoxidharzklebstoff ein Bruchkriterium in Form einer Wurzelfunktion (bzw. liegende Parabel, siehe Gleichung (2) im Diagramm in Bild 5).

Die eigenen Versuchsergebnisse lassen sich am besten durch ein Bruchkriterium in Form einer liegenden Parabel abbilden, insbesondere für den Zugbereich. Die Festigkeit der Klebverbindung unter reiner Zugbeanspruchung wird durch ein Polynom 2. Grades deutlich überschätzt. Die reine Scherfestigkeit beträgt im Falle des Wurzelansatzes  $14 \text{ N/mm}^2$  und liegt damit deutlich höher als im Falle des quadratischen Ansatzes mit rund  $8 \text{ N/mm}^2$ .

## 4.4 Versuchsserie zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Keilzinkenverbindungen

### 4.4.1 Zugversuche

Nachdem auf die oben beschriebene Weise aus den Versuchen mit einer einzelnen, geneigten Kleblfläche ein Bruchkriterium abgeleitet wurde, sollte dieses durch Versuche an Keilzinkenverbindungen mit sechs Kleblflächen, wie sie in Bild 6 zu sehen sind, verifiziert werden. Dazu wurden in Zugversuchen Tragfähigkeiten von Keilzinkenverbindungen mit unterschiedlichen Flankenneigungswinkeln ermittelt und diese mit den an den bereits beschriebenen Schub-Zugprobekörpern bestimmten Werten sowie der auf Basis des Bruchkriteriums berechneten Fugentragfähigkeit verglichen. Die Flankenneigungswinkel wurden so flach gewählt, dass sich ein adhäsives Versa-

gen in den Grenzschichten einstellen sollte. Die Querschnittsflächen der Versuchskörper mit Keilzinkenverbindungen entsprachen genau dem Sechsfachen der Schub-Zugprobekörper zur Bestimmung des Bruchkriteriums.

Wie beabsichtigt trat bei den Versuchen durchweg ein adhäsives Versagen in den Grenzschichten auf. Die Versuchsergebnisse weisen generell große Streuungen auf. In Bild 7 ist die Festigkeit (maximale im Bauteil vorhandene Normalspannung) der Klebverbindung unter Zugbeanspruchung für beide Probekörpertypen in Abhängigkeit des Flankenneigungswinkels aufgetragen. In dem Diagramm sind die Mittelwerte dargestellt. Außerdem ist die aus dem Bruchkriterium berechnete Fugentragfähigkeit in Abhängigkeit des Flankenneigungswinkels abgebildet, zum einen für den parabolischen Ansatz und zum anderen für einen linearen Ansatz, wobei die mit dem zuerst genannten Ansatz berechneten Werte tendenziell besser mit den Ergebnissen der kleinformatigen Probekörper übereinstimmen.

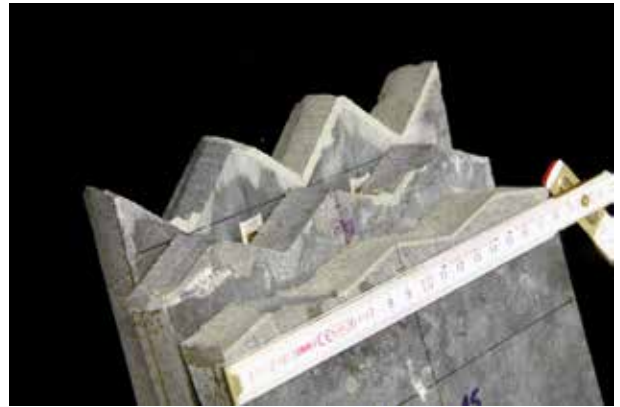
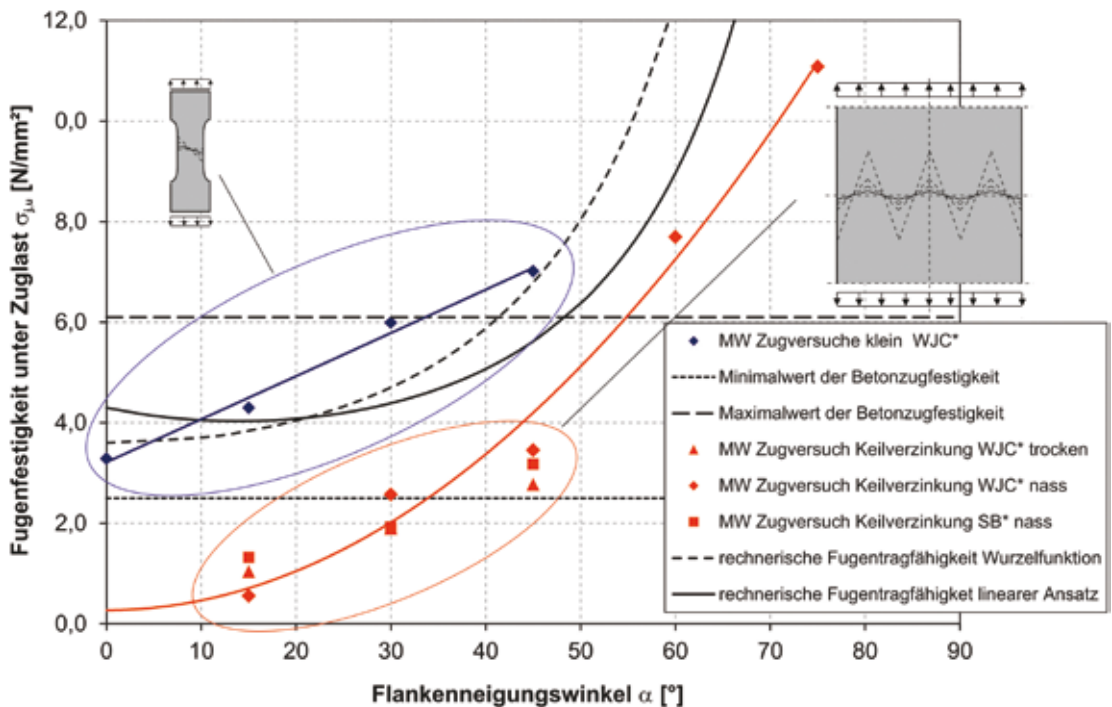


Bild 6: Zugprobekörper mit Keilzinkengeometrie und sechs Klebflächen. Die Flankenneigungen der Zinken betragen 15°, 30° und 45°.

[Foto: Sebastian Oster]

Die Festigkeiten der Keilzinkenverbindungen sind jedoch deutlich geringer als die der kleinformatigen Probekörper mit einer Klebefläche, die in Abschnitt 4.3 vorgestellt wurden. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass sich in den relativ breiten



\* WJC = wasserstrahlgeschnitten; SB = sandgestrahlt

Bild 7: Festigkeit der Keilzinkenverbindungen unter Zugbeanspruchung in Abhängigkeit des Flankenneigungswinkels

[Sebastian Oster].

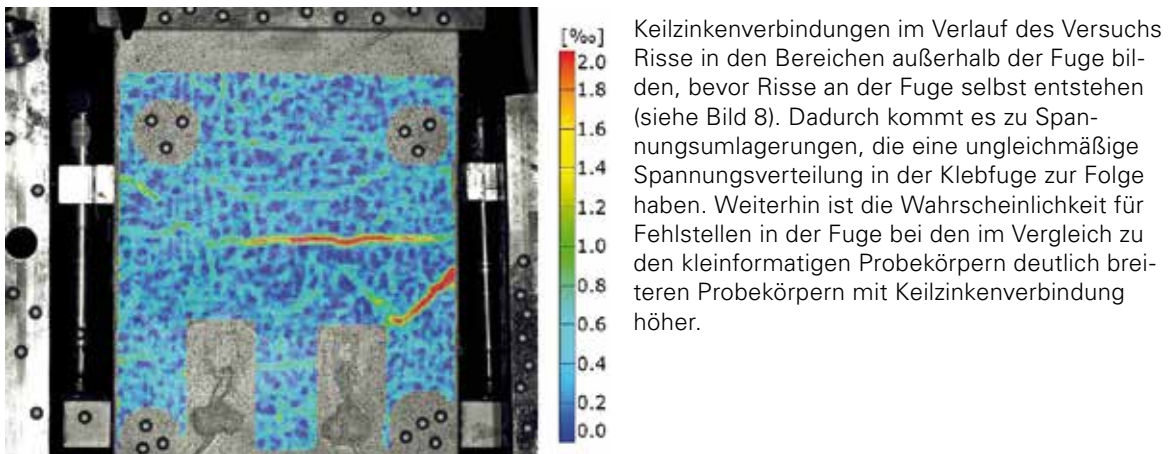


Bild 8: Dehnungsverteilung bei einem Zugversuch an einer Keilzinkenverbindung, gemessen mit Hilfe der Photogrammetrie [Foto: Sebastian Oster]

#### 4.4.2 Vierpunkt- und Dreipunktbiegeversuche

Eine Versuchsserie, in der die Fugentragfähigkeit von Keilzinkenverbindungen unter Biegebeanspruchung sowie unter einer Kombination aus Biege- und Querkraftbeanspruchung untersucht werden soll, steht zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch aus. Im Rahmen der Versuchsserie sind Dreipunktbiegeversuche sowie Vierpunktbiegeversuche geplant. Dabei wird – wie auch bei den Zugversuchen – der Flankenneigungswinkel variiert. Um ein adhäsives Versagen zu erreichen, werden diese wiederum relativ flach gewählt.

#### 4.5 Versuchsserie zur Untersuchung der Bewehrungstragfähigkeit mikrobewehrter Keilzinkenverbindungen

Wie eingangs erläutert, tritt das Versagen in mikrobewehrten Bauteilen bei entsprechend steilen Flankenneigungswinkeln am Rand des Fugenbereichs ein, wobei letztendlich die Bewehrung versagt. In dem Bereich um die Zahnspitzen herum können dabei keine Zugkräfte durch die Bewehrung übertragen werden. Bezogen auf den ungestörten Querschnitt ist dort der Bewehrungsquerschnitt reduziert. Die Tragfähigkeit der Verbindung ist demnach abhängig von der Anzahl an Zahnspitzen bezogen auf eine bestimmte Fugenlänge, z. B. einen Meter. Die Anzahl an Spitzen bzw. Zähne pro laufenden Meter ist wiederum abhängig von der Zahnlänge und dem Flankenneigungswinkel. Auch ist eine gewisse Verankerungslänge der Mikrobewehrung erforderlich, um die Zugkraft von der Bewehrung in den Beton zu übertragen. Dabei spielt ebenfalls der Flankenneigungswinkel eine entscheidende Rolle. Unter diesen Gesichtspunkten wird derzeit in einer entsprechenden Versuchsserie die Tragfähigkeit der Mikrobewehrung für unterschiedliche Zahnlängen und Flankenneigungswinkel untersucht.

#### 4.6 Klebverbindung mit Stabstahlbewehrung

In einer weiteren Versuchsserie wurde die Tragfähigkeit von Klebverbindungen mit Stabstahlbewehrung im Fugenbereich untersucht. Die Plattendicken betragen 3 und 6 cm. Als Bewehrung wurde zum einen Stabstahl mit einem Durchmesser von 6 mm

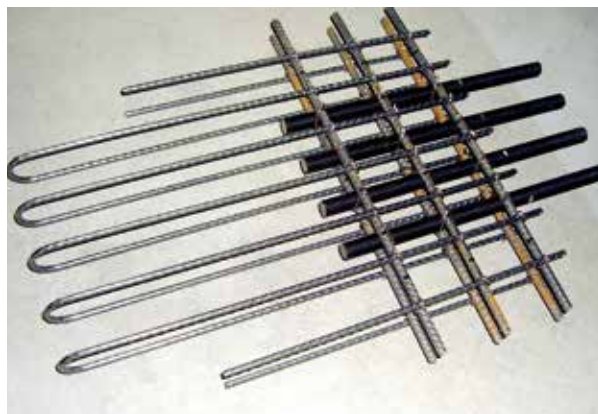
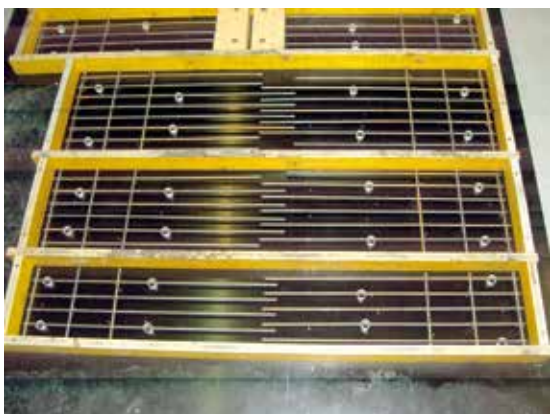


Bild 9: Schalung mit Stabstahlbewehrung für die Versuchskörper der Vierpunktbiegeversuche

Bild 10: Schlaufenförmige Stabstahlbewehrung (rechts)

[Fotos: Sebastian Oster]

und geradem Stabende untersucht, was vom Prinzip her einem Übergreifungsstoß entspricht. Dabei wurde die Übergreifungslänge variiert, wie in Bild 9 zu sehen ist. Als Referenzversuche wurden Versuche ohne Klebfuge durchgeführt. Des Weiteren wurden Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 4 mm untersucht, die zu Schlaufen gebogen waren (siehe Bild 10), sowie Gewindestäbe mit einem Durchmesser von 6 mm mit einer Mutter am Stabende. Es wurden Zugversuche sowie Vierpunktbiegeversuche durchgeführt. Diese werden derzeit ausgewertet.

Bei den Zugversuchen mit Stabstahlbewehrung und geradem Stabende kam es sowohl bei den 3 cm dicken Platten als auch bei den 6 cm dicken Platten unabhängig von der Übergreifungslänge zu einem Verbundversagen der Bewehrungsstäbe. Das schlagartige Versagen ging teilweise mit einem Absprengen der Betondeckung einher. Teilweise wurden die Bewehrungsstäbe aus dem Beton herausgezogen.

Bei den Versuchen mit Gewindestäben und Schlaufen aus Bewehrungsstahl kam es zu einer starken Rissbildung im Fugenbereich, was Bild 11 zeigt. Die Risse verliefen teilweise in der Fuge, teilweise entlang der Bewehrung sowie senkrecht zur Belastungsrichtung. In erster Linie kam es zu einem Versagen der Bewehrung. Teilweise kam es bei den Versuchen aber auch zu einem Versagen der Bewehrung an einem Zahn und zu einem Fugenversagen an einem anderen Zahn. Dabei war die Tragfähigkeit bei den Versuchen mit Klebfuge nur etwas geringer als bei den entsprechenden ungestörten Referenzversuchen.

In den Vierpunktbiegeversuchen mit Stabstahlbewehrung und geradem Stabende kam es bei einer Übergreifungslänge von 9 cm sowohl bei den Versuchen mit als auch bei denen ohne Klebfuge zu einem Bewehrungsversagen. Bei Versuchen mit Übergreifungslängen von 6 cm und 3 cm kam es zu einem Verbundversagen der Bewehrung im Beton.



Bild 11: Nach einem Zugversuch: Versagensbild einer Klebverbindung mit schlaufenförmiger Stabstahlbewehrung. Die Übergreifungslänge betrug 9 cm.  
[Foto: Sebastian Oster]

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Werden Klebfugen entsprechend geformt und bewehrt, sind sie in der Lage, erhebliche Kräfte und Momente zu übertragen, die an die der ungestörten Bauteile heranreichen.

Zum Herstellen nahezu beliebiger Fugengeometrien in mikrobewehrten Bauteilen hat sich das Hochdruckwasserstrahlschneiden als besonders geeignet herausgestellt. Die Keilzinkenverbindung, wie sie aus dem Holzbau bekannt ist, bringt neben einer entsprechend hohen Traglast weitere positive Eigenschaften mit sich: Wird der Flankenneigungswinkel steil genug gewählt, kommt es zu einem (duktilen) Versagen der Bewehrung im Fugenbereich. Dabei kann ein sprödes adhäsives Versagen der Grenzflächen durch eine entsprechende Bemessung ausgeschlossen werden. Der Einfluss der Zahnlänge und des Flankenneigungswinkels auf die Bewehrungstragfähigkeit ist jedoch weiterhin zu untersuchen.

Durch den geschickten Einsatz von Stabstahlbewehrung, insbesondere in Form von Schlaufen, lässt sich ebenfalls eine Tragfähigkeit der Klebverbindung erreichen, die an die ungestörter Bauteile heranreicht. Entsprechende Empfehlungen zur Konstruktion und ein Ingenieurmodell zur Bemessung sollen zeitnah erarbeitet werden.

### Literatur

- [1] SCHNELL, J.; KOHLMAYER, C.; BAYER, D.; MÜLLER, F.: Werkstoffgerechtes Konstruieren mit Hochleistungsbetonen. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 6, S. 404–413.
- [2] SCHMITT, M.; KRELAUS, R.; TEICHMANN, T.; LEUTBECHER, T.; FEHLING, E.: Fügen von Bauteilen aus UHPC durch Kleben. Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007); Heft 10, S. 681–690.
- [3] BERGMEISTER, K.: Kleben im Betonbau: Theoretische Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001), Heft 10, S. 625–633.
- [4] FRANKE, L.; DECKELMANN, G.: Das Tragverhalten der Grenzflächen von Fugen. Bautechnik 66 (1989), Heft, S 7–12.
- [5] MÜHLBAUER, C.; ZILCH K.: Glued Joints of Ultra High Performance Concrete Structures. In: Proceedings of the 3rd fib International Congress, 29.05.–02.06.2010 in Washington D.C. (USA), Beitrag Nr. 41, 13 S. (published on CD)
- [6] MÜHLBAUER, C.: Fügen von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton. Dissertation, TU München, 2012.
- [7] OSTER, S.; KOHLMAYER, C.: Zugbeanspruchte Klebverbindungen für Platten- und Scheibenbauteile aus hochfestem Beton. In: GEBEKKEN, N. ET AL. (Hrsg.): Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. MANFRED KEUSER. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau 12/4, Universität der Bundeswehr München, 2012, S. 273–279.



- [8] OSTER, S.; KOHLMAYER, C.: Untersuchungen zur Formulierung eines zweiaxialen Bruchkriteriums für Klebfugen zwischen Betonbauteilen. In: BREITENBÜCHER, R.; MARK, P. (Hrsg.): Beiträge zur 1. DAfStb-Jahrestagung mit 54. Forschungskolloquium in Bochum, 07.–08.11.2013, Ruhr-Universität Bochum, 2013, S. 59–64.
- [9] OSTER, S.; SHKLYAR, I.; ANDRÄ, H.: Adhesive joints for structural elements of high performance concrete (HPC). In: MÜLLER, H. S.; HAIST, M.; ACOSTA, F. (Eds.): Proceedings of the 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, Karlsruhe Institute of Technology (KIT), 22.–25.07.2012 in Karlsruhe, Germany. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2012 S. 335–340.
- [10] OSTER, S.; KOHLMAYER, C.: Experimental investigations on a finger joint for structural elements of high performance concrete. In: BASTIEN, J.; ROULEAU, N.; FISET, M.; THOMASSIN, M. (Hrsg.): Proceedings of the 10th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, 21.–23.07.2014 in Quebec (Canada), S. 315–320.
- [11] HANKERS, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung. Heft 473 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin: Beuth Verlag, 1997.
- [12] OETTEL, V.; EMPELMANN, M.: Feinprofilierter UHPFRC-Trockenfugen für Segmentbauteile. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 7, S. 487–496.

**Konstruktion und Optimierung von  
Klebeverbindungen für Platten- und  
Scheibenbauteile aus ultrahochfestem  
Beton**

**Projektleiter**

Jun.-Prof. Dr.-Ing. Christian Kohlmeyer

**Projektbearbeiter**

Dipl.-Ing. Sebastian Oster

**Projektlaufzeit**

09/2011 – 10/2014

**Partner**

Priv.-Doz. Dr. Heiko Andrä,  
Fraunhofer ITWM Kaiserslautern

**Web**

<http://www.bauing.uni-kl.de/massivbau>

# Effiziente Schalentragwerke aus funktional gradierten Betonfertigteilen

## Funktionale Gradierung, Schalungs- und Herstelltechnologie unter Berücksichtigung der Segmenttopologie

Sandy Illguth  
Dirk Lowke  
Christoph Gehlen

Lehrstuhl für  
Werkstoffe und  
Werkstoffprüfung  
im Bauwesen  
TU München

Ziel des Forschungsprojektes ist es, die Voraussetzungen für die Herstellung effizienter Schalentragwerke aus funktional gradierten Betonfertigteilen zu schaffen. Hierfür wurde zunächst die Frage nach dem optimalen Entwurfsraum geklärt. Weiterhin galt es, die Effizienz des Tragwerks durch Erhöhung der Zugtragfähigkeit sowie durch Gradierung des Stahlfasergehaltes zu steigern. Die Herstellung von faserbewehrten Bauteilen und insbesondere die rheologische Optimierung stellt einen weiteren Schwerpunkt im Vorhaben dar. Daher wurde eine Methode entwickelt, mit der es möglich ist, das Formfüllungsvermögen von feinkörnigen Betonen in dünnwandigen Schalungen mit numerischer Strömungsmechanik vorab zu simulieren.

### 1 Allgemeines

Das Forschungsprojekt widmet sich der Herausforderung des leichten Bauens mit Hilfe von Schalentragwerken aus Betonfertigteilen. Der Forderung nach leichtem Bauen wird hier aber nicht nur durch Beachtung geringer Verhältniswerte Gewicht zu Traglast Rechnung getragen. Unter leichtem Bau wird vielmehr effizient bauen verstanden, d. h. auch die Verhältniswerte Herstellkosten zu Traglast, Energieverbrauch zu Traglast, ökologische Auswirkung zu Traglast sollen so gering wie möglich gehalten werden.

Beim Bau von monolithischen Ortbetonschalen ist in der Regel nicht nur mit einem enormen Arbeitsaufwand insbesondere durch den Schalungsbau zu rechnen, auch stellt die doppelt gekrümmte Geometrie für den Werkstoff Beton und ggf. zusätzlich notwendige Bewehrungen (Maßhaltigkeit) eine bisher nicht überzeugend gelöste Problemstellung dar. Im Rahmen des Forschungsprojekts wird daher der Frage nachgegangen, inwiefern Schalentragwerke wesentlich effizienter und damit leichter aus Betonfertigbauteilen hergestellt werden können.

### 2 Bestimmung des optimalen Entwurfsraums für Schalentragwerke

Zunächst galt es zu klären, welche Eigenschaften Betone zur Herstellung von effizienten Schalentragwerken aus funktional gradierten Betonfertigteilen aufweisen sollten. Wie bereits oben erwähnt, sollten nicht nur die mechanischen Eigenschaften der Betone berücksichtigt werden, sondern darüber hinaus auch die Filigranität des Tragwerks und die ökologischen Auswirkungen. Mit höherfesten Betonen lassen sich zweifellos sehr filigrane Schalen ermöglichen, die ökologischen Auswirkungen auf Tragwerksebene sind jedoch unklar. Daher wurden im ersten Schritt nach den oben genannten Kriterien materialabhängige Entwurfsräume für Schalen aufgestellt. Dazu wurden die im Rahmen des Forschungsprojekts untersuchten mechanisch bewerteten Betone sowie Materialdatensätze aus einer breit angelegten Literaturrecherche [1] ökologisch bilanziert. Die Bilanzierung zeigte, dass die für das Treibhauspotential (kg CO<sub>2</sub>-Äquivalent) maßgebenden Stoffe Zement und Stahlfaser waren.

Dabei enthielten die Betone Zementgehalte von 100 kg/m<sup>3</sup> bis 832 kg/m<sup>3</sup>. Es wurden sowohl faserfreie Betone bis hin zu Stahlfasergehalten von 785 kg/m<sup>3</sup> betrachtet. Da

bei den Stahlfasern mit kleiner werdendem Durchmesser der Nassziehprozess des Drahtes [2] eine immer größere Rolle für die CO<sub>2</sub>-Bilanz spielt, wurde hier eine Gewichtung je nach Durchmesser der Faser vorgenommen. Die Ergebnisse zeigten, dass sich ein stahlfaserfreier Normalbeton mit einem Zementgehalt von 100 kg/m<sup>3</sup> mit etwa 100 kg CO<sub>2</sub>-Äquivalent pro m<sup>3</sup> Beton auswirkt, während ein ultrahochfester Beton mit 785 kg/m<sup>3</sup> Stahlfasern und 810 kg/m<sup>3</sup> Zement bereits 1650 kg CO<sub>2</sub>-Äquivalent pro m<sup>3</sup> Beton aufweist.

Um die ökologischen Auswirkungen auf Tragwerksebene so gering wie möglich zu halten, ist es daher notwendig, den Gehalt an Zement und Stahlfasern im Beton so weit wie möglich zu reduzieren, was in einem späteren Schritt durch eine Gradierung der Fasern möglich gemacht werden soll.

Anschließend wurden mit den ökologisch-mechanischen Materialdatensätzen gemeinsam mit dem Projektpartner – Prof. BLETZINGER und Mitarbeiter am Lehrstuhl für Statik der TU München – die Parameter Masse und Filigranität, also Schalendicke und damit Materialvolumen, des Schalentragswerks sowie die ökologischen Auswirkungen auf Tragwerksebene bei vorgegebener Traglast bestimmt, vgl. Bild 1. Die Segmenttopologie des Schalentragswerks wurde dabei im Hinblick auf mechanische Eigenschaften, Öko-Impact, Kosten, etc. optimiert.

Für den betrachteten Schalentyp rechts oben in Bild 1 war es möglich, Pareto-Optima bei Verwendung unterschiedlichster Betone zu generieren. Mit dieser Optimierung ist es möglich, die Betone zu finden, bei denen Filigranität und ökologische Auswirkungen auf Tragwerksebene minimal sind. Je nachdem, ob das Volumen der Schale oder die ökologischen Auswirkungen auf Tragwerksebene gering gehalten werden sollen, können hiernach unterschiedliche Betone in Frage kommen. Dabei sind die ökologischen

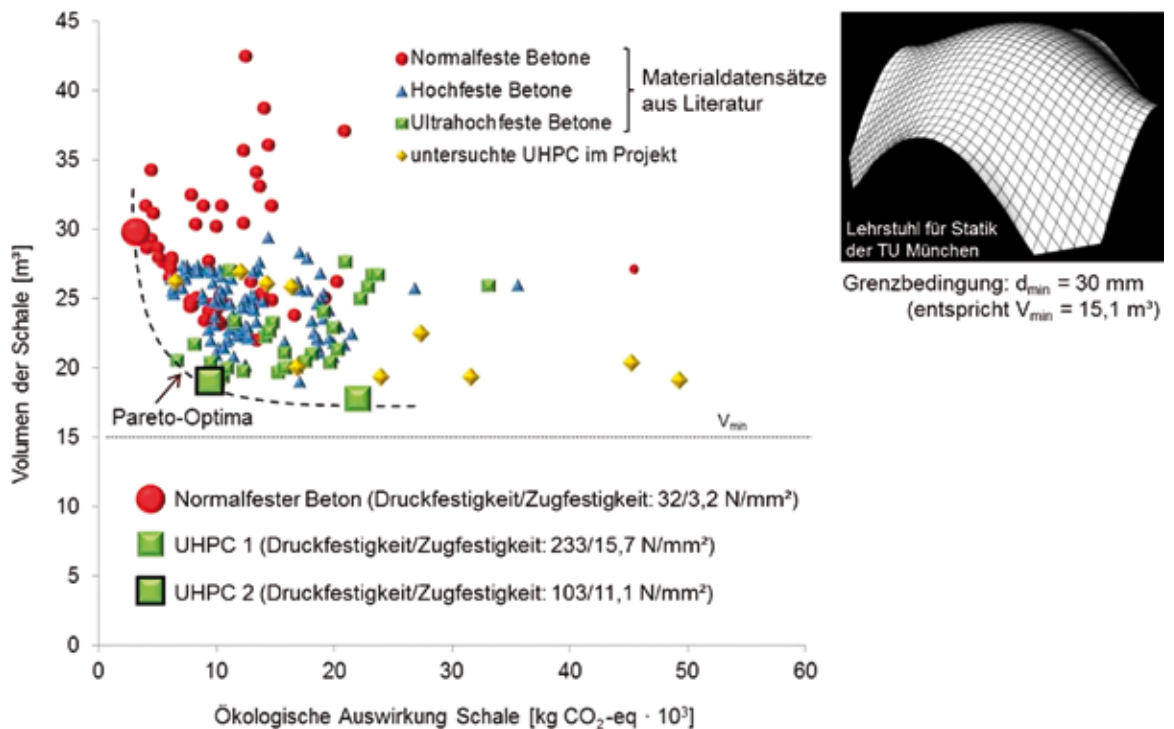


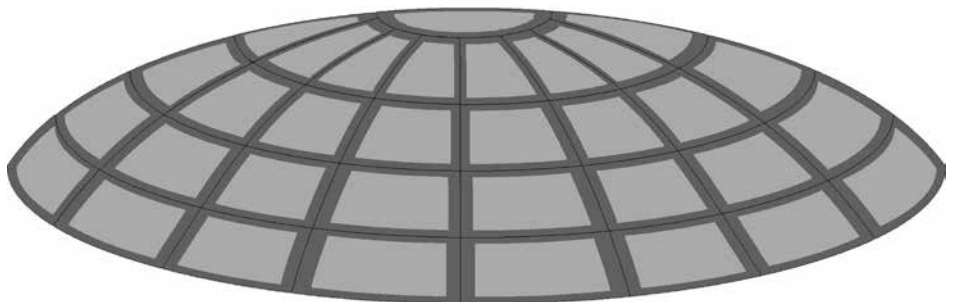
Bild 1: Bestimmung eines optimalen Entwurfsraums

Auswirkungen am geringsten, wenn die Schale mit einem Normalbeton mit einer Druckfestigkeit von 32 N/mm<sup>2</sup> und einer Zugfestigkeit von 3,2 N/mm<sup>2</sup> hergestellt wird. Die höchste Filigranität und damit das geringste Volumen kann demgegenüber mit einem ultrahochfesten Beton (UHPC 1) mit einer Druckfestigkeit von 233 N/mm<sup>2</sup> und einer Zugfestigkeit von 15,7 N/mm<sup>2</sup> erreicht werden. Wenn jedoch das Volumen der Schale bei Verwendung des UHPC 1 von 17,4 m<sup>3</sup> um nur 8 % erhöht wird (UHPC 2), können die ökologischen Auswirkungen gleichzeitig um über 56 % reduziert werden.

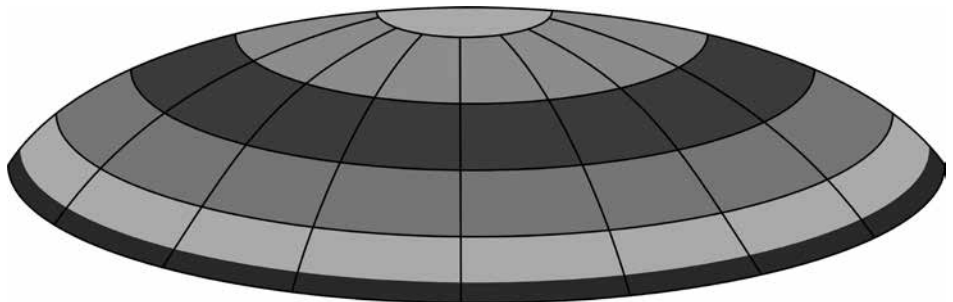
Insgesamt wird deutlich, dass die Zugfestigkeit eines Betons für die Schale mit der höchsten Filigranität (geringstes Volumen von 17,4 m<sup>3</sup>) nicht größer als 15,7 N/mm<sup>2</sup> sein muss.

### 3 Gradierung der Zugtragfähigkeit

In den weiteren Bearbeitungsschritten wurde und wird versucht, den optimalen Entwurfsraum in lohnenden Bereichen gezielt zu erweitern. Dabei soll nicht nur die aufnehmbare Zugkraft im Bauteil gesteigert, sondern auch das Material im Bauteil selbst gradiert werden. Durch eine Gradierung wird es möglich, die Materialeigenschaften lokal an die tatsächliche Beanspruchung anzupassen. Damit kann die Effizienz der Schale weiter gesteigert werden. Die Gradierung der Zugtragfähigkeit soll durch eine unterschiedliche Verteilung des Fasergehalts erreicht werden. Treten im Auflager- und Randbereich des Schalentragswerks Momente auf, so können diese durch einen entsprechend höheren Fasergehalt aufgenommen werden, vgl. Bild 2.



*Bild 2: Funktionale Gradierung des Fasergehalts innerhalb eines Fertigteils – am Rand jedes Segments werden jeweils erhöhte Fasergehalte vorgesehen, um die dort infolge der Abweichung vom Membranzustand auftretenden zusätzlichen Beanspruchungen aufnehmen zu können (dunkelgraue Farbgebung)*



*Bild 3: Funktionale Gradierung auf Tragwerksebene – durch Verwendung von Fertigteilen mit verschiedenen Fasergehalten (am Rand des Tragwerks durch dunkle Farbgebung gekennzeichnete erhöhte Fasergehalte zur Aufnahme der höheren Spannungen im Bereich der Lasteinleitung)*

Im Zusammenhang mit der Fertigteilbauweise kann das Prinzip der funktionalen Gradierung zusätzlich auf die Tragwerksebene übertragen werden. So könnten Fertigteile mit verschiedenen Fasergehalten über das Tragwerk angeordnet werden und erzeugen damit eine funktionale Gradierung auf Tragwerksebene, siehe Bild 3.

Für die Untersuchungen zur Gradierung wurde im Rahmen einer Masterarbeit [3] eine geeignete Rotationsmaschine entwickelt und gebaut, siehe Bild 4.

Als Material wurden zunächst transparente Polyacrylsäure-Gele verwendet, da sich deren Fließeigenschaften mit Beton vergleichen lassen und die Faserverteilung direkt photogrammetrisch über den gesamten Probekörper ausgewertet werden kann. Durch Variation des Polymergehalts wurden Gele mit drei verschiedenen Fließgrenzen hergestellt. Zunächst wurden Mikrostahtfasern mit einem Durchmesser von 0,2 mm und einer Länge von 6 mm untersucht. Der Gehalt betrug 0,5 Vol.-%. Die stahtfaserhaltigen Gele wurden in eine transparente Prismenschalung gefüllt, auf dem Rotationssteller befestigt und mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten vertikal rotiert. Bild 5 zeigt den Einfluss der Rotationsgeschwindigkeit auf die Gradierung der Stahtfasern.

Die ersten Ergebnisse zeigen, dass durch Rotation eine gleichmäßige Gradierung mit dem geringsten Fasergehalt im Rotationszentrum und dem höchsten Fasergehalt an den Außenrändern bei vierseitig, zentrisch gradierten Platten mit nur einer Faserart in einem Bauteil vermutlich nicht erreichbar ist. In einem weiteren Arbeitsschritt soll daher versucht werden, zwei unterschiedliche Fasertypen in einem Bauteil zu verwenden, die sich stark in Abmessungen und Masse unterscheiden.

Nach Abschluss der Untersuchungen zur Rotationsgradierung soll außerdem geklärt werden, inwiefern durch die funktionale Gradierung die potentiellen Umweltwirkungen und die Kosten beeinflusst werden. Der Fokus soll dabei auf der Fragestellung liegen, ob die auf die Spannungen im Tragwerk bzw. Fertigteil angepassten Fasergehalte zu einer Reduzierung der Umweltwirkungen und der Kosten führen.

## 4 Erhöhung der Zugtragfähigkeit

Die Effizienz des Tragwerks soll mit der Erhöhung der Zugtragfähigkeit weiter gesteigert werden. Dadurch wird es möglich, die Filigranität, die Formenvielfalt und die Robustheit der Schalen weiter zu verbessern. Zunächst galt es, in einer Finite-Elemente-Studie mit dem Programm CalculiX [4] den optimalen Probekörper für die zentrischen Zugversuche zu bestimmen. Dieser sollte im Rissbereich eine gleichmäßige Spannungsverteilung bei



Bild 4: Maschine zur Rotationsgradierung

[Foto: Daniel Weger]



Bild 5: Einfluss der Rotationsgeschwindigkeit auf die Gradierung von Stahtfasern; oben: ungradiert, Mitte: bei 125 U/min für 10 s gradiert, unten: bei 175 U/min für 10 s gradiert [Fotos: Daniel Weger]

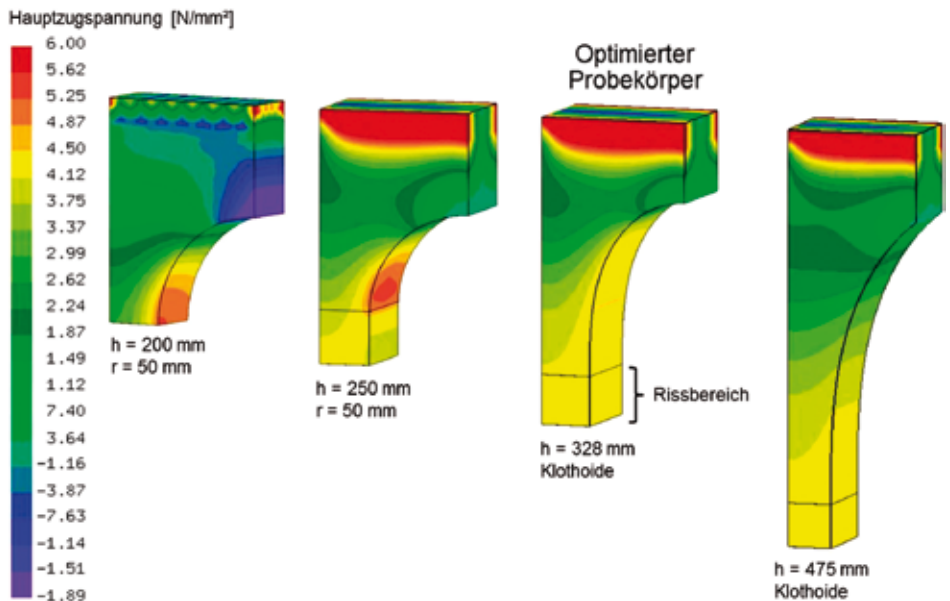


Bild 6: Hauptzugspannungen an Viertel-Modellen unterschiedlicher Probekörper, wobei  $h$  die Gesamthöhe des Probekörpers ist und die Ausrundung mit einem Radius  $r$  oder einer Klothoide erfolgte; optimierter Probekörper:  $H/B/T = 328/150/50$  mm



Bild 7: Gerissener Probekörper nach zentrischem Zugversuch [Foto: Sandy Illguth]

minimalen Probekörperabmessungen aufweisen, vgl. Bild 6. Dabei zeigte sich, dass die Spannungsverteilung im Rissbereich umso gleichmäßiger war, wenn die Ausrundung mithilfe einer Klothoide erfolgte. Für die Zugversuche wurden daher Probekörper mit den Abmessungen  $H/B/T = 328/150/50$  mm mit Klothoidenabschnitt verwendet.

Die Zugfestigkeit wurde anschließend an Feinkornbetonen mit 6 mm langen Mikrostahtfasern, die einen Durchmesser von 0,2 mm hatten, und Fasergehalten von 0 bis 10 Vol.-% untersucht. Bild 7 zeigt einen gerissenen Probekörper nach Durchführung eines zentrischen Zugversuchs.

Neben den zentrischen Zugversuchen wurden auch Vier-Punkt-Biegezugversuche an kleinformatigen, ungekerbten Balken mit den Abmessungen  $L/B/H = 350/50/50$  mm durchgeführt. Die Querschnittshöhe entsprach dabei der Dicke einer dünnwandigen Schale. Es wurde festgestellt, dass unter Annahme einer vollplastischen Spannungsverteilung im Druck- und Zugbereich eine gute Korrelation zwischen Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit besteht. Entsprechend konnte auf die weniger aufwendigen Biegezugversuche zur Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit zurückgegriffen werden. Im Fall der bisher untersuchten Faserfein-

kornbetone wurde eine maximale zentrische Zugfestigkeit von  $8,1 \text{ N/mm}^2$  (das entspricht einer Biegezugfestigkeit von  $23,3 \text{ N/mm}^2$ ) bei einem Fasergehalt von 10 Vol.-% erreicht. Höhere Fasergehalte über 10 Vol.-% zur Steigerung der Zugfestigkeit sind im Hinblick auf die Verarbeitungseigenschaften des Frischbetons nicht zielführend. Im Folgenden soll geklärt werden, ob die Zugfestigkeit durch Variation der Betonmatrix und /oder Einsatz anderer Stahlfasertypen noch gesteigert werden kann. Auch ein Fasermix aus unterschiedlichen Stahlfasern – speziell im Hinblick auf die Gradierung – soll untersucht werden.

## 5 Herstellung und Formfüllungsvermögen von Betonen für Schalentragwerke

### 5.1 Einfluss des Stahlfasergehaltes

Die Herstellung solcher hoch faserbewehrten Betone stellt eine besondere Herausforderung dar, denn durch die Zugabe von hohen Fasergehalten werden auch die Fließeigenschaften der Betone enorm beeinflusst [5-8]. Insbesondere zur Gewährleistung der kompletten und hohlstellenfreien Formfüllung im geschlossenen Formguss, in dem die Fertigteile hergestellt werden sollen, ist daher die genaue Kenntnis der rheologischen Eigenschaften von entscheidender Bedeutung. Hier sind die Parameter Fließgrenze als Kraft, die überwunden werden muss, um den Beton zum Fließen zu bringen, und Viskosität als Maß für die innere Reibung wesentlich. Der Beton sollte insgesamt eine gute Fließfähigkeit (ausgedrückt in geringer Fließgrenze und Viskosität) aufweisen, um eine Schalung komplett und in angemessener Zeit auszufüllen. Damit die Stahlfasern jedoch nicht sedimentieren, sollten beide Parameter einen kritischen Wert nicht unterschreiten. Aber gerade die Gewährleistung einer guten Fließfähigkeit wird bei Betonen mit hohen Stahlfasergehalten immer schwieriger.

Um den Einfluss eines steigenden Stahlfasergehaltes auf die rheologischen Parameter Fließgrenze und Viskosität zu untersuchen, wurden ausgehend von einem stahlfaserfreien Feinkornbeton Mikrostaalfasern mit einem Durchmesser von  $0,2 \text{ mm}$  in Gehalten von 3 bis 10 Vol.-% untersucht [9]. Auch ein unterschiedliches Längen/Durchmesser-Verhältnis der Faser wurde durch Variation der Faserlänge von 6 und 9 mm untersucht. Der Wasser- und Fließmittelgehalt der Betone wurde zunächst konstant gehalten. Das Formfüllungsvermögen der Betone wurde in einer L-förmigen Modellschalung nachgestellt (Bild 8), wobei die Höhe des horizontalen Schenkels mit  $50 \text{ mm}$  wiederum der Dicke einer dünnwandigen Schalung entspricht.

Es zeigte sich, dass die in einem Betonrheometer [10] gemessene Fließgrenze und Viskosität bei Verwendung der kürzeren Faser bis zu einem Fasergehalt von 6 Vol.-% konstant blieben, bevor es zu einem überproportionalen Anstieg beider Parameter kam. Dies spiegelte sich auch im Formfüllungsvermögen wieder. Betone bis zu einem Fasergehalt von 6 Vol.-% füllten den horizontalen Schenkel der Modellschalung innerhalb kurzer Zeit aus. Der mit 10 Vol.-% Fasern bewehrte Beton war dagegen für eine Formfüllung dünnwandiger Schalungen nicht mehr geeignet. Die Verwendung der um nur  $3 \text{ mm}$  längeren Faser mit gleichem Durchmesser führte

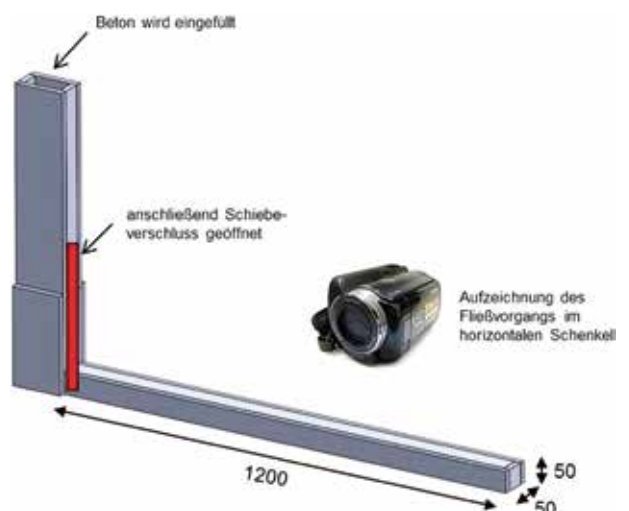


Bild 8: Modellschalung zur Bestimmung des Formfüllungsvermögens von Beton (Maße in mm)

bereits bei einem Fasergehalt von 4 Vol.-% zu Faserbällen und war damit für eine praktische Anwendung nicht mehr geeignet. Ein vorhandenes Modell [11], das sowohl die Packungsdichte der Fasern als auch des Sandes berücksichtigt, konnte zur Prognose eines maximalen Fasergehaltes im Hinblick auf die rheologischen Kenngrößen und das Formfüllungsvermögen übertragen werden. Dies ermöglicht es, die Betone hinsichtlich eines hohen Fasergehaltes zur Gewährleistung hoher Zugfestigkeiten bei gleichzeitig guten Verarbeitungseigenschaften zu optimieren.

## 5.2 Simulation des Fließverhaltens



Bild 9: Kugel-Mess-System für Rotationsrheometer  
[Quelle: Fa. Schleibinger [13]]

Der Entwurfsraum der Betone für Schalen-tragwerke soll weiterhin nicht auf bestimmte Betone eingeschränkt werden. Daher wurde eine Methode entwickelt, mit der das Formfüllungsvermögen von Betonen mit unterschiedlichsten rheologischen Eigenschaften vorab prognostiziert werden kann [12]. Die Methode der numerischen Strömungsmechanik (engl. CFD – Computational Fluid Dynamics) bietet die Möglichkeit, den Fließvorgang von Beton zu simulieren. Dafür ist es notwendig, die für die Simulation notwendigen rheologischen Eingangsparameter vorab in einem Experiment möglichst genau zu bestimmen. Entsprechend wurden zunächst in einem Rotationsrheometer mit Kugel-Mess-System (Bild 9) das jeweils durch den Widerstand der Kugel hervorgerufene Moment erfasst, als der mit Beton gefüllte Topf mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten rotierte. Im ersten Schritt wurden hier zunächst faserfreie Betone untersucht.

Zur Simulation der Betone wurde die Software Flow 3D® [14] verwendet. Es ist möglich, die dynamische Viskosität  $\eta$  des Betons in Abhängigkeit der je nach Fließgeschwindigkeit vorherrschenden Scherrate  $\dot{\gamma}$  zu definieren. In einem ersten Ansatz erfolgte die Darstellung der Viskosität in Abhängigkeit der Scherrate auf Grundlage des Potenzgesetzes von OSTWALD und DE WAELE [15] mit folgender Gleichung

$$\eta = k \cdot \dot{\gamma}^{b-1} \quad \text{mit} \quad \dot{\gamma} \geq 0,001 \quad (1)$$

Hierin bedeuten  $k$  die Konsistenz in  $[P_a \cdot s]$ ,  $\dot{\gamma}$  die Scherrate in  $[s^{-1}]$  und  $b$  der Fließindex [-].

Um die Parameter  $k$  und  $b$  aus Gleichung (1) zu bestimmen, musste zunächst das Simulationsmodell für das Rotationsrheometer in der Simulationssoftware abgebildet werden. Anschließend wurden die Parameter  $k$  und  $b$  in einem vorgegebenen Intervall variiert. Mit Hilfe der Torsionsmomente aus den unterschiedlichen Geschwindigkeitsstufen wurden dann in Abhängigkeit von  $k$  und  $b$  stetig differenzierbare Ersatzfunktionen mit quadratischem Ansatz bestimmt. Mithilfe eines Optimierungsmodells konnten dann die Modellparameter unter Minimierung der Fehlerquadratsumme der Torsionsmomente aus dem Rotationsrheometerexperiment und der Ersatzfunktion bestimmt werden. Dieses Vorgehen hat den Vorteil, dass die Modellparameter sofort zur Verfügung stehen, wenn die zuvor bestimmten Ersatzfunktionen die Simulationsergebnisse hinreichend genau wiedergeben und die Simulationsmodelle alle signifikanten physikalischen Zusammenhänge ausreichend genau beschreiben können.



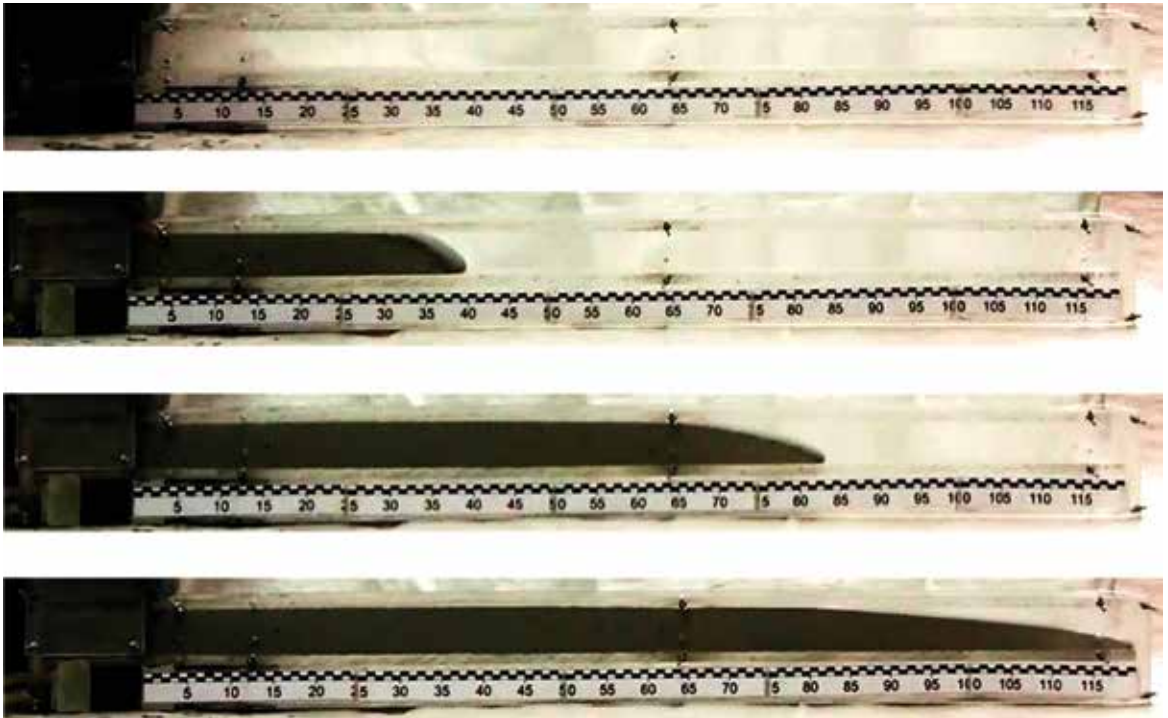


Bild 10: Fließstrecken eines feinkörnigen Betons in Abhängigkeit der Zeit; von oben nach unten: 0 s, 4 s, 17 s und 47 s  
[Fotos: Sandy Illguth]

Das Formfüllungsvermögen wurde wiederum in der L-förmigen Modellschalung (Bild 8) untersucht. Bild 10 zeigt die jeweilige Fließstrecke im horizontalen Schenkel der Modellschalung beispielhaft für einen feinkörnigen faserfreien Beton zu Beginn des Fließversuchs (Schiebeverschluss zum vertikalen, mit Beton gefüllten Schenkel ist noch geschlossen) sowie nach 4 s, 17 s und 47 s.

Es stellte sich heraus, dass das experimentell bestimmte Fließverhalten (Fließstrecken in Abhängigkeit der Zeit) in der Modellschalung gut mit dem simulierten Fließverhalten übereinstimmte. Lediglich mit kleiner werdender Fließgeschwindigkeit, also geringer werdenden Scherraten mit zunehmender Zeit, wich das mit CFD bestimmte vom experimentell bestimmten Fließverhalten leicht ab.

Daher wurde im zweiten Ansatz durch Einführung eines weiteren Parameters  $\tau_0$  (Fließgrenze in [Pa]) das zuvor beschriebene Gesetz nach Gleichung (1) in das folgende Modell nach HERSHEY-BULKLEY [15] überführt:

$$\eta = k \cdot \dot{\gamma}^{b-1} + \frac{\tau_0}{\dot{\gamma}} \quad (2)$$

Analog zur zuvor beschriebenen Vorgehensweise wurden nun in Abhängigkeit von  $k$ ,  $b$  und  $\tau_0$  Ersatzfunktionen für jede im Rotationsrheometer gewählte Geschwindigkeitsstufe bestimmt. Durch die geringere Fehlerquadratsumme der Torsionsmomente aus dem Rotationsrheometerexperiment und der Ersatzfunktion bei Verwendung des Modells nach Gleichung (2) konnte auch das Fließverhalten besser nachgestellt werden.

Im nächsten Schritt sollen die Methode bzw. die eingebundenen Parameter auf das Fließverhalten faserhaltiger Betone hin überprüft werden. Um sicherzustellen, dass das

Fließverhalten auch in großformatigen, gekrümmten Schalungen vorhersagbar ist, müssen auch großformatige Experimente zur Verifikation vorausgehen. Hier können zudem zeitliche Einflüsse wie Thixotropie hinzukommen, die das Fließverhalten wiederum entscheidend beeinflussen. Somit wird es notwendig, auch diese Komponente in das Modell z. B. als einen weiteren Parameter mit einzubinden.

