

**Zum Tragverhalten von Polymermörtel-Klebverbindungen  
für die Anwendung bei Straßenbrücken  
in Holz-Beton-Verbundbauweise**

**Dissertation**

zur Erlangung des akademischen Grades

**Doktor-Ingenieur**

an der Fakultät Bauingenieurwesen  
der  
Bauhaus-Universität Weimar

vorgelegt von

**Dipl.-Ing. Martin Kästner**  
aus Weimar

- interner Doktorand -

Gutachter:

1. Professor Dr.-Ing. Karl Rautenstrauch
2. Professor Dr.-Ing. Matthias Kraus
3. Professor Dr.-Ing. Werner Seim

Tag der Disputation:

17. Dezember 2019



## **Vorwort des Verfassers**

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Professur Holz- und Mauerwerksbau der Bauhaus-Universität Weimar. Herrn Professor Dr.-Ing. Karl Rautenstrauch danke ich herzlich für das entgegengebrachte Vertrauen, die Betreuung der Arbeit sowie die Übernahme des Hauptreferates.

Während meiner Beschäftigung an der Professur Stahl- und Hybridbau der Bauhaus-Universität Weimar gab mir Herr Professor Dr.-Ing. Matthias Kraus die Möglichkeit, die Arbeit abzuschließen. Ihm und Herrn Professor Dr.-Ing. Werner Seim, Fachgebietsleiter Bauwerkserhaltung und Holzbau der Universität Kassel, danke ich herzlich für das Interesse an meiner Arbeit, die persönlichen Gespräche sowie die Bereitschaft zur Übernahme der Korreferate.

Der Großteil der dieser Arbeit zugrundeliegenden experimentellen Untersuchungen wurde durch ein Forschungsprojekt der Fachagentur Nachwachsende Rohstoffe e. V. (FNR) ermöglicht und aus Mitteln des Bundesministeriums für Ernährung und Landwirtschaft (BMEL) gefördert. Unter Leitung von Professor Dr.-Ing. Karl Rautenstrauch lagen Durchführung und Auswertung der experimentellen Untersuchungen größtenteils in meinem Verantwortungsbereich. Teilergebnisse wurden bereits in [Käs14], [Käs16], [KR16] sowie in [RK17] publiziert. Für die finanzielle Unterstützung bedanke ich mich vielmals.

Für die stets angenehme Zusammenarbeit und vorhandene Bereitschaft zur fachlichen Diskussion danke ich allen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen der Professur Holz- und Mauerwerksbau sowie den Kolleginnen und Kollegen der Professur Stahl- und Hybridbau. Ganz besonders sei Herrn Wolfram Hädicke, Herrn Markus Jahreis und Herrn Jens Müller für ihre Unterstützung im Zusammenhang mit den experimentellen Untersuchungen gedankt. Auch Herr Melchior Deutscher, Herr Johannes Dimmling, Herr Christoph Kißner und Herr Sebastian Tomczak trugen durch ihr persönliches Engagement im Rahmen studentischer Arbeiten und/oder als wissenschaftliche Hilfskräfte zum Gelingen dieser Arbeit bei. Auch hierfür bedanke ich mich.

Ein weiterer Dank gilt den Mitarbeitern der Versuchstechnischen Einrichtung am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Bauhaus-Universität Weimar für ihre Unterstützung bei der Vorbereitung und Durchführung der zahlreichen Bauteilversuche.

Besonders herzlich bedanke ich mich bei meiner Familie für den Rückhalt und die Unterstützung während der gesamten Bearbeitungsphase.



# Inhaltsverzeichnis

<b>Inhaltsverzeichnis .....</b>	<b>I</b>
<b>Abkürzungsverzeichnis .....</b>	<b>V</b>
<b>1 Einleitung.....</b>	<b>1</b>
1.1 Motivation.....	1
1.2 Zielstellung und Vorgehensweise.....	3
<b>2 Stand der Forschung .....</b>	<b>9</b>
2.1 Wirkungsweise von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen .....	9
2.2 Besonderheiten bei Holz-Beton-Verbundbrücken.....	10
2.3 Nachgiebige Holz-Beton-Verbindungen und deren historische Entwicklung.....	12
2.3.1 Überblick zu Entwicklungen im Hochbau.....	12
2.3.2 Überblick zu Entwicklungen im Straßenbrückenbau .....	18
2.3.3 Resümee.....	38
2.4 Die Dübelleistenverbindung .....	40
2.4.1 Untersuchungen zu Dübelleisten mit Schubknagge, ETH Zürich.....	40
2.4.2 Weiterentwicklung der Dübelleistenverbindung, Bauhaus-Universität Weimar.....	41
2.5 Holz-Beton-Verbund mit flächiger Verklebung.....	50
2.5.1 Untersuchungen von KRUG, TU Berlin .....	50
2.5.2 Untersuchungen von PINCUS, USA.....	51
2.5.3 Untersuchungen von BRUNNER et al., Schweiz .....	52
2.5.4 Untersuchungen von HAIMAN et al., Kroatien.....	55
2.5.5 Untersuchungen von NEGRÃO et al., Portugal .....	56
2.5.6 Untersuchungen im Rahmen des NR2C-Projektes, Frankreich.....	58
2.5.7 Untersuchungen an der Universität Kassel (Verklebung von hochfestem und ultrahochfestem Beton).....	62
2.5.8 Untersuchungen von SHRESTHA et al., Australien.....	69
2.5.9 Untersuchungen von ZAUFT, TU Berlin .....	70
2.5.10 Untersuchungen von BALOGH et al., USA.....	72
2.5.11 Untersuchungen von KANÓCZ und BAJZECEROVÁ, Slowakei.....	74
2.5.12 Resümee.....	74
2.5.13 Eigener Pilotversuch mit Polymermörtel-Verklebung.....	75
2.6 Klebverbindungen im Beton-, Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau.....	77
2.6.1 Tragende Klebverbindungen im Betonbau .....	78
2.6.2 Tragende Klebverbindungen im Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau.....	82

<b>3</b>	<b>Charakterisierung der untersuchten Polymermörtel .....</b>	<b>93</b>
3.1	Verwendete Polymermörtelrezepturen.....	96
3.2	Experimentelle Ermittlung relevanter Materialparameter.....	104
3.2.1	Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul, Rohdichte und Querdehnzahl nach vollständiger Erhärtung .....	105
3.2.2	Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul in Abhängigkeit vom Erhärtungsfortschritt.....	107
3.2.3	Zugfestigkeit, Zug-Elastizitätsmodul und Querdehnzahl.....	110
3.2.4	Schubfestigkeit .....	112
3.2.5	Tragverhalten unter Dauerlast .....	113
3.2.6	Frishmörtelkonsistenz.....	118
3.2.7	Temperatúrausdehnungskoeffizient .....	118
3.2.8	Zusammenstellung der Baustoffkennwerte .....	120
<b>4</b>	<b>Untersuchungen zum Schubtragverhalten .....</b>	<b>121</b>
4.1	Einführung.....	121
4.2	Auswahl geeigneter Prüfmethode n .....	121
4.3	Druckschubversuche .....	126
4.3.1	Versuchsaufbauten und Messequipment .....	126
4.3.2	Verbund Polymermörtel/Holz .....	128
4.3.3	Verbund Polymermörtel/Furnierschichtholz.....	143
4.3.4	Verbund Polymermörtel/Beton .....	148
4.3.5	Verbund Polymermörtel/Stahl.....	156
4.3.6	Rechnerische Analysen zu den Druckschubversuchen .....	160
4.4	Push-Out-Versuche .....	170
4.4.1	Versuchsaufbau, Messequipment, Belastungsregime .....	170
4.4.2	Versuchsprogramm .....	172
4.4.3	Aufbereitung der Versuchsergebnisse.....	175
4.4.4	Versuchsdurchführung, Ergebnisse und Auswertung .....	175
4.4.5	Tabellarische Zusammenfassung der Bruchlasten und Versagensbilder .....	182
4.4.6	Zusammenfassende Darstellung, Einordnung und Interpretation der Ergebnisse .....	182
4.5	Zusammenfassung.....	189

<b>5 Untersuchungen an Biegeträgern.....</b>	<b>193</b>
5.1 Einführung .....	193
5.2 Prüfkörperkonfigurationen .....	193
5.3 Versuchsdurchführung.....	200
5.3.1 Versuchsaufbau.....	200
5.3.2 Messstellen und Messtechnik .....	202
5.3.3 Lastregime.....	203
5.4 Aufbereitung der Versuchsergebnisse .....	203
5.5 Ergebnisse.....	204
5.6 Numerische Analysen.....	211
5.6.1 Simulation HBV-1 bis HBV-6.....	213
5.6.2 Simulation HBV-9 und HBV-10 .....	218
5.6.3 Simulation HBV-7, -8, -11 und -12 .....	222
5.7 Zusammenfassung .....	225
<b>6 Bemessungsvorschlag und Empfehlungen für die Ausführung .....</b>	<b>229</b>
6.1 Verbundfugenkonfigurationen I und II (mit Dübelleisten) .....	230
6.1.1 Versagensfall 1 – Holzschubversagen .....	231
6.1.2 Versagensfall 2 – Holzdruckversagen .....	234
6.1.3 Versagensfall 3 – Betondruckversagen.....	234
6.1.4 Versagensfall 4 – Abscheren der Kopfbolzen .....	235
6.1.5 Versagensfall 5 – Abheben der Betonplatte.....	237
6.1.6 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	238
6.2 Verbundfugenkonfiguration III (PC-Verklebung).....	239
6.2.1 Versagensfall 1 – Schubversagen im Holz .....	241
6.2.2 Versagensfall 2 – Schubversagen im Beton.....	242
6.2.3 Versagensfall 3 – Schubversagen im Polymermörtel .....	244
6.2.4 Versagensfall 4 – Abheben der Betonplatte.....	245
6.3 Dauerhaftigkeit der PC-Verklebung .....	247
6.4 Empfehlungen für die Ausführung von Polymermörtel-Klebverbindungen .....	249
6.4.1 Oberflächenvorbereitung Beton.....	250
6.4.2 Oberflächenvorbereitung Stahl .....	251
6.4.3 Oberflächenvorbereitung Holz.....	252
<b>7 Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>253</b>
7.1 Zusammenfassung .....	253
7.2 Fazit .....	259
7.3 Ausblick.....	259

<b>Verzeichnisse .....</b>	<b>263</b>
Eigene Veröffentlichungen .....	263
Weitere Referenzen .....	265
Normen, Merkblätter, Richtlinien .....	276
Zulassungen, Patente .....	278
Datenblätter .....	280
Internetquellen.....	281

## **Anhang**

<b>A Stand der Forschung.....</b>	<b>A-1</b>
A.1 Ausgeführte Holz-Beton-Verbundbrücken .....	A-1
A.2 Untersuchungen von PINCUS, USA.....	A-5
<b>B Charakterisierung der untersuchten Polymermörtel .....</b>	<b>A-7</b>
B.1 Verwendete Polymermörtelrezepturen.....	A-7
B.2 Experimentelle Ermittlung relevanter Materialparameter.....	A-9
<b>C Untersuchungen zum Schubtragverhalten .....</b>	<b>A-13</b>
C.1 Druckschubversuche .....	A-13
C.2 Push-Out-Versuche .....	A-38
<b>D Untersuchungen an Biegeträgern .....</b>	<b>A-41</b>
D.1 Materialprüfung Beton .....	A-41
D.2 Materialprüfung Holz.....	A-43
D.3 Lastregime HBV-Biegeversuche .....	A-44
D.4 Ergebnisse der HBV-Biegeversuche.....	A-45

## Abkürzungsverzeichnis

Nachfolgend werden die wichtigsten verwendeten Abkürzungen und Formelzeichen aufgeführt. Hier nicht verzeichnete Symbole werden im Text an entsprechender Stelle näher erläutert.

