

Fachwerke aus Betonstreben und Sphärogussknoten

Marina Stümpel und Steffen Marx

Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, Hannover, Deutschland

KURZFASSUNG:

Fachwerke gehören zu den leistungsfähigsten Tragstrukturen im Bauwesen. So wurden schon zu Beginn der Stahlbetonbauweise Fachwerkstrukturen aus Beton gebaut. Die mit der Ausführung einhergehenden Schwierigkeiten führten jedoch dazu, dass sich Fachwerke aus Beton nicht dauerhaft etablierten. In diesem Zusammenhang zeigt der vorliegende Beitrag eine Möglichkeit das Potential von Betonfachwerken weiter auszuschöpfen. Es wird eine Fachwerkstruktur vorgestellt, die aus Betonstreben und Sphärogussknoten besteht. Die Verbindung der Komponenten wird über einen Vergussbeton realisiert, wozu die Sphärogussknoten an der Innenseite eine Profilierung aufweisen. Die Konstruktion dieser Verbindung sowie die zur Ermittlung der Tragfähigkeit durchgeführten Untersuchungen liegen im Fokus des Beitrags.

Keywords: Fachwerk, Beton, Sphäroguss, Schubrippen, Verguss

ABSTRACT:

Truss structures are among the most efficient load-bearing structures in the building industry. Thus, concrete truss structures were already built at the beginning of reinforced concrete construction. However, the difficulties associated with the execution didn't lead to the permanent establishment of concrete trusses. In this context, this article shows a possibility to further exploit the potential of concrete trusses. A truss structure consisting of concrete struts and ductile cast iron nodes is presented. The connection of the components is realized by a grouting concrete, for which the ductile cast iron nodes have a profile on the inside. The construction of this connection and the investigations carried out to determine the load-bearing capacity are the focus of the article.

Keywords: truss structure, concrete, ductile cast iron, shear keys, grouting

1 EINLEITUNG

Die traditionelle und viele Jahrhunderte alte Fachwerkbauweise ist auch heute noch ein beliebtes architektonisches Gestaltungselement. Dabei ist der Einsatz von Fachwerkstrukturen auch aus statischer Sicht eine äußerst effiziente und ressourcenschonende Bauweise. Die Druck- und Zugstäbe können mittels Fachwerkknoten optimal an den Kraftfluss der Konstruktion angepasst werden, sodass aufgelöste Konstruktionen mit hoher Tragfähigkeit und verhältnismäßig geringem Eigengewicht entstehen (Busse et al. 2014a). Im Holzbau sowie im Stahlbau hat sich die Fachwerkbauweise auf breiter Linie etabliert (Busse et al. 2014a). Fachwerkstrukturen in Betonbauweise spielen dagegen nur eine untergeordnete Rolle, obgleich verschiedene Idealisierungen in der Stahlbetonbemessung auf Fachwerkmodellen beruhen (Mörsch 1908).

Durch betontechnologische Entwicklungen eröffnen sich zunehmend neue Möglichkeiten für das Entwerfen und Konstruieren von aufgelösten Betonstrukturen (Schnell et al. 2013), (Busse et al. 2014b). Bei der Ausbildung von Betonfachwerken stellen sich allerdings ähnliche Herausforderungen wie im Holzbau. Während der Beton hohe Druckkräfte übertragen kann und Verbindungen unter Druckbeanspruchung gut ausgeführt werden können, sind Verbindungen unter Zugbeanspruchung und im speziellen die Ausbildung der Knotenpunkte, in denen in der Regel mehraxiale Spannungszustände herrschen, schwierig zu konstruieren (Deinhard 1964). Die auftretenden Zugbeanspruchungen müssen durch eine ausreichend dimensionierte schlaaffe Bewehrung und/oder durch Spannglieder aufgenommen werden. Dies führt oft zu einer Überschneidung der Bewehrung in den Knotenpunkten aus den Diagonalen und den Gurten, wodurch der Beton nur sehr schwierig mit konstant hoher Qualität einzubringen ist (Deinhard 1964). Zugleich besteht ein deutlich höherer Schalungsaufwand bei Fachwerkträgern im Vergleich zu Vollwandträgern (Busse et al. 2014a).

Um den Schwächen von Betonfachwerken zu begegnen, wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens *HyConCast – Hybride Substruktur aus hochfestem Beton und Sphäroguss für Offshore-Windenergieanlagen* eine hybride Substruktur entwickelt (s. Bild 1) (Marx 2018). Deren Konstruktion beruht auf der Verbindung von Betonfertigteiltröhen und Sphärogussknoten (GJS-Knoten) und ist Bestandteil dieses Beitrags. In diesem Zusammenhang werden zunächst die hybride Verbindung sowie die zur Ermittlung der Tragfähigkeit herangezogenen Versuchskonzepte vorgestellt. Nach Darstellung der Versuchsreihen werden die relevantesten Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen dargelegt und diskutiert. Schließlich werden mögliche Weiterentwicklungen aufgezeigt und deren Potenzial für eine Anwendung auf den Hoch- und Brückenbau beleuchtet.

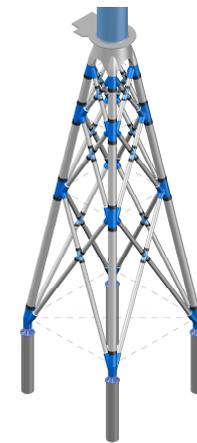


Bild 1: Hybride Substruktur ©SSF

2 VERBINDUNG ZWISCHEN BETONSTREBEN UND GJS-KNOTEN

Die Verbindung zwischen den Betonfertigteiltröhen und GJS-Knoten wird durch eine Betonverfüllung hergestellt. Dazu sind an der Innenseite der GJS-Knoten trapezförmige Schubrippen angeordnet, welche die Kraftübertragung vom Stahlbeton über den Verfüllbeton in das Gusseisen sicherstellen (s. Bild 2). Um Aussagen zur Tragfähigkeit der Verbindung treffen zu können, wurden unterschiedliche Versuchsreihen durchgeführt. Diese werden nachfolgend dargestellt.