## Literatur

- [1] FAULENBACH, N.: Ökologische Bewertung von Schalentragwerken. Master`s Thesis, Technische Universität München, 2013.
- [2] STENDEL, T.; SCHIESSL, P.: Sustainable with UHPC – from Life Cycle Inventory Data Collection to Environmental Impact Assessment. In: FEHLING, E.; SCHMIDT, M.; STÜRWARD, S. (Hrsg.): Proceedings 2nd Int. Symposium on UHPC, 05.–07.03.2008 in Kassel, Kassel: kassel university press, S. 461–468.
- [3] WEGER, D.: Untersuchungen zum Einfluss rheologischer Eigenschaften auf die Gradierung von Stahlfasern mithilfe von Carbopol-Gelen. Master`s Thesis, Technische Universität München, 2013.
- [4] DHONDT, G.; WITTIG, K.: CalculiX, <http://www.calculix.de/> (05.08.2014).
- [5] GRÜNEWALD, S.; WALRAVEN, J. C.: Rheological Characterisation of the Effect of Steel Fibres in Self-Compacting Concrete. In: BARROS, J.; SENA-CRUZ, J.; FERREIRA, R.; VALENTE, I.; AZENHA, M.; DIAS, S. (Hrsg.): 8th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: Challenges and Opportunities, 19.–21.09.2012 in Guimarães (Portugal), Bagneux: RILEM Publications, S. 59–60.
- [6] GRÜNEWALD, S.; WALRAVEN, J. C.: Parameter-study on the influence of steel fibers and coarse aggregate content on the fresh properties of self-compacting concrete. *Cement and Concrete Research* 31 (2001), Heft 12, S. 1793–1798.
- [7] SWAMY, R. N.; MANGAT, P. S.: Influence of fibre-aggregate interaction on some properties of steel fibre reinforced concrete. *Materials and Structures* 7 (1974), Heft 5, S. 307–314.
- [8] TATTERSALL, G. H.: *Workability and Quality Control of Concrete*. London: Spon, 1991.
- [9] ILLGUTH, S.; LOWKE, D.; GEHLEN, C.: Rheology of Fibre Reinforced Fine-Grained High Performance Concrete for Thin-Walled Elements – Effect of Type and Content of Steel Fibres. In: ROUSSEL, N.; BESSAIES-BEY, H. (Hrsg.): Proceedings of the 1st International RILEM Conference on Rheology and Processing of Construction Materials and the 7th RILEM Conference on Self-Compacting Concrete, 02.–04.09.2013 in Paris (France), S. 309–316.

- [10] THRANE, L. N.; PADE, C.; NIELSEN, C. V.: Determination of Rheology of Self-Consolidating Concrete Using the 4C-Rheometer and How to Make Use of the Results. Journal of ASTM International 7 (2010), Heft 1, 10 S.
- [11] MARTINIE, L.; ROSSI, P.; ROUSSEL, N.: Rheology of fiber reinforced cementitious materials: classification and prediction. Cement and Concrete Research 40 (2010), Heft 2, S. 226–234.
- [12] ILLGUTH, S.; LOWKE, D.; GEHLEN, C.: Zum Formfüllungsvermögen dünnwandiger Schalungen – Experiment und Simulation. 12. Münchener Baustoffseminar Panta Rhei – Rheologie des Frischbetons, optimiert und modelliert, 27.03.2014 in München, S. 35–40.
- [13] Kugel-Mess-System V0007 auf der Homepage der Firma Schleibinger: [http://www.schleibinger.com/cmsimple/?Rheologie:Viskomat\\_NT\\_-\\_Rheometer\\_f.\\_Mörtel\\_und\\_Leim:Zubehör](http://www.schleibinger.com/cmsimple/?Rheologie:Viskomat_NT_-_Rheometer_f._Mörtel_und_Leim:Zubehör)
- [14] Flow 3D, version 10.0, user's manual
- [15] CHHABRA, R. P.; RICHARDSON, J. F.: Non-Newtonian Flow and Applied Rheology – Engineering Applications. 2. Aufl., Elsevier, 2008.

**Effiziente Schalenträgerwerke aus funktional gradienten Betonfertigteilen – Funktionale Gradierung, Schalungs- und Herstelltechnologie unter Berücksichtigung der Segmenttopologie**

**Projektleiter**

Dr.-Ing. Dirk Lowke

**Projektbearbeiterin**

Sandy Illguth M.Sc.

**Projektlaufzeit**

10/2010 – 07/2015

**Partner**

Prof. Dr.-Ing. K.-U. Bletzinger, Technische Universität München  
Fertigteilwerke Max Bögl GmbH & Co.KG, Sengenthal

**Web**

[www.cbm.bgu.tum.de](http://www.cbm.bgu.tum.de)

# Mischungsentwicklung für funktional gradierten Betonbau

T. Sören Sippel  
Hans-Wolf Reinhardt  
Institut für Werkstoffe im Bauwesen,  
Universität Stuttgart

Um eine funktionale Gradierung im Betonbau zu erzielen, werden zwei Betonmischungen mit konträren Eigenschaften benötigt. Je nach Herstellungsverfahren sind die Materialzusammensetzung und damit die Verarbeitbarkeit, Dichte und Festigkeit beider Mischungen anzupassen. Grundsätzlich soll dabei eine der beiden Mischungen gute Festigkeitseigenschaften bei minimaler Porosität zeigen und für die Aufgaben des statischen Lastabtrags geeignet sein. Die zweite Mischung hingegen ist durch einen hohen Luftporenanteil sehr leicht und wenig fest, kann dafür jedoch mit verbesserten Wärmedämmwerten auch bauphysikalische Anforderungen erfüllen. Ziel in einem interdisziplinären Forschungsvorhaben ist, beide Mischungen in unterschiedlichen Verfahren stufenlos und kontinuierlich ineinander zu überführen und somit funktional gradierte Betonbauteile in einem teilautomatisierten Verfahren herzustellen.

## 1 Einführung

Zu Beginn des Forschungsprojektes geht es zunächst darum, geeignete Beton- oder Mörtelmischungen in Abhängigkeit des Herstellungsverfahrens für funktional gradierte Bauteile zu finden. Dabei kann auf die Mischungsentwürfe und Ergebnisse aus [1] und [2] zurückgegriffen werden. Durch die Herstellung von Betonmischungen mit unterschiedlichen Zuschlägen und Luftporenbildnern entstehen Betone mit variierender Dichte und unterschiedlichen Materialeigenschaften. Als äußere Grenzen der funktional gradierten Bauweise dienen für die weitere Forschungstätigkeit zwei Mischungen mit völlig divergierenden Eigenschaften hinsichtlich statischer und bauphysikalischer Zielgrößen, im Folgenden als Mischung I und Mischung II bezeichnet.

Mischung I verknüpft die Eigenschaft minimaler Porosität mit zugehöriger maximaler Festigkeit. Mischung II besitzt gegenläufige Eigenschaften mit maximaler Porosität und zugehöriger geringer Festigkeit (siehe bitte auch Bild 3 im Beitrag von WOLF ET AL. im vorliegenden Band). An beide Mischungen sind zudem Anforderungen unterschiedlicher Herstellungsverfahren gestellt, weshalb möglichst wenig Komponenten für die Zusammensetzung gewählt werden, um sowohl eine Veränderung der Zusammensetzung als auch die Anpassung an die jeweiligen Herstellungsverfahren nachvollziehbar zu ermöglichen.

## 2 Mischungsentwicklung für Nassspritzverfahren

Die grundlegenden Bestandteile der Mischung I sind Zement CEM I 52,5 R, Sand 0/2 als Gesteinskörnung und Wasser. Für die Mischung II wird der Sand durch einen Blähglas-Leichtzuschlag 1/2 ersetzt und es werden zusätzliche Porosierungsmittel verwendet (hier: Sika-Aer Solid). Je nach Herstellungsmethode ergeben sich so Frischbetonrohichten von  $\rho_{FB,I} = 2,27 \text{ kg/dm}^3$  bis  $\rho_{FB,II} = 0,37 \text{ kg/dm}^3$ . Gleichzeitig reduziert sich der Zementgehalt von über  $400 \text{ kg/m}^3$  bei Mischung I auf lediglich  $120 \text{ kg/m}^3$  in Mischung II. Bei diesem geringen Zementgehalt lassen sich die Frischbetoneigenschaften mit Betonzusatzmittel nur sehr schwer oder gar nicht mehr einstellen. Trotzdem ist der Aspekt der Förderbarkeit im Nassspritzverfahren von großer Relevanz. Die geforderte Konsistenz für eine gleichmäßige Pumpbarkeit kann hierbei nur mit zusätzlichem Wasser erreicht werden. Dabei erhöht sich der w/z-Wert von 0,4 bei Mischung I

auf 1,5 in Mischung II. Niedriger Zementgehalt und die höhere Wasserzugabe führen zu sehr geringen Festigkeiten und zu langen Erstarrungs- und Erhärtungszeiten [3]. Bei Verwendung in einem funktional gradierten Bauteil kommt es deshalb zu unerwünschten Vermischungen und zum Auftrieb leichter Mischungen, wie Bild 1 zeigt. Im weiteren Verlauf des Forschungsprojektes wird deshalb die Methode des Trockenspritzens weiter verfolgt. Dabei erfolgt die Wasserzugabe erst am Düsensystem oder über die Eigenfeuchte des Materials und kann nur in begrenztem Umfang variiert werden. Aus diesem Grund muss bei Mischung II der Zementgehalt deutlich erhöht werden, wodurch eine Herstellung im Bereich sehr geringer Rohdichten von  $\rho_{FB,II,Tr} \leq 0,80 \text{ kg/dm}^3$  momentan noch ausgeschlossen wird [4].



Bild 1: Auftrieb einer leichten Betonmischung beim Nassauftrag [Foto: Gabriela Metzger]

### 3 Versuchsbeschreibung zur Automatisierung der Trockenspritz-Prozesskette

Erste Ergebnisse händischer Spritzversuche im Trockenspritzverfahren zeigen, dass große Streuungen in den Festigkeitseigenschaften nicht zu vermeiden sind, z. B. Bild 2. Beim gleichzeitigen Auftrag aus zwei Spritzdüsen sind bei manueller Herstellung gleichmäßige und reproduzierbare Ergebnisse nicht zu erreichen. Druckregelung, Düseneigenbewegung, Wasserzugabe und andere Parameter müssen gezielt gesteuert werden. In Zusammenarbeit mit dem Institut für Systemdynamik der Universität Stuttgart wird deshalb an einer automatisierten Prozesskette gearbeitet. Der Prototyp der Herstellungsplattform ist dazu bereits aufgebaut. Fotos des Prototyps sind in den Beiträgen von WOLF ET AL. und WÖRNER/SAWODNY in diesem Buch enthalten. Dieser kann durch gezielte Ansteuerung zwei Spritzdüsen in beliebigen Raumrichtungen automatisiert führen und den Übergangsbereich von Mischung I nach Mischung II beliebig erzeugen. Erste Versuchsreihen dienen zur Verifizierung der theoretischen Ansätze und sind aktuell in Bearbeitung.

#### 3.1 Materialförderung

Wichtigstes Merkmal der automatisierten Spritztechnik (Bild 3) ist ein gleichmäßiger und steuerbarer Materialstrom. Dabei ist die Menge des geförderten Materials von folgenden Parametern abhängig: Drehzahl des Rotors der Trockenspritzmaschine, Kammervolumen des Drehtellers, anliegender Luftdruck (beeinflusst den Druck im Förderschlauch, den Ausblasgrad der einzelnen Drehtellerkammern und die Verdichtung des aufgetragenen Materials), Schüttdichte des Materials, Korngrößenverteilung und Beschaffenheit des Materials, Eigenfeuchteanteil des Fördermaterials und Ausblasfaktor der Kammern.



Bild 2: Probekörper mit ungleichmäßigem Gefüge [Foto: T. Sören Sippel]



Bild 3: Betontechnologie für den Herstellungsprozess  
[Foto: Gabriela Metzger]

Die maschinenabhängigen Faktoren werden zu Beginn der Versuchsserien ermittelt, Herstellerangaben werden überprüft und bei allen Versuchen soweit wie möglich messtechnisch erfasst. So konnte eine tatsächliche Drehzahlgeschwindigkeit von 0,1 U/s, also sechs Umdrehungen des Rotortellers pro Minute, als Startwert festgelegt werden. Der für den Volumenstrom der Luft notwendige Luftdruck wurde zwischen 1,4 bis 2,5 bar variiert. Die Spritstreifen veränderten sich dadurch jedoch nur geringfügig. Bei höheren Werten wurde ein etwas gleichmäßiger und flacherer Spritzauftrag festgestellt. Mit diesen Einstellungen werden bei Verwendung der Mischung I innerhalb einer Minute 26 kg Frischbeton gefördert, wobei rund 87,2 M.-% als Betonauftrag aufgebracht werden und die restlichen 12,8 M.-% als Rückprall ungenutzt bleiben.

Über eine Absaugvorrichtung wird der Rückprall nach jedem Materialauftrag entfernt, damit möglichst wenig davon in das Bauteil eingebaut wird. Gleichzeitig wird eine weitere Verwertung des abgesaugten Rückpralls, eventuell direkt wieder als Zuschlag für die Mischungskonzeption, untersucht. Durch geeignete Parametereinstellungen wie Feuchtegehalt der Ausgangsmaterialien, Druckregelung und optimierte Wassereinstellung in Vor- und Hauptbenetzung kann der Anteil des Rückpralls weiter reduziert werden.

Das Kammervolumen des Rotordreh Tellers beträgt laut Herstellerangabe 3,7 Liter bei 15 Kammern. Dieser Wert konnte bei eigenen Versuchen bestätigt werden. Wichtiger für die Materialförderung ist jedoch der Ausblasgrad. Auch bei hohem Druck werden die einzelnen Kammern der Rotorscheibe nicht vollständig ausgeblasen. Laut Hersteller verbleiben rund 30 % des Materials in den Kammern. Erste Versuche mit Mischung I bestätigten diesen Wert. Jedoch ist zu erwarten, dass der Ausblasgrad bei Mischungen mit leichtem Zuschlag und bei geringer Eigenfeuchte deutlich höher liegt. Weitere Versuche dazu sollen diesen Wert verifizieren oder die Veränderung des Ausblasgrades bestimmen.

Der Eigenfeuchteanteil der Ausgangsmaterialien beeinflusst in hohem Maße sowohl die Gleichmäßigkeit des Fördervolumenstroms in den Trockenspritzschläuchen bis zur Spritzdüse als auch den Rückprallanteil. Je höher der Feuchtegehalt, desto geringer die Menge des Rückpralls. Allerdings verursacht ein hoher Feuchtegehalt Pulsationen im Förderstrom, was einen gleichmäßigen Materialauftrag erschwert. Der Feuchtegehalt des Sand-Zement-Gemisches konnte bei der Versuchseinrichtung vor Ort bis jetzt noch nicht direkt überprüft werden. Dies wird in kommenden Versuchen nachgeholt, um dann einen Zusammenhang zwischen Rückprallmenge in Anhängigkeit des Feuchtegehalts der Ausgangsmaterialien herleiten zu können.

### 3.2 Wasserzugabe

Für die Festbetoneigenschaften des ausgebrachten Materials sind der Wassergehalt und damit das Verhältnis von Wasser und Zement von größter Bedeutung. In der Versuchseinrichtung erfolgt die Wasserzugabe über drei unterschiedliche Wege und kann so variiert und gesteuert werden. Zunächst gelangt Wasser über die Eigenfeuchte des Sandes bzw. anderer Ausgangsmaterialien in den Beton. Dieser Wert kann während des Versuches nicht verändert werden und ist im Vorfeld op-

timal zu wählen. Über eine Vorbenetzung am Förderschlauch ca. 4 m vor der Düsen Spitze und eine Hauptbenetzung direkt vor der Düsen Spitze wird das benötigte restliche Wasser zugegeben. Diese Wassergabe kann separat für beide Trockenspritzmaschinen TSM 1 und TSM 2 gesteuert werden. Erste Versuchsreihen zeigen den Zusammenhang der Aktoreinstellung und der tatsächlichen gemessenen Wassermenge (Bild 4). Um die Wasserausflussmenge genau steuern zu können, wurde durch das Institut für Systemdynamik der Universität Stuttgart eine Regelung des Durchflusses implementiert (siehe bitte den Beitrag von WÖRNER/SAWODNY).

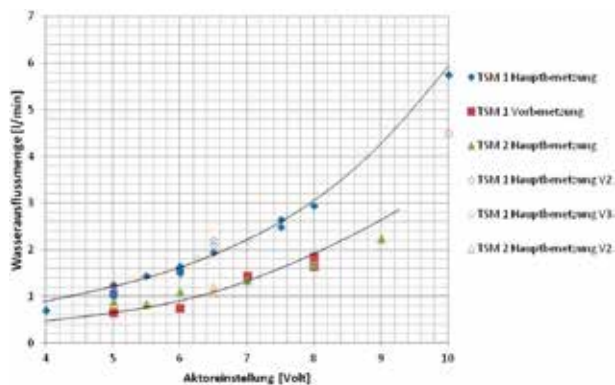


Bild 4: Versuchsreihe zum Wasserausfluss in Abhängigkeit der Aktoreinstellung der Trockenspritzmaschinen

### 3.3 Rückprallbestimmung

Unerwünschte Begleiterscheinung beim Trockenspritzen von Beton ist der Rückprall von Material. Dieser lässt sich beim Trockenspritzen nicht gänzlich vermeiden und verändert zudem die Zusammensetzung des Spritzbetons gegenüber dem Ausgangspritzgemisch. Außerdem steht eine erhöhte Rückprallmenge den ökologischen und ökonomischen Grundprinzipien des Forschungsprojektes entgegen. Durch den Aufbau des Versuchstandes mit senkrecht nach unten geführter Spritzrichtung wird zudem ein Teil des Rückpralls in das Bauteil eingebaut. Ziel erster Versuchsreihen ist deshalb die Minimierung der Rückprallmenge oder die Entfernung von losem Material vor dem endgültigen Einbau. Als Hauptfaktoren für einen hohen Rückprall konnten die Eigenfeuchte des Ausgangsmaterials, Art und Menge der Wassergabe sowie der Förderdruck identifiziert werden. Versuche mit unterschiedlichem Feuchtegehalt des Sandes führten dabei zu den größten Streuungen. Bei konstanten Einstellungen von Drehzahl, Druck, Wassergabe, Spritzabstand und Düsenbewegungsgeschwindigkeit wurde über ein definiertes Zeitintervall ein Spritzstreifen auf eine ebene Fläche – in diesem Fall eine Schalplatte – gespritzt. Nach dem Spritzvorgang wurden das lose Material und das aufgetragene und verdichtete Material des Spritzstreifens getrennt gewogen und ins Verhältnis zueinander gestellt. Dabei lag die Rückprallmenge bei feuchterem Sand bei 12,8 M.-% und bei trockenem Sand bei 24,5 M.-%.



Bild 5: Einbau von losem Rückprall in Probekörper  
[Foto: T. Sören Sippel]

### 3.4 Spritzstreifen

Um später den Aufbau eines gradierten Bauteils zu ermöglichen und gezielt steuern zu können, ist eine Charakterisierung der aufgetragenen Spritzstreifen notwendig. Abhängig vom Spritzdüsenabstand und der Düsen eigenbewegung ergeben sich unterschiedliche Schichtaufbauten. Auch Wassergehalt, Druckeinstellung und Mischungszusammensetzung verändern die Form sowie die späteren Eigenschaften der Spritzstreifen. Erste manuelle Vermessungen bei zuvor festgelegten Parametern nach Abschnitt 3.1 und bei 80 cm Spritzabstand (ohne Düsen eigenbewegung) ergeben Spritzstreifen von ca. 30 cm Breite mit einer maximalen Höhe in Streifenmitte von 1,2 bis 1,5 cm (Bild 6). Durch eine augenscheinliche Prüfung erfolgt weiterhin eine Charakterisierung hinsichtlich Gleichmäßigkeit, Fehlstellen und Oberflächenbeschaffenheit der Spritz-



Bild 6: Manuelle Vermessung eines Spritzstreifens  
[Foto: T. Sören Sippel]

streifen, wie zum Beispiel Einschlagkrater von großen Sandkörnern, seitliches Wegfließen oder Durchmischung aller Materialien. An der Versuchseinrichtung angebrachte Sensoren ermöglichen zusätzlich eine automatisierte Vermessung des Spritzauftrags (s. Beitrag WÖRNER/SAWODNY). Durch manuelle und automatische Vermessung kann die automatisierte Prozesskette optimiert werden, um so einen gleichmäßigen Schichtauftrag

in Abhängigkeit aller relevanten Parameter als Grundlage für den späteren gradierten Bauteilaufbau realisieren zu können.

## 4 Anstehende Arbeitsschritte

### 4.1 Weitere Versuchsreihen

Die zu steuernden Parameter aus Kapitel 3 sind in weiteren Versuchsserien für beide Mischungen I und II festzulegen. Außerdem muss das Fördervolumen beider Mischungen variabel steuerbar sein, um später einen gradierten Verlauf erzeugen zu können. Die Abhängigkeit des Fördervolumens von Drehzahlgeschwindigkeit, Förderdruck und Wasserzugabe muss also in bestimmten einstellbaren Grenzen bekannt sein. Dazu werden die oben beschriebenen Versuche mit beiden Mischungen bei unterschiedlichen Drehzahlen durchgeführt. Festbetonprüfungen an gespritzten oder ausgesägten Prismen, Bestimmung des Rückpralls und Beurteilung der Spritzstreifen ermöglichen dann eine iterative Optimierung des Herstellungsprozesses.

### 4.2 Zerstörungsfreie Prüfungen

Sobald eine Kopplung des Entwurfprozesses an die automatisierte Herstellung möglich ist und definierte funktional gradierte Bauteile hergestellt werden können, soll die innere Struktur und der Aufbau der Gradierung mittels zerstörungsfreier Prüfungen untersucht werden. In einem ersten Schritt

werden dazu homogen gefertigte Prüfkörper verschiedenen Prüfmethode unterzogen. Geplant ist hier vor allem der Einsatz von Ultraschall-Transmissionsmessungen, Infrarotthermographie und Computertomographie. Die gewonnenen Erkenntnisse werden dann für die Prüfung gradierter Bauteile genutzt. Bei den Ultraschallmessungen kann der Dichteverlauf des Bauteils über eine schichtweise Anordnung der Schallempfänger in beliebiger Raumrichtung ermittelt werden. Die Infrarotthermographie ermöglicht dagegen nur eine Oberflächenbetrachtung. Zur Prüfung der bauteilimmanenten Gradierung muss der Probekörper aufgeschnitten und lagenweise abgebildet werden.



Bild 7: Probekörper mit homogenem Aufbau  
[Foto: T. Sören Sippel]

## 5 Ausblick

Alle erzielten Ergebnisse der in den Kapiteln 3 und 4 beschriebenen Versuche geben Rückmeldung, inwieweit die Parameter im Herstellungsprozess und in der Fertigung gradierter Bauteile



angepasst und optimiert werden können. Somit kann dann durch die Automatisierung der Prozesskette das Ziel einer reproduzierbaren Bauteilherstellung vorgegeben werden. Dadurch soll es möglich sein, ein durch Entwurf und Berechnung vorgegebenes Gradientenprofils auf das Bauteil zu übertragen, mehrere dieser Bauteile mit gleichem Aufbau und gleichen Eigenschaften in Serie zu fertigen und diese Bauteile schließlich auch zu prüfen. Nach dem jetzigen Stand der Forschungsarbeiten im Rahmen des Projektes *Optimalstrukturen aus funktional gradiertem Beton* lässt sich zusammenfassend festhalten, dass die Ziele der interdisziplinären Forschergruppe in einem Prototypen der Herstellungsplattform für funktional gradierte Betonbauteile zusammengeführt werden konnten.

## Literatur

- [1] HEINZ, P.; HERRMANN, M.; SOBEK, W.: Herstellungsverfahren und Anwendungsbereiche für funktional gradierte Bauteile im Bauwesen. Abschlussbericht Forschungsinitiative Zukunft Bau (1/2011), Stuttgart: ILEK, 2011.
- [2] SIPPTEL, T. S.: Bestimmung der Eigenschaftsverläufe von Betonmischungen variierender Rohdichte für den Einsatz in funktional gradierten Bauteilen. Diplomarbeit, ILEK, Universität Stuttgart, 2009.
- [3] HAJATI, O.: Untersuchungen des Erstarrungs- und Erhärtungsverhaltens von unterschiedlichen Mörtelmischungen. Bachelorarbeit, IWB, Universität Stuttgart, 2013.
- [4] Institut für Werkstoffe im Bauwesen IWB (Hrsg.): Jahresbericht 2011 bis 2013. Universität Stuttgart, vorauss. 09/2014.

### **Optimalstrukturen aus funktional gradierten Betonbauteilen – Entwurf, Berechnung und automatisierte Herstellung**

#### **Projektleiter:**

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr. h.c. Werner Sobek<sup>1</sup>

#### **Projektbearbeiter**

Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h. Hans Wolf Reinhardt<sup>3</sup>

Prof. Dr.-Ing. Harald Garrecht<sup>3</sup>

Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. Oliver Sawodny<sup>2</sup>

Dipl.-Ing. Michael Herrmann<sup>1</sup>

Dipl.-Ing. Jan Mittelstädt<sup>1</sup>

Dipl.-Ing. Mark Wörner<sup>2</sup>

Dipl.-Ing. T. Sören Sippel<sup>3</sup>

#### **Projektlaufzeit**

05/2012 – 04/2015

#### **Industriepartner**

Otto Knecht GmbH & Co. KG, Metzingen

Sika Deutschland GmbH, Stuttgart

Werner Mader GmbH, Erbach

Winkel GmbH, Illingen

Festo AG & Co. KG, Esslingen

Kaeser Kompressoren SE, Coburg

Holcim Kies und Beton GmbH, Dotternhausen

#### **Web**

<sup>1</sup> <http://www.uni-stuttgart.de/ilek>

<sup>2</sup> <http://www.isys.uni-stuttgart.de>

<sup>3</sup> <http://www.iwb.uni-stuttgart.de>

# Automatisierte Herstellung funktional gradierter Betonbauteile

Mark Wörner  
Oliver Sawodny

Institut für System-  
dynamik (ISYS),  
Universität Stuttgart

Die Gradierung von Beton ermöglicht eine funktionale Adaption der inneren Struktur respektive der Eigenschaften eines Bauteils an das vorherrschende statische und bauphysikalische Belastungsprofil. In diesem Kontext stellt die Automatisierung der Herstellungsverfahren insbesondere zur reproduzierbaren Herstellung von gradierten Betonbauteilen einen zentralen Aspekt dar. Dabei muss der gesamte Prozess, vom Entwurf des Bauteils über die Übernahme des CAD-Modells, der anforderungsabhängigen Mischung, Dosierung und Förderung des Betons bis hin zum Materialauftrag in eine Prozesssteuerung und Regelung integriert werden. Die Konzeption, Auslegung und anschließende Umsetzung der automatisierten Prozesskette in einem Prototypen der Herstellungsplattform sowie die Entwicklung des Steuerungs- und Regelungskonzeptes bilden die Eckpunkte des ISYS im Rahmen des Kooperations-Forschungsvorhabens *Optimalstrukturen aus funktional gradierten Betonbauteilen – Entwurf, Berechnung und automatisierte Herstellung*.

## 1 Grundlagen der Gradiententechnologie

Bei Bauteilen aus funktional gradierten Werkstoffen werden die Materialeigenschaften im Bauteilinneren in bis zu drei Raumrichtungen kontinuierlich geändert (gradiert) und dadurch optimal an die lokalen Anforderungen angepasst [1]. Dieses Konzept der Gradierung von Materialien hat zahlreiche Vorbilder in der Natur. Ein vielzitiertes Beispiel ist der innere Aufbau von Knochen (Spongiosa), bei dem durch die beanspruchungsgemäße Ausrichtung der Knochenbälkchen (Trabekel) gradierte Strukturen gebildet werden, vergleiche unter anderem [2]. Die Morphologie der Strukturen ist dabei das Resultat biologischer Wachstumsprinzipien in Reaktion auf äußere Einflüsse während der Wachstumsphase [3].

Die systematische Übertragung dieses bionischen Optimierungskonzeptes begann 1972 mit der Erforschung gradierter Materialstrukturen am Massachusetts Institute of Technology (MIT) mit der Beschreibung der gradierten Variation von Fasergehalt und -ausrichtung in Polymermatrices [4]. Der Transfer des Forschungsbereichs der Gradientenwerkstoffe auf Anwendungen in der Architektur und der Bautechnik und damit auf eine neue Maßstabebene wurde mit der Formulierung der Idee der Gradientenbetone durch Professor SOBEK vorgenommen. Die Weiterentwicklung erfolgte am Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren der Universität Stuttgart im Rahmen mehrerer Forschungsvorhaben [5], [6] und [7].

Einen wichtigen Aspekt bei der Erforschung der Gradientenbetontechnologie stellt dabei die Entwicklung von Herstellungsmethoden für eine zielgenaue sowie reproduzierbare Steuerung der Eigenschaftsverläufe innerhalb der Bauteile dar. Im Rahmen der Forschungsvorhaben haben sich zur manuellen Herstellung der Gradierung insbesondere generative Fertigungstechniken sowie Sprühtechniken als zielführend herausgestellt [7].

Angesichts der Komplexität und der Vielzahl an zu steuernden respektive zu regelnden Prozessgrößen, wie beispielsweise Applikationsabstand der Ausbringvorrichtung, Wasserzufuhr, Förderdruck oder auch die Applikationsbewegung der angestrebten



Bild 1: Prototyp der Herstellungsplattform für gradierte Betonbauteile

[Foto: Mark Wörner]

Realisierung, ist die Entwicklung von automatisierten Herstellungsmethoden zwingend notwendig. Daher erfolgt aktuell die Weiterentwicklung der Forschungsarbeit im Rahmen des Forschungsvorhabens *Optimalstrukturen aus funktional gradierten Betonbauteilen – Entwurf, Berechnung und automatisierte Herstellung* in einer interdisziplinären Kooperation der Institute für Leichtbau, Entwerfen und Konstruieren (ILEK), für Werkstoffe im Bauwesen (IWB) und für Systemdynamik (ISYS) der Universität Stuttgart. Primäre Forschungsziele des ISYS sind dabei die Zusammenführung der Einzelaspekte der interdisziplinären Forschergruppe in einer automatisierten Prozesskette respektive Regelung sowie der Aufbau eines Prototyps der Herstellungsplattform, der in Bild 1 zu sehen ist.

## 2 Automatisierung der Betonapplikation

Für die Entwicklung effizienter Methoden zur Eigenschaftsgradierung ist die Automatisierung der Prozesskette zur reproduzierbaren Herstellung von Bauteilen von zentraler Bedeutung. Dabei muss der gesamte Prozess vom Entwurf, der anforderungsabhängigen Materialzufuhr der Betonkomponenten, der Förderung, Dosierung und Mischung bis zur Applikation des Betons in eine Prozessregelung integriert werden. Hierbei stellen die Verfahren des Nass- und insbesondere des Trockenspritzens zur gradierten Herstellung von Betonbauteilen erhebliche Anforderungen an die Materialtechnologie, die Betonspritztechnik und an das Applikationssystem, siehe [7].

Aufgrund des hohen Potentials und der vielfältigen Einsatzmöglichkeiten von Betonspritzverfahren wurden in der Praxis und Forschung eine Vielzahl von (teil-)automatisierten Systemen entwickelt, siehe unter anderem [8], [9] und [10]. Des Weiteren

wird an diversen Forschungseinrichtungen (z. B. an der ETH Zürich oder der Loughborough University) an der Vollautomatisierung der Spritzbetonapplikation gearbeitet. Eine Vollautomatisierung ermöglicht hohe Verarbeitungsmengen bei gleichbleibender Qualität und Bauteilstärke [10], [11]. Dabei werden neben ersten Ansätzen zur Modellierung des Spritzvorganges [10] auch das Drucken von Beton analysiert [12], wobei zur Automatisierung des Applikationssystems hauptsächlich 3-Achs-Kinematiken zum Einsatz kommen. Die Automatisierung bietet die Möglichkeit der reproduzierbaren und wirtschaftlichen Herstellung komplexer Geometrien. Diese Systeme ermöglichen es, definierte Schichtstärken einer Betonrezeptur mit konstanter Qualität und hoher Effizienz zu applizieren. Mit diesen Verfahren können jedoch ausschließlich Bauteile mit homogener Materialbelegung hergestellt werden. Um eine zielgerichtete Manipulation der Materialeigenschaften zu ermöglichen und somit den spezifischen Anforderungen des gradierten Materialauftrags gerecht zu werden, besteht die Notwendigkeit, diese Systeme sowohl hinsichtlich der Applikationssystematik als auch bezüglich der Betonspritztechnik weiterzuentwickeln.

Hierzu wurde auf Basis der Vorarbeiten sowie experimenteller Untersuchungen im Rahmen des Forschungsprojektes eine Prozesskette zur teilautomatisierten Herstellung von funktional gradierten Betonbauteilen konzipiert, ausgelegt und umgesetzt. Zentrale Elemente hierbei sind das Verfahren zur Applikation des Betons inklusive der Druckluftanlage, das Applikationssystem respektive der Manipulator sowie die Prozesssteuerung und -regelung.

### 3 Manipulator

Systematische Analysen der Düsenführung bei Betonspritzverfahren und deren Einfluss auf den Spritzbeton wurden von GUTHOFF [13] und DIECKEN [14] durchgeführt, siehe auch [7]. Diese ergaben, dass die Applikationstechnik prinzipiell in eine Düsenführungsbewegung und eine Düseneigenbewegung aufgeteilt werden kann. Die Düsenführungsbewegung wird durch die Form der Bewegung, die Bewegungsgeschwindigkeit, den Düsenabstand sowie den Düsenwinkel zur Auftragsfläche bestimmt. Die Düseneigenbewegung wiederum kann durch die Form der Eigenbewegung, die Größe (Radius/Amplitude) und die Geschwindigkeit (Frequenz) spezifiziert werden. Diese prozessdeterminierenden Parameter besitzen dabei entscheidenden Einfluss auf die Spritzbetonqualität, das Rückprallverhalten und die Staubentwicklung des Prozesses. Beispielsweise besteht die Möglichkeit, durch eine kreisförmige Eigenbewegung der Düse im Vergleich zu einer starren Düsenführung die Gleichmäßigkeit des Schichtauftrags drastisch zu erhöhen sowie den Rückprall als auch die Feinstaubkonzentration zu minimieren [14]. Dies ist auf eine bessere Durchmischung der Komponenten der Betonrezeptur und somit eine Verbesserung der Homogenität zurückzuführen. Dieser Effekt kann durch Vergrößerung der Radien und durch Erhöhung der Frequenz der Düseneigenbewegung verstärkt werden [13].

Um diesen Einflüssen auf den Spritzbeton Rechnung zu tragen, wurde am ISYS ein Manipulator entwickelt und realisiert, siehe Bild 2. Dieser erlaubt die systematische Einstellung und Untersuchung der prozessdeterminierenden Variablen des Applikationssystems. Die Düsenführungsbewegung wird dabei mittels eines Schwerlast-Portalsystems ausgeführt, welches drei Freiheitsgrade und einen quaderförmigen Arbeitsraum besitzt (Länge 3 Meter, Breite 3 Meter, Höhe 1,5 Meter). Zur dreidimensionalen Orientierung der Ausbringvorrichtung respektive Düse und zur Realisierung von unterschiedlichen Düseneigenbewegungen ist am Portal eine sogenannte STEWART-GOUGH-Plattform mit sechs Freiheitsgraden montiert [15]. Dieser parallele Mechanismus erlaubt es, unter anderem aufgrund des günstigen Verhältnisses von Eigengewicht zur Nutzlast, hochdynamische Bewegungen auszuführen und dabei sowohl große Prozesskräfte zu



übertragen als auch eine hohe Positioniergenauigkeit zu erreichen. Insgesamt besitzt der entwickelte Manipulator neun Freiheitsgrade, wobei durch die Redundanz einzelner Freiheitsgrade eine energieeffiziente und zeitoptimale Applikation des Spritzbetons realisiert werden kann.

## 4 Betontechnologie

Neben dem Applikationssystem besitzt die Gesamtmaschinenkonzeption der Betontechnologie einen entscheidenden Einfluss auf die Herstellung funktional gradierter Betonbauteile. Im Rahmen der Arbeit der interdisziplinären Forschergruppe, siehe auch [7], stellte sich dabei zur Gradierung insbesondere das Trockenspritzverfahren als zielführend heraus. Die prozessdeterminierenden Parameter dieses Verfahrens können dabei in vier Bereiche eingeteilt werden [16]: Maschinentyp, Art der Energiezufuhr, Förderleitung (Durchmesser und Länge) sowie Art und Ort der Wasserzugabe. Insbesondere die eingebrachte Luftmenge sowie die Art und der Ort der Wasserzugabe haben beim Trockenspritzverfahren zentralen Einfluss auf die Spritzbetonqualität, das Rückprallverhalten und die Staubeentwicklung. Detaillierte Untersuchungen können unter anderem [13] und [14] entnommen werden. Beispielsweise ist es möglich, durch eine Vorbenetzung und eine Optimierung der Benetzungsstrecke die Feinstaubkonzentration und den Rückprall zu minimieren [14].

Zur Herstellung der funktionalen Gradierung werden aktuell zwei unterschiedliche Methoden verfolgt. Zum einen wird die Gradierung mit Hilfe einer Zwei-Düsentechnologie hergestellt, vergleiche [14]. Bei diesem Verfahren werden zwei konträre Betonrezepturen beim Materialauftrag respektive durch Überlagerung der Sprühstrahlen funktional gradiert. Aufgrund der Förderung der Ausgangsmaterialien mittels eines Luftvolumenstroms ergeben sich durch die Überlagerung der Sprühstrahlen Strömungsturbulenzen beim Materialauftrag. Diese Turbulenzen können durch Variation des Abstandes der Düsen sowie der entsprechenden Düsenwinkel reduziert, jedoch nicht vermieden werden. Um dieser Problematik entgegenzuwirken, wurde am ISYS eine alternative Methode zur Herstellung entwickelt, siehe Bild 3. Hierbei werden zwei Betonsilos mit zwei unterschiedlichen Betonrezepturen mittels eines Zwangsmischers gefüllt, vergleiche [7]. Über ein Förderband mit Wiegeeinrichtung werden anschließend, in Abhängigkeit der gewünschten Gradierung des Betonbauteils, diese Betonmischungen jeweils einer Rotortrockenspritzmaschine zugeführt, welche mit einem definierten Luftdruck und Volumenstrom den trockenen Beton fördert. Die Herstellung der Gradierung wird durch eine Zusammenführung der Betonmischungen mittels eines Y-Rohrstückes mit Strömungskörper erreicht. Der Strömungskörper induziert dabei gezielt Turbulenzen, wodurch eine vollständige Durchmischung der Betonkomponenten entsprechend den

*Bild 2:  
Portalsystem zur  
Realisierung der  
Düsenführungs-  
bewegung und  
STEWART-GOUGH-  
Plattform zur  
Realisierung der  
Düseneigenbewe-  
gung und Düsenori-  
entierung [Foto:  
Gabriela Metzger]*

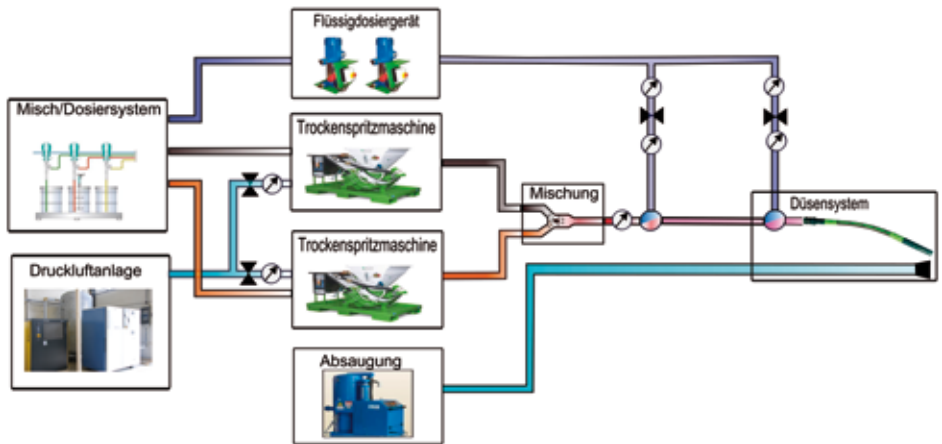


Bild 3: Schematischer Aufbau der verfahrenstechnischen Komponenten der Betontechnologie zur Herstellung funktional gradierter Betonbauteile.

Anforderungen an die Eigenschaften des Betonbauteils erzielt wird. Mittels eines Flüssigdosiergeräts wird vor sowie in der Düse die Benetzung des Betons durchgeführt. Die Reduktion des unerwünschten Einbaus des Rückpralls der Spritzbetonkonglomerate wird durch eine Absaugung sichergestellt.

Die Umsetzung dieser Methoden im Rahmen des Prototyps der Herstellungsplattform erfordert dabei neben der Automatisierung der verfahrenstechnischen Komponenten der Betontechnologie und der mechanischen Integration in den Herstellungsprozess die dynamische Modellierung des Applikationsprozesses. Neben den Mischungsanlagen stellen hierbei die Förderung des Materials sowie der Materialauftrag zentrale Elemente dar. Insbesondere die Spritzbetonabscheidung respektive die Ausbildung des Sprühstrahles ist hierbei entscheidend für die Planung der Trajektorien der Ausbringvorrichtung, vergleiche Abschnitt 5.

Daher werden zur Modellierung zwei unterschiedliche Methoden verfolgt. Zum einen die experimentelle Modellierung, bei welcher beispielsweise die Modellierung der Spritzbetonabscheidung mittels charakteristischer Spritzstreifen in Abhängigkeit der Prozessparameter durchgeführt wird, siehe auch [8], [10].

Zum anderen wird zur Analyse des Einflusses der Prozessparameter ein Ansatz zur analytischen Modellierung auf Basis der Bilanz der Massenströme und der Grund-

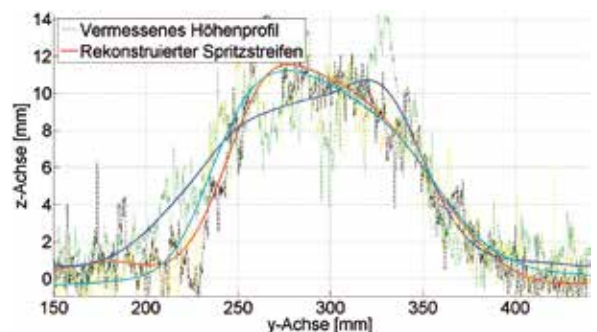


Bild 4: Spritzbetonapplikation und experimentell ermittelte Spritzstreifen

[Foto: Stefan Neuhäuser]

gleichungen der Strömungsmechanik in Abhängigkeit der Prozessparameter verfolgt. Partikel-/Strömungsinteraktionen werden qualitativ mittels der Open-Source-Software CFDEM analysiert, siehe [17], [18]. Bild 4 zeigt die Herstellungsplattform in Betrieb respektive den Materialauftrag sowie für spezifische Prozessparameter experimentell ermittelte Spritzstreifen. Auf Basis der vermessenen Profile der Spritzbetonabscheidung ist es möglich für die jeweiligen Prozessparameter sogenannte charakteristische Spritzstreifen abzuleiten.

## 5 Prozessführung, Steuerung und Regelung

Der Sprühvorgang im Gradientenbeton-Verfahren erfordert eine hohe dynamische Positioniergenauigkeit der Düse und eine Synchronisation mit den gesprühten Mischungen, um definierte Gradientenübergänge zu erreichen. Für die automatisierte Umsetzung dreidimensionaler gradiertter Betonbauteile müssen Ablaufsteuerung, Trajektoriengenerierung, Regelung und Prozessführung in einem Gesamtkonzept integriert werden und auf die Problemstellung angepasst sein. Hierzu ist es insbesondere zur reproduzierbaren Herstellung funktional gradiertter Betonbauteile erforderlich, die Einzelaspekte der interdisziplinären Forschergruppe zusammenzuführen. Ziel der Prozessregelung ist es, dass Bauteil Schicht für Schicht aufzubauen.

Der schematische Aufbau der automatisierten Prozesskette inklusive Steuerung und Regelung kann Bild 5 entnommen werden. Der Prozessregelung werden dabei nach dem Entwurf neben den geometrischen Abmessungen die gewünschten Eigenschaftsverläufe des Bauteils, beispielsweise der Porosität, übergeben. Um die innere Struktur entsprechend des Anforderungsprofils zu gradieren und um frei definierbare Schichtdicken zu ermöglichen, werden anschließend Trajektorien für den Manipulator erzeugt, die die Dynamik des Applikationsprozesses unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Spritzbetonkonglomerate und die erfassten charakteristischen Spritzstreifen berücksichtigen, vergleiche Abschnitt 4. Entsprechend dieser Solltrajektorien werden die Materialzufuhr sowie die Ventile, beispielsweise der Wasser- und Luftzufuhr, geregelt. Die Düsenführungs- und Düseneigenbewegung wird dabei mittels des Manipulators realisiert. Nach der Applikation einer Schicht wird diese mittels eines Laserdistanzsensors vermessen und die Trajektorien entsprechend des Materialauftrages in der Prozessregelung adaptiert. In diesem Prozessschritt wird gleichzeitig der Rückprall der Spritzbetonkonglomerate mittels der Absaugung entfernt.

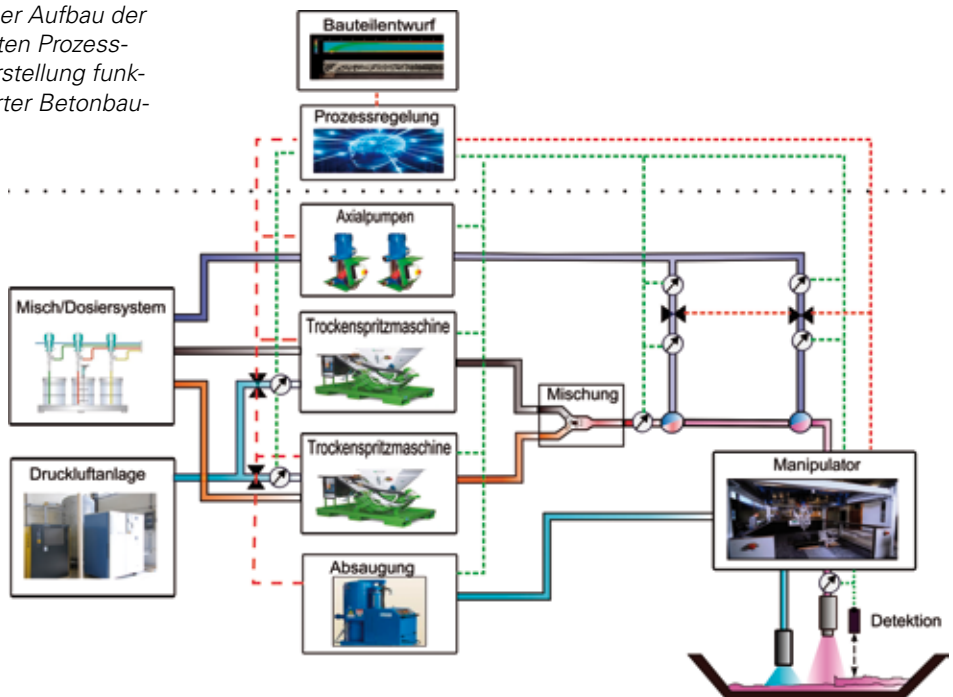
## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Nach dem jetzigen Stand der Forschungsarbeiten im Rahmen des Projektes *Optimalstrukturen aus funktional gradiertem Beton* lässt sich zusammenfassend festhalten, dass das Ziel der Umsetzung einer automatisierten Prozesskette in einem Prototyp der Herstellungsplattform erreicht wurde. Dies beinhaltet die Zusammenführung der Einzelaspekte der interdisziplinären Forschergruppe in einer Prozesssteuerung und -regelung.

In der letzten Phase des aktuellen Forschungsprojektes werden die Prozesssteuerung und Regelung sowie die zu Grunde liegenden dynamischen Modelle am realen System verifiziert. Basierend auf diesen Ergebnissen werden die Parameter der Modelle optimiert sowie die Prozesssteuerung und -regelung an die Erfordernisse des automatisierten Betriebs angepasst.

Die vielversprechenden Ergebnisse im Rahmen des Forschungsprojektes motivieren zu einer Weiterverfolgung der Thematik. Bei ersten Versuchsreihen konnte dabei die grundsätzliche Machbarkeit sowie die Notwendigkeit und Vorteilhaftigkeit der Automa-

Bild 5: Schematischer Aufbau der automatisierten Prozesskette zur Herstellung funktional gradierter Betonbauteile



tisierung des Prozesses für exemplarische Anwendungsbereiche gezeigt werden, siehe dazu die Beiträge der Projektpartner ILEK und IWB in der hier vorliegenden Monografie.

Die experimentellen Untersuchungen zeigen jedoch auch, dass durch die aktuelle Prozesskette das Eigenschaftsspektrum der Betonmischungen eingeschränkt ist. Um dieser Problematik entgegenzuwirken, muss im Hinblick auf die Realisierung multifunktionaler gradierter Betonbauteile zum einen die automatisierte Prozesskette weiterentwickelt werden, beispielsweise durch eine Induktion von mineralisierten Hohlkörpern in den Sprühstrahl. Zum anderen gilt es, durch Adaption der Prozessparameter respektive der Prozessregelung eine gezielte Manipulation der Sprühstrahlen zu ermöglichen.

Besonderer Dank gilt an dieser Stelle der Deutschen Forschungsgemeinschaft für die Förderung des Forschungsvorhabens *Optimalstrukturen aus funktional gradierten Betonbauteilen* als Teil des Schwerpunktprogramms 1542 *Leicht Bauen mit Beton*. Weiterer Dank gilt den Industriepartnern Festo AG & Co KG, Kaeser Kompressoren AG, Knecht GmbH und Co KG, Sika, W. Mader GmbH und Winkel GmbH für die großzügige Unterstützung mit Geräten und Materialien.

## 7 Literatur

- [1] SOBEK, W.; HERRMANN, M.; HAASE, W.: Gradientenbetone. Beton- und Stahlbetonbau (zur Veröffentlichung angenommen).
- [2] PUTZ, R.; PAPST, R.: SOBOTTA – Atlas der Anatomie des Menschen. 21. Auflage, München: Urban & Fischer, 2000.
- [3] SCHMIDT, T.: Entwicklung einer Apparatur zur Analyse des Einflusses mechanischer Kräfte auf osteogene Progenitorien und mesenchymale Stammzellen. Dissertation, Universität Tübingen, 2008.
- [4] BEVER, M. B.; DUWEZ, P. E.: Gradients in composite materials. Materials Science and Engineering 10 (1972), S. 1–8.



- [5] HEINZ, P.; HERRMANN, M.; SOBEK, W.: Herstellungsverfahren und Anwendungsbereiche für funktional gradierte Bauteile im Bauwesen, Abschlussbericht Forschungsinitiative Zukunft Bau (1/2011), Stuttgart: ILEK, 2011.
- [6] HERRMANN, M.; HAASE, W.: Tragverhalten biege- und querkraftbeanspruchter Bauteile aus funktional gradiertem Beton, Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 6, S. 382–394.
- [7] HERRMANN, M.; MITTELSTÄDT, J.; WÖRNER, M.; SIPPEL, S.; SOBEK, W.; SAWODNY, O.; REINHARDT, H.-W.: Optimalstrukturen aus funktional gradiertem Beton – Entwurf, Berechnung und automatisierte Herstellung. In: BREITENBÜCHER, R.; MARK, P. (Hrsg.): Beiträge zur 1. DAFStb-Jahrestagung mit 54. Forschungskolloquium in Bochum, 07.–08.11.2013, Ruhr-Universität Bochum, 2013, S. 41–46.
- [8] PENIN, L. F.; BALAGUER, C.; PASTOR, J. M.; RODRIGUEZ, F. J.; BARRIENTOS, A.; ARACIL, R.: Robotized Spraying of Prefabricated Panels. IEEE Robotics and Automation Magazine 5 (1998), Heft 3, S. 18–29.
- [9] WATANABE, Y.; TANIJIRI, H.; MATUO, M.; YOSHITAKE, R.; KATO, M.: Development of a Fireproof Insulation Spray Robot System. In: IAARC (Hrsg.): Proceedings of the 13th International Symposium on Automation and Robotics in Construction ISARC, 11.–13.06.1966 in Tokyo (Japan), Tokyo: Japan Robot Association, S. 963–972, 1996.
- [10] MOSER, S. B.: Vollautomatisierung der Spritzbetonapplikation – Entwicklung der Applikations-Prozesssteuerung. Dissertation, Eidgenössische technische Hochschule Zürich, Nr. 15621, 2004.
- [11] CHENG, M.; LIANG, Y.; WEYB, C.-M.; CHENA, J.-C.: Technological enhancement and creation of a computer-aided construction system for the shotcreting robot. Automation in construction 10 (2001), Heft 4, S. 517–526.
- [12] BUSWELL, R.; THORPE, A.; SOAR, R. C.; GIBB, A. G. F.: Design, data and process issues for mega-scale rapid manufacturing machines used for construction. Automation in Construction 17 (2008), Heft 8, S. 923–929.
- [13] GUTHOFF, K.: Einflüsse automatischer Düsenführung auf die Herstellung von Spritzbeton. Dissertation, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Heft 7, Bochum, 1991.
- [14] DIECKEN, U. v.: Möglichkeiten zur Reduzierung des Rückpralls von Spritzbeton aus verfahrenstechnischer und betontechnologischer Sicht. Dissertation, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Heft 2, Bochum, 1990.
- [15] MERLET, J. P.: Parallel robots. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 2000.
- [16] MAIDL, B.; ROLF, T.; BERGER, T.: Handbuch für Spritzbeton. Berlin: Ernst & Sohn, 1992.
- [17] KLOSS, C.; GONIVA, C.: LIGGGHTS – A new open source discrete element simulation software. In: Proceedings of The Fifth International Conference on Discrete Element Methods, 25.–26.08.2010 in London (UK), Starks. 25–26.
- [18] CFDDEM. CFDDEM – Open Source CFD, DEM and CFD-DEM. URL <http://www.cfdem.com>, 2011 (abgerufen am 01.08.2014).

**Optimalstrukturen aus funktional gradierten Betonbauteilen – Entwurf, Berechnung und automatisierte Herstellung**

**Projektleiter**

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr. h.c. Werner Sobek (ILEK)

**Projektbearbeiter**

Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h. Hans-Wolf Reinhardt (IWB)

Prof. Dr.-Ing. Harald Garrecht (IWB)

Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. Oliver Sawodny (ISYS)

Dipl.-Ing. Michael Herrmann (ILEK)

Dipl.-Ing. Jan Mittelstädt (ILEK)

Dipl.-Ing. Sören Sippel (IWB)

Dipl.-Ing. Mark Wörner (ISYS)

**Projektlaufzeit**

05/2012 – 04/2015

**Industriepartner**

Festo AG & Co KG

Kaeser Kompressoren AG

Knecht GmbH und Co KG

Sika AG

W. Mader GmbH

Winkel GmbH

Holcim Ltd.

**Web**

<http://www.uni-stuttgart.de/ilek>

<http://www.isys.uni-stuttgart.de>

<http://www.iwb.uni-stuttgart.de>

# Freigeformte Betonkonstruktionen – Formen, Schalungssysteme und technische Potentiale

Sascha Hickert

Ulrich Knaack

Fachbereich 1,

Hochschule

Ostwestfalen-Lippe

Dieser Artikel befasst sich mit der Analyse von angewandten Rädien in der gebauten Architektur. Diese Grundlagenermittlung ist Teil des Forschungsprojektes Grundlagen zur Entwicklung adaptiver Schalungssysteme für freigeformte Betonbauteile und dient zur Vorkonfiguration einer adaptiven Schalfäche (siehe Beitrag von MICHEL & KNAACK im vorliegenden Band). Es werden die wechselnden Veränderungen moderner Architektur, von der rechtwinkligen „Box“ zum freigeformten „Blob“, im Hinblick auf die Geometrie mit der daraus resultierenden Problematik in Bezug auf Kosten und Fertigung beschrieben.

