

**Untersuchungen zur Bewertung von Verbundbauteilen  
aus Brettstapelelementen im Flächenverbund  
mit mineralischen Deckschichten**

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

an der Fakultät Bauingenieurwesen

der

BAUHAUS-UNIVERSITÄT WEIMAR

vorgelegt von Dipl.-Ing. Steffen Lehmann

aus Weimar

Gutachter:           1. Prof. Dr.-Ing. Karl Rautenstrauch  
                          2. Prof. Dr.-Ing. habil. Erich Raue  
                          3. Prof. Dr.-Ing. habil. Werner Schneider

Tag der Disputation: 03.12.2004

## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Bauhaus-Universität Weimar. In dieser Zeit wirkte ich an der Durchführung eines durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft geförderten Projektes zum Thema „Untersuchungen des Biegetragverhaltens hybrider Verbundelemente aus Holz und mineralischen Deckschichten unter besonderer Berücksichtigung eines Haftverbundes zwischen den Baustoffschichten“ mit.

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen bedanken, die mir mit Rat und Tat zur Seite gestanden haben.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Professor Dr.-Ing. Karl Rautenstrauch, Leiter der Professur für Holz- und Mauerwerksbau der Bauhaus-Universität Weimar, der mir bei allen Unwägbarkeiten während der theoretischen und praktischen Bearbeitung des Themas mit fachlichem Rat und persönlicher Initiative zur Seite stand.

Herrn Professor Dr.-Ing. habil. Erich Raue, Leiter der Professur Massivbau I der Bauhaus-Universität Weimar, danke ich für die Übernahme des zweiten Gutachtens. Die kollegiale Diskussion mit Mitarbeitern seiner Professur während der Versuchsdurchführung war sehr hilfreich.

Herrn Professor Dr.-Ing. habil. Werner Schneider, Institut für Statik und Dynamik der Tragstrukturen der Universität Leipzig, danke ich für die Gesprächsbereitschaft und sein Interesse an meiner Arbeit sowie für die Übernahme des zweiten Korreferates.

Ganz besonderer Dank gilt meinen Kolleginnen und Kollegen, besonders aber Herrn Dipl.-Ing. Marco Grosse, an der Professur für Holz- und Mauerwerksbau für die stetige Diskussionsbereitschaft und die anregende Zusammenarbeit.

Bedanken möchte ich mich ebenfalls bei den Mitarbeitern der Versuchstechnischen Einrichtung der Bauhaus-Universität Weimar sowie den Herren Markus Jahreis, Danny Rauschenberg, Marc Thöring und Andreas Volkhardt, die mit außerordentlichem Einsatz im Rahmen ihrer Diplomarbeit die Arbeit unterstützten.

Ein ganz besonders herzlicher Dank gilt meiner Familie, die in kritischen Phasen durch viel Verständnis und Entgegenkommen einen besonderen Anteil am Gelingen dieser Arbeit hat.

