

Holz-Beton-Verbund

Klaus Holschemacher¹, Wolfgang Rug², Thomas Pluntke³, Jan Sorg³, Frank Fischer⁴

1 Einführung

1.1 Der Baustoff Holz in Verbundkonstruktionen

Verbundkonstruktionen können grundsätzlich durch

- die Kombination unterschiedlicher Baustoffe
- die Verbindung von Einzelquerschnitten des gleichen Baustoffes

erstellt werden. Dabei ist das statische Zusammenwirken der einzelnen Baustoffe bzw. Teilquerschnitte sicherzustellen. Die Zielstellung für die Realisierung von Verbundkonstruktionen kann dabei unterschiedlich sein:

- optimale Ausnutzung der spezifischen Baustoffeigenschaften (Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Verbundeigenschaften)
- Erhöhung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Konstruktionen
- Sanierung geschädigter Konstruktionen
- Steuerung des Konstruktionseigengewichtes
- Erleichterung des Bauablaufes
- Verbesserung bauphysikalischer Eigenschaften (z. B. Feuerwiderstand)

Als Beispiele für die Vielgestaltigkeit von Verbundkonstruktionen unter Verwendung von Beton sollen genannt werden:

- Stahlbeton/Spannbeton
- Faserbeton (Stahlfaserbeton, Glasfaserbeton, textildaserbewehrter Beton)
- Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen
- Beton-Beton-Verbundkonstruktionen
- Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Auch der Holzbau hat eine lange und vielfältige Tradition in der Nutzung von Verbundlösungen. Um größere Abmessungen zu realisieren, wurden zunächst Holz-Holz-Verbundquerschnitte mit mechanischen Verbindern hergestellt (Bild 1). Der moderne Holzbau ist heute ohne geklebte Holz-Verbundwerkstoffe und ohne das Brettschichtholz nicht mehr denkbar. Ebenso ist die Verstärkung bestehender Holzkonstruktionen mit CFK-Lamellen Stand der Technik und bereits vielfach ausgeführt worden.

¹ Prof. Dr.-Ing., Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig (FH), Fachbereich Bauwesen (www.htwk-leipzig.de/bauwesen/stahlbeton.htm)

² Prof. Dr.-Ing., Fachhochschule Eberswalde, Fachgebiet Holzbau (www.fh-eberswalde.de)

³ Dipl.-Ing., Ingenieurbüro Dr.-Ing. W. Rug & Partner, Wittenberge (www.holzbau-statik.de)

⁴ cand.-Ing., Fachhochschule für Technik und Wirtschaft Berlin (www.fhtw-berlin.de)

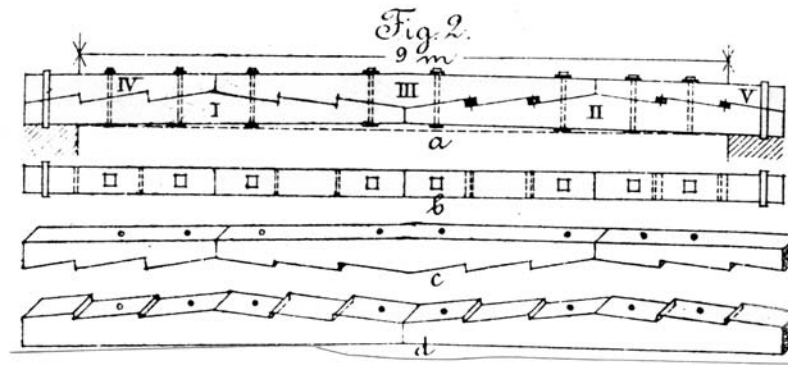


Bild 1: Im Mittelalter häufig verwendete zusammengesetzte Querschnitte mit nachgiebigen Verbindungen

Besonders zu erwähnen ist, dass sich durch die Nutzung der Verbundmöglichkeiten bei Holzkonstruktionen die durch die Baumgröße natürlich begrenzten Holzabmessungen deutlich erweitern lassen. Je nach Dicke des Stammes kann man aus einem Baumstamm nur einen begrenzten Querschnitt herauschneiden (im allgemeinen maximal 30 x 30 cm). Mit Verbundträgern aus übereinandergeschichteten Holzquerschnitten mit entsprechend schubsteifen Verbindungen zwischen den Querschnittsteilen lassen sich höhere Trägersteifigkeiten erreichen und man ist bei der Dimensionierung frei vom Stammquerschnitt des Baumes.

1.2 Holz-Beton-Verbundkonstruktionen (HBV)

Holz-Beton-Verbundkonstruktionen (HBV) werden in erster Linie als Deckenkonstruktion verwendet. Innerhalb bestimmter Spannweiten und Lastbereiche stellen diese Holz-Beton-Verbunddecken eine sehr wirtschaftliche Konstruktionsform dar. Dies gilt sowohl für die Sanierung bzw. Tragfähigkeitserhöhung der Altbausubstanz, als auch für Neubauvorhaben.

Die Vorteile der Holz-Beton-Verbunddecken sind im Einzelnen:

- Der Beton liegt in der Biegedruckzone und das Holz in der Biegezugzone. Damit können die dominierenden Festigkeitseigenschaften beider Stoffe gut genutzt werden (z. B. die Druckfestigkeit beim Beton bzw. die Zugfestigkeit beim Holz).
- Einfache Möglichkeit der Erhöhung der Tragfähigkeit bei bestehenden Konstruktionen; dies ist vor allem bei Altbauten wichtig, wenn im Zuge der Umnutzung höhere Lasten zu berücksichtigen sind.
- hohe Biegesteifigkeit
- hohe Scheibensteifigkeit
- geringere Schwingungsanfälligkeit als bei normalen Holzdecken
- Verbesserung des Schallschutzes, erreichbar sind rechnerische Werte für den Luftschallschutz von 60 dB (Lißner/Rug 2000)
- Verbesserung des Brandschutzes (insbesondere von oben, aber auch bezogen auf die Gesamtkonstruktion, erreichbar ist eine Feuerwiderstandsdauer von F 30, F 60 oder F 90 A/B).

1.3 Geschichte der Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Schon in den 30er Jahren setzte die Entwicklung von Holz-Beton-Verbundlösungen in Deutschland ein. Im Vordergrund stand zunächst das Bestreben, Stahl und Holz einzusparen. Eine solche Lösung stellt die „Sperle“-Decke dar (Bild 2).

Otto Schaub aus der Schweiz lies sich 1939 die Idee patentieren, mit Z- oder normalen I-Eisen einen tragfähigen Verbund herzustellen, und verwies in seiner Patentschrift auf mehrere andere schon bekannte Verbindungslösungen zum gleichen Gegenstand. Ausdrücklich hob er die Eignung für die Ertüchtigung von Altbaudecken hervor (Bild 3).

