FORSCHUNGSVORHABEN BRETTSTAPEL - BETON - VERBUND

Untersuchung des Tragverhaltens von Brettstapel-Beton-Verbunddeckenplatten mit neuartigen Verbindungsmitteln:

Flachstahlschlösser in Rundhölzern Flachstahlschlösser in Derbstange Betonnocken in aufgestellten Lamellen Verzinkte Lochbleche

- Auswertung der experimentellen Untersuchungen Teil 2-

Antragsteller:	Bau-Gut GmbH vertreten durch Herr DiplIng. Werner Bauer Am Horn 9 98667 Waldau
Wissenschaftliche Begleitung:	Bauhaus-Universität Weimar Institut für Konstruktiven Ingenieurbau IKI Professur Holz- und Mauerwerksbau Prof. DrIng. K. Rautenstrauch DiplIng. M. Grosse DiplIng. S. Lehmann

IN	HAI		2
1	Е	INLEITUNG	3
2	D	ARSTELLUNG DER VERSUCHE	4
3	В	ESCHREIBUNG DER PRÜFKÖRPER	4
	3.1	Konstruktive Ausführung der Prüfkörper	4
		3.1.1 Verbunddeckenplatte aus Baurundhölzern mit Flachstahlschloss Serie HVB/FR	4
		3.1.2 Verbunddeckenplatte aus Derbstangen mit Flachstahlschloss Serie HVB/FRK	7
		3.1.3 Brettstapel-Beton-Verbund mit Schubübertragung durch Betonnocken Serie HVB/BN	9
		3.1.4 Brettstapel-Beton-Verbund mit Schubübertragung durch Lochbleche Serie HVB/LB	10
	3.2	Ergebnisse	13
		3.2.1 Darstellung der Ergebnisse	13
		3.2.2 Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens	14
		Prüfkörper mit Flachstahlschlössern in Rundhölzern	14
		Prutkorper mit Flachstanischlossern in Derbstangen.	15
		Prüfkörper mit verzinkten Lochblechen	15 16
		3 2 3 Versagenshild	10
		Prüfkörper mit Flachstahlschlössern in Rundhölzern	18
		Typisches Rissbild am Flachstahlschloss	18
		Prüfkörper mit Flachstahlschlössern in Derbstangen	19
		Prüfkörper mit aufgestellten Lamellen und Betonnocken	19
		Prüfkörper mit verzinkten Lochblechen	21
		3.2.4 Bestimmung der rechnerischen Biegesteifigkeit der Verbundbauteile Rechnerische Biegesteifigkeit der Serie HVB/LB	23 23
4	Ζ	USAMMENFASSUNG	26
Lľ	TER	RATURVERZEICHNIS	27

Inhaltsverzeichnis

Anlage B

1 Einleitung

Brettstapel-Beton-Verbundelemente sind Plattenbauteile, bei denen die Brettstapelelemente gleichzeitig als verlorene Schalung für den Frischbeton dienen sollen und somit die Möglichkeit eröffnen, die Unteransicht gegebenenfalls auch ohne weitere Nachbearbeitung oder Beplankung als fertige Deckenansicht zu verwenden. Infolge der stehend (hochkant) zur Plattenebene angeordneten Brettlamellen der Brettstapelelemente können die vorwiegend für die Sanierung von Holzbalkendecken Plattenbalken) (Holz-Beton-Verbunddecken als entwickelten stiftförmigen Verbindungsmittel (SFS-Schrauben, Timco etc.) kaum eingesetzt werden. Auch der von Professor Natterer [24] vorgeschlagene Verbund durch in die Oberseite der Brettstapelelemente eingefräste Kerven benötigt zur Aufnahme der Vertikalkomponenten der geneigten Schubkräfte auf die Kervenflanken stabförmige Verankerungselemente (eingeleimte spezielle Zuganker) deren Einbau in die Schmalseiten der Brettlamellen einige Nachteile aufweist (Brandschutz, Mindestlamellendicke etc.).

Im Rahmen eines im Auftrag der Bau Gut GmbH (Waldau/Thüringen) vertreten durch Herrn Dipl.-Ing. Werner Bauer, mit Förderung des Thüringer Ministeriums für Wirtschaft und Infrastruktur an der Professur für Holz- und Mauerwerksbau BU Weimar durchgeführten Forschungsvorhabens, wurde die Wirkungsweise neuartiger Verbindungsmittel zur Übertragung der Schubkräfte speziell in Brettstapel- Beton-Verbunddeckenplatten untersucht. Über die Durchführung und Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen für das System Flachstahlschlösser für Brettstapel-Beton- Verbund wird im ersten Teil dieses Forschungsberichtes ausführlich berichtet.

Der vorliegende zweite Teil des Forschungsberichtes enthält die Auswertung der Biegeversuche mit weiteren neuartigen Verbundsystemen. Ergänzend zum ersten Teil der Forschungsaufgabe wurde untersucht, ob die Verbindung mittels Flachstahlschlössern auch an Decken mit Holzelementen aus Rundholz oder Derbstangen anwendbar ist.

Alle nachfolgend geschilderten Versuche fanden nach gleichem Prinzip und auf dem baugleichem Versuchstand statt wie bereits im Teil 1 des Forschungsberichtes beschrieben, daher wird diesbezüglich auf diesen Teil verwiesen. Auf im Einzelfall vorgenommene geringfügige Abweichungen von der dort erläuterten Vorgehensweise wird soweit erforderlich in diesem Bericht eingegangen.

2 Darstellung der Versuche

Die durchgeführten Biegeversuche mit den Holz-Beton-Verbundplatten dienten sowohl der Ermittlung der Tragfähigkeit als auch der Erfassung des Verformungsverhaltens von großformatigen Bauteilen mit baupraktischen Abmessungen. Es wurden folgende Varianten untersucht:

 HVB/FR/n 	- Holz-Beton-Verbundplatte mit Holzelement aus nebeneinander
	gelegten R undhölzern (gefrästes Baurundholz nach DIN 4074-2)
	- Schububertragung durch Flachstanischlosser
HVB/FRK/n	 Holz-Beton-Verbundplatte mit Holzelement aus nebeneinander
	gelegten Langhölzern (Rundholz im Sinne von DIN EN 844-2;
	Rundholz konisch) (Derbstangen)
	- Schubübertragung durch Flachstahlschlösser
• HVB/LB/n	- Brettstapel-Beton-Verbundplatte
	- Schubübertragung durch verzinkte Lochbleche, die zwischen zwei
	Lamellen in Längsrichtung genagelt wurden
HVB/BN/n	- Brettstapel-Beton-Verbundplatte
	- Schubübertragung durch Betonnocken in den aufgestellten Lamellen
	(in äquidistanten Abschnitten wurden in den überstehenden Teil der
	aufgestellten Lamellen Bohrungen guer zur Spannrichtung einge-
	bracht in die beim Betenieren der Beten einfließen kann)
	Diacht, in die Denn Detonieren der Deton einmeisen Kahn)

Die angegebene Bezeichnung wurde ergänzt durch "/n" , mit n= laufender Nummer des Versuchskörpers einer Serie.

3 Beschreibung der Prüfkörper

3.1 Konstruktive Ausführung der Prüfkörper

Die Abmessungen der Prüfkörper für die Biegeversuche wurden so festgelegt, dass sie in etwa baupraktischen Gegebenheiten entsprechen. Die Prüfung erfolgte an Verbunddeckenelementen mit einer Gesamtlänge von 5,00 m und Breite von ca. 1,00 m sowie einer Stützweite von 4,80 m als sogenannter "Vierschneidenversuch". Die Brettlamellen, Rundhölzer und Derbstangen wurden ohne Stöße über die gesamte Länge durchlaufend ausgeführt.

Nähere Einzelheiten zu den Abmessungen und der konstruktiven Ausführung der Prüfkörper können den nachfolgenden Abschnitten entnommen werden.

