

Brettsperrholz-Beton-Verbund

Ermittlung der mechanischen Eigenschaften

Georg Jeitler
HASSLACHER NORICA TIMBER
Sachsenburg, Österreich



Manfred Augustin
holz.bau forschungs gmbh
Graz, Österreich



Brettsperrholz-Beton-Verbund – BBV

1. Einleitung und Motivation

Deckenbauteile stellen naturgemäß eine zentrale Komponente in der Errichtung von Gebäuden dar. Neben den, in den letzten Jahren, gestiegenen technischen Anforderungen wie der normgerechten Umsetzung immer größerer Spannweiten (Bereich: 5 m bis > 10 m), bauphysikalischen Erfordernissen (insbesondere an den Trittschall) und der Berücksichtigung einer strukturierten Leitungsführung bzw. Haustechnik, beeinflussen effiziente Deckensysteme im wesentlichen Ausmaß die Baukosten und sind damit oftmals entscheidend für deren Umsetzung.

Im Holzbau können die angesprochenen Anforderungen einerseits über Holz und Holzwerkstoffkombinationen, wie z. B. Rippendecken aus Brettsperrholz (BSP)-Platten und Rippen aus Brettschichtholz (BSH), andererseits aber auch als Holz-Beton-Verbund (HBV) Elemente erfüllt werden.

Die HASSLACHER Gruppe hat sich mit einer Beteiligung am Unternehmen SWA-Systembauteile GmbH, Grambach/Steiermark zu einer Produktentwicklung in diesem Bereich entschlossen, welche die Vorteile von BSP mit jenen des Betonbauteils verbindet.

In Zusammenarbeit mit der holz.bau forschungs gmbH, einem Kompetenzzentrum an der Technischen Universität Graz, wurde eine von bisherigen HBV-Umsetzungen abweichende Alternative des schubfesten Verbundes zwischen Brettsperrholz und Beton (BBV) Lösung entwickelt, geprüft und ein mechanisches Modell zur Berechnung aufgestellt.

Bei dieser Entwicklung handelt es sich im Prinzip um ein Kastenträger-System aus BSP und einer Betonrippenplatte, welches mittels eines, in Spannrichtung orientierten, Betonkanals sowie tropfenförmigen Einfräsungen zur Herstellung des Schubverbundes besteht. Die Komponenten des modulhaft aufgebauten Systems sind dabei standardisiert und bestehen aus:

- einer 60 mm dicken, mittels Baustahlmatten bewehrten Betonplatte in der Druckzone,
- einem 100 mm dicken, 5-schichtigen BSP-Element in der Zugzone sowie
- einem, zur Anpassung an die Erfordernisse der Tragfähigkeit und Steifigkeit, in der Höhe variablen, 120 mm breiten Steg, der zur Sicherstellung des Verbundes der beiden Komponenten mit einem Gitterträger bewehrt und in Abständen von 800 mm angeordnet wird.

Damit können BBV-Elemente mit einer Regelbreite von $b = 2.400$ mm produziert werden, wobei die ästhetischen Vorteile des Holzes in der Untersicht mit Hilfe geeigneter Produkte, wie z. B. der Exzellentoberfläche von HASSLACHER NORICA TIMBER, vorteilhaft in Szene gesetzt und mit der finalisierten bzw. auch auf Wunsch beschichteten Oberfläche ein Beitrag zur Bauzeitverkürzung geleistet werden kann.

Je nach Bauteilhöhe können die entstandenen Hohlräume mit Verdrängungskörpern (diese dienen als verlorene Schalung und bestehen vorzugsweise aus Dämmstoff) aufgefüllt, als Installationskanäle für Haustechnikleitungen genutzt oder – bei geringen Bauhöhen – mit Beton aufgefüllt werden. Während ersteres zu einer Minimierung des Eigengewichtes der Deckenkonstruktion beiträgt, kann mit zweiterem ein Beitrag zur Reduzierung der Gesamtdeckenhöhe erreicht werden.

Damit entsteht ein großflächiges, im Produktionswerk vorfertigbares Brettsperrholz-Beton-Verbundsystem (BBV-System), welches vor allem bei großen Spannweiten im mehrgeschoßigem Wohn- und Bürobau Vorteile aufweist.

2. Allgemeines zu Holz-Beton-Verbund Systemen und Entwicklung des vorliegenden Verbundelementes

2.1. Geschichtliche Entwicklung [1]

Erste Entwicklungen der Holz-Beton-Verbund Bauweise gab es bereits Anfang des 20. Jahrhunderts als Stahl Mangelware war und versucht wurde, diesen innerhalb einer Betondecke durch auf Zug beanspruchte Holzbauteile zu ersetzen. Bereits 1922 reichte Paul Müller ein Patent für eine Holz-Beton-Verbundbauweise ein, bei dem auf den Holzquerschnitt Stahlbügel aufnagelt wurden, welche als Schubanbindung des Betonbauteils und zugleich Bewehrung dienten. Neben zahlreichen Entwicklungen dieser Bauweise in den USA der 30iger Jahre wurde im deutschsprachigen Raum 1939 von Otto Schaub ein Patent eingereicht, welches vorsah Abschnitte aus Z-Profilen oder I-Profilen als Schubverbinder in einen Holzbalken einzuhängen. Schon damals wurde eine gute Eignung dieser Konstruktion als Sanierungsmaßnahme für Holzdecken erkannt [2].

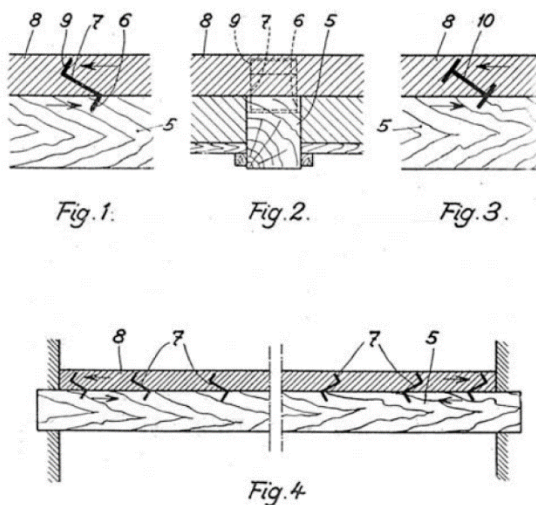


Abbildung 1: Auszug aus der Patentschrift von Otto Schaub über eine Holz-Beton-Verbunddecke [3]

Die weitere Erforschung und Entwicklung von Verbindungsmitteln für die effiziente Ausführung von HBV-Decken wurde in verschiedenen Ländern zu Beginn der 1970er Jahre verstärkt und dauert, mit zeitlichen Lücken, bis zum heutigen Tag an.

Ein wesentliches Ziel der Entwicklung ist es den Materialeinsatz und Arbeitsaufwand auf ein Optimum zu minimieren, wobei diese Motivation am Anfang auf der Rohstoffverknappung basierte und später durch die Vorgaben der Wirtschaftlichkeit übernommen wurde. Aktuell werden Holz-Beton-Verbund Lösungen neben der Sanierung verstärkt auch im Zuge von Neuerrichtungen eingesetzt, da sie neben wirtschaftlich positiven mechanischen Eigenschaften auch Vorteile im Bereich der Bauphysik und der Kostensituation mit sich bringen.