### Abkürzungen (z.T. auch als Indizes verwendet)

BSH	Brettschichtholz
CFK	kohlenstofffaserverstärkter Kunststoff
DL	Dübelleiste
DMS	Dehnungsmessstreifen
H	Holz
HBV	Holz-Beton-Verbund
IWT	Induktiver Wegaufnehmer
KB, KBD	Kopfbolzen, Kopfbolzendübel
LVL	Furnierschichtholz (engl. Laminated Veneer Lumber)
PC	Polymermörtel bzw. Polymerbeton (engl. Polymer Concrete)
St	Stahl
VE	Verbundelement
VFK	Verbundfugenkonfiguration
VM	Verbindungsmittel

### Deklaration wichtiger Variablen

E	Elastizitätsmodul
G	Schubmodul
K	Verschiebungsmodul
M	Biegemoment
F, D, Z	Kraft, Druckkraft, Zugkraft
v	Verschiebung / Geschwindigkeit
w	Durchbiegung
f	Festigkeit
$\sigma$ , $\tau$	(Normal-/Haupt-) Spannung, Schubspannung
$\varepsilon$ , $\gamma_s$	Dehnung, Schubverzerrung
$\nu$	Querdehnzahl
b, h, $\ell$ , d	Breite, Höhe, Länge, Durchmesser bzw. Dicke
$\ell_B$	rechnerische Verbundlänge
$\ell_V$	Vorholzlänge bzw. PC-Vergusslänge
$t_v$	Einschnitttiefe

I	Trägheitsmoment
t	Zeit
T, $\theta$	Temperatur
u	Holzfeuchte
$\alpha$	Ausdehnungskoeffizient / Neigungswinkel
$\rho$	Rohdichte

### Indizes

1, 2, 3	Achsen der Hauptspannungen
0,	in Faserrichtung
90, $\perp$	senkrecht zur Faserrichtung
c	Druck / Beton
cal	rechnerisch
cr	Riss
creep	Kriechen
d	Bemessungswert
def	Deformation
dyn	dynamisch
ef	effektiv
est	geschätzt
F	Fuge
g	global
k	charakteristisch
l	lokal
s	„verschmiert“
ser	Gebrauchszustand
stat	statisch
t	Zug / Holz
v	Schub / Verbund
x, y, z	Achsen des kartesischen Koordinatensystems
Zyl, cyl	Zylinder

# 1 Einleitung

## 1.1 Motivation

Neben Ziegel- und Naturstein war Holz bis ins 19. Jahrhundert einer der wichtigsten Baustoffe zur Errichtung von Brücken. Mit der Entwicklung von Gusseisen, Stahl und Stahlbeton entstanden im 19. und 20. Jahrhundert neue „moderne“ Bauweisen. Heute kommen im Bereich des Verkehrsbaus fast ausschließlich energetisch hochaufwändig hergestellte Materialien zum Einsatz, welche im Allgemeinen als tragfähiger und dauerhafter angesehen werden. Unstrittig ist, dass auch die in den etablierten Stahlbeton-, Spannbeton-, Stahlverbund- und Stahlbauweisen errichteten Bauwerke regelmäßig in relativ kurzen Intervallen überwacht und ggf. aufwändig saniert werden müssen. Die effektiven Standzeiten von Straßenbrücken betragen selten mehr als 60 Jahre, da sich innerhalb der Nutzungsdauer oftmals die Trassenführung oder die Ansprüche an das Bauwerk, beispielsweise hinsichtlich Breite, Verkehrsbelastung oder Traglast erheblich ändern. Am Ende der Nutzung sind der Rückbau der Massivbauwerke sowie die Entsorgung der Baustoffe ebenfalls mit hohem energetischen Aufwand, respektive hohen Kosten und damit einhergehenden Belastungen für die Umwelt verbunden. Zusätzlich stellen Ressourcenverknappung und Klimawandel die Bauwirtschaft heute insgesamt vor enorme Herausforderungen. Die verstärkte Nutzung des nachwachsenden Rohstoffes Holz als Baumaterial ist eine naheliegende Möglichkeit Energiebedarf und Schadstoff-Emissionen im Bauwesen deutlich zu senken und zudem große Mengen CO<sub>2</sub> langfristig und sicher zu speichern. Während nachhaltige Holzbauweisen im Hochbau immer mehr Verbreitung finden, besitzt der Baustoff Holz in der Brückenbaupraxis nach wie vor nur untergeordnete Bedeutung. Eine ökologisch und ökonomisch sinnvolle Möglichkeit Holz wieder verstärkt im Brückenbau einzusetzen, ist die Holz-Beton-Verbundbauweise (HBV). Hierbei werden die beiden sehr unterschiedlichen Baustoffe so zu einem Verbundquerschnitt kombiniert, dass ihre positiven Materialeigenschaften optimal ausgenutzt werden können und gleichzeitig baustoff- oder bauweisenbedingte Schwachstellen weitestgehend eliminiert werden. Diese Idee ist nicht neu. Erste Straßenbrücken unter Anwendung dieses Verbundprinzips wurden bereits in den 1930er Jahren in den USA errichtet. Weltweit existieren mehr als 250 HBV-Straßenbrücken. Da deren Leistungsfähigkeit und Tragverhalten entscheidend von der konstruktiven Ausbildung der Verbundfuge abhängen, wurden bereits zahlreiche, speziell für die hohen Anforderungen bei Straßenbrücken in Bezug auf Steifigkeit und Tragfähigkeit konzipierte Verbundelemente entwickelt. Zwei an der Professur Holz- und Mauerwerksbau der Bauhaus-Universität Weimar durchgeführte Forschungsprojekte widmeten sich bereits dieser Thematik ([RS08], [RM12]).

Brücken mit Spannweiten zwischen 10 und 30 m, zur Überführung über Bäche und Flüsse, querende Straßen und Schienenwege sowie zum Ausgleich von Geländestrukturen, sind in der Verkehrsinfrastruktur am häufigsten vertreten. Im genannten Anwendungsbereich tritt die Holz-Beton-Verbundbauweise mit den üblichen Massivbauweisen in Konkurrenz. Bis 15 m Stützweite bestimmen Plattensysteme, ab 15 m Stützweite Plattenbalkensysteme aus Stahlbeton- oder Spannbeton das Baugeschehen Deutschlands [Sim08]. Da in den meisten Fällen die Einhaltung eines Lichtraumprofils gefordert wird, stellt die Begrenzung der Schlankheit des Überbaus häufig das ausschlaggebende Entwurfskriterium dar. In Holz-Hybridbauweise lassen sich konkurrenzfähige Überbauschlankheiten nur durch Aktivierung der Verbundwirkung zwischen Holz und Beton sowie durch Einsatz sehr breiter, blockverleimter Querschnitte aus Brettschichtholz (BSH) realisieren. Die vorangegangenen Untersuchungen an der Bauhaus-Universität Weimar fokussierten daher auf Überbauvarianten in Holz-Beton-Verbundbauweise für kurze und mittlere Spannweiten unter Einsatz blockverleimter BSH-Hauptträger sowie auf die Untersuchung hierfür geeigneter Verbundfugenkonfigurationen. Im Rahmen umfangreicher experimenteller Untersuchungen, Simulationen und Parameterstudien wurde eine Weiterentwicklung der ursprünglich von STEURER vorgeschlagenen Dübelleistenverbindung [Ste99] als bevorzugte Verbundlösung identifiziert (vgl. [Sim08], [Käs07]). Das untersuchte Verbundelement zeichnet sich durch eine vergleichsweise hohe Verbundsteifigkeit, hohe Tragfähigkeit und ein duktileres Versagensverhalten aus. Als Resultat entstand 2008 die erste HBV-Straßenbrücke Deutschlands [SBR09]. Darüber hinaus wurden, unter Mitwirkung des Verfassers, im Rahmen eines weiteren Forschungsprojektes an der Bauhaus-Universität Weimar, innovative Konstruktionsansätze zur Weiterentwicklung des Brettschichtholzträgers zu einem hybriden Hochleistungsträgersystem HTB<sup>®</sup> erarbeitet, welche einen erheblichen Beitrag zur Verbesserung der Gesamtperformance – Erhöhung von Biegesteifigkeit sowie Tragfähigkeitssteigerung – leisten und somit auch zur Steigerung der Wettbewerbsfähigkeit von HBV-Straßenbrücken beitragen können.