Steffen Lehmann

Weimar, 2004

## Inhaltsverzeichnis

<b>Formelzeichen und Abkürzungen</b>	<b>VI</b>
<b>1 EINFÜHRUNG</b>	<b>1</b>
1.1 Einordnung der Arbeit	1
1.2 Einleitung	1
1.3 Stand der Forschung	3
1.4 Stand der Normung	5
1.4.1 In Deutschland	5
1.4.2 Deutsche Zulassungen	6
1.4.3 Internationale Normen	6
1.5 Eigene Vorarbeiten	6
1.5.1 Vorbemerkungen	6
1.5.2 Voruntersuchungen zum Haftverbund	8
1.6 Forschungsansatz und Motivation	10
1.7 Herangehensweise	11
<b>2 TRAGVERHALTEN VON BRETTSTAPELELEMENTEN IM FLÄCHENVERBUND MIT MINERALISCHEN DECKSCHICHTEN</b>	<b>14</b>
2.1 Allgemeines	14
2.2 Verbundmechanismen im unmittelbaren Verbund	16
2.2.1 Haftverbund	18
2.2.2 Scherverbund	19
2.2.3 Reibungsverbund	20
2.3 Verbundparameter und Einflussfaktoren	21
2.3.1 Allgemeine Betrachtungen	21
2.3.2 Temperatur	21
2.3.3 Geometrie und Größeneffekte	21
2.3.4 Feuchtegehalt	22
2.3.5 Saugfähigkeit	23
2.3.6 Oberflächenbeschaffenheit	23
2.3.7 Struktur	23
2.4 Bewertung der Holzoberflächentopographie	23
2.4.1 Allgemeines	23
2.4.2 Messmethoden zur Oberflächenbewertung	25
2.4.3 Ausgewählte Oberflächenkenngrößen	26
2.4.4 Analysesystem der Firma RODENSTOCK	27
2.4.5 Analysesystem TRACEiT	28
2.4.5.1 Oberflächenuntersuchungen mittels Streulichtverfahren an kleinen Bauteilen	29
2.4.5.2 Auswertung der Oberflächenstruktur des Holzes an kleinen Bauteilen	29
2.4.6 Gegenüberstellung der Systeme TRACEiT und RODENSTOCK	32
2.4.7 Zusätzliche Untersuchungen	32
2.4.8 Quantifizierung der Fugentopographie an den rohen Brettstapelelementen	33
2.5 Zusammenfassung	35

<b>3</b>	<b>SCHERVERSUCHE ALS SLIP-BLOCK-TEST</b>	<b>37</b>
3.1	Problemstellung und Zielsetzung	37
3.2	Versuchsplanung und Versuchsvorbereitung	38
3.2.1	Wahl des Prüfverfahren	38
3.2.2	Material der Prüfkörper	41
3.1.3	Darstellung der Versuche	43
3.1.4	Herstellung der Probekörper	46
3.3	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	47
3.3.1	Versuchsstand – Modifizierter Slip-Block-Test	47
3.3.2	Messstellen	48
3.3.3	Lastregime	49
3.3.3.1	Scherkraft	49
3.3.3.2	Vertikale Haltekraft	51
3.4	Versuchsergebnisse und Interpretation	53
3.4.1	Einzelauswertung der Versuchsserien	53
3.4.2	Prüfkörper mit Deckschicht aus Normalbeton	53
3.4.2.1	Gleichhohe sägeraue Lamellen	53
3.4.2.2	Höhenversetzte sägeraue Lamellen	55
3.4.2.3	Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen	56
3.4.3	Prüfkörper mit Deckschicht aus Zementestrich	57
3.4.3.1	Gleichhohe sägeraue Lamellen	57
3.4.3.2	Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen	58
3.4.4	Prüfkörper mit Deckschicht aus Anhydrit-Fließestrich	59
3.4.4.1	Gleichhohe sägeraue Lamellen	59
3.4.4.2	Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen	60
3.4.5	Prüfkörper mit Deckschicht aus Geopolymerbeton	61
3.4.5.1	Gleichhohe sägeraue Lamellen	61
3.4.5.2	Höhenversetzte sägeraue Lamellen	62
3.4.5.3	Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen	63
3.4.6	Fugenschubübertragung	65
3.4.7	Reibung	67
3.4.8	Haftverbund	71
3.4.9	Untersuchung der Oberflächenstruktur des Holzes nach dem Slip-Block-Test	72
3.4.10	Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Oberflächenbeschaffenheit	73
3.5	Zusammenfassung	74
<b>4</b>	<b>HAFTZUGVERSUCHE</b>	<b>76</b>
4.1	Problemstellung und Zielsetzung	76
4.2	Theoretische Grundlagen	77
4.2.1	Haftzugfestigkeit	77
4.2.2	Kohäsion	77
4.2.3	Adhäsion	78
4.2.4	Bruchmechanik	79
4.2.4.1	Problemstellung	79
4.2.4.2	Bruchmechanische Konzepte	79
4.2.4.3	Rissmodelle der NLBM	80