3.1.1 Verbunddeckenplatte aus Baurundhölzern mit Flachstahlschloss Serie HVB/FR

Wie aus den Abbildung 1 ersichtlich, bildeten acht Baurundhölzern Ø12 cm nach DIN 4074-2 die Unteransicht der Brettstapel -Beton-Verbundelemente dieser Serie, so dass sich in der Summe eine Breite von 96 cm ergab. Die Stärke der Betonschicht betrug über dem Scheitel der Hölzern 8 cm und damit die Gesamtstärke der Platte 20 cm. Ausschließlich zur Lagesicherung der einzelnen Rundhölzer vor dem Betonieren dienten Spax- Schrauben 8/220 mm welche im Abstand von 50 cm in der Mittelachse des Rundholzes eingedreht waren. Die Flachstahlschlösser 40*5 mm wurden so eingebaut, dass sie jeweils 2 cm in den Beton und das Holz einbinden. Die Grundbewehrung und Einzelstabzulagen entsprachen den Angaben im Teil 1 dieses Berichtes. Zur Verhinderung von Haftverbund und als Dichtung gegen Feuchtigkeitseintrag in das Holz wurde auch hier eine Trennfolie aufgelegt und auf den Rundhölzern fixiert.



Die Lage der Flachstahlschlösser entsprach folgender Abbildung 2:



Abb.2 : Anordnung der Flachstahlschlösser in den Deckenelementen

Für die Versuchskörper wurden handelsübliche gefräste Baurundhölzer (Palisadenhölzer) verwendet. Die Hölzer waren nicht mit Holzschutzmitteln behandelt. Um die mechanischen Eigenschaften einschätzen zu können, erfolgte eine E-Modul Bestimmung sowohl mit dem Ultraschallverfahren (Gerät Sylvatest) an jedem Rundholz sowie mit einem 4- Punkt-Biegeversuch für jeden Versuchskörper (im "nackten" Zustand ohne Aufbeton). Kritisch anzumerken ist dabei, daß die Hölzer vor der im Freien lagerten. Bei der Ultraschalluntersuchung Verwendung lag die Holzfeuchtigkeit zwischen 24 % und 59 % bei einem Mittelwert von 33,1 %, soweit die Messung mit einem elektrischen Feuchtemessgerät in diesem Bereich noch zuverlässig erscheint.

Bis zur Versuchsdurchführung lagerten die Hölzer in einer beheizten Halle. Zum Zeitpunkt der Biegeversuchen mit den Verbundelementen lag die Holzfeuchtigkeit zwischen 13,1 % und 33,5 % bei einem Mittelwert von 20,1 %.

In das Verbundelement HVB/FR/1 wurde zusätzlich eine Fußbodenheizung eingebaut (Abbildung 6), die nach dem Abbinden des Betons (Aushärtungszeitraum ca. 5 Wochen) für 2 Wochen betrieben wurde. Damit sollte untersucht werden, ob das Aufheizen zusätzliche Schädigungen infolge gegebenenfalls erhöhtem Schwinden des Betons verursacht und ob sich die Querschnittsschwächungen aus den Heizschlangen wesentlich auf das Tragverhalten auswirken.



HVB/FR4

Abb.3 : Querschnitt Serie HVB/FR Lagerung im Gipsbett

Abb.4 : Deckenelement während Biegeversuch



Abb.5 : Betoniervorgang



Abb.6 : Element HVB/FR/1 mit Fußbodenheizung

3.1.2 Verbunddeckenplatte aus Derbstangen mit Flachstahlschloss Serie HVB/FRK

Motivation für diese Versuchsreihe war, minderwertiges Rohholz aus der Ausforstung unterstämmigen Baumbestandes zu nutzen. Diese Decken stellen den Einsatz ohne Verkleidung in einem "rustikalem" Ambiente oder mit Verkleidung im Wohnhausbau dar. Es wurden Verbundplatten mit den für diesen Habitus des Holzes üblicherweise unterschiedlichen mittleren Stammdurchmessern hergestellt.

Die Stämme sollte nach dem Einschlag in einer Trockenkammer bis auf die üblichen 12% heruntergetrocknet werden. Allerdings lag die Endfeuchte nach diesem Trocknungsvorgang, d.h. zum Zeitpunkt der Ultraschalluntersuchung, noch weit über dem Fasersättigungspunkt. Erst durch die Lagerung der Elemente bis zum Biegeversuch in der beheizten Halle stellte sich eine Holzfeuchte zwischen 14,7% und 26,9% (Mittelwert 18,5%) ein.

Typisch für diese Hölzer ist deren Abholzigkeit zu deren Ausgleich die Stämme beim Zusammenbau wechselseitig verlegt wurden. Größere Fugen zwischen den einzelnen Stämmen durch Wurzelanlauf und Astquirle sollten dabei Vermieden bzw. durch das sägestreifen mit einer Handkettensäge minimiert werden.

Die Hölzer wurden mit Spax- Schrauben 8mm und verschiedener Länge im Abstand von ca. 50cm gegeneinander verschraubt.

Die Flachstahlschlösser 5*40mm/m, St 32-2 sollten so eingebaut werden, dass in jeder Derbstange im Scheitelpunkt eine Mindesteinbindetiefe von 1cm eingehalten wird (siehe Abbildung 7). Andererseits war darauf zu achten, dass die starken Querschnitte jedoch nicht über die Hälfte des Durchmessers geschwächt wurden. In Längsrichtung entsprach die Anordnung der Verbindungsmittel derjenigen der Serie HVB/FR (siehe Abbildung 2). Die Mindestbetonplattendicke sollte 4cm über dem Scheitelpunkt des Holzes mit dem größten Durchmesser betragen.

Größere Fugen zwischen den einzelnen Stämmen bzw. Stamm und Schalung wurden mit Ortschaum verfüllt und anschließend das Holzelement wiederum mit einer Trennfolie abgedeckt.





Abb.8 : Herstellung der Sägenut



Abb.10 : Querschnitt Serie HVB/FRK Lagerung im Gipsbett

Abb.11 : Verbundelemente während der Lagerung verschiedene mittlere Durchmesser der Rundhölzer je Element



Abb.12 : *Elemente während des Betoniervorganges Flachstahlschlösser und Bewehrung*



Abb.9 : Einschlagen des Flachstahlschlosses





Abb.13 : 4- Schneiden – Biegeversuch Serie HVB/FRK

3.1.3 Brettstapel-Beton-Verbund mit Schubübertragung durch Betonnocken Serie HVB/BN

Dieses System entstand aus der Überlegung heraus, speziell vorgefertigte Lamellen zur Schubübertragung in die Brettstapelelemente regelmäßig einzuarbeiten. Die Lamellen sollten dabei so konzipiert sein, dass diese problemlos in die Nagelanlage geführt werden können und gleichzeitig der Transport der rohen Brettstapelelemente ohne weiteren Aufwand beim Stapeln realisierbar bleibt.

In den nach oben überstehenden, aufgestellten Lamellen wurden in äquidistanten Abständen Löcher mit einem Durchmesser von 3,0cm gefräst (Abbildungen 14 bis 16).

Ein Ausfüllen der Löcher mit Beton beim Betonieren ist somit leicht möglich. Die im Bereich der Lochungen durchgehenden "Betonnocken" sollen die bei Biegebeanspruchung wirkende Schubkraft zwischen Brettstapelelement und Beton übertragen. Durch ihre Ausführung werden die Nocken zweischnittig auf Abscheren sowie auf Biegung beansprucht. Zusätzlich kann davon ausgegangen werden, dass sich die Betonplatte bei ausreichender Quersteifigkeit zwischen den aufgestellten Lamellen verkeilt.



Abb.14 : Längsschnitt

Abb.15 : Querschnitt durch Betonnocke



Durch das Anordnen der Achse der Bohrungen für die Nocken ca. 0,5cm über der Oberkante der "normalhohen" Lamellen sollte eine zu große Schwächung sowohl des Querschnittes der Betonnocke als auch der Betondeckschicht vermieden und gleichzeitig ein sattes Ausbetonieren der Nocke in der aufgestellten Lamelle erreicht werden.