## 1 Einleitung

Die Bauwirtschaft ist seit den 1990er Jahren einem grundlegenden Strukturwandel ausgesetzt. Der Preiswettbewerb zwingt die Bauunternehmen, auch im Bereich Stahlbetonhochbau, bis an ihre Deckungsgrenze zu kalkulieren, um Aufträge zu akquirieren (GIRMSCHIED & KERSTING [1]). Einen signifikanten Anteil an den Rohbaukosten im Stahlbeton-Hochbau (kurz: STB-Hochbau) betragen die Schalungskosten. Untersuchungen zeigen, dass von den Gesamtrohbaukosten eines STB-Rohbaus allein 30–40 % der Kosten auf die Schalungskosten anfallen (MÜLLER [2], RATHFELDER [3], HOFFMANN [4], REICHEL [5]).

Beobachtet man die Entwicklung des STB-Baus, fällt auf, dass es nach Ende des zweiten Weltkrieges eine Aufbauphase gab, in welcher Rationalisierungsmaßnahmen begannen. Das Rationalisieren beschränkte sich allerdings grundsätzlich auf die Themen Bewehrung und Beton. Sie erschöpften sich bald und man widmete sich dem kaum Betrachtung geschenkten Arbeitsprozess der Schalung. Erste Verbesserungen und Ansätze gab es in der Vorplanung, Neuschaffung der Einsatzmittel (Fertigschalungselemente) und den Einsatzmöglichkeiten (KOWALSKI [6]).

All diese Verbesserungen der Schalungssysteme seit den 1950er Jahren bis heute haben zwar das Schalen vereinfacht und zur Zeitersparnis und somit auch zur Lohnkostensenkung beigetragen, allerdings gehen diese Einsparungen oft mit systembedingter eingeschränkter Flexibilität in Hinblick auf die Anpassungsfähigkeit an die Bauwerksgeometrie einher. Betrachtet man jedoch die Geometrie und Komplexität moderner Gebäude, stellt man schnell fest, dass als Folge der Möglichkeiten der digitalen Planung die geometrischen Ansprüche als Resultat der architektonischen Gestaltungsmöglichkeiten ständig wachsen. Eine Schalung für eine großflächige gerade Wand stellt heute grundsätzlich kaum eine Herausforderung dar, aber benutzt man dasselbe Schalungssystem beispielweise für einen schiefwinkligen Grundriss, wie es Entwürfe von Architekten wie ZAHA HADID, FRANK O. GEHRY oder Coop Himmelb(l)au verlangen, wird schnell klar, dass sich diese Systeme nur mit Adaptionen bei entsprechendem Planungsaufwand und höheren Schalungskosten verwirklichen lassen. Geht man dem Anspruch moderner Architektur nach und denkt nicht an planbare Geometrie sondern geht in den Bereich von freigeformten Baukörpern, so steigen die Kosten für die Schalungen exponentiell. Untersuchungen auf dem Gebiet der Freiformschalung im Betonbau im Bezug auf die Ausführung der Schalungen und somit die Reduktion der Produktions- und Baukosten sind zum jetzigen Zeitpunkt jedoch sehr begrenzt – vielmehr werden

die Planung und Ausführung solcher Bauwerke heute mit hohem Aufwand und einer Konstruktionsentwicklung im Einzelfall realisiert.

## 2 Entwicklung des Schalungsbaus

Grundsätzlich sind keine verifizierten Kategorisierungen der einzelnen heute am Markt verwendeten Schalungssysteme vorhanden. Die für den Schalungsbau verwendete und gültige europäische Norm DIN EN12812:2008: Traggerüste – Anforderungen, Bemessung und Entwurf „...formuliert Anforderungen zur Ausschreibung und zur Anwendung von Traggerüsten und enthält Verfahren für die Bemessung (Tragwerksplanung) von Traggerüsten...“ (HOFFMANN, MOTZKO, CORSTEN [4]).

Hersteller unterscheiden in ihrem Sortiment nach Schalungssystemen für die jeweilige Bauaufgabe: Wandschalung, Deckenschalung, Stützenschalung | Säulenschalung, Traggerüste | Trägerschalung, Brücken- und Tunnelschalung und Kletterschalung mit den dazugehörigen Unterkategorien. Ein Wandsystem kann prinzipiell denselben Aufbau aufweisen wie ein Deckensystem, deshalb kategorisiert die Fachliteratur hingegen Schalungssysteme grundsätzlich in System- und Sonderschalungen:

- Feste Schalungen, z. B. Wand-, Decken-, Rund-, Stützenschalungen,
- Bewegliche Schalungen, z. B. Kletter-, Gleit-, Hub-, Ziehschalungen,
- Sonderschalungen, z. B. Vakuum-, pneumatische, Holz-Freiformschalungen.

Durch Einführung der Systemschalungen und der somit systembedingten einfacheren Errichtung der Schalung ist es dazu gekommen, weniger qualifizierte Arbeiter zur Errichtung von Schalungen heranzuziehen, um Kosten einzusparen. Im Vergleich von Montage früher und heute wird jedoch deutlich, wie eingeschränkt und starr die heutigen „flexibel einsetzbaren Schalungssysteme“ sind. Anhand des Beispiels einer abgechrägten Wand wird deutlich, dass das früher vom Schalungsbauer eingesetzte Schalungssystem bestehend aus losen Holzbrettern an Problemstellen wie gekrümmten Randbereichen einfacher herzustellen war, als es mit den heutigen Systemschalungsmodulen (Rahmenschalung) möglich ist. Durch die Abstufungen in Dezimeter-Schritten und das Verwenden von Eckrahmen kann man sich sukzessive der Geometrie nähern (sukzessive Approximation), es bleibt jedoch immer eine Restfläche, wie Bild 1 zeigt. Dieses bauseitige Beischaalen ist zeitintensiv und führt in technisch hochentwickelten Ländern mit entsprechend hohen Lohnkosten zu höheren Gesamtkosten. Sind Sichtbetonqualitäten gewünscht, erschwert das den Vorgang zusätzlich.

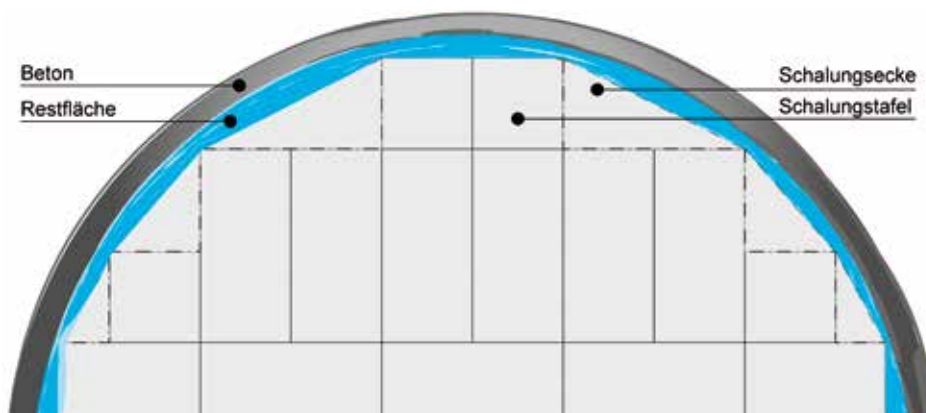


Bild 1: Beispiel für Schalungsflächen, die einen erhöhten Schalungsaufwand bei der Verwendung von Systemschalungsmodulen aufweisen

Zusammenfassend lässt sich über die Historie des Schalungsbaus sagen, dass abgesehen von den beweglichen und elementierten Schalungssystemen bis heute keine wesentliche Entwicklung stattgefunden hat. Bis heute liegt der Anteil der Lohnkosten bezogen auf die Gesamtschalungskosten eines Betonhochbaus zwischen 65 bis 70 % und ist damit ein unvermindert signifikanter Kostenfaktor (SCHMITT [7]). Dies spiegelt auch das abschließende Zitat von Prof. Dr.-Ing. FRIEDRICH H. HOFFMANN wieder: „...Sicherlich haben sich ebenso wie auf anderen Gebieten auch im Schalungsbau in den Jahren nach dem zweiten Weltkrieg bis heute Veränderungen positiver Art vollzogen. Dies wird in Zukunft auch so weitergehen. Allerdings ist dabei ein grundlegender Wandel ausgeblieben, wenn man von einzelnen Modeerscheinungen und von Großflächenschalungen absieht. In erster Linie sind Verbesserungen in Form von technisch perfekteren und leichteren Einzelteilen feststellbar...“ Zitat HOFFMANN (HOFFMANN [8])

### 3 Analyse der Gebäudegeometrie

In den folgenden Analysen werden 160 realisierte Betonbauten, die mindestens eine einsinnige Krümmung aufweisen, nach ihren formgebenden Radien untersucht. Ziel dieser Untersuchungen soll es sein, ein Radienspektrum aufzuzeigen, welches in der architektonischen Formsprache vermehrt auftritt. Diese Daten sollen als Grundlage dienen, um ein Schalungssystem zu entwickeln, das bedingt durch seine Bauart flexibel auf Bauaufgaben reagieren kann.

Die in der Analyse verwendeten Radien basieren auf vorliegenden Grundrissen und Schnitten. Ausschlaggebend für die Auswahl der Radien war die Dominanz des Radius im Bezug auf das gesamte Gebäude. Bei parabelförmigen Krümmungen wurde der Radius im Scheitelpunkt angenommen. Bei vertikalen hyperboloiden Strukturen wie z. B. einem Kühlturm wurden die drei Radien betrachtet, die zur Formgenerierung benötigt werden. Ausgewertet wurden grundsätzlich die kleinsten und größten Radien und das begrenzt auf maximal vier Radien pro Gebäude. Ziel ist es, aus den gesamten Radien herauszufiltern, welche Radien für die jeweilige Bauaufgabe wie Dach, Wand oder Fassade von Relevanz sind.

#### 3.1 Zeitliche Zusammenhänge

Die Herstellung von gekrümmten Flächen ist bis in die Steinzeit zurückzuverfolgen in Form von kuppelähnlichen Bedachungen (sogenannte unechte Gewölbe). Der Bogen entstand durch das Vorkragen anderer Steine. Die ersten echten Kuppeln sind im 1. Jhr. v. Chr. in und bei Rom entstanden. Bis Ende des 18. Jahrhunderts wurden fast ausschließlich Stein, Ziegel, Holz und natürliche Fasern zum Bau von Kuppeln und Bögen verwendet (HEINLE & SCHLAICH [9]).

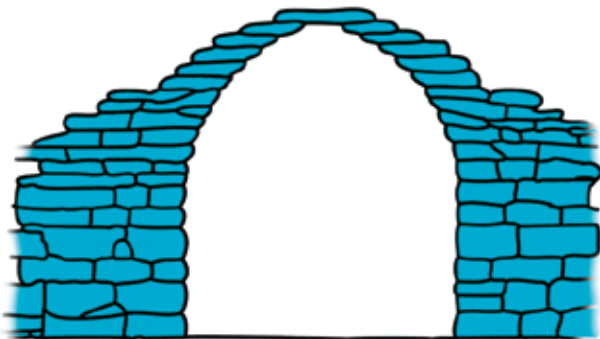


Bild 2: Schematischer Aufbau eines unechten Gewölbes

Ab den 1930er Jahren nahmen mit Einführung von hochfestem Zement und der Möglichkeit, den Beton zu torkretieren (Beton-Trockenspritzverfahren), die Beton-Schalentragwerke an Bedeutung zu. Als Leitgebäude zählt hier das Zeiss-Planetarium in Jena (fertiggestellt 1926). Erst als technisch zu aufwendig und kaum umsetzbar eingestuft, wurde mit dem Unternehmen DYCKERHOFF & WIDMANN das Zeiss-Dywidag-System für Eisenbetonschalendächer entwickelt. Diese Entwicklung eröffnete das Schalen-Zeitalter. Als weitere wichtige Konstrukteure von Schalentragwerken sind unter anderem PIER LUIGI NERVI (ab

1925), FELIX CANDELA (ab 1950), HEINZ ISLER (ab 1950) und ULRICH MÜTHER (ab 1964) zu nennen, z. B. KIND-BARKAUSKAS ET AL. [10].

Die allgemeine Applikation von CAD-Software in Architekturbüros ist ab den 1990ern zu erkennen. Als Vorreiter in der Architektur gilt der Architekt FRANK O. GEHRY, der bereits 1992 mit Hilfe der Software CATIA die Fisch-Skulptur im Eingangsbereich des Geschäftskomplexes Vila Olimpica in Barcelona plante und baute. Erstmals war es durch die Software möglich, ein Projekt nicht nur beschreibbar darzustellen, sondern präzise vorproduzierbar zu machen und allen am Bau beteiligten Unternehmen einheitliche Pläne zur Verfügung zu stellen. Ebenfalls konnten aus dem 3D-Modell Daten zur Bemessung der statischen Konstruktion ausgelesen werden. GEHRY'S Entwurf ist somit eines der ersten realisierten Gebäude einer neuen rechnerunterstützten Architektur (LAZO [12]). Diese Entwicklungen in der digitalen Planung führten zu einer neuen Architektur – manifestiert in dem Prozess der Entwicklung von der rechtwinkligen „Box“ zum freigeformten „Blob“.

### 3.2 Auswertung

Die folgenden Diagramme bilden die Radian aus den analysierten Gebäuden ab. Insgesamt wurden – wie gesagt – 160 Gebäude aus den Kategorien Gewerbe / Industrie, Wohngebäude, Kultur / Bildung und Sonderbauten analysiert. Die Daten, die zugrunde gelegt werden, stammen aus den Architektenplänen, die teilweise im Original vorliegen, sowie aus Veröffentlichungen der jeweiligen Architekten und Architekturbüros. Die größte Anzahl stellen die Gebäude Kultur / Bildung mit 77 Bauwerken dar, gefolgt von Gewerbe / Industrie mit 43, Wohnen mit 27 und Sonderbauten mit 13 Bauwerken. Auffällig sind die entsprechend hohen Zahlen zum einen bei den Gebäuden für Kultur und Bildung und zum anderen bei den Gebäuden für Industrie und Gewerbe. Gebäude für Kultur und Bildung sind oftmals Gebäude mit repräsentativen Aufgaben. Diesem Umstand ist es geschuldet, dass ein Mehraufwand für die „Blobarchitektur“ investiert wurde. Diese repräsentativen Aufgaben müssen Gebäude für Industrie und Gewerbe grundsätzlich nicht erfüllen. Weitere Analysen wiesen auf, dass gerade bei dieser Gebäudetypologie Radian als raumbildende Elemente, d. h. für Dachkonstruktionen (16 %) bzw. Tonnengewölbe und Schalenträgerwerke (55 %), verwendet wurden. Mit Hilfe dieser Schalenträgerwerke ist es möglich, große Räume weitgehend stützenfrei auszuführen, sodass diese prädestiniert sind für eine gewerbliche großräumliche Nutzung.

Die folgenden Radiendiagramme bilden auf der äußeren Skala die Radian in Meter ab und auf der innenliegenden skalar die Anzahl der auftretenden Radian. Bei der Betrachtung des Gesamtradiendiagramms wurden insgesamt 383 Radian analysiert. Das Diagramm beinhaltet sowohl die einsinnig gekrümmten (insgesamt 126 Radian) als auch die doppelt gekrümmten synklastischen (101 Radian) und antiklastischen Flächen (156 Radian). Auffällig bei der Auswertung sind die Peaks bei den Radian 0,5 und 1 m (bei insgesamt 42 Radian), zwischen 2 und 3 m (36 Stück), im Bereich von 5 bis 8 m (Anzahl = 65) und bei ca. 15 m (22 Radian). Fasst man diese Daten zusammen, sind für die weitere Bearbeitung und Analyse vier Gruppen von Radian von Bedeutung: kleiner als 1 m, zwischen 2 und 3 m, Radian von 5 bis 8 m und als vierte Gruppe 15-m-Radian. Diese Gruppen umfassen die am Bau bevorzugten Radian und werden in einer weiteren Analyse entsprechend der jeweiligen Bauaufgabe spezifiziert. Die nachfolgenden Diagramme gliedern das Gesamtradiendiagramm weiter auf, um die Ergebnisse für eine jeweilige Anforderung wie zum Beispiel Dachfläche, Wand oder Fassade zu optimieren. Hierzu werden die folgenden Diagramme weiter aufgeteilt in die einzelnen GAUSS'schen Krümmungen – einsinnig gekrümmte abwickelbare Flächen, gleichsinnig doppeltgekrümmte nichtabwickelbare synklastische Flächen und in die gegensinnig doppeltgekrümmten nichtabwickelbaren antiklastischen Flächen.

### 3.3 Analyse der einsinnig gekrümmten Radien

Die Analyse der insgesamt 126 Datensätze zeigt auf, dass auch bei diesen Daten einzelne Peaks hervortreten. Diese Radien befinden sich im Bereich von < 1 m, 2,5 m, 4 m und 5–10 m. Das Radienspektrum < 1 m zeigt bei näherer Untersuchung, dass es sich grundsätzlich um abgerundete Ecken handelt. Eingesetzt werden sie bei einem Richtungswechsel einer Wand. Je kleiner der Radius, desto größer der Winkel. Bei einem Radius von etwa 20 cm (abhängig von der Wandstärke) sind Winkeländerungen von 90° möglich, wie zum Beispiel beim Multimedia-Pavillon in Jinhua.

Bild 4 zeigt drei Beispiele für Gebäude mit Radien der Gruppe < 1 m:

- ❑ Ordrupgaard-Museum in Kopenhagen (2005)  
Fassadenplanung: PLH Arkitekter, Kopenhagen  
Architekt: ZAHA HADID  
Kategorie: Kultur / Bildung
- ❑ Multimedia-Pavillon in Jinhua (2007)  
Tragwerksplaner: HOU XINHUA, Peking  
Architekten: Knowspace  
Kategorie: Sonderbau

- ❑ Hongluo Clubhouse in Beijing (2006)  
Ingenieurbüro: IDEA Design Studio, Florida  
Architekten: MAD Office  
Kategorie: Gewerbe / Industrie

Die Radien > 2 m Meter werden eingesetzt bei Wandelementen. Ein Mindestradius von 2 m ist nötig, damit sich eine nutzbare Fläche ergibt. Beispiele sind:

- ❑ Besucherzentrum Fort Diemerdam, Amsterdam (2012)  
Architekten: Emma Architecten  
Kategorie: Kultur / Bildung
- ❑ Biker-Wohnhaus in Tokio (2007)  
Architekten: nakae architects  
Kategorie: Wohngebäude
- ❑ BMW-Vierzylinder, München (1973)  
Architekt: KARL SCHWANZER  
Kategorie: Gewerbe / Industrie

### 3.4 Synklastische Radien

Bei synklastischen Flächen fallen 63 % der analysierten Radien in den Bereich der raumbildenden Radien, meist bei Schalentragwerken bzw. Kuppeln. Diese konvexen, gleichsinnig doppelt gekrümmten Tragwerke zeichnen sich durch die großen Spannweiten bei relativ schlanken Schalendicken aus.

Bei diesen Bauwerken sind die Radien < 2,5 m zu vernachlässigen, hierbei handelt es sich hauptsächlich um Add-ons für Gebäude, die keine tragende Funktion aufweisen,

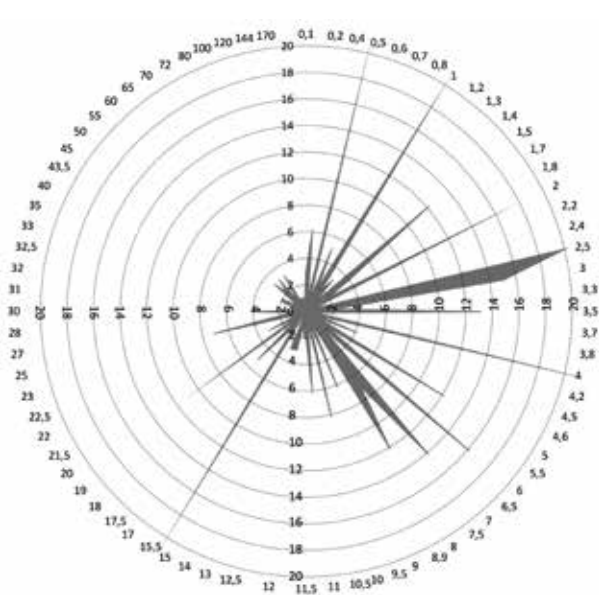


Bild 3: Gesamtradiendiagramm

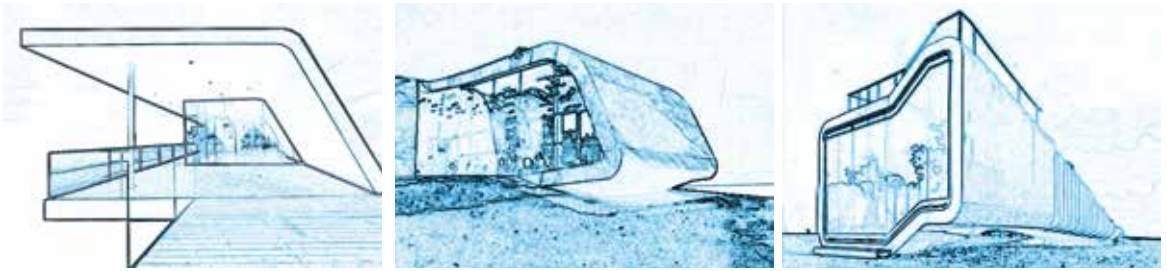


Bild 4: Gebäude mit Radien bis 1 m; von links nach rechts:  
 Honglu Clubhouse, Ordrupgaard-Museum in Kopenhagen und Multimedia-Pavillon in Jinhua

wie zum Beispiel Balkone. Erst ab einem Radius von  $> 2,5$  m ist es möglich, nutzbare Räume zu generieren. Die Radien  $> 2,5$  m und  $< 7$  m finden hauptsächlich in Gebäuden mit Wohn- bzw. kultureller Nutzung Anwendung. Radien  $> 7$  m kommen hauptsächlich im Bereich von gewerblich- bzw. industriell genutzten Gebäuden zur Anwendung.

Ein Großteil dieser Gebäude entstand ab den 1930er Jahren mit dem Boom der Schalentragerwerke bis in die 1960er Jahre. Wichtige Vertreter sind – wie bereits erwähnt – unter anderem PIER LUIGI NERVI (ab 1925), FELIX CANDELA (ab 1950), HEINZ ISLER (ab 1950) und ULRICH MÜTHER (ab 1964). Ab den 1980er Jahren wurden Schalentragerwerke nicht mehr hauptsächlich im gewerblichen Bereich errichtet, sondern auch für Wohngebäude bzw. Bauwerke mit repräsentativen Eigenschaften verwendet.

### 3.5 Antiklastische Radien

Die ersten Bauwerke mit einer annähernd antiklastischen Fläche wurden Ende des 19. Jahrhunderts in Form von Regelflächen erbaut, zum Beispiel Gitter-Wassertürme. Bis in die heutige Zeit gilt es als äußerst aufwendig, Flächen mit doppelt gegensinnig

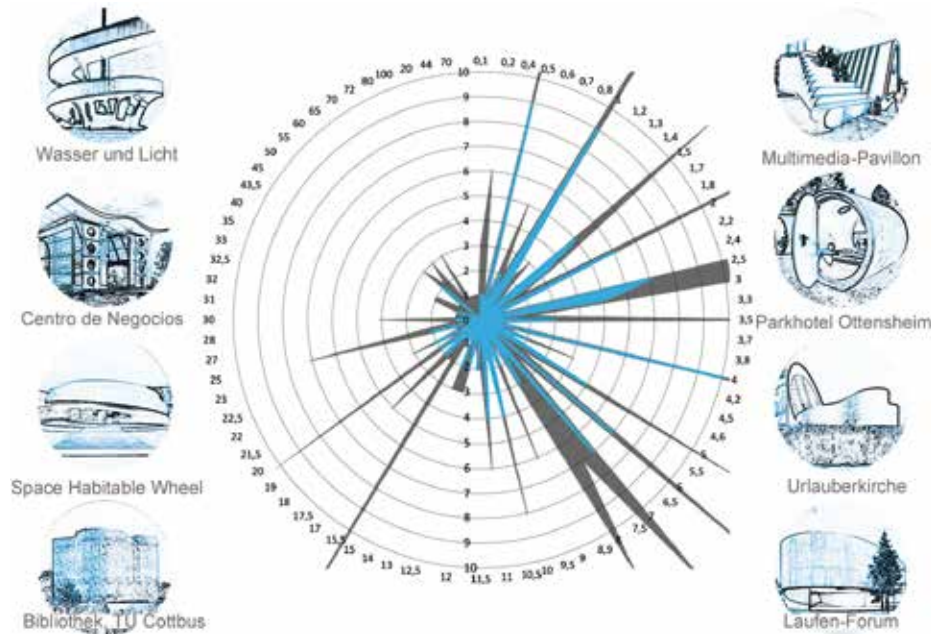


Bild 5: Radiendiagramm mit Gebäuden, die eine einsinnig gekrümmte Fläche aufweisen

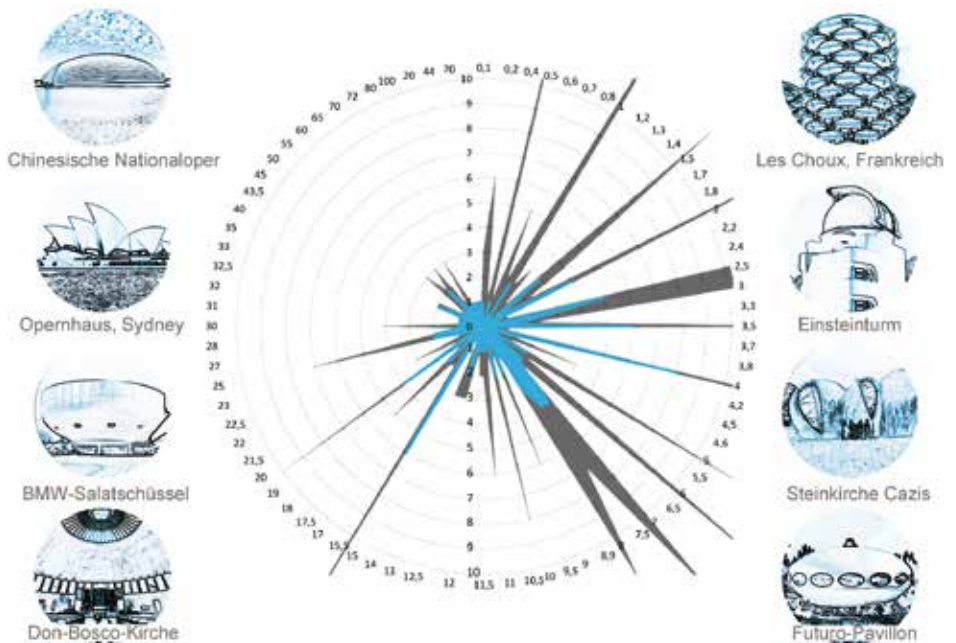


Bild 6: Radiendiagramm mit Gebäuden, die eine synklastisch gekrümmte Fläche aufweisen

gekrümmten Flächen herzustellen. Reine antiklastische Gebäude findet man heute als Funktionsgebäude wie Kühltürme, die grundsätzlich immer in Form von Regelflächen behandelt werden. Abgesehen von Funktionsgebäuden sind Betonbauwerke aufgrund der Schwierigkeit des Schalens eher seltener. Meist kommen antiklastische Betonformen als benötigtes Tragwerk in Form von aussteifenden Treppen oder Dachlandschaften vor (z. B. Rolex Learning Center). Wegen der Komplexität in der Herstellung dienen Gebäude mit antiklastischen Radien bis auf wenige Ausnahmen einem repräsentativen Zweck.

Die Einteilung der Radien in antiklastische Flächen dient an dieser Stelle der Auswertung, grundsätzlich würde man sie jedoch als Freiformflächen bezeichnen. Die große Streuung der Radien liegt begründet im häufig zahlreichen Auftreten von Änderungen der Krümmungsrichtungen, wie z. B. bei Fassadentafeln bzw. beim Projekt Innenausbau der Ausstellungsgalerie des Badausstatters Roca in London. Bei diesen Fassadenflächen kommen Radien von wenigen Zentimetern bis Metern zur Anwendung. Betrachtet man jedoch die Dachlandschaft des Projektes Rolex Learning Center in Lausanne befinden sich alle angewendeten Radien im Bereich  $> 15$  m. Analysiert man die Daten rein nach Radien zum Errichten eines Gebäudes, beispielsweise der Hüllfläche des Projektes Kaufhaus Selfridges in Birmingham oder des Kunsthauses Graz, kommen Radien  $> 5$  m zum Tragen. Die meisten dieser Gebäude werden durch sukzessive Approximation – also der stufenweisen Annäherung – und im Folgenden durch Optimieren und Zerlegen in geeignete Flächen mittels Holztafeln, Stahlskeletten und Glasausfachungen errichtet.

## 4 Schlussbetrachtung

Die Ausgangsfrage dieser Untersuchung bezog sich auf den Bereich von massiven Konstruktionen bzw. Fassadentafeln. Entsprechend beschränken sich die folgenden Auswertungen auch auf diesen Bereich.



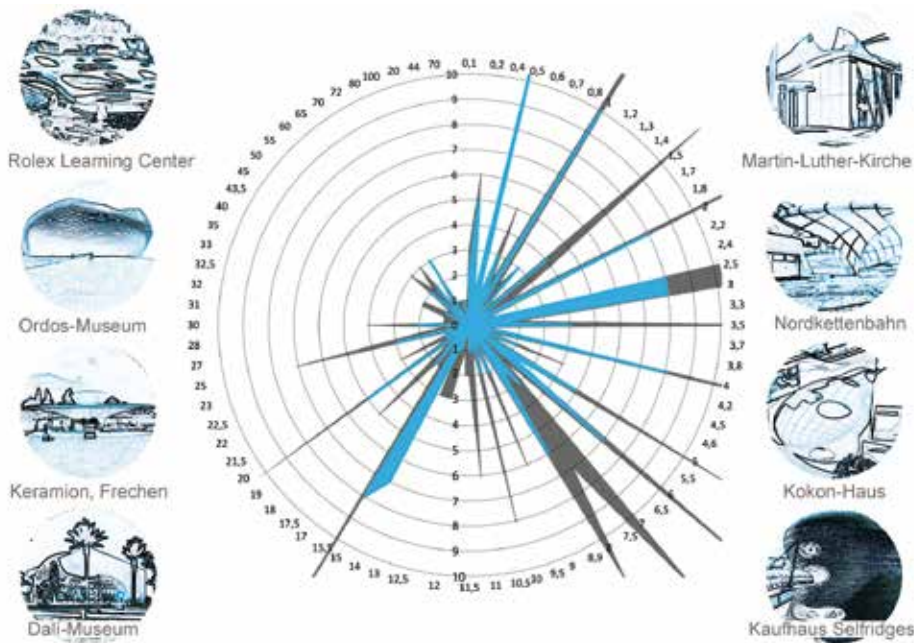


Bild 7: Radiendiagramm mit Gebäuden, die eine antiklastisch gekrümmte Fläche aufweisen

Die eingangs untersuchten Radien wiesen ein breites Feld von am Bau benutzten Radien auf. Den Hauptteil der untersuchten Radien stellen die abwickelbaren einsinnig gekrümmten Flächen mit einem Anteil von 52 % dar, gefolgt von den antiklastischen Flächen mit 38 % und den synklastischen Flächen mit 10 %.

Betrachtet man die Radien der einsinnig abwickelbaren Flächen, bilden sie in Bezug auf den Hochbau den Hauptanteil im Massivbau. Bei Fassadenplatten sind einsinnig gekrümmte Flächen nur mit sehr kleinen Radien zum Beispiel bei der Verwendung als ECKELEMENTE zu finden.

Wie in der Einleitung beschrieben, stellt die Errichtung von Schalungen für einsinnig gekrümmte Flächen mit planem Material keine Probleme dar. Diesem Umstand ist es geschuldet, dass der Hauptanteil der Krümmungen einsinnig ist. Für diese Bauaufgaben sind auf dem Markt systemoptimierte Fertigschalungen (Rundschalungen) mit  $R \geq 1$  m erhältlich.

Synklastische Krümmungen bei vertikalen Bauteilen finden meist Anwendung an Übergängen von Wand zu Dach oder leicht bauchigen Gebäuden, wie beispielsweise die Pfosten-Riegel-Fassade am Projekt P&C Weltstadthaus Köln vom Ingenieurbüro KNIPPERS HELBIG, Stuttgart (Architekt: RENZO PIANO). Grundsätzlich werden die Vorteile einer synklastischen Fläche bei Schalentragwerken genutzt. Hier ist die Abgrenzung von Wand, Decke oder ganzem Gebäude fließend. Betrachtet man aber rein vertikale Bauteile, so sind Radien  $> 6$  m von Bedeutung.

Bei antiklastischen Flächen muss unterschieden werden in Fassaden oder massive Wände. Diese meist komplexen Formen finden oft bei repräsentativen Gebäuden Anwendung. Massiv aus Beton errichtete Gebäude sind aber aufgrund der aufwendigen Schalung seltener. Beispielhafte Projekte sind unter anderem der Neue

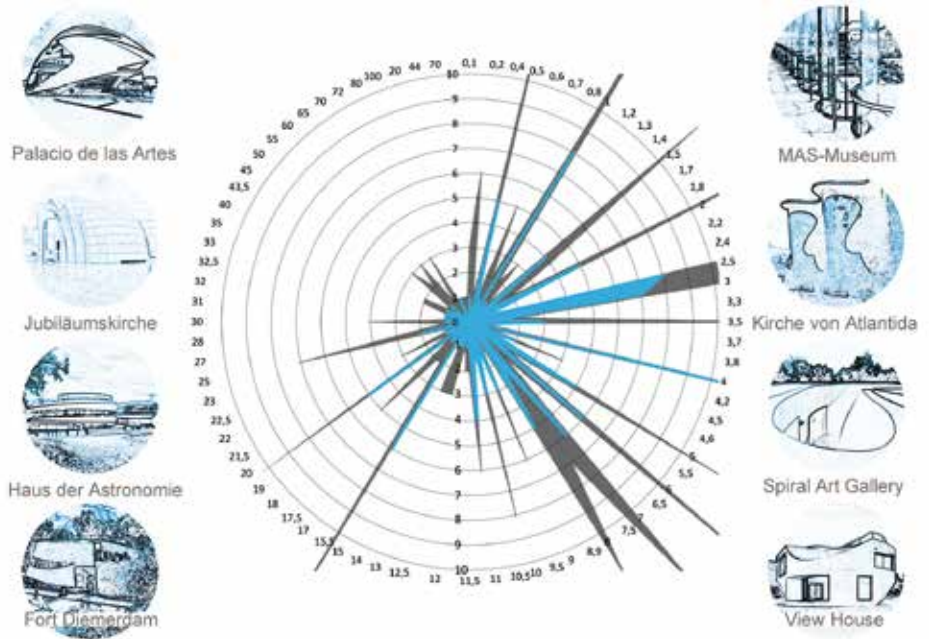


Bild 8: Radiendiagramm mit den relevanten Radien zur Erzeugung einer Außenhülle

Zollhof (Düsseldorf, 1999), das MARTa (Herford, 2005), beide von FRANK O. GEHRY entworfen, und der Pavillon Blank (Colomiers, Frankreich, 1999) von RUDY RICCIOTTI Architects.

Beschäftigen wir uns nach der Betrachtung der Verteilung der in der modernen Architektur vorkommenden Radien mit den Herstellungsmethoden, so ist festzustellen, dass aufbauend auf den eingangs beschriebenen Schalungstechnologien entsprechend der Forderung von frei geformten Betonkonstruktionen ein Entwicklungsdruck im Sinne der Formenvielfalt und Wirtschaftlichkeit entsteht. So ist beispielsweise beim Projekt Neuer Zollhof aufgrund der fehlenden Schalungstechnik die Realisierung mittels in Formen gefrästen Polystyrolblöcken für die Schalung der Betonfertigteile erfolgt (PEER [13]). Entsprechend war es zu diesem Zeitpunkt noch nicht möglich, die Betonwände tragend auszuführen. Im Gegensatz hierzu konnte das Projekt MARTa in Herford sechs Jahre später massiv in Ort beton ausgeführt werden, da die Schalungstechnologie weiterentwickelt worden war (GRUNEWALD [13]). Dieser Vorgang der Technologieentwicklung sowie die dargestellten Beobachtungen zu den im Einzelnen vorkommenden Radien legen die Notwendigkeit der Weiterentwicklung von frei formbaren Schalungssystemen nahe, um dem Wunsch nach wirtschaftlich und konstruktiv darstellbaren Schalungssystemen zu entsprechen.

Nach abgeschlossener Analyse der Daten stellten sich die relevanten Radien zur Erzeugung von Hüllflächen (Wänden)  $> 4$  m heraus. Diese Daten bilden die Grundlage für das Teilprojekt Grundlagen zur Entwicklung adaptiver Schalungssysteme für frei geformte Betonbauteile des Schwerpunktprogramms SPP 1542 zur Vorkonfiguration einer adaptiven Schalfäche (siehe Beitrag von MICHEL & KNAACK im vorliegenden Band).

## Literatur

- [1] GIRMSCHIED, G.; KERSTING, M.: Prozessbasierte Entscheidungsmodelle für die Auswahl projektspezifischer Schalungssysteme. Eigenverlag des IBI an der ETH Zürich, 2010.
- [2] MÜLLER, H.: Rationalisierung des Stahlbetonhochbaus durch neue Schalverfahren und deren Optimierung beim Entwurf. Dissertation, Karlsruhe, 1972.
- [3] RATHFELDER, M.: Moderne Schalungstechnik. Grundlagen – Systeme – Arbeitsweisen. München: Mi-Wirtschaftsbuch, 1992.
- [4] HOFFMANN, F.; MOTZKO, C.; CORSTEN, B.: Aufwand und Kosten zeitgemäßer Schalverfahren. 3. Aufl., Neu-Isenburg: Zeittechnik Verlag, 2012.
- [5] REICHLE, E.: Einflussfaktoren für Aufwandswerte bei Schalarbeiten. TIEFBAU (2002), Heft 11, S. 624–626.
- [6] KOWALSKI, R.-D.: Schaltechnik im Betonbau. Düsseldorf: Werner Verlag, 1984.
- [7] SCHMITT, R.: Die Schalungstechnik: Systeme, Einsatz und Logistik. Berlin: Ernst & Sohn, 2001.
- [8] HOFFMANN, F. H.: Schalungstechnik mit System. Berlin: Bauverlag, 1999.
- [9] HEINLE, E.; SCHLAICH, J.: Kuppeln aller Zeiten – aller Kulturen. Stuttgart: Deutsche Verlags-Anstalt, 1996.
- [10] KIND-BARKAUSKAS, F.; KAUSEN, B.; POLÓNYI, S.; BRANDT, J.: Beton Atlas. 2. Aufl., Berlin: Birkhäuser, 2001.
- [11] GIRMSCHIED, G.; KERSTING, M.: Rational schalen. Der Bauingenieur (09/2011), S. 50–51.
- [12] LAZO, C. E.: FRANK GEHRY. Minneapolis: Lerner Pub Group, 2005.
- [13] PEER, A.: Der neue Zollhof in Düsseldorf. Innovative Schalung für ein außergewöhnliches Bauprojekt. beton 48 (1998), Heft 9, S. 538–544.

### **Grundlagen zur Entwicklung adaptiver Schalungssysteme für frei geformte Betonbauteile**

#### **Projektleiter**

Prof. Dr.-Ing. Ulrich Knaack

#### **Projektbearbeiter**

Dipl.-Ing. Matthias Michel  
Sascha Hickert M.A.

#### **Projektlaufzeit**

09/2011 – 08/2014

#### **Partner**

TU Darmstadt – Institut für Massivbau,  
Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner

#### **Web**

<http://www.hs-owl.de/fb1/studium/lehrgebiete-e-g/entwerfen-konstruieren.html>

# Grundlagen zur Entwicklung adaptiver Schalungssysteme für frei geformte Betonbauteile

Matthias Michel  
Ulrich Knaack

Fachbereich 1,  
Hochschule  
Ostwestfalen-Lippe

Bei gekrümmten Bauformen aus Beton bestimmt die Schalung den Aufwand maßgeblich. Formaktive frei geformte Betonstrukturen sind effiziente Tragwerke, werden aber durch hohe Schalungskosten oft unwirtschaftlich. Eine wandelbare Schalung für Ortbetonstrukturen, die mehrmals einsetzbar und computergestützt immer wieder in andere Formen zu bringen ist, wird positive Auswirkungen auf die Umsetzung solcher Tragwerke haben. Dieser Aufsatz fasst die grundlegenden Erkenntnisse der Forschung zu diesen Schalungssystemen zusammen. Beschrieben werden die gefundenen Typologien der Aktuator-Schalhaut-Systeme, ihre verschiedenen Funktionsweisen, Anforderungen und geometrische Gesetzmäßigkeiten. Anhand der Entwicklung eines Materialgefüges wird der Umgang mit dem systemimmanenten Widerspruch behandelt, dass ein adaptives Schalmaterial großen Frischbetondrücken widerstehen muss, gleichzeitig aber zur Umformung ‚weich‘ zu sein hat.

## 1 Einführung

Beton ist per se das ideale Material für freie Formen. Es gibt in der Tat kein anderes Material, das als hoch performantes Strukturmaterial und als Raumabschluss gleichermaßen eingesetzt werden kann und dabei eine scheinbar grenzenlose formale Freiheit bietet. Zudem sind Schalentragwerke aus Beton in Verbindung mit den neuzeitlichen Formfindungsmethoden leichte und materialeffiziente Tragwerke. In Bezug auf die Materialisierung freier Formen werden im aktuellen Baugeschehen jedoch tendenziell Stahl- oder Holztragwerke bevorzugt. Man kann hier ohne Schalung arbeiten, die einen Großteil des baulichen Aufwands erfordert. Die Beispiele für das Ausweichen auf andere Materialien aus diesen Gründen sind nahezu so alt wie das Material selbst.

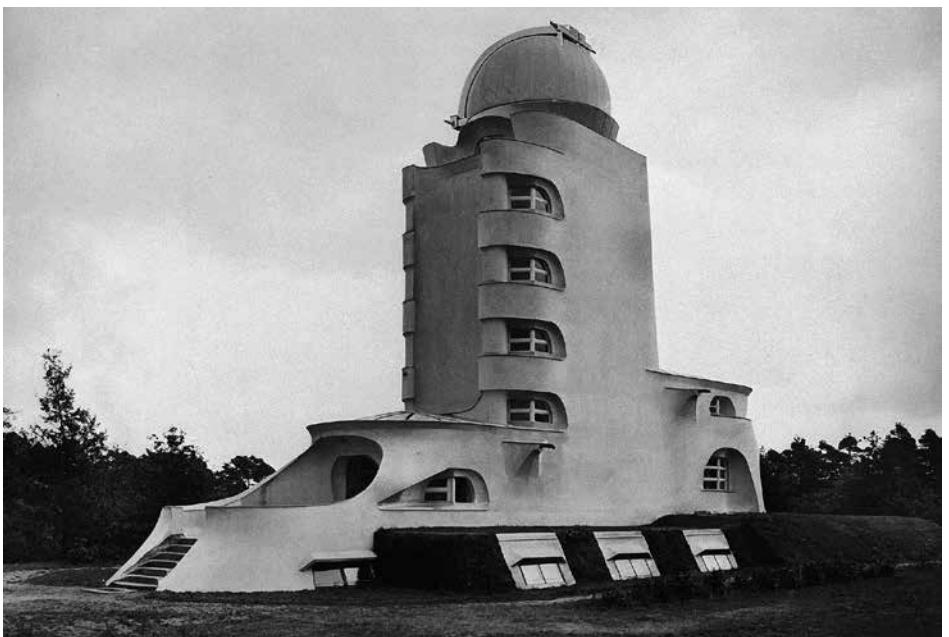


Bild 1:  
*EINSTEIN-Turm von  
ERICH MENDELSON,  
fertiggestellt 1922  
[Foto: Camiel  
Coenen, CC BY-SA  
3.0]*



*Bild 2: Herstellung der Schale für das Gebäude des Nationalkongresses in Brasilia  
[Foto: Marcel Gautherot]*

Der 1917 entstandene expressionistische Entwurf des Einsteinturms von ERICH MENDELSON war motiviert durch die vergleichsweise junge Einsicht, dass das Material Beton dem Entwerfenden keine formal limitierenden Regeln aus seiner Materialität heraus auferlegt. Während freie Formen der Ingenieurtragwerke mathematisiert wurden, um beispielsweise aus geraden Brettern geschalt werden zu können, folgten Mendelsohns Flächen keinem von einer Produktionstechnik abgeleiteten Prinzip. Dass das Gebäude einige Jahre später aus Ziegelmauerwerk errichtet wurde, ist Folge dieser Tatsache, denn eine passende Schalungstechnologie existierte nicht und seinerzeit waren leichter hochqualifizierte Maurer zu finden als Zimmerleute oder etwa Bootsbauer [1]. So waren auch die Flächen der späteren frei geformten Entwürfe von FÉLIX CANDELA, der vorwiegend in Mexiko gewirkt hat, oder des brasilianischen Architekten OSCAR NIEMEYER nie ‚willkürlich‘ geformt, sondern integrierten Belange des Lastabtrags und der Schalungstechnik gleichermaßen [2]. Die per Regierungsdekret steigenden Mindestlöhne in Mexiko Mitte der 1960er Jahre führten zum abrupten Ende der Ära frei geformter Stahlbetonstrukturen wie denen von FÉLIX CANDELA [3].

Die digitale Befreiung in der Architektur der Gegenwart bringt frei geformte Architekturelemente aus Stahlbeton zurück. Schalungen werden aktuell computergestützt zum Beispiel in Holzbauweise mit einer Rippen- und Spanten-Technik aufgebaut, wie etwa das Schalentragwerk des EPFL Learning Center in Lausanne [4]. Bei der Realisierung verschiedener Entwürfe des kalifornischen Architekten FRANK O. GEHRY wie am Neuen Zollhof in Düsseldorf wurde die Schalung aus gefrästen Hartschaumblocken meist für die Produktion von Stahlbeton-Fertigteilen hergestellt [5]. Wie schon deren Vorgänger sind solche Schalungssysteme aufwändige Einweglösungen, die nach Nutzung zerstört und entsorgt werden müssen.

Man kann erkennen, dass auch heute noch der enorme Aufwand an Material und an Arbeitskraft die Entstehung bestimmter baulicher Formen bis zu deren Inexistenz erschwert. Eine Analyse von HICKERT zeigt, dass freigeformte, lang gestreckte, schwach bis moderat gekrümmte Ortbetonwände fast nicht aufzufinden sind [6]. Grund hierfür ist der überaus hohe Schalungsaufwand.



Bild 3: Links: Einsinnig gekrümmte Ortbetonwand beim LAUFEN Forum, dem Besucher- und Präsentationszentrum der Keramik Laufen AG in Laufen [Foto: Nissen & Wentzlaff]; Rechts: Automobildesign als Vorreiter der Architektur. Ästhetik zweisinnig flach gekrümmter Flächen: Gina Design [Foto: Thomas von Salomon, BMW Group]

Es ist vorhersehbar, dass eine Schalung, die variable Geometrien annehmen und mehrfach verwendet werden kann, für die Errichtung von Schalenträgwerken und den genannten frei geformten Architekturelementen einen großen Einfluss haben wird. Besonders relevant wird diese Technik bei frei geformten Ortbetonbauteilen sein, wie sie bei formaktiven Tragwerken vorkommen.

## 2 Stand der Forschung

Aktuell bestehen verschiedene Patente und auch Realisierungen von adaptiven Schaltschen, also von Systemen für die liegende Herstellung, die alle bislang nicht zur Erstellung tragender Betonbauteile verwendet werden konnten. Einen vielversprechenden Ansatz liefert das Dänische Startup-Unternehmen Adapa SpA, deren System für das Gießen von Hartschaumblocken verwendet wird, die im Nachgang als Schalung für Faserbeton-Fassadenpaneele dienen [7].

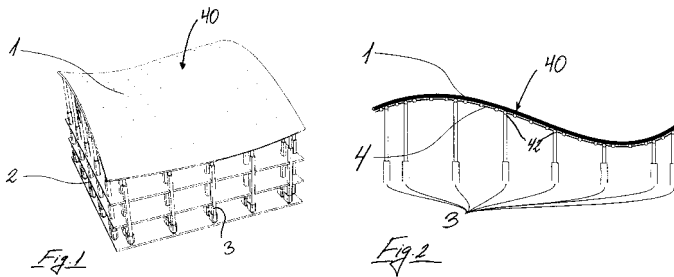
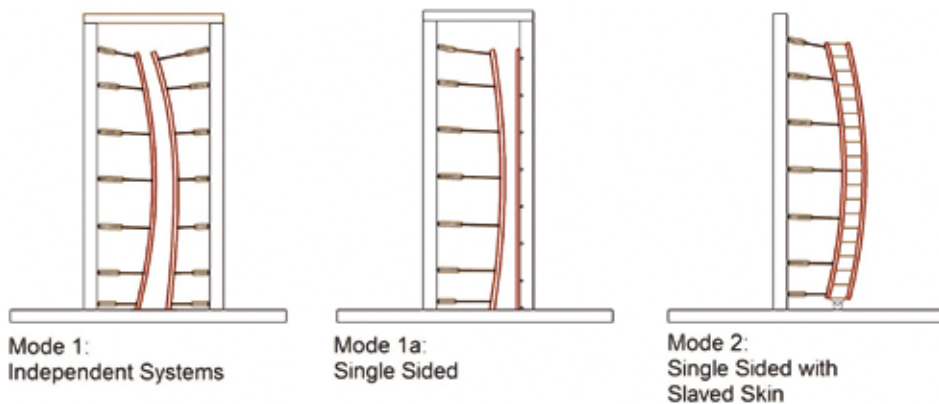


Bild 4: oben: Patent-Skizzen von Adapa ApS. (Patent US 20130299084 A1); unten: Forschung von SCHIPPER (TU Delft) an Betontechnologie für adaptive Formtische [Fotos: Roel Schipper]

Forschung an diesen liegenden Systemen wurde und wird an der TU Delft durch VOLLERS & RIETBERGEN [8] und SCHIPPER ET AL. [9], [10] geleistet. Letzterer fokussiert auf die Beschaffenheit von Faserbeton-Halbzeugen für die Umformung auf variablen Formwerkzeugen.

Im vorliegenden Forschungsvorhaben im Rahmen des DFG-geförderten SPP 1542 wird auf die Grundlagen adaptiver wiederverwendbarer Schalungen für geneigte und aufrechte Ortbeton-Tragwerke fokussiert, die eine zweihäuptige



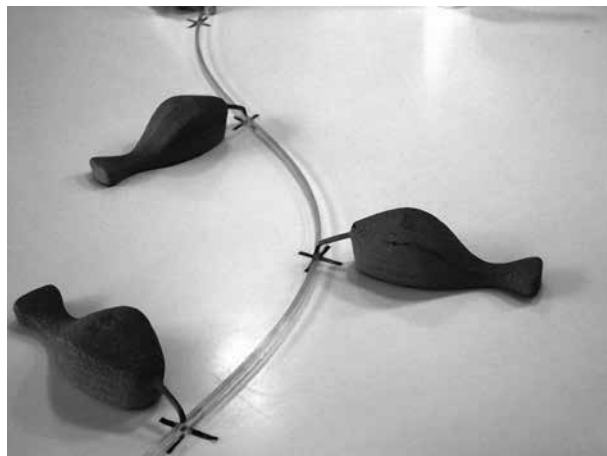
*Bild 5: Verschiedene Wirkungsprinzipien wandelbarer aufrechter Betonschalungen: links: beidseitige unabhängige Schalfläche; Mitte: einseitige Nutzung der Adaptivität; rechts: gekoppeltes System mit dichter Durchankerung*

Schalung erfordern. Neben dem großen ökonomischen Potenzial dieser Technik wird in der Ortbetonbauweise eine deutlich größere Relevanz für die Erstellung von formaktiven Flächentragwerken, wie Betonschalen, erkannt. Schließlich stellt ein hoher Frischbetondruck in Verbindung mit der Zweischaligkeit besondere Anforderungen an die Schalungssteifigkeit dar, die ein eigenständiges Gebiet der Forschung in diesem Bereich umreißen. Grundlegende Ergebnisse lassen sich dennoch auch auf liegende Systeme übertragen.

### 3 Funktionsweise der aufrechten Systeme

Ein adaptives Schalungssystem basiert auf einem oder mehreren Rastern eng nebeneinander angeordneter hydraulischer oder elektromechanischer Aktuatoren, deren Hubglieder computergesteuert ein- und ausfahren können und somit eine definierte Form in ein elastisch umformbares Schalmaterial einprägen. Diese formgebenden Schalflächen stehen aufrecht innerhalb eines stützenden Gerüsts und werden von den Aktuatoren geführt und gehalten. Für die Ausbildung des formgebenden Systemteils sind verschiedene Konzepte evaluiert worden. Für einen einseitigen Aufbau einer adaptiven Schalfläche sind Materialkonzepte erforderlich, die dem vollen Frischbetondruck widerstehen können. Hinsichtlich dieser für die Materialkonfiguration maßgeblichen Last wird parallel ein dicht durchankertes System evaluiert, das aus einer durch Aktuatoren umformbaren Fläche besteht, an die eine weitere Fläche dicht verankert gekoppelt ist. Hier werden keine Lasten aus dem Betondruck auf die Aktuatoren abgegeben, da die dichte Verankerung diese Kräfte kurzschließt.

Die Funktionsweise der Umformung folgt den Prinzipien, die vor der Einführung digitaler Techniken zur Generierung von Interpolationsformen genutzt wurden. Frei geformte Flächen können als eine Abfolge von Spline-Kurven verstanden werden, die eine Fläche ergeben. Der Begriff Spline ist heute fest mit Funktionen des CAD



*Bild 6: Sogenannte Spline Ruler mit Spline Weights  
[Foto: Carl de Boor]*

assoziiert und dient als Sammelbegriff für Freiformkurven höheren Grades. Im Schiffsbau und später auch im Flugzeug- und Karosseriebau wurde früher als Spline ein dünnes biegsames Lineal bezeichnet, das, an definierten Punkten durch Gewichte (sogenannte Spline Weights) fixiert, einen weichen und stetigen Kurvenverlauf im Zustand minimaler Biegeenergie und Krümmungsstärke annahm.