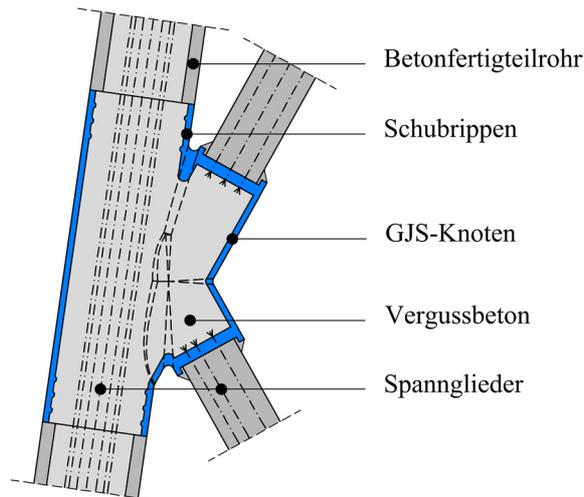


Bild 2: Verbindung zwischen Betonstreben und GJS-Knoten

2.1 Versuchsreihe 1 – Identifikation einer geeigneten Schubrippengeometrie

Zur Identifikation einer geeigneten Profilierung der GJS-Knoten wurde im Rahmen des Projekts *HyConCast* zunächst ein Versuchskonzept zur Kraftübertragung bei variierenden Rippenabständen und -höhen erarbeitet. Dazu wurde ein Versuchsaufbau entwickelt, mit dem der Einfluss der Profilierung unter Berücksichtigung der im realen Bauteil auftretenden Randbedingungen untersucht werden kann.

2.1.1 Versuchsaufbau

In der vorgestellten Verbindung erfährt der Vergussbeton durch die Ummantelung mit GJS eine Querdehnungsbehinderung, die von der Ringsteifigkeit des GJS-Knotens abhängt. Diese führt im Vergussbeton zu höheren Betonfestigkeiten infolge des mehraxialen Spannungszustands. Um diese Effekte bei gleichzeitiger Einhaltung der Prüfmaschinenrandbedingungen zu berücksichtigen, wurde der Versuchsaufbau so konzipiert, dass der Vergussbeton lediglich von zwei Seiten durch GJS-Platten gehalten wird. Diese sind mit drei Gewindestangen verbunden, deren Verformungsfähigkeit so ausgelegt ist, dass sie dem Ringdehnungsverhalten des GJS-Rohres entsprechen. Um dabei eine gleichmäßige Verformung der GJS-Platten zu gewährleisten, wurden diese durch Stahlsteifen ausgesteift (s. Bild 3).

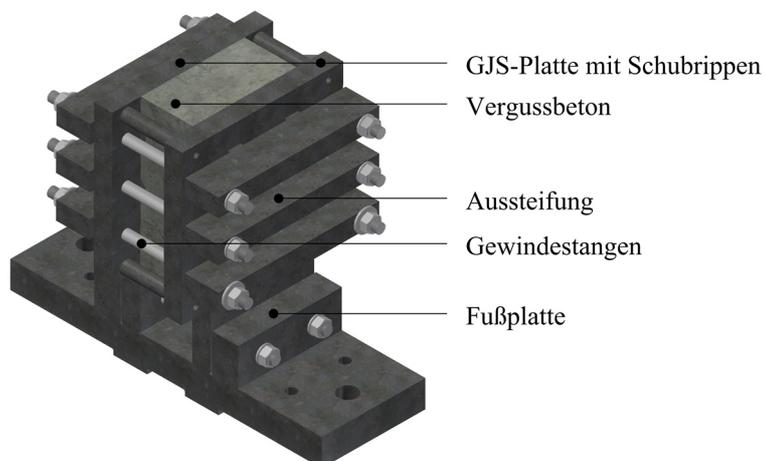


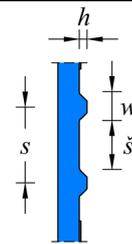
Bild 3: Versuchsaufbau der Versuchsreihe 1

2.1.2 Versuchsprogramm

Da sowohl die Schubrippenhöhe h als auch der Abstand der Schubrippen s in Krafrichtung einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben, wurde ein Versuchsprogramm mit drei verschiedenen Schubrippenhöhen und drei verschiedenen Schubrippenabständen erarbeitet (vgl. Tabelle 1). Die Abmessungen sind so gewählt, dass durch Kreuzuntersuchungen ein großes Profilspektrum, gekennzeichnet durch das Verhältnis von Schubrippenabstand zu Schubrippenhöhe mit insgesamt fünf unterschiedlichen Oberflächenprofilierungen untersucht werden kann. Darüber hinaus wurde eine unprofilierte GJS-Platte zur Bestimmung der Adhäsionskräfte zwischen Beton und Guss vorgesehen.