Ganz allgemein können folgende Vorteile dieser Bauweise angeführt werden:

- optimierter Materialeinsatz von Holz und Beton,
- geringeres Eigengewicht als eine vergleichbare Decke in Stahlbeton,
- verbesserte Luft- und Trittschalldämmung durch die höhere Masse als eine vergleichbare Decke aus Holz
- Verbesserung des Brandschutzes
- bessere Ökobilanz als eine vergleichbare Decke aus reinem Stahlbeton,
- Verkürzung der Bauzeit durch die Möglichkeit zur Vorfertigung,
- Verkürzung der Bauzeit durch ggf. nicht notwendiges oder lediglich punktuell Unterstellen der Decke,
- verbesserter Holzschutz durch oberhalb positionierte Betonplatte sowie
- geringere Schwingungsanfälligkeit durch erhöhte Masse.

2.2. Statisch-konstruktive Aspekte

Aus Sicht des Tragwerksplaners gilt es bei der Ausführung tragender Bauteile folgende Grundanforderungen in der Nachweisführung zu erfüllen (siehe auch EN 1990):

- die sichere und zuverlässige Gewährleistung der Anforderungen an die Tragfähigkeit,
- die Berücksichtigung der Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit, das sind insbesondere die Einhaltung von Grenzwerten der Durchbiegung und des Schwingungsverhaltens,
- eine ausreichende Dauerhaftigkeit der Konstruktionsteile,
- eine entsprechende Brandwiderstandsdauer sowie
- die Erfordernisse an die Robustheit, d. h. die Auswirkungen der auf das Tragwerk einwirkenden Beanspruchungen bzw. des Versagens einzelner Komponenten soll in einem akzeptablen Verhältnis zur Ursache stehen.

Für Deckenkonstruktionen stehen dabei die beiden erstgenannten Anforderungsbereiche sowie das Vorliegen einer entsprechenden Brandwiderstandsdauer im Vordergrund.

Im Zuge der Entwicklung innovativer Lösungen für Deckensysteme stellt sich aus statisch-konstruktiver Sicht vorab die Frage, welcher der normativ geforderten Nachweise zur Berücksichtigung der Anforderungen maßgebend werden.

Dies soll nachfolgend an Hand einer Fallstudie dargestellt werden. Zu diesem Zweck werden exemplarische Überlegungen zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit für BSP-Deckenkonstruktionen angestellt. Grundsätzlich sind die entsprechenden Ergebnisse jedoch auch auf HBV-, sowie das BBV-System übertragbar.

Anders als in der üblichen Nachweisführung soll dazu die sog. «Grenzspannweite» ermittelt werden, bei der die jeweiligen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) bzw. der Gebrauchstauglichkeit (SLS) maßgebend werden.

Für die Darstellung wird dazu eine Deckenkonstruktion mit Büronutzung mit den Bemessungsparametern bezugnehmend auf ÖNORM EN 1995-1-1:2015 und ÖNORM B 1995-1-1:2015 (Nutzungsgruppe 1, $k_{mod} = 0,8$, $k_{def} = 0,6$; Grenzwerte der Durchbiegung: $l/300$ (charakt. Einwirkungskombination und $l/250$ (quasi-ständige Einwirkungskombination); Schwingungen Deckenklasse I (ÖNORM B 1005-1-1:2015) mit einem l/b -Verhältnis des Deckenfeldes 0,75) herangezogen. Die berücksichtigten Einwirkungen beziehen sich einerseits auf das Eigengewicht $g_{k,1}$ des jeweiligen Systems, während für die ständige Einwirkung des Aufbaues ein charakt. Wert $g_{k,2} = 2,00 \text{ kN/m}^2$ angenommen wurde; für die veränderliche Einwirkung wurde eine Nutzlast mit dem charakt. Wert $p_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$ unterstellt.

Die Ergebnisse dieser Betrachtung sind in der nachfolgenden Abbildung 2 zusammengestellt:

Es wurden betrachtet (jeweils gleiche Deckenstärke):

1. eine «konventionelle» BSP-Decke mit einer Gesamtdicke $t = 160 \text{ mm}$ und dem angegebenden Aufbau
2. die unter 1. angeführte Decke, jedoch mit Außenlagen aus Furnierschichtholz
3. die unter 1. angeführte Decke, jedoch mit Außenlagen aus dem, aktuell hochwertigsten am Markt erhältlichen Holzwerkstoff «BauBuche»

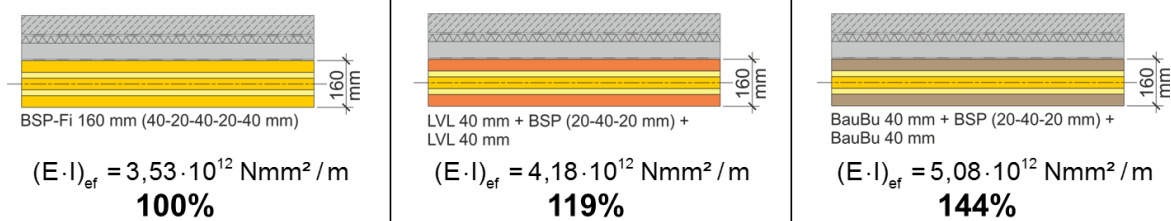
An Hand der mit Hilfe üblicher Rechenverfahren ermittelten wirksamen (effektiven) Biegesteifigkeit wird erkennbar, dass mit den verschiedenen Konfigurationen deutliche Steigerungen der (Biege-) Steifigkeiten erreichbar sind. Bezugnehmend auf den Kennwert für die Variante 1 (100%) können Erhöhungen für Variante 2 von +19% bzw. für Variante 3 von +44% errechnet werden.

Die Ergebnisse für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) zeigen, dass, nicht zuletzt auf Grund der hohen mechanischen Eigenschaften der eingesetzten Holzwerkstoffe, für die im ULS entscheidend werdende Biegespannung signifikante Erhöhungen der Grenzspannweite auftreten (Variante 1: 100%; Variante 2: 143%, Variante 3: 195%). Aus den Ergebnissen in Abbildung 2 kann weiters gefolgert werden, dass sowohl der Nachweis der Schubspannung als auch der, für BSP charakteristischen, Rollschubspannungen im ULS-Nachweis deutlich unter den möglichen Grenzspannweiten der Biegespannungen liegen und die zugehörigen Kenngrößen nicht genutzt werden können.

Ein unterschiedliches Bild vermitteln demgegenüber die Ergebnisse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS), wobei ausdrücklich festgehalten werden soll, dass die entsprechenden Anforderungen bzw. Grenzwerte gemäß EN 1990 durch den Bauherrn definiert bzw. vorgegeben werden können. Im vorliegenden Fallbeispiel wurden die (empfohlenen) Grenzwerte dem, in Österreich gültigen Nationalen Anhang zu EN 1995-1-1, ÖNORM B 1995-1-1:2015 entnommen. Diese stellen «übliche» Anforderungen an biegebeanspruchte Bauteile dar.