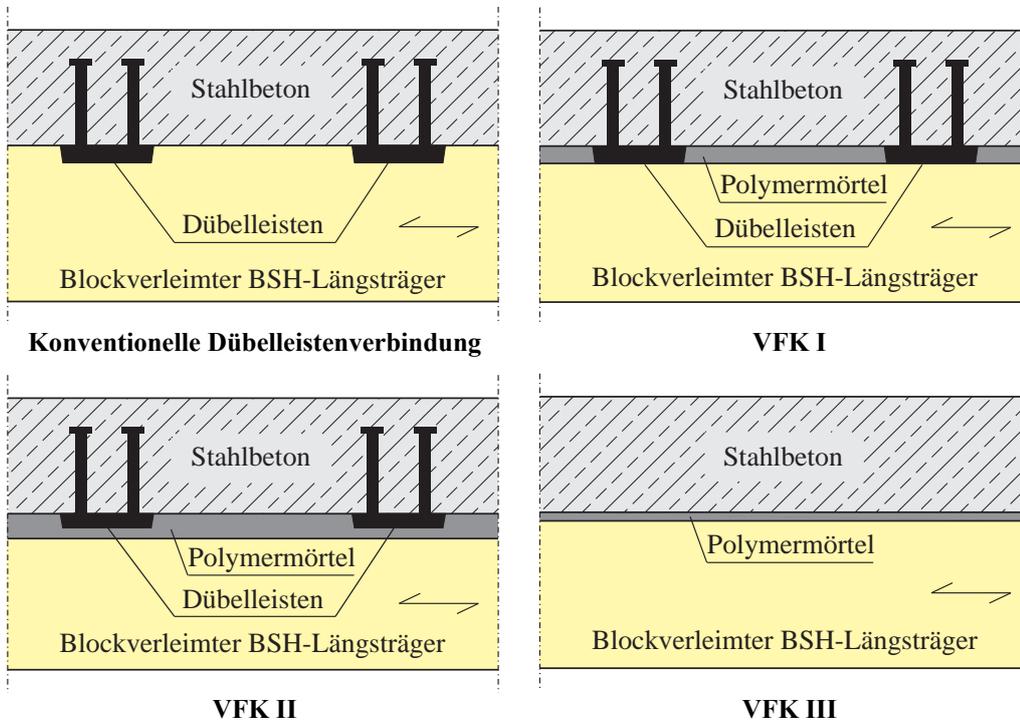
Mit den meisten bisher entwickelten bzw. baupraktisch erprobten Verbundlösungen für HBV-Straßenbrücken wird eine diskontinuierliche Verbindung zwischen Beton und Holz hergestellt. Hierzu zählen beispielsweise Betonkerven, Konsolnocken aus Beton oder Polymerbeton und Stahleinbauteile wie Dübelleisten und BVD-Verbinder, aber auch eingeklebte Stahlstäbe (z. B. X-Verbinder). Die Lasteinleitung in das Holzbauteil erfolgt im Wesentlichen lokal, unmittelbar am jeweiligen Verbundelement. Hieraus resultiert im Allgemeinen eine in Brückenspannrichtung ungleichmäßige Schubbeanspruchung des Holzes, zum Teil verbunden mit hohen Schubspannungsspitzen. Die verhältnismäßig geringe Längsschubfestigkeit des Holzes kann so nicht optimal ausgenutzt werden.

Eine flächige, absolut schubstarre Verbindung von Holz und Beton, bei der das Holzvolumen eine deutlich gleichmäßigere Schubbeanspruchung erfährt, lässt sich nur durch vollflächige Verklebung beider Verbundpartner realisieren. Die einzelnen Teilquerschnitte beteiligen sich hierdurch effektiver am Lastabtrag. Hierzu sind in der Literatur bislang lediglich Forschungsarbeiten dokumentiert, bei denen beim Fügeprozess meist relativ dünne Klebfugen mit weniger als 5 mm Dicke zum Einsatz kamen. Im Vergleich der bislang veröffentlichten Forschungsprogramme zeigt sich, dass, aufgrund der im Bauwesen üblichen herstellungsbedingten Maßtoleranzen, mit zunehmender Bauteilgröße das Anwendungsspektrum für dünne Klebfugen stark eingeschränkt ist. Dünne Klebfugen mit weniger als 5 mm Dicke scheinen nur für unter Laborbedingungen hergestellte Bauteile mit Plattenbalkenquerschnitten, geringen Breiten der BSH-Hauptträger und kurzen Spannweiten praktikabel. Dabei müssen zudem ebene, absolut schalungsglatte Beton- und gehobelte Holzoberflächen vorliegen. Abweichungen von den Sollmaßen, zum Beispiel infolge geometrischer Imperfektionen, unterschiedlicher Schwindverformungen der Teilquerschnitte oder Verwindungen der Holzquerschnitte, können zu Fehlverklebungen führen. Ebenso sind raue, strukturierte Betonoberflächen, beispielsweise in Waschbetonqualität, im Zusammenhang mit dünnen Klebfugen kaum realisierbar. Die Qualitätssicherung unter Baustellenbedingungen aber auch unter Werkstattbedingungen, d. h. die Sicherstellung einer gleichmäßigen vollflächigen Verklebung, ist daher als problematisch und aufwändig einzustufen. Auch weisen ungefüllte Reaktionsharzsysteme im Hinblick auf das Kriechverhalten unter Langzeitbeanspruchung sowie im Hinblick auf Alterung und Versprödung ungünstigere Eigenschaften auf. Nach Einschätzung des Verfassers sind daher bisher übliche dünne Klebfugenausbildungen für Brückenbauwerke ungeeignet. Für Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise mit Stützweiten von 10 bis 30 m und mehr, müssen daher alternative Fügeverfahren entwickelt werden, mit denen die genannten Nachteile überwunden werden können. Als mögliche Alternativen wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit neuartige Verbundfugenkonfigurationen unter Einsatz toleranzausgleichender Polymermörtel-Klebinhaltstoffe untersucht.

## **1.2 Zielstellung und Vorgehensweise**

Zielstellung der Arbeit war die Entwicklung und systematische Untersuchung neuartiger Fügungstechniken für die Ausbildung der Verbundfuge bei HBV-Straßenbrücken unter der Prämisse der Realisierung eines möglichst kontinuierlichen Verbundes. Eine kontinuierliche Verbindung im Sinne dieser Zielstellung wird erreicht, wenn durch entsprechende Ausbildung der Verbundfuge über die Länge und Breite der hölzernen Brückenlängsträger eine möglichst gleichmäßige Einleitung der aus der Verbundwirkung resultierenden Schubkräfte bzw. Schubspannungen in den Holzquerschnitt gewährleistet wird, d. h. lokale Spannungsspitzen,

insbesondere holzseitig, vermieden werden. Ausgehend vom konventionellen Verbundfugendesign mit Dübelleisten wurden die in Abb. 1.1 als Prinzipdarstellungen abgebildeten, neuartigen Verbundfugenkonfigurationen VFK I, II und III unter Einsatz von Polymermörtel entwickelt und im Zusammenhang mit einem Forschungsprojektes [RK17] experimentell untersucht.



**Abb. 1.1:** Konventionelle Dübelleistenverbindung und untersuchte, neuartige Verbundfugenkonfigurationen mit Polymermörtelverguss bzw. Polymermörtelverklebung

- VFK I: Ersatz des Vorholzes durch Polymermörtel (Klebverbund PC/Holz)
- VFK II: Einbettung der Dübelleisten in einer Polymermörtelschicht auf der Oberseite der Längsträger (Klebverbund PC/Holz und Klebverbund PC/Stahl)
- VFK III: Polymermörtel-Klebverbindung zwischen Beton und Holz (Klebverbund PC/Beton und Klebverbund PC/Holz)

Bei VFK III (Abb. 1.1) wird allein durch die Verklebung von Beton und Holz mit Polymermörtel eine kontinuierliche und schubstarre Verbindung hergestellt. Die hier untersuchte Klebtechnologie, auch als Vergusskleben bezeichnet, bietet gegenüber bislang in der Literatur dokumentierten Klebverfahren für Holz-Beton-Verbindungen den Vorteil, dass herstellungsbedingte Maßabweichungen auch bei großen Bauteilen baupraktisch durch den Einsatz mineralisch gefüllter Klebmörtel wesentlich einfacher ausgeglichen werden können. Die Polymermörtelrezeptur kann entsprechend den Anforderungen eingestellt werden, sodass die Fugendicke mehrere Millimeter oder Zentimeter stark sein kann. Die Aufbringung eines zusätzlichen Pressdruckes bei der Verklebung ist nicht erforderlich. Durch die mineralische

Zuschlagsmatrix werden die Eigenschaften der Fuge maßgeblich beeinflusst. Die Kriechneigung (innerhalb der Fuge) kann so deutlich reduziert und die Schubtragfähigkeit verbessert werden.

Die Vorteile mineralisch gefüllter Klebmörtel auf Epoxidharzbasis zur dauerhaften kraftschlüssigen Verbindung mit Beton wurden bereits in den 1960er Jahren erkannt. In zahlreichen Veröffentlichungen wird von umfangreichen Forschungsarbeiten sowie insgesamt acht zwischen 1968 und der Wendezeit auf dem Gebiet der ehemaligen DDR errichteten und zum Teil noch immer unter Verkehr stehenden Stahlverbundstraßenbrücken mit Stützweiten von bis zu 32 m berichtet (vgl. Abschnitt 2.6.2). Zum Ausgleich von Maßtoleranzen zwischen Stahl und Beton wurden baupraktisch Fugendicken von 5 bis 15 mm erforderlich. Ein wesentlicher Unterschied der Verbundfugenkonfiguration III gegenüber Fügungstechniken mit diskontinuierlichem Verbund ist, dass bei beidseitig durchgängiger, schubstarrer Kopplung durch Verklebung die lokale Steifigkeit der Verbundfuge nicht „steuerbar“ ist und im Grenzzustand der Tragfähigkeit von einem spröden Schubversagen im Holz oder im Beton auszugehen ist.

Eine Alternative zur Fugenausbildung mit reinem Polymermörtel-Kleverbund stellt, im Sinne der oben genannten Zielstellung, die ingenieurtechnische Kombination mechanischer Verbundelemente mit holzseitig durchlaufenden Polymermörtelfugen dar. Zur lokalen Schubkraftübertragung in den Betonquerschnitt kann dabei auf bekannte, bauaufsichtlich anerkannte und baupraktisch bewährte Verbundelemente und Prinzipien des Stahlverbundbaus zurückgegriffen werden. Als Verbundmittel finden dort Kopfbolzen-, Block-, T-, C- und Winkeldübel, Haken- und Schlaufenanker oder sogenannte Perfobondleisten Verwendung. Baupraktisch am häufigsten werden Kopfbolzendübel eingesetzt. Mit diesen konnten bereits gute Erfahrungen im Zusammenhang mit dem Verbundelement Dübelleiste für HBV-Brücken gesammelt werden. Die in der vorliegenden Arbeit als Verbundfugenkonfigurationen I und II untersuchten Varianten stellen Modifikationen der ursprünglich für den Bau der Crestawaldbrücke (Sufers, Schweiz, 1996 [Ste99]) entwickelten und im Rahmen zweier Forschungsprojekte ([RS08], [RM12]) an der Bauhaus-Universität Weimar weiterentwickelten Dübelleistenverbindung dar. Die in Weimar weiterentwickelte „konventionelle“ Dübelleiste besteht aus einer 3 cm dicken Stahlplatte mit darauf aufgeschweißten Kopfbolzendübeln (Abb. 1.1). Während die Schubkräfte betonseitig entsprechend den aus dem Stahlverbundbau bekannten Prinzipien übertragen werden, erfolgt die holzseitige Schubübertragung bei diesem Verbundelement originär nach dem Versatzprinzip respektive über faserparallele Kontaktpressung, indem die Stahlplatten in vorgefräste Kerfen auf der Holzoberseite eingesetzt und mittels Schrauben zusätzlich lagegesichert werden. Durch Variation des Verdübelungsgrades mit der Stahlbetonplatte besteht prinzipiell die Möglichkeit der Steuerung der Verbundsteifigkeit in der Kontaktfuge zum Beton.