Tabelle 1: Untersuchte Schubrippenabmessungen der Versuchsreihe 1

Typ	\check{s} [mm]	h [mm]	w [mm]	$s = \check{s} + w/2$ [mm]	h/s [-]	Verbundlänge $l_{scher} = 2 \cdot \check{s} + 2 \cdot w$
a	120	20	78	198	0,101	396
b	160	20	78	238	0,084	476
c	200	20	78	278	0,072	556
d	160	25	88	248	0,101	496
e	160	30	98	258	0,116	516



2.1.3 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung erfolgte in Anlehnung an die DIN EN 1994-1-1 (2010), Anhang B. Dementsprechend wurde zunächst kraft geregelt eine Vorbelastung von bis zu 40 % der erwarteten Bruchlast aufgebracht. Die erwartete Bruchlast wurde mithilfe von Vorversuchen und einem Berechnungsansatz aus der DIN EN ISO 19902 (2008) für ein Scherversagen abgeschätzt. Nach Erreichen von 40 % der erwarteten Bruchlast wurden zur Lösung des Haftverbundes 25 Lastwechsel mit Ober- und Unterlasten von 40 % bzw. 5 % der erwarteten Bruchlast aufgebracht. Die weitere Versuchsdurchführung bis zum Bruch erfolgte weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,02 mm/s gemäß Lochte-Holtgreven (2013).

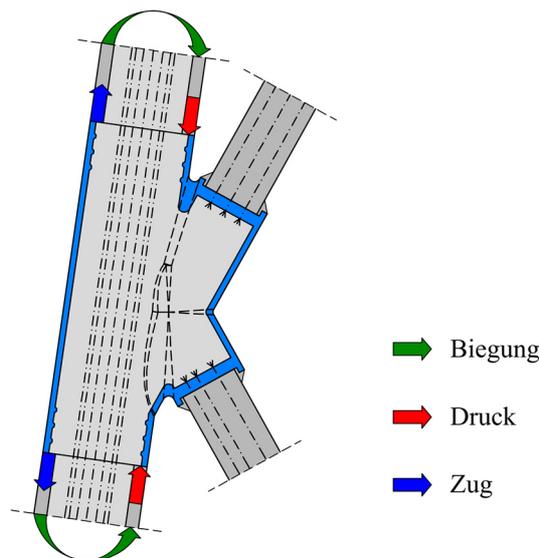


Bild 4: Belastungssituation in der Verbindung Betonstrebe – GJS-Knoten

2.2 Versuchsreihe 2 und 3 – Druck- und Zugversuche

Durch Wind- und Wellenbelastung wird die Substruktur auf Biegung beansprucht. Während in den Betonstreben vornehmlich Axialkräfte herrschen, treten in den GJS-Knoten mehraxiale Spannungszustände auf. Diese führen zu einer Druckbeanspruchung in der Verbundfuge Vergussbeton – GJS sowie zu einer Zugbeanspruchung in der Verbundfuge Betonstahl – Vergussbeton – GJS (vgl. Bild 4). Um das Verbundverhalten unter diesen Belastungszuständen experimentell zu untersuchen, wurden im Rahmen des Projekts *HyConCast* sowohl Druck- als auch Zugversuche an Verbundkörpern vorgesehen.

2.2.1 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau der Druckversuche (Versuchsreihe 2) entspricht dem der Versuchsreihe 1 (vgl. Bild 5 links). Für die Zugversuche (Versuchsreihe 3) wurde dagegen der in Bild 5 rechts dargestellte Versuchsaufbau entworfen. Dieser ist so konzipiert, dass die Zugkraft über zwei Spannstäbe aufgebracht wird. Diese sind mit den einbetonierten Bewehrungsstäben über eine Stahlbramme verbunden, sodass durch Anspannen der Spannstäbe die Kraft in die Bewehrungsstäbe eingeleitet wird.

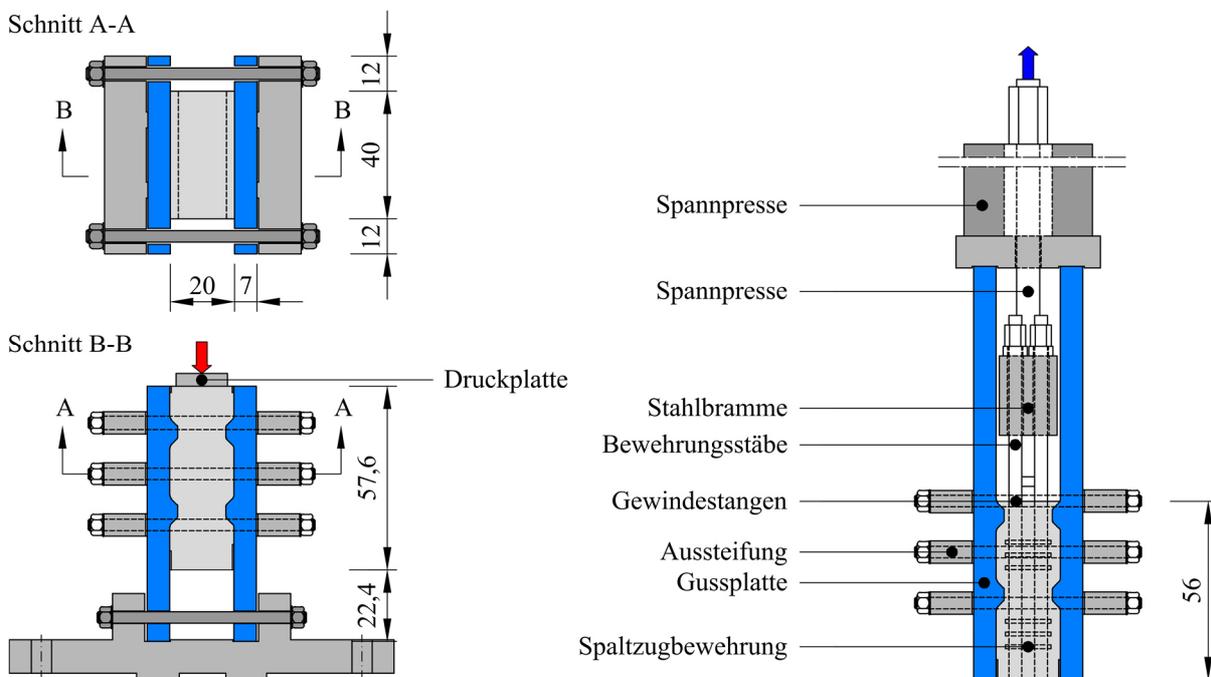


Bild 5: Versuchsaufbau der Druckversuche (links) und Zugversuche (rechts), Maße in [cm]