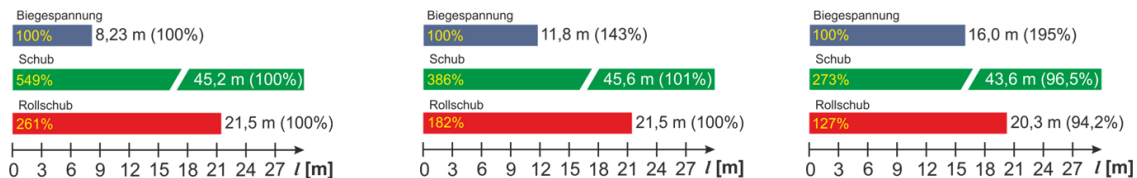
Im Vergleich ULS zu SLS fallen die Grenzspannweiten im Fallbeispiel signifikant ab (Variante 1: rund 67%; Variante 2: rund 50%, Variante 2: rund 40%; Bezug auf Werte ULS). Der Vergleich der unterschiedlichen Varianten für die Durchbiegung führt lediglich zu geringen Erhöhungen von rund +6% (Variante 2) bzw. +13 (Variante 3) im Vergleich zur Grenzspannweite der Variante 1. Vergleichbare Ergebnisse sind auch für das Steifigkeitskriterium des Schwingungsnachweises zu erkennen. Dies gilt im Wesentlichen auch für die 1. Eigenfrequenz, wobei dort zu beachten ist, ob Bezug auf den, für die Deckenklasse 1 einzuhaltenden Grenzwert $f_{1, \text{grenz}} = 8,0 \text{ Hz}$ oder, bei zusätzlicher Einhaltung des Beschleunigungsnachweises, auf die Mindesteigenfrequenz von $f_{\text{min}} = 4,5 \text{ Hz}$ genommen wird. Details dazu sind ÖNORM B 1995-1-1:2015 zu entnehmen.

Querschnittsaufbauten | effektive Biegesteifigkeit



Grenzspannweiten

Grenzzustand der Tragfähigkeit



Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

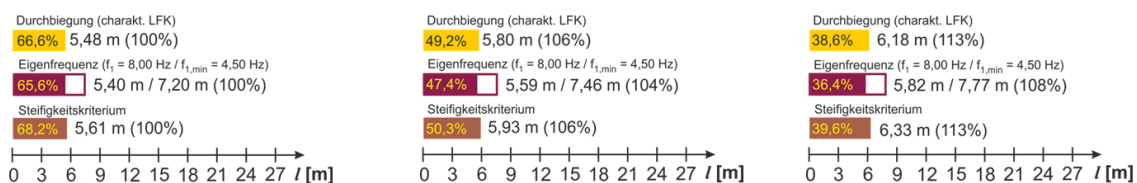


Abbildung 2: Ergebniszusammenstellung der durchgeführten Fallstudie

Obwohl die Darstellungen nicht allgemein gültig sind und für «Regeldeckenkonstruktionen» gelten, insbesondere sind für Deckensystemen mit speziellen Lagerungsbedingungen und solchen mit speziellen konstruktiven Randbedingungen, wie z. B. zweiachsiger Lastabtragung u. a. zusätzliche Überlegungen erforderlich, kann aus dem geschilderten Beispiel der Schluss gezogen werden, dass bei der Entwicklung innovativer Deckensysteme in erster Linie eine möglichst hohe (Biege-) Steifigkeit zur Erfüllung der Anforderungen anzustreben ist. Die Anforderungen an die Tragfähigkeit sind zumeist erfüllbar.

Als nicht unwesentlich stellen sich auch die im Fallbeispiel nicht angesprochenen Anforderungen der Bauphysik, insbesondere das Einhalten der Trittschallerfordernisse, sowie jene des Brandschutzes heraus.

Eine Analyse der wesentlichen mechanischen Einflussparameter wird nachfolgend, der guten Anschaulichkeit halber, des in EN 1995-1-1 verankerten, sog. « γ -Verfahrens» durchgeführt. Aus der nachfolgenden Gleichung zur Ermittlung der wirksamen Biegesteifigkeit des Verbundquerschnittes können die wichtigsten Einflussfaktoren identifiziert werden. Diese ergibt sich zu

$$(E \cdot I)_{ef} = \sum_{i=1}^n E_i \cdot I_{eig,i} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2 .$$

mit

E_i ... E-Modul des Baustoffs i ,

$I_{eig,i}$... Eigenträgheitsmoment des Bauteils i ,

A_i ... Querschnittsfläche des Bauteils i ,

γ_i ... γ -Faktor zur Beschreibung der Verbundwirkung ($\gamma = 0$... loser; Verbund;

$\gamma = 1$... starrer Verbund; $0 < \gamma < 1$... nachgiebiger Verbund)

a_i ... Abstand der Schwerpunkte der Einzelquerschnitte vom Bauteilgesamtsschwerpunkt

Eine hohe (Biege-) Steifigkeit $(E \cdot I)_{ef}$ des Verbundquerschnittes wird demnach erreicht durch:

- die Verwendung von Baustoffen mit möglichst hohen mechanischen Kenngrößen, wie E-Moduln E_i und Schubmoduln G_i ,
- entsprechend hohen Querschnittswerten, wie Eigenträgheitsmoment $I_{eig,i}$ und Querschnittsflächen A_i (Dehnsteifigkeit),
- einem möglichst hohen γ -Faktor, d. h. einer hohen Fugensteifigkeit bzw. Verschiebungsmodul K_{ser} und
- einem optimierten, möglichst großen Abstand der Schwerpunkte der Einzelquerschnitte a_i vom Schwerpunkt des Gesamtquerschnittes.

Im Zuge der Entwicklung des SWA BBV-Deckensystems wurde diesen Anforderungen wie folgt Rechnung getragen:

- Es wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 ($E_m = 33.000 \text{ N/mm}^2$) mit Kunststofffaserzusatz zur Erreichung günstiger Schwindeigenschaften verwendet. Dieser stellt einen guten Kompromiss zwischen mechanischer Leistungsfähigkeit, Verarbeitbarkeit und Materialkosten dar.
- Die Einzelquerschnitte wurden hinsichtlich Materialeinsatz, aber auch zugehörigem Eigengewicht und der Nutzbarkeit der mechanischen Eigenschaften definiert. Der Betonquerschnitt wird im Zustand II berücksichtigt, d. h. die obere Druckzone der Platte wurde optimiert und ist mit einer Dicke von lediglich 60 mm ausreichend. Die 5-lagige BSP-Platte ist mit einer Einzelquerschnittshöhe $t = 100 \text{ mm}$ (5x20 mm) relativ dünn, damit ist auch der Beitrag zur Biegesteifigkeit eher bescheiden.
- Der die Verbundwirkung beschreibende Parameter γ wurde über die tropfenförmige Ausbildung der Schubkonsolen optimiert (siehe nächster Abschnitt). Neben der eigentlichen Verbundwirkung wird eine hohe wirksame (Biege-) Steifigkeit durch die, im statischen System (in Spannrichtung) möglichst weit außen liegende Anordnung der Schubkonsolen erreicht.
- Die nutzbare Bauhöhe bzw. der Abstand der Einzelquerschnitte wurde, über die Stahlquerschnitte und dem Stabdurchmesser der Längsbewehrung des verwendeten Gitterträgers, möglichst weit in die Randzonen, vergrößert. Aus diesem Grund wurde der Steg des Betonrippenquerschnittes in die BSP-Platte eingefräst (Tiefe 60 mm bzw. drei Brettlagen im Brettsperrholz). Dadurch wirkt diese vorwiegend als «Zugband», wodurch die Festigkeit und Dehnsteifigkeit des Brettsperrholzes in hohem Maße genutzt werden können.