4.2.4.4	Spannungsübertragung im Riss und bruchmechanische Parameter	81
4.2.4.5	Anforderungen an den Versuch	82
4.3	Versuchsplanung und Versuchsvorbereitung	82
4.3.1	Wahl des Prüfverfahren	82
4.3.2	Materialien der Prüfkörper	83
4.3.3	Darstellung der Versuche	84
4.3.4	Herstellung der Probekörper	86
4.4	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	87
4.4.1	Versuchsstand-Modifizierter Stirnabzugstest	87
4.4.2	Messstellen	88
4.4.3	Lastregime	90
4.4.4	Hilfskonstruktion	91
4.5	Versuchsergebnisse und Interpretation	92
4.5.1	Aufgezeichnete Messdaten	92
4.5.2	Ermittelte Kenndaten	93
4.5.3	Zusammenstellung der Kenndaten	96
4.5.4	Phasen der Entfestigung	96
4.5.4.1	Entfestigung Phase I	98
4.5.4.2	Entfestigung Phase II	101
4.5.4.3	Entfestigung Phase III	103
4.5.5	Vergleich der Fugenzugfestigkeiten	104
4.5.6	Diskussion der Bruchenergie	105
4.5.7	Diskussion des Feuchteinflusses	105
4.5.8	Fehlerbetrachtung	108
4.5.9	Einordnung der Versuchsergebnisse	110
4.6	Zusammenfassung	112
<b>5</b>	<b>BIEGEVERSUCHE</b>	<b>114</b>
5.1	Problemstellung und Zielsetzung	114
5.2	Versuchsplanung und Versuchsvorbereitung	114
5.2.1	Wahl des Prüfverfahrens	114
5.2.2	Material der Prüfkörper	115
5.2.2.1	Biege-E-Modul-Bestimmung der rohen Brettstapelelemente	116
5.2.3	Darstellung der Versuche	117
5.2.4	Herstellung der Verbundelemente	121
5.3	Numerische Voruntersuchungen mit dem Programm ANSYS	122
5.3.1	Allgemeines	122
5.3.2	Modellbildung und Rechenannahmen	123
5.3.3	Numerische Voruntersuchungen	126
5.4	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	128
5.4.1	Versuchsstand	128
5.4.2	Messstellen	129
5.4.3	Lastregime	132
5.5	Versuchsergebnisse und Interpretation	133
5.5.1	Darstellung der Ergebnisse	133
5.5.2	Tragverhalten und Versagensbild	133
5.5.3	Prüfkörper mit Deckschicht aus Normalbeton	134