2.2.2 Versuchsprogramm

Neben dem Einfluss der Belastungsart wurde im Rahmen dieser Versuchsreihen auch der Einfluss der Querdehnungsbehinderung untersucht. Dazu wurde eine Variation der Gewindestangendurchmesser vorgenommen. Während die Gewindestangen der Versuchsreihe 1 mit einem Durchmesser von $d = 42$ mm (Variante Q1) die Ringsteifigkeit eines Gussrohres mit einem Innendurchmesser von $D_i = 160$ cm berücksichtigen, wurden in den Versuchsreihen 2 und 3 zusätzlich Untersuchungen mit Durchmessern von $d = 35$ mm (Variante Q2), entsprechend der Ringsteifigkeit eines Rohres mit $D_i = 210$ cm, durchgeführt. Die Profilierung der Gussplatten entspricht dem Typ d (vgl. Tabelle 1). Die Versuchsdurchführung erfolgte analog zu Abschnitt 2.1.3 unter monotoner Laststeigerung.

2.3 Großversuche

Die zuvor dargestellten Versuchsreihen wurden mithilfe von vereinfachten Verbundkörpern durchgeführt. Um das Tragverhalten der GJS-Knoten in Kombination mit der Betonverfüllung realitätsnah zu erfassen, wurden zusätzlich großformatige Versuche vorgesehen.

2.3.1 Versuchsaufbau

Für die Großversuche wurde der in Bild 6 dargestellte Versuchsaufbau entwickelt. Mit diesem wurden die in Bild 7 dargestellten Versuchskörper untersucht.

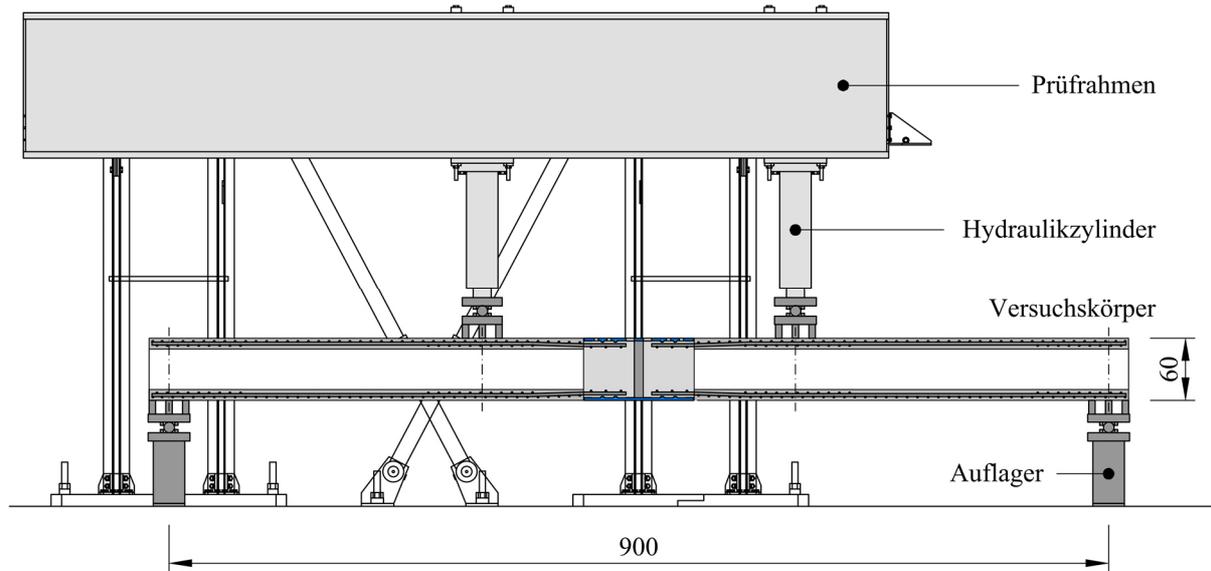


Bild 6: Versuchsaufbau der Großversuche, Maße in [cm]

2.3.2 Versuchsprogramm

Ziel der Großversuche war es neben dem Tragverhalten der Verbindung auch den Einfluss der Verbundlänge zu untersuchen. In diesem Zusammenhang wurden zwei Versuchskörpervarianten vorgesehen, die sich in der Anzahl der Schubrippen je Betonrohr unterscheiden (vgl. Bild 7).

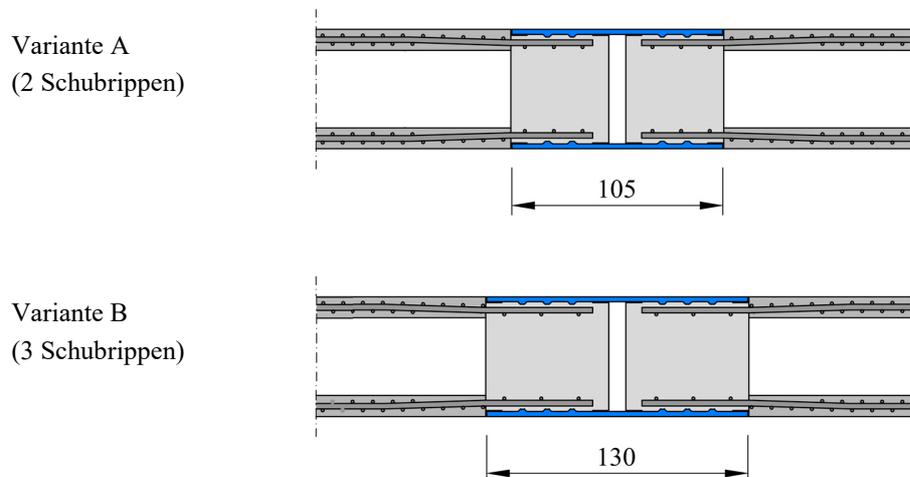


Bild 7: Detail der Versuchskörpervarianten der Großversuche, Maße in [cm]