Etwa ab Mitte der 80er Jahre setzte eine Neubelebung der Forschung auf dem Gebiet der Holz-Beton-Verbundbauweise ein. Dabei zeigen die bisherigen Untersuchungen und Erfahrungen in den verschiedensten Ländern, dass Holz-Beton-Verbund-Konstruktionen trotz unterschiedlichen Kriech- und Schwindverhaltens beider Baustoffe ein hervorragendes Trag- und Verformungsverhalten haben.

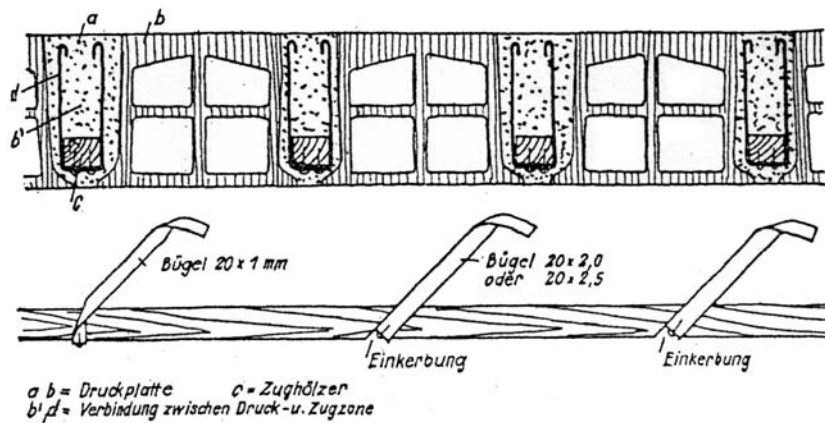


Bild 2: Holzbewehrte Hohlsteindecke Sperle"

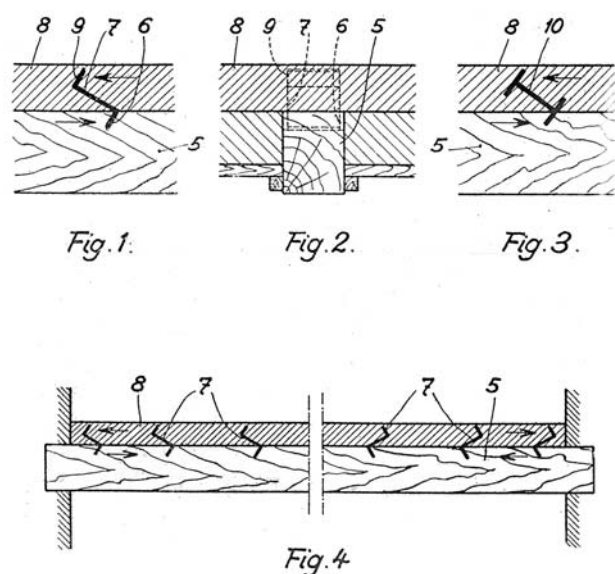


Bild 3: Patentierte Holz-Beton-Verbundlösung aus dem Jahr 1939

Die Entwicklung der HBV ist noch nicht abgeschlossen, insbesondere was die Nutzung der wirtschaftlichen Vorteile im mehrgeschossigen Haus-, Hallen- und Gewerbebau, aber auch im Brückenbau betrifft.

1.4 Anwendungsbeispiele

Die schon genannten Vorteile prädestinieren die Holz-Beton-Verbund-Bauweise für Brückenbauten, mehrgeschossige Wohnbauten mit Decken-Spannweiten von 8 bis 9 m oder die Ertüchtigung von Decken in Altbauten, deren Decken für eine Umnutzung mit höheren Lasten nicht tragfähig oder nutzungsfähig sind (Bilder 4, 5 und 6). Besonders vorteilhaft ist, dass im Rahmen der Altbausanierung die Erstellung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen aus vorhandenen Holzbalkendecken auch dann möglich ist, wenn sich die unter den zu sanierenden Decken befindlichen Räume in normalem Gebrauch befinden.

Eine sehr wirtschaftliche Variante der Tragfähigkeitserhöhung bestehender Holzbalkendecken ergibt sich, wenn die auf den Holzbalken vorhandene Dielung nicht entfernt werden muss. Die neue Betonplatte wird dann direkt auf der Dielung - nur durch eine Folie und ggf. Dämmung/Ausgleichsschicht von dieser getrennt- angeordnet. Die Voraussetzung für diese Konstruktionsform besteht darin, dass das deutlich erhöhte Konstruktionseigengewicht von den unterstützenden Bauteilen (Wänden, Abfangungen, Gründung) aufgenommen werden kann.

Auch neuartige Deckenbauweisen kommen mittlerweile zur Anwendung, so zum Beispiel die von Natterer in der Schweiz entwickelte und erprobte Brettstapelbauweise, die ebenfalls im Verbund mit Beton in Spannweiten bis 12 m ausgeführt und die auch bei Brücken eingesetzt wurde.



Bild 4: Betonieren einer HBV-Decke im Neubau



Bild 5: Ertüchtigung einer Altbaudecke wegen Umnutzung des Gebäudes

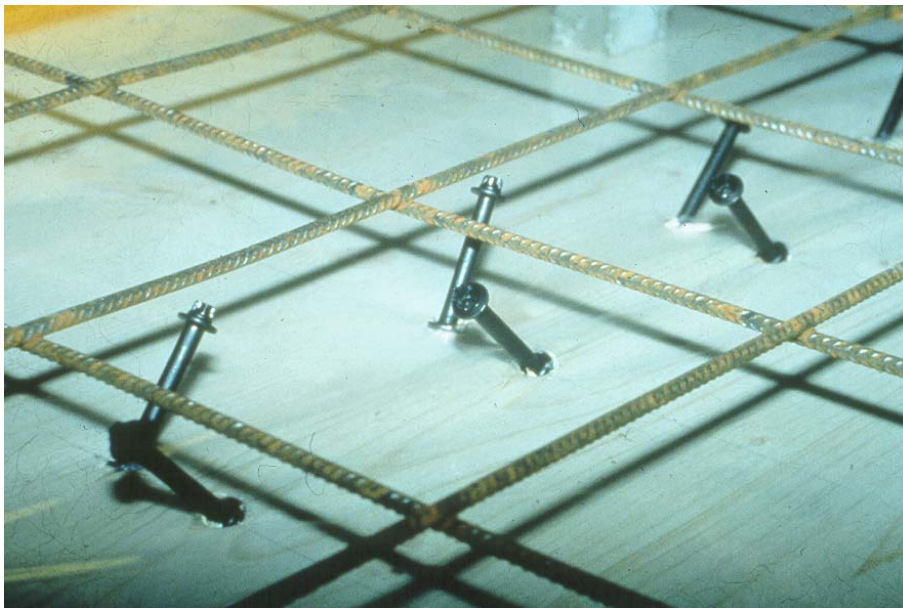


Bild 6: Verbindungsmittel bei Ertüchtigung einer Altbaudecke

1.5 Art und Wirkungsweise der Verbindungsmittel

Eine wesentliche Voraussetzung für die Anwendung von HBV ist eine wirtschaftliche Verbindungstechnik mit hohem Wirkungsgrad. Auf der Suche danach wurden seit Beginn der 80er Jahre weltweit sehr viele Techniken erprobt und noch immer wird experimentell nach der optimalen Lösung gesucht (Rug 1995; Blaß/Schlager 1996; Hemmry/Droese 2000; Liebl/Steierwald 2000). Die bisher verwendeten Verbindungsmittel für Verbundlösungen mit Holz und Beton sind sehr vielfältig und reichen von Nägeln, Nagelplatten, Schrauben, eingeklebten

Gewindestangen, speziellen oder handelsüblichen Stahlformteilen bis zu Dübeln und Polymerbeton (s. *Rug* 1995).