Zudem zeichnen sich Kopfbolzendübelverbindungen durch einen ausgeprägt duktilen betonseitigen Versagensmechanismus aus. Aus den genannten Gründen wurden diese auch in der vorliegenden Arbeit in Zusammenhang mit den entwickelten Verbundfugenkonfigurationen VFK I und II als Verbundmittel favorisiert. Im Weiteren wird trotz holzseitig vorgenommener geometrischer Modifikationen auch der Begriff Dübelleisten verwendet, obwohl diese nunmehr ausschließlich als zur Betonplatte zuzuordnende Lasteinleitungselemente betrachtet werden können. Während bei VFK I lediglich die Vorholzbereiche durch Polymermörtel ersetzt werden und somit die Kraftübertragung zumindest zwischen Dübelleiste und Polymermörtelschicht weiterhin formschlüssig erfolgt, werden die Dübelleisten bei VFK II im Polymermörtelbett verlegt. Die Kraftübertragung erfolgt somit kombiniert über Formschluss an den Dübelleistenflanken und Klebverbund an der Dübelleistenunterseite, wodurch die zur Schubübertragung zwischen PC und Holz zur Verfügung stehende Verbundlänge um die Stahlplattenlänge der Dübelleiste vergrößert wird.

Den Ausgangspunkt der Arbeit bildet eine zusammenfassende Darstellung zur historischen Entwicklung und zum momentanen Entwicklungs- und Forschungsstand im Holz-Beton-Verbundbau mit dem Schwerpunkt Straßenbrücken. In diesem Zusammenhang von besonderer Bedeutung sind die vorausgegangenen Untersuchungen zum Verbundelement Dübelleiste sowie zahlreiche in der Literatur dokumentierte Arbeiten zum Holz-Beton-Verbund mit flächiger Verklebung. Für die vorliegende Arbeit relevante Untersuchungen zu Klebverbindungen im Beton-, Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau werden am Ende des zweiten Kapitels thematisiert.

Grundlage für vergleichende Betrachtungen und die Auswahl geeigneter Polymermörtelrezepturen für die im Rahmen der Arbeit untersuchten neuartigen Verbundfugenkonfigurationen bilden umfangreiche experimentelle Baustoffprüfungen, welche im dritten Kapitel der Arbeit vorgestellt und ausgewertet werden. Neben der Bestimmung und Gegenüberstellung relevanter mechanischer Kennwerte zur Charakterisierung des Materialverhaltens im ausgehärteten Zustand dienen die durchgeführten Analysen auch der Charakterisierung des Verarbeitungs- und Erhärtungsverhaltens, der Festigkeitsentwicklung sowie des Tragverhaltens unter Dauerlast.

Den Schwerpunkt der Arbeit bilden umfangreiche experimentelle und numerische Untersuchungen zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit der neuartigen Verbundfugenkonfigurationen. Diese werden in den Kapiteln 4 und 5 vorgestellt. Im Fokus der Schub- respektive Scherver-suche sowie der Biegeversuche im Bauteilmaßstab stand die Analyse des Trag- und Versagensverhaltens der Holz-Beton-Verbindungen unter Kurzzeitbeanspruchung.

Die Material- respektive Klebverbunde Polymermörtel/Holz, Polymermörtel/Beton und Polymermörtel/Stahl wurden in Druckschubversuchen, unter Variation bestimmter Randbedingungen, wie Oberflächenstrukturierung/-vorbehandlung, Polymermörtelrezeptur, untersucht

(Kapitel 4.3). Der verwendete neuartige Versuchsaufbau stellt eine Modifikation der in DIN EN 408 [4] geregelten Prüfmethode zur Bestimmung der „Scherfestigkeit in Faserrichtung“ des Holzes dar. Anhand zugehöriger FE-Simulationen werden die Spannungsverteilungen, Spannungsinteraktionen und Versagensmechanismen detailliert analysiert. Für Polymermörtel/Holz- und Polymermörtel/Beton-Verbunde wurden zusätzlich Ermüdungsversuche, ebenfalls als Druckschubversuche, durchgeführt. Im Ergebnis der Untersuchungen können unter anderem die bemessungsrelevanten Versagensmechanismen identifiziert und zugehörige Tragfähigkeiten als Versuchsmittelwerte angegeben werden. Ferner bildeten die Versuchsergebnisse die Grundlage für die Festlegung der Versuchskonfigurationen der Biegeversuche sowie für die in Kapitel 6.4 angegebenen Empfehlungen für die Ausführung von Polymermörtel-Klebverbindungen.

Von Scherversuchen unter Verwendung einer von RAUTENSTRAUCH und MÜLLER in [RM12] bzw. [Mül14] entwickelten, vereinfachten Push-Out-Versuchskonfiguration wird in Kapitel 4.4 berichtet. Diese Untersuchungen fokussierten auf die Analyse der holzseitigen Schubübertragung bei den Verbundfugenkonfigurationen I und II sowie die Ermittlung der zugehörigen Steifigkeitsparameter und Bruchlasten. Die detaillierte Auswertung dieser Versuche bildet die Grundlage für die anschließenden, vergleichenden Betrachtungen mit den Versuchsergebnissen vorausgegangener Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten konventioneller Dübelleistenverbindungen. Aus den Versuchsergebnissen wurden ebenfalls Vorzugsvarianten für die Versuchskonfigurationen der Biegeversuche abgeleitet.

Im Rahmen der Kurzzeitbiegeversuche konnten das Gesamttragverhalten analysiert und die Versuchsergebnisse und Erkenntnisse der Schub- und Scherversuche unter realitätsnaher Beanspruchung an großformatigen Holz-Beton-Verbundbauteilen überprüft werden. Zur numerischen Abbildung der in den Biegeversuchen festgestellten Versagensmechanismen im Rahmen von FE-Simulationen werden Modellierungsstrategien vorgestellt und anhand der Versuchsergebnisse aus Schub-, Scher- und Biegeversuchen validiert.

Auf Grundlage der in den experimentellen Untersuchungen für die verschiedenen Verbundfugenkonfigurationen festgestellten Versagensmodi werden in Kapitel 6 entsprechende Bemessungsansätze vorgeschlagen. Das Kapitel schließt mit Empfehlungen für die Ausführung von Polymermörtel-Klebverbindungen.

Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit werden in Kapitel 7 zusammengefasst. Darüber hinaus wird ein kurzer Ausblick auf weiterführende, aus Sicht des Verfassers auf dem Gebiet des Holz-Beton-Verbundbrückenbaus erforderliche Forschungsarbeiten gegeben.



## 2 Stand der Forschung

### 2.1 Wirkungsweise von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Verbundkonstruktionen im Allgemeinen entstehen durch Kombination von zwei oder mehreren Teilquerschnitten aus gleichen oder unterschiedlichen Baustoffen zu einem statisch wirksamen Gesamtquerschnitt. Bei der Kombination unterschiedlicher Baustoffe zu hybriden Verbundbauteilen werden diese so angeordnet, dass die spezifischen Baustoffeigenschaften optimal ausgenutzt werden. Beim Holz-Beton-Verbund werden die hohe Steifigkeit und Druckfestigkeit des Betons sowie die hohe Zugfestigkeit des Holzes ausgenutzt. Bei biegebeanspruchten Verbundquerschnitten sind der Teilquerschnitt aus Beton in der Biegedruckzone und der Teilquerschnitt aus Holz in der Biegezugzone anzuordnen.

Gesamtsteifigkeit, Tragfähigkeit und Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen werden entscheidend von der konstruktiven Ausbildung der Verbundfuge und deren Steifigkeit bestimmt. Besteht kein Verbund, so treten in der Kontaktfuge große Relativverschiebungen auf, da sich die Teilquerschnitte jeweils wie reine Biegeträger verhalten. Die wirksame Biegesteifigkeit ergibt sich als Summe der Biegesteifigkeiten der Teilquerschnitte.

Wird die Relativverschiebung zwischen den Verbundpartnern durch die Anordnung von Verbundelementen behindert, so spricht man von elastischem, oder verschieblichem bzw. nachgiebigem Verbund. Der Gesamtquerschnitt bleibt dabei nicht eben, es kann jedoch ein Ebenbleiben der Einzelquerschnitte angenommen werden. Die Größe der auftretenden Relativverschiebungen ist abhängig von der Steifigkeit sowie der Anzahl und der Anordnung der Verbindungsmittel. Unterschieden wird zwischen Verbindungen mit Formschluss und Verbindungen ohne Formschluss. Eine formschlüssige Verbindung liegt vor, wenn die Verbundfuge durch Kerben, Aussparungen oder Einschnitte so ausgeformt ist, dass die Schubkraftübertragung im Wesentlichen über eine Kontaktverbindung zwischen Holz und Beton erfolgt (mechanische Verzahnung). Verbindungen ohne Formschluss entstehen durch die Anordnung von zusätzlichen Verbindungsmitteln, wie Schrauben, Nägeln, Stabdübeln, eingeklebten Stahlstäben oder Streckmetallstreifen, Nagelplatten oder speziellen Stahlformteilen. Auch sind Kombinationen aus formschlüssigen Verbindungen und zusätzlichen Verbindungsmitteln möglich. Mit der Erhöhung der Schubsteifigkeit der Verbundfuge erhöht sich die Normalkraftbeanspruchung in den Teilquerschnitten, die Beanspruchung der Teilquerschnitte auf Biegung wird geringer. Es herrscht ein Gleichgewicht zwischen den Schubkräften in der Verbundfuge und den Normalkräften in den Querschnittsteilen. Die realitätsnahe Berechnung derartiger, innerlich hochgradig statisch unbestimmter Systeme erfolgt in der Praxis meist unter Verwendung von Stabwerksmodellen [RGLH04].

Eine schubstarre Verbundwirkung wird durch Anordnung von Verbundelementen mit unendlicher Verbundsteifigkeit – beispielsweise durch kontinuierliche Verklebung der Teilquerschnitte – erreicht. Die Biegesteifigkeit des Verbundbauteils kann dann aus den Biegesteifigkeiten der Teilquerschnitte und deren Steineranteilen berechnet werden, da ein Ebenbleiben des Gesamtquerschnittes angenommen werden kann.