Um die Scherfestigkeit des Betons zu Erhöhen kam abweichend zu den anderen untersuchten Serien hier ein stahlfaserbewehrter Beton zum Einsatz. Durch die Verwendung eines Betons mit einem Größtkorn von 8mm konnte sich auf diese Weise beim Betonieren kein Hohlraum in den Bohrungen bilden. Ergänzend wurde ein Betonverflüssiger zugegeben. Genauere Angaben über Betonrezeptur, Art und Menge der Zugabe von Stahlfasern und Zusatzmittel konnte der Hersteller nicht geben.

3.1.4 Brettstapel-Beton-Verbund mit Schubübertragung durch Lochbleche Serie HVB/LB

Bei diesem System werden in verzinkte Stahlbleche t=0,75mm entsprechend Abbildung 19 Löcher mit d=2,5cm im Abstand von 3cm gestanzt und dann rechtwinklig um die Längsachse abgekantet (Abbildung 18). So können die Bleche während der Vernagelung der Brettstapelelemente in der Nagelanlage einfach zwischen die Lamellen gelegt werden. Vor dem Betonieren muß das abgekantete Blech aufgerichtet werden. Die Versuchskörper wurden mit Ringnägeln 38*130 zweischnittig mit e_{II}=5cm entsprechend vernagelt.



Vorgefertigte Lamelle zur Schubübertragung

Verzinktes Lochblech t=0,75mm

Rechnerische Voruntersuchungen haben gezeigt, dass auf Grund der nachgiebigen Nagelverbindung der Lamellen untereinander mindestens nach jeder vierten Lamelle ein Lochblech angeordnet werden muss. Anderenfalls wird durch die zwischen den Lamellen auftretenden Fugenverschiebungen die aus der Verbundwirkung einzuleitende Normalkraft (entspricht der Schubkraft) zu ungleichmäßig auf die jeweils zwischen den Lochblechen angeordneten Lamellen verteilt.

Durch Vorversuche an Scherkörpern stellte sich heraus, dass eine Querbewehrung für dieses System unbedingt erforderlich ist. Bei steigender Kraft wird der Beton ansonsten durch das relativ dünne Stahlblech regelrecht zerschnitten. Die Versuchselemente wurden so hergestellt, dass im Abstand von ca. 50cm bei einem Randabstand parallel zu den Lamellen von 25cm ein Bewehrungsstahl Ø6mm über die gesamte Plattenbreite durch die gestanzten Löcher geschoben werden konnte. Zusätzlich wurde direkt auf die Lochbleche die Schwindbewehrung der Betonplatte (Q131) verlegt.



Abb.20 : Aufrichten der Lochbleche



Abb.21 : Eingeschaltes Element ohne Bewehrung



Abb.22 : Elemente vor dem Betonieren

Abb.23 : Elemente vor dem Betonieren



Abb.24 : Betoniervorgang Serie HVB/LB





Abb.25 : Querschnitt Serie HVB/LB

Auch für diese Serie wurden handelsübliche Lamellen verwendet, die vor dem Hobeln in der Trockenkammer auf 12,4% $^{+1,7\%}_{-2,8\%}$ herunter getrocknet wurden. Wie bereits im Teil 1 des Berichtes erwähnt, traten infolge des Hobelns teilweise Abweichungen vom geforderten rechteckigen Sollquerschnitt der Lamellen von ca. 50/120mm auf, welche ursächlich für die geringfügigen Abweichungen bzw. Verwerfungen Querschnittsform der einzelner Versuchskörper waren. (s. nebenstehende Abb. 26)



Abb.26 : Lagerung der Verbundelemente

3.2 Ergebnisse

3.2.1 Darstellung der Ergebnisse

In der Anlage sind die gewonnenen Messdaten, wie Höchstlasten und Größtwerte von Weggrößen sowie weitere relevante Versuchsdaten sowohl in tabellarischer Form als auch graphisch zusammengestellt und aufbereitet.

Sowohl das Alter der Versuchskörper als auch die Höchstlast sind in Tabelle 6 (Anlage B4) angegeben. Dabei entspricht die aufgebrachte Höchstlast eines Versuches der gemittelten Kolbenkraft beider Zylinder.

Das während der Versuchsdurchführung aufgenommene und in Diagrammen dargestellte Last-Verformungsverhalten in den einzelnen Meßachsen ist ebenfalls im Anhang wiedergegeben:

- Verformungsverhalten Kraft-Durchbiegung in Plattenmitte Achsen H I und H III
 - Serie HVB/FRL →Anlage B22/23
 - Serie HVB/FRK →Anlage B31/32/33
 - Serie HVB/BN →Anlage B13/14/15
 - Serie HVB/LB →Anlage B40/41/42
- Verformungsverhalten Kraft-Verschiebung an den Stirnseiten in den Achsen A und P
 - Serie HVB/FRL →Anlage B25/26
 - Serie HVB/FRK →Anlage B34/35
 - Serie HVB/BN →Anlage B16/17
 - Serie HVB/LB →Anlage B43/44
- Verformungsverhalten Kraft–Verschiebung horizontal jeweils an den Flachstahlschlössern in den Achsen C III, D III und E III
 - Serie HVB/FRL →Anlage B27/28
 - Serie HVB/FRK →Anlage B36/37
 - Serie HVB/BN →Anlage B18/19
 - Serie HVB/LB →Anlage B45/46
- Verformungsverhalten Kraft–Verschiebung vertikal jeweils an den Flachstahlschlössern in den Achsen C I, D I und E I
 - Serie HVB/FRL →Anlage B29/30
 - Serie HVB/FRK →Anlage B38/39
 - Serie HVB/BN →Anlage B20/21
 - Serie HVB/LB →Anlage B47/48

Bei den Durchbiegungen wurde der Mittelwert zwischen Vorder- und Rückseite des Prüfkörpers ausgewertet.

Die Durchbiegung der I-Querträger an den Auflagerpunkten der Prüfkörper wurde während des Versuches aufgezeichnet. Auf Grund ihrer Geringfügigkeit kann die Auflagerverformung für die weitere Auswertung jedoch vernachlässigt werden.

3.2.2 Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens

Die nachfolgenden Beschreibungen des Trag- und Verformungsverhaltens der Verbundelemente basieren sowohl auf augenscheinlichen Beobachtungen des Verformungs- und Versagensverhaltens der Prüfkörper während des Versuches als auch auf der Auswertung der Messdaten.

Prüfkörper mit Flachstahlschlössern in Rundhölzern

Bei dieser Serie kam es schon sehr frühzeitig zum Versagen der Schubverbindung. Dies zeigt sich sehr deutlich im Verlauf der Arbeitslinie. Zu Beginn (0 bis ca. 40kN) besitzt die Kurve einen steilen Anstieg bei einem annähernd linearen Verlauf, d.h. Holz und Beton wirken im Verbund. Schon bei ca. 40kN geht die Kurve in einen wesentlich flacheren Anstieg über, wächst ab ca. 50kN jedoch wieder proportional zur Prüflast. Ursache dafür ist die Aufhebung der Verbundwirkung, so das Holz und Beton als nahezu lose aufeinander gelegte Platten wirken.

Ein ausgesprochen plastischer Bereich, d.h. ein Übergang in eine horizontale Linie oder sogar ein Abfallen der Prüflast bei zunehmender Verformung ist nur bei dem Versuchskörper HVB/FR/1 zu verzeichnen, da ansonsten der Bruchzustand der Hölzer nicht erreicht wurde. Die Biegezugfestigkeit wurde bei dem maximal möglichem Kolbenhub nur an vereinzelten Rundhölzern erreicht bzw. überschritten, so daß die Platten nicht bis zum vollständigen Bruch gefahren werden konnten. Die erreichte Höchstlast im Versuch ist daher als Prüflast bei Versuchsabbruch zu verstehen.