In Bezug auf unsere Schalfläche kann die physische Spline als Faser dieser Fläche verstanden werden, während die Aktuatoren Festpunkte ähnlich der Spline Weights darstellen, die die lokale Translation vorgeben. Während die digitale Spline ein breites Spektrum an Krümmungsabfolgen annehmen kann, ist das physische Vorbild durch seine mechanischen Eigenschaften limitiert. Um sich einer gegebenen Geometrie durch elastische Umformung von Stäben oder Flächen anzunähern, sind sowohl Steifigkeit und Elastizitätsgrenze als auch der Abstand der Festpunkte von Bedeutung.

Für die Konfiguration einer wandelbaren Schalung, die auf elastischer Umformung basiert, wurden daher folgende Punkte als fundamentale Parameter identifiziert, die in gegenseitiger Abhängigkeit stehen:

- Aktuator-Abstand,
- Krümmung,
- Steifigkeit und Elastizitätsgrenze des Materials,
- Einwirkende Last (z. B. aus Frischbeton).

Die genannten Punkte bestimmen die Konfiguration des Systems und die zu erwartende Leistungsfähigkeit bei der Annäherung an gegebene Geometrie. Im Rahmen der Forschung an diesen Systemen ist daher das Herleiten von Konfigurationsregeln aus genannten Parametern ein zentraler Inhalt.

## 4 Aktuatorsysteme

Das Verhalten des Gesamtsystems erreicht durch die Interaktion zwischen Schalfläche und Aktuatoren einen zunächst unerwarteten Komplexitätsgrad: Liegende wandelbare Formtische, wie sie Gegenstand der Forschung z. B. bei SCHIPPER sind, sehen keine feste Verbindung zwischen Schalfläche und Aktuatoren vor. Wenn eine Krümmung eingepreßt wird, gleitet die Schalfläche auf den Aktuatorspitzen. Die Aktuatoren selbst sind vertikal stehend eingespannt und bilden eine strikt vertikale Bewegungsrichtung ab. Dieses Modell ist analytisch gut zu erfassen und ähnelt gut dem Spline-Prinzip. Von den Anforderungen der im Projekt betrachteten aufrecht stehenden Systeme weicht dieses Prinzip jedoch ab.

Bei aufrechten Systemen kommt den Aktuatoren auch eine stabilisierende Funktion für die Schalhaut zu. Sie müssen fest mit dieser verbunden sein. Sobald aber die Aktuatoren mit ihren Spitzen unverschieblich an der Schalungsfläche angebracht sind, werden sie sich neigen, wenn eine Krümmung eingestellt wird, da die Sehne der gekrümmten Schalfläche sich verkürzt [11]. Bei liegenden Schaltischen können beide Varianten, also lose Aktuatoren und fest angeschlossene, realisiert werden, wenn die Auflast aus dem Werkstück groß genug ist, auftretende Zugkräfte zu überdrücken.

Der vermeintlich kleine Unterschied bringt für die analytische oder numerische Abbildung der Systeme weitreichende Konsequenzen. Der Prozess, bei dem sich neigende Aktuatoren eine elastische Fläche an eine gegebene Geometrie heranführen, kann nicht in einem Schritt berechnet werden, wie es beim einfacheren System der starren Aktuatoren der Fall ist. Um das System besser kennenzulernen, wurde im Rahmen des





*Bild 7: Das aus dem Forschungsvorhaben VOLLERS & RIETBERGEN der TU Delft [10] hervorgegangene Funktionsmodell, das links zu sehen ist, wird umgebaut und als Versuchsträger genutzt. Es wurden Arme zur Spannweitenverkürzung nachgerüstet und es erfolgte ein Umbau hin zu schwenkbar gelagerten Aktuatoren. [Fotos: Ulrich Knaack]*

Forschungsvorhabens eine Simulationsumgebung programmiert und ein bestehendes Funktionsmodell so modifiziert, dass es eine Entsprechung zum digitalen Modell darstellt. Das digitale Modell bildet die Schalfläche in ihren mechanischen Eigenschaften näherungsweise ab, und minimiert iterativ die Abweichung der Schalfläche zur Sollgeometrie durch Berechnung des hierzu nötigen Aktuator-Hubs.

Skizzenhaft zusammengefasst werden folgende Schritte abgearbeitet, die zur Annäherung der Schalfläche an eine vorgegebene zweisinnig gekrümmte Form führen: Auf den Flächenabschnitt wird ein Raster projiziert und der initiale Aktuator-Hub wird berechnet. Das Einprägen der Krümmung aus der Aktuator-Bewegung wird numerisch am Stabmodell simuliert. Durch Verkürzen der Sehne der nun gewölbten Schalfläche werden die Aktuatoren in Schiefstellung gebracht. Durch diese Schiefstellung verändert sich die Oberflächenkrümmung der Schalfläche. Eine Kompensation durch Nachführen des Aktuator-Hubs wird erforderlich, wodurch sich wiederum die Aktuator-Neigung ändert, was wiederum den eingestellten Hub zu Annäherung an die Fläche beeinflusst. Dieser Prozess wird wiederholt, bis eine Konvergenz erreicht ist.

Danach generiert die Simulationsumgebung die Steuerungsdaten für die jeweiligen Aktuatoren, indem für jeden Aktuator adressierte Kommandos generiert werden. Zunächst werden alle Aktuatoren in Mittelstellung gebracht, von welcher aus das Erreichen der Extremlpositionen in kürzester Zeit möglich ist. Die Geschwindigkeit der jeweiligen Aktuatoren wird in Abhängigkeit zu deren Wegstrecke so angepasst, dass alle Aktuatoren ihre Position in der gleichen Zeit erreichen. Fehler im Timing führen zu Verspannungen im System. Die Steuerungsdaten werden direkt über eine Schnittstelle an die Aktuatoren gesendet, die an einem seriellen Bus angeschlossen sind.

Die dezentrale Logik der Aktuatoren setzt die Befehle selbständig um. Hierzu steuert ein Embedded System, also ein eigenständiger Prozessor, der Kommunikation, Wegstreckenmessung und deren Berechnung, Endabschaltung und letztlich auch die Motorsteuerung des Aktuators übernimmt, jeden Aktuator individuell. Für die Aktuatorsteuerung des Funktionsmodells wurde auf die Arduino-Plattform zurückgegriffen.

## 5 Adaptive Schalfläche

Es liegt in der Natur jedes flächigen steifen Materialgefüges, der zweisinnig gekrümmten Umformung zu widerstehen. Das Materialverhalten ähnelt in der Regel dem eines Blattes Papier, das man über einen runden Gegenstand wie einen Ball oder das eigene angewinkelte Knie ausbreiten möchte. Die Ränder neigen dazu, eine wellige Form anzunehmen, während die Mitte – unter Zugkräften gespannt – bald einen Riss durch

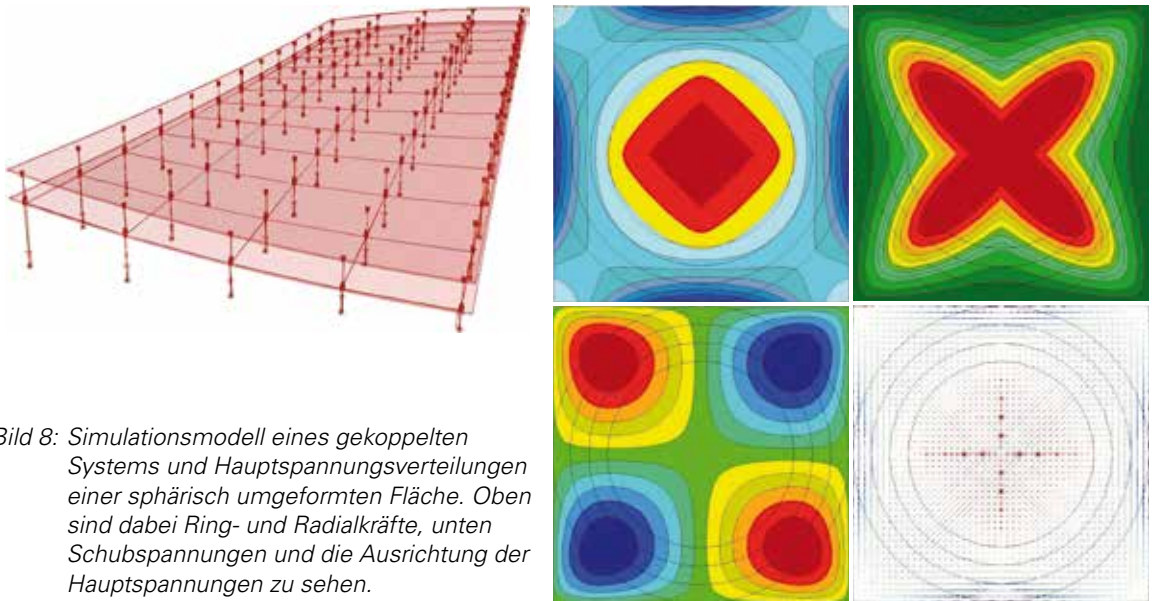


Bild 8: Simulationsmodell eines gekoppelten Systems und Hauptspannungsverteilungen einer sphärisch umgeformten Fläche. Oben sind dabei Ring- und Radialkräfte, unten Schubspannungen und die Ausrichtung der Hauptspannungen zu sehen.

den Wölbungsscheitel erfährt. Nimmt man ein gewebtes Textil, erkennt man zusätzlich, dass sich die Ecken rhombisch verzerren. Man kann also leicht ableiten, dass ein flaches Material unter solcher erzwungener Umformung entlang der Ränder Druckkräften unterliegt, im Zentrum radiale Zugkräfte wirken und an den Ecken eine Schubverzerrung besteht.

Ein ideal umformbares Material würde sich axial leicht drücken, ziehen und verzerren lassen. Auf der anderen Seite erwarten wir von diesem idealen Material, dass es der Last aus dem Frischbeton zwischen den Aktuatoren durch Biegewirkung widersteht – widersprüchliche Anforderungen, für die nur in einer Kompromissfindung Lösungen zu erwarten sind.

Im handwerklichen Formenbau sind gestanzte Blechhalbzeuge verbreitet, die man auf Grund ihrer Lochung gut an zweisinnig gekrümmte Körper anpassen kann. Ein Produkt namens Formetal® lieferte die entscheidende Inspiration, das Potenzial von Perforati-

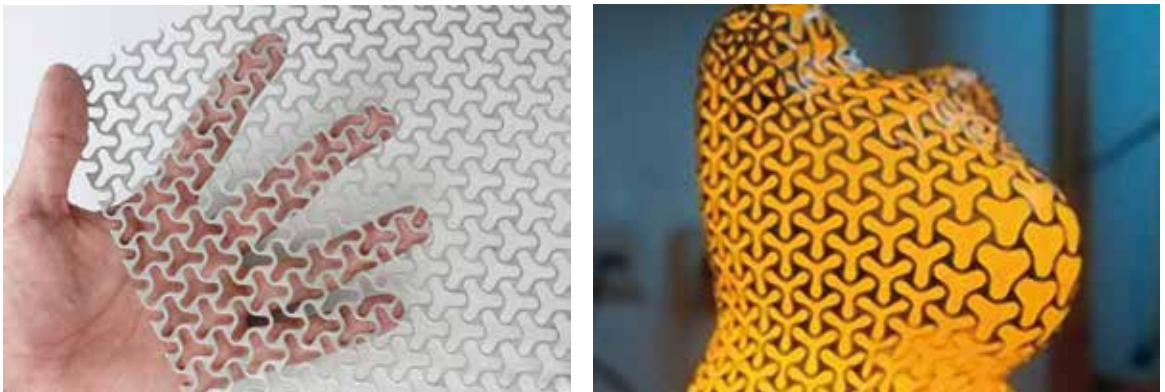


Bild 9: Drapierbares Lochblech, hier: Produkt Formetal® [Fotos: DINOSAURIER-Werkzeuge Trading GmbH]

onen für ein adaptives Schalmaterial auszuloten. Seine Y-förmigen Lochungen lassen ein Netz aus dreieckigen Knotenflächen zurück, die mit geschweiften Armen verbunden sind. Die versetzte Anordnung der Knoten bewirkt eine häufige Lastumleitung im Gefüge, die jeweils Biegung in die geschweiften Verbindungarme induziert. Zusätzlich sind die geschweiften Arme exzentrisch um den Mittelpunkt der Knoten angesetzt, so dass die induzierte Biegung eine Verdrehung des Knotens um seine Hochachse bewirkt. Diese Mechanismen machen die gute Umformbarkeit der Perforation aus, da sie große axiale Längenänderungen durch Plastifizieren erlauben.

Für den eigenen Ansatz wurde sich diesem Prinzip in abgewandelter Form angenähert. Der Einsatz einer ‚durchlöchernten‘ Schallfläche bedingt freilich, dass diese mit einer weiteren hochelastischen Membran abgedeckt wird, um eine dichte Schalung zu erhalten. Auch ist von dieser Konfiguration zu erwarten, dass sich die abgedeckte Perforation dennoch leicht im Beton abzeichnen wird. Dieses wird zunächst in Kauf genommen.

Um die Verzerrung unter Schub zu erleichtern, wird für den eigenen Ansatz eine rectangular Anordnung der Knoten gewählt. Die geschweiften Verbindungen resultieren aus dem Wunsch, jeweils exzentrisch an die Knoten anzuschließen. Die Verdrehung der Knoten gegenüber der achsenparallelen Ausrichtung kann diese Exzentrizität steigern oder abmindern und damit die Umformeigenschaften beeinflussen.

Die Geometrie wurde in der parametrischen Entwicklungsumgebung Grasshopper des NURBS-Modellers Rhinoceros® parametrisiert. Es ist möglich, bestimmte Perforationsparameter wie die Größe und Drehung der Knoten oder den Verschweifungsgrad der Verbindungen inkrementell zu verändern. Aus der so parametrisierten Geometrie der Perforation werden automatisiert Simulationsmodelle aufgebaut, die, entsprechend gelagert und moderat belastet, einem angekoppelten Solver zugeführt und nach Theorie I. Ordnung unmittelbar nach dem Einsteuern der Parameter berechnet werden. Hierdurch können Parameter inkrementell verändert werden und die Auswirkungen auf axiale Umformbarkeit bzw. Biegesteifigkeit aufgezeichnet und als Verlauf evaluiert werden.

Als maßgebliche Parameter wurden für das exemplarisch gewählte Perforationsmuster Größe und Drehwinkel der Knoten (im Diagramm mit ‚Core‘ bezeichnet) identifiziert. Für mehrere Größenstufen der Knoten wurden jeweils Serien berechnet, bei der der Drehwinkel der Knoten (im Diagramm ‚Twist‘ benannt) variabel

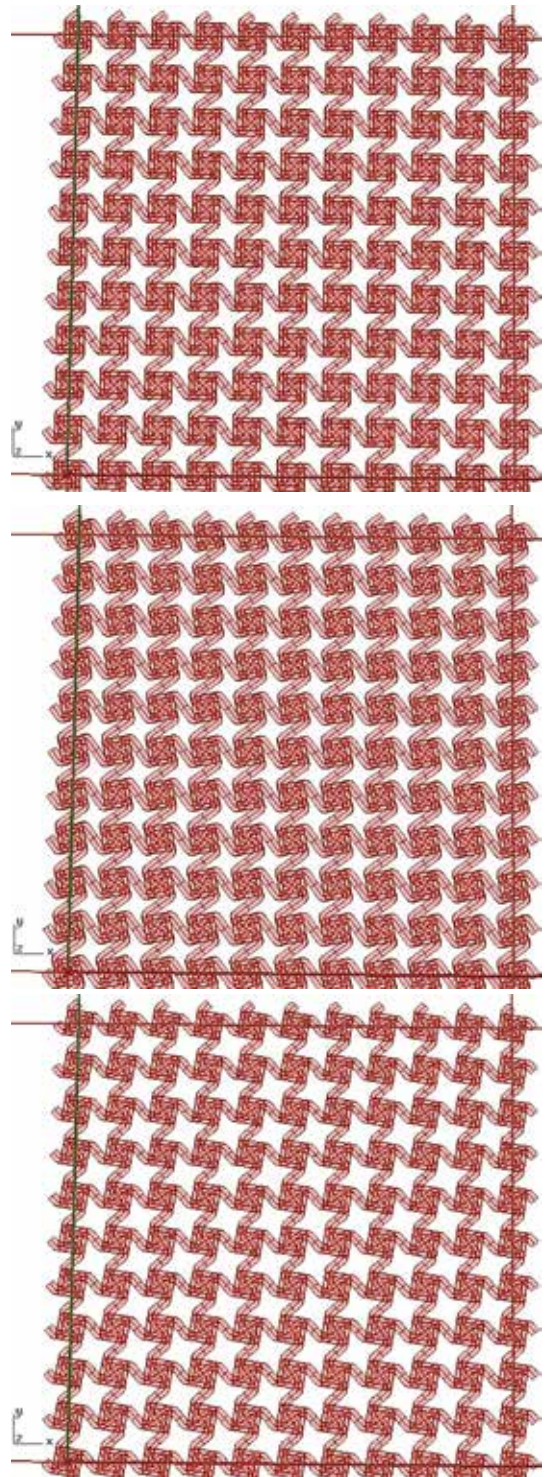


Bild 10: Verschiedene Instanzen eines Perforationsprinzips: je stärker die Knoten-Elemente verdreht werden, desto ‚weicher‘ wird das Gefüge

war. Für jede dieser Serien wurde die Umformarbeit für axiale Normalkräfte und für Schubkräfte sowie die Umformarbeit bei Biegung gegen die Materialebene aufgezeichnet. Die Fragestellung der Untersuchung war, inwieweit die Biegesteifigkeit erhalten und gleichzeitig die Axialsteifigkeit reduziert werden kann. Indem ein heterogenes Materialgefüge wie nachfolgend beschrieben gewählt wurde, konnte der ‚Spread‘ zwischen Axial- und Biegesteifigkeit positiv beeinflusst werden, so dass bei einem Verdrehwinkel von etwa 25° gegenüber einem neunzigprozentigem Abfall der axialen Steifigkeit die Biegesteifigkeit nur um 60 % verringert wird.

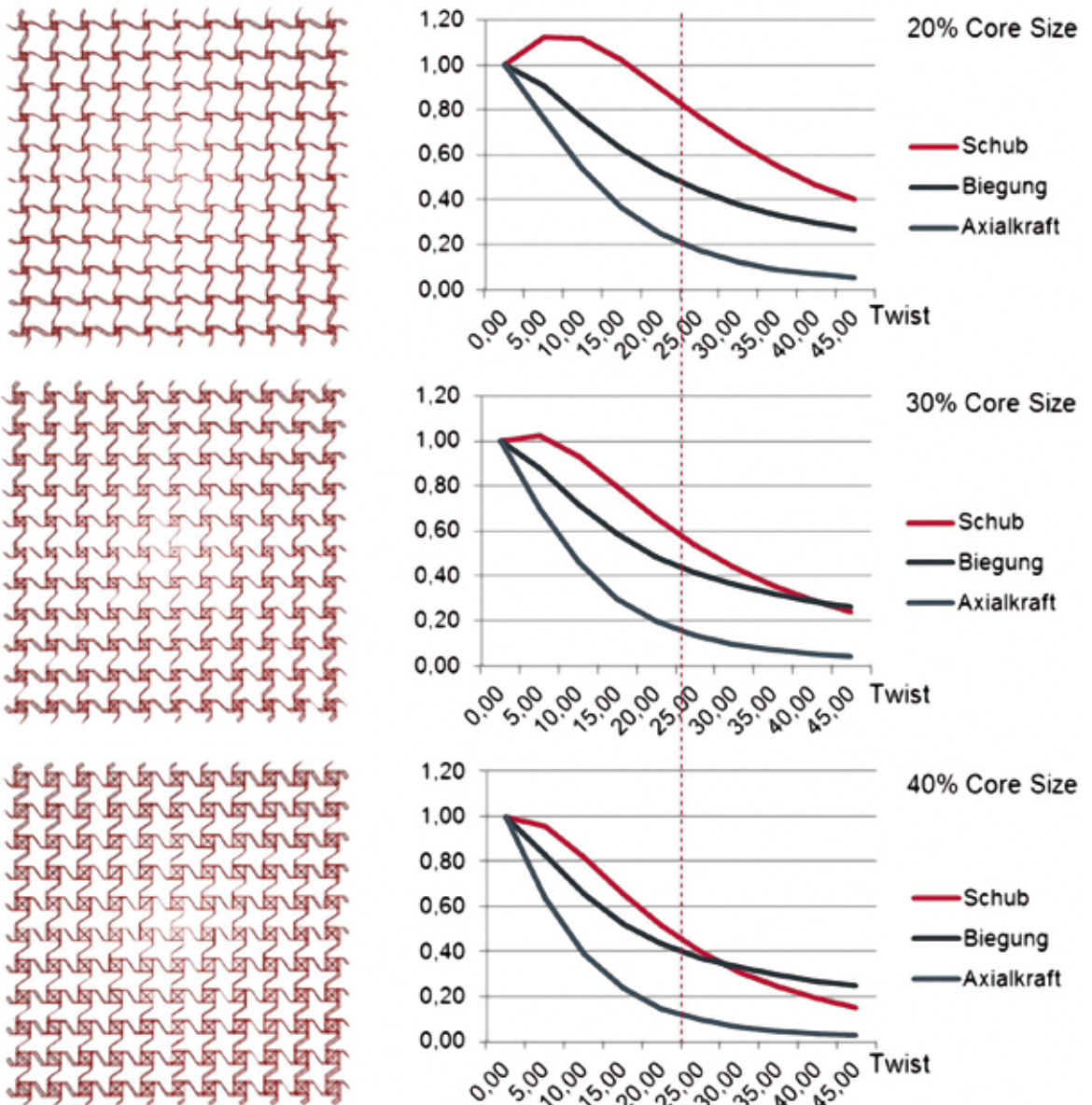


Bild 11: Analyse der Perforationen unter variablen Drehwinkeln der Knoten. Die axiale Steifigkeit fällt bei zunehmender Verdrehung der Knoten stärker ab als die Biegesteifigkeit.

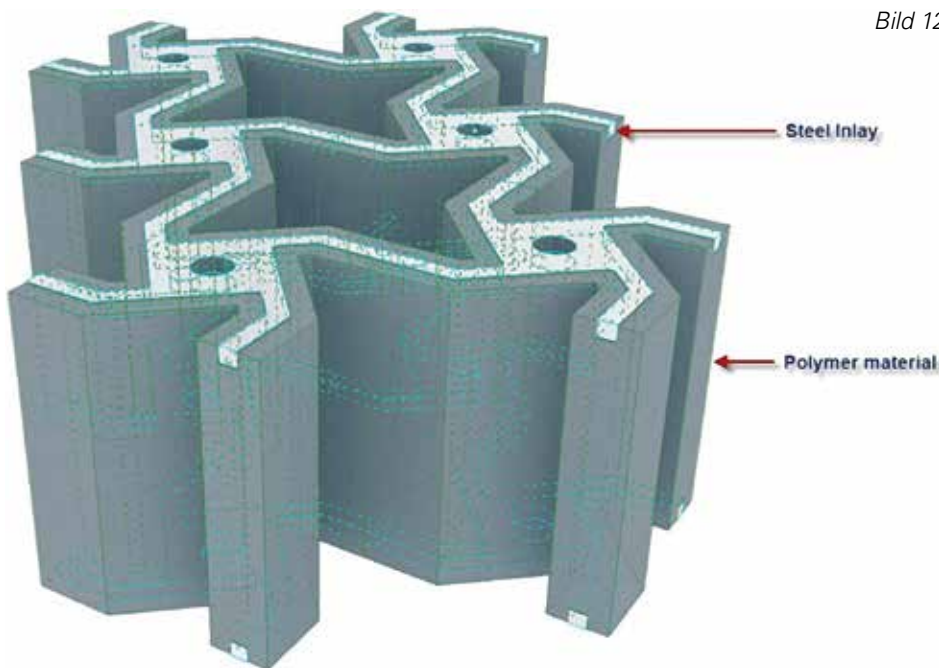


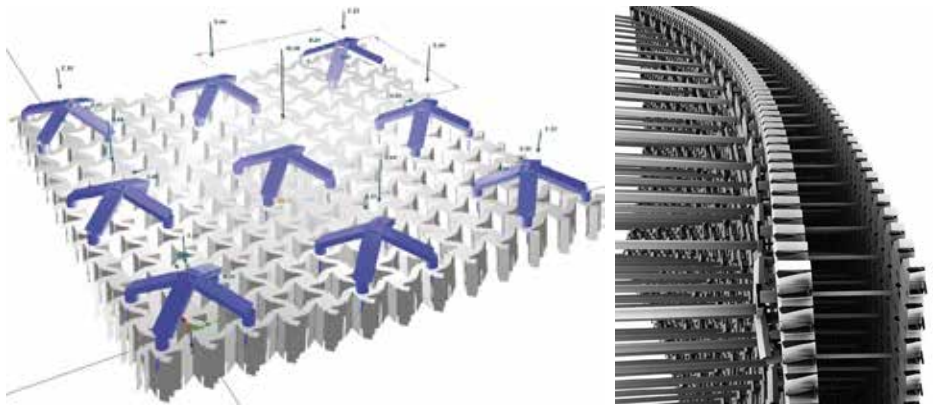
Bild 12. Maßstäbliche Visualisierung der etwa 100 mm starken Schalfäche

Die Umformung des Gefüges durch axiale Kräfte wird durch Querbiegung in den geschweiften Verbindungen ermöglicht. Diese werden also – geht man von großen Dicken des Grundmaterials aus – um ihre ‚schwache‘ Achse verbogen, wenn sich das Gefüge stauchen oder ausdehnen soll. Unter Biegung aus Betondruck, also aus Lasten entgegen der Flächenebene, bewirkt die Biegung ebenfalls axiale, wenn auch entgegengesetzte Kräfte in dem Gefüge, denen zunächst im gleichen Modus widerstanden wird wie dem erstgenannten. Da sie sich zu den Oberflächen des perforierten Materials hin konzentrieren, liegt die Idee nahe, diesen zusätzliche Steifigkeit durch eine Verstärkung zu verleihen.

Um am konkreten Fall einer Wandschalung eine Konfiguration zu entwickeln und zu evaluieren, wurden Dimensionen für ein verfügbares Material ermittelt und eine Belastung in Form eines Frischbetondrucks von  $25 \text{ kN/m}^2$  vorgegeben. Als günstiges Materialgefüge hat sich für einen Aktuator-Abstand von 50 cm und eine mit Auslegern halbierte Stützweite ein 100 mm starkes Polyethylen LD als perforierte Schalfäche erwiesen. Als Verstärkung werden als ‚Intarsie‘ dünne Stege aus  $5 \times 5 \text{ mm}$  Stahl vorgesehen. Diese haben als Verstärkung gegen orthogonal wirkende Lasten einen großen Hebelarm, liegen hinsichtlich der Biegung aus axialer Umformung aber in der Nulllinie der Stege. Gleichzeitig bietet die Stahleinlage eine konstruktiv günstige Ergänzung für die Verortung von Lasteinleitungen.

## 6 Schlussfolgerung

CNC-gefertigte Schalungen für den einmaligen Gebrauch stellen einen erheblichen Ressourcen- und Kostenfaktor bei der Herstellung frei geformter Betonschalen und Wände dar. Eine wiederverwendbare Schalung mit der Möglichkeit, sich verschiedenen Formen anzunähern, hat das Potenzial, den ökologischen und ökonomischen Impact bei der Herstellung der genannten Bauformen zu reduzieren. Die Umsetzung bislang selten realisierter Bauformen, wie Tragwerke, denen Formfindungsverfahren wie beispielsweise nach bionischen Prinzipien zu Grunde liegen, kann gefördert wer-



*Bild 13: Proof of Concept: links zu sehen ist das Analysemodell einer einhäutigen Schalfläche, bemessen, um  $25 \text{ kN/m}^2$  Frischbetondruck zu widerstehen. Es besteht aus  $10 \text{ cm}$  Polyethylen LD bei  $500 \text{ mm}$  Aktuatorabstand. Rechts wird das verformte Strukturmodell vom gekoppelten System in der Simulationsumgebung gezeigt. Die dicht angekoppelte Schalfläche kann hierbei dünner sein als die ‚Master‘-Fläche.*

den. Zudem ließe sich der Einsatz unangemessen aufwändig herzustellender Schalung für die einmalige Nutzung reduzieren.

An der im Forschungsprojekt entwickelten Simulationsumgebung können die komplexe Interaktion zwischen Aktuatoren und Schalhaut erforscht und Konfigurationsregeln erarbeitet und evaluiert werden. Das physische Funktionsmodell bietet die Möglichkeit der Kalibrierung des simulierten Modells und bietet Erkenntnisse zu den technischen Anforderungen von Hard- und Software der Aktuatoren. In weiterer Folge dient es als Versuchsträger für Schalhautmodelle. Perforierte monolithische Platten aus Kunststoffen sind grundsätzlich geeignet, als adaptive Schalflächen Verwendung zu finden und rechnerisch gewonnene Resultate zeigen für die weitere wissenschaftliche Arbeit günstige Vorzeichen.

## Literatur

- [1] POSENER, J.: ERICH MENDELSON. In: Arch+ 48 (1979): Vorlesungen zur Geschichte der neuen Architektur, S. 8–13.
- [2] SCHLAICH, M.: Von den dünnen Betonschalen FÉLIX CANDELAS zu den leichten Flächen-tragwerken von heute. VDI-Bautechnik Jahresausgabe (2011/2012, 2011, S. 122–131.
- [3] CUETO RUIZ-FUNES, I.: The Shells of FELIX CANDELA. Voices of Mexico No. 50. (2000). S. 36–39.
- [4] RODERICK H.: Ein Wellenboden für den Geist. Interview mit FABIAN SCHEURER. Hoch-parterre 21 (2008), Heft 10, S. 30–33
- [5] SEIDEL, H. W.; GRUNEWALD, C.; HOLZMANN, P.: Herstellung frei geformter Stahlbetonfer-tigteile am Beispiel „Der neue Zollhof“ in Düsseldorf. Schriftenreihe – Lehrstuhl und Institut für Massivbau -IMB-, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen; 12. aus: Vom Baukasten zum intelligenten System. Individuelles Bauen durch Vorfer-tigung. Tagungsband RWTH Aachen (2000). Hrsg.: RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau – IMB-Selbstverlag 2000, S.169–177.
- [6] HICKERT, S.: Evaluation von Fertigungsverfahren für Freiform-Beton-Sonderschalungen in Bezug auf deren Weiterentwicklungspotenziale. Master Thesis, Hochschule Ost-westfalen Lippe, Faculty of Architecture, 2013.
- [7] RAUN, CH.; KRISTENSEN, M.; KIRKEGAARD, P. H.: Dynamic Double Curved Mould System. In: GENGNAGEL, C. et al. (Hrsg.): Computational Design Modelling – Proceedings of Design Modelling Symposium, 10/2013 in Berlin, 2011.
- [8] VOLLERS, J.; RIETBERGEN, D.: Werk-wijze en inrichting voor het vormen van een dubbelge-kromd paneel uit een vlak paneel. Patent number 2000699, NL Octrooicentrum, 2008.
- [9] SCHIPPER, R.; GRÜNEWALD, S.; RAGHUNATH, P.: Rheological parameters used for deliberate deformation on a flexible mould after casting. In: ROUSSEL, N.; BESSAIRES-BEY, H. (Hrsg.): Proceedings of RILEM2013 – Rheology and processing of Construction Materials – 7th RILEM International Conference on Self-Compacting Concrete and 1st RILEM International Conference on Rheology and Processing of Construction Materials, 2013 in Paris (France), 8 S., published on additional DVD with proceedings.
- [10] SCHIPPER, R.; JANSSEN, B.: Manufacturing Double Curved Precast Concrete Panels. CPI – Concrete Plant International (2011), Heft 4, S. 32–38.
- [11] MICHEL, M.: Electronic controlled adaptive formwork for freeform concrete walls and shells. In: MÜLLER, H. S.; HAIST, M.; ACOSTA, F. (Eds.): Proceedings of the 9th fib Inter-national PhD Symposium in Civil Engineering, Karlsruhe Institute of Technology (KIT), 22.–25.07.2012, Karlsruhe, Germany. KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2012, S. 281–289.

### Grundlagen zur Entwicklung adaptiver Schalungs-systeme für frei geformte Betonbauteile

#### Projektleiter

Prof. Dr.-Ing. Ulrich Knaack

#### Projektbearbeiter

Dipl.-Ing. Matthias Michel  
Sascha Hickert M.A.

#### Projektlaufzeit

09/2011 – 08/2014

#### Partner

TU Darmstadt – Institut für Massivbau,  
Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner

#### Web

<http://www.hs-owl.de/fb1/studium/lehrgebiete-e-g/entwerfen-konstruieren.html>

# Flexible GFK-Schalungen zur Herstellung von doppelt gekrümmten Beton-Leichtbauelementen mit stabilisierten Abstandsgewirken

Lothar Kroll  
Sandra Gelbrich  
Henrik Funke  
Andreas Ehrlich  
Lars Ulke-Winter  
Carolin Petzoldt

Institut für  
Strukturleichtbau,  
Technische  
Universität  
Chemnitz

Zur effizienten Fertigung gekrümmter Freiformschalen mit großen Abmessungen wurde ein neuer konstruktiv-technologischer Lösungsansatz in Form eines flexibel formbaren, mehrschichtigen Schalungssystems aus glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK) erarbeitet. Diese GFK-Schalungselemente gestatten unter Ausnutzung ihres anisotropiebedingten Strukturverhaltens eine gezielte Einstellung von definierten Krümmungszuständen. In umfassenden Untersuchungen zum Systemaufbau der entwickelten GFK-Schalungen und Beton-Leichtbauelemente mit stabilisierten Abstandsgewirken wurden repräsentative, gekrümmte Freiformflächen mit verschiedenen Krümmungsradien entworfen, numerisch berechnet, hergestellt sowie die Konturengenauigkeit und die belastungsgerechte Integration der Gewirke verifiziert.

## 1 Einleitung

Die Erforschung von neuartigen Betonstrukturen mit hohen Leichtbau-Eigenschaften (hohe spezifische Festigkeiten) sowie von textilen Bewehrungen für Sonderanwendungen ist seit einigen Jahren Gegenstand intensiver wissenschaftlicher und anwendungsorientierter Forschungen [1]-[3]. Demgegenüber fehlen geeignete Schalungssysteme zur Umsetzung derartiger leichter Schalentragsysteme, wobei besonderer Bedarf an flexibel formbaren, wiederverwendbaren Systemen besteht [4].

Textilverstärkter Beton bietet eine große Variationsbreite und damit Gestaltungsfreiheit zur Anpassung sowohl der Form als auch der textilen Bewehrung an die herrschenden Beanspruchungen (vgl. z. B. [5] und die dort aufgeführten Literaturstellen). Gegenüber Stahlbeton kann darüber hinaus die Korrosionsneigung weitgehend ausgeschlossen werden, so dass eine filigrane Bauweise mit geringen Dicken umsetzbar ist [1], [5]-[7].

Eine wesentliche technologische Zielstellung bei der textilen Verstärkung von Beton-elementen ist die Entwicklung komplexer räumlicher Preform-Strukturen, die aus der Verarbeitung flächiger Gebilde auf Basis einer speziellen Konfektionierung [8] gefertigt werden. Das weichelastische Verhalten der 3D-Textilien kann durch Variation der Parameter wie Steifigkeit, Orientierung und Anhäufungsdichte der Polfäden im weiten Bereich beeinflusst und damit auf die Abformung der festgelegten Krümmungen abgestimmt werden. Obgleich gezielt verformbare textile 3D-Strukturen, wie z. B. Abstandsgewirke zur Verstärkung von Beton-Leichtbauelementen, grundsätzlich vorhanden sind, befinden sich die zugehörigen Schalungselemente zur Ausführung von beliebig gekrümmten Beton-Schalentragsystemen erst am Anfang des Entwicklungsstadiums. Derzeit sind Flächentragsysteme in ihrer Formbarkeit auf Kuppeln, hyperbolische Paraboloiden und Konoide begrenzt und bei der Herstellung mit einem erheblichen Material- und Montageaufwand verbunden [4], [9], [10]. Auch die mathematische Beschreibung komplexer Freiformflächen und der anisotropen faserverstärkten Kunststoffverbunde gestaltet sich sehr schwierig [11], [12]. Im Bereich der rechnergestützten Visualisierung sind unterschiedliche Verfahren zur Formoptimierung von Oberflächen und deren statisch-konstruktiver Berechnung und Konstruktion entwickelt worden, die allerdings noch nicht technologisch in der Schalungsfertigung ihre Anwendung finden (siehe z. B. [13]). Zu üblichen Schalungstechniken zählen konventionell segmentierte Holz- und Stahlssysteme, pneumatisch gestützte und modellierte Schalungen sowie deren Kombinationen [14]-[16].



Für die Herstellung von doppelt gekrümmten Beton-Leichtbauelementen mit Hilfe flexibler Schalungssysteme aus glasfaserverstärkten Kunststoffen (GFK) stehen eingehende Untersuchungen noch aus. Die hier vorgestellte Forschungsarbeit befasst sich mit der numerischen Berechnung und experimentellen Verifikation von flexiblen, anisotropen GFK-Schalungen sowie der Herstellung von repräsentativen doppelt gekrümmten Beton-Leichtbauelementen mit integrierten stabilisierten Abstandsgewirken.

## 2 Materialien und Methoden

### 2.1 Komponenten für glasfaserverstärkten Kunststoff (GFK)

Für die Herstellung der GFK-Schalungen kam das unidirektional verstärkte (UD) Gelege UT-E500 der Firma GURIT Holding AG aus Aluminoborosilikatglas mit einem Flächen­gewicht von 500 g/m<sup>2</sup> zur Anwendung. Als duroplastische Kunststoffmatrix wurde das Epoxidharz Epilox® T19-27 der Firma LEUNA-Harze GmbH eingesetzt. Aus dem UD-Gelege und dem Epoxidharz wurden durch Handlaminierten unidirektional verstärkte Einzelschichten mit einem Faservolumengehalt von 30 Prozent hergestellt. Innerhalb dieser UD-Einzelschicht wurden die unabhängigen Kennwerte Elastizitätsmodul in Faserrichtung  $E_1$  und quer zur Faserrichtung  $E_2$ , Querkontraktionszahl  $\nu_{12}$ , Schubmodul  $G_{12}$  sowie die linearen thermischen Ausdehnungskoeffizienten  $\alpha_{1(20/120)}$  und  $\alpha_{2(20/120)}$  zwischen +20 und +120 °C experimentell ermittelt. In Tabelle 1 sind die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen enthalten.

Tabelle 1: Kennwerte der unidirektional verstärkten Einzelschicht

$E_1$ [GPa]	$E_2$ [GPa]	$\nu_{12}$ [-]	$G_{12}$ [GPa]	$\alpha_{1(20/120)} \cdot 10^{-6}$ [K <sup>-1</sup> ]	$\alpha_{2(20/120)} \cdot 10^{-6}$ [K <sup>-1</sup> ]
23,7	6,4	0,3	1,6	7	130

### 2.2 Einstellung und Ermittlung definierter Krümmungen

Die ermittelten Grundkennwerte der GFK-Verbunde dienen der analytischen und numerischen Berechnung von mehrschichtigen Schalen, die sowohl einen ausgeglichenen symmetrischen als auch einen unsymmetrischen Aufbau aufzeigten. Die GFK-Schalungen mit 50 × 50 cm<sup>2</sup> Plattengröße wurden aus 11 UD-Einzelschichten mit einer Gesamtstärke von 3,3 mm hergestellt (Bild 1).

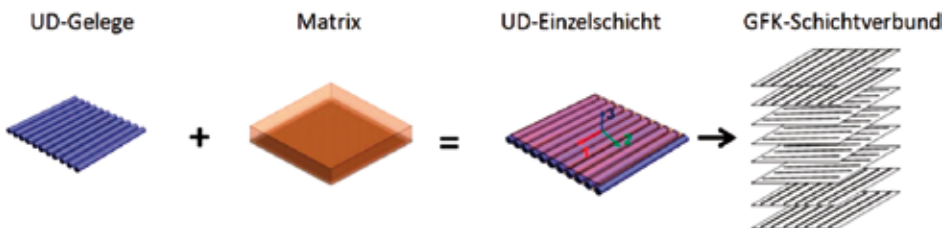


Bild 1: Prozesskette zur Herstellung anisotroper GFK-Schichtverbunde

Im direkten Anschluss an die Fertigung der ebenen GFK-Schalungen erfolgte die Aushärtung der duroplastischen Matrix im Wärmeschrank über einen Zeitraum von sechs Stunden bei einer konstanten Temperatur von 120 °C. Nach der Aushärtung wurden die GFK-Schalungen frei auf Raumtemperatur (20 °C) abgekühlt. Durch diese Temperaturdif-

ferenz von -100 K bildete sich eine schwache Krümmung infolge der fertigungsbedingten Eigenspannungen bei den anisotropen Schichtaufbauten aus (Bild 2). Anschließend konnten durch externes Vorspannen (z. B. Zugbelastung wie in Bild 2) hohe Krümmungen

durch die gezielte Ausnutzung der schichtbedingten Koppeleffekte hervorgerufen werden.

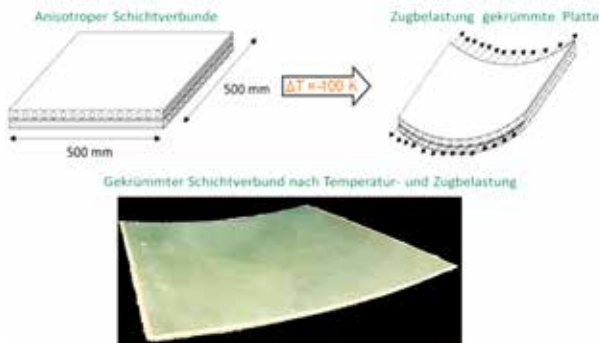


Bild 2: Temperatur- und Zugbelastung anisotroper GFK-Schichtverbunde zur Einstellung definierter Krümmungszustände



Bild 3: Herstellung eines Schalungssegmentes, fertiges vorgekrümmtes Segment und Aufbringen einer Zugbelastung im ABD-Strukturprüfstand  
[Fotos: Carolin Petzoldt]

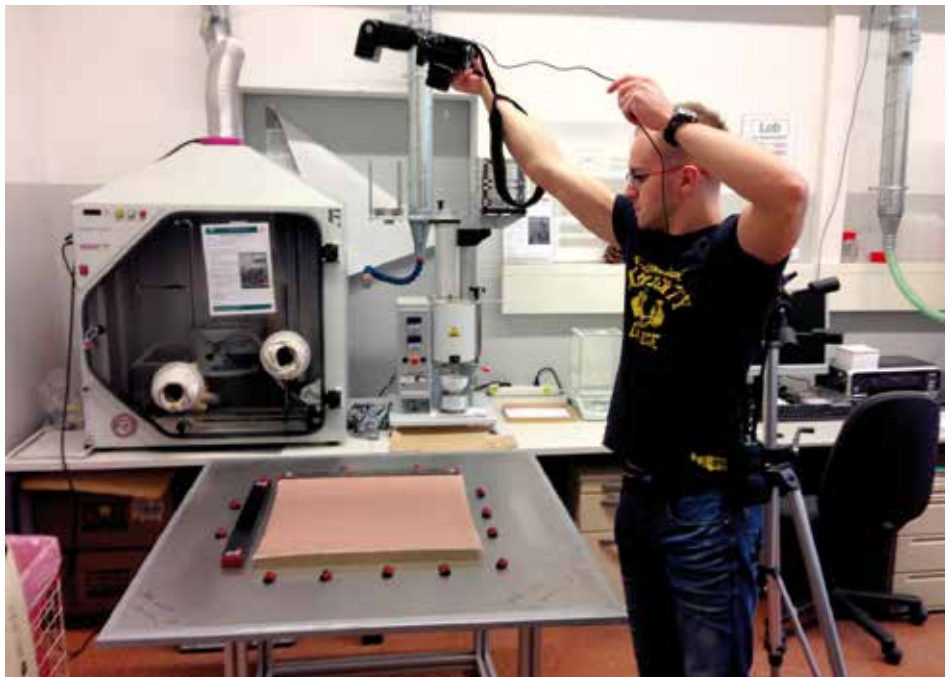
Die Berechnungen der anisotropiebedingten Koppeleffekte wurden mit ABAQUS 6.9 analytisch mit der klassischen Laminattheorie und der Scherdeformationstheorie 1. Ordnung durchgeführt. Zur experimentellen Verifikation der vorausgerechneten anisotropen Koppeleffekte wurden ausgewählte GFK-Schalungssegmente hergestellt und auf dem institutseigenen Strukturprüfstand mit der ABD-Einspannvorrichtung getestet (siehe Bild 3).

Die Ergebnisse dienen im Weiteren der Ermittlung von funktionalen Zusammenhängen zwischen Krümmungen sowie Prozess- und Geometrieparametern. Hierauf aufbauend erfolgte die Analyse und Identifikation von einfach und doppelt gekrümmten Grundformen, durch deren Kombination eine größtmögliche Variantenanzahl für definierte Freiformflächen vorlag.

Die experimentelle Validierung der Krümmungen erfolgte unter Verwendung der optischen Formänderungsanalysensysteme ARGUS und ARAMIS der Firma GOM (Bild 4).

Bild 4: Versuchsaufbau des optischen Formänderungsanalysensystems ARGUS mit gekrümmter GFK-Schichtverbundplatte mit codierten Messmarken

[Foto: Carolin Petzoldt]



## 2.3 Polymergebundene Stabilisierung von 3D-Gewirken zur Integration in Beton

Für die Herstellung der textilverstärkten Concretelemente ist das biegeeweiche textile 3D-Gewirke „SitGrid“ der Firma V. Fraas Solutions in Textile GmbH verwendet worden. Das Gewirke besteht aus alkaliresistentem Glas (AR-Glas) mit einer Feinheit von 2400 tex (1 tex entspricht 1 g pro 1000 m) in Kett- und in Schussrichtung (Bild 5). Dieses wurde auf den Schalungselementen abgelegt, um so die Krümmungen formgenau abzubilden und in einem weiteren Arbeitsgang zu stabilisieren. Für die Stabilisierung kamen duroplastische und thermoplastische Harzsysteme zum Einsatz. Die Applikation der Harzsysteme erfolgte mittels Sprühen oder Walzen bzw. unter gezielter Ausnutzung der Kapillarkwirkung der Polfäden auf die vorgekrümmten 3D-Gewirke. Mit Hilfe der Fourier-Transformations-Infrarotspektroskopie mit abgeschwächter Totalreflexion (ATR-FTIR) konnte die Wirkung der Polfäden zum kapillaren Saugen erforscht werden.

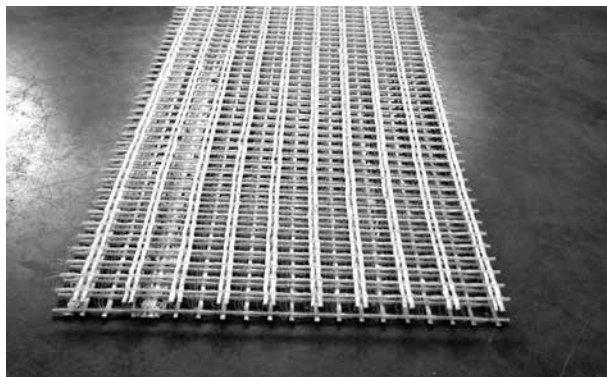


Bild 5: 3D-Gewirke SitGrid

[Foto: Henrik Funke]

## 2.4 Fertigungsversuche GFK-Schalung/Beton-Leichtbauelemente

Bei den Fertigungsversuchen GFK-Schalung/Beton-Leichtbauelemente wurden ausgewählte repräsentative, doppelt gekrümmte Freiformflächen mit verschiedenen Krümmungsradien hergestellt. Die Einstellung der Krümmungen erfolgte über das neuartige flexible GFK-Schalungselement, wobei diese Schalung wiederverwendbar zur Einstellung weiterer Krümmungszustände geeignet ist. Die grundsätzliche Vorgehensweise bei der Durchführung der Fertigungsversuche umfasste die Herstellung der flexiblen Schalung mit Referenz- oder Vorspannkrümmung. Im Anschluss an die Schalungsherstellung ist die Positionierung der Abstandhalter (Bild 6) an die Bewehrung und die Einbringung, Fixierung und Stabilisierung des Abstandsgewirkes vorgenommen worden. Nach der Positionierung und Stabilisierung der textilen 3D-Verstärkungsstruktur erfolgte das Auftragen des Feinbetons, wobei auf die angepasste Betonrezeptur aus Tabelle 2 zurückgegriffen wurde.

Neben weißem Portlandzement vom Typ 52,5 R enthielt der verwendete Feinbeton ein amorphes Alumosilikat als puzzolanisches Bindemittel (Tabelle 2). Als Gesteinskörnung bzw. Füller wurden Dolomitsand mit einer Korngröße von 0–1 mm und Dolomitmehl mit einer mittleren Korngröße von 70 µm verwendet. Die alkaliresistenten Glaskurzfasern waren 12 mm lang und hatten ein Längengewicht von 45 tex. Das mit der MC Bauchemie entwickelte Hochleistungsfließmittel

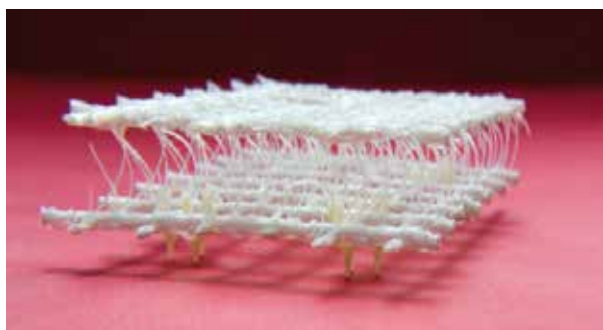
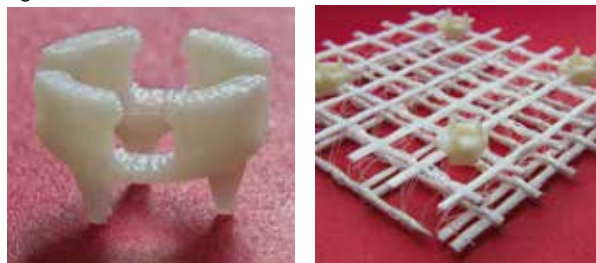


Bild 6: Entwickelte textile Abstandhalter für kraftflussgerechte Integration von Abstandsgewirken in Feinbeton

[Fotos: Carolin Petzoldt]

HF UltraFlow hatte einen Polycarboxylatether-Anteil (PCE) von 38 M.-%. Der Wasserbindemittelwert betrug 0,37.

Tabelle 2: Qualitative und quantitative Zusammensetzung der Feinbetons

Komponente	Anteil in kg/m <sup>3</sup>
Weißzement CEM I 52,5 R	500
Amorphes Alumosilikat	150
Dolomitsand 0/1	1270
Dolomitfüller (x50 = 70 µm)	150
Wasser	240
AR-Glaskurzfasern (12 mm, integral)	18
Hochleistungsfließmittel HF UltraFlow	10

### 3 Ergebnisse und Diskussion

#### 3.1 Theoretische und experimentelle Verifikation von Hauptkrümmungen

Die theoretischen Hauptkrümmungen (Berechnungsansätze siehe [13]) eines asymmetrischen Schichtaufbaus mit 0°- und 90°-Faseranteil ( $90_n/0_m$ ) sind exemplarisch für zwei Belastungsfälle in Abhängigkeit des 0°-Faseranteils in Bild 7 dargestellt. Die Krümmungen nahmen mit steigendem 0°-Faseranteil und damit zunehmender Anisotropie sowohl um die 1- als auch um die 2-Achse zu (Bild 7).

Die höchste Anisotropie war bei einem relativen 0°-Anteil von ca. 50 Prozent vorhanden, wodurch sich um beide Achsen die größte Krümmung einstellte (Bild 7 und Bild 8). Eine

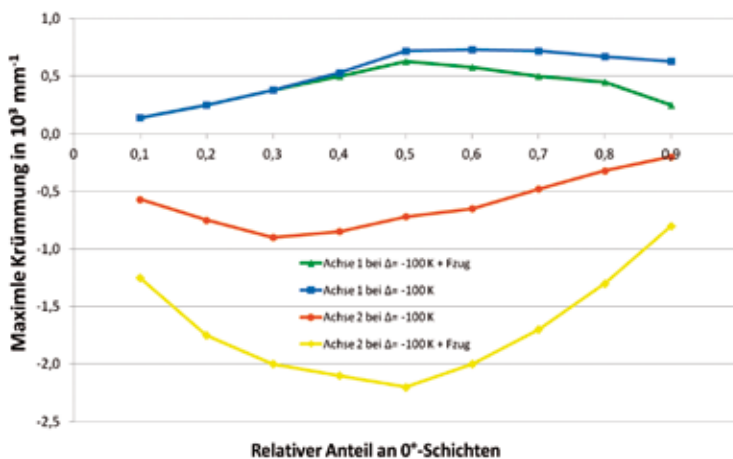


Bild 7: Theoretische Hauptkrümmungen eines asymmetrischen Schichtaufbaus ( $90_n/0_m$ ) in Abhängigkeit vom Anteil der 0°-Schichten bei reiner Temperaturbelastung ( $\Delta T = -100\text{ K}$ ) und überlagerter Temperatur- und Zugbelastung

weitere Erhöhung des 0°-Faseranteils bewirkte eine Abnahme der Krümmung, da sich die Anisotropie des GFK-Schichtverbundes verringerte (Bild 7). Mit einer Zugbelastung durch externe Vorspannkkräfte zeigte sich eine Zunahme der Krümmungen um die 2-Achse, wobei gleichzeitig die Krümmungen um die 1-Achse aufgrund der Zugkraftbeanspruchung in diese Achse einer Reduzierung unterlagen.