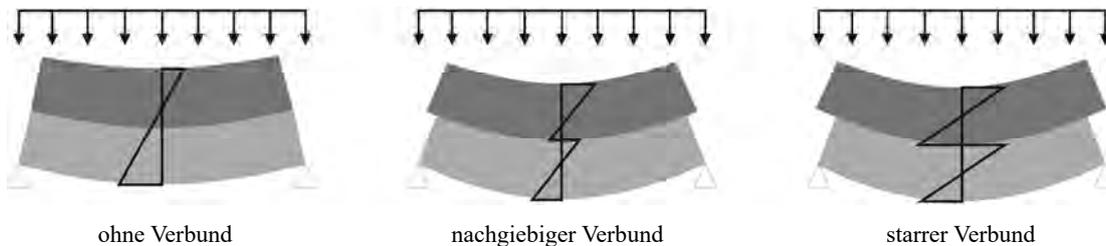
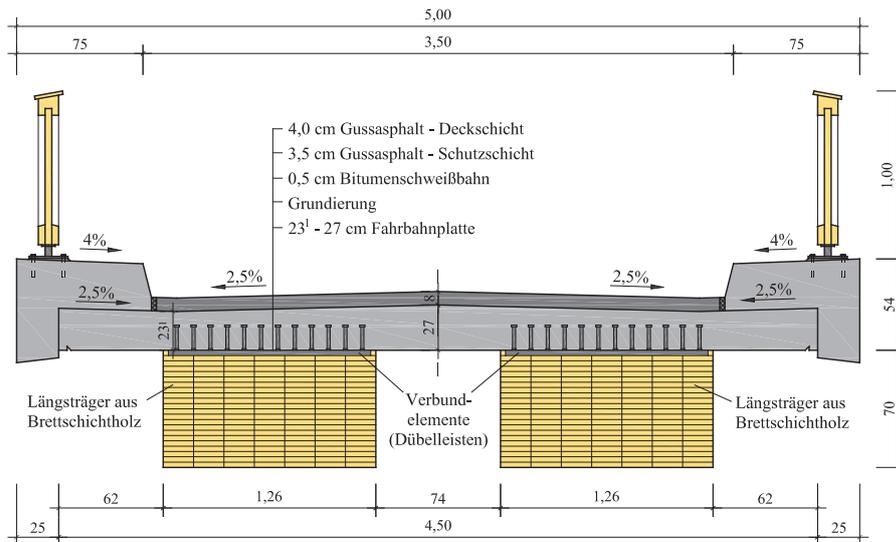


Abb. 2.1: Prinzipielle Dehnungsverteilung bei unterschiedlicher Verbundsteifigkeit

## 2.2 Besonderheiten bei Holz-Beton-Verbundbrücken

Im Straßenbrückenbau hat sich die Ausführung von Betonfahrbahnplatten und -kappen bewehrt. Aufgrund jahrzehntelanger Erfahrungen kann bei der Planung und Ausführung auf umfangreiche Regelwerke und bewehrte Richtzeichnungen für Detailpunkte, wie Überbauabschlüsse, Fahrbahnübergänge, Kappenanschlüsse etc., zurückgegriffen werden. Durch die Betonfahrbahnplatte ist ein optimaler Witterungsschutz für die darunter befindlichen Bauteile gegeben. Ausgeführt aus Holz ist in der Regel eine Einstufung dieser in Nutzungsklasse 2 entsprechend DIN EN 1995-1-1 [20] möglich. In Abb. 2.2 ist der Querschnitt einer HBV-Brücke am Beispiel einer einspurigen Straßenbrücke dargestellt.

Aktuelle Untersuchungen zur Holzfeuchteentwicklung an konstruktiv geschützten Baugliedern von Holzbrücken über Gewässer in [FMS16] und [Sim18] bestätigen diese Einstufung und lassen insbesondere für HBV-Brücken eine hohe Dauerhaftigkeit bei einem Minimum an erforderlichen Wartungsarbeiten in Bezug auf die Holzbauteile erwarten. Verglichen mit reinen Holzbrücken bietet die Betonfahrbahnplatte weitere Vorteile hinsichtlich des Horizontallastabtrages (Bremslasten, Seitenstoß) und der Lastverteilung hoher Radlasten. Aus dem geringeren Eigengewicht von HBV-Überbauten im Vergleich zu üblichen Platten- oder Plattenbalkensystemen aus Stahl- oder Spannbeton resultieren deutliche Einsparpotentiale in Bezug auf die Ausbildung der Unterbauten und Gründungen. Wirtschaftlich konkurrenzfähig können die genannten Vorteile nur dann voll ausgenutzt werden, wenn die Betonfahrbahnplatte mit den darunter befindlichen hölzernen Längsträgern im Verbund wirkt. Nur so können große Überbauschlankheiten erreicht werden, die mit denen von Massivbrücken, Stahlverbundbrücken oder reinen Holzbrücken vergleichbar sind.



**Abb. 2.2:** Regelquerschnitt Birkbergbrücke bei Wippra (D), Baujahr 2008, nach [SBR09] (eigene Darstellung)

Aus der kraftschlüssigen Verbindung der Baustoffe Holz und Beton ergeben sich jedoch auch besondere Herausforderungen. Neben grundlegend unterschiedlichen Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften weisen die beiden Baustoffe ein unterschiedliches zeitliches Material- respektive Kriechverhalten auf. Unter jahreszeitlich wechselnden klimatischen Randbedingungen sind bei Brücken zusätzlich die Unterschiede im thermisch-hygrischen Materialverhalten zu berücksichtigen. Bei großformatigen, blockverleimten Hauptträgern aus Brettschichtholz, welche mit einer Holzfeuchte nahe der anzunehmenden mittleren Ausgleichsfeuchte einzubauen sind, sind die zu erwartenden Quell- und Schwindverformungen und hieraus resultierende Eigenspannungen jedoch von eher untergeordneter Bedeutung, da die ursächlichen Holzfeuchteschwankungen lediglich in den Trägerrandbereichen ablaufen. Von wesentlich größerer Relevanz sind die Unterschiede im thermophysikalischen Materialverhalten. Der Temperaturexpansionskoeffizient von Stahlbeton übersteigt den von Fichtenholz parallel zur Faserrichtung ca. um das Vier- bis Fünffache. Holz besitzt zudem eine ca. um den Faktor 15 geringere Wärmeleitfähigkeit als Beton. Infolge schwankender Umgebungstemperaturen ergeben sich hieraus Eigenspannungen, welche bei der Bemessung zwingend berücksichtigt werden müssen. Bezüglich der Ermittlung bemessungsrelevanter Temperaturzustände in den Teilquerschnitten von HBV-Überbauten sind dem Verfasser bislang keine fundierten wissenschaftlichen Untersuchungen bekannt. Die in DIN EN 1991-1-5 [20] enthaltenen Angaben für Stahl-, Beton- und Stahlverbundüberbauten sind nicht ohne Weiteres auf HBV-Brückenüberbauten übertragbar, woraus sich ein dringender Forschungsbedarf ableitet. Nach Kenntnis des Verfassers sind bei den bislang weltweit ausgeführten HBV-Brücken jedoch keinerlei Schäden infolge thermischer Zwängungen festgestellt worden, sodass diese Phänomene grundsätzlich als beherrschbar angesehen werden können.

## **2.3 Nachgiebige Holz-Beton-Verbindungen und deren historische Entwicklung**

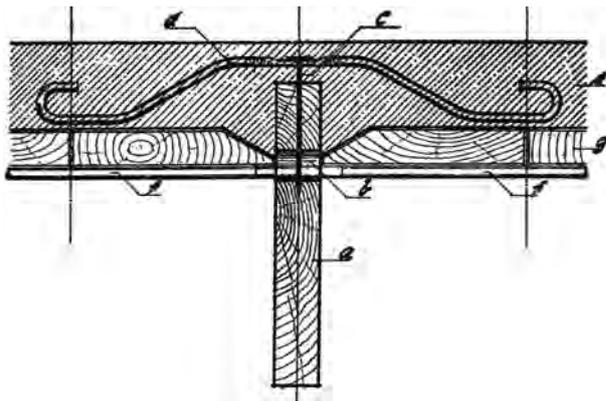
Die historische Entwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise ist mit der der Stahlbetonbauweise verknüpft. Nach den ersten Patentanmeldungen für Betonbauteile mit Eisenarmierungen Mitte des 19. Jahrhunderts in Frankreich, England und den USA sowie darauffolgenden ersten wissenschaftlichen Untersuchungen zur Stahlbetonbauweise, kam es als Folge des ersten Weltkrieges und der Weltwirtschaftskrise sowie im Verlauf des zweiten Weltkrieges zu einer Verknappung und Verteuerung des Baustoffes Stahl. Im deutschsprachigen Raum suchte man daher in diesen Zeiten vor allem nach kostengünstigen Tragkonstruktionen für den Bau von massiven Geschossdecken bzw. nach Alternativen für die hierfür sonst gebräuchlichen Bewehrungseisen. In Nordamerika war der Straßenbrückenbau die Triebfeder für die ersten Entwicklungen und Forschungsaktivitäten.

### **2.3.1 Überblick zu Entwicklungen im Hochbau**

#### **2.3.1.1 Erste Entwicklungen bis 1945**

##### **Holz-Beton-Verbunddecke nach MÜLLER (1919)**

Die Idee der Ausbildung eines statisch wirksamen Verbundes zwischen Holz und Beton fand erstmals in der Patentschrift des Dortmunder Ingenieurs MÜLLER „Decke aus hochkantig stehenden Holzbohlen oder Holzbrettern und Betondeckschicht“ Erwähnung [Mül21]. Die Patentanmeldung datiert auf den 2. April 1919. Abb. 2.3 zeigt diese erste HBV-Deckenbauart im Querschnitt. Ein gemeinsam tragfähiger T-förmiger Verbundquerschnitt sollte gemäß dieser Erfindung durch auf die hölzernen Tragstege oberseitig aufgenagelte und in die Betonschicht eingreifende Bügel hergestellt werden. Die Bügel dienten dabei zugleich als Zug- und Schubbewehrung der Betonplatte. Rundeisen und Schalbretter waren nur temporär für die Herstellung der Ortbetonplatte vorgesehen. Mit Hinweis darauf, dass der Hauptzweck der Vergrößerung der Verbundwirkung zwischen Holz und Beton gegenüber bis dahin bekannten Bauweisen völlig neu gewesen sei, unterstrich Müller den Innovationscharakter seiner Erfindung.