Der Wirkungsgrad des Verbundes - und damit die wirksame Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnittes - ist abhängig von der Steifigkeit (Nachgiebigkeit und Kraftaufnahme) der Verbindungsmittel. Grundsätzlich wird zwischen starren (unnachgiebigen) und mechanischen (nachgiebigen) Verbindungen unterschieden.

Beim starren Verbund können Relativverschiebungen zwischen den einzelnen zu verbindenden Querschnittsteilen vermieden werden. Starrer Verbund kann lediglich durch die Aktivierung einer Klebewirkung in der Berührungsfläche zwischen Holzbalken und Betonplatte gewährleistet werden.

Mit punkt- bzw. stabförmige Verbindungen, bei denen das Verbindungsmittel durch Scher-, Bieungs- und Lochleibungskräfte beansprucht wird, lässt sich hingegen lediglich ein nachgiebiger Verbund erreichen. Als Folge treten zwischen den einzelnen Teilquerschnitten geringe Relativverschiebungen auf. Die Vielzahl der mechanischen (nachgiebigen) Verbindungstechniken lassen sich in zwei Gruppen gliedern:

- Verbindungen mit Formschluss
- Verbindungen ohne Formschluss.

Ein Formschluss entsteht, wenn die Verbundfuge als zusätzliche Schubverbindung ausgeformt wird, hier häufig durch eine Kerbe oder Einschnitte und Aussparungen (*Natterer* 1996). Bei Verbindungen ohne Formschluss wirken allein die eingebrachten Verbindungsmittel als Schubverbindung.

Für den planenden Ingenieur ist weiterhin wichtig, ob er für die von ihm gewählte Verbindungstechnik als geregeltes Bauprodukt Rechenwerte in der gültigen Norm oder einer bauaufsichtlichen Zulassung vorfindet. Sind keine bauaufsichtlich anerkannten Werte vorhanden, so ist eine Zustimmung im Einzelfall bei der zuständigen Baubehörde einzuholen.

2 Berechnung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Für die Nachweisführung von HBV werden in den einschlägigen Normen die Berechnungsgrundlagen nur in sehr begrenztem Umfang zur Verfügung gestellt. Als besonderes Problem erweist sich häufig die Einschätzung der Verbundeigenschaften der Verbindungsmittel.

2.1 Bedeutung des Verschiebungsmoduls

In zahlreichen Versuchen hat sich gezeigt, dass bei HBV mit nachgiebigem Verbund die Voraussetzungen der klassischen Biegelehre nicht mehr zutreffend sind. Wegen der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel gilt die Bernoulli'sche Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte nicht und ist damit auch eine geradlinige Dehnungsverteilung über den Querschnitt nicht gegeben. Als Folge entstehen in den Berührungsfugen der Teilquerschnitte teilweise erhebliche Dehnungs- und Spannungssprünge, deren Größe durch die Belastungsanordnung, die Stützweite, die Querschnittsabmessungen und den Grad der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel beeinflusst wird (*Möhler* 1956).

Unter dem Verschiebungsmodul wird die Verformung des Verbindungsmittels in Abhängigkeit von der Lastaufnahme verstanden. Der Verschiebungsmodul wird von den konstruktiven Gegebenheiten, der Tragfähigkeit des Verbindungsmittels, der Art des Verbindungsmittels, aber auch der Passgenauigkeit der Verbindung bestimmt. Zusätzliche Abhängigkeiten bestehen zur Feuchte des Holzes und zum Lastdauereinfluss.

Im nachfolgenden Kapitel werden einige Möglichkeiten für die Bestimmung der Verschiebungsmoduln angegeben.

2.2 Bestimmung des Verschiebungsmoduls C

2.2.1 Bestimmung nach DIN 1052, Teil 1, Tabelle 8:

Die in DIN 1052 für die häufig verwendeten Verbindungsmittel angegebenen Verschiebungsmoduln (Tafel 1) liefern für Holz-Holz-, Holz-Holzwerkstoff- und Holz-Stahl-Verbindungen realistische Ergebnisse. Für HBV sind die angegebenen Werte dagegen nur sehr eingeschränkt verwendbar.

Die in DIN 1052 Teil 1 Tab. 8 enthaltenen Verschiebungsmoduln gelten für den Grenzzustand der Tragfähigkeit. Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit darf 1,25-fache Wert nach Tabelle 8 oder der Verschiebungsmodul nach DIN 1052 Teil 2 Tab. 13 verwendet werden.

Nach Abschnitt 8.3 der DIN 1052, Teil 1 ist bei der Anwendung der Verschiebungsmoduln eine Abminderung infolge Feuchteinfluss nicht zu berücksichtigen. Ebenso gibt es keine Festlegung zur Berücksichtigung von Kriechverformungen bei der Bestimmung des Verschiebungsmoduls oder der Verwendung des Elastizitätsmoduls. Eine Nachweisführung für den Zeitpunkt $t = \infty$ wird nicht ausdrücklich gefordert.

Nach von *Möhler* im Jahre 1984 ausgewerteten Versuchsergebnissen können für die Verschiebungsmoduln höhere Werte als die in Tafel 1 angegebenen angesetzt werden.

2.2.2 Bestimmung des Verschiebungsmoduls nach EC 5, Teil 1-1

Hinsichtlich der Anwendbarkeit der Verschiebungsmoduln gilt die gleiche Aussage wie zur DIN 1052. In EC 5, Teil 1-1 wird im Gegensatz zu DIN 1052 kein Einzelwert für den Verschiebungsmodul zugrunde gelegt, statt dessen ist dieser nach den in Tafel 2 für die gebräuchlichsten Verbindungsmittel angegebenen Formeln berechnet (s. auch *Werner/Zimmer* 2000). Neu ist hier die Abhängigkeit des Verschiebungsmoduls von der Rohdichte und vom Verbindungsmitteldurchmesser.