2.3.3 Versuchsdurchführung

Die Großversuche wurden als 4-Punkt Biegeversuche mit zwei parallel geschalteten Hydraulikzylindern durchgeführt. Die Regelung erfolgte weggesteuert, indem die Belastung monoton steigend mit einer Geschwindigkeit von bis zu 0,1 mm/s aufgebracht wurde. Der Belastungsvorgang entspricht dem in Abschnitt 2.1.3.

3 TRAGVERHALTEN DER HYBRIDEN VERBINDUNG

Zur Ermittlung des Tragverhaltens der hybriden Verbindung wurden die zuvor beschriebenen Versuchsreihen durchgeführt. Deren Ergebnisse werden im Nachfolgenden dargestellt und diskutiert.

3.1 Ergebnisse der Versuchsreihe 1

Die Ergebnisse der Versuchsreihe 1 sind in Tabelle 2 zusammengefasst. Die darin aufgelistete Bruchlast F_{max} entspricht der Maximallast vor Abfallen der Last um mehr als 20 % gemäß DIN EN 1994-1-1 (2010). Eine exemplarische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ist in Bild 8 links dargestellt.

Tabelle 2: Ergebnisse der Versuchsreihe 1

Typ	Nr.	Bruchlast F_{max} [kN]	Verbundfestigkeit f_b [N/mm ²]	bez. Steifigkeit k [kN/mm ²]	mittl. Gewindestangenkraft F_{Gewi} [kN]
a	1	-3.157	-9,97	42,0	62,2
	2	-3.044	-9,61	55,7	82,4
	3	-3.063	-9,67	29,2	53,7
b	1	-3.725	-9,78	26,5	66,2
	2	-3.743	-9,83	24,5	66,3
	3	-4.344	-11,41	13,6	68,8
c	1	-4.009	-9,01	17,8	66,7
	2	-4.059	-9,13	15,4	59,2
	3	-4.369	-9,82	21,5	50,2
d	1	-3.839	-9,68	27,3	42,1
	2	-3.652	-9,20	22,8	41,2
	3	-3.928	-9,90	22,2	43,9
e	1	-4.506	-10,91	34,6	50,9
	2	-4.748	-11,50	27,8	52,2
	3	-4.578	-11,09	33,4	51,8

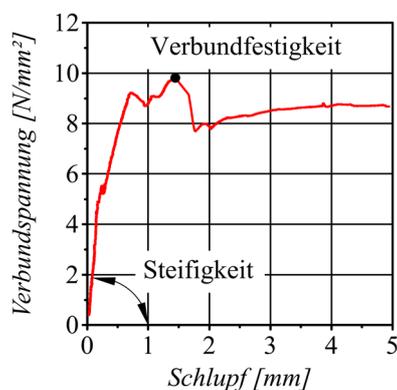


Bild 8: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung eines Druckversuchs (links) und typische Bruchbilder (rechts)

3.1.1 Einfluss der Schubrippenabmessungen auf die Größe der Verbundfestigkeit

Um den Einfluss der Schubrippenabmessungen zu beurteilen ist in Bild 9 die Verbundfestigkeit über die Schubrippenhöhe h (links), den Schubrippenabstand s (Mitte) und über das Verhältnis von Schubrippenhöhe zu –abstand h/s (rechts) dargestellt. Die Verbundfestigkeit ermittelt sich gemäß Gl. (1).

$$f_b = \frac{F_{max}}{2 \cdot l_{scher} \cdot b} \quad (1)$$

- mit f_b = Verbundfestigkeit
 F_{max} = Bruchlast
 l_{scher} = Verbundlänge gem. Tabelle 1
 b = Breite des Verbundkörpers ($b = 400$ mm)

Aus Bild 9 links geht hervor, dass die Größe der Verbundfestigkeit mit zunehmender Schubrippenhöhe h steigt. Dagegen wird aus Bild 9 Mitte deutlich, dass die Verbundfestigkeiten nahezu unabhängig vom Schubrippenabstand s sind. Dementsprechend nehmen die Verbundfestigkeiten mit zunehmendem Verhältnis h/s zu, vgl. Bild 9 rechts.

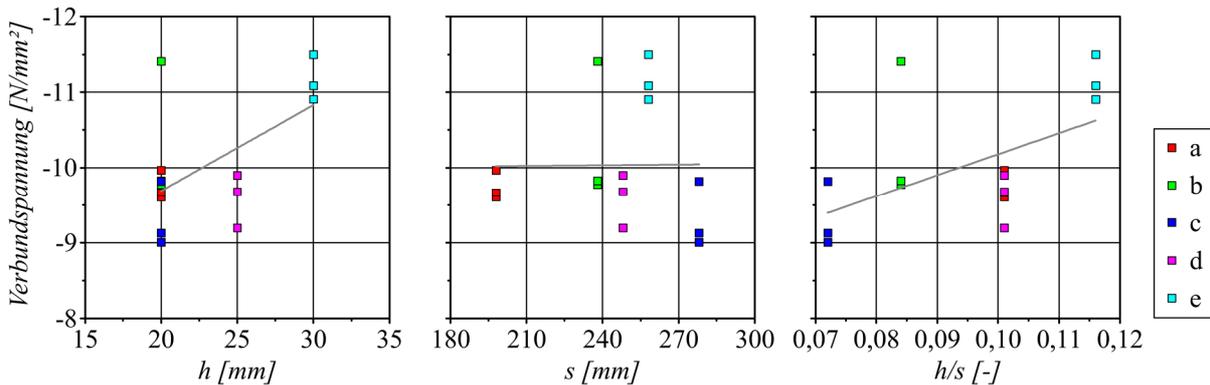


Bild 9: Verbundspannung bei Erreichen der Bruchlast dargestellt über die Schubrippenhöhe h (links), den Schubrippenabstand s (Mitte) und das Verhältnis h/s (rechts)