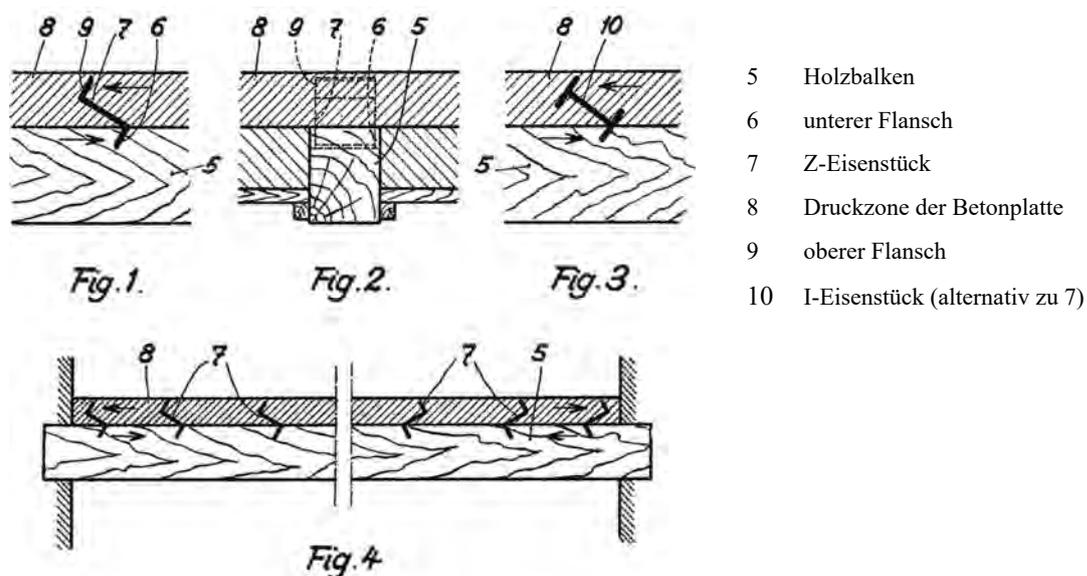


- a) hochkant gestellte dünne Holzbohle als Tragsteg
- b) Löcher
- c) Nägel
- d) Bügel
- e) nicht weiter bewehrte Betonplatte als Druckgurt
- f) Rundeisen zur Lagerung der Schalbretter
- g) Schalbretter

**Abb. 2.3:** Decke aus hochkantig stehenden Holzbohlen oder Holzbrettern und Betondeckschicht nach MÜLLER, aus [Mül21]

### Holz-Beton-Verbunddecke nach SCHAUB (1936)

SCHAUB entwickelte die Idee weiter und ließ sich 1936 in der Schweiz, unter Verweis auf zu dieser Zeit bereits bekannt gewordene, ähnliche Bauweisen für Holzbetonverbunddecken, seine Erfindung einer „Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte“ patentieren [Scha39]. Zur Ausbildung einer schubfesten Verbindung sieht dieses Patent die Verwendung von in die Holzrippen eingelassenen Profileisenstücken vor (Abb. 2.4). Als besonders vorteilhaft gegenüber Holz-Beton-Verbundbauarten mit Verzahnungen zwischen Betonplatte und Holzrippen hob SCHAUB die Einfachheit der Herstellung, insbesondere beim nachträglichen Einbau zwecks Verstärkung bereits bestehender Decken sowie die besondere Eignung der Bauart bei starken dynamischen Einwirkungen hervor.



- 5 Holzbalken
- 6 unterer Flansch
- 7 Z-Eisenstück
- 8 Druckzone der Betonplatte
- 9 oberer Flansch
- 10 I-Eisenstück (alternativ zu 7)

**Abb. 2.4:** Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte nach SCHAUB, aus [Scha39]

### Holzbewehrte Hohlsteindecke nach SPERLE (1937)

Ein weiteres interessantes Beispiel der Substitution von Stahl durch Holz aus dieser Zeit stellt die von SPERLE ebenfalls in den 1930er Jahren entwickelte und 1937 auf der Baumesse vorgestellte holzbewehrte Hohlsteindecke dar, welche er in darauffolgenden Jahren noch weiterentwickelte (Abb. 2.5, Abb. 2.6, [Schm40], [Spe43]). Trotz mehrerer erfolgreich durchgeführter Versuche blieb SPERLE die baupolizeiliche Zulassung verwehrt, sodass sich diese Deckenbauart, mit Ausnahme einiger weniger Versuchsdecken, nicht durchsetzen konnte.

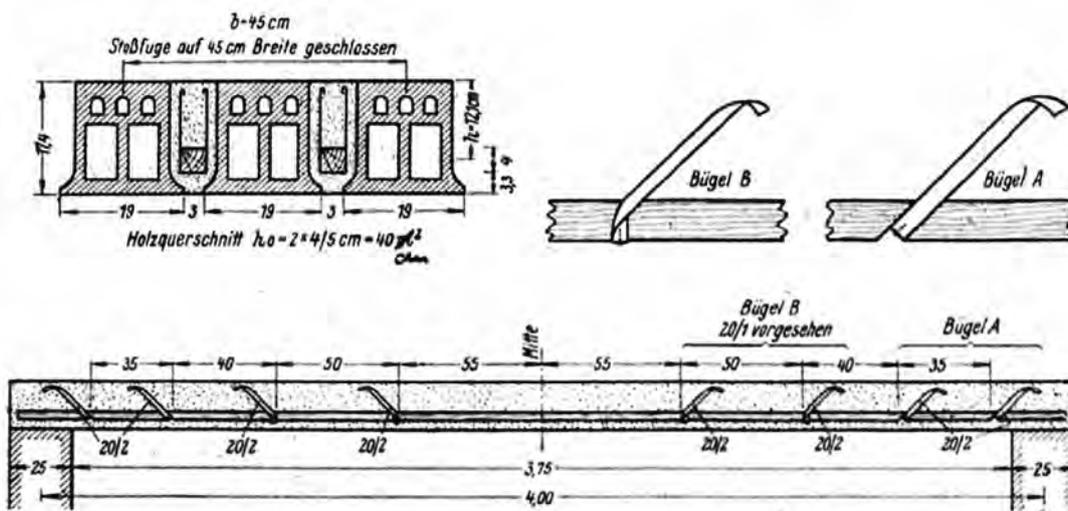


Abb. 2.5: Holzbewehrte Hohlsteindecke nach SPERLE, aus [Spe43]

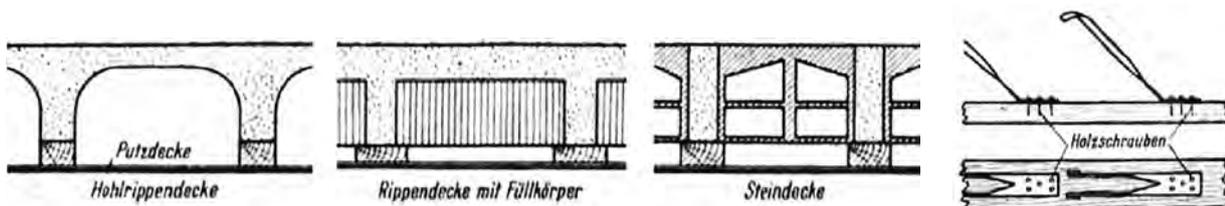


Abb. 2.6: Weiterentwicklungen der holzbewehrten Massivdecken nach SPERLE, aus [Spe43]

### Holz-Beton-Verbunddecke nach SCHUBERT (1941)

Unter Verweis auf die Patentanmeldung eines Züricher Ingenieurs berichtet SCHUBERT in [Schu41] von einer weiteren, in Zeiten der Eisenverknappung entwickelten und versuchstechnisch erprobten Betondeckenbauart (Betonplattendicke 6 bis 10 cm), bei der die Zugarmierung durch Holzquerschnitte mit  $b/h = 9/12$  cm bis  $10/18$  cm ersetzt wird. Über die baupraktische Anwendung liegen keine Informationen vor. In Abbildung Abb. 2.7 ist die Konstruktion in Quer- und Längsschnitt dargestellt.

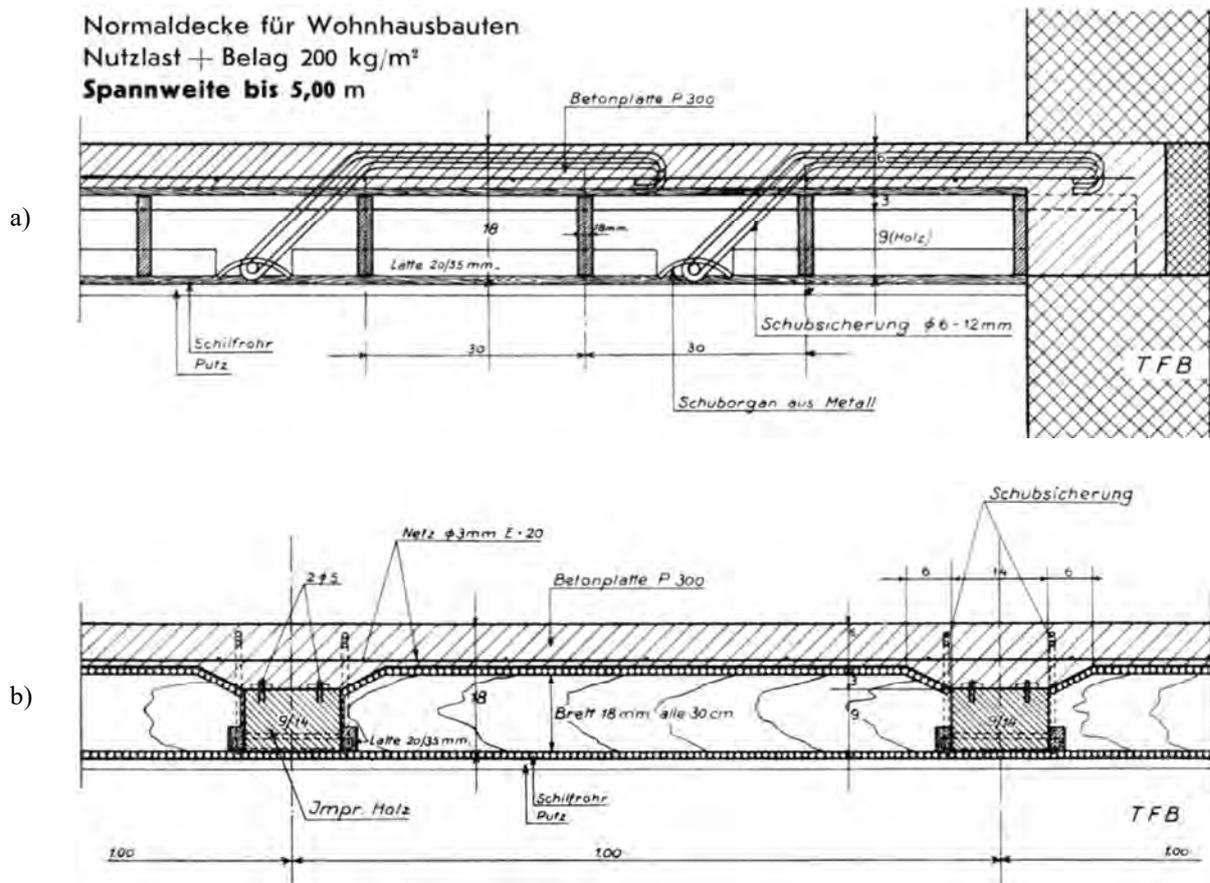


Abb. 2.7: Holz-Betondecke nach SCHUBERT im Längs- (a) und Querschnitt (b), aus [Schu41]

### 2.3.1.2 Entwicklungen zwischen 1945 und 1980

Die zwischen 1919 und dem Ende des zweiten Weltkrieges entwickelten HBV-Systeme fanden in dieser Zeit nur vereinzelt baupraktische Anwendung. In den darauffolgenden Jahren des wirtschaftlichen Aufschwungs gerieten die Deckensysteme zunächst weitestgehend in Vergessenheit. Erst ab 1960 wurden HBV-Systeme in der ehemaligen Tschechoslowakei und später auch in Polen wieder vermehrt zur Verstärkung alter Holzbalkendecken mittels mittragender Aufbetonschichten eingesetzt. POŠTULKA [Poš97] und GODYCKI ET AL. [GPK84] berichten von umfangreichen experimentellen Untersuchungen sowie Patentanmeldungen in diesen Ländern. Als Verbundmittel wurden Nägel, in Polen auch in Kombination mit Kerven, verwendet.