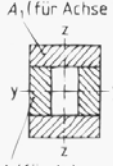
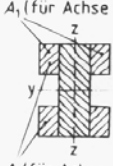
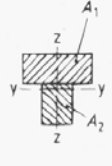
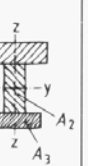
Der K_{ser} - Wert wird definiert als anfänglicher Verschiebungsmodul für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit. Der anfängliche Verschiebungsmodul für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird als K_u bezeichnet und errechnet sich zu:

$$K_u = 2/3 K_{ser}$$

Wird der K -Wert dagegen aus Kurzzeitversuchen nach DIN EN 26891 gewonnen, so errechnet er sich mit der Formel:

$$K_u = 0,6 F_{max} / v_{0,6}$$

Tafel 1: Querschnittstypen und Rechenwerte für Verschiebungsmoduln C in N/mm nach DIN 1052 Teil 1

Für Bie- gung bzw. Knickung maßgebende Schwer- achse	Verbindungs- mittel ¹⁾	Typ 1	Typ 2	Typ 3	Typ 4	Typ 5
						
y-y	Nagel (durch eine Fuge)	600	600	900	600	600
	Nagel (durch zwei Fugen)	700	700	900 je Fuge	–	700
z-z	Nagel (durch eine Fuge)	–	900	600	–	–
	Nagel (durch zwei Fugen)	–	900 je Fuge	700	–	–
y-y und z-z	Dübel nach DIN 1052 Teil 2	15 000 für zulässige Belastung ²⁾ bis 16 kN				
		22 500 für zulässige Belastung ²⁾ über 16 bis 30 kN				
		30 000 für zulässige Belastung ²⁾ über 30 kN				
y-y und z-z	Stabdübel, Paßbolzen	0,7 · zul N je Fuge mit zul N = zulässige Belastung in N je Anschlußfuge ³⁾ im Lastfall H				

1) Verschiebungsmoduln für Nagelplatten bei zusammengesetzten Biegeträgern siehe bauaufsichtliche Zulassungen.
2) Als zulässige Belastung sind die Werte je Dübel für den Lastfall H (siehe DIN 1052 Teil 2, Tabellen 4,6 und 7) maßgebend.
3) Für Laubholz, Holzartgruppe C: 1,0 · zul N.

Tafel 2: Rechenwerte K_{ser} für stiftförmige Verbindungsmittel; ρ_k in kg/m³, d in mm (nach Werner/Zimmer 2000)

Typ des Verbindungsmittels	Verschiebungsmodul ¹ K_{ser} in N/mm
Stabdübel Holzschrauben Nägel mit Vorbohrung	$\rho_k^{1,5} \cdot d/20$
Nägel ohne Vorbohrung	$\rho_k^{1,5} \cdot d^{0,8}/25$
Klammern	$\rho_k^{1,5} \cdot d^{0,8}/60$
¹ Verbindungen Holz/Holz, Holz/Holzwerkstoffe und Stahl/Holz	

2.2.3 Vorschlag zur Bestimmung des Verschiebungsmoduls K_{ser} nach *Ceccotti*

Von *Ceccotti* stammt der Vorschlag zur Berechnung des K_{ser} -Wertes nach folgender Gleichung:

$$K_{ser} = 0,125 * d * E_{0,mean}$$

Die mit dieser Formel aus dem mittleren E-Modul und dem Verbindungsmitteldurchmesser errechenbaren K_{ser} -Werte stimmen mit den nach EC 5 errechenbaren Werten annähernd überein.

2.2.4 Experimentelle Bestimmung des Verschiebungsmoduls

Auf der Grundlage einer experimentellen Bestimmung des Verschiebungsmoduls und der Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels können wirklichkeitsnahe und statistisch abgesicherte Rechenwerte gefunden werden. Für die Versuchsdurchführung haben sich Kleinprüfkörper nach Bild 7 bewährt. Das Aufbringen der Belastung kann entsprechend der Angaben in DIN EN 26891 erfolgen.

Die Versuchsergebnisse können als Grundlage für die Erzielung einer bauaufsichtlichen Zustimmung im Einzelfall oder für eine bauaufsichtliche Zulassung dienen. Eine bauaufsichtliche Zulassung liegt allerdings in Deutschland gegenwärtig nur für zwei Verbundschrauben (Zulassungsnummer: Z.-9.1-342, Z.-9.1-445) vor.

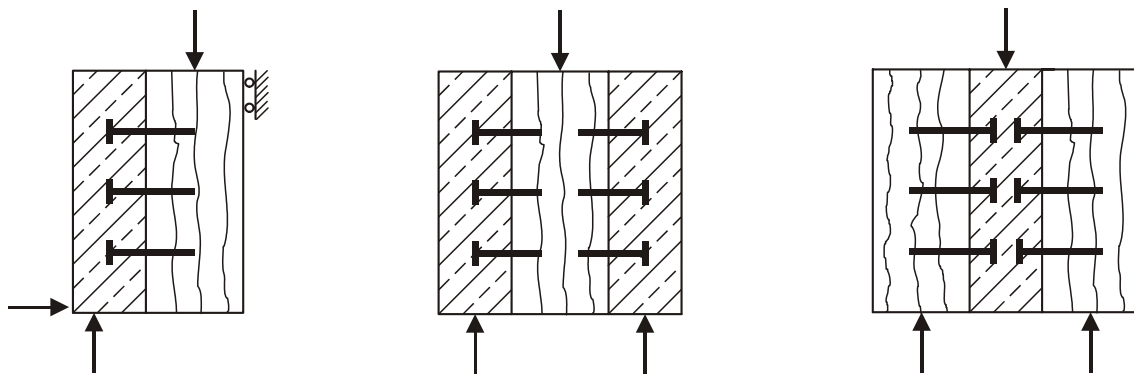


Bild 7: Kleinprüfkörper zur Ermittlung der Verbundcharakteristik von Verbindungsmitteln für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

2.3 Berechnungsverfahren

Biegeträger aus zusammengesetzten Querschnitten tragen durch das Zusammenwirken der Einzelquerschnitte. Bei HBV-Systemen liegt die Betonplatte in der Biegedruck- und der Holzbalken in der Biegezugzone. Das Zusammenwirken der Einzelquerschnitte wird durch die Behinderung der horizontalen Verschiebungen in der Fuge zwischen Holz- und Betonplatte erreicht. Bei größer werdender Steifigkeit der in der Fuge angeordneten Verbindungsmittel werden die Teilquerschnitte, ähnlich dem Fachwerkmodell, zunehmend durch Normalkräfte und weniger durch Biegemomente beansprucht.

Bei allen nachfolgenden Bemessungsverfahren ist eine Optimierung der eingehenden Größen, wie Abstände der Verbindungsmittel und die Dicke der Betonplatte, nur auf iterativem Wege möglich. Für den Planungsalltag ist daher die Nutzung von Rechenprogrammen unerlässlich.