3.1.2 Einfluss der Schubrippengeometrie auf die bezogene Verbundsteifigkeit

Neben der Verbundfestigkeit ist die Steifigkeit der Verbindung eine geeignete Größe zur Bewertung der Schubrippengeometrie. In diesem Zusammenhang ist nachfolgend die auf die Verbundlänge l_{scher} bezogene Verbundsteifigkeit k dargestellt. Diese ermittelt sich gemäß Gl. (2) und ist in Tabelle 2 aufgelistet. Eine grafische Darstellung der bezogenen Verbundsteifigkeiten über die Schubrippenhöhe h (links), den Schubrippenabstand s (Mitte) und über das Verhältnis von h/s (rechts) erfolgt in Bild 10.

$$k = \frac{F_o - F_u}{u_o - u_u} / l_{scher} \quad (2)$$

- mit k = auf die Verbundlänge bezogene Steifigkeit der Verbindung
 $F_{o/u}$ = obere/untere Prüflast, $F_o = 0,5 \cdot F_{max}$ und $F_u = 0,25 \cdot F_{max}$
 $u_{o/u}$ = oberer/unterer Wert der Verformung zwischen GJS und Vergussbeton
 l_{scher} = Verbundlänge gem. Tabelle 1

In Bild 10 links ist zu erkennen, dass die bezogene Verbundsteifigkeit k eine geringe Abhängigkeit zur Schubrippenhöhe h aufweist. Demgegenüber zeigt Bild 10 Mitte, dass die bezogenen Verbundsteifigkeiten umso höher sind, je kleiner der Schubrippenabstand s ist bzw. je mehr Schubrippen vorhanden sind. Umgekehrtes gilt für die Verbundsteifigkeit dargestellt über das Verhältnis h/s . Hier nehmen die Steifigkeiten mit zunehmendem Werten h/s zu, vgl. Bild 10 rechts.

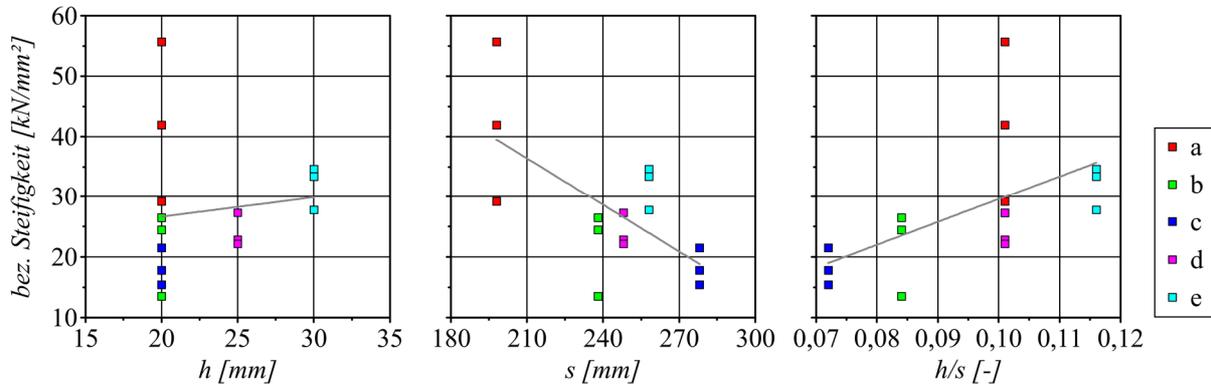


Bild 10: Bez. Steifigkeit der Verbindung dargestellt über die Schubrippenhöhe h (links), den Schubrippenabstand s (Mitte) und das Verhältnis h/s (rechts)

3.1.3 Einfluss der Schubrippengeometrie auf die Größe der Horizontalkraftbelastung

Um ein Beulen des Gussknotens zu vermeiden, darf die im Knoten vorherrschende Horizontalbelastung nicht zu groß werden. Während die Horizontalbelastung im Gussknoten als flächenhafte Radialkraft wirkt, tritt diese im Verbundkörper als Zugkraft in den Gewindestangen auf. Dementsprechend wird im Folgenden der Einfluss der Schubrippengeometrie auf die Größe der in den Gewindestangen wirkenden Horizontalkraft untersucht. Um dabei eine Vergleichbarkeit zwischen den untersuchten Verbundkörpern herzustellen, wurden die mittleren Gewindestangenkräfte für eine Last von $F = -2500$ kN ausgewertet (s. Tabelle 2).

Aus Bild 11 links wird deutlich, dass die Kraft in den Gewindestangen für kleine Schubrippenhöhen h am größten ist und mit zunehmender Schubrippenhöhe abnimmt. Das gleiche ist für den Zusammenhang zwischen der Horizontalkraftkomponente und dem Schubrippenabstand s zu erkennen, vgl. Bild 11 Mitte. Auch hier ist die Kraft in den Gewindestangen für kleine Schubrippenabstände s maximal und nimmt mit zunehmendem Schubrippenabstand linear ab. Dementsprechend ist die Horizontalkraftkomponente für kleine Werte h/s am größten, vgl. Bild 11 rechts.