An den Stirnseiten konnte im Bereich 0 bis 3,5kN keine Relativverschiebung zwischen dem Brettstapelelement und der Betonplatte gemessen werden. Im Lastbereich von 3,5kN bis ca. 40kN und wiederum oberhalb von 50kN (bei geringerem Anstieg) kann von einem linearen Bereich ausgegangen werden. Interessant ist, das die Verschiebung an einer der beiden Stirnseiten immer wesentlich geringer ist als der auf der gegenüberliegenden. Dabei tritt die kleinere Verschiebung bei den verschiedenen Versuchskörpern sowohl auf der linken als auch auf der rechten Seite auf.

Die Messungen der horizontalen Relativverschiebungen an der Längsseiten der Prüfkörper im Bereich der drei Flachstahlschlösser ergaben eine größere Verformung des äußeren Flachstahlschlosses gegenüber den weiter innen liegenden bei gleicher Kolbenbelastung. Dabei nahmen die Verformungen der Flachstahlschlösser von innen nach außen bei gleicher Kolbenbelastung jeweils um ca. 1/3 zu. Auch hier war Lastbereich 1,5kN ersichtlich. dass im von 0 bis keine horizontalen Relativverschiebungen an den Flachstahlschlössern auftraten. Ein vergleichsweise lineares Kraft-Verformungsverhalten der Verbindungsmittel konnte bei einem Lastzyklus von 1,5kN bis 40kN festgestellt werden. Oberhalb von 50kN ergab sich ebenfalls eine nahezu lineare Verformungszunahme, allerdings bei geringerem Anstieg.

Alle Probekörper der Serie HVB/FR wurden ohne vorherige Schädigungen in den Versuchsrahmen eingebaut. Die Risse in der Betonplatte traten jeweils an den drei symmetrisch zur Lastachse angeordneten Flachstahlschlössern auf. Der erste Riss öffnete sich dabei am äußersten Verbindungsmittel bei einer Belastung von ca.16kN bis 24kN. Dem folgte der Riss am zweiten Flachstahlschloss. An den jeweils innen liegenden Flachstahlschlössern öffneten sich die Risse in der Betonplatte erst nach dem Überschreiten der maximalen Kolbenlast.

Vor und während des Versuches konnte keine außergewöhnliche Relativverschiebung senkrecht zur Verbundfuge (Abheben der Betonplatte) bis zum Erreichen der Höchstlast von 85kN festgestellt werden. Im Bereich bis ca. 50kN verläuft die Fugenöffnung nahezu proportional zur Prüflast.

Ab dieser Grenze nehmen die Verformungen jedoch drastisch zu. Da das Abheben jeweils nur auf der linken Seite gemessen wurde, ist dieser Kurvenverlauf insbesondere bei den Platten zu verzeichnen, bei denen die Stirnseitenverschiebung auf der linken Seite größer war als auf der rechten (HVB/FR/1,4 und 5).

Prüfkörper mit Flachstahlschlössern in Derbstangen

Bei allen Versuchen wurde die Biegezugfestigkeit der Derbstangen nicht erreicht, demzufolge kam es zu keinem Biegeversagen. Da die Platten nicht zum vollständigen Bruch gefahren wurden, stellt die Höchstlast also keinen Übergang zum plastischen Bereich dar, sondern ist die Prüflast bei Versuchsabbruch (d.h. bei max. Kolbenhub von ca. 20cm).

Auf eine ausführliche Schilderung des Tragverhaltens wird bei dieser Variante verzichtet, da wie im vorangegangenen Abschnitt der *Flachstahlschlösser in Rundhölzern* (HVB/FR) erläutert keine eindeutig bewertbare Schubübertragung realisiert wurde.

Jedoch ist auch in dieser Variante der Ausbildung der Verbundfuge ist aus den Kraft-Verschiebungskurven eine von Beginn der Lastaufbringung stetig anwachsende Durchbiegung zu verzeichnen. Diese beschreibt einen annähernd linearen Verlauf in zwei Bereichen, wobei der obere Bereich einen geringerem Anstieg bis zur Höchstlast aufweist. Durch die stark in ihrem Durchmesser schwankenden Derbstangen und ihre Sortierung nach ungefähr gleichmäßigen Abmessungen schwanken die erreichten Höchstlasten in einem Bereich von ca.42kN bei Stangendurchmessern von ca. 10cm bis 108kN bei Stangendurchmessern von ca. 20cm.

Die Messungen an den Stirnseiten der Verbundplatte haben im Lastbereich von 0 bis 2,0kN und bei HVB/FRK/6 sogar bis 5,0kN keine Relativverschiebung zwischen Holz und Betonplatte gezeigt. Erst nach einer weiteren Laststeigerung nahm die Relativverschiebung linear bis ca. 80% der Höchstlast zu, um dann in einen flacheren Kurvenverlauf überzugehen.

Wie bei den vorangegangenen Flachstahlschlossvarianten zeigt sich auch hier, dass sich die horizontale Relativverschiebung der Verbundfuge im Bereich der Flachstahlschlösser von innen nach außen erhöht. Die Analyse des Kraft-Verformungsverhaltens ergab einen annährend linearen Verlauf bis zu einer Kolbenlast von ca. 75%. der entsprechenden Höchstlast. Anschließend wachsen die Verformungen bis zur Höchstlast weiter proportional aber schneller an.

Prüfkörper mit aufgestellten Lamellen und Betonnocken

Alle Verbundplatten der Serie HVB/BN konnten ohne vorherige Schädigungen, also weder ungewollte Risse in der Betonplatte noch entsprechendes Abheben der Betonplatte vom Brettstapelelement, in den Versuchsstand eingebaut werden.

Auch in dieser Variante der Ausbildung der Verbundfuge ist aus den Kraft-Verschiebungskurven eine von Beginn der Lastaufbringung stetig anwachsende Durchbiegung zu verzeichnen. Diese beschreibt einen annähernd linearen Verlauf von 0 bis ca. 60kN und verläuft dann mit einem deutlich flacheren Anstieg bis zum Erreichen der Höchstlast von 90,6kN (HVB/BN/4). Danach nimmt die Durchbiegung ohne eine Lasterhöhung weiter zu, da in den Lamellen Biegezuversagen auftritt.

Die Messungen an den jeweils gegenüberliegenden Stirnseiten der Verbundplatte haben im Lastbereich von 0 bis 10,0kN keine Relativverschiebung zwischen Holz und Betonplatte gezeigt. Erst nach einer weiteren Laststeigerung nahm die Relativverschiebung linear bis ca. 60,0kN zu, um dann in einen deutlich flacheren Kurvenverlauf bis zu einer Höchstlast von 90,6kN (HVB/BN/4) überzugehen. Danach traten weiter zunehmende Verformungen bei abfallender Belastung ein. Der typische Kurvenverlauf ließ sich anhand des Versuchsablauf der Verbundplatte HVB/BN/3 dokumentieren. Bei allen anderen Versuchen der Versuchsreihe HVB/BN hat sich die Betonplatte nach dem Erreichen der entsprechenden Höchstlast nach einer Plattenseite verschoben. Dieser Sachverhalt ist allerdings für die Auswertung des Tragverhaltens in diesen Bereichen nicht mehr von Bedeutung.

Auch wenn es bei einer kontinuierlichen Schubverbindung, wie es hier der Fall ist, unnötig erscheint die horizontalen Verschiebungen an diskreten Stellen entlang der Verbundplatte seitlich zu messen wurde dies trotzdem ergänzend durchgeführt. Die Messungen erfolgen in den Achsen C, D und E. Sie bestätigten die Theorie und nahmen von innen nach außen zu. Die Analyse des Kraft- Verformungsverhaltens ergab einen linearen Verlauf bis zu einer Kolbenlast von ca. 60,0kN. Anschließend wachsen die Verformungen linear, jedoch stärker an bis zu einer Höchstlast von 90,6kN (HVB/BN/4). Nach Überschreitung der Höchstlast erfolgt eine Zunahme der Relativverschiebung bei geringer werdenden Lasten.