In Bild 9 sind die theoretischen und experimentell verifizierten Hauptkrümmungen des asymmetrischen Schichtaufbaus ( $90_n/0_m$ ) in Abhängigkeit von dem 0°-Schichtenanteil bei reiner Temperaturbelastung ( $\Delta T = -100\text{ K}$ )

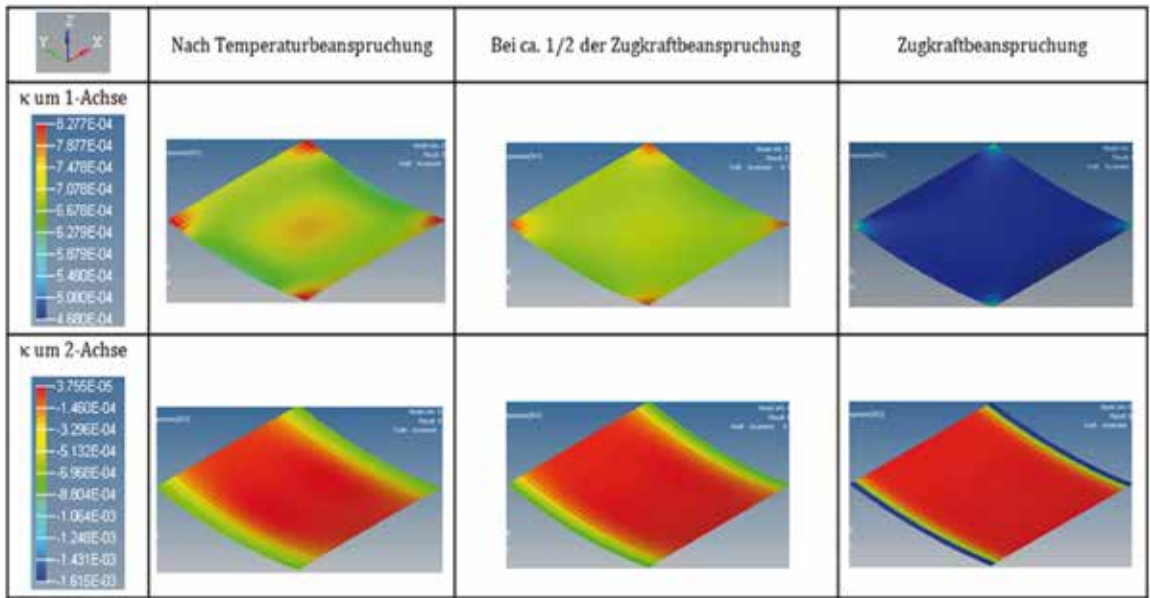


Bild 8: Theoretische Hauptkrümmungen des asymmetrischen Schichtaufbaus ( $90_0/0_0$ ) bei reiner Temperaturbelastung ( $\Delta T = -100$  K) und überlagerter Temperatur- und Zugbelastung

dargestellt. Die experimentell bestimmten Hauptkrümmungen um die 1-Achse stimmten qualitativ und annähernd auch quantitativ mit den berechneten Hauptkrümmungen überein (Bild 9). Die geringen quantitativen Differenzen zwischen den berechneten und experimentell verifizierten Hauptkrümmungen um die 1-Achse können auf chemisch-physikalische Reaktionen der duroplastischen Matrix zurückgeführt werden, welche bei den Berechnungen aufgrund der Komplexität nur unzureichend mit einbezogen werden konnten. Dazu zählten neben dem chemischen Schwinden auch Quelleigenspannungen infolge erhöhter Wasseraufnahme in bzw. zwischen die Molekülketten der duroplastischen Matrix. Dabei wirkten die Quelleigenspannungen der thermischen Ausdehnung entgegen, wodurch sich folglich eine Reduzierung der theoretischen Hauptkrümmung zeigte. Zudem erhöhten langsames Abkühlen die Relaxations- und Kriechvorgänge der duroplastischen Matrixsysteme [17].

Demgegenüber wiesen die berechneten und die experimentell verifizierten Hauptkrümmungen um die 2-Achse erhebliche Unterschiede auf. Aufgrund des hier vorliegenden Stabilitätsproblems (Verzweigungsproblems) setzt sich in der Realität allerdings auch nur eine der Hauptkrümmungen, in diesem Fall die Krümmung um die 1-Achse, durch.

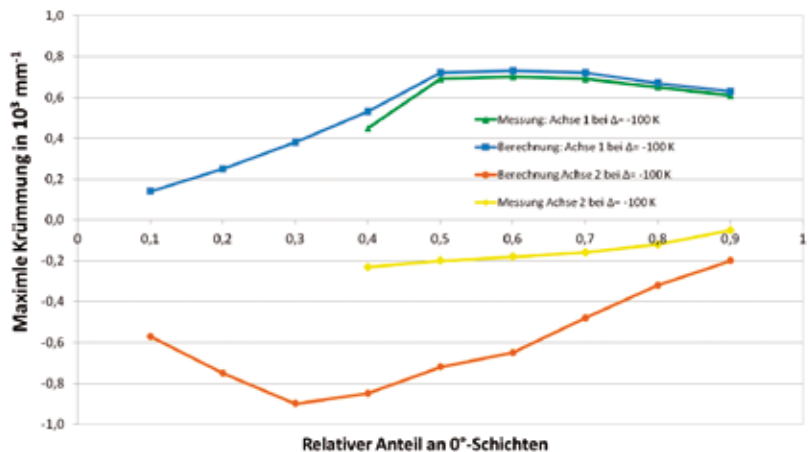


Bild 9: Vergleich der berechneten und experimentell verifizierten Hauptkrümmungen bei  $\Delta T = -100$  K

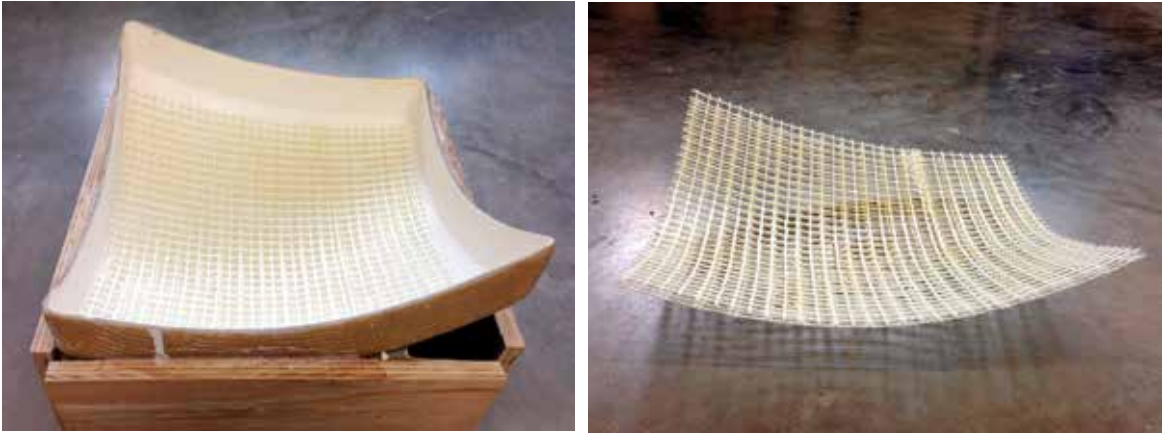


Bild 10: Polymergebundene Stabilisierung von 3D-Gewirk; zu sehen sind ein mit duroplastischem Harzsystem gecoatetes, biegeweiches 3D-Gewirke und ein stabilisiertes 3D-Gewirke. [Fotos: Carolin Petzoldt]

### 3.2 Polymergebundene Stabilisierung von 3D-Gewirken

Mit der textiltechnischen und -technologischen Einflussnahme in Form von Coating mit einem duroplastischen Harzsystem wurde die Anpassung der mechanischen Eigenschaften auf die Formenvielfalt und Drapierung vorgenommen, wodurch eine exakte Konturanpassung erreicht werden konnte (Bild 10). Die Rückverformung betrug weniger als 5 Prozent einen Tag nach der Stabilisierung, sodass eine exakte Abbildung der Krümmungszustände sichergestellt war.

Bei weiterführenden Fertigungsstudien wurde das Ziel verfolgt, eine zusätzliche Stabilisierung mit einem kaltaushärtenden Harzsystem durch gezielte Ausnutzung der Kapillarwirkung der Abstandsfäden zu erreichen. Allerdings konnte aufgrund der unzureichenden Kapillarwirkung der Abstandsfäden keine Steifigkeitssteigerung der 3D-Gewirke nachgewiesen werden (Bild 11).

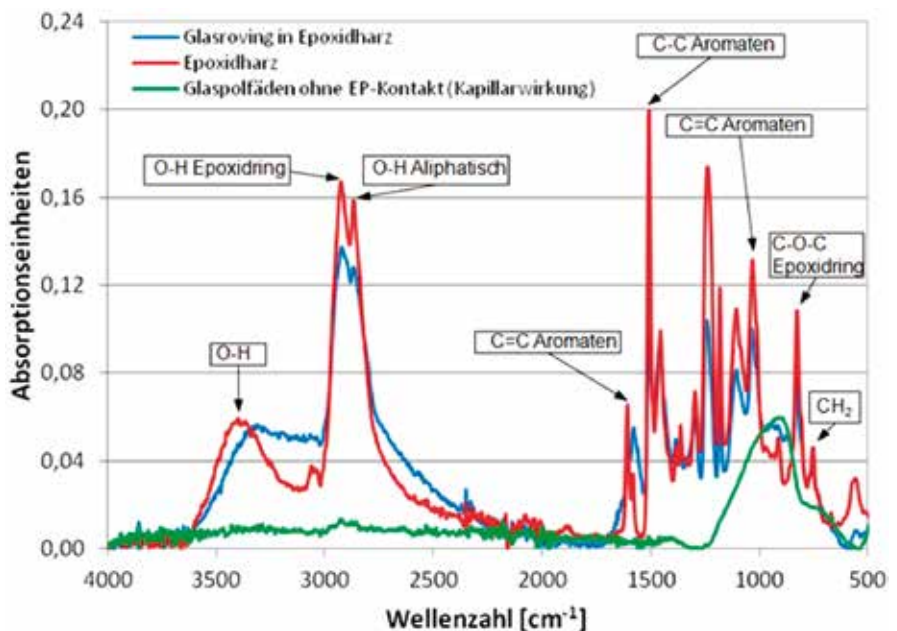


Bild 11: FOURIER-Transformations-Infrarotspektroskopie mit abgeschwächter Totalreflexion zur Validierung der polymergebundenen Stabilisierung von 3D-Gewirk

### 3.3 Fertigungsversuche Beton-Leichtbauelemente

Die Frisch- und die Festbetoneigenschaften nach 28 Tagen sind in Tabelle 3 enthalten. Mit dem Luftgehaltsprüfer wurden im Frischbeton ein Luftgehalt von 2,5 Vol.-% und eine geometrische Rohdichte von 2,28 g/cm<sup>3</sup> ermittelt. Die mittels Schwindrinne bestimmte Gesamtschwindverformung betrug 0,71 mm/m. Die Druckfestigkeit betrug 109,3 MPa, wobei diese bereits nach 24 Stunden bei 33 MPa lag. Die 3-Punkt-Biegezugfestigkeit betrug 14,74 MPa. Der Feinbeton zeigte eine hohe Dauerhaftigkeit auf, was anhand des bestandenen CDF-Tests (nach RILEM Empfehlung TC 117-FDC) mit einer mittleren Abwitterung  $m_{28} = 1172 \text{ g/m}^2$  und dem relativen dynamischen E-Modul von  $R_{u28} = 100 \%$  nach 28 Frost-Tausalz-Wechseln validiert worden ist.

Tabelle 3: Frisch- und Festbetoneigenschaften nach 28 Tagen

	Frischbeton	Festbeton
Geometrische Rohdichte	2,32 g/cm <sup>3</sup>	2,24 g/cm <sup>3</sup>
Luftgehalt	2,5 Vol.-%	-
Lineares Schwinden	0,71 mm/m	-
Druckfestigkeit	-	109,3 MPa
3-Punkt-Biegezugfestigkeit	-	14,74 MPa

Bei den Fertigungsversuchen waren die Sicherstellung der gleichmäßigen Betonschichtdicke, eine einheitlich gute Oberflächenqualität, die ausreichende Stabilität der GFK-Schalung sowie die Vermeidung von kritischen Rissen, sowohl im Beton als auch im Schalungssystem, bei guten Ausschalungseigenschaften von besonderer Bedeutung. Diese Eigenschaften konnten im Rahmen der Fertigungsversuche umgesetzt werden (Bild 12).

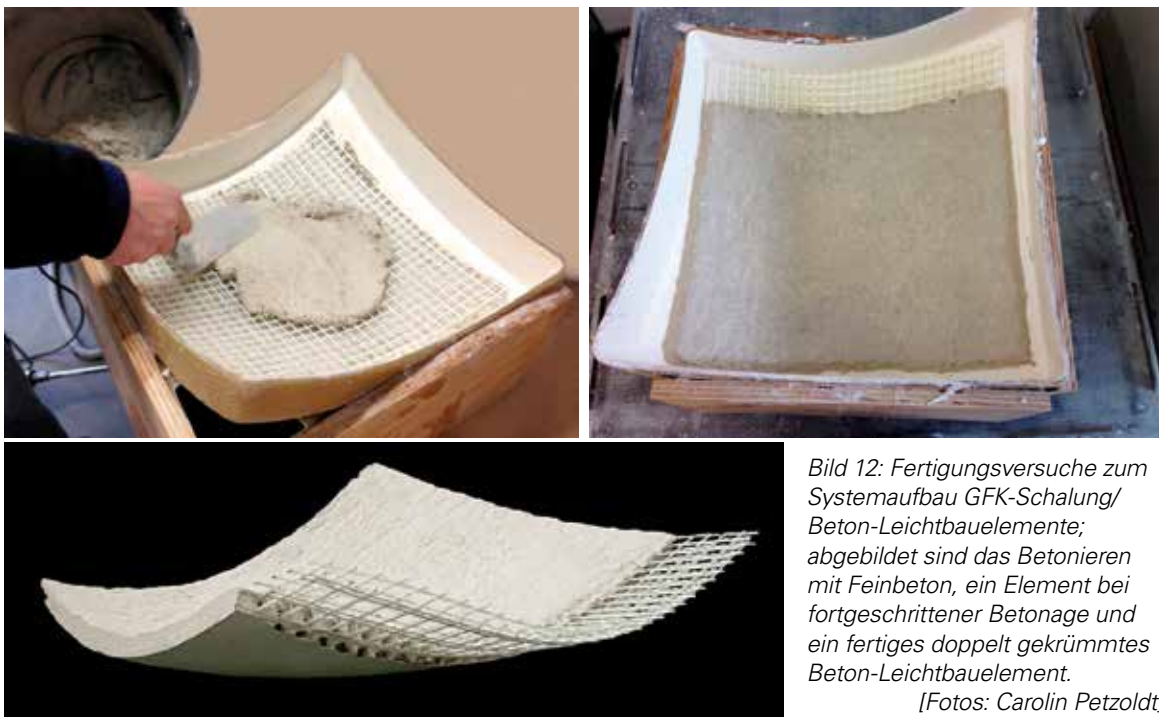


Bild 12: Fertigungsversuche zum Systemaufbau GFK-Schalung/Beton-Leichtbauelemente; abgebildet sind das Betonieren mit Feinbeton, ein Element bei fortgeschrittener Betonage und ein fertiges doppelt gekrümmtes Beton-Leichtbauelement.

[Fotos: Carolin Petzoldt]

## 4 Schlussfolgerung

Innerhalb dieses Forschungsprojektes wurde ein flexibel formbares, mehrschichtiges Schalungssystem aus glasfaserverstärktem Kunststoff erarbeitet, welches unter Ausnutzung des anisotropiebedingten Strukturverhaltens eine gezielte Einstellung von definierten Krümmungszuständen gestattet. Die Einstellung der anisotropiebedingten Koppelleffekte wurde analytisch mit Hilfe der erweiterten Laminattheorie sowie numerisch mittels der Finite-Elemente-Methode vorausberechnet, wobei eine gute Übereinstimmung der jeweiligen berechneten und experimentell untersuchten Ergebnisse für die repräsentativen Flächentragwerke nachgewiesen werden konnte. Durch Versuche an den eigens hergestellten textilverstärkten Beton-Leichtbauelementen ist eine experimentelle Verifikation dieser intrinsischen Koppelphänomene vorgenommen worden. Auf Basis der erzielten Ergebnisse können optimale Schichtaufbauten für baurelevante Krümmungszustände und deren Variationsbereiche festgelegt werden. Neben der effizienten Fertigung von gekrümmten Beton-Leichtbauelementen zeichnen sich die GFK-Schalungen durch die Umsetzung exzellenter Betonqualitäten in höchster Sichtbetonklasse aus, was zur Generierung neuer Architekturformen und Generationen von Bauwerken beiträgt. Die dabei intensiv durchgeführten numerischen, technologischen und experimentellen Untersuchungen zeigen, dass die Kombination von Beton und stabilisierten Abstandsgewirken die Umsetzung einfach und doppelt gekrümmter, mehrachsig beanspruchbarer Flächentragwerke gestattet. Darüber hinaus erlaubt die flexible GFK-Schalungsbauweise zum einen die ortsunabhängige Umsetzung von Freiformflächen gemäß dem Prinzip *form follows force* und führt zum anderen aufgrund der angepassten textilen Bewehrung zu dünnwandigen und damit extrem leichten Beton-Schalentragwerken.

## Literaturverzeichnis

- [1] CURBACH, M.; MICHLER, H.; WEILAND, S.; JESSE, D.: Textilbewehrter Beton – Innovativ! Leicht! Formbar! BetonWerk International 11 (2008), Heft 5, S. 62–72.
- [2] BRAMESHUBER, W.: Selbstverdichtender Beton. Schriftenreihe Spezialbetone, Bd. 5. Düsseldorf: Verlag Bau und Technik, 2004.
- [3] GREINER, S.: Zum Tragverhalten von Schalen aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton (UHFFB). Beton- und Stahlbetonbau 100 (2007), Heft 9, S. 77–80.
- [4] HOFSTADLER, C.: Schalarbeiten. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag, 2008.
- [5] CURBACH, M.; JESSE, F.: Verstärken mit Textilbeton. In: BERGMEISTER, K.; FINGERLOOS, F.; WÖRNER, J.-D. (Hrsg.): Betonkalender 2010, Teil 1, Abschn. VII. Berlin: Ernst & Sohn, S. 457–565, 2009.
- [6] FUNKE, H.; GELBRICH, S.; EHRLICH, A.; KROLL, L.: A Fiber-Reinforced Architectural Concrete for the Newly Designed Façade of the Poseidon Building in Frankfurt am Main. Journal of Materials Science Research 3 (2014), Heft 3, S. 33–39.
- [7] FUNKE, H.; GELBRICH, S.; KROLL, L.: A New Hybrid Material of Textile Reinforced Concrete and Glass Fibre Reinforced Plastic. Journal of Materials Science Research 2 (2013), Heft 3, S. 96–102.



- [8] CURBACH, M.; ORTLEPP, S.; BRÜCKNER, A.; KRATZ, M.; OFFERMANN, P.; ENGLER, T.: Entwicklung einer großformatigen, dünnwandigen, textildbewehrten Fassadenplatte. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), Heft 6, S. 345–350.
- [9] HERZOG, T.; MORO, J. L.: Gespräch mit FELIX CANDELA. Arcus 18: Zum Werk von FELIX CANDELA – Die Kunst der leichten Schalen. Köln: Verlagsgesellschaft Rudolph Müller, 1992, S. 10–22.
- [10] PREISINGER, C.; HARRER, J.; RESSL, C.; KOLLEGGER, J.: Stahlbetonschalen ohne Schalung – ein neuer Weg im Schalenbau. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 1, S. 31–38.
- [11] KROLL, L.: Berechnung und technische Nutzung von anisotropiebedingten Werkstoff- und Struktureffekten für multifunktionale Leichtbauanwendungen. Habilitationsschrift, TU Dresden, 2005.
- [12] KAUFMANN, J.: Beitrag zu anisotropiebedingten Koppelleffekten bei rotationssymmetrischen mehrschichtigen Faserverbundbauteilen. Promotionsschrift, TU Chemnitz, 2014.
- [13] DALLINGER, S.; PARDATSCHER, H.; KOLLEGGER, J.: Zweifach gekrümmte Schalen aus Betonfertigteilen. Forschung & Entwicklung für Zement und Beton. (2009), Heft 5, S. 32–33.
- [14] DE 3500153 A1: Pneumatische Schalung. Patent von J. SCHLAICH & R. BERGERMANN, 10.07.1986.
- [15] DE 3841579 A1: Schalung für großformatige gekrümmte Stahlbetonfertigteile. Patent von W. Zapf KG, 13.06.1990.
- [16] EP 0 238 168 A1: Verfahren und Vorrichtung zum Formen von gebogenen Sektionen aus Beton. Patenterteilung, H. VIDAL, 23.09.1987.
- [17] SCHÜRMMANN, H.: Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden, Berlin: Springer Verlag, 2007.

**Flexible GFK-Schalungen zur Herstellung von doppelt gekrümmten Beton-Leichtbauelementen mit stabilisierten Abstandsgewirken**

**Projektleiter**

Prof. Dr.-Ing. habil. Lothar Kroll  
Dr.-Ing. Sandra Gelbrich

**Projektbearbeiter**

Dipl.-Ing. Henrik L. Funke  
Dipl.-Ing. Andreas Ehrlich  
Dipl.-Ing. Lars Ulke-Winter  
Dipl.-Ing. Carolin Petzoldt

**Projektlaufzeit**

09/2011 – 08/2014

**Web**

<http://www.leichtbau.tu-chemnitz.de>

# Frischbetondruck bei frei geformten Schalungssystemen

Björn Freund  
Tilo Proske  
Carl-Alexander  
Graubner

Institut für  
Massivbau,  
Technische  
Universität Darmstadt

Bei modernen Massivbauwerken werden zunehmend geneigte Betonbauteile als Gestaltungselement verwendet. Schalungssysteme für derartige Betonbauteile werden oftmals als Unikate für den einmaligen Anwendungsfall hergestellt und können häufig nicht wiederverwendet werden. Daher war das maßgebliche Ziel des Forschungsvorhabens *Grundlagen zur Entwicklung adaptiver Schalungssysteme für frei geformte Betonbauteile*, Schalungssysteme zu entwickeln, die freie Formen annehmen und die wiederverwendet werden können.

Hinsichtlich der Dimensionierung von doppelhäuptigen Schalungssystemen stellt der Frischbetondruck die maßgebliche Einwirkung dar. Die existierende Norm zum Frischbetondruck DIN 18218 enthält bisher keine Angaben für geneigte Schalungen. Daher wird in der Baupraxis bei geneigten Schalungen oftmals der hydrostatische Frischbetondruck angesetzt, was u. U. zu einer Überdimensionierung des Schalungssystems bzw. zu einer unnötigen Verringerung der zulässigen Betoniergeschwindigkeit und somit zu einer längeren Herstellzeit führt. Im nachfolgenden Beitrag werden experimentelle und analytische Untersuchungen zum Frischbetondruck bei frei geformten Schalungssystemen vorgestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass der Frischbetondruck bei geneigten Schalungen mit konstanter Bauteildicke kleiner ausfällt als bei lotrechten Schalungen.

## 1 Einführung

Bauwerke mit großem architektonischem Anspruch, wie das Wissenschaftsmuseum phæno in Wolfsburg, das Library & Learning Center der Wirtschaftsuniversität Wien oder das Rolex Learning Center der ETH Lausanne, werden zunehmend aus frei geformten und damit auch geneigten Betonbauteilen errichtet. Bei der Herstellung derartig anspruchsvoller Betonbauwerke kommen regelmäßig individuell für den einmaligen Anwendungsfall produzierte Schalungssysteme zum Einsatz, die oft nicht wiederverwendet werden können.

Ziel des Forschungsprojektes *Grundlagen zur Entwicklung adaptiver Schalungssysteme für frei geformte Betonbauteile* ist es, Grundlagen für Schalungssysteme zu entwickeln, die sich flexibel auf verschiedene freie Formen einstellen lassen und mehrmals eingesetzt werden können. Dazu ist es notwendig, genaue Kenntnis über den bisher nahezu unbekanntem Frischbetondruck bei geneigten und gekrümmten Schalungssystemen zu erlangen.

Für die Dimensionierung von Schalungssystemen für wand- oder stützenartige Betonbauteile stellt der Frischbetondruck die maßgebliche Einwirkungsgröße dar. Die Norm DIN 18218 [1] zur Berechnung des Frischbetondrucks enthält bisher jedoch keinen Berechnungssatz zur Bestimmung des Frischbetondrucks bei geneigten Schalungssystemen. AST & FRÖHLICH [2] schlagen bei geneigten Schalungen ein modifiziertes Lastbild für den Frischbetondruck vor. Dabei wird zunächst der Frischbetondruck nach DIN 18218 [1] für eine lotrechte Schalung ermittelt und entsprechend dem angegebenen Lastbild mit einer vertikalen hydrostatischen Druckkomponente überlagert [3]. Auch internationale technische Regelwerke wie ACI 347-04 [4] oder Bulletin D'Information

No. 115 [5] machen keine konkreten Angaben zur Bestimmung des Frischbetondrucks bei geneigten Schalungssystemen. Die im CIRIA-Report 108 [6] aufgeführten Ansätze zur Bestimmung des Frischbetondrucks für lotrechte Schalungen können allerdings auch für einseitig geneigte und beidseitig nicht parallel geneigte Schalungen verwendet werden. In CIRIA-Report 108 werden jedoch keine Anwendungsgrenzen angegeben, was evtl. zu Sicherheitsdefiziten führen kann. Veröffentlichte Ergebnisse von Versuchen zur Messung des Frischbetondrucks bei geneigten oder gekrümmten Betonbauteilen sind bisher nicht bekannt. Von PROSKE [7] wurden erstmalig theoretische Untersuchungen zum Frischbetondruck bei geneigten Schalungssystemen durchgeführt. Dabei wurde die Reibung zwischen Frischbeton und der Schalung bzw. der Bewehrung auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Es hat sich jedoch gezeigt, dass sich der Frischbetondruck im Vergleich zu einer lotrechten Schalung bei einer oberen Schalung vermindert und bei einer unteren Schalung erhöht.

## 2 Experimentelle Untersuchungen

### 2.1 Allgemeines

Zur Analyse des Frischbetondrucks bei geneigten Schalungen wurden im Rahmen des DFG-geförderten Forschungsprojektes zahlreiche Großversuche an Wandbauteilen durchgeführt. In den Experimenten erfolgte zeitgleich die Betonage einer geneigten und einer lotrechten Wand mit jeweils doppelhäufiger Schalung. Die Ergebnisse für die lotrechte Schalung können somit als direkte Referenz für die geneigte Schalung dienen.

### 2.2 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Zur Durchführung der Großversuche wurden ein lotrechtes und ein geneigtes Schalungssystem errichtet, welches in Bild 1 dargestellt ist.



*Bild 1: Versuchstand für die Betonierversuche; im Vordergrund: geneigtes Schalungssystem, im Hintergrund: lotrechtes Schalungssystem [Foto: Björn Freund]*

Sowohl die lotrechte Schalung als auch die geneigte Schalung hatten eine Höhe von 3,50 m. Die Wandbreite betrug ca. 1,10 m. Die Wanddicke beider Schalungen war stufenlos von 0,1 bis 0,5 m einstellbar. Die Neigung zur Lotrechten  $\alpha$  der geneigten Schalung war ebenfalls von 0° bis 60° stufenlos einstellbar. Zur Messung der Ankerkräfte war jede Ankerlage mit einer Kraftmessdose ausgestattet. Um den Frischbetondruck direkt zu messen, waren in die Schalhaut zusätzliche Drucksensoren eingebaut.

Während eines Betonierversuchs wurden die lotrechte und die geneigte Schalung nahezu zeitgleich befüllt. Der maßgebliche Unterschied zwischen der lotrechten und der geneigten Schalung bestand im Neigungswinkel, alle übrigen Parameter wurden während eines Versuchs für beide Schalungen identisch gehalten.

### 2.3 Versuchsparemeter

Es wurden 15 Großversuche durchgeführt. Die geplanten Referenzparameter waren eine Konsistenzklasse F5 nach DIN EN 206-1 [8], eine vertikale Steiggeschwindigkeit von  $v = 2$  m/h, die Neigung von  $\alpha = 45^\circ$  zur Lotrechten der geneigten Schalung, eine Wand mit Bewehrung und eine Wanddicke von  $b = 20$  cm. In den Versuchen mit Bewehrung wurden als Oberflächenbewehrung Betonstahlmatten vom Typ Q188A beidseitig in die Wände angeordnet. Das Versuchsprogramm war derart ausgelegt, dass die Einflüsse der Betoniergeschwindigkeit  $v$ , der Konsistenz, des Frischbetons, der Verdichtungsintensität, der Bewehrung, der Bauteildicke  $b$  und der Schalungsneigung  $\alpha$  auf den Frischbetondruck untersucht werden konnten. Die maßgeblichen Versuchsparemeter sind in Tabelle 1 aufgeführt.

## 3 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

### 3.1 Allgemeines

Ein Vergleich der direkt gemessenen Frischbetondrücke auf die obere ( $\sigma_{ge,o,DS}$ ) und die untere Schalung ( $\sigma_{ge,u,DS}$ ) zeigt, dass die Druckunterschiede im Wesentlichen aus dem Eigengewicht des Frischbetons resultieren. In Bild 2 ist der aus den Ankerkräften errechnete maximale Frischbetondruck bei lotrechter Schalung  $\sigma_{lot}$  aufgetragen, während Bild 3 den entsprechenden Wert auf die obere geneigte Schalung  $\sigma_{ge,o}$  enthält. Nachfolgend werden diese Ergebnisse miteinander verglichen, um den Einfluss der Bauteilneigung auf den Frischbetondruck zu identifizieren.

Die Konsistenzklasse F5 in Versuch 1.3 entspricht der planmäßigen Konsistenz weshalb die Messwerte aus Versuch 1.3 als Referenz definiert werden.

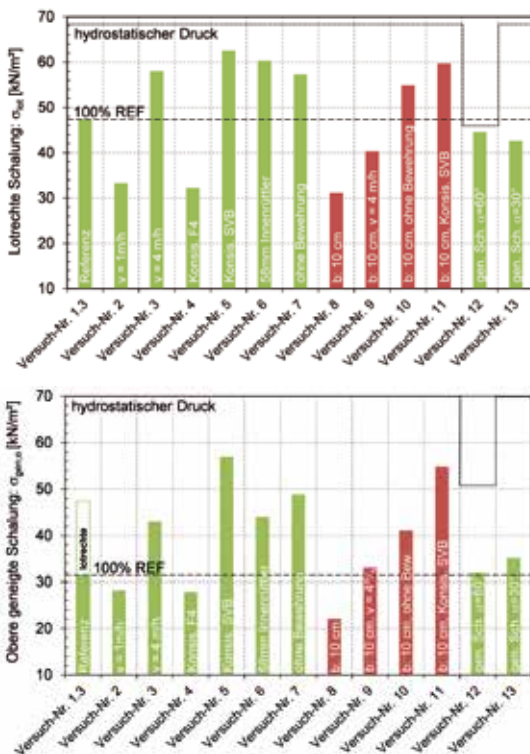


Bild 2: Maximale Frischbetondrücke der lotrechten Schalung  $\sigma_{lot}$

Bild 3: Maximale Frischbetondrücke der oberen geneigten Schalung  $\sigma_{ge,o}$

Tabelle 1: Versuchsparameter und Betonkennwerte (Ist-Werte) der Großversuche

Betrachtung von	Versuch Nr. [-]	Schalungsneigung $\alpha$ [°]	Wanddicke b [m]	Steiggeschwindigkeit v [m/h]	Bewehrung [-]	Durchmesser Rüttler [mm]	Ausbreitmaß $f$ [mm]	Konsistenzklasse [-]	Erstarrende $t_{E,eff}$ [h]	Frischbetontemperatur $T$ [°C]
Referenz	1.1	0 45	0,2	2,2	Ja	Ø38	540	F4	6,4	23,4
	1.2	0 45	0,2	2,3	Ja	Ø38	670	F6	9,8	19,8
	1.3	0 45	0,2	2,3	Ja	Ø38	560	F5	11,7	16,4
Steiggeschwindigkeit	2	0 45	0,2	1,2	Ja	Ø38	640	F6	8,8	22,5
	3	0 45	0,2	4,1	Ja	Ø38	645	F6	6,6	22,6
Konsistenz	4	0 45	0,2	2,2	Ja	Ø38	510	F4	5,9	21,8
	5	0 45	0,2	2,3	Ja	--	850 <sup>1)</sup>	SVB	9,0	22,0
Verdichtung	6	0 45	0,2	2,3	Ja	Ø58	565	F5	10,8	14,7
	7	0 45	0,2	2,3	Nein	Ø38	600	F5	11,0	17,0
Bewehrung	8	0 45	0,1	2,3	Ja	Ø38	600	F5	9,3	17,2
	9	0 45	0,1	4,0	Ja	Ø38	625	F5	11,2	16,7
Wanddicke	10	0 45	0,1	2,1	Nein	Ø38	570	F5	10,4	18,5
	11	0 45	0,1	2,3	Ja	--	875 <sup>1)</sup>	SVB	16,2	15,2
Wandneigung	12 <sup>2)</sup>	0 60	0,2	2,4	Ja	Ø38	650	F6	11,8	14,8
	13	0 30	0,2	2,3	Ja	Ø38	570	F5	12,2	15,2

Gemeinsame Parameter:

□ Wandhöhe: lotrechte Wand H = 3,50 m; geneigte Wand ca. H = 3,50 m; Ausnahme; Versuch Nr. 12: lotrechte Wand H = 2,50 m;

geneigte Wand: H = 2,34 m)

□ Mittlere Dichte des Frischbetons:  $\rho_{o,m} = 2320 \text{ kg/m}^3$

<sup>1)</sup> Setzfließmaß nach DIN EN 12350-8 (2010) [9]

### 3.2 Steiggeschwindigkeit, Konsistenz und Verdichtung

Die maximalen Drücke in Versuch 2 mit kleinerer Steiggeschwindigkeit sind deutlich geringer als im Referenzversuch. In Versuch 3 mit höherer Steiggeschwindigkeit waren die maximalen Frischbetondrücke entsprechend größer. Im Versuch 4, in dem eine steifere Konsistenz zur Anwendung kam, waren die Frischbetondrücke erwartungsgemäß kleiner als die des Referenzversuches 1.3. Umgekehrt lagen sie bei Verwendung eines selbstverdichtenden Betons (Versuch 5) deutlich höher, jedoch auch bei lotrechter Schalung noch immer unter dem hydrostatischen Wert. Mit Versuch 6 sollte der Einfluss einer höheren Verdichtungsintensität auf den Frischbetondruck analysiert werden. Die Maximalwerte in Versuch 6 waren jeweils größer als im Referenzversuch. Die Verdichtungsintensität hat somit einen erheblichen Einfluss auf den Frischbetondruck.

### 3.3 Bewehrung und Bauteildicke

Die maximalen Frischbetondrücke in Versuch 7 zur Untersuchung des Einflusses der Bewehrung fielen im Vergleich zur Referenz wiederum signifikant größer aus. Somit belegt Versuch 7 den erheblichen Einfluss der Bewehrung auf den entstehenden Frischbetondruck, ein Effekt, der z. B. von DIN 18218 (2010) [1] bisher vernachlässigt wird.

Mit Hilfe der Versuche 8 bis 11 mit Wanddicken von 10 cm sollte der Einfluss der Wanddicke auf den Frischbetondruck bei schlanken Bauteilen verifiziert werden. Die Frischbetondrücke stellten sich bei geringer Wandstärke im Vergleich zu den entsprechenden Versuchen mit einer Wanddicke von 20 cm signifikant kleiner ein. Die Ergebnisse verdeutlichen, dass sich bei dünnen leichten Betonbauteilen auch geringere Frischbetondrücke einstellen. Diese Tatsache gestattet bei dünnen Konstruktionen die Verwendung leichterer und kostengünstigerer Schalungssysteme und/oder die Beschleunigung des Betoniervorgangs.

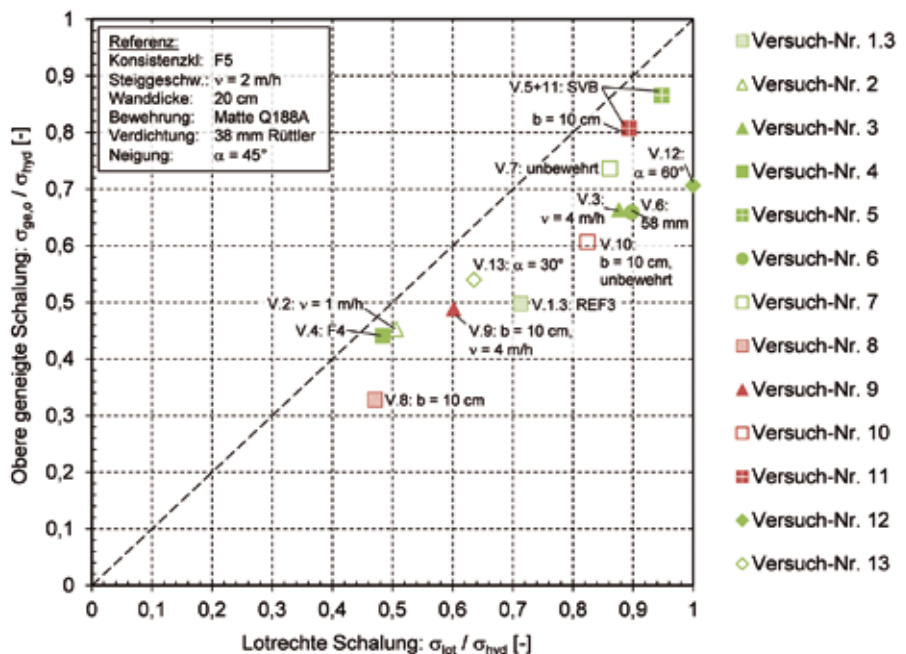


Bild 4: Normierte Frischbetondrücke der Lotrechten und der oberen geneigten Schalung

### 3.4 Lotrechte Schalung versus geneigte Schalung

Bild 4 zeigt die in den Versuchen maximal aufgetretenen Frischbetondrücke, normiert auf den hydrostatischen Frischbetondruck. Auf der Abszisse sind die normierten Drücke der lotrechten Schalung aufgetragen. Auf der Ordinate sind die normierten Drücke der oberen geneigten Schalung dargestellt. Zunächst fällt auf, dass alle Punkte unterhalb der Halbierenden liegen. Dies bedeutet, dass der Frischbetondruck auf die obere geneigte Schalung immer kleiner war als auf die lotrechte Schalung.

Bei dem Referenzversuch 1.3 betrug der maximale Frischbetondruck auf die lotrechte Schalung 71 % des hydrostatischen Drucks, während bei einer Schalungsneigung von 45° nur 47 % des hydrostatischen Drucks auftraten. In den Versuchen 2 und 4 ergaben sich bei lotrechter und bei geneigter Schalung die absolut kleinsten Maximalwerte für die Wandstärke von 20 cm, die Schalungsneigung hatte jedoch nur geringere Auswirkungen (< 15 %). Dieses Ergebnis legt die Vermutung nahe, dass bei geringer Steigungsgeschwindigkeit und mittlerer Konsistenzklasse (F3, F4) mit entsprechend niedrigem Frischbetondruck der Neigungseinfluss von geringerer Bedeutung ist.

Deutlichere Unterschiede zeigen die Ergebnisse der Frischbetondrücke der lotrechten und der oberen geneigten Schalung in den Versuchen 3, 6 und 12. Bei lotrechter Schalung stellte sich ein Frischbetondruck zwischen 88 % und 100 % des hydrostatischen Drucks ein, während bei geneigter Schalung nur 64 % und 68 % gemessen wurden. Die großen Unterschiede können mit der Tatsache erklärt werden, dass bei geneigter Schalung die Entfernung zwischen Rüttler und dem Bereich der Schalung mit maximalem Druck größer ist als bei der lotrechten Schalung. Dieser Einfluss war in Versuch 6 besonders ausgeprägt, da mit einem 58-mm-Innenrüttler mehr Verdichtungsenergie auf den Frischbeton einwirkte als in den Referenzversuchen. Da in Versuch 12 die lotrechte Wand nur bis zu einer Höhe von 2,5 m befüllt wurde, betrug der Abstand zwischen Rüttler und Messstelle des maximalen Frischbetondrucks am Betonierende nur ca. 1 m, während bei geneigter Schalung ein Abstand von ca. 2 m zu verzeichnen war.

Die Ergebnisse der Versuche 5, 7 und 11 zeigen sowohl bei lotrechter als auch bei geneigter Schalung nahezu hydrostatischen Frischbetondruck und verdeutlichen somit, dass bei hohen Drücken der Einfluss der Schalungsneigung tendenziell abnimmt.

## 4 Numerische Untersuchungen

Zur numerischen Untersuchung des Frischbetondrucks wurde ein Modell zur Berechnung des Frischbetondrucks bei geneigten Schalungen auf Grundlage der Finiten-Elemente-Methode entwickelt. Das numerische Modell ist in der Lage, das zeitlich veränderliche Materialverhalten des Frischbetons während des Ansteifens abzubilden.

### 4.1 Modellbeschreibung

Die numerische Modellierung erfolgt als ebenes System mit dem FEM-Programmsystem ANSYS. Der Frischbeton wird mit Scheibenelementen abgebildet, die in übereinanderliegenden Schichten unterteilt sind (vgl. Bild 5). Jeder Schicht können unterschiedliche Materialparameter zugewiesen werden. Somit kann das zeitveränderliche Materialverhalten erfasst werden. Innerhalb der Scheibenelemente kommt das elasto-plastische Stoffgesetz nach DRUCKER & PRAGER [10] zur Anwendung. Die Schalhaut wird durch Balkenelemente modelliert. Als Geometrie können lotrechte oder auch parallel, einseitig und ungleich geneigte und auch gekrümmte Wände gewählt werden. Die Verbindung zwischen Frischbeton und Schalhaut erfolgt über Knoten-Kontaktelemente, die Druck- und Schubspannungen übertragen können, jedoch keine Zugspannungen.

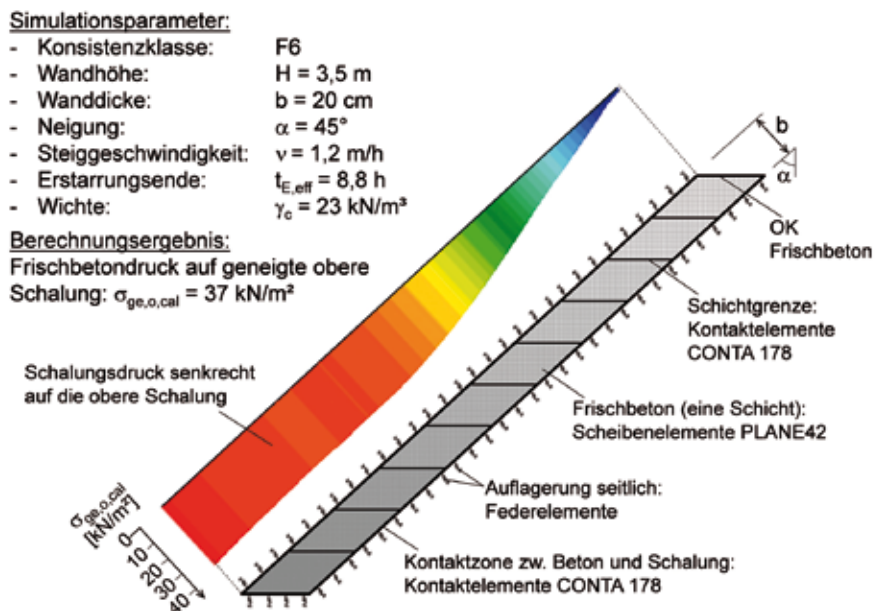


Bild 5: Numerisches Modell mit Verlauf des Frischbetondrucks auf die obere Schalung für ein exemplarisches Beispiel

Der zum Zeitpunkt des Betonierendes entstehende Frischbetondruck kann auf zwei Arten simuliert werden. Bei der transienten Berechnung erfolgt die Abbildung des Frischbetons im FE-Modell schichtweise in Zeitschritten. Dabei werden beim Abbilden einer neuen Schicht die Materialparameter der darunter liegenden „älteren“ Schichten entsprechend dem zeitlichen Fortschritt angepasst und die Spannungen der Scheibenelemente aus dem vorhergehenden Berechnungsschritt übertragen. Bei einer stationären Berechnung werden alle Frischbetonschichten in einem Zeitschritt in das FE-Modell implementiert und jede Frischbetonschicht erhält die ihrem „Alter“ zum Betonierende entsprechenden Materialkenngrößen. Für das Betonierende ist somit die Verteilung der Materialparameter über die Wandhöhe bei beiden Berechnungsarten identisch.

## 4.2 Implementierte System- und Materialparameter

Die Querdehnzahl  $\nu_c$  und der Elastizitätsmodul  $E$  des Frischbetons werden als zeitlich veränderliche Größen nach PROSKE [7] modelliert. Die den Scheibenelementen zugewiesene Festigkeitshypothese nach DRUCKER & PRAGER [10] benötigt als Materialparameter den Winkel der inneren Reibung  $\varphi$  und die Kohäsion  $c$ . Die Kohäsion wurde zu  $c = 0$  angenommen. Der Winkel der inneren Reibung inkl. Kohäsionsanteilen  $\varphi_{ges}$  wird über den Seitendruckbeiwert  $\lambda = \sigma_h / \sigma_v$  unter Annahme eines aktiven Erddrucks berechnet. Aus Versuchsergebnissen [11], [12] mit einer sogenannten kombinierten Versuchseinrichtung (KVA) [13] an Betonen der Konsistenzklasse F5 und F6 wurden Funktionen des Seitendruckbeiwerts als Mittelwerte in Abhängigkeit der Zeit  $\lambda_{t,MW}(t/t_{eff})$  für eine nachgiebige Schalung abgeleitet. Eine Funktion des Seitendruckbeiwerts für SVB kann der Literatur [7] entnommen werden. Die Verläufe von  $\lambda_{t,MW}(t/t_{eff})$  sind in Bild 6 dargestellt.

Die Kontaktelemente benötigen zum Abbilden des Reibungseinflusses zwischen Frischbeton und Schalung als Parameter den Reibbeiwert  $\mu$ . Für die Konsistenzklassen



F5 und F6 wurden Reibbeiwerte aus Versuchsergebnissen [11], [12] verwendet. Für SVB sind zeitabhängige Funktionen in der Literatur vorhanden [7]. In Bild 7 sind Reibbeiwerte in Abhängigkeit der Zeit als Mittelwerte für die vorgenannten Konsistenzklassen mit Bewehrung und ohne Bewehrung dargestellt.

Für die Versuchsnachrechnung wird grundsätzlich eine Biegesteifigkeit der Schalhaut von  $E \cdot I = 22,5 \text{ kNm}^2$  berücksichtigt. Die Schalungsunterkonstruktion wurde mit Federn mit einer Steifigkeit von  $k = 12.500 \text{ kN/m}$  je  $1 \text{ m}^2$  Schalungsfläche modelliert.

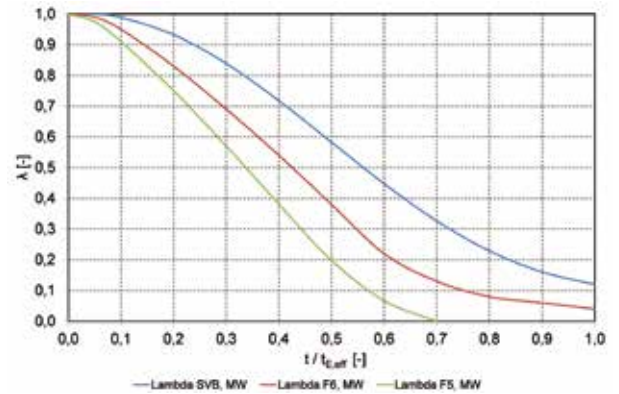


Bild 6: Zeitabhängige Funktionen von  $\lambda$  für die Konsistenzklassen F5, F6 und SVB als Mittelwerte

### 4.3 Ergebnisse der Versuchsnachrechnung

Zur Verifizierung des vorgestellten numerischen Modells wurden stationäre Vergleichsberechnungen zu den in Kapitel 2 vorgestellten Versuchen mit den in Kapitel 4.3 erläuterten Materialparametern durchgeführt. Die berechneten maximalen Frischbetondrücke  $\sigma_{\text{lot,cal}}$  der lotrechten Schalung sind in Bild 8 (links) den jeweiligen gemessenen Frischbetondrücken  $\sigma_{\text{lot}}$  gegenübergestellt. Bild 8 (rechts) enthält die berechneten Frischbetondrücke der oberen geneigten Schalung  $\sigma_{\text{ge,o,cal}}$  im Vergleich zu den jeweiligen gemessenen Frischbetondrücken  $\sigma_{\text{ge,o}}$ .

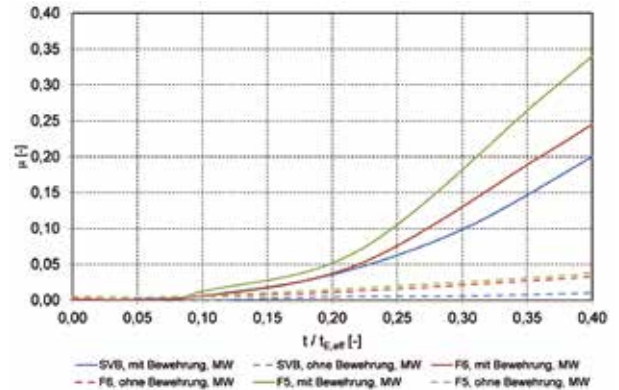


Bild 7: Zeitabhängige Funktionen von  $\mu$  für die Konsistenzklassen F5, F6 und SVB als Mittelwerte

Die mit dem entwickelten numerischen Modell berechneten Frischbetondrücke zeigen eine gute Korrelation mit den Messergebnissen der Versuche. Mit geeigneten Ansätzen für den Seitendruckbeiwert  $\lambda$  und die Reibung  $\mu$ , die den Randbedingungen der Versuche entsprechen, könnten weitere Verbesserungen im Hinblick auf die Genauigkeit der Rechenwerte erzielt werden.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Mit den Betonierversuchen zur Untersuchung des Frischbetondrucks bei geneigten Schalungssystemen konnte zunächst gezeigt werden, dass der Einfluss des Siloeffektes, also der Bewehrung und der Bauteildicke, auf den Frischbetondruck signifikant ist. Es wurde festgestellt, dass bei Bauteilen mit konstanter Wanddicke der wesentliche Unterschied der Frischbetondrücke einer oberen und einer unteren geneigten Schalung aus dem Eigengewichtsanteil des Frischbetons resultiert. Die maßgeblichste Erkenntnis der experimentellen Untersuchungen ist, dass bei konstanter Wanddicke der auf eine geneigte Schalung einwirkende Frischbetondruck stets kleiner ist als der Frischbetondruck bei einer vergleichbaren lotrechten Wand.

Im Rahmen der zukünftigen Forschungstätigkeit sollen Quantilwerte für die Funktionen des Seitendruckbeiwertes  $\lambda$  ( $t/t_{\text{eff}}$ ) und des Reibbeiwerts  $\mu$  ( $t/t_{\text{eff}}$ ) für Betone mit wei-

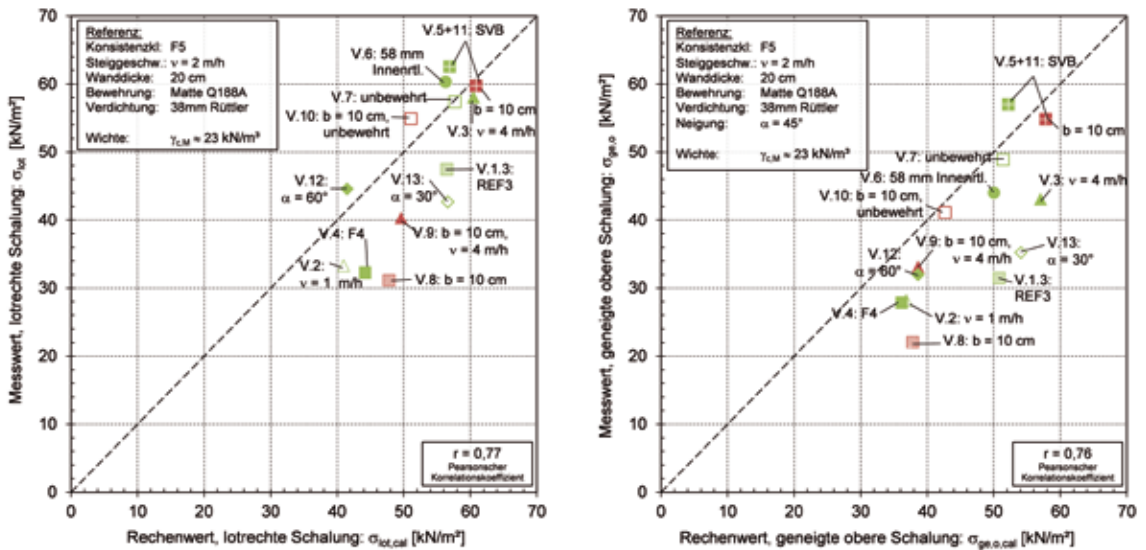


Bild 8: Vergleich zwischen Versuch und Rechnung: links: für die lotrechte Schalung; rechts: für die geneigte obere Schalung

cher bis sehr fließfähiger Konsistenz bestimmt werden. Mit einem derart erweiterten Modell können die numerischen Untersuchungen dann vervollständigt und funktionale Zusammenhänge entwickelt werden, mit denen sich der Frischbetondruck für verschiedene geneigte und gekrümmte Schalungsgeometrien numerisch präzise vorhersagen lässt.

### Danksagung

Besonderer Dank gilt der Deutschen Forschungsgemeinschaft für die Förderung des Forschungsvorhabens. Darüber hinaus danken die Autoren dem Güteschutzverband Betonschalungen e.V., der MEVA Schalungstechnik GmbH Haiterbach sowie der Waibel Beton Darmstadt GmbH & Co. KG für deren Unterstützung.

## Literatur

- [1] DIN 18218: Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen. DIN 18218:2010-01, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.
- [2] AST, G.; FRÖHLICH, K.-C.: Gerüste und Schalungen. In: VON HALÁSZ, R.; SCHEER, C. (Hrsg.): Holzbau-Taschenbuch, S. 875–921, Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 1996.
- [3] FREUND, B.; PROSKE, T.; GRAUBNER, C.-A.: Frischbetondruck bei geneigten Schalungen – Sachstandbericht. In: FRANZ, V.; HOFFMANN, F. H.; MOTZKO, C.; FRICKE, J. G. (Hrsg.): Tagungsband des 21. Kassel-Darmstädter Baubetriebsseminars Schalungstechnik, GfBW – Arbeitskreis Schalung, 24.–25.11.2011 in Kassel, 2011, Kap. C1, S. 1–11.
- [4] ACI 347-04: Guide to Formwork for Concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, 2004.
- [5] Bulletin D'Information No 115: Manuel de Technologie „Coffrage“. Comite Euro-International du Beton, Paris, 1977.
- [6] CIRIA Report 108: Concrete Pressure on Formwork. Construction Industry Research and Information Association, London, 1985.
- [7] PROSKE, T.: Frischbetondruck bei Verwendung von Selbstverdichtendem Beton – Ein wirklichkeitsnahes Modell zur Bestimmung der Einwirkungen auf Schalung und Rüstung. Dissertation, TU Darmstadt, Institut für Massivbau, Heft 12, Darmstadt: Eigenverlag, 2007.
- [8] DIN EN 206-1: Beton – Teil 1: Festlegungen, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Deutsche Fassung EN 206-1:2000. DIN EN 206-1:2001-07, Deutsches Institut für Normung, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2001.
- [9] DIN EN 12350-8 (2010): Prüfung von Frischbeton – Teil 8: Selbstverdichtender Beton – Setzfließversuch; Deutsche Fassung EN 12350-8:2010, Deutsches Institut für Normung, Berlin: Beuth Verlag, 2010.
- [10] DRUCKER, D. C.; PRAGER, W.: Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design. Quarterly of Applied Mathematics 10 (1952), Heft 2, S. 157–165.
- [11] GRAUBNER, C.-A.; BOSKA, E.; MOTZKO, C.; PROSKE, T.; DEHN, F.: Formwork pressure induced by highly flowable concrete – Design approach and transfer in practice. Structural Concrete 13 (2012), Heft 1, S. 51–60.
- [12] BRAMESHUBER, W.; BEITZEL, H.; BEITZEL, M.; BOHNEMANN, C.; DEHN, F.; GRAUBNER, C.-A.; KÖNIG, A.; LINGEMANN, J.; MÜLLER, H. S.; PISTOL, K.; PROSKE, T.; STETTNER, C.; ZILCH, K.: Formwork pressure induced by highly flowable concretes – Material investigations and large-scale tests. Structural Concrete 12 (2011), Heft 4, S. 270–280.
- [13] GRAUBNER, C.-A.; PROSKE, T.: Frischbetondruck bei Verwendung von Selbstverdichtendem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 2, S. 88–96.