PINCUS führte bereits Ende der 1960er Jahre erfolgreich erste experimentelle Untersuchungen an HBV-Trägern mit Klebverbund durch ([Pin69], [Pin70], [Pin78]). Über praktische Anwendungen dieser Art der Verbundfugenausbildung in den Folgejahren sind in der Literatur keine Angaben zu finden. Aufgrund der Relevanz der von PINCUS durchgeführten Untersuchungen für die vorliegende Arbeit, werden diese in Abschnitt 2.5.2 näher vorgestellt.

### 2.3.1.3 Weiterentwicklungen ab 1980 und aktueller Stand der Technik

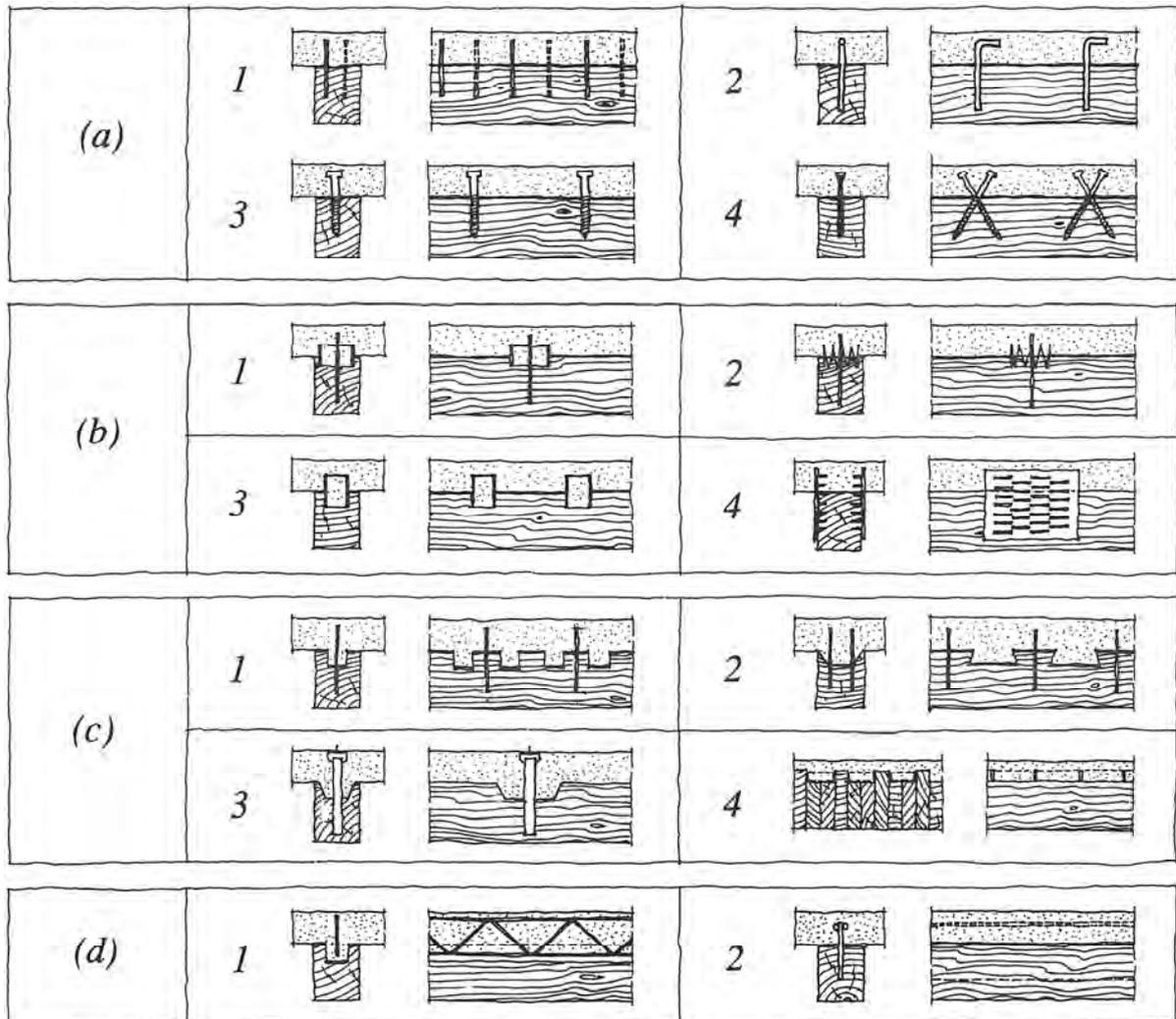
In Westeuropa erfuhr die Holz-Beton-Verbundbauweise erst in den 1980er Jahren wieder ein zunehmendes Interesse. Auf dem Gebiet des Hochbaus stand zunächst ebenfalls die Ertüchtigung bestehender Holzbalkendecken im Fokus der zunehmenden Forschungstätigkeiten. Durch die Anordnung einer mittragenden Aufbetonschicht konnten Bestandsdecken nicht nur in Bezug auf Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, sondern auch hinsichtlich bauphysikalischer Anforderungen (Schall- und Brandschutz) deutlich aufgewertet werden. Denkmalgeschützte Deckenunterseiten können dabei erhalten bleiben. Eine Übersicht der bis Mitte der 1990er Jahre entwickelten und am häufigsten verwendeten Verbundfugenkonfigurationen gibt CECCOTTI in [Cec95] (Abb. 2.8). Entsprechend der Steifigkeit der Verbindungen unterteilte CECCOTTI diese aufsteigend in vier Gruppen. Demnach liegt die wirksame Biegesteifigkeit  $EI_{ef}$  des Verbundquerschnitts für die verschiedenen Verbindungen zwischen 50 % (Abb. 2.8 a)) und 100 % (Abb. 2.8 d)) der Biegesteifigkeit eines Querschnitts mit einer vollständig starren Fuge. Neben den aufgeführten Verbindungen, bei denen eine mechanische Verzahnung zumeist durch Anordnung zusätzlicher metallischer Verbundelemente angestrebt wird, besteht auch die Möglichkeit, den natürlichen Haftverbund zwischen Holz und Beton zur Schubübertragung zu nutzen. Untersuchungen hierzu wurden von LEHMANN durchgeführt [Leh04].

Mit Stand 2017 waren beim Deutschen Institut für Bautechnik mehr als 15 allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen bzw. Europäische Technische Zulassungen zum Holz-Beton-Verbund gelistet. Bei den meisten dieser Zulassungen finden spezielle Holzschrauben als Verbundmittel Verwendung (Abb. 2.9). Die hiermit erzielbaren Verbundsteifigkeiten sind relativ gering (vgl. Abb. 2.8). Auf Basis einer Parameterstudie wurden Schrauben daher bereits von SIMON [Sim08] für die Anwendung im Straßenbrückenbau als ungeeignet eingestuft. Es wird daher hier nicht näher auf diese Systeme eingegangen.

Bei der in Zulassung [Z-9.1-473] geregelten Bauweise für Brettstapel-Beton-Verbunddecken kommen sogenannte Flachstahlschlösser als Verbundmittel zum Einsatz. Hierbei handelt es sich um Vollmetallstreifen (5 mm × 40 mm), welche mit einer Neigung von ca. 5° aus der Vertikalen in quer zur Spannrichtung von Brettstapelelementen verlaufenden Sägenuten eingebracht werden. Im Verbund mit einer mindestens 6 cm starken Ortbetondeckschicht werden auf diese Weise Brettstapel-Beton-Verbunddecken für den Neubau hergestellt (Abb. 2.10).

Verbindungen entsprechend Abb. 2.8 c) und d), wie Betonkerven, parallel zur Faserrichtung ins Holz eingeklebte Stahlbleche bzw. Streckmetallstreifen [Z-9.1-557] oder Brettstapelelemente mit höhenversetzten Brettlamellen und stählernen Scherplatten besitzen deutlich höhere

Verbundsteifigkeiten und zumeist auch höhere Tragfähigkeiten. Sie sind daher neben Hochbauanwendungen auch für den Brückenbau geeignet oder wurden speziell für den Einsatz bei HBV-Brücken entwickelt. Auf diese Verbindungen wird nachfolgend vertieft eingegangen.



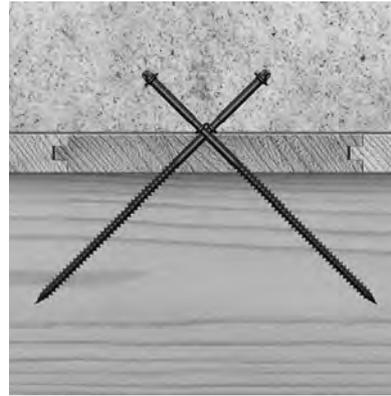
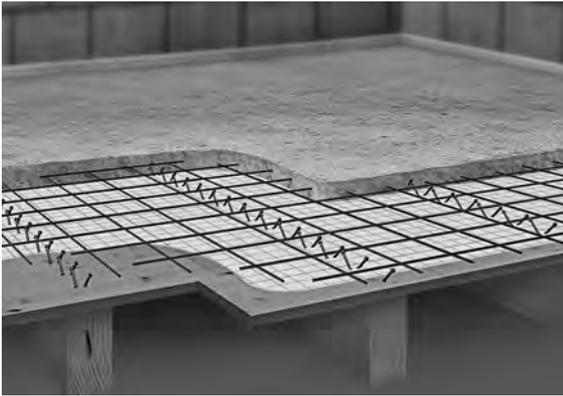
**Abb. 2.8:** Übersicht und Kategorisierung häufig verwendeter Holz-Beton-Verbindungen, aus [Cec95]

Gruppe a: (geringste Steifigkeit) Nägel (1), Stabdübel aus Betonstahl (2), Schrauben (3, 4)