Das Abheben für diese Schubverbindung unterliegt nach Auswertung der Diagramme einer enormen Streuung. Bei Kolbenbelastungen bis ca.20,0kN sind keine bzw. kaum wahrnehmbare Relativverschiebungen senkrecht zur Verbundfuge (Abheben) aufgetreten. Das Abheben der Betonplatte vom Brettstapelelement war auch bei dieser Ausbildungsvariante der Verbundfuge vor und während des Versuches nicht von außergewöhnlichen Versagenserscheinungen gekennzeichnet.

Prüfkörper mit verzinkten Lochblechen

Auch in dieser Variante der Ausbildung der Verbundfuge ist aus den Kraft-Verschiebungskurven eine von Beginn der Lastaufbringung stetig anwachsende Durchbiegung zu verzeichnen. Diese beschreibt einen annähernd linearen Verlauf von 0 bis ca. 90kN und geht dann in den plastischen Bereich bis zu einer Höchstlast von 130,6kN (HVB/LB/3) über. Danach nimmt die Durchbiegung ohne weitere Lasterhöhung zu.

Bei Messungen an den Stirnseiten der Verbundplatten traten im Unterschied zu den Probekörperserien HVB/F, FR, KRK und BN im Lastbereich von 0 bis zu 40,0kN keine Relativverschiebungen zwischen Holz und Betonplatte auf. Erst nach einer weiteren Laststeigerung nahm die Relativverschiebung linear bis ca. 85,0kN zu, um dann in den plastischen Kurvenverlauf bis zu einer Höchstlast von 130,6kN (HVB/LB/3) überzugehen. Danach traten weiter zunehmende Verformungen bei abfallender Belastung ein.

Die Messungen der horizontalen Verschiebungen an diskreten Stellen erfolgten in den Achsen C, D und E. Diese nahmen während der Lastaufbringung in den

entsprechenden Achsen von innen nach außen zu. Die Analyse des Kraft-Verformungsverhaltens ergab einen linearen Verlauf bis zu einer Kolbenlast von ca. 85,0kN. Anschließend wachsen die Verformungen bis zur Höchstlast weiter überproportional an. Nach Überschreitung der Höchstlast erfolgt eine Zunahme der Relativverschiebung bei geringer werdenden Lasten.

Das Abheben der Betonplatte vom Brettstapelelement war auch bei dieser Ausbildungsvariante des Verbundes mit Lochblechen vor und während des Versuches nicht von außergewöhnlichen Versagenserscheinungen gekennzeichnet. Durch die kontinuierliche Verbindung Brettstapelelement und Betonplatte konnte ein Abheben erst relativ spät im Versuchsverlauf eruiert werden. Dieses begann bei ca. 85,0kN und verhielt sich bis dahin Linear. Die Höchstlast ist bei ca. 130,6kN (HVB/LB/3) erreicht.

3.2.3 Versagensbild

Prüfkörper mit Flachstahlschlössern in Rundhölzern

Das sehr frühzeitige Versagen der Schubverbindungen ist darauf zurückzuführen, daß die an den Schlössern wirkende Schubkraft infolge der reduzierten Kontaktfläche nicht vom Holz aufgenommen werden konnte. Im Gegensatz zu den rechteckigen Lamellen der Serien HVB/F und HVB/FL stehen bei den Rundhölzern bei gleicher Einschnitttiefe eine kleinere Druckfläche zur Aufnahme der Schubkraft am Schloß zur Verfügung. Wie in Abbildung 27 zu erkennen, wurde im Einleitungsbereich die zulässige Druck- und Schubbeanspruchung des Holzes weit überschritten und dadurch die Fasern bleibend plastisch gestaucht. Es liegt also ein Versagen infolge örtlicher Überschreitung der Holzfestigkeiten parallel zur Faser vor, vergleichbar mit dem Versagen infolge der Lochleibung bei stiftförmigen Verbindungsmitteln.



Abb.27 :

Versagen des Holzes im Bereich der Kontaktfläche zum Schloß, hier äußerstes Schloß auf der rechten Seite (Schloß v.r.1). Zur besseren Einsichtnahme wurde nach dem Versuch der Beton mit einem Hammer abgeschlagen.

Infolge der Einspannung der Flachstahlschlösser im Beton stellen sich die gleichen Risse wie bei den Serien HVB/F und HVB/FL ein. Grundsätzlich wirken also auch hier die selben Bruchmechanismen im Beton. Da das Schloß allerdings weniger stark im Holz eingespannt ist, bilden sich die Risse stärker aus (Abbildung 28).

Grundsätzlich versagten die Schlösser nicht gleichzeitig an beiden Lagern, so dass sich in der Nähe des Bruchzustandes insgesamt eine unsymmetrische Relativverschiebung zwischen Betondeckschicht und Holzelement einstellte (Abb. 29). Folglich waren die Stirnseitenverschiebungen unterschiedlich groß. Die Rissentwicklung an den zuerst versagenden Schlössern ist daher deutlich stärker ausgeprägt.



Abb. 28: *Typisches Rissbild am Flachstahlschloss*



Abb. 29: Rissverlauf an den Verbindungsmitteln

Prüfkörper mit Flachstahlschlössern in Derbstangen

Die Derbstangen wurden so eingebaut, das jeweils Zopf und dickeres Stammende wechselseitig verlegt waren. Die Vorgabe die Flachstahlschlösser dabei so anzuordnen, dass sie mindestens 1cm in alle schwächsten Stämme einbinden lies sich jedoch nicht immer realisieren. Prinzipiell sind durch die Verjüngung der Stämme die Schlösser grundsätzlich je Stamm auf einer Seite stärker eingebunden als auf der anderen. In der Folge wurde somit i.d.R. die von einer Derbstange aufnehmbare Zugkraft durch die Tragfähigkeit des weniger tief einbindenden Flachstahlschlosses begrenz soweit ein Ausgleich in Längsrichtung des Schlosses nicht möglich war. Die zusätzlich angeordneten Spax- Schrauben sollten die Stämme lediglich in ihrer Lage fixieren und waren nicht zur Kraftübertragung ausgelegt. Als ein deutliches Indiz für die nichtausreichende Querverteilung der Schubkräfte durch die Flachstahlschlösser kann das während der Versuch bei der Mehrzahl der Versuchskörper zu beobachtende kammartige auseinanderziehen der Stämme angesehen werden.

Lediglich bei dem Versuchskörper HVB/FRK/5 kann bis zu einer Last von ca. 70kN von einer Verbundwirkung ausgegangen werden. Bei Überschreiten dieser Prüflast war aber auch bei diesem Versuchskörper hier, ein analoges Versagen wie bei der Serie HVB/FR (Leibungsversagen) zu beobachten.

Infolge der großen Elastizität der Derbstangen konnte bei maximalen Kolbenhub der Hydraulikzylinder von 20cm kein Biegeversagen herbeigeführt werden.



Abb. 30: Typische Stirnseitenverschiebung



Abb. 31: *Probekörper unter max. Durchbiegung*

Prüfkörper mit aufgestellten Lamellen und Betonnocken

Die Biegeversuche ergaben, dass wie erwartet die aufnehmbare Traglast der Verbunddeckenplatten der Serie HVB/BN durch das örtliche Versagen der aus Betonnocken in durchgebohrten Holzlamellen realisierten Schubverbindung begrenzt wird. Die Betonnocken werden analog zu einem stiftförmigen verbindungsmittel jeweils an den Durchstoßflächen links und rechts der aufgestellten Lamellen auf Abscheren sowie gleichzeitig auf Biegung beansprucht. Infolge der relativ geringen Biegesteifigkeit wird die Bruchlast der Betonnocken näherungsweise bei Überschreiten der zulässigen Scherbeanspruchung des Betons erreicht. Beim Überschreiten dieses Grenzwertes konnte im Zuge der Versuchsdurchführung eine Verschiebung der Betonplatte über die abgescherten Betonnocken leicht nach oben und zu den entsprechend gegenüberliegenden Plattenseiten hin beobachtet werden (Abbildungen 32).

Durch den eingelegten Bewehrungsstab kann das relativ duktile Verhalten in diesem Zustand erklärt werden.