### Grundlagen zur Entwicklung adaptiver Schalungssysteme für frei geformte Betonbauteile

#### Projektleiter

Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner

#### Projektbearbeiter

Björn Freund M.Sc.  
Dr.-Ing. Tilo Proske  
Dr.-Ing. Ngoc Linh Tran

#### Projektlaufzeit

09/2011 – 08/2014

#### Projektpartner

Prof. Dr.-Ing. Ulrich Knaack, Fachbereich 1, Hochschule Ostwestfalen-Lippe  
Güteschutzverband Betonschalungen e.V.  
MEVA Schalungstechnik GmbH Haiterbach  
Waibel Beton Darmstadt GmbH & Co. KG

#### Web

[www.massivbau.tu-darmstadt.de/massivbau](http://www.massivbau.tu-darmstadt.de/massivbau)

# Schalungsmethode zur nachhaltigen Herstellung von Betonbauteilen mit gekrümmten und unstetigen Oberflächen

Oliver Gericke  
Walter Haase  
Werner Sobek

Institut für  
Leichtbau Entwerfen  
und Konstruieren,  
Universität Stuttgart

Für die Herstellung von Schalungen für Betonbauteile, die sowohl gekrümmte als auch unstetige Oberflächen aufweisen, stellt das Fräsen einer Schalungsgeometrie eine Methode mit höchster Präzision dar, die jedoch mit großem Arbeits- und Ressourcenaufwand verbunden ist.

Im vorliegenden Artikel wird eine Schalungsmethode beschrieben, mit der das Problem des hohen Ressourcenaufwands von gefrästen Schalungen durch die Auswahl eines wiederverwendbaren Schalungsmaterials umgangen wird. Vertieft wird die Erprobung dieser Methode mit den Schalungsmaterialien Sand und Ton beschrieben.

## 1 Einführung

Computergestützte Methoden ermöglichen den Entwurf von Tragwerken und Bauteilen, deren Form optimal an ihre vorgesehene Aufgabe angepasst ist. Es ergibt sich das Potential zur Minimierung des Gewichts, der Menge der eingesetzten Ressourcen und damit auch der grauen (embodied) Energie eines Bauteils. Dies geht einher mit einer großen Anzahl möglicher Bauteilgeometrien. Gerade für den Baustoff Beton beschränkt sich jedoch die Vielfalt der Formen, die mit wirtschaftlich vertretbaren Methoden hergestellt werden können, weitestgehend auf Geometrien, die entlang der Bauteilachsen unveränderlich sind.

Um die Möglichkeiten des Werkstoffs Betons besser ausnutzen zu können, werden neue Methoden benötigt, mit denen die Herstellung von Bauteilen mit annähernd beliebigen Geometrien möglich ist. Der Ansatz der im vorliegenden Artikel beschriebenen Schalungsmethode liegt darin, eine große Vielfalt an herstellbaren Formen zu ermöglichen. Um das Potential der Ressourceneffizienz von formoptimierten Bauteilen nicht einzuschränken, wird zusätzlich eine Möglichkeit beschrieben, die Schalung frei von Abfall zu fertigen.

## 2 Schalungsmethode

### 2.1 Stand der Technik

Zur Herstellung von Betonbauteilen und -tragwerken mit stetigen, einfach oder doppelt gekrümmten Oberflächen wurden in der Vergangenheit verschiedene Methoden entwickelt, die auf der Verwendung einer flexiblen Schalhaut beruhen. Für die Herstellung vor Ort ist dabei die Methode der pneumatisch vorgespannten Membran [1] sowie die Methode einer zugeschnittenen Membranhaut, die mit Beton aufgefüllt wird [2, 3], exemplarisch. Die Herstellung von Fertigteilen erfolgt im Allgemeinen unter Anwendung einer Schaltschmethode [4, 5]. Hierbei wird eine flexible Schalhaut durch verfahrbare Stempel an der Unterseite in eine gewünschte Form mit einfacher oder doppelter Krümmung gebracht.

Den genannten Schalungsmethoden ist gemeinsam, dass sich die Schalhaut beim Einbringen des Betons verformt und das entstehende Bauteil nicht die Form der ursprünglichen, sondern die der deformierten Schalung abbildet. Dies ist aufgrund der

Flexibilität der Schalhaut, welche die räumliche gekrümmte Oberfläche der resultierenden Bauteile ermöglicht, ein der Methode inhärenter Nachteil.

Um eine geringere Verformung der Schalhaut zu erreichen, kann eine feste Schalung aus einem Material mit geringerer Dichte als Beton auf einem Schaltisch hergestellt werden. Hierbei wird ein flüssiges Schalungsmaterial (z. B. Wachs bei [6]) auf den Schaltisch gegossen und erhärtet dort. Die Methode bietet die Möglichkeit, auch größere, mehrteilige Schalungen mit einem Schaltisch herzustellen. Es ist jedoch anzunehmen, dass die Präzision der Methode durch die Volumenänderungen des Schalungsmaterials beim Phasenübergang beeinträchtigt wird.

Fräsen wird als die Methode angesehen, die abhängig von der eingesetzten Maschine eine große Formenvielfalt mit hoher Präzision vereint [7]. Diesen Vorteilen stehen die Nachteile der hohen Arbeitsintensität sowie des hohen Abfallaufkommens durch Fräsen aus Vollmaterial gegenüber, denn bei den gängig verwendeten Materialien (z. B. Polystyrol bei [8]) fällt i. d. R. eine große Menge Abfall an. Die Methode kann daher unter dem Gesichtspunkt der Nachhaltigkeit und Wirtschaftlichkeit als äußerst kritisch bewertet werden.

## 2.2 Auswahl der Methode

Im Folgenden wird die weiterführende Untersuchung von gefräster Schalung beschrieben. Die Auswahl dieser arbeits- und abfallintensiven Methode erfolgt, da die Vielfalt der herstellbaren Formen für eine neue Schalungsmethode als Priorität erachtet wird. Um dem kritischen Aspekt der großen Abfallmenge zu begegnen, wird ein Schalungsmaterial ausgewählt, das beliebig häufig wiederverwendet und im Fall der Entsorgung in einen biologischen oder technischen Stoffkreislauf rückgeführt werden kann.

Die Forderung der Wiederverwendbarkeit ist in der Schalungsmethode nach [6] bereits erfüllt. Hier wird das Material Wachs verwendet, das mit geringem energetischem Aufwand in einen flüssigen Aggregatzustand überführt werden kann. Für die gewählte Schalungsmethode wird daher ein Material ausgewählt, das einfach zwischen einem flüssigen bzw. plastischen und einem festen Aggregatzustand überführt werden kann. Wichtig ist dabei, dass der feste Aggregatzustand des Schalungsmaterials entweder unter Normalklima besteht oder energetisch einfach erreicht und aufrechterhalten werden kann.

## 3 Erprobte Methode

### 3.1 Material

Als Schalungsmaterial wird die Bodengruppe der Feinböden (Sand, Schluff, Ton) ausgewählt. Im Speziellen werden ein Quarzsand mit feiner Sieblinie (0,063–0,315 mm) und eine Tonmasse (Firma Witgert, Herschbach, plastische Masse 11M) untersucht.

Feinböden sind, bei entsprechender Beimischung von Wasser, unter Normalklima plastisch verformbar. Das Gemisch kann durch Abkühlung in einen festen Zustand überführt werden. Dieser Zustand muss durch geeignete Maßnahmen mindestens bis zum Ende der Bearbeitung aufrechterhalten werden.

Es werden nachfolgend die Versuche zu den einzelnen Bearbeitungsschritten in chronologischer Reihenfolge eines Herstellungszyklus beschrieben. Die Versuche werden dabei in kleinem Maßstab (Probengröße L/B/H = 33/20/6 cm) durchgeführt.

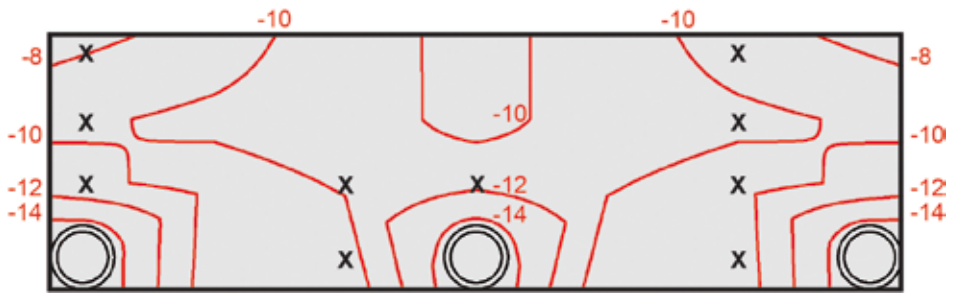


Bild 1: Querschnitt durch das Schalungsmaterial und Isotherme im thermisch stationären Zustand. Zahlenwerte sind in °C angegeben. Die Positionen der Temperatursensoren sind mit X markiert.

### 3.2 Temperierung

Da die Temperatur des Schalungsmaterials auch während der Bearbeitung unter dem Gefrierpunkt von Wasser gehalten werden muss, werden Kühlrippen in die Probenformen eingebracht, die Teil eines Durchlaufkühlsystems sind. Es wird ein Durchlaufkühler FL601 der Firma Julabo verwendet, der mit einer möglichen Kühlleistung von 0,2 kW bei -20 °C betrieben wird. Der Gefrierpunkt des Wasser-Glycerin-Gemischs, welches als Kühlmedium verwendet wurde, beträgt -20 °C, weshalb die Zieltemperatur der Kühlung zu -19 °C gewählt wird. Um den Temperiervorgang zu beschleunigen, wird die Probe zusätzlich mit einer 20 mm dicken Polystyrolplatte abgedeckt.

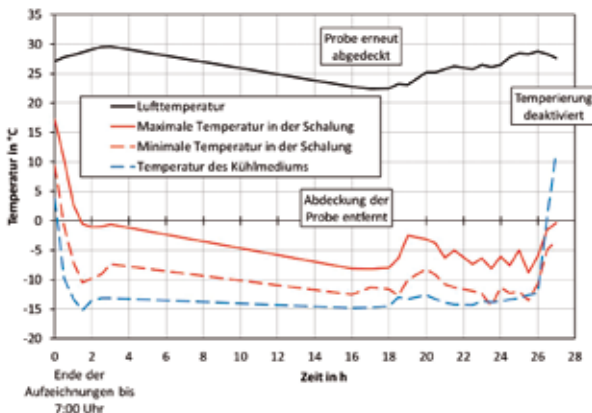


Bild 2: Über den Messzeitraum gemessene Temperaturen im Schalungsmaterial; zusätzlich sind die Umgebungstemperatur und die Temperatur des Kühlmediums dargestellt.

In einem Versuch wird das Temperaturprofil in Probenmitte (in Längsrichtung) ermittelt. Die Platzierung der zehn Thermoelemente vom Typ K erfolgt unter der Annahme eines symmetrischen Verlaufes der Temperatur. Für den Verlauf der Isothermen (Bild 1) wird ein linearer Temperaturverlauf zwischen den Thermoelementen sowie eine konstante Temperatur des Kühlmediums unterstellt. Mit der Darstellung der Isothermen während des thermisch stationären Zustands (Bild 1) wird deutlich, dass die Probe mit der gewählten Methode vollständig eingefroren werden kann. Nach Erreichen des thermisch stationären Zustands wird die Styroporplatte abgenommen und eine Tasche mit den Dimensionen L/B/H = 10/10/1 cm in die Probe gefräst. Bild 2 zeigt deutlich, dass die Probe auch während der Bearbeitung nicht taut.

In einem weiteren Versuch wird die Temperierung des Schalungsmaterials unter gleichzeitiger Bearbeitung durch eine CNC-Fräse erprobt.

### 3.3 Formgebende Bearbeitung

Unter Berücksichtigung der nachfolgend beschriebenen Versuche werden für die Bearbeitung mittels Fräsen drei Kriterien mit übergeordneter Bedeutung identifiziert:

1. Abnutzung des verwendeten Fräasers,
2. Absaugung des abgefrästen Materials,
3. Qualität der erzeugten Form.

Mit den in Bild 3 dargestellten benutzten Fräsern wurde jeweils mit einem Gesamtvorschub von 30 Meter eine 15 mm tiefe Nut in einen Feinsand gefräst. Es kann festgestellt werden, dass die aus unterschiedlichen Materialien bestehenden Fräser unterschiedlich starke Abnutzungserscheinungen aufweisen. Dies wird hauptsächlich auf die bessere Eignung des Vollhartmetalls gegenüber dem Schnellschnittstahl für die Bearbeitung von abrasiven Werkstoffen zurückgeführt.

Zusätzlich ist die Absaugung von übergeordneter Bedeutung. Werden abgefräste Späne nicht sofort abgesaugt, können diese wieder im Material festfrieren und nur durch erneutes Abfräsen entfernt werden. In allen beschriebenen Versuchen wurde die Absaugung mit einer händisch ausgerichteten Absauganlage vom Typ Cleantex CTM 33 E SG der Firma Festool durchgeführt.



*Bild 3: Von links nach rechts: genutzter Vollhartmetall-Fräser, ungenutzter Vollhartmetall-Fräser, genutzter Schnellschnittstahl-Fräser, ungenutzter Schnellschnittstahl-Fräser*

*[Foto: ILEK, Oliver Gericke]*

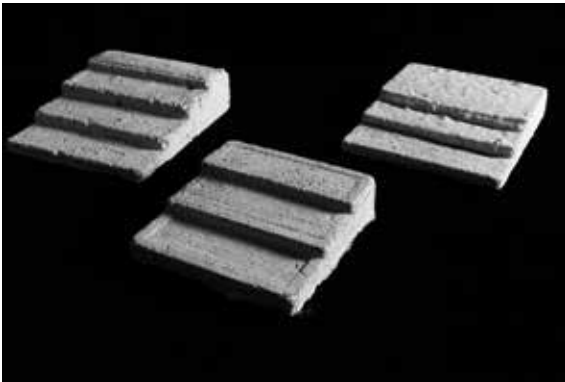
Die Qualität der erzeugten Form hängt wesentlich vom Zahnvorschub des Fräasers ab. Der Zahnvorschub ist der Vorschub einer Schneide während einer Drehung des Fräasers. Ist der Zahnvorschub zu klein, findet keine Spanabnahme statt, was hinsichtlich der resultierenden Oberflächen- und Kantenqualität als äußerst kritisch zu bewerten ist. Bei einem Zahnvorschub, der größer ist als das Größtkorn des verwendeten Schalungsmaterials, werden im Allgemeinen die besten Ergebnisse erzielt.

Gerade beim Schalungsmaterial Ton kann festgestellt werden, dass ein dauerhaft zu geringer Zahnvorschub zum lokalen Antauen des Materials führt. Der Fräser spant das angetaute Schalungsmaterial nicht ab, sondern verschiebt es lediglich. Die resultierende Geometrie kann in diesem Fall sehr stark von der geplanten abweichen.

### 3.4 Betonieren

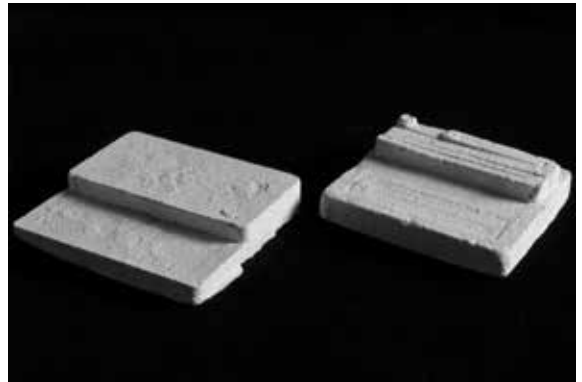
Die im Folgenden beschriebenen Versuche dienen der Ermittlung der Betonierparameter, die notwendig sind, damit das hergestellte Betonbauteil die Schalungsform möglichst unbeeinträchtigt abbildet. Um das Schalungsmaterial nicht zu verunreinigen und dadurch die Wiederverwendbarkeit einzuschränken, wird zunächst kein Trennmittel verwendet.

In einem ersten Schritt wird der Einfluss von verschiedenen Verdichtungsmethoden auf das resultierende Bauteil untersucht. Hierbei kommen mechanische Verdichtungsmethoden, wie die Methode des Rütteltisches, sowie die Beimischung von Fließmitteln zum Einsatz. Als Schalungsmaterial wird Quarzsand verwendet, in den eine getreppte Form gefräst wird. Das Betonbauteil besteht aus Normalbeton. Mit den Resultaten der verschiedenen Verdichtungsmethoden (Bild 4) kann festgestellt werden, dass mechanische Verdichtungsmethoden die Form der Schalung erheblich beeinträchtigen. Zusätzlich wird deutlich, dass Beton unter Beimischung von Fließmittel und ohne Zusatzstoffe Luftlöcher an der Oberfläche aufweist. Um eine homogene Oberfläche zu erreichen, wird daher für weitere Versuche ein selbstverdichtender Beton (SVB, Sika Grout 551) verwendet. Die Oberflächen resultierender Bauteile aus SVB sind von homogener und gleichbleibender Qualität (siehe Bild 5). Es kann jedoch festgestellt werden, dass auf Sand hergestellte Bauteile eine sehr raue Oberfläche aufweisen.



*Bild 4: Auf Sandschalung hergestellte Normalbetonbauteile mit den Maßen L/B 18/16 cm. Die Höhe beträgt je Stufe 1 cm. Die Herstellung der einzelnen Proben erfolgte ohne Verdichtungsmaßnahmen (hinten links), mit Verdichtung auf einem Rütteltisch (hinten rechts) und mit Fließmittel versetztem Beton (vorn).*

*[Foto: ILEK, Oliver Gericke]*



*Bild 5: Auf Tonschalung (links, L/B/H 10/11/3 cm) bzw. Sandschalung (rechts, L/B/H 11/12/2,5 cm) hergestellte Bauteile aus selbstverdichtendem Beton [Foto: ILEK, Oliver Gericke]*

In einem weiteren Versuch können, unter Verwendung der Tonmasse als Schalungsmaterial, an den abgefrästen Flächen Bereiche zusammenhängenden Eises (Eisadern) festgestellt werden. Um das Auftreten der Eisadern, die durch das resultierende Bauteil abgebildet werden (siehe Bild 5), zu verhindern, wird der Wassergehalt in der Tonschalung reduziert. Es kann festgestellt werden, dass die Reduktion des werkmäßigen Anmachwasseranteils von 24 Masse-% um 3 Masse-% zu einem nahezu vollständigen Ausbleiben der Eisadern führt. Trotz der Reduktion der Eisadern weisen die auf einer Tonschalung hergestellten Bauteile jedoch keine gleichbleibende Qualität auf. Dieses Problem ist noch Gegenstand von Untersuchungen.

## 4 Fazit und Ausblick

Die grundsätzliche Machbarkeit der Methode der gefrästen Feinbodenschalung kann als erwiesen erachtet werden. Während die Qualität bei der Anwendung von Sand als Schalungsmaterial gleichbleibend ist, sind die Parameter für eine Schalung, die den Möglichkeiten des Werkstoffes genügt, für den Werkstoff Ton noch zu ermitteln. Im weiteren Verlauf bis zum Abschluss des Forschungsprojekts wird der Fokus daher auf die Fertigungsparameter für den Werkstoff Ton gelegt. Im Sinne der Schalungsmethode wird zusätzlich ein unter Normalklima festes Schalungsmaterial ermittelt und erprobt.



## Literaturverzeichnis

- [1] SOBEK, W.: Auf pneumatisch gestützten Schalungen hergestellte Betonschalen. Dissertation, Universität Stuttgart, 1987.
- [2] WEST, M.: Fabric-Formed Concrete Members. Concrete International 25 (2003), Heft 10, S. 55–60.
- [3] WEST, M.: Fabric-Formed Concrete Columns. Concrete International 26 (2014), Heft 6, S. 42–45.
- [4] PRONK, A.; VAN ROOY, I.; SCHINKEL, P.: Double-curved surfaces using a membrane mould. In: DOMINGO, A.; LAZARO, C. (Hrsg.): Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2009, 28.09.–02.10.2009 in Valencia (Spanien), S. 618–628.
- [5] SCHIPPER, R.; JANSSEN, B.: Manufacturing Double Curved Precast Concrete Panels. Concrete Plant International (2011), Heft 4, S. 32–38.
- [6] OESTERLE, S.; VANSTEENKISTE, A.; MIRJAN, A.: Zero Waste Free-Form Formwork. In: ORR, J.; EVERNDEN, M.; DARBY, A.; IBELL, T. (Hrsg.): Proceedings of the Second International Conference on Flexible Formwork, 27.–29.06.2012 in Bath (GB), Bath: University of Bath, 2012, S. 258–267.
- [7] RAUN, C.; KRISTENSEN, M. K.; HIRKEGAARD, P. H.: Flexible Mould for Precast Concrete Elements. In: ZHANG, Q.; YANG, L.; HU, Y. (Hrsg.): Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2010, 08.–12.11.2010 in Shanghai (China), S. 2726–2737.
- [8] OTTO, K.; SCHUMACHER, M.: Erweiterung unter dem Garten – Städel Museum in Frankfurt am Main. Detail 53 (2013), Heft 4, S. 390–398.

### **Automatisierte adaptive Schalungsmethoden zur Herstellung von Betonbauteilen mit gekrümmten Oberflächen**

#### **Projektleiter**

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr. h.c. Werner Sobek

#### **Projektbearbeiter**

Dr.-Ing. Walter Haase  
Dipl.-Ing. Oliver Gericke

#### **Projektlaufzeit**

10/2011 – 09/2014

#### **Web**

<http://www.uni-stuttgart.de/ilek/>

# Liniengeometrie für den Leichtbau

Daniel Lordick  
Daniel Klawitter  
Markus Hagemann

Institut  
für Geometrie,  
TU Dresden

Regelflächen, das sind durch die Bewegung von Geraden erzeugte Flächen, haben für den Betonleichtbau unter den Gesichtspunkten Statik und Herstellung herausragende Eigenschaften: Auch wenn sie doppelt gekrümmt sind, können sie geradlinig bewehrt oder vorgespannt werden. Außerdem kann die Schalung beispielsweise durch Heißdrahtschneiden aus Polystyrol-Hartschaum gewonnen werden. In gängigen CAD-Systemen ist die Klasse der Regelflächen bislang nicht angemessen repräsentiert und steht deshalb für die Bauteilgestaltung nur eingeschränkt zur Verfügung. *Liniengeometrie für den Leichtbau* liefert nun ein mathematisches Modell, das Regelflächen und auf sie wirkende Kräfte abbildet, und entwickelt daraus Formfindungswerkzeuge, die in einer vertrauten Entwurfsumgebung das Prinzip *form follows force* unterstützen.

## 1 Einführung

*Liniengeometrie für den Leichtbau* führt zwei sehr gegensätzliche Themenfelder zusammen. Auf der einen Seite steht eine weit verzweigte mathematische Theorie und auf der anderen Seite die Praxis des Bauens mit ihren konkreten Anforderungen.

Die Liniengeometrie ist ein Teilgebiet der Mathematik mit zahlreichen Anwendungen, beispielsweise in Optik und Robotik. Die Grundelemente der Liniengeometrie sind die Geraden. Das ist durchaus besonders, weil wir eigentlich gewohnt sind, unseren Anschauungsraum mithilfe des kartesischen Koordinatensystems als dreidimensionalen Punkttraum zu begreifen. In diesem Modell entstehen Kurven durch die Bewegung von Punkten und sind insofern eine einparametrische Schar der Grundelemente. Betrachtet man nun aber die Geraden als Grundelemente, so stellt man zunächst fest, dass die Mannigfaltigkeit aller Geraden des Anschauungsraumes nicht drei-, sondern vierdimensional ist. Das macht den Umgang mit Geraden ungleich schwerer und insbesondere das Entwerfen mit Geraden fordert die Vorstellungskraft stark heraus. Vierdimensional bedeutet: Um eine Gerade im Raum festlegen zu können, sind vier Werte nötig. Legt man zunächst mit zwei Koordinaten einen Punkt in der Grundrissebene fest, so braucht man darüber hinaus noch zwei Winkel. Anschaulich gesprochen sind das die Richtung im Grundriss und der Neigungswinkel. Alternativ kann man auch den Schnitt der Geraden mit einer weiteren Ebene angeben.

Damit die Geraden einem eleganten Kalkül zugänglich werden, gibt es verschiedene Methoden, die Geraden in ein höherdimensionales Punktmodell zu übersetzen. Jeder Punkt in diesem repräsentiert dann eine Gerade und jede Kurve entspricht einer Regelfläche. Auf diesem theoretischen Fundament behandeln wir in *Liniengeometrie für den Leichtbau* Regelflächen so ähnlich wie NURBS-Kurven in CAD-Programmen: Es greifen nun Interpolations- und Relaxationsalgorithmen.

Der Leichtbau, und hier insbesondere der Leichtbau mit Beton, erfordert geschickte Bauteilformen, um Lasten mit einem effektiven Materialeinsatz abzutragen. Soll die Liniengeometrie dem Leichtbau dienen und somit die Vorteile bei der Herstellung von Regelflächen gewährleisten, muss sie auch Kräfte und Lastfälle in den Modellraum übersetzen und dort behandeln. Nur so wird während des Formfindungsprozesses die Klasse der Regelflächen nicht verlassen. In diesem Zusammenhang ist eine entschei-

dende Eigenschaft unserer Herangehensweise, dass nicht nur einfache Kräfte, sondern notwendigerweise zugleich auch Momente mit erfasst werden können.

Wir berichten, nach einem kurzen Abriss zur Anwendung von Regelflächen im Bauwesen und deren Implementierung in CAD-Software, welche Strategien wir verfolgt haben, um die Liniengeometrie im Sinne des Leichtbaus nutzbar zu machen. Wir geben einen Überblick über die bisherigen Resultate und skizzieren, in welche Richtung die ausgebreiteten Konzepte weiterentwickelt werden sollen. Außerdem geben exemplarische Ergebnisse aus einem Modellierungskurs mit Studierenden der Architektur einen Einblick in die grundsätzlichen Herausforderungen beim Transfer des hier akkumulierten Wissens und regen insofern künftige Aufgaben an.

## 2 Regelflächen im Bauwesen

Unter dem Blickwinkel »Herstellung« und »Statik« zerfällt die Klasse der Regelflächen in zwei wesentliche Arten. Zur einen Art, den abwickelbaren Regelflächen, gehören die Zylinder, Kegel und Torsen. Das sind Flächen mit durchgängig verschwindender GAUSS'scher Krümmung (einfach gekrümmte Flächen), die aus ebenem Baumaterial, z. B. Blech, durch einfaches Biegen hergestellt werden können. Die andere Art sind die windschiefen Regelflächen mit im Wesentlichen negativer GAUSS'scher Krümmung (gegensinnig doppelt gekrümmte Flächen), die durch ihre Krümmung günstige statische Eigenschaften aufweisen. *Liniengeometrie für den Leichtbau* befasst sich mit letzteren, weil Beton für das Herstellen doppelt gekrümmter Bauteile in besonderer Weise geeignet ist und derartige Konstruktionen auch bei geringer Materialstärke überdurchschnittlich leistungsfähig sind.

Die gebräuchlichsten windschiefen Regelflächen im Bauwesen sind die algebraischen Regelflächen 2. Ordnung, die sogenannten Reguli, namentlich das hyperbolische Paraboloid (HP-Fläche) und das einschalige Hyperboloid. Die Besonderheit der Reguli ist, dass auf ihnen zwei Scharen von Geraden liegen, sie also in doppelter Hinsicht Regelflächen sind. Einschalige Drehhyperboloide sind seit den Konstruktionen des russischen Ingenieurs WLADIMIR SCHUCHOW (1853–1939) als extrem wirtschaftliche Bauformen für große Bauwerke bekannt und dienen vielfach als Grundform für Kühltürme, z. B. BECKH [1]. ANTONI GAUDI hat Reguli als Gestaltungsmittel umfangreich in der *Sagrada Família* eingesetzt, BARRY [2]. Als dünne Betonschalen wurden insbesondere die HP-Flächen durch FÉLIX CANDELA (1910–1997) berühmt. Ebenso haben aber auch ANTON TEDESKO (1903–1994), EDUARDO CATALONO (1917–2010), ULRICH MÜTHER (1934–2007) und viele andere HP-Flächen verwendet, siehe z. B. HEINLE & SCHLAICH [3]



Bild 1: Durch Geraden erzeugte Regelflächen im Modell, Museum in der Sagrada Família

[Fotos: Silke Scheerer]

oder DECHAU [4]. Als vorgefertigte Bauteile sind die Hyperboloidschalen von WILHELM SILBERKÜHL (1912–1984) bekannt geworden, bei denen Vorspannung zur Anwendung kam, RUPPERT ET AL. [5]. Ein besonderes Beispiel für die Anwendung von Reguli ist das Panorama-Bauwerk Bad Frankenhausen, bei dem sowohl die Wände als auch das Dach aus HP-Schalensegmenten errichtet wurden, MÜLLER & KOKOTT [6].

Das internationale Symposium *Shell Pioneers*, 2012 durchgeführt am Fachgebiet von Prof. MIKE SCHLAICH (TU Berlin), förderte weitere, kaum populäre, doch nicht minder spektakuläre Beispiele aus dem europäischen Ausland zu Tage [7]. Auch jenseits von HP-Fläche und Drehhyperboloid sind die Vielseitigkeit der Betonschalenskonstruktionen und ihr verhältnismäßig geringer Baustoffverbrauch unbestritten. Jedoch führt insbesondere der hohe Arbeitsaufwand bei der Herstellung dazu, dass sie heute kaum mehr gebaut werden, SCHLAICH [8]. Offensichtlich ist eine zentrale Aufgabe, die Schalung für doppelt gekrümmte Schalen wirtschaftlich in den Griff zu bekommen. Das ist auch der Grund, warum wir uns auf die Klasse der Regelflächen beschränken. Schließlich können in diesem Fall die Schalungselemente einigermaßen unkompliziert durch Heißdrahtschneiden aus extrudiertem Polystyrol gewonnen werden.

Regelflächen, die keine Reguli sind, kommen im Bauwesen relativ selten vor. Konoide, bei denen die Erzeugenden zu einer Richtebene parallel sind (das gilt auch für HP-Flächen), treten dabei noch am häufigsten auf. Die Untersicht von massiven Wendeltreppen ist oft als Wendelfläche ausgeführt, obwohl auch schiefe Schraubregelflächen anzutreffen sind. ANTONI GAUDÍ (1852–1926) hat darüber hinaus solche Konoide verwendet, die eine Sinuskurve als Leitkurve besitzen. In neuerer Zeit finden sogar allgemeine windschiefe Regelflächen, unter anderem im Werk von ZAHA HADID, Anwendung, FLÖRY & POTTMANN [9]. Im Übrigen ist aber das Gestaltungspotential der Regelflächen noch bei weitem nicht ausgeschöpft. Das liegt unter anderem daran, dass Regelflächen in aktuellen CAD-Programmen nicht strukturiert gehandhabt werden können. Wesentliche konstruktive Eigenschaften sind nur auf Umwegen erreichbar, der Einsatz von Regelflächen im Entwurf somit mühsam.

### 3 Standard-Implementierung von Regelflächen in CAD-Software

Regelflächen treten in CAD-Software als eine Untergruppe der NURBS-Flächen auf. Sind beispielsweise für eine Loft-Fläche nur zwei Profilkurven vorgegeben, so werden diese linear verbunden und man erhält eine NURBS-Fläche, deren Parameterkurven in einer Richtung Geradenstücke sind. Es handelt sich bei einer derartigen NURBS-Fläche somit um einen Ausschnitt einer Regelfläche. Die Erzeugenden der Regelfläche, also die Geraden, verbinden immer einander entsprechende Parameterpunkte auf den Profilkurven. Diese Zuordnung ist aber weitgehend willkürlich, hängt nur von der Parametrisierung der Profilkurven ab und entzieht sich zunächst der Kontrolle des Benutzers. Es bedarf typischerweise einer zusätzlichen Bearbeitung, um die gewünschte Regelfläche zu erhalten. Allgemein gilt nämlich, dass erst durch drei Kurven eine Regelfläche eindeutig bestimmt ist (Bild 2 und POTTMANN/WALLNER [10]).

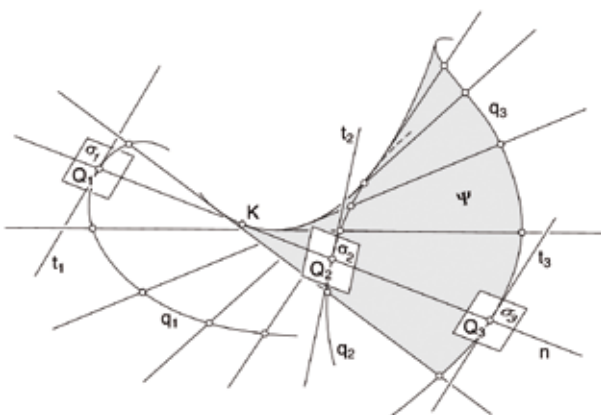


Bild 2: Festlegung einer Regelfläche durch die Treffgeraden zu drei Kurven  $q_1$ ,  $q_2$  und  $q_3$ , aus LORDICK [11]



Bild 3: Kilden Theater- und Konzerthaus in Kristiansand bei Nacht

[Foto: Knut Arne Gjertsen, CC BY-SA 3.0]

Beim Kilden Theater- und Konzerthaus in Kristiansand (Bild 3) war beispielsweise das Entwurfsziel, eine konoidale Fläche zu erzeugen. In der Frontansicht sollten die Erzeugenden, als Holzleisten materialisiert, zueinander parallel erscheinen. Das leistete aber das geometrische Modell der Architekten zunächst nicht und es wurde erst erreicht, indem nachträglich die Parametrisierung der Randkurven manipuliert wurde (Bild 4). Diese Aufgabe war also dem digitalen Entwurf nachgeordnet und wurde von der auf Geometriemodellierung spezialisierten Firma *Design-to-Production* durchgeführt, SCHEURER [12].

Dieser Ablauf bei der Formfindung und Realisierung ist in gewisser Weise typisch, aber keineswegs zufriedenstellend! Wir wollen die geometrische und statische Optimierung in die Formfindung einbeziehen und so zu einer grundsätzlichen Verbesserung beim Entwerfen mit Regelflächen beitragen.

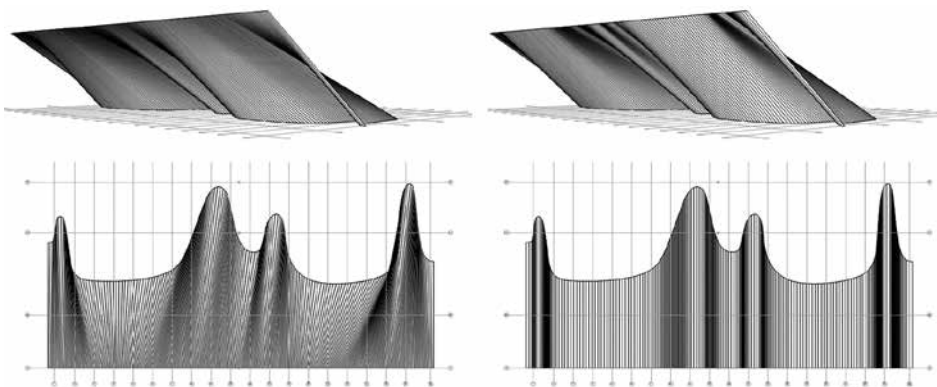


Bild 4: Fassade des Kilden Theater- und Konzerthauses, ALA Architects; links: NURBS-Entwurf, rechts: konoidale Fläche

[Abbildungen: Design to production, FABIAN SCHEURER [12]]

## 4 Liniengeometrisches Modell

*Liniengeometrie für den Leichtbau* stellt dem Konzept der NURBS-Flächen eine neue und – in Bezug auf windschiefe Regelflächen – artgerechte Berechnungsmethode zur Seite. Das Grundprinzip ist, die Menge aller Geraden des Anschauungsraums in einem höherdimensionalen Modellraum zu behandeln. Die Projektmitarbeiter MARKUS HAGEMANN und DANIEL KLAWITTER haben insbesondere zwei bekannte liniengeometrische Modelle auf ihre Tauglichkeit für die Anwendung im Leichtbau näher untersucht, das PLÜCKER'sche Geradenmodell und die Dualsphäre.

Das PLÜCKER'sche Geradenmodell ist eingebettet in einen projektiven, fünfdimensionalen Raum, in dem alle Geraden des dreidimensionalen Raumes als Punkte auf der sogenannten KLEIN-Quadrik liegen. Die Besonderheit des Modells liegt in seiner Vollständigkeit. So sind Ferngeraden in dieses Modell in natürlicher Weise integriert. Das Parallelenaxiom ist außer Kraft: Irgend zwei verschiedene Geraden haben entweder einen Schnittpunkt oder sind windschief. Liniengeometrische Zusammenhänge können sehr gut mit Hilfe der durch die KLEIN-Quadrik induzierten Polarität erklärt werden. All das macht das PLÜCKER'sche Geradenmodell aus mathematischer Sicht elegant. Allerdings werden Fernelemente und die projektive Sichtweise für ingenieurspezifische Fragestellungen nicht benötigt.

Ein weiteres Modell ist die Dualsphäre. Ausgangspunkt sind die dualen Quaternionen zur Beschreibung von Bewegungen im Raum (allgemein: Schraubungen). Durch Einschränkung auf Drehungen um  $180^\circ$  erhält man die sogenannten liniensymmetrischen Bewegungen. Die dualen Quaternionen vereinfachen sich in diesem Fall entscheidend und erfüllen die Dualsphäre, die damit wiederum als eine Einbettung der Geraden des dreidimensionalen Raumes in das Bewegungsmodell angesehen werden kann. Während das Attribut „dual“ auf die zu Grunde liegende algebraische Struktur der dualen Zahlen zurückzuführen ist, ist der Begriff der „Sphäre“ durch eine Normierungsbedingung geprägt. In der Tat können also Geraden als Punkte auf einer zweidimensionalen Sphäre im dreidimensionalen Modul über dem Ring der dualen Zahlen angesehen werden.

Die Dualsphäre hat zwar den Nachteil, Fernelemente nicht erfassen zu können, aber den für das Bauwesen entscheidenden Vorteil, dass eine Norm induziert wird. Diese Norm ist eine duale Zahl und beinhaltet den Abstand und den Winkel zwischen zwei Geraden. Diese Eigenschaft ist vor allem aus Sicht der zu behandelnden Optimierungsaufgaben wichtig. Außerdem bietet die Korrespondenz des Modells mit der Darstellung von Bewegungen als duale Quaternionen die Möglichkeit, bereits bekannte Erkenntnisse aus der Kinematik auf Geraden zu übertragen. Faktisch ist es mit diesem Kalkül sehr einfach möglich, Geraden im Raum gezielt zu bewegen.

Eine Besonderheit der Dualsphäre ist die Tatsache, dass jede Geodätische, das heißt die kürzeste Verbindung zweier Punkte im Punktmodell, immer genau einer Wendelfläche im dreidimensionalen Raum entspricht. Nun sind die Wendelflächen bekanntermaßen die einzigen Regelflächen, die zugleich Minimalflächen sind. Offensichtlich harmonisiert also das Modell der Dualsphäre mit den Zielen des Leichtbaus, weil in organischer Weise solche Flächen bevorzugt werden, die minimalen Flächeninhalt haben und damit Materialersparnis bringen. Aus den genannten Gründen haben wir uns auf das liniengeometrische Modell der Dualsphäre konzentriert und es für die Belange des Entwerfens im Leichtbau ausgearbeitet. Im Zuge dieser Arbeit und zum Teil deutlich über die vordergründigen Intentionen des Projektes hinaus, sind mathematische Grundlagen geschaffen worden, die unsere Ergebnisse in einen wesentlich größeren theoretischen Kontext einbetten.



Bild 5: Subdivisionsalgorithmen für vier Geraden (AITKEN, BÉZIER, B-Spline)

## 4.1 Interpolationsalgorithmen für Regelflächen

Zunächst wurde die Interpolation von Regelflächen aus einer Schar vorgegebener Erzeugender untersucht, HAGEMANN/KLAWITTER [4], KLAWITTER [13]. Die Erzeugenden sind Punkte auf der Dualsphäre und die gesuchte Regelfläche eine Kurve, die diese Punkte interpoliert. Dieser Zugang unterscheidet sich grundsätzlich von der NURBS-Technologie im EUKLIDISCHEN Modell, kann aber durch eine analoge Betrachtung erschlossen werden. Der große Vorteil ist, dass Regelflächen definierbarer Güte entstehen.

Mit dem Übertragungsprinzip von Bewegungen und im Zusammenspiel mit der Definition eines Teilverhältnisses konnten verschiedene Subdivisionalgorithmen konstruiert werden, die etablierte Konzepte etwa von AITKEN, DE CASTELJAU und BÉZIER unter Beachtung der Gruppenstruktur auf der Dualsphäre adaptieren (Bild 5). Die Besonderheit bei diesem Zugang liegt in der direkten Verarbeitung der vorgegebenen diskreten Geradenmenge. Spezifisch liniengeometrische Größen, wie der Drall, können nun direkt in den Algorithmus integriert werden. Der Benutzer kann durch einzelne Geraden den Interpolationsalgorithmus steuern und die Regelfläche so manipulieren, wie er durch Steuerpunkte einen *Spline* manipuliert. Maßgeblich ist dabei der Unterschied zu bekannten Interpolationsalgorithmen, welche auf dem Konzept der HERMITE-Interpolation basieren und lediglich  $C^2$ -Stetigkeit gewährleisten. So bietet das neue Verfahren eine Spline-Interpolation mit beliebig hohem Grad und entspricht damit einem adaptierten B-Spline-Verfahren für Geraden. Eine weitere Eigenschaft des Algorithmus ist die zwanglose Erzeugung konoidaler Regelflächen, sobald die vorgegebenen diskreten Geraden eine gemeinsame Ferngerade schneiden.

## 4.2 Verallgemeinerung der kinematischen Abbildung

Im Zuge unserer Forschung konnte die kinematische Abbildung, welche die Bewegungsgruppe  $SE(3)$  auf Punkte einer Hyperquadrik im siebendimensionalen projektiven Raum abbildet, verallgemeinert werden, KLAWITTER & HAGEMANN [15]. Mit Hilfe des CLIFFORD-Algebra-Kalküls wurden Isometriegruppen von CAYLEY-KLEIN-Geometrien auf pseudo-algebraische Varietäten als Teilmenge von projektiven Räumen abgebildet. Insbesondere ließen sich mit Hilfe des entwickelten Apparates die bekannten Abbildungen von BLASCHKE und GRÜNWARD sowie von STUDY im CLIFFORD-Algebra-Kalkül vereinheitlichen. Außerdem wurden Möglichkeiten bereitgestellt, die Isometriegruppen verschiedener CAYLEY-KLEIN-Gruppen als Matrix-Gruppen darzustellen.

## 4.3 Entwicklung eines liniengeometrischen CLIFFORD-Algebra-Modells

Weiterhin wurde ein homogenes CLIFFORD-Algebra-Modell entwickelt, welches die KLEIN-Quadrik als Maßquadrik besitzt, siehe KLAWITTER [16]. In diesem Modell finden

Geraden, welche in PLÜCKER-Koordinaten dargestellt sind, ein natürliches Analogon als Nullvektoren. Geometrische Objekte, die im KLEIN-Modell vorkommen, werden in das CLIFFORD-Algebra-Modell übertragen und sind dort durch bestimmte Algebraelemente beschrieben. So lassen sich beispielsweise Reguli, lineare Geradenkongruenzen und lineare Geradenkomplexe einfach als Algebraelemente darstellen. Nach POTTMANN & WALLNER [10] ist die Gruppe der regulären projektiven Transformationen des dreidimensionalen projektiven Raumes isomorph zur Gruppe der automorphen Kollineationen der KLEIN-Quadrik. Diese Gruppe kann in dem CLIFFORD-Algebra-Modell als Pingruppe gefunden werden. Es wurde eine Möglichkeit bereitgestellt, beliebige projektive Abbildungen direkt in das Modell zu übertragen. Vorteile ergeben sich dadurch, dass die Transformation, wenn sie in der Algebra dargestellt ist, mit einer Algebraoperation auf verschiedene geometrische Objekte, die in der Algebra darstellbar sind, angewendet werden kann.

#### 4.4 Relaxation auf der Dualsphäre

Für Formfindung und Optimierung von Regelflächen haben wir im liniengeometrischen Modell die entsprechenden Grundlagen geschaffen. Abhängig von gewählten Zielgrößen können etwa Evolutionsgleichungen betrachtet werden. Eine der bekanntesten Evolutionsgleichungen ist der Curve-Shortening Flow, welcher aus der Wärmeleitungsgleichung resultiert. Die Verallgemeinerung dieser Theorie auf duale Zahlen, vor allem für eine Anwendung auf der Dualsphäre, erforderte eine intensive Einarbeitung in Kurvenflüsse, HAGEMANN, KLAWITTER, ODEHNAL [17].

Die Anwendung des Curve-Shortening Flow hat große Gemeinsamkeit mit der Simulation eines Masse-Feder-Dämpfer-Systems. Werden Federn als Kanten eines polygonalen Netzes angenommen, können damit Membranen unter Krafteinfluss simuliert werden. Diese Idee lässt sich für Polygonzüge (eindimensionale polygonale Netze) auf die Dualsphäre übertragen. Der Feder, als Gerade zwischen zwei Punkten, entsprechen dann jedoch duale Großkreisbögen und diese wiederum der kleinsten Wendelfläche zwischen zwei Geraden. Dies steht in Analogie zu Geraden als kürzeste Verbindung zwischen zwei Punkten. Mechanische Eigenschaften dieser dualen Felder sind ebenfalls zu dualisieren, wodurch eine Abhängigkeit von translatorischer und rotatorischer Steifigkeit erreicht werden kann. Mit Hilfe dieses Ansatzes lassen sich dynamische Einflüsse auf Regelflächen übertragen, was direkt für eine geeignete Formfindung im Raum der Regelflächen – und das ist das Entscheidende! – Verwendung finden kann, siehe Bild 6 und HAGEMANN, KLAWITTER, LORDICK [18].

#### 4.5 Rückübertragung in den Anschauungsraum

Im Bauwesen liegen Regelflächen immer nur ausschnittsweise vor, während die Erzeugenden auf der Dualsphäre als unendlich lange Geraden definiert sind. Die Modifikation der Regelflächen im Anschauungsraum gelingt dennoch über einen Zusammenhang mit der Kinematik: Da Wendelflächen Schraubbewegungen von Geraden entsprechen,

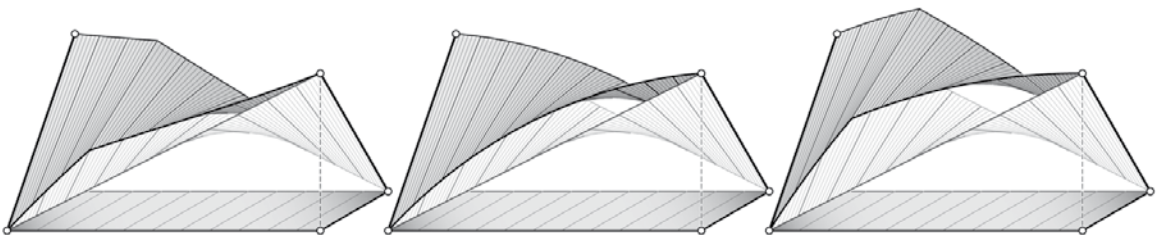


Bild 6: Relaxation unter Flächen- und Einzellast mit fixen Randgeraden, HAGEMANN et al. [18]



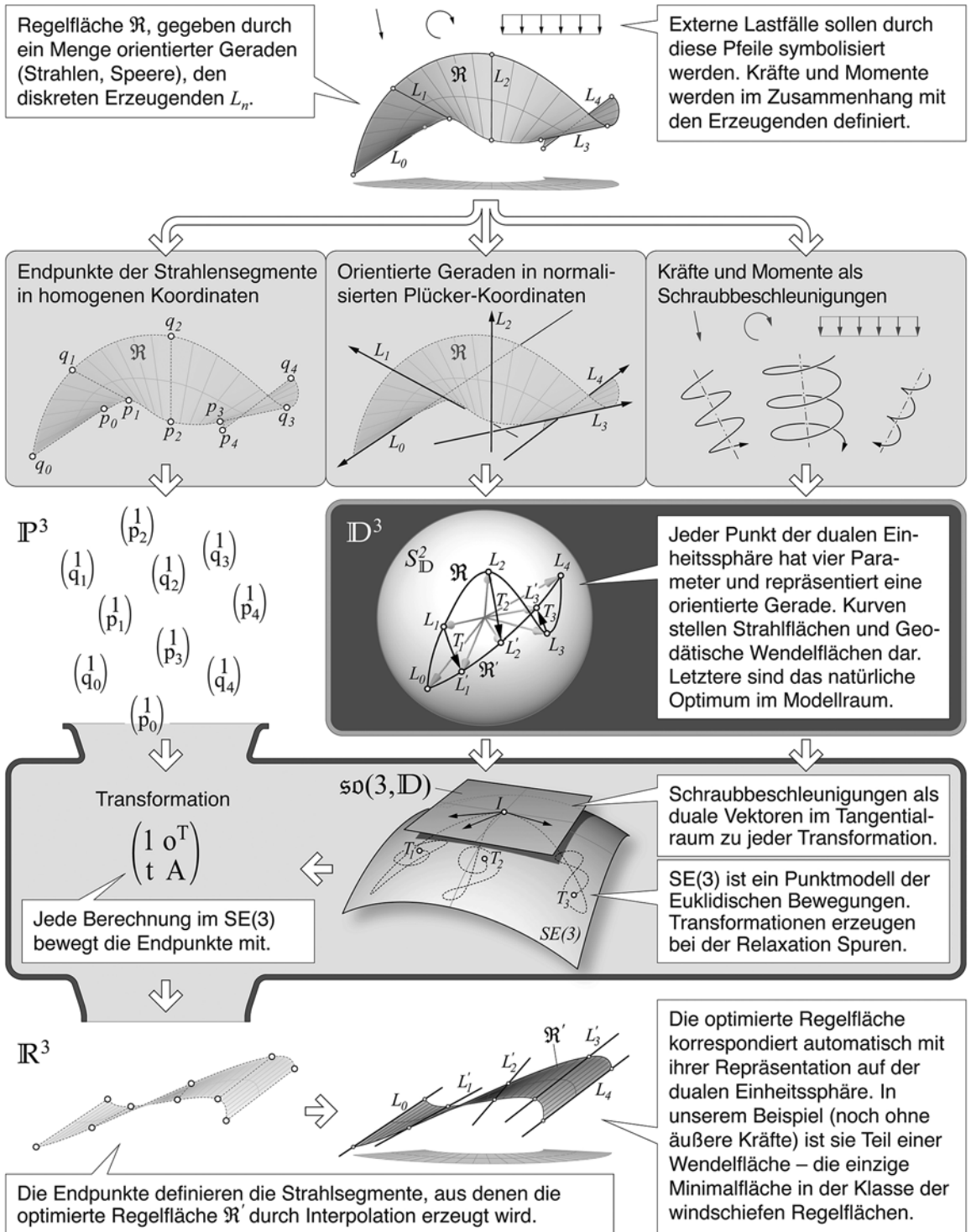


Bild 7: Diagramm des Prozesses, vgl. [18]

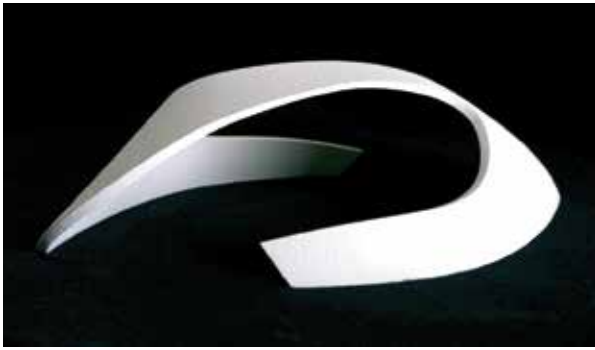


Bild 8: 3-D-Druck des Summer School Pavillon aus dem 3D LAB B25 [Foto: Jens Martin Bornemann]

lassen sich die Bewegungsvorgänge auch auf andere Objekte, speziell auf die Endpunkte der Geradensegmente übertragen. Es werden also zunächst im liniengeometrischen Modell nur die Geraden manipuliert und erst nach der Optimierung die Endpunkte der Geradenstücke durch die Anwendung der gefundenen Transformationsmatrix zurückübertragen und dargestellt. Der Gesamtvorgang dieser Regelflächenmanipulation mag im Detail aufwändig erscheinen (Bild 7), ist aber in nahe Echtzeit durchführbar.

Die gefundenen Ergebnisse wurden als Add-On in das Rhinoceros-Plug-In Grasshopper implementiert. Darüber hinaus wurden grundlegende Funktionalitäten plattformübergreifend in Matlab und Python realisiert. Dazu zählt neben dem Geradenkalkül für verschiedene liniengeometrische Modelle ein Simulationswerkzeug für Regelflächenrelaxation.