2.3. Herstellung der Verbundwirkung

Ein zentrales Element bei aus Einzelquerschnitten aufgebauten Verbundbauteilen, so auch bei HBV-Systemen, ist die Wahl des Verbindungsmittels und die Leistungsfähigkeit der Verbundfuge zwischen den Komponenten bzw. Materialien, welche je nach Steifigkeit den Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweis der Decke beeinflussen. Abhängig von der Wahl des Verbindungsmittels kann der, die Verbundwirkung beschreibende, Anfangsverschiebungsmodul K_{ser} der Verbindungsmittel stark variieren.

Abbildung 3 enthält eine Übersicht über die Wertebereiche des Verschiebungsmoduls K_{ser} der unterschiedlichen für HBV-Systeme eingesetzten Verbindungsmittel. Diese können jedoch ohne entsprechende Umrechnung auf die, über eine Länge kontinuierlich wirkende, Fugensteifigkeit k [$\text{kN}/(\text{mm}\cdot\text{mm})$] in Abhängigkeit des Verbindungsmittelabstandes längs und quer zur Haupttragrichtung nicht direkt miteinander verglichen werden. Grundsätzlich wird eine möglichst steife Verbindung mit ausreichender Tragfähigkeit angestrebt, dennoch sind bei der Wahl des Verbindungsmittels verschiedene Faktoren, wie die Anwendbarkeit in Bezug auf die auftretenden Spannungen, die Einbaubedingungen und die Wirtschaftlichkeit in Betracht zu ziehen. Durch die Einbaubedingungen kann die Fugensteifigkeit k bei einem Verbindungsmittel mit geringem Verschiebungsmodul höher sein als bei einem Verbindungsmittel mit hohem, da die mögliche Anzahl pro Flächeneinheit je nach Geometrie variieren kann. Die Verbindungsmittel Stahlbauteile, formschlüssiger Verbund und Haftverbund müssen wegen der hohen Verschiebungsmoduln nur in geringer Anzahl eingebaut werden, was gegenüber stiftförmigen Verbindungsmitteln, je nach Einbauaufwand, zu Zeiteinsparungen und dadurch wirtschaftlichen Vorteilen führen kann.

Im Allgemeinen lassen sich die verschiedenen Verbindungsmittel für die Verbundkonstruktionen in folgende Gruppen einteilen:

- stiftförmige Verbindungsmittel, wie Nägel, Holzschrauben und eingeklebte Stahlstäbe
- Stahlbauteile
- formschlüssige Verbindungsmittel
- Haftverbund / Verklebung

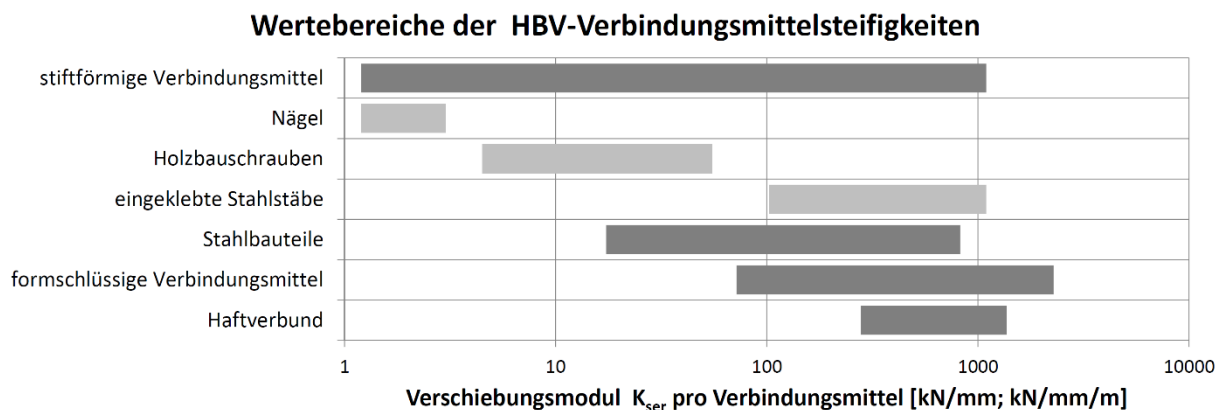


Abbildung 3: Übersicht über die Wertebereiche der Verschiebungsmoduln für unterschiedliche Verbindungsmittelgruppen von HBV-Systemen [1]

Im Zuge der Entwicklung für die BBV-Elemente zeigte sich, dass eine an den Kraftfluß angepasste, tropfenförmige Ausbildung der Schubkonsolen gegenüber einer rechteckigen, buchtörmigen Ausbildung Vorteile mit sich bringt. Zur Optimierung des Verschiebungsmoduls und um die Dauerhaftigkeit der Schubkonsolen zu gewährleisten, werden die Schubkonsolen zusätzlich mit einem Stahlbügel bewehrt (Abbildung 4).

3. Material und Methoden, Prüfungen und Ergebnisse

3.1. Übersicht

Im Rahmen des angesprochenen Forschungsvorhabens wurde eine formschlüssige Schubverbindung für Brettsperrholz-Beton Verbundelemente (BBV) entwickelt und deren Tragfähigkeit und Steifigkeit geprüft.

Um das Trag- und Verformungsverhalten der Schubkonsolen zu bestimmen, wurden zwei unterschiedliche Varianten entwickelt und deren Eigenschaften mittels Schubprüfungen validiert. Die Variante 1 (Abbildung 4a) besteht aus, in den Ecken abgerundeten, rechteckigen Schubkonsolen, während jene der Variante 2 (Abbildung 4b) zur besseren Anpassung an den Kraftfluss und zur Optimierung der Vorholzlänge tropfenförmig ausgebildet wurde. Damit konnte sowohl der Wert des Verschiebungsmoduls, als auch die Tragfähigkeit der Schubkonsole gesteigert werden.

Basierend auf den Ergebnissen der Prüfung der Schubkonsolen, wurden in weiterer Folge die mechanischen Eigenschaften (Steifigkeit, Tragfähigkeit) des Gesamtsystems an Verbundelementen im Maßstab 1:1 mittels Biegeprüfungen in Anlehnung an EN 408 ermittelt. Bei einer Variante kam der Betonbauteil unmittelbar auf dem BSP-Element zu liegen, während für eine andere Variante ein, im Zuge der Prüfungen mit einem Polystyrolblock (EPS) gefüllter Hohlraum zwischen Beton- und BSP-Element vorgesehen wurde. Damit kann ein günstigeres Verhältnis zwischen dem Eigengewicht des BBV-Elementes und der Nutzlast, mit einer einhergehenden Vergrößerung der erzielbaren Spannweite, erreicht werden. Zu Referenzzwecken wurden weiters Biegeprüfungen mit ausschließlichem Betonrippenquerschnitt durchgeführt.

Im Weiteren werden die Ergebnisse der tropfenförmigen Ausbildung der Schubkonsole und die Biegeprüfungen am Gesamtsystem (BBV-Element mit EPS-Verdrängungskörper) dargestellt.

3.2. Schubprüfungen an Betonkonsolen

Insgesamt wurden 53 Schubprüfungen an Schubkonsolen der BBV-Elemente in Anlehnung an ÖNORM EN 26891 [5] durchgeführt. Die Ausbildung der Schubkonsolen erfolgte «rechteckig» (Abbildung 4a) und «tropfenförmig» (Abbildung 4b).