Abb.32 : Prüfkörper mit typischem Abheben der Betondeckschicht beginnend am Auflager



Abb.33 : HVB/BN mit typischer Stirnseitenverschiebung

Die dokumentierten Kurven der Stirnseitenverschiebung kennzeichnen eindeutig das typische Tragverhalten dieser kontinuierlich angeordneten Schubverbindung. Das Versagen trat verhältnismäßig früh an den Betonnocken ein.

Die weitere Laststeigerung ist auf das Verkeilen (Reibung) der Betonschicht zwischen den aufgestellten Lamellen zurückzuführen. Dies läßt sich anhand der Kurven (Abbildung 34) exemplifizieren. In der Regel versagten die Betonnocken auf einer Seite des Probekörpers frühzeitiger und ihr Gefüge war in größerem Umfang gestört. Nach dem Erreichen der entsprechenden Höchstlast schob sich die Betonplatte dann nach dieser Seite weg (Abbildung 33). Bei optimaler Herstellung der Probekörper, hier HVB/BN/3, verhielten sich die Stirnseitenverschiebungen kongruent (Abbildung 35).





Abb.34 :





Das Holz im Bereich der Durchbohrung trug keinerlei Schädigungen bis zum Erreichen der Grenzabscherkraft des Betons und darüber hinaus davon.

Im Verlaufe des Versuchs konnten bis zu den im Bruchzustand vorhandenen unverhältnismäßig großen Durchbiegungen keine außergewöhnlichen Schädigungen der Verbundplatte erkannt werden.



Abb. 36: Versuchskörper HVB/BN/5 bei maximaler Durchbiegung im Bruchzustand

Die dokumentierten Risse der Betonplatte als auch das Biegezugversagen der einzelnen Brettlamellen sind typisch für diesen Belastungs- und Durchbiegungsfortschritt.

Prüfkörper mit verzinkten Lochblechen

Schubverbindungen beschriebenen Im Vergleich zu den zuvor war die Schubübertragung mittels längs zwischen den Lamellen eingenagelten Lochblechen (t=0,75mm) gekennzeichnet durch größere Höchstlasten. Als typische Schwachstelle hat sich dabei die nachgiebige Nagelverbindung zwischen Lochblech und Brettlamellen gezeigt. Vorrangig trat ein Versagen infolge überschreiten der Lochleibungsfestigkeit zwischen Nagel und Lochblech ein, so dass eine engere Nagelanordnung sicher das Tragverhalten günstig beeinflussen würde. Während des Versuchs ist eindeutig beobachtet worden, dass sich im Bereich des Konstanthalten der Belastung der Pressenhub nachreguliert werden musste. Dieser Sachverhalt ist durch die zu geringe Steifigkeit des Lochbleches im Bereich der Nägel und die daraus resultierenden plastischen Verformungszunahme zu erklären. Allerdings konnte nicht eindeutig festgestellt werden, zu welchem Zeitpunkt und in welchem prozentualen Verhältnis sich das Blech aus der Vernagelung im Brettstapelelement oder aus der Betonschicht zieht. Selbst in den Nachuntersuchungen am zerstörten Objekt konnte dieses Verhalten nicht erschöpfend nachvollzogen werden.

Die wesentliche Diskrepanz zu den anderen Schubverbindungen liegt indessen in der progressiven Abnahme der Schubtragfähigkeit der Lochbleche nach dem Erreichen der Höchstlast. Bei dieser Form der Ausbildung der Schubverbindung entzieht sich das Element sofort der weiteren Lastabtragung (Abbildung 37).



Abb. 37:

Kraft-Verschiebungsdiagramm HVB/LB/4-Nach dem Schubversagen der Lochbleche progressiver Abfall der aufnehmbaren Last bei weiterer Zunahme der Durchbiegung. Die ersten Risse an den Stirnseiten traten an den Lochblechen bei ca. 80% der Höchstlast auf (Abbildung 38). Jedoch hielten sich die absolut Beträge der maximalen Stirnseitenverschiebungen im Vergleich zu den anderen Schubverbindungen in Grenzen (Abbildung 39). Zusätzlich positiv zu verzeichnen ist das geringe Abheben der Betonplatte vom Brettstapelelement. Erwartungsgemäß gewährleistet diese Verbindung auch über den Gebrauchszustand hinaus den weitgehenden Formschluss zwischen Betondeckschicht und Brettstapelelement.



Typische Rissbildung im Bereich der



Abb. 39: HVB/LB/1 mit typischer Stirnseitenver-Lochbleche an den Betonplattenstirnseiten schiebung der Betonplatte

Die im Versuchsverlauf sich einstellenden Schadensbilder der Verbundplatten lassen sich wie folgt beschreiben:

Durch das Verhindern des Abhebens der Betonplatte vom Brettstapelelement ist es zu einer ausgeprägten Bildung von Betongelenken direkt unter den Lasteinleitungspunkten mit sich anschließendem finalem Biegezugversagen des Brettstapelelementes in diesem Bereich gekommen.

(Abbildungen 40 und 41) Die dokumentierten Risse typisch sind für diese Ausführungsvariante der Holz-Beton-Verbundelemente.



Abb. 40: HVB/LB mit typischem Bruchbild unter dem HVB/LB mit typischem Bruchbild in Lasteinleitungspunkt



Abb. 41: Verbundplattenmitte

3.2.4 Bestimmung der rechnerischen Biegesteifigkeit der Verbundbauteile

Da bei den Serien HVB/FR; HVB/FRK und HVB/BN keine ausreichende Schubverbindung realisiert werden konnte, wird für diese Elemente auf eine Bestimmung der rechnerischen Biegesteifigkeiten und des Wirkungsgrades des Schubverbundes verzichtet. Ausschließlich bei der Serie HVB/LB konnte der Schubverbund auch bei höheren Lasten sichergestellt werden.

Rechnerische Biegesteifigkeit der Serie HVB/LB

Wie bereits im Teil 1 dieses Berichtes erläutert, wurden die Versuche in Anlehnung an DIN EN 408 ausgeführt. Zunächst wurde für alle rohen Holzelemente im unteren linearen Bereich der 4- Punkt- Biegeversuch durchgeführt, um die Biegesteifigkeit zu bestimmen. Aus den Meßwerten und der Geometrie des Versuchaufbaus kann entsprechend einem Träger mit Randmoment (querkraftfreier Bereich zwischen den Prüfzylindern) die Biegesteifigkeit errechnet werden. Über die elementaren Formeln des Einfeldträgers unter zwei Einzellasten ergibt sich dagegen die scheinbare Biegesteifigkeit, da zu der Biegeverformung noch die Schubverformung in den Randbereichen hinzukommt. (siehe dazu Teil 1 oder DIN EN 408)

Nach den Formeln der DIN EN 408 ergaben sich aber für die rohen Brettstapelelemente dieser Serie wesentlich zu große Werte des Biege- E- Moduls: Ursache dafür ist vor allem die Maßabweichung der Einzellamellen vom geforderten Sollquerschnitt, d.h. die Lamellen waren schräg gehobelt. Durch das Vernageln verwarfen sich die Brettstapel und mußten für die Versuche unterfüttert werden. Bei den Versuchen zur E-Modulbestimmung ergaben sich somit sowohl an den vier Meßstellen unter den Zylindern als auch den beiden in Feldmitte stark voneinander abweichende Werte. Die Platte verformte sich nicht symmetrisch zu den Mittelachsen.

Außerdem waren die Lochbleche im abgewinkelten Zustand bereits in den Elementen eingenagelt. Deren Anteil am Trägheitsmoment wurde vernachlässigt. Dagegen ergeben sich aus den Formeln für den scheinbaren E- Modul Werte, die in einem realem Bereich liegen. Für die weiteren Betrachtungen wird daher abweichend vom Teil 1 der scheinbare E- Modul zu Grunde gelegt.