Aufgrund des unterschiedlichen Materialverhaltens von Holz und Beton (Kriechen und Schwinden) ist unter Berücksichtigung der Holzfeuchte stets eine Nachweisführung hinsichtlich der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$ notwendig.

2.3.1 Nachweis als Biegeträger aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen nach DIN 1052, Teil 1, Abschnitt 8.3. und EC 5, Teil 1-1, Anhang B

Das Bemessungsverfahren für nachgiebigen Verbund (auch γ -Verfahren) nach DIN 1052 und EC 5, Anhang B geht auf die von *Möhler* aufgestellten theoretischen Grundlagen zurück (*Möhler* 1947 und 1956).

Grundsätzlich gehen bei diesem Berechnungsverfahren der Verschiebungsmodul und der mittlere Abstand der Verbindungsmittel untereinander in einen γ -Faktor ein. Bei der Berechnung des Flächenmomentes 2. Grades wird der Steiner'sche Anteil mit diesem Faktor abgemindert. Das daraus ermittelte effektive Trägheitsmoment (*ef I*) ist kleiner als das Trägheitsmoment für den Gesamtquerschnitt, d. h. es wird über den γ -Faktor die Nachgiebigkeit der Verbindung zwischen den einzelnen Querschnittsteilen berücksichtigt. Die über den γ -Faktor berücksichtigte Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel wird auch bei der Berechnung der Abstände der Schwerachsen und bei der Berechnung der Rand-, Schwerpunkt- und Schubspannungen berücksichtigt.

Für das Verfahren gibt es in der Literatur zahlreiche Veröffentlichungen mit Beispielrechnungen (*Cecotti* 1995; *Mönck/Rug* 2000; *Lißner/Rug* 2000).

2.3.2 Differenzenmethode

Mit Hilfe der Differenzenmethode lassen sich Verbundträger mit variabler Schubsteifigkeit der Verbindung, variablem Querschnitt und variabler Belastung mit hinreichender Genauigkeit berechnen. Die Differentialgleichung wird durch Integration mit dem Differenzenverfahren aufgelöst. Der Verlauf der Gurnormalkräfte wird abschnittsweise durch eine Parabel angenähert (*Bergfelder* 1974).

2.3.3 Stabwerksprogramm auf Basis der Finiten Elemente

Der Verbundquerschnitt wird aus miteinander gekoppelten Einzelquerschnitten simuliert. Der Obergurt ist hier die Betonplatte und der Untergurt der Holzträger. Für die Kopplung der Gurte können verschiedene Modelle verwendet werden (Bild 8 und 9).

Empfohlen wird inzwischen das Fachwerkmodell (Hartmann 1997; Kneidl/Hartmann 1995, Kreuzinger 2000). Die Verformung des nachfolgend dargestellten Elementes resultiert ausschließlich aus der Nachgiebigkeit der Diagonalen, die als Fachwerkstäbe mit der Ersatzsteifigkeit EA dargestellt werden.

Abhängig vom verwendeten Rechenprogramm ist eine Simulation auch als reine Feder möglich.

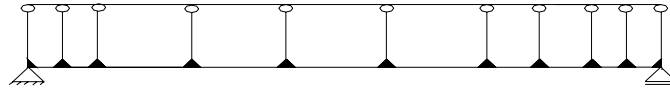


Bild 8: Vierendeelträger nach Bergfelder 1974 (Modellbildung 1)

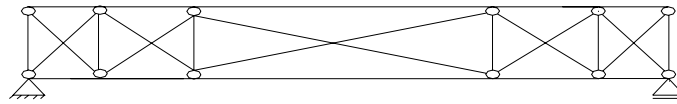


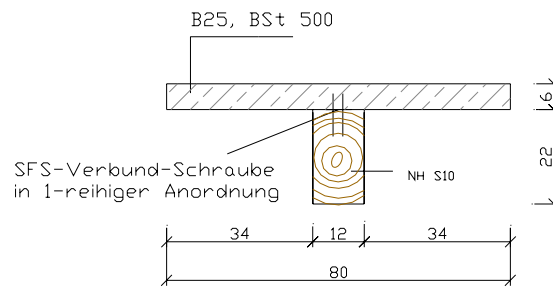
Bild 9: Fachwerkmodell mit Diagonalen nach Kneidl/Hartmann 1995 (Modellbildung 2)

2.3.4 Bewertung der Berechnungsverfahren

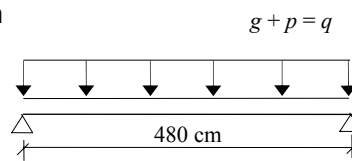
Nachfolgend werden anhand von Beispielrechnungen die Rechenwerte der einzelnen Verfahren in Tafel 3 zusammengestellt. Untersucht wurde eine Holzbalkendecke mit einer Spannweite von 4,80 m (Balkenquerschnitt 12/22 cm, Balkenabstand 0,80 m) und einer Belastung aus Eigengewicht (ohne Beton) von $2,5 \text{ kN/m}^2$. Auf der Decke wird eine Verbundplatte aus Beton mit 6 cm Dicke angeordnet, als Verbindungsmittel die Verbundschraube nach bauaufsichtlicher Zulassung Z 9.1- 342 eingesetzt. Die Verkehrslast beträgt $2,75 \text{ kN/m}^2$ (Bild 10).

Die Tafel 3 zeigt die rechnerischen Randspannungen für den konstruktiven Fall ohne Verbund und für nachgiebigen Verbund, berechnet nach den drei Berechnungsmethoden und auch für den Fall eines starren Verbundes.

Aus der Gegenüberstellung der Rechenverfahren geht für den Fall Zeitpunkt $t = \infty$ eine recht gute Übereinstimmung der ermitteltem Werte hervor.