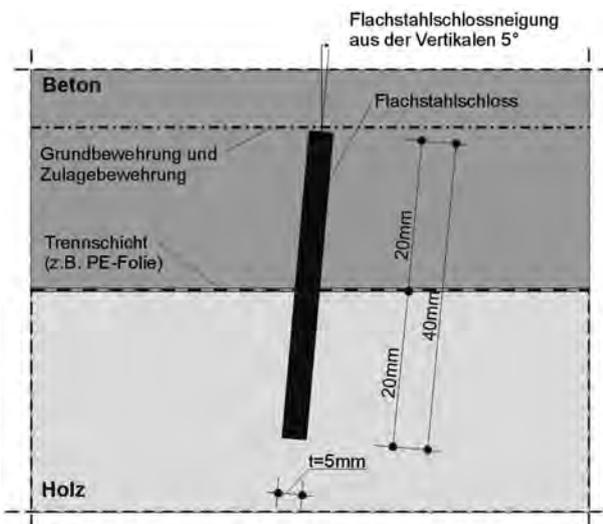
Gruppe b: Einlassdübel (1), Einpressdübel (2), Stahlrohrstücke (3), Nagelplatten (4)

Gruppe c: vorgebohrte Vertiefungen mit Verbindungsmitteln (1), viereckige Vertiefungen mit Verbindungsmitteln (2), Kerven mit vorgespannten Stahlstäben (3), Brettstapeldecken mit stählernen Scherplatten (4)

Gruppe d: (praktisch starre Verbindung) Fachwerk aus Stahlstäben mit Holzträger verleimt (1), in den Holzträger eingeleimtes Stahlblech (2)



**Abb. 2.9:** HBV-Decke mit bauaufsichtlich zugelassenen Verbundschauben am Beispiel System SFS VB nach [Z-9.1-342] der Fa. SFS intec AG, aus [IQ1]



**Abb. 2.10:** Brettstapel-Beton-Verbunddeckensystem mit Flachstahlschlössern als Verbundelemente [Z-9.1-473], aus [RGL02]

## 2.3.2 Überblick zu Entwicklungen im Straßenbrückenbau

### 2.3.2.1 Holz-Beton-Verbundbrückenbau weltweit

Erste Untersuchungen an Holz-Beton-Verbundbauteilen mit Plattenbalkenquerschnitt, welche von der Stadt Seattle in Zusammenarbeit mit der Universität von Washington in den frühen 1920er Jahren durchgeführt wurden, finden in [Del00] Erwähnung. In der Fachliteratur besser dokumentiert sind die Entwicklungen, welche ca. zehn Jahre später, ebenfalls in den USA, praktisch unabhängig voneinander und nahezu zeitgleich sowohl an der Westküste (Oregon), als auch an der Ostküste (Washington, Florida) vorangetrieben wurden. Zu dieser Zeit waren Jochbrücken in den USA sehr gebräuchlich. In Oregon stellten derartige Brücken mit kurzen Spannweiten von weniger als 10 m ca. 50 % des gesamten Straßenbrückenbestandes dar

[BM41]. Oft wurden diese Brücken kostengünstig als einfache, ungeschützte Holzbrücken mit geringen Nutzungsdauern errichtet. Eine Alternative stellten die weitaus teureren Stahlbetonbrücken, zum Teil auch im Zusammenwirken mit Stahlträgern, dar. Auch gab es in den USA bereits vereinzelt Brücken mit hölzernen Hauttraggliedern und schützender Betonplatte. Aufgrund der hierbei fehlenden Verbundwirkung erforderte diese Brückenbauweise jedoch besonders große Holzquerschnitte, um die an der Betonunterseite auftretenden Zugspannungen gering zu halten. Aus wirtschaftlichen Überlegungen suchte man daher nach Möglichkeiten, die Betonfahrbahnplatte und die hölzernen Brückenlängsträger kraftschlüssig miteinander zu verbinden, um somit eine alternative Bauart für Straßenbrücken zu entwickeln ([BM41], [MP43]).

### **Untersuchungen von BALDOCK und MCCULLOUGH (USA, 1932)**

BALDOCK und MCCULLOUGH führten 1932 im Auftrag des Oregon State Highway Departments umfangreiche systematische Untersuchungen an Biegeträgern mit T-förmigen Plattenbalkenquerschnitten durch ([BM41], [McC43]). In zwei Serien mit jeweils fünf verschiedenen Verbundfugenkonfigurationen wurden insgesamt 22 Prüfkörper getestet. Diese besaßen innerhalb der beiden Serien jeweils nahezu identische Abmessungen. Die Stützweite betrug einheitlich ca. 4,60 m. Die Belastung wurde in den Drittpunkten aufgebracht. Abb. 2.11 zeigt die verschiedenen untersuchten Verbundfugenkonfigurationen am Beispiel der Versuchsserie 2. Im Vorfeld der Kurzzeitbiegeversuche wurden fünf Biegeträger zusätzlichen zyklischen Belastungen (max. 20 Lastzyklen) und zwei Biegeträger zusätzlichen Temperaturwechseln (3 Zyklen zwischen  $-9,4\text{ °C}$  und  $+20,6\text{ °C}$ ) ausgesetzt.

Auf Basis der Versuchsergebnisse identifizierten BALDOCK und MCCULLOUGH die Methoden C (Kerven in Kombination mit Nägeln) und D (eingelassene Stahlrohrdübel) als effektivste Verbundfugenkonfigurationen. Beide Varianten zeichneten sich durch hohe Steifigkeiten und Tragfähigkeiten aus. Gegenüber reinen Holzträgern mit gleichen Abmessungen wurden mit diesen Methoden mehr als doppelt so hohe Bruchlasten bei um mindestens 75 % geringeren Durchbiegungen erzielt. Die anderen drei Methoden erwiesen sich aufgrund einer vergleichsweise geringen Tragfähigkeit (Methode B), zu geringer Steifigkeit (Methode A) bzw. eines unerwünschten Versagensmechanismus (Methode E) als ungeeignet. Bezüglich der Methode C wurden wirtschaftliche Vorteile gegenüber Methode D gesehen. Die zyklischen Vorbelastungen führten zu geringfügigen plastischen Vorverformungen im Bereich der Verbundelemente der zugehörigen Proben. In den anschließenden Bruchversuchen konnte jedoch kein Einfluss der Vorbelastungen auf die Tragfähigkeit der Bauteile festgestellt werden.

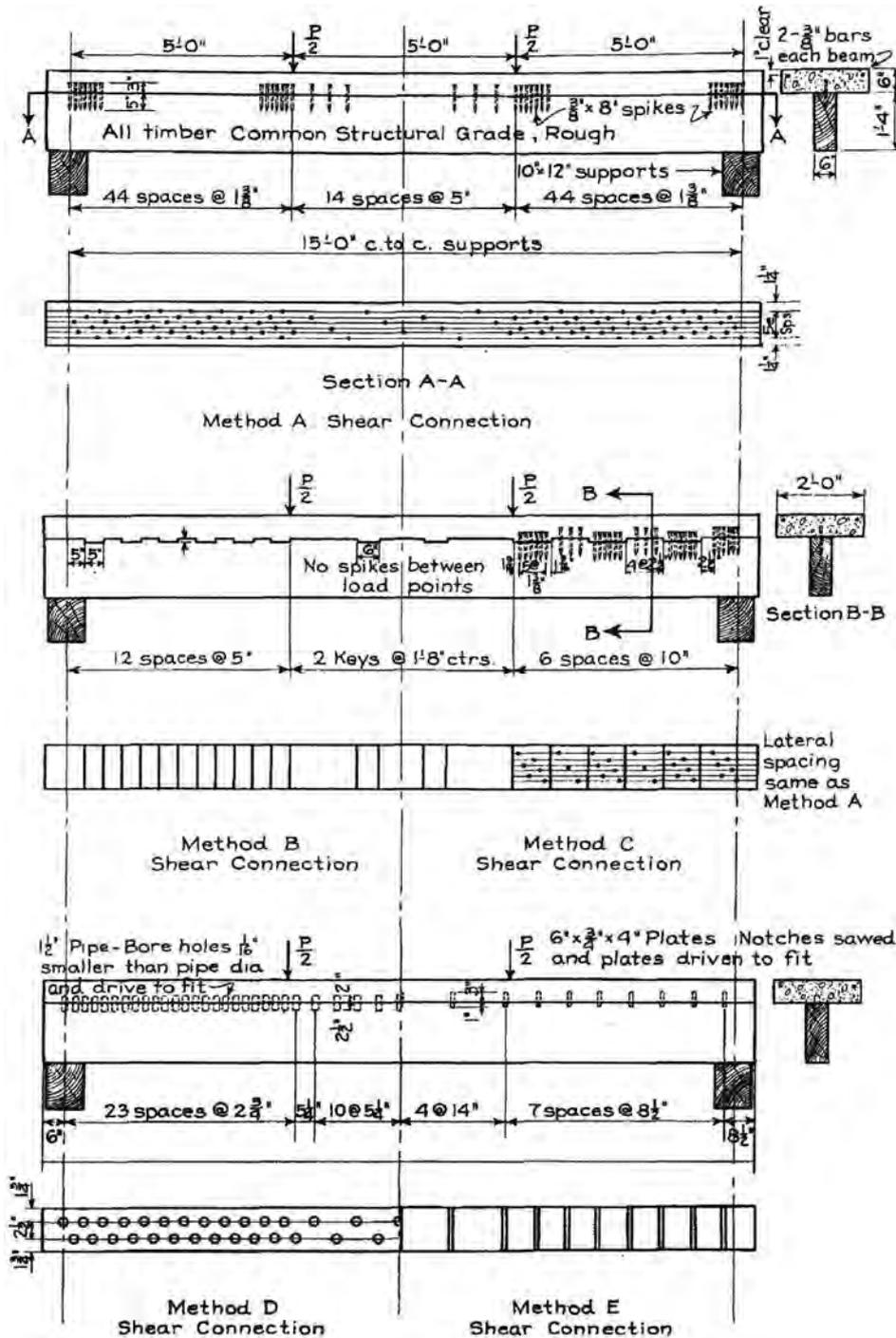


Abb. 2.11: Von BALDOCK und MCCULLOUGH untersuchte Verbundfugenkonfigurationen am Beispiel der Versuchsserie 2, aus [McC43]

- Methode A: vorgebohrte Nägel (ca. 9,5x200 mm)
- Methode B: Kerven (Einschnitttiefe ca. 2,5 cm; Einschnittlänge ca. 12,7 cm)
- Methode C: Kerven (Methode B) in Kombination mit Nägeln (Methode A)
- Methode D: Stahlrohrdübel in vorgefrästen Nuten (Außendurchmesser 6,35 cm in Serie 1 bzw. 3,81 cm in Serie 2)
- Methode E: Stahlplatten in Sägenuten (ca. 19x100 mm)