5.5.3.1	Gleichhohe sägeraue Lamellen	134
5.5.3.2	Höhenversetzte sägeraue Lamellen	135
5.5.3.3	Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen	136
5.5.4	Probekörper mit Deckschicht aus Zementestrich	138
5.5.4.1	Höhenversetzte sägeraue Lamellen	138
5.5.4.2	Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen	139
5.5.5	Probekörper mit Deckschicht aus Anhydritestrich	141
5.5.5.1	Höhenversetzte sägeraue Lamellen	141
5.5.5.2	Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen	142
5.5.6	Prüfkörper mit Flachstahlschlössern	144
5.5.6.1	Gleichhohe sägeraue Lamellen mit Betondeckschicht und Flachstahlschloss	144
5.5.6.2	Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen mit Zementestrichdeck-schicht und Flachstahlschloss	145
5.5.7	Entwicklung des Biegefortschritts	146
5.5.8	Rechnerische Biegesteifigkeit des Verbundbauteils	147
5.5.8.1	Ermittlung der Biegesteifigkeiten	147
5.5.8.2	Wirksamkeit der Verbundfuge	151
5.5.9	Dehnungen und Normalspannungen	152
5.5.10	Diskussion der Ergebnisse	155
5.6	Verifikation rechnerischer Ergebnisse aus dem Programm ANSYS	162
5.7	Das Simulationsprogramm ISOBEAM	163
5.7.1	Entwicklung eines Stabwerksmodell in ISOBEAM	163
5.7.2	Angenommenes Materialverhalten im Kurzzeittragverhalten	167
5.7.2.1	Holz/Brettstapelelement	168
5.7.2.2	Mineralisch gebundene Deckschichten	169
5.7.2.3	Fugenausführung als Koppelstab	170
5.7.3	Verifikation des Rechenmodells mit Hilfe der Kurzzeitbiegeversuche	171
5.8	Zusammenfassung	175
<b>6</b>	<b>LANGZEITTRAGVERHALTEN</b>	<b>177</b>
6.1	Allgemeines	177
6.2	Angaben in der Normung	178
6.6	Langzeittragverhalten	179
6.6.1	Holz/Brettstapelelement	179
6.6.2	Normalbeton	182
6.6.3	Zementestrich	185
6.6.4	Anhydrit-Fließestrich	186
6.4	Numerische Langzeituntersuchungen	186
6.4.1	Berücksichtigung der Langzeiteffekte von Holz	186
6.4.2	Berücksichtigung der Langzeiteffekte von Normalbeton	189
6.4.3	Berücksichtigung der Langzeiteffekte von Zementestrich	190
6.4.4	Berücksichtigung der Langzeiteffekte von Anhydrit-Fließestrich	191
6.5	Eigene Langzeitbiegeversuche	192
6.5.1	Allgemeines	192
6.5.2	Prüfkörper	192
6.5.3	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	192
6.5.4	Messeinrichtung	193

---

6.6	Versuchsergebnisse und Verifikation des FE-Modells	194
6.6.1	Voruntersuchungen	194
6.6.2	Auswertung der Simulation und Vergleich mit Versuchsdaten	199
6.6.3	Parameteruntersuchungen	202
6.6.4	Auswertung der Parameterstudie	204
6.7	Zusammenfassung	206
<b>7</b>	<b>BEMESSUNGSKONZEPT</b>	<b>208</b>
7.1	Allgemeines	208
7.2	Nachweise der Tragfähigkeit	211
7.3	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	214
<b>8</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK</b>	<b>217</b>
8.1	Zusammenfassung	217
8.2	Ausblick	220
<b>9</b>	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>221</b>
	<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>232</b>
	<b>Anhang A</b>	
	<b>Anhang B</b>	
	<b>Anhang C</b>	
	<b>Anhang D</b>	
	<b>Anhang E</b>	

## Formelzeichen und Abkürzungen

Im folgenden werden die Wichtigsten in dieser Arbeit verwendeten Formelzeichen und geometrischen Größen aufgeführt. Nicht verzeichnete Symbole werden bei ihrem ersten Auftreten im Text erläutert.

### Hauptzeiger

A	Sieblinie, Fläche, Abminderungsfaktor
B	Sieblinie, Biegesteifigkeit
C	Fugenschubsteifigkeit aus den Versuchen
E	Elastizitätsmodul, Einwirkung
F	Kraft
G	Schubmodul, Bruchenergie, Fugenschubmodul
H	horizontal
I	Flächenmoment 2. Grades (Flächenträgheitsmoment)
IWT	induktiver Wegaufnehmer
KMD	Kraftmessdose
L	Stützweite
M	Moment
N	Normalkraft
P	profiliert, Einzellast
R	Rauwert, sägerau
RH	relative Luftfeuchte
S	Schwerpunkt
St	Stahl
T	Schubkraft, Temperatur
TF	Teilfläche
V	versetzt, vertikal, Querkraft
WA	Wasseranspruch
Z	Einzelrautiefe
a	Abstand, Jahre
b	Breite
c	Kohäsion
d	Tage, Dicke
e	Abstand
e'	Koppelstababstand
ef	effektiv
f	Festigkeit, Frequenz, Durchbiegung
h	Höhe allgemein, Abstand
i	Laufvariable
k	Beiwert, Verbindungssteifigkeit, Modifizierungsfaktor, Faktoren
l	Länge allgemein, links
m	Masse, Variable
n	Anzahl
q	Gleichstreckenlast
r	rechts