	Lamollon	E- Modul des rohen Brettstapel [N/mm ²]			
Probekörper	nummern	Mittelwert aus Sylvatest	nach DIN EN 408	scheinbarer	
HVB/LB/1	311-330	13720	18663	13638	
HVB/LB/2	331-350	13320	16372	12760	
HVB/LB/3	231-250	14330	19290	14900	
HVB/LB/4	271-290	13210	15191	13630	
HVB/LB/5	211-230	13930	19189	14867	

Um die Steigerung der Biegesteifigkeit darzustellen sind im folgenden Diagramm am Beispiel des Probekörpers HVB/LB/1 die gemessenen Kurven aus den Biegeversuchen am Verbund- und am rohen Brettstapelelement sowie die rechnerischen Anstiege bei einer lose aufgelegten und einer steif verbundenen Betonplatte der Stärke 8 cm eingetragen.



Kraft- Verschiebungs- Diagramm HVB/LB/1

Da es sich bei dieser Ausführungsvariante um einen kontinuierlichen nachgiebigen Schubverbund handelt kann die Platte analog DIN 1052 berechnet werden. Übertragen auf die Versuchsergebnisse läßt sich aus den Kraft- Durchbiegungs- Diagrammen die effektive Biegesteifigkeit (ef E*I) bzw. bei Zugrundelegung eines Bezugswertes für den E- Modul das effektive Trägheitsmoment (ef I) berechnen. Hier wurde, wie bereits erläutert, der scheinbare E- Modul aus den Voruntersuchungen zugrunde gelegt. Führt man weiterhin die geometrischen Kennwerte für die Teilflächen und den E- Modul des Betons ein, läßt sich aus der Gleichung (35) DIN 1052 T1 die Abminderungszahl γ_B bestimmen.

$$\begin{split} \text{ef EI} = \text{E}_{\text{H}} \cdot \text{ef I} & \text{ef I} = (n_{\text{B}} \cdot \text{I}_{\text{B}} + \gamma_{\text{B}} \cdot n_{\text{B}} \cdot A_{\text{B}} \cdot a_{\text{B}}^{2}) + (\text{I}_{\text{H}} + A_{\text{H}} \cdot a_{\text{H}}^{2}) \\ \text{mit:} & a_{\text{H}} = \frac{\gamma_{\text{B}} \cdot n_{\text{B}} \cdot A_{\text{B}} \cdot A_{\text{B}}}{\gamma_{\text{B}} \cdot n_{\text{B}} \cdot A_{\text{B}} + A_{\text{H}}} \\ & a_{\text{B}} = \overline{a} - a_{\text{H}} \\ & \overline{a} = (h_{\text{B}} + h_{\text{H}})/2 \quad (\text{Schwerpunktabstand Teilquerschnitte}) \\ & = (8 + 12)/2 = 10 \text{cm} \\ & n_{\text{B}} = \text{E}_{\text{B}}/\text{E}_{\text{H}} = \\ & \gamma_{\text{B}} \cdot \text{Wirkungsgrad der Betonfläche} \end{split}$$

Die scheinbare Biegesteifigkeit ef E*I wurde aus dem Anstieg der Regressionsgeraden an die Kraft- Durchbiegungs- Kurven aus den Versuchen bestimmt. Legt man für den E- Modul des Betons den Mittelwert der Proben von 27100 N/mm² zugrunde, ergeben sich folgende Resultate:

Probekörper	E _H (scheinbar) [N/mm ²]	ef E*I Verbundelement [kNcm ²]	ef I= ef E*I/E _H [cm ⁴]	γв
HVB/LB/1	13638	80520363	59042	0,3282
HVB/LB/2	12760	78667605	61651	0,3632
HVB/LB/3	14900	82942293	55666	0,2861
HVB/LB/4	13630	76865877	56396	0,2949
HVB/LB/5	14867	80418304	54091	0,2676
Mittelwert x				0,3080
Standabw. s				0,0379
Variation [%]				12
5% Quantil				0,2457

Diese kleinen Werte für die Abminderungszahl γ_B bedeuten, daß eine relativ nachgiebige Schubübertragung vorliegt. Dies überrascht zunächst, da eine nahezu flächige Schubübertragung vorhanden ist.

Der Grund für diese Erscheinung ist in der Vernagelung der Lochbleche zu suchen. Zum einen weisen stiftförmige Verbindungsmittel immer kleine Verschiebungsmodule auf. Hier kommt hinzu, daß die Lochbleche nur eine Stärke von 0,75 mm besitzen, und daher schnell plastische Verformungen an der Lochleibung auftreten. Außerdem sind die Lamellen untereinander ebenfalls nachgiebig verbunden, so daß die Normalkräfte nicht gleichmäßig auf alle Lamellen verteilt werden.

4 Zusammenfassung

Untersucht wurde das Trag- und Verformungsverhalten neuartiger Brettstapel-Beton-Verbundsysteme. Der Verbund zwischen Rundhölzern und Betondeckschicht (Serie HVB/FR) als auch Derbstangen und Betonschicht (Serie HVB/FRK) wurden dabei mittels als "Flachstahlschlösser" bezeichneter Flachstähle, die quer zur Spannrichtung des Verbundelementes jeweils in eine Sägenut eingetrieben waren, hergestellt. Des Weiteren wurden zur Schubübertragung in aufgestellte Lamellen äquidistante Bohrungen eingefräst, die beim Frischbetonauftrag satt ausgefüllt wurden und den Verbund realisieren sollten (Serie HVB/BN). Da diese Ausführungsvariante doch arbeitstechnisch aufwendig ist, bot sich außerdem die Schubübertragung durch längs zur Spannrichtung eingenagelte dünne Lochbleche (Serie HVB/LB) an.

Die an den Verbunddeckenplatten durchgeführten 4-Punkt-Biegeversuche haben eindeutig gezeigt, dass von diesen Serien allein jene mit Schubverbindung mittels Lochblechen eine höhere Steifigkeit der Verbundplatten realisierbar ist. Wobei hingegen die Ergebnisse des Verbundmittels Flachstahlschloss in Rundhölzern, Flachstahlschloss in Derbstangen und Betonnocken in aufgestellten Lamellen die Erwartungen nicht erfüllen konnten. Bei diesen Serien trat schon im Bereich der Gebrauchstauglichkeit das Versagen der Verbundfuge auf. Das Versagensbild dieser Schubverbindungen ist in den entsprechenden Kapiteln ausführlich beschrieben.

Trotz nahezu flächiger Schubverbindung bei der Serie HVB/LB ergab sich nur ein geringer γ_B - Wert für das Verbundsystem. In den Biegeversuchen zeigte sich, dass sich die Lochbleche sowohl aus ihrer genagelten Verankerung als auch aus der Betonschicht herausziehen. Demzufolge ist die Lochblechstärke entscheidend für die Tragfähigkeit und den Verschiebungsmodul. Im Hinblick auf den baupraktischen Einsatz ist jedoch die Stärke des Bleches begrenzt, um die Vernagelung ohne Vorbohrung zu gewährleisten. Im Umfang der Forschungsaufgabe konnte leider nicht das Langzeittragverhalten der Schubverbindung mittels Lochblechen untersucht werden. Die Versuchsergebnisse als auch die augenscheinlichen Beobachtungen während des Versuchs haben deutlich werden lassen, dass diese Art der Verbindung annähernd viskoplastisches Verhalten aufweist. So lange hierzu keine genaueren (Langzeit-) Untersuchungen vorliegen, ist ein gegebenenfalls auftretendes Kriechverhalten nicht zu verifizieren.

Wie die Versuche gezeigt haben kann das Schwinden der Betondeckschicht nicht vernachlässigt werden. Daher sollte stets eine ausreichende Grundbewehrung in der Betondeckschicht vorhanden sein und zusätzliche Maßnahmen getroffen werden, welche die Schwindverformung des Betons soweit wie möglich begrenzen.