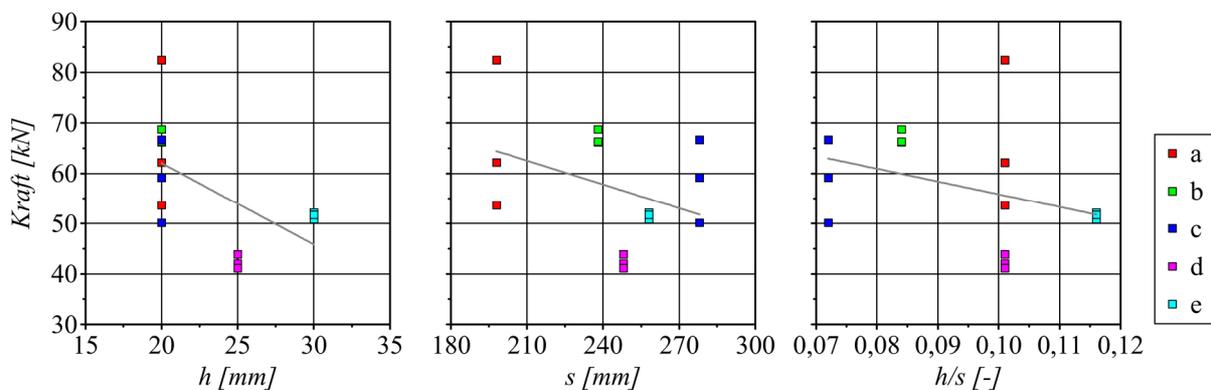


Bild 11: Mittlere Kraft in den Gewindestangen bei $F = -2500$ kN dargestellt über die Schubrippenhöhe h (links), den Schubrippenabstand s (Mitte) und das Verhältnis h/s (rechts)

3.1.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Mit dem Ziel eine optimale Profilierung für die Kraftübertragung zwischen GJS und Beton zu finden, wurden Verbundversuche mit variierenden Schubrippengeometrien durchgeführt. Für die vereinfachten Verbundkörper konnte eine optimale Schubrippengeometrie mit $h = 25$ mm, $w = 88$ mm und $\xi = 160$ mm identifiziert werden (entspricht Typ d). Diese Profilierung führte zu einer hohen Verbundfestigkeit sowie -steifigkeit, während die Horizontalbelastung auf die GJS-Platten gering ist. Aus diesem Grund wurde die Profilierung den Versuchen der Versuchsreihe 2 und 3 zugrunde gelegt.

3.2 Ergebnisse der Versuchsreihe 2 und 3

In Tabelle 3 sind die Ergebnisse der Versuchsreihe 2 und Versuchsreihe 3 dargestellt. Neben den Bruchlasten sind die Verbundfestigkeiten f_b angegeben. Diese ergeben sich gemäß Gl. (1) unter Verwendung der Scherlänge des Verbundkörpertyps d aus Tabelle 1. Typische Versagensbilder der Verbundkörper sind in Bild 8 rechts dargestellt.

Tabelle 3: Ergebnisse der Versuchsreihe 2 und 3

Versuchsreihe	Variante	Nr.	Bruchlast F_{max} [kN]	Verbundfestigkeit f_b [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]
2	Q1	1	-3.839	-9,68	-9,34
		2	-3.652	-9,20	
		3	-3.928	-9,90	
		4	-3.697	-9,32	
		5	-3.411	-8,60	
2	Q2	1	-3.635	-9,16	-9,09
		2	-3.888	-9,80	
		3	-3.597	-9,07	
		4	-3.429	-8,64	
		5	-3.492	-8,80	
3	Q1	1	3.654	9,21	8,95
		2	3.659	9,22	
		3	3.771	9,50	
		4	3.128	7,88	
3	Q2	1	3.391	8,55	8,32
		2	3.356	8,46	
		3	3.154	7,95	
		4	3.305	8,33	

Aus Tabelle 3 geht hervor, dass die Verbundkörper der Variante Q1 unter einer Druckbeanspruchung eine mittlere Verbundfestigkeit von -9,34 N/mm² aufweisen. Demgegenüber ermittelt sich für die Verbundkörper der Variante Q2 eine mittlere Verbundfestigkeit von -9,09 N/mm². Demnach führt eine Variation der Querdehnungsbehinderung von einem Rohrrinnendurchmesser von 160 cm auf 210 cm (entspricht einer Vergrößerung des Rohrrinnendurchmessers um 24 %) zu einer Abnahme der Verbundfestigkeit um 2,7 %. Unter Zugbeanspruchung beträgt die mittlere Verbundfestigkeit für die Verbundkörper der Variante Q1 im Mittel 8,95 N/mm². Die der Variante Q2 liegen dagegen im Mittel bei 8,32 N/mm². Eine Variation des Querdrucks von einem Rohrrinnendurchmesser von 160 cm auf 210 cm bedingt somit eine Abnahme der Verbundfestigkeit unter Zugbeanspruchung um 7 %.

Beim Vergleich der Verbundfestigkeit nach der Art der Belastung wird deutlich, dass diese unter Zugbeanspruchung für die Variante Q1 um 4,2 % und für die Variante Q2 um 8,5 % geringer sind als die unter Druckbeanspruchung.

3.3 Ergebnisse der Großversuche

In Tabelle 4 sind die Ergebnisse der Großversuche dargestellt. Aus dieser geht hervor, dass der Mittelwert des an der Verbindung resultierenden Biegemomentes für Variante A bei -1.241 kNm liegt. Für Variante B liegt dieses bei -1.280 kNm und ist damit nur unwesentlich größer. Grund dafür ist, dass bei beiden Versuchskörpervarianten das Versagen in der Druckzone der Betonrohre anstatt in der Verbundfuge eingetreten ist (s. Bild 12 rechts). Dementsprechend konnten im Rahmen dieser Versuchsreihe keine Aussagen zur Tragfähigkeit der Verbindung getroffen werden. Eine exemplarische Biegemoment-Verschiebungs-Kurve ist in Bild 12 links dargestellt.