s	shear
t	Zeit
u	Holzfeuchte, Verschiebung
v	Verschiebungsgeschwindigkeit, Anstieg, Rissöffnung
w	Wasseranteil am Mischungsentwurf, Durchbiegung
x	Achsbezeichnung, Koordinaten
y	Achsbezeichnung, Koordinaten
z	Zementanteil am Mischungsentwurf
$\alpha$	Verhältniszahl, Wärmedehnzahl
$\beta$	Beiwert
$\varepsilon$	Dehnung, Schwindmaß
$\gamma$	Teilsicherheitsbeiwert, Schubverzerrung, Abminderungsbeiwert
$\tilde{\gamma}$	bezogener Abminderungsfaktor
$\eta$	Dämpfer
$\varphi$	innerer Reibungswinkel, Kriechfaktor
$\mu$	Reibungsbeiwert
$\nu$	Verschiebung
$\theta$	Retardationszeit
$\sigma$	Normalspannung
$\tau$	Schubspannung
$\psi$	Dilatanzwinkel
$\Delta$	Differenz

**Fußzeiger**

BA	Arbeitslinie nach [beck_1]
CS	zeitlicher Verlauf
D	Druck
DS	Deckschicht
F	spezifische, Einzellast
G	Bezugsgrundfläche
H	Holz
HV	Haftverbund
M	Material, Baustoff
MD	mineralische Deckschicht
OF	Oberfläche
Q	quer
R	infolge Reibung
RH	relative Luftfeuchte
V	Verbund
a	äußeres, allgemeiner
app	scheinbar
bel	Belastung
c	Beton (concrete) , Druck (compression)
d	design, Bemessungswert
def	Verformung

---

ef	effektiv
el	elastisch
est	geschätzt
f	formspezifisch
fin	Endwert
ges	gesamt
i	inneres, Laufvariable
inst	Anfangswert
j	Fuge (joint)
k	charakteristischer Wert, Kriechen
ko	Koppelstab
lin	linear
m	mittlerer Wert
max	Maximalwert
mean	mittlerer Wert
mess	Messung
mod	Modifikation
ms	mechano-sorptiv
o	Oberseite
opt	optisch gestreckt
proj	projiziert
q	quadratisch
q-s	quasi-ständig
rb	in folge Reibung
red	reduziert
s	shear, Stab, Schub
ser	Gebrauchszustand
t	Zug, timber
u	Unterseite, Bruchzustand
v	Schub, Versatz, Vergleich
ve	viskoelastisch
vs	Scherverbund
w	wahre
z	Rautiefe in z-Richtung
0,05	5-% Fraktile
0	in Faserrichtung
$\infty$	zum Zeitpunkt unendlich
12	12 %
4a	4 Jahre
20a	20 Jahre
0,946	94,6%
1,0315	103,15%
0,7	70%