Literaturverzeichnis

Normative Verweise

- [1] DIN 1045; Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung (07/88)
- [2] DIN 1052; Holzbauwerke; Teil1- Berechnung und Ausführung (04/88); Teil 1/A1-Änderungen 1(10/96); Teil 2- Mechanische Verbindungen (04/88); Teil 2/A1-Änderungen 1 (10/96)
- [3] DIN 1055; Lastannahmen für Bauten; Teil1- Lagerstoffe, Baustoffe und Bauteile – Eigenlasten und Reibungswinkel (07/78);Teil 3- Verkehrslasten (06/71)
- [4] DIN 10 080; Begriffe, Formelzeichen und Einheiten im Bauingenieurwesen; Teil 5- Holzbau (03/80)
- [5] DIN 4074; Sortierung von Nadelholz nach der Tragfähigkeit; Teil 1-Nadelschnittholz (09/89)
- [6] DIN 50 014; Klimate und ihre technische Anwendung Normalklimate
- [7] DIN 52 180; Prüfung von Holz Probenahme; Teil 1- Grundlagen (11/77)
- [8] DIN 52 182; Prüfung von Holz Bestimmung der Rohdichte (09/76)
- [9] DIN 52 183; Prüfung von Holz Bestimmung des Feuchtigkeitsgehaltes (11/77)
- [10] DIN EN 408:1995; Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz-Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften (04/96)
- [11] DIN EN 26 891:1991; Holzbauwerke Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln, Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (07/91)
- [12] DIN V ENV 206; Beton, Eigenschaften, Herstellung, Verarbeitung und Gütenachweis
- [13] DIN V ENV 1995-1-1, EC5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau (06/94)
- [14] DIN V ENV 1995-2, EC5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten; Teil 2: Brücken (07/97)

Publikationen

- [15] Postulka, J.: Holz- Beton- Verbunddecken 36 Jahre Erfahrung; Bautechnik 74 (1997), Heft 7; S. 478-480
- [16] Meierhofer, U.A.: Anwendung von Holz- Beton- Verbund im Hochbau; Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 37 (09/94)
- [17] Ruske, W.: Holz- Beton- Verbund bei Geschoßdecken; Deutsche Bauzeitschrift (07/98) S. 75-80
- [18] Ruske, W.: Holz- Beton- Verbund im Deckenbau; Bauhandwerk (10/98) S. 37-42
- [19] Erler, K.: Verbundträger aus Holz und Polymerbeton; Kurzberichte aus der Bauforschung Nr.11 (12/94)
- [20] MERK GmbH: SFS Verbundsystem VB; Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Nr. Z-9.1-342; Europäisches Patent, Nr. 0432484 und Nr. 0528450
- [21] Timmermann, K.; Meierhofer, U. A.: Holz/ Beton- Verbundkonstruktionen. Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton, EMPA Forschungs- und Arbeitsberichte 115/30 (11/93)
- [22] Kenel, A.; Meierhofer, U. A.: Holz/Beton- Verbund unter langfristiger Beanspruchung; EMPA Forschungs- und Arbeitsberichte 115/39 (10/98)

- [23] Blaß, H. J.;Ehlbeck, J., Schlager, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton- Verbundkonstruktionen; Bauen mit Holz; Teil 1 (05/96) S.392-398; Teil 2 (06/96) S. 472-477
- [24] Natterer, J.; Hoeft, M.: Zum Tragverhalten von Holz- Beton-Verbundkonstruktionen, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Forschungsbericht CERS NR. 1345 (3/87)
- [25] Droese, S.; Hemmy, O.: Verbunddecke aus Holzbalken und Elementdecken mit Stahlfaserbeton – Versuche mit Verbundmitteln; Bautechnik 77 (2000), Heft 4, S. 221-228
- [26] Möhler, K.: Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln; Habilitation, Technische Universität Karlsruhe
- [27] Kreuzinger, H.: Holz- Beton- Verbundbauweise; Tagungsband Informationsdienst Holz
- [28] Kreuzinger, H.: Träger und Stützen aus nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen; Arbeitsgemeinschaft Holz e.V. (Hrsg.): Step 1: Holzbauwerke nach EC 5 – Bemessung und Baustoffe; 1. Aufl. Fachverlag Holz, Düsseldorf (1995), S. B11/1-B11/9
- [30] Aicher, S.; Roth, W. von: Konstruktion und Berechnung von Verbundelementen; Holz-Zentralblatt, Jg. 14, Nr.92/93, 1988, S.1327
- [31] Hoeft, M.: Zur Berechnung von Verbundträgern mit beliebig gefügtem Querschnitt, Dissertation EPFL Lausanne (02/94)
- [32] Kneidel, R.: Ein numerisches Verfahren zur Berechnung von Trägern mit veränderlichen Verbund; Bauingenieur 65 (1990) S. 448-452
- [33] Bergfelder, J.: Näherungsverfahren zur Berechnung hölzerner Biegeträger; Bauingenieur 49 (1974) S. 350-357
- [34] Pischl, R.: Die Berechnung zusammengesetzter hölzener Biegeträger auf Grund der elastischen Verundtheorie; Dissertation, Technische Hochschule Graz (1966)
- [35] Stüssi, F.: Beiträge zur Berechnung und Ausbildung zusammengesetzter Vollwandträger; Schweizerische Bauzeitung 61 (1943) S. 87-89 und 102-103
- [36] Kneidl,R.; Hartmann, H.: Träger mit nachgiebigen Verbund- Eine Berechnung mit Stabwerksprogrammen; Bauen mit Holz (1995)S. 285-290
- [37] Kreuzinger, H.; Scholz, A.: Wirtschaftliche Ausführungs- und Bemessungsmethoden von ebenen Holzelementen (Brücken, Decken, Wände);
 Zwischenbericht zu Forschungsprojekt, Technische Universität München (10/98)
- [38] Braun, H. J.; Schaal, W.; Schneck, F.: Der Brettstapel als Verbundelement Vorschlag für einen Berechnungsansatz; Bautechnik 75 (1998), Heft 8 S.539-547
- [39] Mayer, G.; Busler, H.: Holz- Beton- Verbunddecken eines Schulgebäudes in Lemgo; Bauingenieur 72 (1997) S. 199-205
- [40] Feix, J.: Ertüchtigung und Sanierung aus der Sicht des Tragwerksplaners; Bauingenieur 73 (1998) Nr.7/8 S. 314-318
- [41] Leonhardt, F.: Kritische Bemerkungen zur Prüfung der Dauerfestigkeit von Kopfbolzendübeln für Verbundträger; Bauingenieur 63 (1988) S. 307-310
- [42] Schlegel, R.; Rautenstrauch, K.: Ein elastoplastisches Berechnungsmodell zur räumlichen Untersuchung von Mauerwerkstrukturen; Bautechnik 77 (2000) Heft 6, S. 426-436

- [43] Schlegel, R.; Fratzscher, M.; Rautenstrauch, K.: Eine neue Materialroutine zur nichtlinearen Berechnung von ein- und mehrschaligem Natursteinmauerwerk mit ANSYS; Tagungsband 18. CAD-FEM USER'S MEETING, Internationale FEM-Technologietage 20.-22. September 2000, Friedrichshafen
- [44] Schlegel, R.; Rautenstrauch, K.: Numerische Simulation von Mauerwerk als Kontinuum; 15. IKM – Internationales Kolloquium über Anwendungen der Informatik und Mathematik in Architektur und Bauwesen, 22.-24. Juni 2000, Weimar
- [45] Schneider, K.J.: Bautabellen für Ingenieure; 13. Auflage; Werner Verlag Düsseldorf (1998)

laufende Vorschungsvorhaben der DGfH zum Thema

- [46] Blaß, H. J.: Langzeitverhalten von Holz- Beton- Konstruktionen (E-1997/05); Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktion der Universität Karlsruhe
- [47] Blaß, H. J.: Lastverteilung, Tragwirkung und Verformungsverhalten für nachgiebig miteinander verbundene Brettstapelelemente (E-1998/13); Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktion der Universität Karlsruhe
- [48] Kuhlmann, U.: Erweiterung des Anwendungsbereiches von Holz- Beton-Verbunddecken durch Erfassung von Kriechen und Schwinden am Beispiel der Brettstapel- Beton- Verbunddecke (FV12421); Institut f
 ür Konstruktion und Entwurf, Universit
 ät Stuttgart