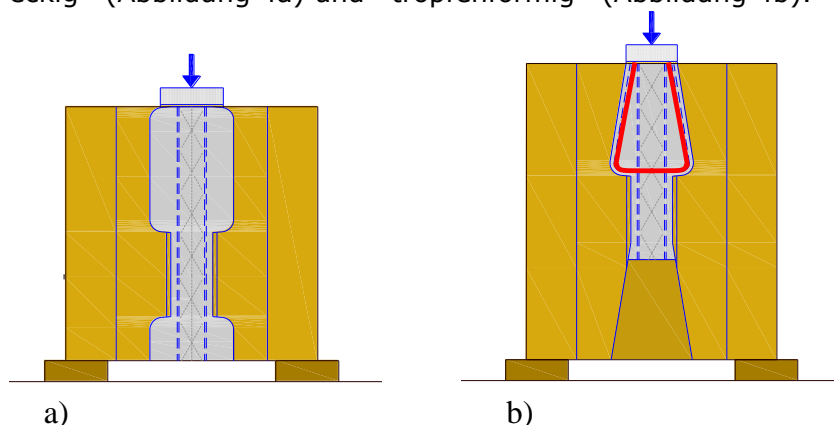


Abbildung 4: geprüfte Formen der BBV-Schubkonsolen: a) «rechteckig» und b) «tropfenförmig»

Für die ersten Schubprüfungen (rechteckförmiger und tropfenförmiger Verbund mit/ohne Bewehrung und einer Konsolenbreite von $b_{\text{con}} = 50 \text{ mm}$) wurde zwischen Holz- und Betonoberfläche eine zähduktile Klebstoffschicht eingebracht. Bei den weiteren Serien der Schubprüfungen (tropfenförmiger Verbund mit Bewehrung und einer Konsolenbreite von $b_{\text{con}} = 50$ bzw. 75 mm) wurde auf diese verzichtet. Die Breite des, in der Tiefe trapezförmigen, Fräskanals betrug $b = 100 \text{ mm}$.

Die Durchführung der Prüfungen erfolgte mit der Zwick Roell Universalprüfmaschine des Lignum Test Centers (LTC) am Institut für Holzbau und Holztechnologie der Technischen Universität Graz. Mit dieser Prüfmaschine können kontinuierlich kraft- und weggesteuert Kräfte bis zu 275 kN aufgebracht werden. Für die lokalen Wegmessungen wurden vier Wegaufnehmern des Typs WA20 der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH verwendet.

Die Lastaufbringung erfolgte nach EN 26891:1991 [5], wobei die Laststufen entsprechend den, aus Vorversuchen ermittelten, Traglasten gewählt wurden. Die Prüfgeschwindigkeit wurde derart gewählt, dass die gesamte Prüfdauer zwischen 600 s und 900 s betrug.



Abbildung 5: Prüfanordnung zur Prüfung der tropfenförmigen Betonkonsolen [4]

Die Tragfähigkeit der Schubkonsolen war im Allgemeinen durch die Druckfestigkeit des Stirnholzes im Bereich der Kontaktflächen begrenzt. Im Zuge der Prüfdurchführung traten Risse in der Kerbe der Schubkonsole und im geringeren Ausmaß Abplatzungen des Betons im Bereich der Kontakt- und Krafteinleitungsflächen auf. Bei acht von fünfzehn Prüfkörpern mit tropfenförmiger Konsolenausbildung und einer Konsolenbreite $b_{\text{con}} = 75 \text{ mm}$ konnte zusätzlich ein Scher- bzw. Rollschubversagen einzelner Holzlamellen im BSP beobachtet werden. In Abbildung 6 sind die beschriebenen Versagensbilder dargestellt.

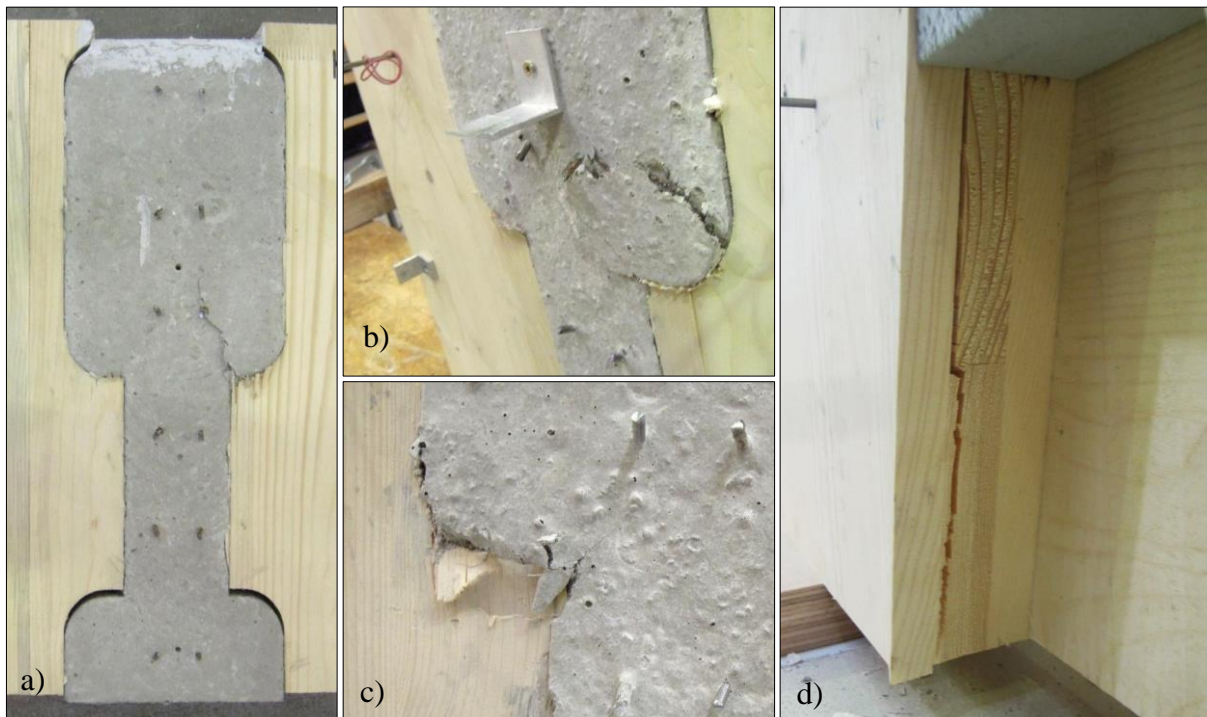


Abbildung 6: Bruchbilder: a) Betonrisse bei Abrundungen und Stirnholzpressung, b) Druckversagen bei Abrundungen und c) lokales Abscheren der Außenlage im BSP

Die Zusammenfassung der Verschiebungsmoduln und Tragfähigkeiten der insgesamt 53 durchgeführten Schubprüfungen ist in Tabelle 1 dargestellt.

Tabelle 1: Schubprüfungen: Beschreibung der Prüfkörper und Zusammenstellung der Ergebnisse je Prüferserie

Form	tropfenförmig					recht-eckig	Kleb-stoff
Bezeichnung	V1a_1	V1a_2	V1a_3	V1a_4	V1b	V2	K
Konsolenbreite	50 mm	50 mm	50 mm	75 mm	50 mm	50 mm	-
Bewehrung	Ja	Ja	Ja	Ja	Nein	Nein	-
Klebeschicht	Ja	Nein	Nein	Nein	Ja	Ja	-
BSP Orientierung	Längs	Längs	Quer	Längs	Längs	Längs	-
n [-]	5	4	6	15	16	5	2
F_{min} [kN]	159	124	83	162	131	111	41,3
F_{max} [kN]	189	144	108	209	183	117	42,8
F_{mean} [kN]	170	133	97,1	182	150	121	42,2
F_k¹⁾ [kN]	124	103	70,1	148	110	95,7	-
K_{ser} [kN/mm]	214	86,5 (100)	115	120 (123)	175	139	86,0
K_{u_0,6}²⁾ [kN/mm]	196	85,2 (87,4)	82,4	116 (125)	170	132	78,9
K_{u_2/3} [kN/mm]	143	57,7 (66,8)	76,5	79,8 (81,7)	117	92,7	57,3

Im Folgenden wird der Einfluss ausgewählter Faktoren auf den Wert des charakt. Wertes der Tragfähigkeit F_k und Verschiebungsmoduln K_{ser} der Schubkonsolen näher erläutert.