# 1 Einführung

## 1.1 Einordnung der Arbeit

Die Verbundbauweise und hier im Speziellen die Brettstapelelementdecke im Verbund mit mineralischen Deckschichten ist eine Kombination aus dem natürlich nachwachsenden Rohstoff Holz und industriell herzustellender mineralischer Deckschicht. In Kombination verbinden sich Leichtigkeit, niedrige Wärmeleitfähigkeit, Schallabsorbierung mit den positiven Trageigenschaften der Teilquerschnitte. Vorwiegenden Gebrauch findet diese Konstruktion im Wohnungs- und Verwaltungsbau. Deckenplatten aus Holz im Verbund mit einer mineralischen Deckschicht werden bisher vorrangig durch Zustimmung im Einzelfall bzw. Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassungen geregelt. Aus den Bedürfnissen nach einer flexibleren Planung und Herstellung dieser Bauart ergibt sich die Notwendigkeit einer normativen Regelung, die die Möglichkeit eines zulassungsfreien Entwurfs derartiger Bauteile eröffnet. Diesbezügliche Motivationen reichen bis in die 30er Jahre des letzten Jahrhunderts zurück. In diesem Zusammenhang werden Untersuchungen zum Verbundtragverhalten ganzer hybrider Verbunddeckenplatten aus Brettstapelelementen mit mineralischer Deckschicht im Flächenverbund vorgenommen. Ziel dieser Arbeit ist es, mit der Auswertung der experimentellen, labortechnischen und numerischen Ergebnisse eine weitestgehende Aufbereitung zu erzielen und einen Beitrag für den Einsatz solch hybrider Bauweisen im Flächenverbund zu erbringen.

## 1.2 Einleitung

Dass hybride Verbundelemente aus dem nachwachsenden Baustoff Holz im Zusammenwirken mit mineralischen Deckschichten sowohl eine wirtschaftliche als auch unter ökologischen, bauphysikalischen und statischen Aspekten eine innovative Lösung für zukünftige bauliche Aufgaben darstellen, wurde besonders in den letzten Jahren durch zahlreiche nationale und internationale Veröffentlichungen sowie Pilotprojekte deutlich. In der Fachliteratur wird der Begriff „hybrid“ in unterschiedlicher Weise definiert. Von einem hybriden (lat. hybrid = verschieden) Tragwerk kann dann ausgegangen werden, wenn sich mindestens zwei Einzeltragwerke oder -tragschichten gemeinsam an der Lastabtragung beteiligen und diese dann auch einzeln für sich in der Lage sind Lasten abzutragen.

Die derzeit gültigen DIN-Normen sowohl für den Holz- als auch für den Betonbau enthalten kaum Angaben zur Berechnung und Ausführung von Holz-Beton-Verbunddecken. Insbesondere ist die effiziente, möglichst wirtschaftliche schubsteife Ausbildung der Verbundfuge zwischen Holz und Deckschichten aus Beton oder anderen mineralischen Baustoffen sowie das unterschiedliche zeit- und feuchteabhängige Verhalten beider Baustoffe noch Gegenstand von Forschungs- und Entwicklungsvorhaben in allen führenden Holzbaunationen. Der erhöhte Regelungsbedarf wird im Zusammenhang mit den Entwicklungen in der jüngsten nationalen Normung E DIN 1052 (2000-05) und konformgehend auf europäischer Ebene z.B. in DIN ENV 1995 - T2 (8/1999) deutlich.

Im Holzbau sind bisher primär Balkendecken bekannt. Diese werden schon seit mehreren Jahrhunderten angewandt. Durch die Anforderungen nach immer größeren Spannweiten, höherem Vorfertigungsgrad, besserem Schallschutz und hochgradigerem Brandschutz ist auch der Holzbau gezwungen, Alternativen aufzuzeigen. Die Brettstapeldecke im Verbund mit mineralischen Deckschichten wird diesen Anforderungen in hohem Maße gerecht (Tab.1-1).

Tab.1-1: Nutzbare Vorteile der Brettstapelbauweise und Bauweisen mit mineralischen Deckschichten