Querschnitt:Holzbalken 12/22cm, NH S10, Balkenabstand $e = 80$ cm**System:**

Systemlänge 4,80 m

**Belastung für Holzbalken ohne Verbund mit Betonplatte:**

$$g' = 2,50 \text{ kN/m}^2 \rightarrow g \cdot a = 0,8 \cdot 2,5 = 2,0 \text{ kN/m}$$

$$p' = 2,75 \text{ kN/m}^2 \rightarrow p \cdot a = 0,8 \cdot 2,75 = 2,2 \text{ kN/m}$$

Belastung für Holzbalken mit Verbund zur Betonplatte:

$$g_1' = 2,00 \text{ kN/m (Eigengewicht)}$$

$$g_2' = 1,20 \text{ kN/m (Betonplatte } 0,8 \cdot 0,06 \cdot 25)$$


$$p' = 2,20 \text{ kN/m (Verkehr + Trennwand)}$$

Bild 10: Ausgangswerte für die Beispielberechnung

3 Eigene Versuche

Eine besonders wirtschaftliche Möglichkeit der Sanierung bzw. Tragfähigkeitserhöhung von Holzbalkendecken ergibt sich dann, wenn die auf den Holzbalken befindliche Dielung vor dem Aufbringen der Betonplatte nicht entfernt wird. Am Fachbereich Bauwesen der HTWK Leipzig wurde ein Versuchsprogramm initiiert, in welchem geklärt werden sollte, inwieweit sich eine zwischen den Holzbalken und der Stahlbetondeckenplatte befindliche Dielung auf das Tragverhalten von HBV auswirkt. Zur Beurteilung der grundsätzlichen Eignung verschiedener Verbindungsmittel des gewöhnlichen Holzbaues für den Einsatz als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wurden verformungsgesteuerte Kurzzeitversuche an Kleinprüfkörpern nach Bild 11 durchgeführt. Dabei wurde zunächst auf die Anordnung einer nichttragenden Schicht zwischen Holzbalken und dem Beton verzichtet.

Tafel 3: Vergleich der Randspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zum Zeitpunkt $t = \infty$ in $[N/mm^2]$

Spannungen	ohne Verbund		nachgiebiger Verbund			starrer Verbund
	Holzbalken ohne Betonplatte	Holzbalken mit Betonplatte	Differenzenverfahren	Stabwerk	DIN 1052	
Betonplatte oben	-	-	- 3,52	- 3,49	- 3,41	- 2,98
Betonplatte unten	-	-	0,94	0,67	0,67	- 0,43
Holzbalken oben	- 12,50	- 16,07	- 3,69	- 2,82	- 3,09	- 0,63
Holzbalken unten	12,50	16,07	8,37	7,94	8,04	6,93
						

Im einzelnen wurden geprüft:

- Nägel 6/180 in verschiedenen Anordnungen
- Holzschrauben 6/120
- Sechskant-Holzschrauben $\varnothing 12$ und $\varnothing 16$ in Kombination mit ein- und zweiseitigen Einpressdübeln Typ C, $d = 75$ mm.

Typische Versagensbilder sind in Bild 12 dargestellt, eine exemplarische Beanspruchungs-Verformungs-Kurve zeigt Bild 13. Die aus jeweils 3 Prüfkörpern gemittelten Versagenslasten sowie die auf 2/3 der Versagenslast bezogenen Verschiebungsmoduln liegen für die geprüften Verbindungsmittel relativ weit auseinander (Bild 14), was in erster Linie auf die unterschiedlichen Versagensarten (Herausziehen bei Nägeln, starke Rissbildung im Holzquerschnitt bei Verwendung von Einpressdübeln) zurückzuführen ist. Generell eignen sich jedoch sämtliche untersuchten Verbindungsmittel für den Einsatz in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen.

Im Rahmen von Bauteilversuchen sollte überprüft werden, ob und inwieweit eine durch die Dielung vom Holzbalken getrennte Betonplatte als mittragend angerechnet werden kann. Hierzu wurden insgesamt 6 großformatige Prüfkörper mit Abmessungen von 1,60/4,00 m hergestellt (Bild 15).

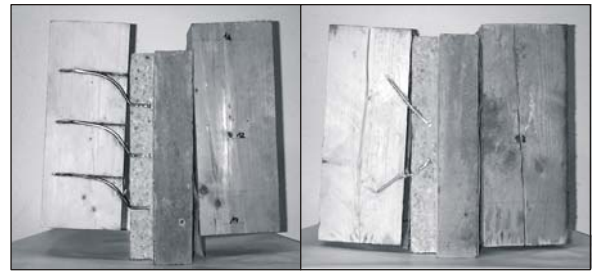
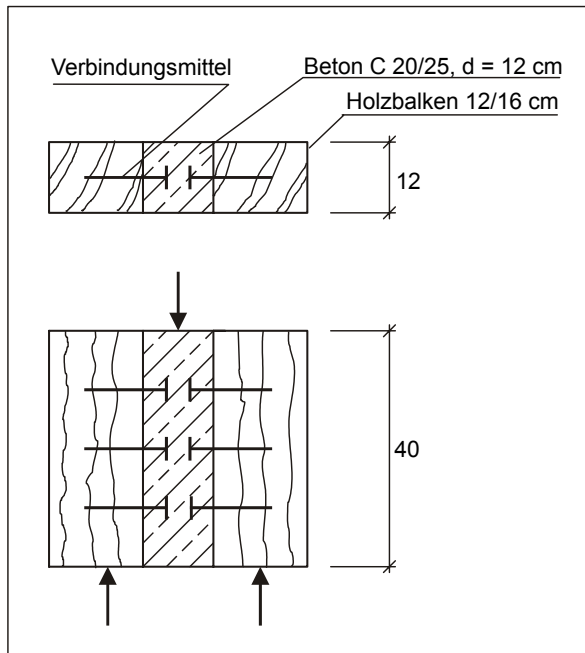