– Form der Schubkonsolen

Der Vergleich der Konfigurationen V1b und V2 zeigt, dass die tropfenförmigen Schubkonsolen bezogen auf die rechteckförmigen Schubkonsolen eine höhere Tragfähigkeit (+14,9 %) und Steifigkeit (+25,9 %) aufweisen.

– Druckfläche zwischen Betonkonsole und Holz

Der Vergleich zwischen den unterschiedlichen Konsolenbreiten (Konfigurationen V1a_2 & V1a_4) zeigt einen positiven Einfluss der erhöhten Pressfläche auf die Lastübertragung zwischen Beton und Holz. Bezogen auf die Prüfkörper mit Konsolenbreite $b_{con} = 75$ mm, wiesen die schmäleren Konsolen ($b_{con} = 50$ mm), bei einer um -33 % kleineren Druckfläche, eine Reduktion der Tragfähigkeit und Steifigkeit von -30 %, bzw. -20,8 % auf.

– Bewehrung der Konsolen

Die Konfigurationen V1a_1 & V1b zeigen den Einfluss der Bügelbewehrung in den Konsolen. Diese bewirkt einem Anstieg der Tragfähigkeit von +12,7 % sowie eine Steigerung der Steifigkeit von +12,0 %.

– Einfluss des eingebrachten Klebers

Auf eine Darstellung des Einflusses wird im Rahmen dieses Berichtes verzichtet, da der Kleber im baupraktischen Einsatz nicht zur Anwendung kommen wird.

Für die beiden untersuchten, und für die Umsetzung in der Praxis ausgewählten, Schubprüfkonfigurationen V1a_2 (Konsolenbreite $b_{con} = 50$ mm) und V1a_4 (Konsolenbreite $b_{con} = 75$ mm) jeweils ohne Klebstoffschicht und mit einer Decklagenorientierung des BSP in Längsrichtung kann die Berücksichtigung folgender Kenngrößen in Berechnungen empfohlen werden:

- für den charakteristischen Wert der Tragfähigkeit je Schubkonsole F_k :
 - Konsolen mit $b_{con} = 50 \text{ mm}$: $F_k = 100 \text{ kN}$
 - Konsolen mit $b_{con} = 75 \text{ mm}$: $F_k = 150 \text{ kN}$
- für den Verschiebungsmodul K_{ser} je Schubkonsole:
 - Konsolen mit $b_{con} = 50 \text{ mm}$: $K_{ser} = 95,0 \text{ kN}$
 - Konsolen mit $b_{con} = 75 \text{ mm}$: $K_{ser} = 120 \text{ kN}$
- für den Verschiebungsmodul K_u je Schubkonsole:
 - Konsolen mit $b_{con} = 50 \text{ mm}$: $K_{ser} = 85,5 \text{ kN}$
 - Konsolen mit $b_{con} = 75 \text{ mm}$: $K_{ser} = 108 \text{ kN}$

3.3. Biegeprüfungen an BBV-Elementen

Die im Rahmen der Biegeprüfungen untersuchten Querschnitte (bezeichnet als B1 bis B3) sind in Abbildung 7 dargestellt. Alle drei Serien wurden ohne Kleberschicht zwischen BSP und Beton ausgeführt. Die Position der sechs tropfenförmigen Betonkonsolen pro Biegeprüfkörper kann Abbildung 8 entnommen werden. Die Betonrippen der Serie B2 mit einer Konsolenbreite von $b_{con} = 75 \text{ mm}$ wurden mit einer konstanten Breite des trapezförmigen Fräskanals von 120 mm (vergleiche Abbildung 8) und einer Dicke der Betonplatte $t_c = 80 \text{ mm}$ produziert, jene der Serie B1 mit einer Konsolenbreite $b_{con} = 50 \text{ mm}$ wiesen eine konstante Breite von 100 mm und eine Dicke der Betonplatte von $t_c = 80 \text{ mm}$ auf.

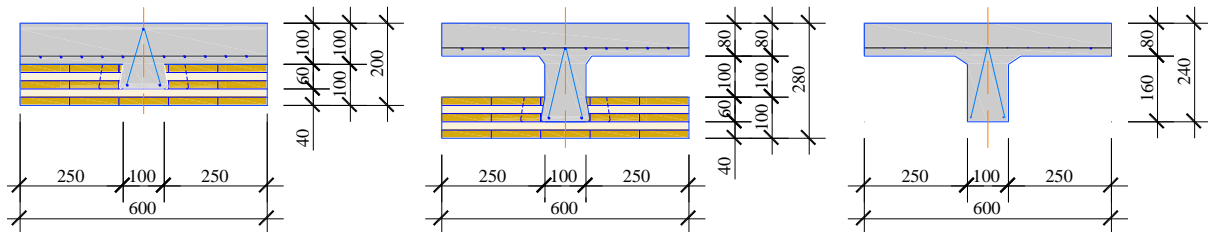


Abbildung 7: Querschnitte der untersuchten Prüfkörper: B1) BBV-Vollquerschnitt, B2) BBV-Rippenquerschnitt und B3) Betonrippenplatte (Abmessungen in mm) [4]