Vorteile Brettstapelelement	Vorteile mineralische Deckschicht
⇒ sehr hohe Beanspruchbarkeit auf Zug	⇒ hohe Beanspruchbarkeit auf Druck bei geringer Stabilitätsgefährdung
⇒ rascher Baufortschritt (Reduktion der Kapitalkosten)	⇒ günstige bauphysikalische Eigenschaften
⇒ relativ hohe Fertigungsgenauigkeit	⇒ in situ beliebig formbar
⇒ Material als sichtbare Unterseite möglich	⇒ preiswertes Massenbauteil
⇒ keine Schalung (Transport, Lagerung, Aufbau, Abbau, Reinigung) erforderlich (Vorhaltekosten)	⇒ sehr leichte Handhabung
⇒ einfache Demontage und Recyclingfähigkeit	⇒ Konglomerat natürlicher Bestandteile
⇒ vertikale Montage	⇒ leichte Verfügbarkeit in Europa
⇒ schneller, witterungsunabhängiger termingerechter Bauablauf durch weitgehende Vorfertigung im Werk und zimmermannsmäßiger Montage mit bewährten Anschlussdetails	⇒ hohe Widerstandsfähigkeit gegen Witterungseinflüsse und mechanische Abnutzung sowie im Brandfall ⇒ verbesserter Schallschutz

Dabei ist das Deckensystem nicht nur für den Einfamilienhausbau einsatzfähig, sondern darüber hinaus besonders für den Verwaltungs- und Industriebau geeignet, wie viele Pilotprojekte bereits zeigen. Zur Verbindung des flächigen Bauteils Brettstapelelement mit mineralischer Deckschicht sind bisher kaum geeignete einfachste Fugenausbildungen untersucht. Insbesondere stiftförmige Verbindungsmittel eignen sich auf Grund der erforderlichen Randabstände senkrecht zur Kraft- und Faserrichtung der Lamellen nur bedingt und sind zudem sehr teuer. Bei dieser biegebeanspruchten hybriden Verbundkombination bietet das i.d.R. zugbeanspruchte Holz und die druckbeanspruchte mineralische Deckschicht im Verbund ein günstigeres Biegetragverhalten und verbessert im Vergleich zum reinen Brettstapeldeckenelement deren Eigenschaften. Für die Steifigkeit und die Tragfähigkeit der Verbundkonstruktion ist natürlich die Ausbildung der Verbundfuge, d. h. die effektive Übertragung der Schubkraft ausschlaggebend. Die vom Verfasser dieser Arbeit bereits an der Professur für Holz- und Mauerwerksbau der Bauhaus-Universität Weimar durchgeführten Versuche mit unterschiedlichen



neuartigen nicht stiftförmigen Verbindungsmitteln in der Verbundfuge zur Erlangung einer Allgemeinen Bauaufsichtlichen Zulassung [lehm\_1] haben gezeigt, dass der Einsatz alternativer Verbundfugenausführungen grundsätzlich möglich ist.

Mit diesem Wissen scheint neben dem Einsatz nachgiebiger Verbindungsmittel auch die Heranziehung, Erfassung und Optimierung des Flächen- sowie Reibungsverbundes zwischen flächigen Holzelementen und mineralischen Deckschichten eine effiziente und sichere Fugenausbildung darzustellen. Für weiterreichende und genauere Aussagen sind neben der versuchstechnischen Abklärung der Wirksamkeit möglicher chemischer als auch mechanischer Modifikationen der Holzoberfläche in der Verbundfuge computergestützte Kurzzeit- sowie auch Langzeituntersuchungen zur Abschätzung der Möglichkeiten und Zuverlässigkeit des Flächenverbundes zwischen Brettstapelelement und mineralischer Deckschicht unabdingbar. Heute bereits existierende Rechenmodelle für Stahl-Beton-Verbundsysteme stellen Insellösungen dar und können nicht ohne weitere Modifikationen genutzt werden, da dort ausschließlich Beton als mineralische Deckschicht verwendet wird und zudem lediglich der Beton ein zeit- und feuchteabhängiges Verhalten aufweist.