Das Grasshopper-Add-On ist ein Entwurfswerkzeug zum geradenbasierten Design von Regelflächen mit Interpolations- und Relaxationsalgorithmen. Abgerundet wird das Add-On durch ein Werkzeug zur Erzeugung von Asymptoten- und Hauptkrümmungslinien, welches die Approximation von Freiformflächen durch Regelflächenpatches ermöglicht. In einer Fallstudie Summer School Pavillon wurde der Prototyp einer Regelflächenschale während der SPP-Sommerschule 2013 entworfen (siehe Bild 8 und Beitrag SCHEERER/CURBACH im vorliegenden Band). Beteiligt waren MARKUS HAGEMANN (Mathematik, TU Dresden), BJÖRN FREUND (Massivbau, TU Darmstadt) und MICHAEL BREITENBERGER (Statik, TU München). Zum Entwurf wurde mit Hilfe von CARAT++ eine Festigkeitsanalyse durchgeführt. Ein Modell der Fläche entstand im 3D LAB B25 am Institut für Geometrie, TU Dresden.

## 5 Modellierungskurs „Gestalten mit Regelflächen“

Im Sommersemester 2014 hatten 20 Studierende aus der Architekturfakultät der TU Dresden Gelegenheit, in die Liniengeometrie einzusteigen, mit Regelflächen zu entwerfen und die im Forschungsprojekt entstandenen Werkzeuge zu nutzen. Vier Teilaufgaben strukturierten den Kurs *3-D-Modellieren* von Prof. LORDICK. Zunächst sollten die Studierenden lediglich gebaute Beispiele sammeln und präsentieren. Dabei stellte



Bild 9: Studierende mit ihren Fadenmodellen [Foto: Daniel Lordick]

sich heraus, dass es für Neulinge keineswegs einfach ist, windschiefe Regelflächen zu erkennen und etwa von anderen Freiformflächen zu unterscheiden.

Die zweite Aufgabe war, eine freie Regelflächenstudie zu kreieren, und sich dabei beispielsweise durch Fadenmodelle aus der mathematischen Sammlung am Institut für Geometrie inspirieren zu lassen [19]. Diese Übung war formal streng gefasst: Alle mussten ihre Modelle in einem Würfelmodul von 25 cm Kantenlänge realisieren (Bild 9). Das Material – Faden und ein Rahmen aus Holzwerkstoff – war vorgegeben. Für den Rahmen wurde der Lasercutter im 3D LAB B25 verwendet; die Schnittmuster mussten also

auf digitalem Wege gewonnen werden. Bis zu diesem Punkt hatten die Studierenden nicht nur prinzipielle Erzeugungsweisen von Regelflächen, sondern auch die grafische Programmierumgebung Grasshopper kennengelernt.

Im nächsten Schritt erhielten die Studierenden einen Einblick in die Formfindungswerkzeuge aus unserem Forschungsprojekt und sollten außerdem ein inhaltliches Konzept für einen kleinen Pavillon auf dem Campusgelände entwickeln. In der Abschlussaufgabe galt es dann, die gesammelten Kenntnisse und Konzepte zu einem Pavillonentwurf zusammenzuführen (Bild 10). Für die Evaluierung der Entwürfe wurden neben den Zeichnungen auch 3-D-Drucke erstellt.

Während des Kurses wurde offenbar, welche Herausforderung für die räumliche Vorstellung der Umgang mit Regelflächen bedeutet. Der digitale Modellbau war insofern unabdingbarer Bestandteil der Veranstaltung. Der weitgehend unvoreingenommene Zugang der Teilnehmer zum Thema war ein Vorteil, weil dadurch ein ungeahntes Spektrum an Regelflächenentwürfen angeboten wurde – zunächst ohne Rücksicht auf die Effektivität der Konstruktionen.



Bild 10: Pavillonentwürfe zum Thema »Campus-Station«; von links oben nach rechts unten von MARK ULLRICH, ANDREAS MARGERT, DANIEL PETERMANN UND SANDY KLEMM [Rendering: die jeweiligen Autoren]

## 6 Ausblick

Die bisherigen Ergebnisse des Projektes ermöglichen die Gestaltung mit Regelflächen auf eine neuartige und zugleich kraftadaptive Weise. Im SPP-Anschlussprojekt *Dünnwandige Betonbauteile mit Regelflächengeometrie*, in Kooperation mit

Prof. MIKE SCHLAICH von der Technischen Universität Berlin, wird es darum gehen, die mathematische Strategie mit ingenieurtechnischen Formfindungs- und Optimierungsmethoden abzugleichen, zu systematisieren und somit praxistauglich zu machen. Das Ziel sind Werkzeuge zur Konstruktion unkonventioneller, aber effektiver und leichter Betonbauteile mit Regelflächengeometrie.

Damit die Leistungsfähigkeit der regelflächenbasierten Herangehensweise zu Tage treten kann, sollen schalenartige Bauteile und exemplarische Tragwerkskonzepte entwickelt werden. Dabei wird auch die wirtschaftliche Herstellung der Schalung mitbehandelt. Im Fokus steht die Untersuchung und Evaluierung von Dachsegmenten (Schalen), Balkenkonstruktionen, Wandsegmenten und Stützen mit numerischen und experimentellen Mitteln.

Die Erfahrung mit Studierenden hat gezeigt, dass der Wissenstransfer in Bezug auf das Gestalten mit Regelflächen eine komplexe Herausforderung ist. Um eine breite Wissensbasis zu schaffen, soll deshalb ein Doktorandenworkshop zum Thema *Entwurf mit Regelflächen im konstruktiven Betonleichtbau* durchgeführt werden. Dieser Workshop bietet zugleich die Möglichkeit, die Entwurfswerkzeuge zu evaluieren und für die Nutzung in einer gewohnten CAD-Umgebung auszubauen.

## Literaturverzeichnis

- [1] BECKH, M.: *Hyperbolische Stabwerke: Suchovs Gittertürme als Wegweiser in den modernen Leichtbau*. München: Detail, 2012.
- [2] BURRY, M.: *GAUDÍ Unseen: Completing the Sagrada Família*. Berlin: Jovis, 2007.
- [3] HEINLE, E.; SCHLAICH, J.: *Kuppeln aller Zeiten, aller Kulturen*. Stuttgart: Deutsche Verlags-Anstalt DVA, 1996.
- [4] DECHAU, W. (Hrsg.): *Kühne Solitäre. ULRICH MÜTHER, Schalenbaumeister der DDR*. Stuttgart: Deutsche Verlags-Anstalt DVA, 2000.
- [5] RUPPERT, M.; GEBBEKEN, N.; JANOWSKI, D.; RAABE, K.-H.: Zur Berechnung von vorgespannten Hyperboloidschalen. *Beton- und Stahlbetonbau* 97 (2002), Heft 4, S. 212–220.
- [6] MÜLLER, H.; KOKOTT, H.-J.: »Panorama«-Bauwerk Bad Frankenhausen. *Bauplanung – Bautechnik* 32 (1978), Heft 2, S. 52–56.
- [7] *Shell Pioneers: Internationales Symposium am 18./19.10.2012*. <http://www.tu-cottbus.de/fakultaet2/de/bautechnikgeschichte/lehrstuhl/franz-dischinger-symposium/inhalt.html> an der TU Berlin (aufgerufen am 07.11.2013).
- [8] SCHLAICH, M.: Von den dünnen Betonschalen FÉLIX CANDELAS zu den leichten Flächen-tragwerken von heute. *VDI-Bautechnik Jahresausgabe 2011/2012*, 2011, S. 122–131.
- [9] FLÖRY, S.; POTTMANN, H.: *Ruled Surfaces for Rationalization and Design in Architecture*. *LIFE in:formation. On Responsive Information and Variations in Architecture* (2010), S. 103–109.

- [10] POTTMANN, H.; WALLNER, J.: Computational Line Geometry. Heidelberg - Berlin u. a.: Springer, 2001.
- [11] LORDICK, D.: Konstruktion der Schattengrenzen krummer Flächen mithilfe von Begleitflächen. Dissertation, Aachen: Shaker Verlag, 2001.
- [12] SCHEURER, F.: Bis zur letzten Schraube – Kilden Konzerthaus. Werk, Bauen + Wohnen 98/65 (2011), Heft 5, S. 12–19.
- [13] KLAWITTER, D.: CLIFFORD Algebras – Geometric Modelling and Chain Geometries with Application in Kinematics. PhD thesis, Technische Universität Dresden, 2014.
- [14] HAGEMANN, M.; KLAWITTER, D.: Discretisation of light-weight concrete elements using a line-geometric model. In: MÜLLER, H. S.; HAIST, M.; ACOSTA, F. (Hrsg.): Proceedings of the 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, Karlsruhe Institute of Technology (KIT), 22.–25.07.2012 in Karlsruhe, Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2012, S. 269–274.
- [15] KLAWITTER, D.; HAGEMANN, M.: Kinematic mappings for CAYLEY-KLEIN geometries via CLIFFORD algebras. Beiträge zur Algebra und Geometrie / Contributions to Algebra and Geometry 54 (2013), S. 737–761.
- [16] KLAWITTER, D.: Line geometry in the Context of CLIFFORD Algebra. submitted for publication to Advances in Applied Clifford Algebras.
- [17] HAGEMANN, M.; KLAWITTER, D.; ODEHNAL, B.: Curve Flows on Ruled Surfaces. Journal of Geometry and Graphics 17 (2013), Heft 2, S. 129–140.
- [18] HAGEMANN, M.; KLAWITTER, D.; LORDICK, D.: Force Driven Ruled Surfaces. Journal for Geometry and Graphics (JGG) 17 (2013), Heft 2, S. 193–204.
- [19] <http://www.math.tu-dresden.de/modellsammlung/>.

**Kraftadaptive Diskretisierung leichter Betonbauteile  
mittels liniengeometrischer Modellierung****Projektleiter**

Prof. Dr.-Ing. Daniel Lordick  
Prof. em. Dr. tech. Gunter Weiß

**Projektbearbeiter**

Dipl.-Math. Markus Hagemann  
Dipl.-Math. Daniel Klawitter

**Projektlaufzeit**

10/2011 – 09/2014

**Web**

<http://www.math.tu-dresden.de/geo/>

# Entwerfen, Berechnen und Optimieren von Betonschalen mit der isogeometrischen B-Rep-Analyse

Michael Breitenberger  
Kai-Uwe Bletzinger

Lehrstuhl für Statik,  
Technische  
Universität München

Es wird ein neues Konzept vorgestellt, welches den Entwurf, die Berechnung und die Optimierung von Schalen aus Betonfertigbauteilen vereinfachen soll. Für das Konzept wird die neu entwickelte isogeometrische B-Rep-Analyse (IBRA) verwendet, welche für die Geometriebeschreibung ausschließlich Computer-Aided-Design-Parameter (CAD-Parameter) verwendet. Somit kann der gesamte Entwicklungsprozess der Schale, vom Entwurf bis zur Optimierung, in einem CAD-Programm durchgeführt werden.

## 1 Einleitung

Das Forschungsschwerpunktprogramm 1542 der DFG mit dem Titel *Leicht Bauen mit Beton* beschäftigt sich mit dem Schaffen von Grundlagen für eine neue Art zu entwerfen, zu konstruieren und zu bauen. Im Rahmen dieses Schwerpunktprogrammes wird am Lehrstuhl für Statik an der Technischen Universität München an einem neuen Entwurfs- und Berechnungskonzept für gekrümmte Betonfertigbauteile aus Stahlfaserbeton gearbeitet. Das neue Konzept soll die Entwicklung von effizienten und wirtschaftlichen Lösungen für Schalenträgerwerke aus Betonfertigbauteilen vereinfachen [1]. Deshalb wurde für den Entwurfs- und Berechnungsprozess die isogeometrische B-Rep-Analyse (IBRA) [2] entwickelt, welche im Prozess durchgehend angewandt wird.

IBRA ist eine Finite-Elemente-Methode, welche für die Approximation der Lösung die gleichen Basisfunktionen, Randbeschreibungen und die gleiche Topologie des Computer-Aided-Design-Modells verwendet. Damit ist IBRA eine Weiterentwicklung bzw. Generalisierung der isogeometrischen Analyse (IGA) [3].

Für die Geometriebeschreibung in IBRA werden NURBS (Non-Uniform Rational B-Splines) verwendet, da diese in den meisten CAD-Programmen für die Darstellung von Freiformgeometrien verwendet werden. NURBS erlauben eine einheitliche Beschreibung von analytischen und freien Formen, sind sehr effizient und ermöglichen intuitives Modellieren [4]. Deshalb sind NURBS hervorragend für die Geometriebeschreibung im vorgestellten Entwurfs- und Berechnungsprozess geeignet.

Der Prozess kann in vier Schritte unterteilt werden:

- Formfindung der Schalengeometrie,
- Berechnung der Schale (Verformung und Schnittgrößen),
- Bestimmung der Mindestdickenverteilung,
- Optimierung des Fugenmusters.

Im ersten Schritt wird mit Hilfe von IBRA eine Formfindung durchgeführt, um die Form der Schalenskonstruktion zu bestimmen. Im zweiten Schritt werden die Schnittgrößen in der Schale bestimmt, aus denen im dritten Schritt die erforderliche Mindestdickenverteilung der Schale abgeleitet wird. Im vierten Schritt wird schließlich das optimale Fugenmuster für die Betonschale bestimmt. Für die Durchführung dieser Schritte wird das am Lehrstuhl entwickelte Finite-Elemente-Programm Carat++ verwendet, wobei das NURBS-basierte 3D-Flächenmodellierungsprogramm Rhinoceros 5 als Pre- und Postprocessingtool verwendet wird [5].

Das Ziel des vorgestellten Prozesses ist zum einen, filigrane Schalenträgerwerke nach dem Prinzip *form follows force* zu entwerfen, und zum anderen, die optimale Geometrie und Anordnung der Betonfertigbauteile zu bestimmen. Im Folgenden werden die einzelnen Schritte des Prozesses an einem einfachen Beispiel gezeigt.

## 2 Formfindung

### 2.1 Formfindung von Schalen

Die Geometrie einer Schale wird üblicherweise durch eine Mittelfläche und eine dazugehörige Dickenverteilung definiert. Für den entwickelten Prozess kann die Mittelfläche grundsätzlich frei gewählt werden. Sie kann von geometrischen Grundformen wie Zylinder, Kugel usw. bis Freiformflächen jede Form annehmen. Da die meisten über geometrische Grundformen definierten Schalengeometrien nicht zu einer optimalen Materialbeanspruchung führen, werden für die Bestimmung der Mittelfläche häufig Formfindungstechniken eingesetzt, welche meistens das Ziel verfolgen, die Lastabtragung in der Struktur zu optimieren [6], [7], [8].

### 2.2 Formfindung mit der isogeometrischen B-Rep-Analyse

Schalen können ihre Lasten entweder über Membran- oder Biegewirkung abtragen. Da die Biegung eine nicht optimale Ausnutzung des Materials zur Folge hat, wird eine reine Membranbeanspruchung angestrebt. Wie eine Schale ihre Lasten abträgt, hängt hauptsächlich von der Geometrie (Mittelfläche) und den Lagerungsbedingungen ab [7].

Aufgrund der hohen Druck- und geringen Zugfestigkeit von Beton sollten Betonschalen möglichst nur auf Druck belastet werden. Für die Bestimmung druckoptimierter Formen stehen viele unterschiedliche Techniken zur Verfügung. An dieser Stelle wird die neu entwickelte IBRA-Technik für die Bestimmung eines Hängemodells verwendet. Ausgangspunkt für das Beispiel mit dieser Technik ist eine vorgespannte, ebene Membran. Die Membran ist in Bild 1 dargestellt. Sie wird durch eine quadratische Fläche mit den Abmessungen  $20 \times 20$  m definiert, wobei die Ecken abgeschnitten sind. Letztere dienen als feste Lagerung der Membran. Für die IBRA-Formfindung soll sich die vorgespannte Membran unter Eigengewicht verformen.

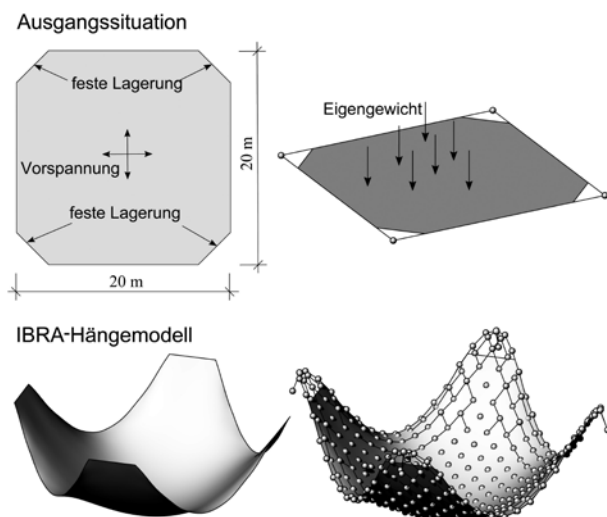


Bild 1: CAD-Hängemodell aus IBRA-Formfindung: Problembeschreibung und Lösung mit und ohne Kontrollpunkte [1]

Das Verfahren besteht darin, die Verformung der Membran unter Eigengewicht mit einer geometrisch nichtlinearen isogeometrischen B-Rep-Analyse zu bestimmen. Dafür wird die Membran mit einer getrimmten NURBS-Fläche beschrieben und verfeinert, um genügend Formfreiheit für die Darstellung der verformten Membran zu haben. Verfeinern bedeutet, der Geometrie mehr Kontrollpunkte für ihre Darstellung bereitzustellen [3]. Bei der NURBS-Verfeinerung handelt es sich um eine Standardfunktionalität in CAD und kann daher sehr schnell und effizient ausgeführt werden. Die Kontrollpunkte der verformten Geometrie sind in Bild 1 mit Kugeln dargestellt. Mit dem Grad der Verfeinerung kann die Formgebung beeinflusst werden, wobei stärker verfeinerte Flächen zu besseren Approximationen der exakten Lösung führen. Für die

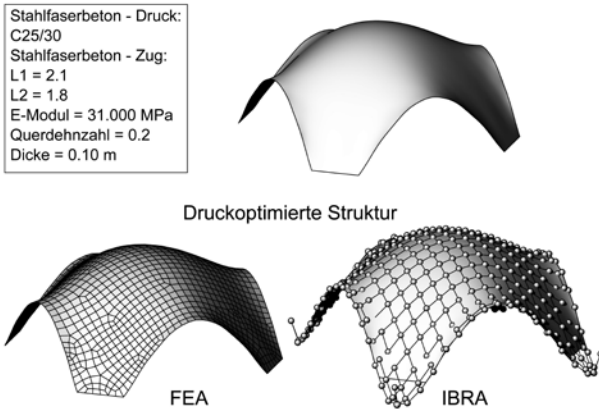


Bild 2: Problembeschreibung und unterschiedliche Diskretisierung der Schale für die Berechnung mit der klassischen FEA und der IBRA

Berechnung selbst wird das NURBS-basierte Membranelement aus [9] verwendet.

Um die druckoptimierte Schale aus dem Hängemodell (Bild 1) zu erhalten, wird die verformte Membran lediglich „auf den Kopf gestellt“ (Bild 2).

### 3 Berechnung

Für die Berechnung der Schalenverformung und Schnittgrößen, für unterschiedliche Lastfälle, wird erneut die IBRA-Technik verwendet. Für IBRA kann die formgefundene Geometrie aus Bild 1 direkt für die Berechnung verwendet werden. Eventuell kann die Geometrie noch weiter verfeinert werden (Bild 3), um die Verformungen besser approximieren zu können.

Die Problembeschreibung für die Berechnung des Beispiels ist in Bild 2 gezeigt. Für das Beispiel wird ein Stahlfaserbeton der Klasse C25/30 mit den Stahlfaserleistungsklassen L1 = 2.1 und L2 = 1.8 verwendet. Für den E-Modul werden 31.000 MPa und für die Querdehnzahl  $\nu = 0,2$  angesetzt. Für die Berechnung selbst wird zunächst eine konstante Dicke von  $t = 0,10$  m angenommen. Diese wird später in der Bemessung entsprechend den Anforderungen angepasst. In Bild 2 ist zudem der Unterschied der Diskretisierung für IBRA und der klassischen Finite-Element-Analyse (FEA) gezeigt. Mit IBRA wird die Lösung mit der verfeinerten CAD-Geometrie approximiert, während für die klassische FEA die CAD-Geometrie zunächst in ein FE-Netz aus linearen bzw. quadratischen Polynomen überführt werden muss (Vernetzung), um dann mit diesem Netz die Lösung zu approximieren.

Für die Berechnung mit IBRA wird das NURBS-basierte KIRCHHOFF-LOVE-Schalenelement unter Verwendung eines linear-elastischen Materialgesetzes benutzt. Diese

Elementformulierung wurde am Lehrstuhl für Statik von J. KIENDL entwickelt [10]. Das NURBS-basierte KIRCHHOFF-LOVE-Schalenelement eignet sich hervorragend für die Berechnung von dünnen Schalen.

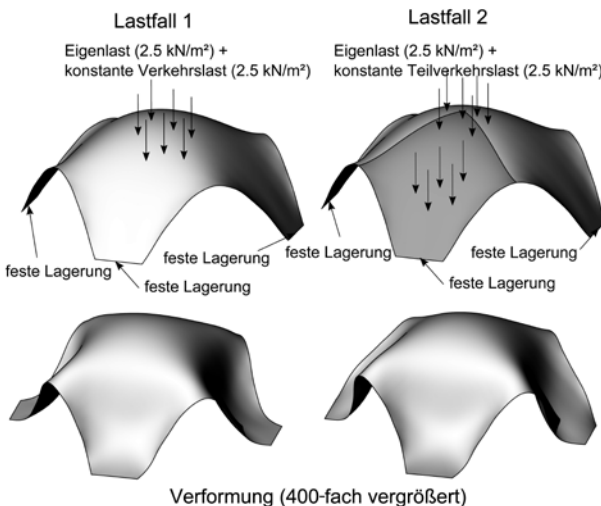


Bild 3: Konvergenzdiagramme der Verschiebung des Schalenmittelpunktes für unterschiedliche Verfeinerungen (Polynomgrade  $p = q = 3$ ) [1]

Eine kleine Konvergenzstudie für unterschiedliche Verfeinerungen mit diesem Elementtyp ist in Bild 3 gezeigt. Die Diagramme zeigen die Verschiebung am Mittelpunkt für unterschiedliche Verfeinerungen unter einer konstanten Last. Dabei konvergiert die Lösung sehr schnell, d. h. für eine gute Näherung der Lösung werden nur sehr wenige Freiheitsgrade benötigt.

Für den weiteren Prozess wird die Schale (Bild 2) aus Gründen der Übersichtlichkeit nur für zwei Lastfälle berechnet. Diese Lastfälle sind in Bild 4 dargestellt. Der Lastfall LF 1 besteht aus einer konstanten Eigenlast von 2,5 kN/m<sup>2</sup> und einer konstanten Verkehrslast von ebenfalls



2,5 kN/m<sup>2</sup> verteilt über die gesamte Struktur. Der Lastfall LF 2 setzt sich zusammen aus einer konstanten Eigenlast von 2,5 kN/m<sup>2</sup> und einer Verkehrslast von 2,5 kN/m<sup>2</sup>, diesmal verteilt über ein Viertel der Struktur. Die entsprechenden Verformungen sind ebenfalls in Bild 4 mit 400-facher Vergrößerung dargestellt.

## 4 Bemessung

Nach der Berechnung der Schale, für die bisher eine konstante Dicke angenommen wurde, folgt nun die Bestimmung der optimierten Dickenverteilung (Bemessung) der Schale. Abhängig von den verwendeten Materialien können an dieser Stelle unterschiedliche Bemessungsverfahren verwendet werden. Beispielsweise kann die Bemessung von Stahlfaserbeton nach [11] verwendet werden.

Für die Bemessung werden zunächst an einer bestimmten Anzahl an Punkten die Schnittgrößen in der Schale für die unterschiedlichen Lastfälle bestimmt. Die Anzahl der Punkte richtet sich dabei nach der Komplexität der Geometrie. Für dieses Beispiel sind diese Punkte (hier: 361 Punkte) in Bild 5 dargestellt.

Nun wird an jedem dieser Punkte eine erforderliche Mindestdicke aus den entsprechenden Schnittgrößen bestimmt, wobei die Bemessung selbst nach [11] erfolgt. Die benötigten Mindestdicken für die dünnwandige Struktur wurden für einen Beton der Klasse C25/30 mit Stahlfaserbewehrung berechnet. Die Bestimmung der Mindestdicke erfolgt für jeden Lastfall separat, d. h. jedem Lastfall wird eine Dickenverteilung zugewiesen. In Bild 6 ist die erforderliche Mindestdickenverteilung für den Schnitt A-A für die zwei Lastfälle LF 1 und LF 2 gezeigt. Die Gesamtdickenverteilung ergibt sich schlussendlich aus den erforderlichen Dickenverteilungen der einzelnen Lastfälle. Diese ist für das Beispiel ebenfalls in Bild 6 dargestellt.

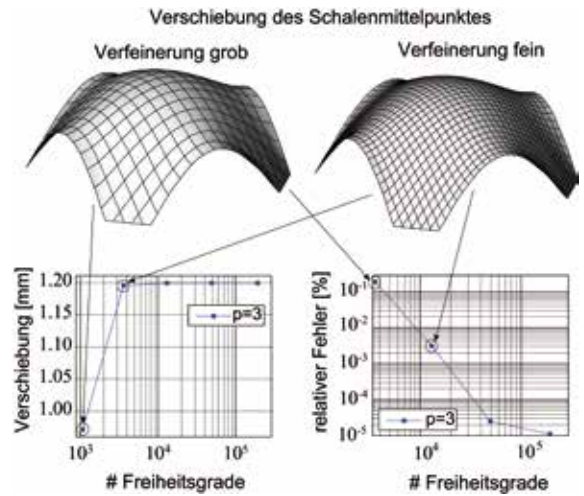


Bild 4: Verformungen der Schale aus Bild 2 für zwei Lastfälle [1]

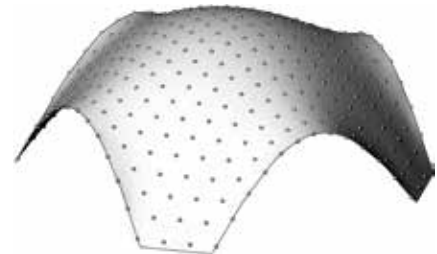


Bild 5: Bemessungspunkte auf der Mittelfläche der Schale [1]

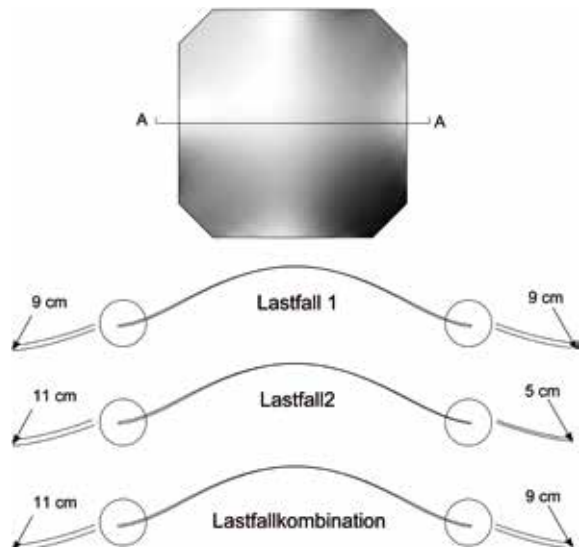


Bild 6: Mindestdickenverteilung im Schnitt A-A für die Lastfälle LF 1 und LF 2 und deren Kombination [1]

## 5 Optimierung des Fugenmusters

Damit die Schale aus Betonfertigbauteilen hergestellt werden kann, muss diese in Segmente zerlegt werden. Damit die Fugen zwischen den Betonfertigbauteilen entsprechend schlank ausgeführt werden können, müssen die Schnittgrößen in den Fugen möglichst klein sein. Dafür wurde am Lehrstuhl für Statik eine IBRA-Fugenoptimierung entwickelt, welche es erlaubt, die Schnittgrößen in den Fugen zu minimieren [12].



Bild 7: Grobe Zerlegung der Mittelfläche in eine bestimmte Anzahl von Segmenten

Die Methode besteht im Wesentlichen aus zwei Schritten: Im ersten Schritt wird die Mittelfläche grob in die gewünschte Anzahl der Segmente zerlegt (Bild 7), wobei die einzelnen Segmente durch getrimmte NURBS-Flächen beschrieben werden. Dieser Schritt kann in einem CAD-Programm durchgeführt werden.

Nachdem die Schale segmentiert wurde, können die Schnittgrößen in den Fugen bestimmt (siehe Abschnitt 3) und nach [12] optimiert werden. Dabei werden die inneren Randbeschreibungen der getrimmten Flächen so angepasst, dass die Schnittgrößen in den Rändern minimiert werden.

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurde ein Konzept vorgestellt, wie Schalen aus Betonfertigbauteilen mit IBRA entworfen, berechnet und optimiert werden können, wobei ausschließlich CAD-Parameter verwendet werden. Die entwickelten Techniken sollen beispielsweise helfen, große Freiformstrukturen aus Betonfertigbauteilen wirtschaftlich zu entwerfen und zu bauen.

## Danksagung

Die Autoren danken der DFG für die Förderung des Forschungsprojektes *Effiziente Schalenträgerwerke aus funktional gradierten Betonfertigteilen* innerhalb des Schwerpunktprogramms SPP 1542.

## Literatur

- [1] BREITENBERGER, M.; WÜCHNER, R.; BLETZINGER, K.-U.: Entwurf und Berechnung von gekrümmten Betonfertigbauteilen mit CAD-basierten Verfahren. *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Heft 11, S. 783–791.
- [2] BREITENBERGER, M.; WÜCHNER, R.; BLETZINGER, K.-U.: Analysis in Computer Aided Design: Nonlinear Isogeometric B-Rep Analysis of Shell Structures. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* (Beitrag zur Veröffentlichung eingereicht).
- [3] HUGHES, T. J. R.; COTTRELL, J. A.; BAZILEVS, Y.: Isogeometric Analysis: CAD, Finite Elements, NURBS, Exact Geometry and Mesh Refinement. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 194 (2005), Heft 39–41, S. 4135–4195.
- [4] PIEGL, L. A.; TILLER, W.: *The NURBS Book*. Berlin, New York: Springer, 1997.
- [5] BREITENBERGER, M.: *Integration of Free-Form Shell Analysis and Design Using the Isogeometric Concept*. Master Thesis, Technische Universität München, 2012.

- [6] BLETZINGER, K.-U.: Form Finding and Morphogenesis. In: MUNGHAN, I.; ABEL, J. F. (Hrsg.): Fifty Years of Progress for Shell and Spatial Structures: In Celebration of the 50th Anniversary Jubilee of the IASS (1959–2009). Madrid: International Association for Shell and Spatial Structures, 2011.
- [7] BLETZINGER, K.-U.; RAMM, E.: Structural Optimization and Form Finding of Light Weight Structures. Computers & Structures 79 (2001), Heft 22–25, S. 2053–2062.
- [8] BLETZINGER, K.-U.; WÜCHNER, R.; DAOUD, F.; CAMPRUBI, N.: Computational Methods for Form Finding and Optimization of Shells and Membranes. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 194 (2005), Heft 30–33, S. 3438–3452.
- [9] D’AURIA, I.: Form Finding with Isogeometric Elements. Master Thesis, Technische Universität München, 2013.
- [10] KIENDL, J.; BLETZINGER, K.-U.; LINHARD, J.; WÜCHNER, R.: Isogeometric Shell Analysis with Kirchhoff-Love Elements. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 198 (2009), Heft 49–52, S. 3902–3914.
- [11] GÖDDE, L.; STRACK, M.; MARK, P.: Bauteile aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton – Hilfsmittel für Bemessung und Verformungsabschätzung nach DAfStB-Richtlinie „Stahlfaserbeton“. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), Heft 2, S. 78–91.
- [12] BREITENBERGER, M.; WÜCHNER, R.; BLETZINGER, K.-U.: Isogeometric Layout Optimization of Shell Structures Using Trimmed NURBS Surfaces. In: Proceedings of World Congress on Structural and Multidisciplinary Optimization WCSMO-10, 19.–24.05.2013 in Orlando (USA).

### **Effiziente Schalenträgerwerke aus funktional gradierten Betonfertigteilen**

#### **Projektleiter**

Prof. Dr.-Ing. Kai-Uwe Bletzinger

#### **Projektbearbeiter**

Michael Breitenberger M.Sc. M.Sc. (hons)

#### **Projektlaufzeit**

03/2012 – 02/2015

#### **Partner**

Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung  
im Bauwesen (Prof. Dr.-Ing. Gehlen), TU München  
Max Bögl, Sengenthal

#### **Web**

[www.st.bgu.tum.de](http://www.st.bgu.tum.de)

# Numerische Simulation und Optimierungsstrategien für Betonschalen von Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke

Patrick Forman  
Peter Mark

Lehrstuhl für  
Massivbau,  
Ruhr-Universität  
Bochum

Parabolrinnenkraftwerke gehören zu den wirtschaftlichsten Varianten der solarthermischen Kraftwerke. Bisher bestehen diese aus Stahlfachwerken mit aufgelagerten Spiegelementen zur Strahlenkonzentration. Diese Trennung von Trag- und Reflektorstruktur soll durch eine Schalenstruktur aus (ultra-)hochfestem Beton aufgehoben werden. Dazu sind numerische Modelle entwickelt sowie spezifische Beanspruchungen und geometrische und materielle Restriktionen hergeleitet worden. Ein mehrstufiger Optimierungsprozess bildet den Grundstein für ein form- und herstellungsoptimiertes Schalentragwerk. Ein hergeleitetes Kriterium zur Strahlenkonzentration bewertet die Wirksamkeit. Die Projektpartner an der TU Kaiserslautern haben unter Leitung von Prof. Schnell die experimentelle Entwicklung betrieben und zu einem Großdemonstrator umgesetzt.

## 1 Einleitung

Durch einen weltweit kontinuierlich steigenden Energiebedarf und eine gleichzeitige Abkehr von der Atomenergie für zivile Nutzung rücken regenerative Energiequellen vermehrt in den Fokus, um die entstehenden Bedarfslücken zu füllen, aber auch um fossile Ressourcen zu schonen. Insbesondere die Solarthermie dient hierbei als – nach menschlichem Ermessen – unerschöpfliche Energiequelle. Nach dem Prinzip der Lupe wird die direkte, solare Strahlung gebündelt und in thermische Energie umgewandelt. Die zurzeit kommerziell meistgenutzten Systeme sind Parabolrinnenkollektoren, die bisher aus feingliedrigen Stahlfachwerken mit aufgelagerten Spiegelementen bestehen, wodurch die Solarstrahlung auf ein im Fokuspunkt angeordnetes Absorberrohr gebündelt wird. Das kommerziell meistgenutzte Modul ist hierbei der *EuroTrough* [1] mit einer Apertur – das ist die sonnenwirksame Fläche eines Kollektors – von  $12,00 \times 5,77 \text{ m}^2$ . Zu mehreren Kollektorreihen mit bis zu 150 m Länge zusammengefasst, besitzen die Solarkraftwerke *Andasol 1–3* eine Leistung von je 50 MW [2]. Zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit zielen bisherige Entwicklungen darauf ab, die Apertur zu vergrößern und somit den optischen Wirkungsgrad über einen erhöhten Konzentrationsgrad – das ist das Verhältnis von reflektierter zu absorbierter Strahlung – zu steigern [3]. Die in diesem Projekt verfolgte Strategie setzt hingegen auf die Zusammenführung von Trag- und Reflektorstruktur zu einer verformungsarmen Schalenkonstruktion aus (Ultra-)Hochleistungsbeton, wobei hohe Anforderungen an die Güte der Schalenoberfläche gestellt werden, die gleichzeitig als Substrat für die zu applizierenden Reflektorelemente dient.

## 2 Numerische Modellierung und Restriktionen

Ausgehend vom aktuellen Stand der Technik wurde das Modell *EuroTrough* als Startkonfiguration für die numerischen Untersuchungen als geometrisches Vorbild gewählt. Zusätzlich orientierte sich eine weitere konzeptionelle Umsetzung an dem Modul IST-PT 1 [4], welches bereits auf dem Prüfstand SOPRAN des Deutschen Zentrums für Luft- und Raumfahrt (DLR) in Köln auf seine Leistungsfähigkeit getestet worden ist. Auf dieser Basis wurde von den Projektpartnern an der TU Kaiserslautern ein Großdemonstrator gebaut. Dieser besitzt eine Apertur von  $3,20 \times 2,205 \text{ m}^2$ . Die wesentlichen geometrischen Daten beider Konzepte sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

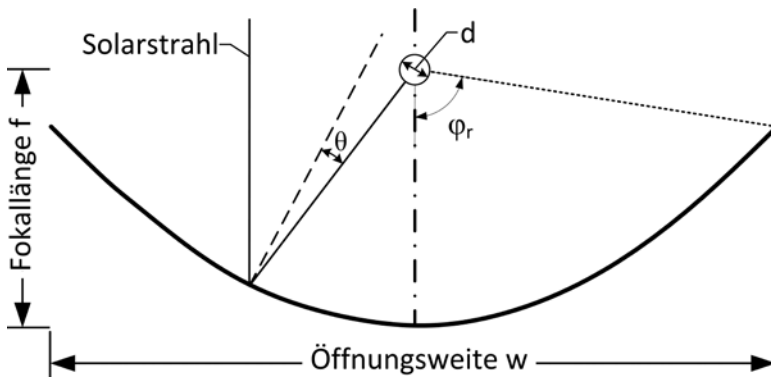


Bild 1: Geometrischer Aufbau eines Parabolsegments

Tabelle 1: Geometrische Daten der Parabolrinnenkonzepte, Bezeichnungen nach Bild 1

	Modell EuroTrough	Großdemonstrator (TU Kaiserslautern)
Kollektorlänge [m]	12,00	3,20
Öffnungsweite [m]	5,77	2,205
Fokallänge f [m]	1,71	0,78
Öffnungswinkel $\phi_r$ [°]	80	70
Absorberrohrdurchmesser d [mm]	70	51
Konzentrationsgrad $C = w/d$ [-]	82	43

Zur Vorhersage der Verformungen und Spannungen wurden für beide Konzepte modulare, parametrisierte Finite-Elemente-Modelle entwickelt, die hauptsächlich aus 8-knotigen, kontinuumsbasierten Schalenelementen bestehen, um die Dickenvariation auf die Schalenunterseite auszulagern und somit die zu verspiegelnden Schaleninnenflächen unverzerrt wiederzugeben. Diese Basismodelle unterscheiden sich in ihrem konzeptuellen Aufbau. Das Modell des Großdemonstrators besteht aus einer über den Querschnitt veränderlichen Dicke mit Randversteifungen und besitzt als Besonderheit eine patentrechtlich geschützte, linienartige Rolllagerung. Diese Geometrie besitzt den Vorteil einer zeitnahen Umsetzung zu einem Prototyp, um die prinzipielle Leistungsfähigkeit von Betonschalen zu demonstrieren. Der großformatige Kollektor nach geometrischem Vorbild des EuroTrough ist im Schalenschwerpunkt, welcher simultan als Drehachse dient, gelagert und ist nach dem Vorbild von Tonnenschalen durch Seitenschotte und Randsteifen verstärkt. Um hohen Verwölbungen entgegenzuwirken, sind zusätzlich Zugbänder angeordnet. Dieses Modell dient als Basis der numerischen Untersuchungen und Optimierungsstrategien zu einer dem Kraftfluss folgenden Schalenkonstruktion.

Restriktionen erfolgen auf materieller Ebene neben Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul u. a. hauptsächlich aus der Zugfestigkeit des Betons (Tabelle 2). Auf geometrischer Ebene resultieren Restriktionen aus einer Minimierung der Verformungen, so dass die Solarstrahlen aus der vollständigen Spiegelfläche auf das Absorberrohr zur Energiegewinnung umgelenkt werden. So ist für den Betriebszustand ein Verbleib der Schalenstruktur im Zustand I rechnerisch sicherzustellen. Folglich ist eine numerische Untersuchung mit linear-elastischem Materialmodell (materiell linear) hinreichend genau.

Bild 2:  
Modulare,  
parametrisierte FE-  
Schalenmodelle

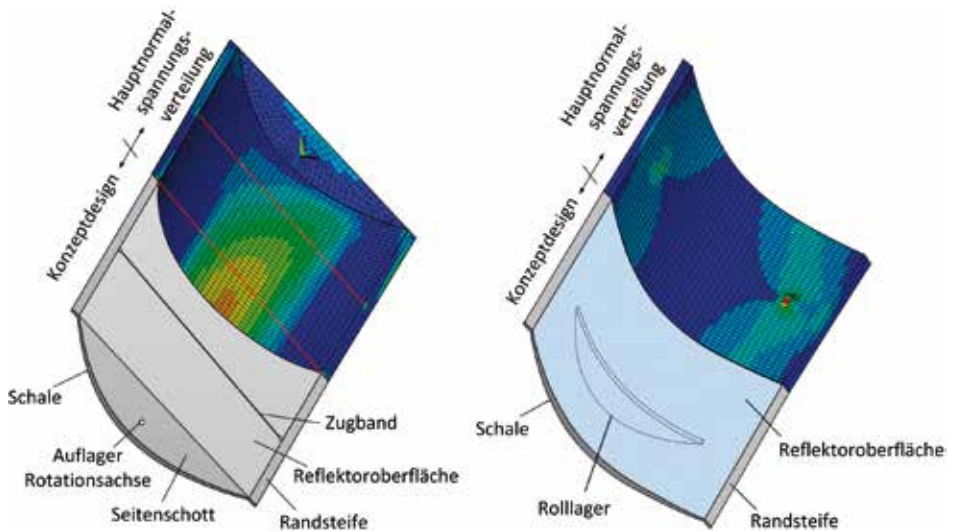


Tabelle 2: Mittelwerte der Festbetoneigenschaften (an der TU Kaiserslautern ermittelt)

Elastizitätsmodul	47 600 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit	15 N/mm <sup>2</sup>
Zylinderdruckfestigkeit	109 N/mm <sup>2</sup>
Dichte	2 524 kg/m <sup>3</sup>

### 3 Spezifische Einwirkungen und initiale Formabweichungen

Parabolrinnenkollektoren werden im Tagesverlauf der Sonne nachgeführt, wodurch sich eine Vielzahl von Beanspruchungsszenarien einstellt. Besonders sind dadurch Beanspruchungen aus Eigenlasten und durch die auslenkungsabhängige Windanströmung beeinflusst. Aber auch Temperatureinwirkungen und zeitabhängige Kriech- und Schwindprozesse müssen berücksichtigt werden sowie ungewollte, initiale Vorverformungen aus dem Herstellungsprozess.

#### 3.1 Experimentell ermittelte Formbeiwerte für Windbeanspruchungen

Für die sehr bauteilspezifischen, quasi-statischen Beanspruchungen müssen die stark von der Interaktion von Bauteil und Windanströmungsfeld abhängigen Windbeanspruchungen über auslenkungsbedingte Formbeiwerte auf die Parabelfläche definiert werden. In der Literatur (u. a. [5]) sind diese jedoch fast ausschließlich als globale Mittel- bzw. Extremwerte der jeweiligen Anströmungsrichtung hergeleitet und nur für unzureichende Ausnahmefälle als flächige Beanspruchungsbereiche gegeben. Am Lehrstuhl für Windingenieurwesen und Strömungsmechanik der Ruhr-Universität Bochum sind daher an einem mittels 3D-Plot hergestellten Rapid-Prototype-Modell (Bild 3) Untersuchungen an einem Einzelkollektor für eine frontale Anströmung und verschiedene Kollektorauslenkungen durchgeführt und ausgewertet worden [6, 7]. Aus Symmetriegründen sind die Druckmesspunkte des Modells für Vorder- und

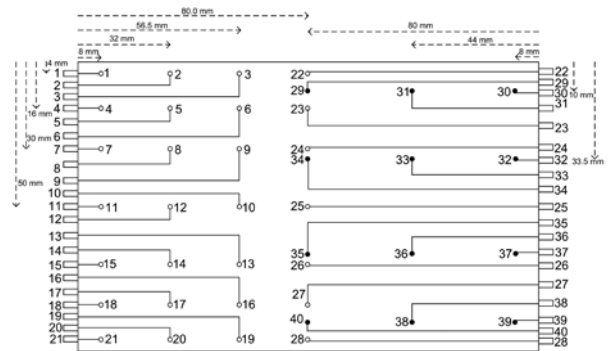
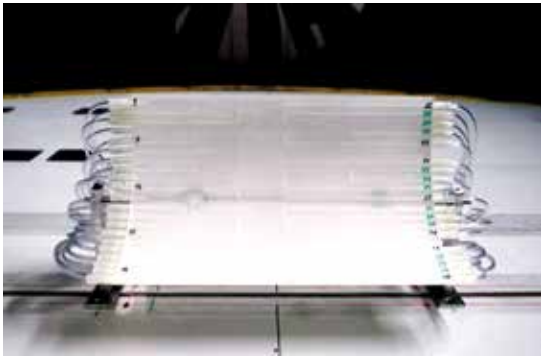


Bild 3: Rapid-Prototype-Modell im Windkanal der Ruhr-Universität Bochum und Anordnung der Druckmesspunkte auf dem Modell

Rückseite versetzt auf getrennten Seiten angeordnet, sodass nur für die vertikale Modellhalbierende vergleichbare Druckdifferenzen ausgewertet werden können und flächige, unsymmetrische Belastungen aus Druckspitzen in Randbereichen keine Berücksichtigung finden. Aufgrund der Anordnung einzelner Parabolrinnenmodule zu Kollektorreihen ist ein über die Länge konstanter Ansatz der Windlasten hinreichend genau bzw. können sie auch als konservativ angesehen werden, wenn die verschattenden Auswirkungen der äußeren Kollektorreihen auf die inneren Module berücksichtigt werden.

Aus den so ermittelten, zeitlichen Druckdifferenzen des Windanregungsspektrums sind unter Anwendung einer Zeitreihenanalyse und Extremwertstatistik nach der Methode von Cook [8] Formbeiwerte generiert worden, die einer 50-jährigen Wiederkehrperiode genügen und mit dem zeitlich gemittelten Böenstaudruck zu charakteristischen, quasi-ständigen Einwirkungen aus Windbeanspruchung führen. Im Vergleich mit [5] – an einem Modell ähnlich dem im Windkanal der Ruhr-Universität Bochum getesteten – liefern diese für resultierende Reaktionskräfte eine gute Übereinstimmung. Ausgewertet wurden die Verläufe der Formbeiwerte über die Öffnungsweite für Anströmrichtungen von 0°, 45°, 90° und 135° (Bild 4).

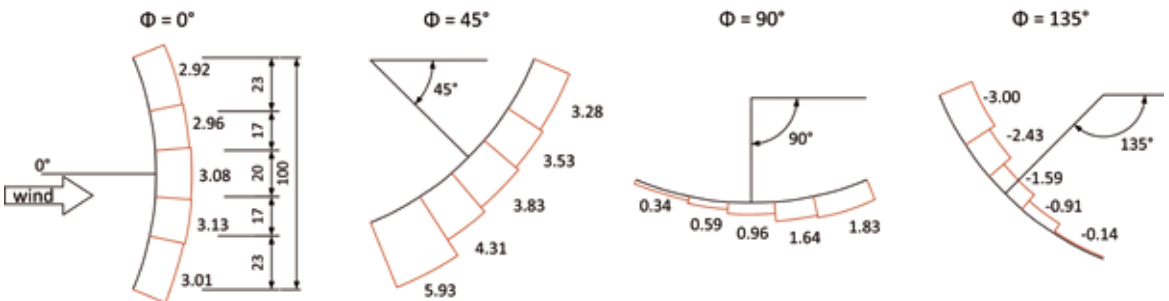


Bild 4: Verteilung der Formbeiwerte aus der Druckdifferenz auf der Parabolrinne für vier Auslenkungen [6]

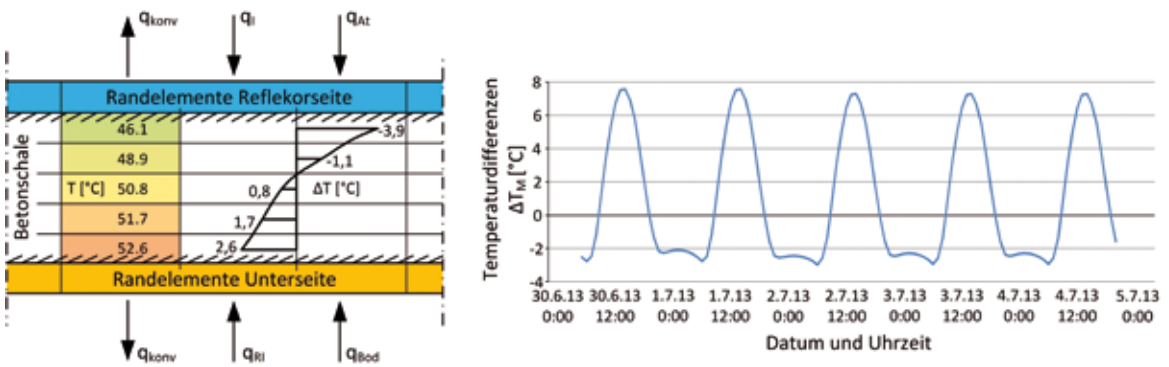


Bild 5: Numerisch diskretisiertes Wärmeübertragungsproblem einer 5 cm dicken Betonschale mit zeitlichem Verlauf der Temperaturdifferenzen für ein Grenzfallszenario.

### 3.2 Instationäre Temperaturfelder

Instationäre Temperaturverteilungen im Kollektor werden bestimmt durch die Umgebungslufttemperatur, direkte und indirekte Globalstrahlung der Sonne bzw. aus dem Wärmeaustausch mit benachbarten Bauteilen. Durch die Umgebungstemperatur, die Konvektion und die indirekte Strahlung, z. B. des Bodens, entstehen verformungserzeugende Temperaturänderungen in Abhängigkeit der Kollektorauslenkung, aus denen sich resultierende, ideelle Lufttemperaturen ableiten lassen, die am Bauteilrand wirken. Im Rahmen einer Abschlussarbeit [9] wurde das instationäre Wärmeübertragungsproblem aus Wärmeleitung, kurzweiliger Sonneneinstrahlung und langweiliger Einstrahlung aus der Umgebung aus der FOURIERSchen Differentialgleichung der Wärmeleitung entwickelt, numerisch diskretisiert und via expliziter Zeitintegration in der Umgebung einer Tabellenkalkulation umgesetzt. Dieser Ansatz von Zwangsbeanspruchungen aus Temperatur wurde mithilfe von Vergleichsmessungen an einer Hohlkastenbrücke verifiziert und auf einwandige Parabolrinnenschalen mit konstanter Dicke übertragen (Bild 5). Dabei sind  $q$  Wärmestromdichten. Die Ober- und Unterseite werden beeinflusst durch Konvektion ( $q_{\text{konv}}$ ), die Unterseite vor allem durch Wechselwirkung mit dem Boden ( $q_{\text{Bod}}$ ) und mit der reflektierten Sonnenstrahlung ( $q_{\text{Ri}}$ ). Für die Oberseite sind außerdem noch die Wärmestromdichten  $q_{\text{At}}$  der Atmosphäre und ein durch die Verspiegelung stark abgeminderter Anteil von  $q_i$  infolge direkter Sonnenstrahlung zu berücksichtigen. Aufgrund der festgestellten geringen Sensitivität ließ sich darauf aufbauend ein vereinfachter Berechnungsansatz mit Temperaturschwankungen bzw. Temperaturdifferenzen über die Schalendicke implementieren, welche in Anlehnung an gängige Ansätze [10] jeweils einer Wichtung unterliegen.

### 3.3 Zeitabhängige Kriech- und Schwindprozesse

Zeitabhängige Verformungen aus Schwindprozessen wurden vereinfacht wie eine konstante Temperaturänderung modelliert und wirken sich als Stauchung der Parabelform aus. Infolge einer Wärmebehandlung des Betonelements im jungen Alter bleiben Schwindverformungen gering [11] und haben kaum negativen Einfluss auf die Konzentration der einfallenden Sonnenstrahlen.

Aufgrund der Sonnennachführung stellen sich im Tagesverlauf unterschiedliche Spannungsverteilungen aus Eigengewicht (Dauerlast) ein. Zur Abschätzung der Kriechverformung wurde ein Ansatz hergeleitet, der die mittlere elastische Dehnung über einen Tagesverlauf beschreibt, indem eine lineare Viskoelastizitätstheorie unterstellt und durch eine „impulsartige“ Zerlegung des zeitlichen Spannungsverlaufs die Kriechdeh-



nung für einen unterstellten Tagesgang zeitlich gemittelt wird. Unter der Voraussetzung einer kontinuierlichen Sonnennachführung kann somit ein effektiver Kriechverhältniswert  $\beta_{cr}$  bestimmt und als Wichtungsfaktor der zugehörigen elastischen Dehnungen aus Dauerlast einer Grenzfallauslenkung angesetzt werden [6]. Durch intelligente Steuerung des Kollektors – z. B. nachts nach unten gerichtet – können Kriechverformungen theoretisch vollständig ausgeschaltet werden. Grundsätzlich ist festzustellen, dass Schwind- und Kriechverformungen für die gewünschte Solarstrahlenkonzentration von untergeordneter Bedeutung sind.

### 3.4 Stochastischer Ansatz von Vorverformungen

Initiale Vorverformungen spiegeln herstellungsbedingte Schalungsungenauigkeiten wider, wodurch es zu einer Verzerrung der zu verspiegelnden Oberfläche kommt. Diese Abweichungen zur idealen Parabelform sind als Fluktuation eines homogenen, isotropen Zufallsfeldes abgebildet (vgl. [12]). Die Fluktuation beruht auf einer normalverteilten Zufallsgröße, welche mithilfe einer Autokovarianzfunktion über diskrete Punkte der ungestörten Parabel korreliert. Im ersten Ansatz sind die Verformungen mit Abweichungen von  $\pm 0,5$  mm an Toleranzanforderungen von Tübbinginnendurchmessern mit einer Ringgröße  $\leq 8,0$  m – was eine gute Approximation für ein Parabolsegment der Größenordnung des EuroTroughs darstellt – angepasst worden [13].