Tabelle 4: Ergebnisse der Großversuche

Variante	Nr.	F_{Zy11} [kN]	F_{Zy12} [kN]	result. Biegemoment M [kNm]	Mittelwert [kNm]
A	1	-435	-436	-1.240	-1.241
	2	-476	-352	-1.341	
	3	-433	-393	-1.237	
	4	-400	-365	-1.145	
B	1	-476	-389	-1.290	-1.280
	2	-420	-320	-1.082	
	3	-450	-418	-1.297	
	4	-475	-363	-1.252	

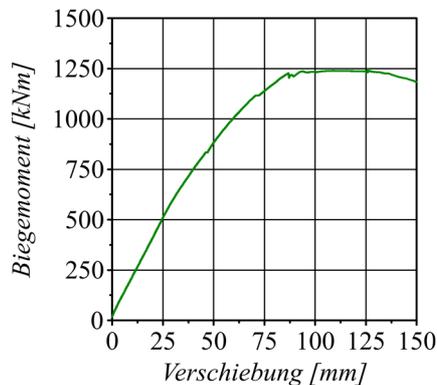


Bild 12: Biegemoment-Verschiebungs-Kurve (links) und typisches Versagensbild (rechts) eines Großversuchs

4 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

In diesem Beitrag wurde ein Fachwerk aus Betonstreben und GJS-Knoten sowie die zugrundeliegende Verbindung vorgestellt. Die zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Verbindung durchgeführten Versuchsreihen wurden dargestellt und diskutiert. Für die vereinfachten Verbundkörper konnte eine hinsichtlich des Tragverhaltens optimale Schubrippengeometrie identifiziert werden. Mit dieser Schubrippengeometrie wurden weiterführende Untersuchungen unter Druck- und Zugbelastung unter Variation der Querdehnungsbehinderung durchgeführt.

Die Druck- und Zugversuche zeigten, dass die Verbundfestigkeiten unter Druckbeanspruchung größer sind als unter Zugbeanspruchung. Dieses Ergebnis lässt darauf schließen, dass eine Zugbeanspruchung das Versagen der realen Verbindung bedingt. Diese Vermutung konnte versuchstechnisch nicht gestützt werden, da das Tragverhalten der Großversuche durch ein Versagen der Betonrohre geprägt war.

Zusammengefasst lässt sich festhalten, dass die Verbindung zwischen Betonstreben und GJS-Knoten eine vielversprechende Möglichkeit ist um Betonfachwerke zu realisieren. Durch den modularen Aufbau des Fachwerks können die Komponenten in hoher Stückzahl vorgefertigt und auf einfache Weise zusammengesetzt werden. Während die genannten Entwicklungen mit Rohrdurchmessern über einem Meter und hohen Einzelgewichten auf den Offshore-Bereich angepasst sind, können diese durch den Einsatz von UHFB in Verbindung mit nichtrostender Bewehrung wie GFK- oder CFK-Bewehrung weiterentwickelt werden. Somit ist eine Anwendung dieser Bauweise für den Hoch- und Brückenbau mit kleineren Dimensionen und Gewichten möglich und eröffnet neue Möglichkeiten für das Realisieren von Betonfachwerken.

DANKSAGUNG

Das Forschungsprojekt *HyConCast – Hybride Substruktur aus hochfestem Beton und Sphäroguss für Offshore-Windenergieanlagen* (Fkz.: 0325651) wurde vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) gefördert. Die Autoren danken dem BMWi, den Forschungspartnern der Leibniz Universität Hannover sowie den Industriepartnern SSF Ingenieure AG, grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & CO. KG, Siempelkamp Giesserei GmbH und Max Bögl Bauservice GmbH & Co. KG.

LITERATUR

- Busse, D. & Empelmann, M. (2014a): Stahlbetonfachwerke – ein ungenutztes Potenzial?, *Bautechnik*, 91 (6), S. 438-447.
- Busse, D., Sawicki, P., Empelmann, M. (2014b): Ultraleichte, dünnwandige Betonhohlbauteile aus hochfestem Feinkornbeton, In Scheerer, S. & Curbach, M. (Hrsg.), *Leicht Bauen mit Beton – Forschung im Schwerpunktprogramm 1542 – Förderphase 1*, Eigenverlag TU Dresden, Dresden, S.36-47.
- Deinhard, J. M. (1964): *Vom Caementum zum Spannbeton – Massivbrücken gestern und heute*, Bauverlag, Wiesbaden.
- DIN EN ISO 19902 (2008): Deutsches Institut für Normung: DIN EN ISO 19902 – Erdöl- und Erdgasindustrie - Gegründete Stahlplattformen, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 1994-1-1 (2010): Deutsches Institut für Normung: DIN EN 1994-1-1 – Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, Beuth Verlag, Berlin.
- Lochte-Holtgreven, S. (2013): *Zum Trag- und Ermüdungsverhalten biegebeanspruchter Grouted Joints in Offshore-Windenergieanlagen*, Dissertation, Institut für Stahlbau, Hannover.
- Marx, S. (2018): *Hybride Substruktur aus hochfestem Beton und Sphäroguss für Offshore-Windenergieanlagen – Schlussbericht zum BMWi-Verbundprojekt HyConCast*, Hannover.
- Mörsch, E. (1908): *Der Eisenbetonbau*, Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart.
- Schnell, J., Kohlmeyer, C., Bayer, D. & Müller, F. (2013): Werkstoffgerechtes Konstruieren mit Hochleistungsbetonen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 108 (6), S. 404–413.