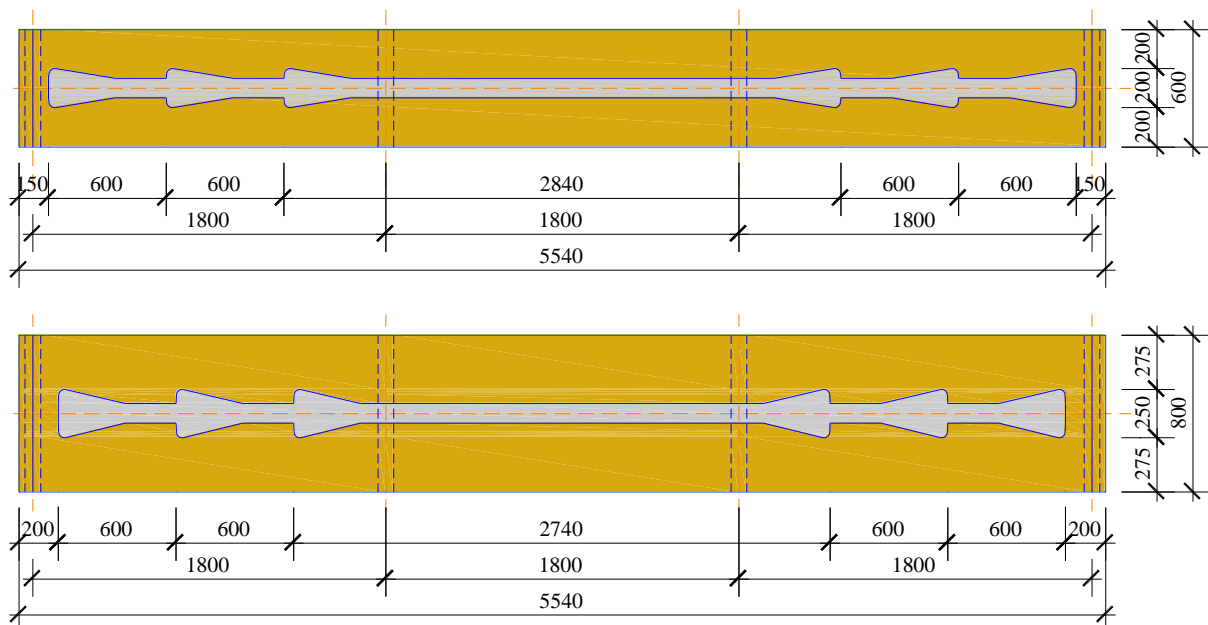


Abbildung 8: Grundriss der Prüfkörpergeometrie für Biegeprüfungen mit tropfenförmiger Ausbildung der in das Brettsperrholzelement eingefrästen Schubkonsolen [4]

Der lichte Abstand zwischen den Auflagern betrug $l = 5.400 \text{ mm}$ für die Serien B1 und B2 bzw. 5.040 mm für die Serie B3. Die verwendete Prüfkörperkonfiguration inklusive der Messpunkte für die lokalen und globalen Durchbiegungen sowie der horizontalen Relativverschiebung zwischen den Teilquerschnitten ist in Abbildung 9 exemplarisch für die Serie B2 dargestellt.

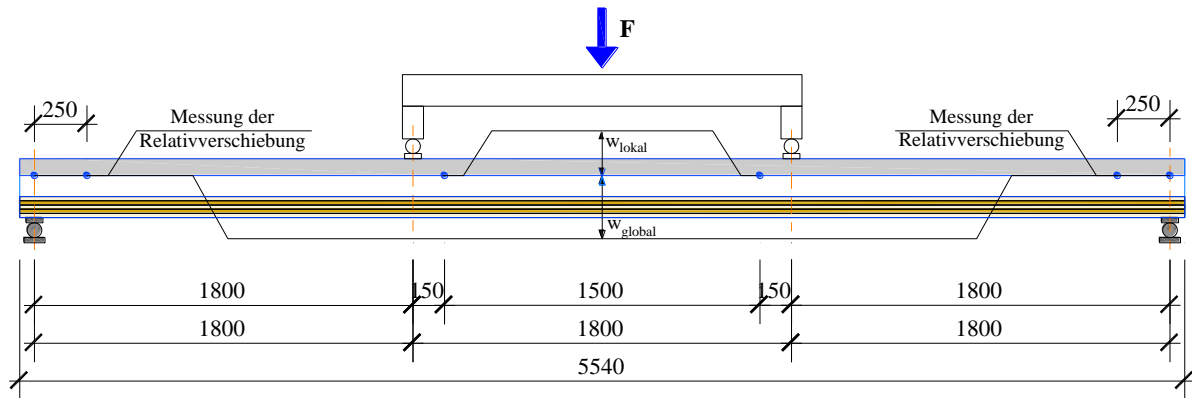


Abbildung 9: Längsschnitt der verwendeten Biegeprüfkonfiguration (Serie B2) (Abmessungen in mm)

Die Durchführung der Prüfungen erfolgte mithilfe der Zwick Roell Universalprüfmaschine des Lignum Test Centers (LTC) am Institut für Holzbau und Holztechnologie der Technischen Universität Graz. Mit dieser Prüfmaschine können kontinuierlich kraft- und weggesteuert Kräfte bis zu 275 kN aufgebracht werden. Für die lokalen Wegmessungen wurden vier Wegaufnehmer der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH verwendet. Die lokale und globale Verformungsmessung in der Mitte des Prüfkörpers wurde mit induktiven Wegaufnehmern des Typs WA 10 und WA 50 realisiert. Aufgrund der erschwerten Montage, konnten die Verformungen nicht exakt in der Nulllinie gemessen werden. Die horizontalen Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton wurden in einem Abstand von 250 mm vom Auflager, mittels vier Wegaufnehmern des Typs WA10, aufgezeichnet.

Bis zu einem Lastniveau, welches 40 % des geschätzten Bruchlastniveaus entspricht, wurde eine Hystereseschleife gefahren. Die Prüfgeschwindigkeit wurde derart gewählt, dass die Prüfzeit des zweiten Asts der Hysterese plus der Prüfzeit bis zum Bruch innerhalb von 300 ± 120 s zu liegen kam.

Bei allen sechs HBV-Biegeprüfungen trat als erstes erkennbares Versagensmerkmal, wie in der Prüfplanung beabsichtigt, ein Ausscheren des Vorholzes hinter der äußersten Schubkonsole auf (Abbildung 10 a.). Die Prüfungen wurden in weiterer Folge bis zum Endversagen bzw. zum Biegebruch gefahren (Abbildung 10 b.) Die Beton-Rippenplatte zeigte deutliche Risse im Zugbereich, was in weiterer Folge auf ein Fließen der Bewehrung schließen lässt.

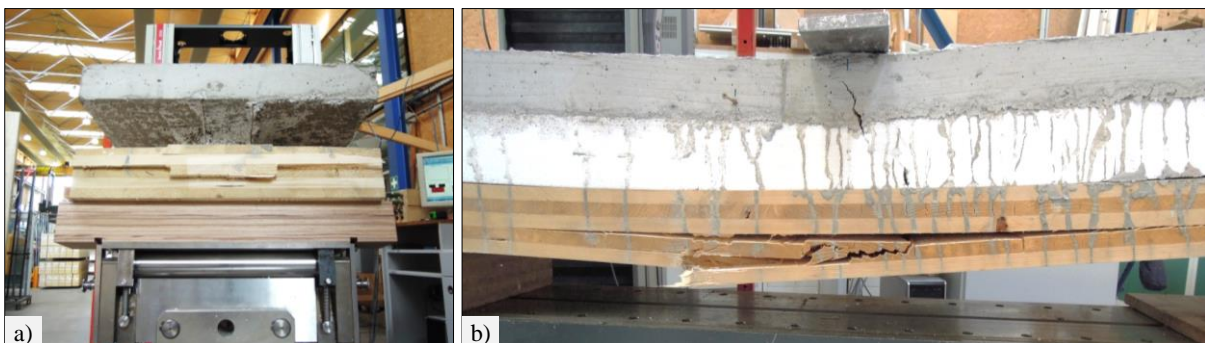


Abbildung 10: Bruchbilder der Biegeprüfungen: a) Ausscheren des Vorholzes und b) Biegebruch

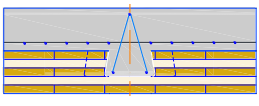
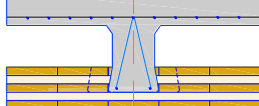
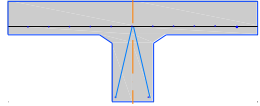
Um die Schädigung in der Verbundfuge beurteilen zu können, wurden die einzelnen Biegeprüfkörper nach den Prüfungen aufgetrennt. Die Risse im Beton und die Schäden am Holz im Bereich der Kontaktfläche der Schubkonsolen waren im Allgemeinen mit jenen der Schubprüfungen vergleichbar (Abbildung 11) und zeigten, dass die aufgetretenen Schubkräfte primär über Stirnholzpressung übertragen wurden.