Bild 12: Versagensbild bei Kleinprüfkörpern mit Holzschrauben

Bild 11: Kleinprüfkörper zur Ermittlung des Tragverhaltens der Verbindungsmittel

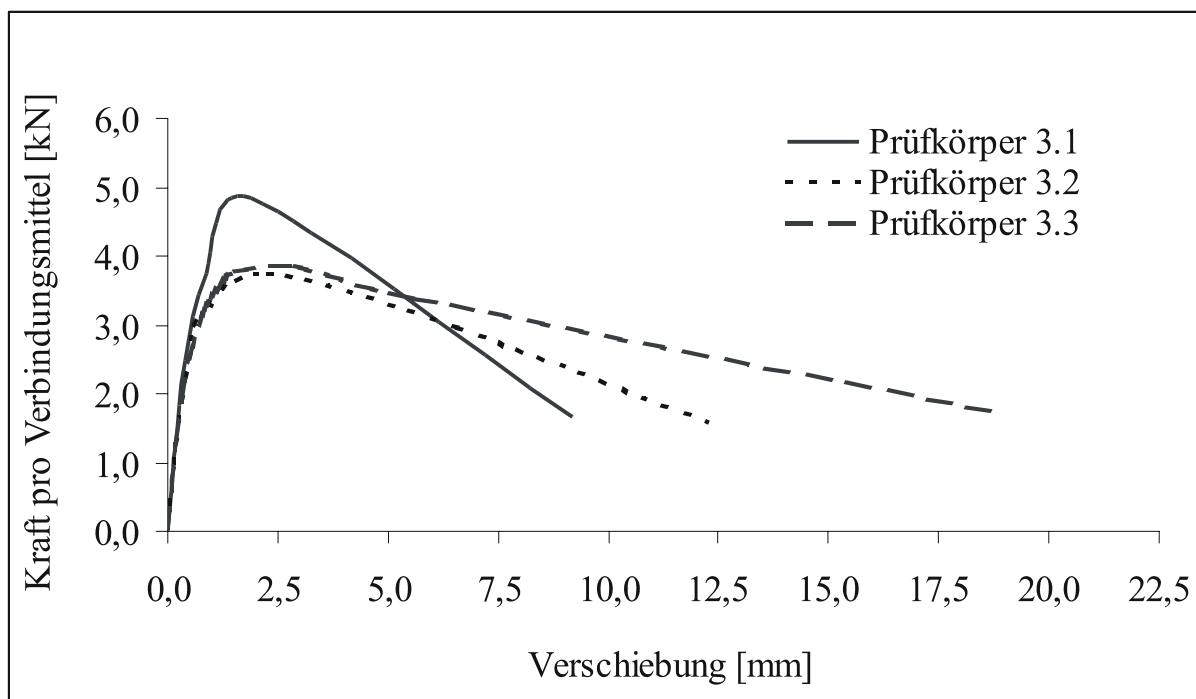


Bild 13: Beanspruchungs-Verformungs-Zusammenhang für Holzschrauben 6/120 mm

Verbindungsmittel	Versagenslast [kN]	Anfangsverschiebungsmodul [kN/mm]
Nägels 6/180 unter 90°	4,8	1,7
Nägels 6/180 unter 45°	2,75	4,5
Holzschrauben 6/120 unter 45°	3,75	6,7
Sechskantholzschrauben 12/120 mit zweiseitigem Einpreßdübel Typ C, d = 75 mm	14,5	10,5
Sechskantholzschrauben 12/120 mit einseitigem Einpreßdübel Typ C, d = 75 mm	12,5	22,0

Bild 14: Versuchsergebnisse für ausgewählte Verbindungsmittel

Eine Vorbemessung ergab, dass wegen der hohen Steifigkeitsanforderungen an die Verbindungsmittel bei Verwendung von Nägeln sehr geringe Nagelabstände erforderlich werden. Es kamen daher Sechskantholzschrauben 12/120 mm nach DIN 571 im Abstand von 12 cm zur Anwendung. Die Holzbalken 10/20 cm stammten aus Abbruchmaterial und hatten zum Zeitpunkt der Prüfung einen Feuchtegehalt von 15 %. Die Betonplatte von 6 cm Dicke wurde mit einer Betonstahl-Lagermatte Q 221 in Plattenmitte versehen. Die Betondruckfestigkeit lag bei 37 N/mm².

Es wurden jeweils 3 Versuchskörper mit und ohne Dielung hergestellt und etwa 4 Wochen nach dem Betonieren geprüft (Bild 16). Wegen der Abmessungen der Prüfkörper war deren Transport vom Herstellungsort zur Prüfmaschine relativ aufwendig und musste mit großer Sorgfalt vorgenommen werden, um Vorschädigungen zu vermeiden.

Bereits unter geringer Belastung stellte sich bei allen Versuchskörpern eine Anfangsverformung von bis zu 2 mm ein. Offensichtlich kommt erst nach dieser Anfangsverformung die Verbundwirkung und damit die größere Steifigkeit des Gesamtquerschnittes zum Tragen. Bei weiterer Belastungssteigerung konnte ein nahezu linear-elastisches Tragverhalten verzeichnet werden. Bis zu einer Belastung von etwa 50 kN gab es keinen signifikanten Unterschied im Tragverhalten der Prüfkörper mit und ohne Dielung. Die von der Anfangsdurchbiegung bereinigten Belastungs-Verformungs-Beziehungen sind in Bild 17 dargestellt. Die den Messergebnissen entsprechenden Biegesteifigkeiten lagen deutlich über den rechnerisch vorherbestimmten Werten. Die Wirksamkeit der Verbindungsmittel war somit wesentlich besser, als zuvor angenommen wurde.

Die Bruchzustand der Prüfkörper wurde bei einer Belastung von etwas mehr als 100 kN erreicht. Das entspricht ungefähr dem doppelten der bei einer Durchbiegung von 1/300 erreichten Beanspruchung. Im Versagenszustand waren eine starke Rissbildung der Holzbalken sowie Betonabplatzungen im Bereich der auflagernahen Schrauben der Randbalken zu verzeichnen.

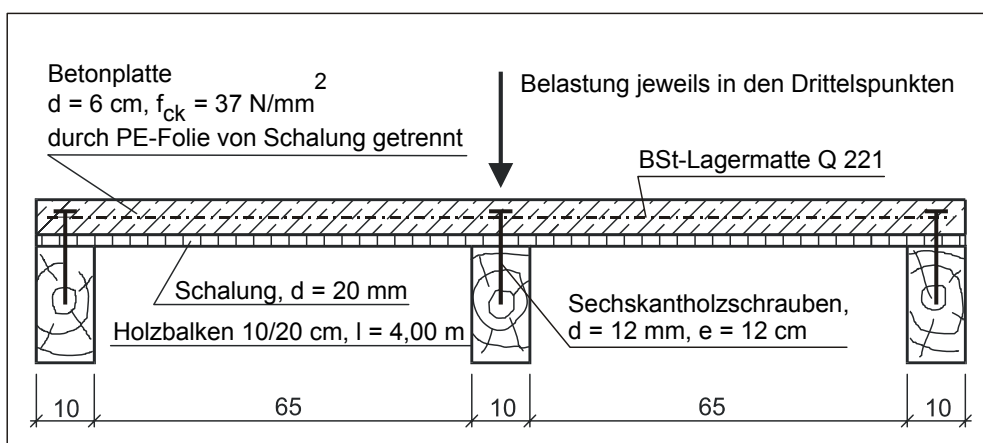


Bild 15: Bauteilversuch - Querschnitt durch den Versuchskörper



Bild 16: Bauteilversuch - Versuchsaufbau

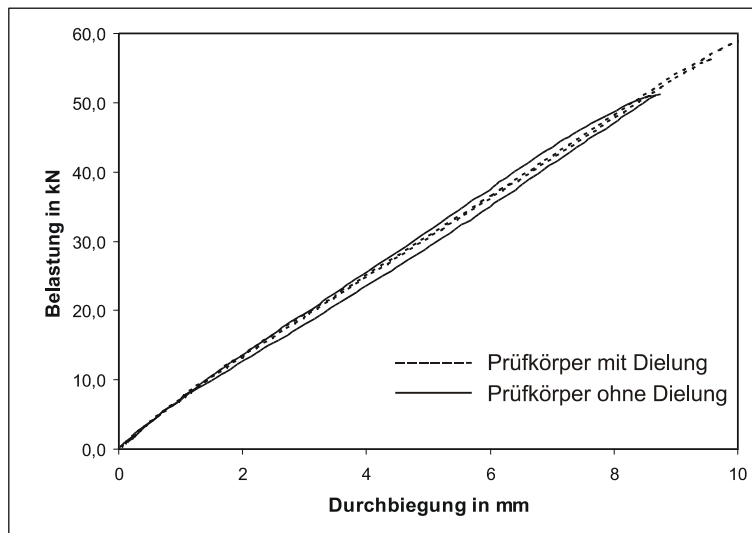


Bild 17: Belastungs-Verformungs-Verhalten der Prüfkörper

Als vorläufiges Ergebnis der bis jetzt durchgeführten Versuche bleibt festzuhalten, dass eine auf den Holzbalken befindliche Dielung die Tragfähigkeit der HBV bei ausreichend steifen Verbindungsmitteln kaum nachteilig beeinflusst. Gegenwärtig noch nicht beendete Untersuchungen belegen außerdem die hervorragenden Möglichkeiten der Verteilung von Einzellasten auf mehrere benachbarte Balken, also quer zur Spannrichtung der ursprünglichen Holzbalkendecke.