## 4 Genauigkeitsanalyse

Parabolrinnenkollektoren sollen das einfallende solare Abbild der Sonne auf linienförmige Absorberrohre im Fokuspunkt bündeln. Daher ist eine möglichst ideal parabolische Form der Schale erforderlich. Um die Verformungen des Schalentragswerks zu bewerten, ist ein integrales Genauigkeitskriterium der Kollektoroberfläche anhand des Winkelfehlers  $\theta$  hergeleitet worden, welches die Wichtung der Abweichung der reflektierten Strahlungen zum idealen Fokuspunkt erlaubt [6]. Die Beschränkung auf eine primäre Abhängigkeit vom Winkelfehler – im Vergleich zu einer direkten Strahlverfolgung, vgl. [14] – ist dabei hinreichend genau, da der Einfluss einer verkrümmten Parabolform den maßgeblichen Anteil zur Strahlenablenkung im Gegensatz zu kontinuierlichen Verschiebungen hervorruft. Die Formabweichungen aus Initialverformungen bzw. bedingt durch Einwirkungen werden ausgehend von den numerischen Knotenverformungen durch kubische Splines approximiert und auf die Winkelfehler  $\theta$  (vgl. Bild 1) der Kollektoroberfläche zurückgeführt, welche den Abstand der reflektierten, solaren Strahlen zum idealen Fokus beschreiben. Über eine Akzeptanzfunktion  $f_{PT}(\theta)$  [15],

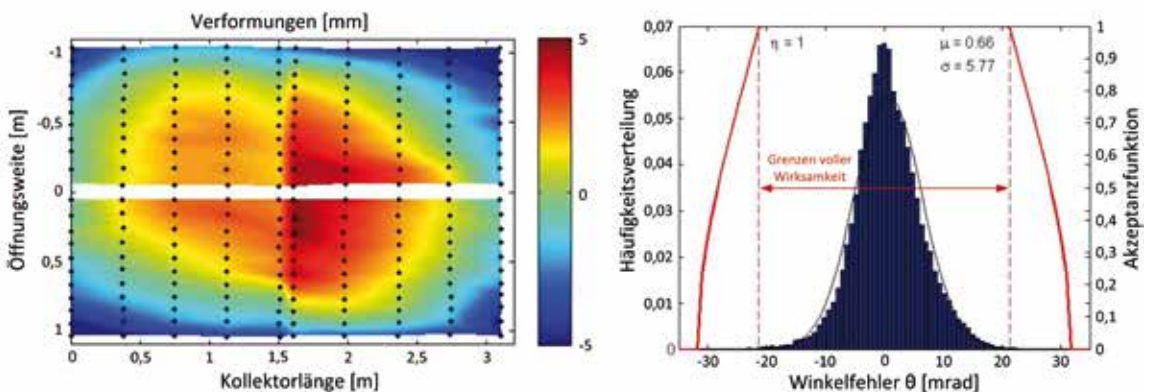


Bild 6: Gemessene Verformungen der Reflektoroberfläche und zugehörige Genauigkeitsanalyse des Großdemonstrators

welche die lokale Effizienz der Solarstrahlenkonzentration anhand des Winkelfehlers  $\theta$  in Abhängigkeit der Kollektorgeometrie und des Absorberrohrdurchmessers wichtet, ergeben sich Wirksamkeitsverteilungen der lokalen Abweichungen, die zur gesamten Effektivität  $\eta$  der Schaleninnenfläche über die projizierte Kollektorfläche aufintegriert werden. Für Vergleichswerte ist die Häufigkeitsverteilung des Winkelfehlers mit einer Normalverteilung approximiert worden, sodass Mittelwert  $\mu$  und Standardabweichung  $\sigma$  die Streuung der Solarstrahlen beschreiben.

Dieses Verfahren lässt sich auch auf die Auswertung von real gemessenen Formabweichungen von Parabolrinnenmodulen übertragen, wie es auch bei der Bewertung der Maßhaltigkeit des an der TU Kaiserslautern erstellten Großdemonstrators erfolgt ist. Mittels digitaler Nahbereichsphotogrammetrie [16] wurden anhand von 200 expliziten Messpunkten die Reflektoroberflächenverformungen durch das DLR, welches Partner im Projekt ist, ermittelt und der Soll-Geometrie gegenübergestellt. Diese variieren hauptsächlich zwischen  $\pm 5$  mm. Mithilfe des Genauigkeitskriteriums konnte eine volle optische Wirksamkeit nachgewiesen werden (Bild 6). Die verhältnismäßig hohe Streuung des Winkelfehlers mit einer Standardabweichung von 5,77 mrad ist auf die Welligkeit des Reflektormaterials zurückzuführen. Es lässt sich feststellen, dass sich Mikroverformungen, wie die festgestellte Welligkeit, im Gegensatz zu Makroverformungen, also kontinuierliche Verformungen, maßgeblich auf die Wirksamkeit auswirken.

## 5 Optimierungstrategien

### 5.1 Multilevel-Optimierung

Die ganzheitliche Optimierungsstrategie ist auf mehreren Ebenen (multilevel) angeordnet, sodass sie sukzessive zu einer optimalen Struktur auf Konzept-, Tragwerks- (Schale) und Detailebene führt (Bild 7). Wesentliche Entwicklungen sind dominiert durch Arbeiten auf Konzept- und Schalenebene. Auf konzeptioneller Ebene werden zunächst ingenieurmäßig sinnvolle Optimierungsmaßnahmen gewählt, wie die Zusammenführung von Reflektorfläche und Tragstruktur, die Lagerung im Schalenschwerpunkt, zusätzliche Durchspannungen (Modell EuroTrough) oder die Anordnung von neuartigen Rolllagern (Großdemonstrator).

### 5.2 Strukturoptimierung der Schale

Im entwickelten Verfahren zur Strukturoptimierung (Bild 8) mit anfänglich gradientenbasierten Methoden ist die multikriterielle Problemstellung – ein sowohl leichtgewichtiges als auch verformungsarmes Tragwerk – aufgelöst worden, indem eine

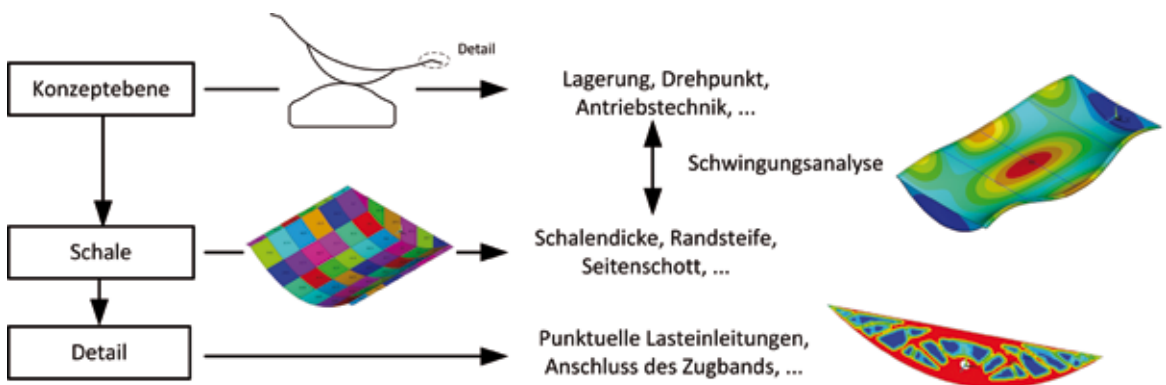


Bild 7: Multilevel-Optimierungsstrategie

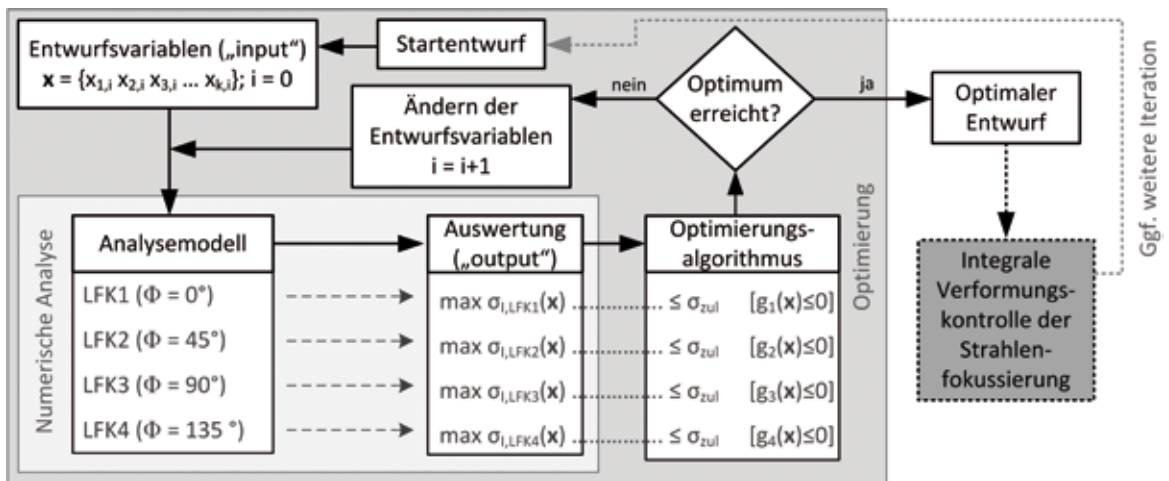


Bild 8: Ablaufdiagramm des Optimierungsprozesses zur Strukturoptimierung, nach [17]

Minimierung des Volumens die alleinige Zielfunktion beschreibt und die Steifigkeit in einer nachgeschalteten Genauigkeitsüberprüfung der Schaleninnenfläche evaluiert wird. Verschiedene, nacheinander durchlaufende Beanspruchungsszenarien in Abhängigkeit der Kollektorauslenkung beschränken den Optimierungsprozess. Restriktionen werden aufgrund der sehr steifen Betonstruktur im Wesentlichen durch einen Anteil der Zugfestigkeit des Betons beschrieben. Es konnte festgestellt werden, dass hierbei eine Kollektorauslenkung von 45°, wie es die Formbeiwerte der Windlasten vermuten lassen (vgl. Bild 4), die Übrigen dominiert. Daher sind weitere Optimierungsschritte auf diesen Restriktionsfall beschränkt: Eine nachträgliche Überprüfung erfolgte separat für einen generierten optimalen Entwurf.

Die initialen Optimierungsschritte am Modell EuroTrough beschränkten sich zunächst auf die Variation der Querschnittsebene [17], so dass anschließend in Form eines interaktiven Prozesses die Optimierungsvariablen auf Längs- und Quersystem erweitert werden konnten. Der resultierende, optimierte Kraftfluss erfordert aufgrund von Zwangsbeanspruchungen an den seitlichen Eckbereichen eine erhöhte Schalendicke. Aufgrund der über die Strukturlänge bis zur Feldmitte zunehmend dominierenden Biegespannungen verlagert sich dieser Bereich größerer erforderlicher struktureller Steifigkeit hin zum Scheitelpunkt der Parabel. Darauf basierend ist ein Modell mit diagonalem Aussteifungskonzept entwickelt worden. Weitere Konzepte mit rautenförmigen Aussteifungskonzepten und nach Vorbild von Sickenversteifungen bei Dünoblechen [18] befinden sich derzeit in Erprobung.

Aufgrund der dadurch miteinhergehenden Erhöhung der Freiwerte ist der Optimierungsprozess weiterentwickelt worden (Bild 9), indem im festgelegten Entwurfsraum mittels Latin Hypercube Sampling [19] ein sogenanntes Metamodel of Optimal Prognosis [20] erstellt wird. Dieses besitzt den Vorteil, dass mittels Antwortflächen ein funktionaler Zusammenhang zwischen den Entwurfsvariablen und den Systemantworten, wie Spannungen, Verformungen und Volumen, hergestellt werden kann sowie eine Beurteilung der Korrelation zwischen diesen. Dadurch kann der Entwurfsraum auf die wesentlichen Eingangsparameter beschränkt werden und eine erste Voroptimierung auf Ebene der funktionalen Antwortflächen erfolgen. Diese dient anschließend als Basis der finalen Optimierung auf Ebene des numerischen Modells.

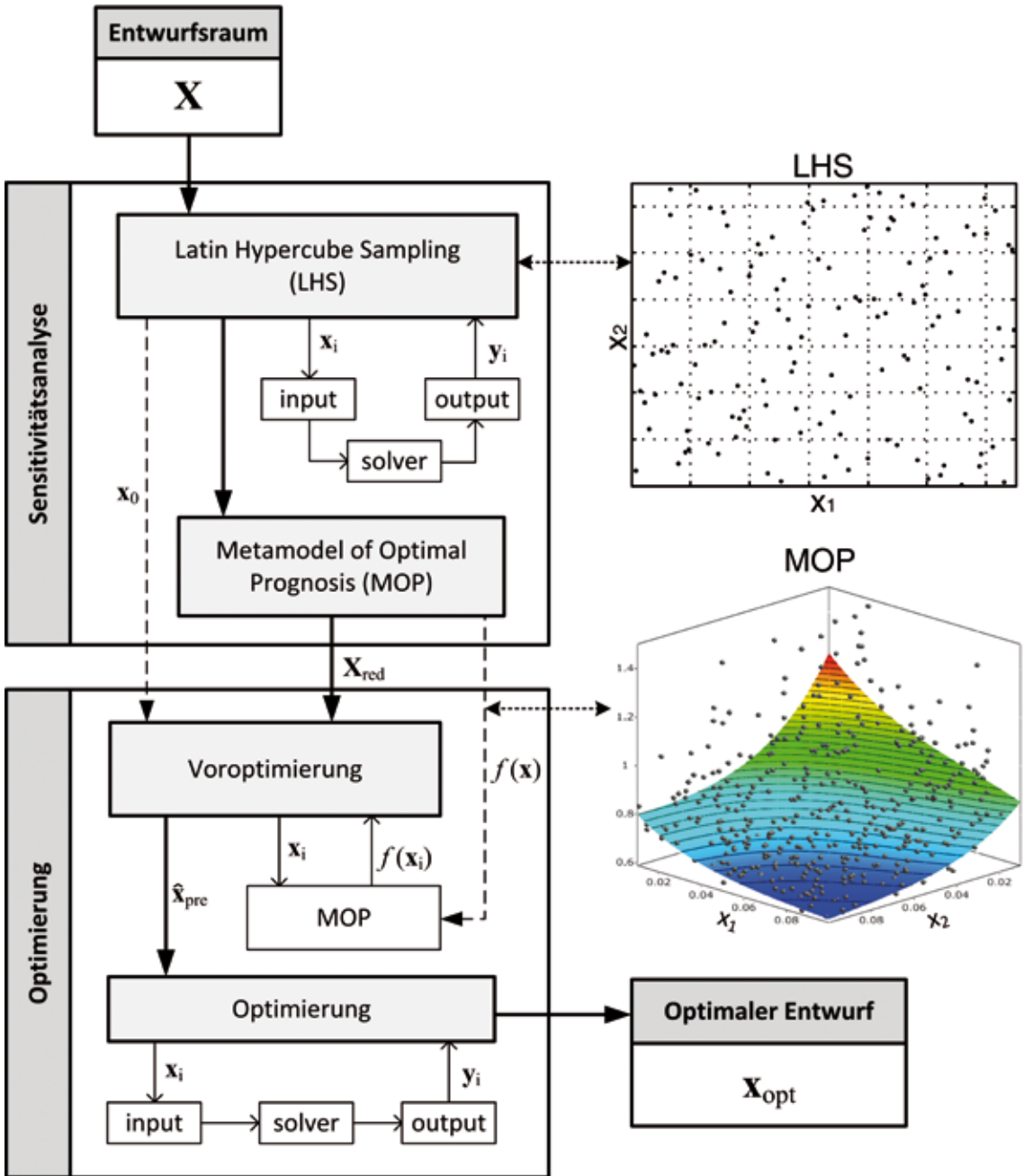


Bild 9: Ablaufdiagramm des erweiterten Optimierungsprozesses auf Strukturebene

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Parabollinnenmodule aus Beton können bereits mit wenigen Zentimetern Dicke hergestellt werden, wie es der Großdemonstrator beweist (Bild 10). Dabei konnte mithilfe eines entwickelten Genauigkeitskriteriums eine rechnerisch volle Wirksamkeit nachgewiesen werden. Ein Optimierungsprozess, der insbesondere durch eine Spannungsgeschichte infolge der Kollektorauslenkung beschränkt ist, soll sukzessiv zu einem ganzheitlich optimierten Tragwerk auf Konzept-, Schalen- und Detailebene führen. Numerische Untersuchungen verschiedener Aussteifungskonzepte müssen hierbei weiter angepasst und auch mit dem Fertigungsprozess abgestimmt werden, um zu wirtschaftlich attraktiven Betonstrukturen zu führen.

### Dank

Ein besonderer Dank gilt der Deutschen Forschungsgemeinschaft, durch deren finanzielle Unterstützung das Projekt *Leichte verformungsoptimierte Schalenträgerwerke aus mikrobewehrtem UHPC am Beispiel von Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke* im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms SPP 1542 *Leicht Bauen mit Beton* erst ermöglicht wurde. Das gemeinschaftlich durchgeführte Teilprojekt ist durch exzellente und freundschaftliche Zusammenarbeit mit den Projektpartnern an der Technischen Universität Kaiserslautern, Prof. Dr.-Ing. JÜRGEN SCHNELL und Dipl.-Ing. (FH) SÖREN MÜLLER, geprägt. Dafür sei herzlich gedankt. Dem Lehrstuhl für Windingenieurwesen und Strömungsmechanik der Ruhr-Universität Bochum, insbesondere Prof. Dr.-Ing. RÜDIGER HÖFFER, sei für die Unterstützung bei den Windkanaluntersuchungen gedankt. Ein besonderer Dank geht an das Deutsche Zentrum für Luft und Raumfahrt (DLR), insbesondere Dipl.-Ing. KLAUS HENNECKE, für die technische Beratung und photogrammetrische Vermessung.



Bild 10: Der im SPP 1542 entstandene Großdemonstrator der TU Kaiserslautern  
[Foto: Thomas Brenner]

## Literatur

- [1] GEYER, M.; LÜPFERT, E.; OSUNA, R.; ESTEBAN, A.; SCHIEL, W.; SCHWEITZER, A.; ZARZA, E.; NAVA, P.; LANGENKAMP, J.; MANDELBERG, E.: EuroTrough – Parabolic Trough Collector Developed for Cost Efficient Solar Power Generation. In: STEINFELD, A. (Hrsg.): Proceedings of the 11th SolarPACES Int. Symposium on Concentrating Solar Power and Chemical Energy Technologies, 04.–06.09.2002 in Zürich (Schweiz), 7 S.
- [2] Solar Millennium: Die Parabolrinnen-Kraftwerke Andasol 1 bis 3, Eigenverlag Solar Millennium, 2008.
- [3] RIFFELMANN, K.-J.; RICHERT, T.; NAVA, P.; SCHWEITZER, A.: Ultimate Trough® – A significant step towards cost competitive CSP. Energy Procedia 49 (2014) – Proceedings of the 19th SolarPACES Conference, 17.–20.09.2013 in Las Vegas (Nevada, USA), S. 1831–1839.
- [4] HENNECKE, K.; KRÜGER, D.; DOKUPIL, M.: Test of a parabolic trough system for process heat in a climate with low direct radiation. In: SAYIGH, A. A. (Hrsg.): Proceedings of the World Renewable Energy Congress VI, 01.–07.07.2000 in Brighton (UK), S. 994–997.
- [5] HOSOYA, N.; PETERKA, J. A.; GEE, R. C.; KEARNEY, D.: Wind tunnel tests of parabolic trough solar collectors. Subcontract Report NREL/SR-550-32282, National Renewable Energy Laboratory, 2008.
- [6] MÜLLER, S.; FORMAN, P.; SCHNELL, J.; MARK, P.: Leichte Schalen aus hochfestem Beton als Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 11, S. 752–762.
- [7] OYA, J.; KALENER-WEVERS, C.; WINKELMANN, U.; HÖFFER, R.: Experimental and numerical investigation of the dust transport on the reflector panels of a parabolic trough power plant. In: Proceedings of the European-African Conference on Wind Engineering EACWE 2013, 07.–11.07.2013 in Cambridge (UK), 4 S.
- [8] COOK, N. J.: The designer's guide to wind loading of building structures – part 2: Static Structures. Butterworth-Heinemann Ltd, 1990.
- [9] HOLZMANN, K.: Untersuchungen instationärer Temperaturfelder an einer Spannbetonbrücke. Bachelorarbeit, Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Massivbau, 2013.
- [10] DIN EN 1991-1-5:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen. Deutsche Fassung EN 1991-1-5:2003 + AC:2009, Februar 2011.
- [11] DEUSE, T.; PARKER, F.: Längenänderung von Prismen und Schwindrinnenversuch mit der Nanodur-Standardrezeptur Maschinenbau. Interner Prüfbericht des Wilhelm-Dyckerhoff-Instituts, Wiesbaden, Januar 2010.
- [12] AHRENS, M. A.: Ein stochastisches Simulationskonzept zur Lebensdauerermittlung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken und seine Umsetzung an einer Referenzbrücke. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau der Ruhr-Universität Bochum, Dezember 2010.
- [13] GRÜBL, F.; BILLIG, B.; BÖHME, T.; KIRSCHKE, D.; MARK, P.; MAYER, P.-M.; NEUENSCHWANDER, M.; SCHUCK, W.; TIRPITZ, E.-R.; WINSELMANN, D. (Arbeitskreis Tübingdesign des Deutschen Ausschusses für unterirdisches Bauen, DAUB): Empfehlungen für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen. In: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Hrsg.): Taschenbuch für den Tunnelbau 2014, Berlin: Ernst & Sohn, 2013, S. 17–121.
- [14] FORMAN, P.; MÜLLER, S.: Shape-optimised Parabolic Trough Collectors made of micro reinforced Ultra High Performance Concrete. In: MÜLLER, H. S.; HAIST, M.; ACOSTA, F. (Hrsg.): Proceedings of the 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, Karlsruhe Institute of Technology (KIT), 22.–25.07.2012 in Karlsruhe, Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2012, S. 297–302.

- [15] BENDT, P.; RABL, A.; GAUL, H. W.; REED, K. A.: Optical Analysis and Optimization of Line Focus Solar Collectors. SERI/TR-34-092, Solar Energy Research Institute, Golden (Colorado, USA), 1979.
- [16] SHORTIS, M. R.; JOHNSTON, G. H. G.: Photogrammetry: An Available Surface Characterization Tool for Solar Concentrators, Part I: Measurements of Surfaces. Journal of Solar Engineering 118 (1996), Aug., S. 146–150.
- [17] FORMAN, P.; MÜLLER, S.: Verformungsoptimierte Parabolrinnenkollektorschalen aus hochfestem Beton. In: BREITENBÜCHER, R.; MARK, P. (Hrsg.): Beiträge zur 1. DAFStb-Jahrestagung mit 54. Forschungskolloquium in Bochum, 07.–08.11.2013, Ruhr-Universität Bochum, 2013, S. 15–22.
- [18] SCHWARZ, D.: Auslegung von Blechen mit Sicken (Sickenatlas). FAT Schriftenreihe Nr. 168, Frankfurt am Main, 2002.
- [19] STEIN, M.: Large sample properties of simulations using Latin Hypercube Sampling. Technometrics 29 (1987), Heft 2, S. 143–151.
- [20] MOST, T.; WILL, J.: Meta-model of Optimal Prognosis – An automatic approach for variable reduction and optimal meta-model selection. In: Proceeding of the Weimar Optimization and Stochastic Days 5.0, 20.–21.11.2008, 21 S.

**Leichte verformungsoptimierte Schalenträgerwerke aus mikrobewehrtem UHPC am Beispiel von Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke**

**Projektleiter**

Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark

**Projektbearbeiter**

Dipl.-Ing. Patrick Forman

**Projektlaufzeit**

06/2011 – 05/2014

**Projektpartner**

TU Kaiserslautern:  
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell, Dipl.-Ing. (FH) Sören Müller  
| Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion

Ruhr-Universität Bochum:  
Prof. Dr.-Ing. Rüdiger Höffer | Lehrstuhl für Windenergie-  
wesen und Strömungsmechanik

Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt (DLR):  
Dipl.-Ing. Klaus Hennecke | Institut für Solarforschung,  
Linienfokussierende Systeme

**Web**

[www.massivbau.rub.de](http://www.massivbau.rub.de)

# Zur Simulation von Klebeverbindungen für Scheibenbauteile mit Level-Set-Funktionen und erweiterter Finite-Elemente-Methode

Heiko Andrä<sup>1</sup>  
Inga Shklyar<sup>1</sup>  
Matti Schneider<sup>2</sup>  
Tobias Zangmeister<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Fraunhofer ITWM, Kaiserslautern

<sup>2</sup>Strukturleichtbau und Kunststoffverarbeitung TU Chemnitz

Das Kleben ist noch eine relativ neue Art der Verbindung von Betonbauteilen. Bei der iterativen Optimierung der Fugengestalt wird eine Folge von unterschiedlichen Fugenverläufen analysiert. Um eine Neuvernetzung für jede einzelne Fugengestalt zu vermeiden und gleichzeitig die Verzerrungen und Spannungen an der Grenzfläche zwischen HPC-Platte und Klebefuge effizient und genau zu berechnen, wird in dieser Arbeit eine Variante der erweiterter Finite-Elemente-Methode (XFEM) als Strukturanalyseverfahren vorgeschlagen. Es wird gezeigt, dass die Methode sehr gut zur Strukturanalyse bei der Optimierung der Fugengestalt, die implizit über eine Level-Set-Funktion beschrieben wird, geeignet ist. Die Ergebnisse der Gestaltoptimierung werden diskutiert.

## 1 Einführung

Das grundsätzliche Problem beim Verkleben ist die Übertragung von Zugspannungen, da Beton eine relativ kleine Zugfestigkeit besitzt. Während die Zugfestigkeit von Platten durch unterschiedliche Varianten von Bewehrungen erhöht werden kann, werden im Projekt keine Verstärkungen, die die Klebefuge überbrücken, einbezogen. Es werden Fugen mit Zähnen (siehe Bild 1) betrachtet, um die aufgetragenen Zugspannungen als Schubspannungen zu übertragen. Sowohl experimentelle als auch numerische Simulationsergebnisse sind in [1] zu finden. Der verwendete RPC-Klebstoff besitzt einen kleineren E-Modul als die Platte.

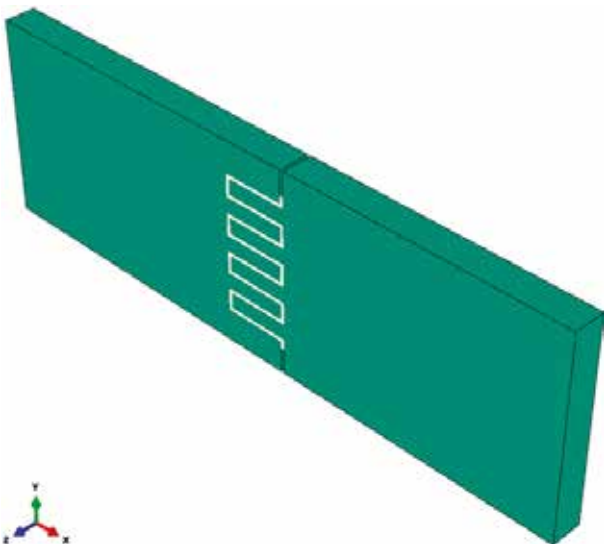


Bild 1: Skizze einer Fuge mit rechteckigen Zähnen

Zur Bewertung und Optimierung von Klebeverbindungen von HPC-Platten sind genaue Spannungsanalyseverfahren notwendig. Durch die unterschiedliche Steifigkeit der HPC-Platte und des RPC-Klebers entstehen unstetige Verzerrungsfelder an der Grenzfläche zwischen Fuge und Platte. Da die Grenzfläche fast immer die geringste Festigkeit besitzt (siehe auch Bild 9 später im Beitrag), müssen zur Vorhersage der Tragfestigkeit die Verzerrungen bzw. Spannungen an der Grenzfläche genau berechnet werden.

Um die unstetigen Verzerrungs- und Spannungsfelder mit standardmäßiger FEM genau zu erfassen, ist es notwendig, randangepasste Netze zu generieren, d. h. Netze, bei denen die Materialgrenzen mit Elementseitenflächen zusammenfallen. Dies stellt für eine größere Menge von Fugenverläufen, die bei einer iterativen Optimierung analysiert werden müssen, einen erheblichen Aufwand dar. Weiterhin treten bei randangepassten Netzen finite Elemente mit

sehr kleinen spitzen oder großen stumpfen Winkeln auf, die zu einer schlechten Approximation der Lösung führen. Diese beiden Nachteile werden bei der XFEM [2]–[4]



vermieden: Unstetigkeiten innerhalb eines finiten Elements werden mit Hilfe zusätzlicher Ansatzfunktionen erfasst.

Zur Strukturoptimierung von Klebeverbindungen für bewehrte und nicht bewehrte Platten kann eine Kombination von Topologie- und Shape-Optimierung verwendet werden. Begonnen wird dabei mit der Topologieoptimierung, um die optimale Fugengestalt grob zu berechnen. Mit Hilfe des sogenannten topologischen Gradienten, der auch für elastische anisotrope Materialien (z. B. bewehrte Strukturen) berechenbar ist, lässt sich ein effizientes Verfahren zur Topologieoptimierung umsetzen [5]. Im Anschluss wird die optimale Lösung der Topologieoptimierung als Ausgangspunkt für die Shape-Optimierung genommen. Bei der Shape-Optimierung wird in dieser Arbeit die Mittellinie der Fuge parametrisiert. Danach wird eine Signed-Distance-Funktion als Level-Set-Funktion [6]–[8] eingeführt, um die Grenzflächen zwischen Platte und Klebeschicht zu beschreiben. Diese Level-Set-Funktion geht direkt in die zusätzlichen Ansatzfunktionen der XFEM ein. Sowohl bei der Topologieoptimierung als auch bei der Shape-Optimierung wird das Konzept der Level-Set-Funktion zur impliziten Beschreibung der Grenzflächen benutzt.

In dieser Arbeit werden nur Zugspannungen in Plattenebene (Scheibenprobleme) betrachtet. Die vorgeschlagene Methode kann jedoch zur Analyse allgemeiner Lastfälle eingesetzt werden.

## 2 Level-Set-Funktion zur Beschreibung der Fugengeometrie

Bei der Beschreibung der Fugengestalt wird eine periodische Zelle, die einen Zahn enthält (wie in Bild 2 zu sehen), als Gebiet für die Berechnung gewählt. Zur Gestaltoptimierung wird die Form der Zähne mit zwei Designvariablen  $A$  und  $B$  parametrisiert. Der

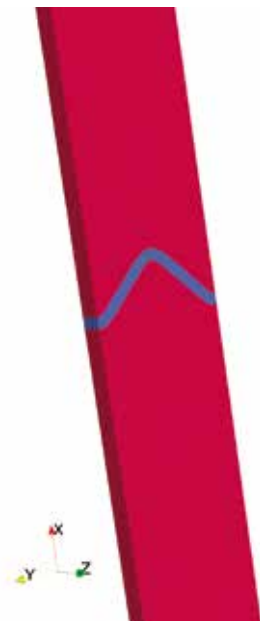


Bild 2: Fugengeometrie für  $A = 0,1$  und  $B = 0,1$   
(blau: Betonfuge, rot: HPC-Platte)

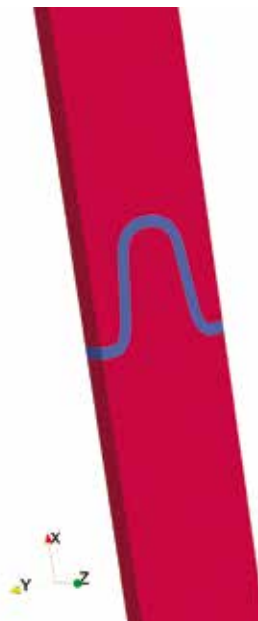


Bild 3: Fugengeometrie für  $A = 0,4$  und  $B = 0,2$   
(blau: Betonfuge, rot: HPC-Platte)

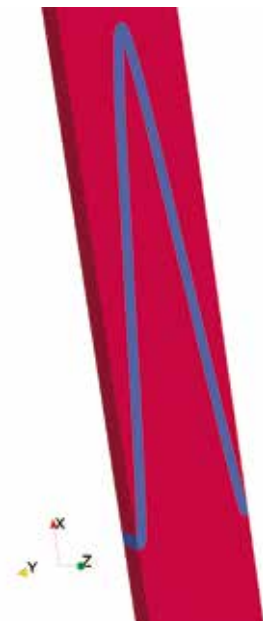


Bild 4: Fugengeometrie für  $A = 0,1$  und  $B = 0,9$   
(blau: Betonfuge, rot: HPC-Platte)

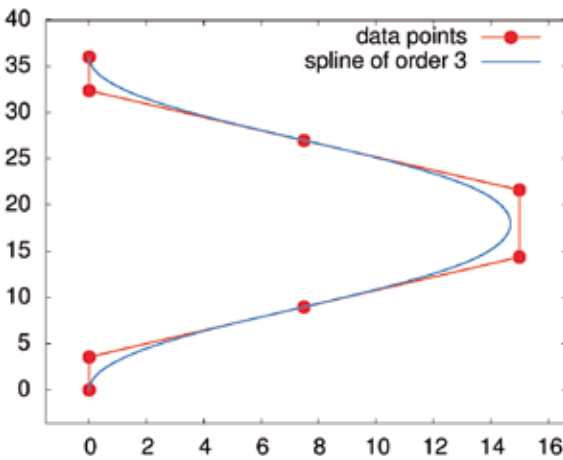


Bild 5: Kontrollpunkte und Spline 3. Ordnung für die Parameter  $A = 0,2$  und  $B = 0,1$

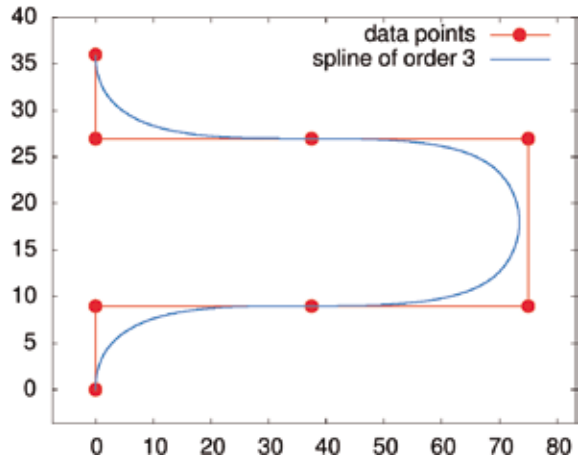


Bild 6: Kontrollpunkte und Spline 3. Ordnung für die Parameter  $A = 0,5$  und  $B = 0,5$

Parameter A bestimmt die Neigung der Zahnflanken, wobei  $A = 0$  einen dreiecksförmigen Zahn und  $A = 0,5$  einen rechteckigen Zahn ergibt. Der Parameter B definiert die „Tiefe“ der Zähne, siehe die Bilder 2–4. Ecken und Kanten im Fugenverlauf bzw. der Materialgrenzen würden zu Spannungskonzentrationen führen. Diese Spannungskonzentrationen verursachen dann Mikrorisse und schließlich Risse, die entweder entlang der Grenzfläche oder senkrecht zur Belastungsrichtung wachsen. Folglich müssen bei der Optimierung der Fugengestalt Ecken und Kanten ausgeschlossen werden. Dazu werden glatte B-Splines eingesetzt. Aus den Designparametern A und B werden automatisch Kontrollpunkte, dies sind die roten Punkte in den Bildern 5 und 6, der B-Splines berechnet. Die entsprechenden B-Splines sind als blaue Kurven in Bild 5 und Bild 6 dargestellt. Es wurden B-Splines 2. und 3. Ordnung sowie jeweils verschieden viele

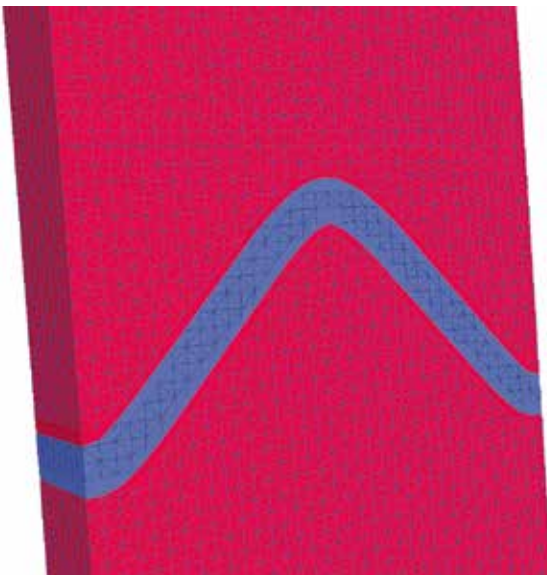


Bild 7: Grobes Finite-Elemente-Netz (Tetraedernetz ohne angereicherte Elemente)

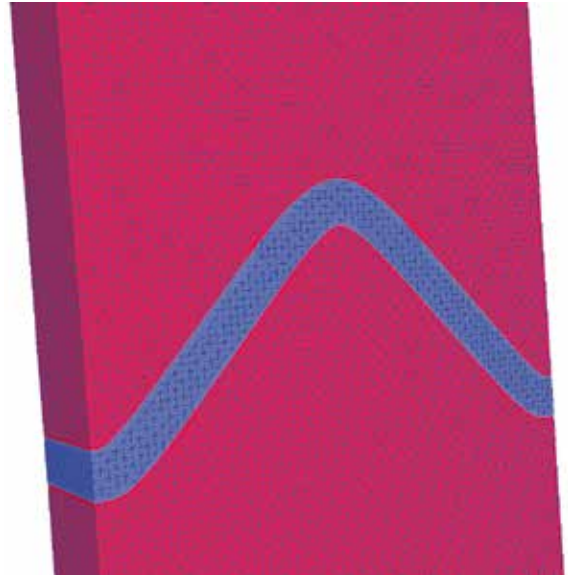


Bild 8: Feines Finite-Elemente-Netz (Tetraedernetz ohne angereicherte Elemente)

Kontrollpunkte betrachtet. Ein B-Spline 3. Ordnung und acht Kontrollpunkte sind gut geeignet, um die gewünschte Neigung der Zahnflanken gut zu erfassen. Die B-Splines definieren die Mittelflächen der Mörtelfugen (siehe Bilder 2–4).

Die gesamte Struktur wird in regelmäßige Tetraederelemente (FE-Netz) diskretisiert. Zur Analyse der Genauigkeit werden zwei Netzfeinheiten betrachtet. In Bild 7 wird das grobe und in Bild 8 das feine Netz mit jeweils regelmäßigen Tetraederelementen gezeigt. Die Tetraeder an der Materialgrenze (Interface) sind ausgeblendet. Zur Berechnung der Level-Set-Funktion wird für jeden Knotenpunkt des FE-Netzes der Abstand zur Mittelfläche, die mittels des B-Splines definiert ist, berechnet. Schließlich wird vom Abstand die halbe Fugenbreite subtrahiert. Das Ergebnis ist eine diskrete Signed-Distance-Funktion, die Null auf den Materialgrenzflächen, negativ in der Klebefuge (blau) und positiv im Plattenmaterial (rot) ist. Diese verschobene Abstandsfunktion wird als (diskrete) Level-Set-Funktion genommen.

### 3 XFEM zur Approximation von Sprüngen in den Verzerrungen

In dieser Arbeit werden für die Finite-Element-Diskretisierung die gleichen regelmäßigen Netze wie für die Diskretisierung der Level-Set-Funktion verwendet (siehe Bild 7 und Bild 8). Die linearen Ansatzfunktionen werden in den Tetraederelementen, die eine Materialgrenze enthalten, durch zusätzliche Ansatzfunktionen angereichert, wobei die entsprechenden zusätzlichen Freiheitsgrade den Eckknoten des jeweiligen Tetraederelements zugeordnet werden. In die Berechnung der zusätzlichen Ansatzfunktionen bei der Assemblierung des FE-Systems geht die Level-Set-Funktion direkt ein. Die Einzelheiten der Methode sind in [9] ausführlich beschrieben. Wenn der Abstand eines Knotenpunktes zu einer Grenzfläche sehr klein ist, führt dies zu einem linearen Gleichungssystem mit einer großen Konditionszahl [9] und dies erschwert die Gleichungslösung erheblich. Direkte Lösungsverfahren liefern bei großen Konditionszahlen ungenaue Lösungen und iterative Verfahren benötigen eine große Anzahl von Iterationen. Deshalb werden Knotenpunkte mit einem kleinen Abstand zur Grenzfläche so verschoben, dass ein hinreichend großer Abstand danach vorhanden ist. Diese lokale Netzmodifikation erfordert zwar einen zusätzlichen Rechenaufwand, erhöht aber die Robustheit des Verfahrens erheblich. Der Algorithmus zur Knotenverschiebung wird in [9] erläutert.

### 4 Simulationsergebnisse

Im Rahmen des Projekts wurden messtechnisch die Versagensflächen für (U)HPC-Platten, den RPC-Klebstoff und die Grenzschicht zwischen beiden Materialien bestimmt (siehe Bild 9) [1]. Daraus lässt sich eine verallgemeinerte Vergleichsspannung als Funktion des dreidimensionalen Spannungstensors und eine Versagensspannung in Analogie zur Fließspannung herleiten. Weiterhin wurde auf Basis der Versagensfläche (Bild 9) ein Schädigungsmodell (Bild 10) entwickelt. In Bild 10 ist das Schädigungsmodell für die Grenzschicht visualisiert. Im Spannungsraum sind der nicht geschädigte Bereich blau und der Bereich, der zum vollständigen Versagen führt, rot markiert. Wenn man sich im Spannungsraum vom nicht geschädigten (blauen) Bereich an die Versagensfläche nähert, beginnt bereits vor Erreichen der Versagensfläche eine kontinuierliche Schädigung. Die Schädigung ist natürlich eine monoton wachsende Funktion, die bei Entlastung nicht wieder kleiner wird. Im konkreten Fall sind der effektive E-Modul der Platte 39 GPa, der E-Modul des RPC-Klebers 36 GPa und die Querkontraktionszahl ist jeweils 0,2. Als Last wird eine Nennspannung von 3,7 MPa in x-Richtung genommen. Im gesamten Bereich der Fuge bzw. des Klebers wird die Festigkeit der Grenz-

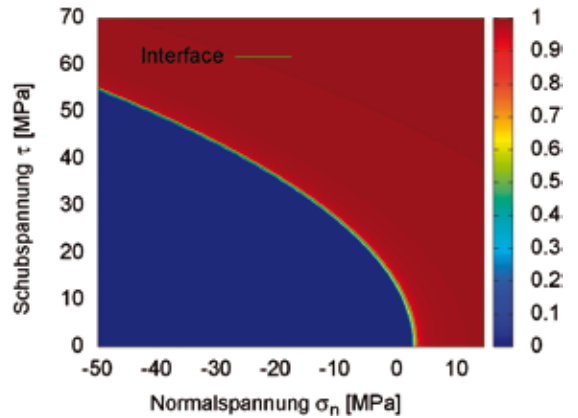
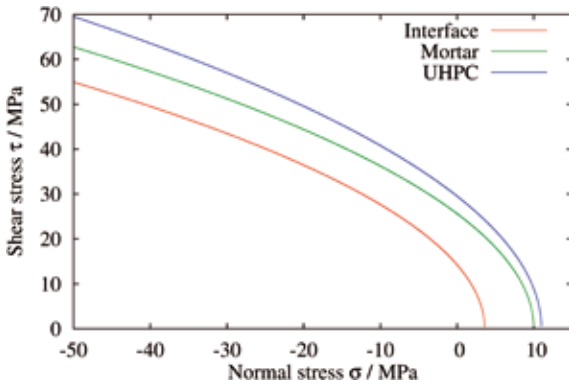


Bild 9: Versagensfläche für die HPC-Platte, den Fugenmörtel und das Interface zwischen Platte und Fuge

Bild 10 Schädigungsmodell für die Versagensfläche des Interfaces (blau: keine Schädigung, rot: Versagen)

schicht angesetzt. Mit der beschriebenen Methode (XFEM) wird die verallgemeinerte Vergleichsspannung berechnet. Für drei verschiedene Fugenverläufe wird die Differenz aus Versagensspannung und Vergleichsspannung in den Bildern 11–13 visualisiert. In der Platte ist diese Differenz sehr groß, d. h. dass die Vergleichsspannung viel kleiner als die Versagensspannung ist. In der Fuge wird dahingegen die Versagensspannung fast erreicht.

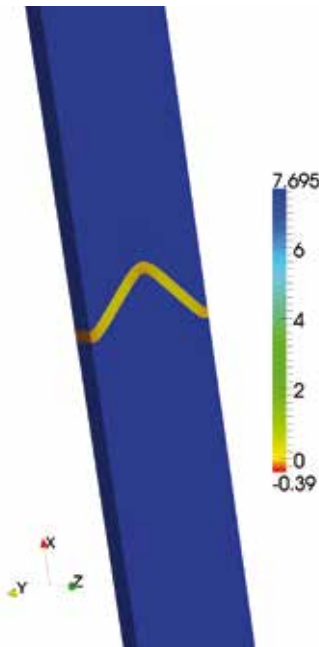


Bild 11: Differenz aus Versagensspannung und Vergleichsspannung für  $A = 0,1$  und  $B = 0,1$  bei einer Nennspannung von 3,7 MPa. Kleine bzw. negative Werte sind ungünstig.

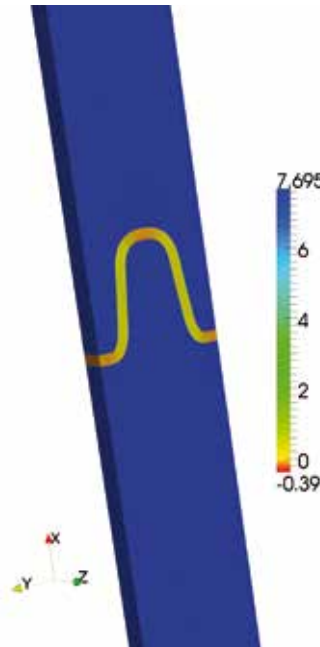


Bild 12: Differenz aus Versagensspannung und Vergleichsspannung für  $A = 0,4$  und  $B = 0,2$  bei einer Nennspannung von 3,7 MPa

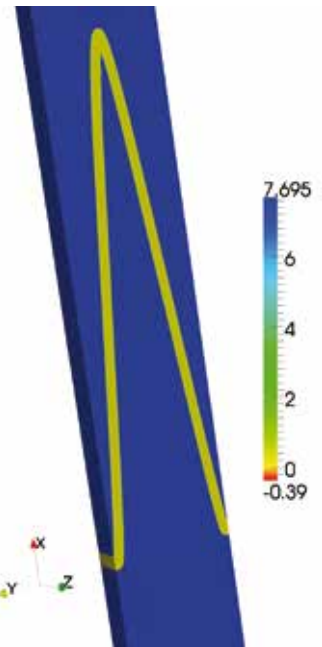


Bild 13: Differenz aus Versagensspannung und Vergleichsspannung für  $A = 0,1$  und  $B = 0,9$  bei einer Nennspannung von 3,7 MPa

Die Differenz aus Versagensspannung und Vergleichsspannung variiert in Bild 11 und in Bild 12 stärker und hat kleinere Minimalwerte bei diesen Fugenverläufen als bei der Fugengestalt in Bild 13. Folglich besitzt die Fuge in Bild 13 die günstigste Gestalt bzgl. der in den Bildern 11, 12 und 13 dargestellten Fugenvarianten. Die Simulationsergebnisse stimmen qualitativ mit entsprechenden Experimenten überein [10]. Es sind sehr präzise Simulationsverfahren notwendig, um die relativ kleinen Unterschiede in den Spannungsverläufen, die aus dem kleinen Unterschied bei den E-Modulen resultieren, zu berechnen.

## 5 Zur Optimierung der Fugengeometrie

Zur effizienten Lösung der Strukturoptimierungsprobleme sind geeignete Gradientenverfahren entwickelt worden. Für die Topologieoptimierung von Materialgrenzen wird der topologische Gradient in [5] erläutert. Die Shape-Optimierung wird auf eine Parameteroptimierung für die Designvariablen zurückgeführt, so dass der klassische Gradient verwendet werden kann. Hier werden jedoch die Parameter  $0 \leq A \leq 0,5$  und  $0 \leq B \leq 1,0$  auf einem regelmäßigen Netz diskretisiert und für alle Knotenpunkte wird die Strukturanalyse durchgeführt, um die Robustheit der XFEM-basierten Methode zu testen. Die Zielfunktion ist nicht fixiert, sondern kann vom Anwender geeignet gewählt werden.

Es werden hier zwei sinnvoll erscheinende Zielfunktionen als Beispiel berechnet:

1. Minimum der Differenz aus Versagensspannung und Vergleichsspannung für eine Nennspannung von 3,7 MPa (Bild 14),
2. Notwendige Spannung für den Schädigungsbeginn (Bild 15).

Die beiden berechneten Zielfunktionen sind in den Bildern 14 und 15 dargestellt. Die optimale Lösung bzgl. der ersten Zielfunktion liegt offensichtlich bei  $A = 0$  und  $B = 1$ , wo die Funktion ein Minimum hat. Die optimale Lösung bzgl. der 2. Zielfunktion ist ebenfalls bei  $A = 0$  und  $B = 1$ , nämlich dort, wo die Zielfunktion ein Maximum besitzt. Die Fuge, die in Bild 4 bzw. Bild 13 dargestellt ist, liegt nahe am Optimum. Die Spannungsverteilung in der Fuge ist fast homogen. Obwohl die beiden Zielfunktionen eine unterschiedliche Gestalt haben (siehe Bilder 14 und 15), ergibt sich die gleiche Optimallösung.

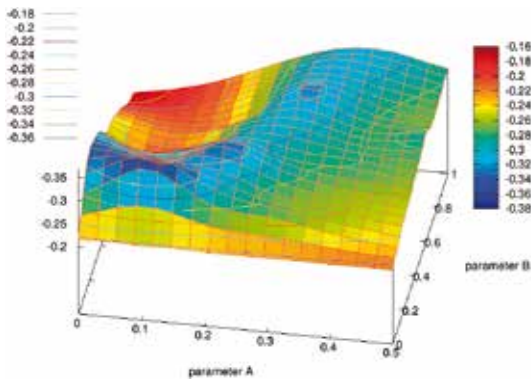


Bild 14: Minimum der Differenz aus Versagensspannung und Vergleichsspannung für eine Nennspannung von 3,7 MPa (blau: ungünstig, rot: optimal)

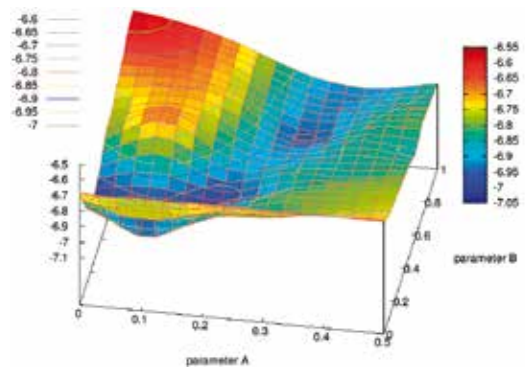


Bild 15: Notwendige Spannung für den Schädigungsbeginn

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Bei der Shape-Optimierung von Klebefugen ist es sinnvoll, die XFEM zur Strukturanalyse einzusetzen, um die Spannungen und Verzerrungen im Fugenbereich genau zu berechnen und um aufwändige Neuvernetzungen in der Optimierungsschleife zu vermeiden. Bei der Topologie- und der Shape-Optimierung wird eine Level-Set-Funktion zur impliziten Beschreibung der unbekanntenen freien bzw. der zu bestimmenden Materialgrenzen verwendet, so dass eine einheitliche Randbeschreibung bei der kombinierten Topologie- und Shape-Optimierung vorliegt. Die Bewegung dieser freien Ränder erfolgt nicht wie in der klassischen Level-Set-Methode über die Lösung der HAMILTON-JACOBI-Gleichung, sondern mit zwei anderen Methoden. Das Ergebnis der Shape-Optimierung für das hier betrachtete Beispiel der Übertragung von Zugspannungen ist, dass abgerundete dreieckförmige Zähne mit einer großen Tiefe am günstigsten sind. Die entwickelten Methoden zur Strukturanalyse, Topologie- und Shape-Optimierung sind jedoch für beliebige Klebeverbindungen nutzbar. Die beteiligten Materialien können beliebige anisotrope Steifigkeitstensoren besitzen und es können beliebige Strukturlasten betrachtet werden. Für den Einsatz der Methode ist die messtechnische Bestimmung der Versagensflächen (siehe Bild 9) für das Plattenmaterial, den Kleber und die Grenzfläche notwendig.

### Literatur

- [1] OSTER, S.; KOHLMAYER, C.: Versagenskurven für HPC-Beton, RPC-Kleber und Grenzfläche. Persönliche Mitteilung, 2014.
- [2] BELYTSCHKO, T.; BLACK, T.: Elastic crack growth in finite elements with minimal remeshing. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 45 (1999), Heft 5, S. 610–620.
- [3] FRIES, T.; BELYTSCHKO, T.: The extended/generalized finite element method: An overview of the method and its applications. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 84 (2010), Heft 3, S. 253–304.
- [4] MOES, N.; DOLBOW, J.; BELYTSCHKOW, T.: A finite element method for crack growth without remeshing. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 46 (1999), Heft 1, S. 131–150.
- [5] SCHNEIDER, M.; ANDRÄ, H.: The topological gradient in anisotropic elasticity with an eye towards lightweight design. *Mathematical Methods in the Applied Sciences* 37 (2014), Heft 11, S. 1624–1641.

- [6] OSHER, S.; FEDKIW, R.: Level set methods and dynamic implicit surfaces. New York: Springer, 2003.
- [7] OSHER, S.; SETHIAN, J.: Fronts propagating with curvature-dependent speed: Algorithms based on HAMILTON-JACOBI formulations. Journal of Computational Physics 79 (1999). Heft 1, S. 12–49.
- [8] SETHIAN, J.: Level set methods and fast marching methods: Evolving interfaces in computational geometry, fluid mechanics, computer vision and material science. Cambridge: Cambridge Univ. Press, 1999.
- [9] ZANGMEISTER, T.: On the Extended Finite Element Method for the elasto-plastic deformation of heterogeneous materials. Dissertation, FB Maschinenbau und Verfahrenstechnik, TU Kaiserslautern, 2014.
- [10] OSTER, S.; KOHLMAYER, C.; SHKLYAR, I.; ANDRÄ, H.: Adhesive joints for structural elements of high performance concrete (HPC). In: MÜLLER, H. S.; HAIST, M.; ACOSTA, F. (Eds.): Proceedings of the 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, Karlsruhe Institute of Technology (KIT), 22.–25.07.2012, Karlsruhe, Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2012, S. 335–340.

**Konstruktion und Optimierung von  
Klebeverbindungen für Platten- und Scheiben-  
bauteile aus ultrahochfestem Beton**

**Projektleiter**

Jun.-Prof. Dr.-Ing. Christian Kohlmeyer  
Priv.-Doz. Dr. Heiko Andrä

**Projektbearbeiter**

Tobias Zangmeister (Fraunhofer ITWM)  
Inga Shklyar (Fraunhofer ITWM)  
Matti Schneider (Fraunhofer ITWM bis 2012)  
Sebastian Oster (TU Kaiserslautern)

**Projektlaufzeit**

09/2011 – 08/2014

**Web**

[www.itwm.fraunhofer.de](http://www.itwm.fraunhofer.de)