Abbildung 11: Vollquerschnitt (Serie B1): Bruchbilder der Biegeprüfungen: a), b) Stirnholzpressung im Holz und c) Risse in der Schubkonsole des Betons

Die Ergebnisse der Biegeprüfungen sind in Tabelle 2 zusammengefasst:

Tabelle 2: Schubprüfungen: Zusammenstellung der Ergebnisse je Prüfserie

Bezeichnung	B1	B2	B3
Skizze der Prüfkörper			
n [-]	3	3	3
F_{max} [kN]	102	205	57,7
$(EI)_{Test}$ [Nmm ²]	$3,60 \cdot 10^9$	$1,13 \cdot 10^{10}$	$1,08 \cdot 10^8$

Die angeführten Biegeversuche sollten einerseits das Verhalten der Schubkonsolen bei auf Biegung beanspruchten BBV-Elementen aufzeigen und andererseits die Modellbildung validieren.

4. Modellierung

Für die Bauteilberechnung wurde eine Berechnungsmethode auf Basis eines Stabwerkmodells entwickelt, das mit Hilfe der durchgeführten Prüfungen verifiziert wurde. Auf Grund der Schubkrafteinleitung an diskreten Stellen sind Grundannahmen des, in EN 1995-1-1, Anhang B verankerten γ -Verfahrens nicht eingehalten, sodass dieses nicht herangezogen werden kann.

Im Zuge der Nachweisführung sind neben den mechanischen Einwirkungen (Lasten) weiters, wie für HBV-Systeme erforderlich, die Einflüsse aus Schwinden und Kriechen auf das Kurz- und Langzeittragverhalten zu berücksichtigen. Erwähnt werden soll in diesem Zusammenhang, dass die Bauteilhöhen im Allgemeinen durch die Anforderungen an das Schwingungsverhalten determiniert sind.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Inhalt dieses Beitrages ist die Darstellung der Entwicklung und Prüfung eines Brettsperrholz-Beton-Verbund (BBV) Systems. Neben der Systembeschreibung wurden grundsätzliche Überlegungen zur Entwicklung von Deckensystemen angeführt und die Ergebnisse durchgeführter Prüfungen vorgestellt. Die Ergebnisse konnten auf Basis eines Stabwerkmodells mit einer, für die Praxis ausreichenden, Zuverlässigkeit abgebildet werden, sodass darauf aufbauend Tabellen der Grenzspannweiten in Abhängigkeit von der Bauteilhöhe, den Anforderungen sowie Einwirkung erarbeitet werden konnten. Der Aufwand für die Wahl der Bauteilhöhe von «Regeldeckenkonstruktionen» bleibt somit auf ein Minimum reduziert.

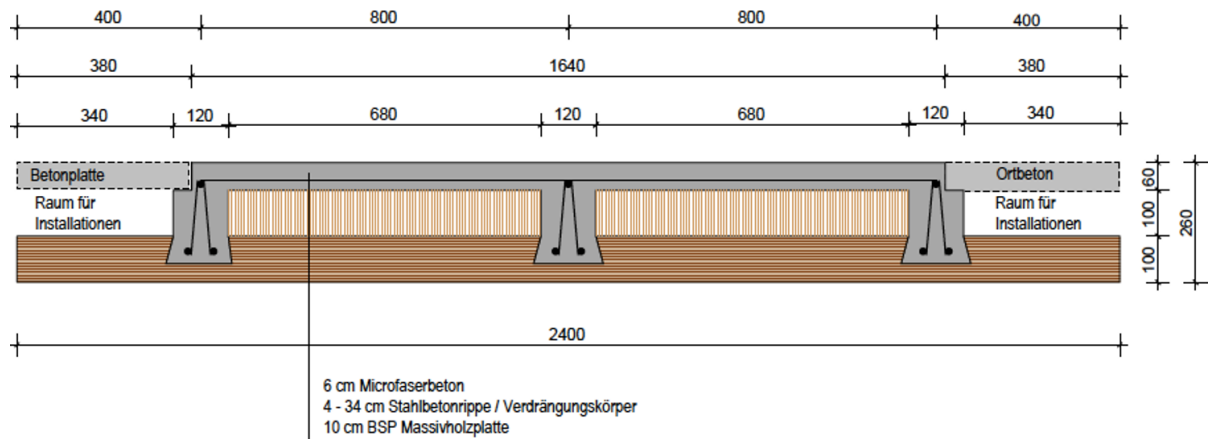


Abbildung 12: Regeldeckenkonstruktion bzw. Regelquerschnitt einer LIGNOTON® Brettsperrholz-Beton-Verbund Dielendecke als Fertigteil mit der Möglichkeit des gezielten Einbaues von Installationen innerhalb der Tragkonstruktion [6]

Eine weitere Optimierung des BBV-Systems erfolgt derzeit im Rahmen einer Masterarbeit am Institut für Holzbau und Holztechnologie der Technischen Universität Graz sowie einem Folgeprojekt an der holz.bau forschungs gmbh.

Neben der statisch-konstruktiven Bearbeitung sind Analysen und Prüfungen zum bauphysikalischen Verhalten – insbesondere hinsichtlich des Luft- und Trittschalles – geplant. Sämtliche Versuchsergebnisse münden in eine Europäische Technische Bewertung (ETA), welche im Frühjahr 2018 veröffentlicht werden soll.

6. Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei den, mit der Durchführung der Prüfungen befassten Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter der holz.bau forschungs gmbh in Graz, DI Katarina Bratulic und cand.-ing. Markus Tripolt. Weiter gebührt Herrn Ing. Ulrich Terkl, SWA Systembauteile GmbH, Grambach/Steiermark und Herrn DDI Wolfgang Steiner, Ziviltechniker für Bauingenieurwesen, Spittal an der Drau/Kärnten Dank für die konstruktive und erfolgreiche Zusammenarbeit im Rahmen der Entwicklung des vorliegenden Verbundsystems. Teile des geschilderten Forschungsvorhabens wurden durch die Steirische Wirtschaftsförderungsgesellschaft mbH SFG gefördert.

7. Literaturverzeichnis

- [1] Zimmer S. E.: Teilbericht aus Deckensysteme | Recherche zum Stand der Forschung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, focus_sts 1.1.2_1, Forschungsbericht der holz.bau forschungs gmbh, Graz, 2016.
- [2] Schäfers M.: Entwicklung von hybriden Bauteilen aus Holz und hochfesten bzw. ultrahochfesten Betonen – Experimentelle und theoretische Untersuchungen, Dissertation, Universität Kassel, 2010.
- [3] Pfattner M.: Holz-Beton-Verbundsysteme im Ingenieurholzbau – Gegenüberstellung der Verbundlösungen und Einsatz als Verstärkungsmaßnahme für Holzdecken im Bestand, Diplomarbeit, Technische Universität Graz, 2007.
- [4] Bratulic K., Augustin M.: Formschlüssiger BSP-Beton-Verbund Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens mittels Schub- und Biegeprüfungen, Prüfbericht, holz.bau forschungs gmbh, Graz, 2017
- [5] ÖNORM EN 26891: Holzbauwerke – Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln – Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens, 1991.
- [6] Stradner Ch., Terkl U.: LIGNOTON® Brettsperrholz-Beton-Verbund Deckensysteme, Präsentation, SWA Systembauteile GmbH, Graz, 2017.