4 Prognose für zukünftige Entwicklungen

Um die Frage beantworten zu können, welche Änderungen in naher Zukunft bei den HBV zu erwarten sind, wurde zunächst eine Problemanalyse durchgeführt. Dabei zeigte sich, dass folgende Aspekte die Anwendung von HBV im Rahmen von Sanierungsaufgaben hemmen können:

- Zweifel an der Wirtschaftlichkeit von HBV
- ggf. Erhöhung des Eigengewichtes der Konstruktion
- schwieriger Transport von Bewehrungsmatten
- Einbringen von Baufeuchte in eine ansonsten ausgetrocknete Konstruktion

Da die Wirtschaftlichkeit von HBV gegenüber anderen möglichen Sanierungsvarianten innerhalb eines bestimmten Spannweitenbereiches durchaus gegeben ist, konnte inzwischen an mehreren ausgeführten Objekten nachgewiesen werden.

Aus der Problemanalyse heraus, lassen sich für die weitere Entwicklung der HBV unter anderem die nachfolgend angeführten Zielstellungen ableiten:

- Minimierung der Plattendicke
- Substitution der Betonstahlbewehrung durch Fasern
- Einsatz von Leichtbetonen und selbstverdichtendem Beton
- Einsatz von Estrichbaustoffen und Gussasphalt anstelle von Beton
- Entwicklung neuer, optimierter Verbindungsmittel
- Anwendung vorgefertigter Elemente zur Erstellung der Betonplatte.

Literatur

Bergfelder, J. (1974). Näherungsverfahren zur Berechnung allgemeiner zusammengesetzter hölzerner Biegeträger mit elastischem Verbund. Bauingenieur 49 (1974).

Blaß, H. J. (1999). Holz-Beton-Verbundkonstruktionen; Neue Bemessungsregeln für Holzbrücken. DIN Tagung Karlsruhe 1999.

Blaß H. J.; Schlager M. (1996). Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen; Teil 1. Bauen mit Holz (1996), H. 5, S. 392-399.

Blaß, H. J.; Schlager M.; Linden M. v. d. (1996). Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen; Teil 2. Bauen mit Holz (1996), H. 6, S. 472-477.

Cecotti, A. (1995). Holz-Beton-Verbundkonstruktionen; Informationsdienst Holz, Holzbauwerke nach Eurocode 5; Step 2. Düsseldorf (Fachverlag Holz der Arge Holz), 1995.

Ehlbeck, J. (1997). Holz-Beton-Verbund; Tagungsbericht 24. Freudenstadt 1997.

Hartmann, H. (1997). Begleitende Untersuchungen zur Ausführung einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion beim Engelbert-Kämpfer-Gymnasium in Lemgo. Der Bauingenieur 72 (1997).

Hemmy, O.; Droese, S. (2000). Verbunddecken aus Holzbalken und Elementdecken mit Stahlfaseraufbeton. Bautechnik 77 (2000), H. 4, S. 221-228.

- Kenel, A.; Meierhofer U.A. (1998). Holz-Beton-Verbund unter langfristiger Beanspruchung. EMPA Forschungs- und Arbeitsbericht 115/39, Dübendorf 1998.
- Kneidl, R.; Hartmann H. (1995). Träger mit nachgiebigem Verbund. Bauen mit Holz (1995), H. 4, S. 285-290.
- Kreuziger, H. (2000). Verbundkonstruktionen aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen. Tagung Ingenieurholzbau, Karlsruher Tage 2000 (Bruderverlag).
- Liebl, M.; Steuerwald T. (2000). Die Verbunddecke mit zwischenliegender Dämmung. Bauen mit Holz (2000), H. 4, S. 46-49.
- Lißner, K.; Rug, W. (2000). Holzbausanierung, Grundlagen und Praxis der sicheren Ausführung. Berlin (Springer Verlag) 2000
- Mayer, G.; Busler, H. (1997). Holz-Beton-Verbunddecken eines Schulgebäudes in Lemgo. Der Bauingenieur 72 (1997), S. 199-205.
- Möhler, K. (1948a). Tragkraft und Querkraft von ein- und mehrteiligen Holzdruckstäben nach Rechnung und Versuch. Bauplanung Bautechnik 2 (1948), H. 2, S. 41-47.
- Möhler, K. (1948b). Versuche mit mehrteiligen Holzdruckstäben und Vorschläge für ihre Bemessung. Bauplanung Bautechnik 2 (1948), H. 11, S. 327-332.
- Möhler, K. (1956). Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigem Verbund. Habilitationsschrift TH Karlsruhe 1956.
- Mönck, W.; Rug, W. (2000). Holzbau. Berlin (Verlag für Bauwesen) 2000.
- Natterer, J. (1996). Stapelbauweise und Holz-Beton-Verbundbauweise. IBOIS/EPA, Lausanne April 1996.
- Postulka, J. (1983). Strengthening of Wooden Ceiling Constructions. IABSE Symposium Venezia 1983, IABSE-AIPC-IVBH Zürich 1983.
- Postulka, J.; Sandanus, J. (1999). Berechnungsverfahren für eine Holz-Beton-Verbunddecke mit Nägeln als Verbindungsmittel. Bautechnik 76 (1999).
- Rug, W. (1995). Verbunddecken aus Holz und Beton. Bautechnik 72 (1995), H. 7, S. 454-459.
- Schaub, O. (1939). Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte. Patentschrift o. O. 1939.
- Timmermann, K.; Meierhofer, U.A. (1994). Berechnung von Holz-Beton-Verbundbalken mit der Differenzenmethode. Schweizer Ingenieur und Architekt 03 (1974).
- Werner, H. (1992). Holz-Beton-Verbunddecke mit einer neuartigen Fugenausbildung. Bauen mit Holz (1992), H. 4, S. 312-324.
- Werner, G.; Zimmer K. (2000). Holzbau, Teil 1 und 2. Auflage 2 Berlin 2000.