Sinnvolle Aussagen zum Gesamttragverhalten solcher Verbundelemente lassen sich ausschließlich mit einer sinnvollen Kombination von computergestützter Simulation und versuchstechnischen Untersuchungen des Langzeittragverhaltens unter Berücksichtigung des zeitabhängigen hygrothermischen Verhaltens beider beteiligten Baustoffe unter Einwirkung realitätsnaher Langzeitszenarien des Umgebungsklimas gewinnen. Hierbei sind stochastische Untersuchungen des Einflusses der Streuung materialspezifischer Eigenschaften und ausführungstechnischer Randbedingungen für die Einschätzung des Vertrauensintervalls der Simulationsergebnisse nötig. Weiterhin kann durch eine statistische Auswertung im Resultat ein Gesamtüberblick über das Tragverhalten von hybriden Verbundelementen mit mineralischen Deckschichten und spezieller Oberflächenbehandlung des Holzes gegeben werden.

### 1.3 Stand der Forschung

Im ersten Drittel des 20. Jahrhunderts waren die ersten Neuentwicklungen auf dem Gebiet der Holz-Beton-Verbundkonstruktionen durch den Mangel an Stahl motiviert. Schon 1922 wurde durch [müll\_1] ein Patent für eine Holz-Eisen-Beton-Konstruktion eingereicht. Erst 1943 wurde dann von [sper\_1] wieder eine Holz-Eisen-Beton-Konstruktion vorgestellt. Die hierbei gewonnenen Erkenntnisse bildeten den Ausgangspunkt und die Grundlage für die z.Z. stattfindende teilweise sehr dynamisch verlaufende Entwicklung bei den heute angebotenen Systemen. Dabei stand nicht nur der Brückenbau, sondern auch die Ertüchtigung alter Bausubstanz sowie die Errichtung von Neubauten zur Diskussion. Dies galt allerdings bisher in erster Linie für Plattenbalkenquerschnitte aus Holzbalken mit Betonplatte. Durch die Habilitationsschrift von [möhl\_1] im Jahre 1956 wurde die Anwendung des nachgiebigen Verbundes als elastischer Verbund im Holzbau den Fachleuten allgemein zugänglich gemacht. Sein vorgestelltes  $\gamma$ -Verfahren findet noch heute in den normativen Regelungen Anwendung zur Bemessung von nachgiebig verbundenen Holzquerschnitten und ist auf Holz-Betonquerschnitte übertragbar. Experimentelle Ermittlungen der Steifigkeiten und Verformungswerte waren hierzu notwendig.

[post\_1] berichtet über bereits 1960 in der Tschechoslowakei durchgeführte Sanierungen durch das Aufbringen einer Betonschicht auf eine bestehende Holzbalkendeckenkonstruktion.

Der Schubverbund wurde durch Nägel hergestellt, ein typisches Holzverbindungsmedium. Auch [gody\_1] berichtet 1984 über eine Verbunddecke mit Beton. In weiteren Veröffentlichungen von [zaji\_1], [zaji\_2], [zaji\_3] 1989 wird dieses Verbindungsmedium näher untersucht. Die wahrscheinlich am häufigsten untersuchten Verbindungsmedium zur Realisierung der Schubübertragung sind dabei die stiftförmigen Verbindungsmedium.

Weltweit wurden die verschiedensten Verbindungsmedium zur Realisierung des Schubverbundes untersucht. [meie\_1] berichtet in seinem Artikel u.a. von Schubverbindungen in Frankreich durch in das Holz eingeklebte Stahlrohrstücke. Abweichend davon beschrieben finnische Ingenieure Neuland, indem sie das Nagelplatten System LAATTA untersuchten. Auch in Brasilien [sori\_1] werden wissenschaftliche Untersuchungen zu dieser Thematik forciert. Einen relativ vollständigen Überblick über den derzeitigen Stand der Forschung zum Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen geben die Veröffentlichungen von [meie\_1], [rusk\_2], [rusk\_3] und [kreu\_1]. Hier soll allerdings nur auf die Vielzahl der verwendeten unterschiedlichen Verbindungsmedium hingewiesen werden, da eine ausführlichere Beschreibung im Rahmen dieses Beitrages nicht anzustreben ist. In diesem Zusammenhang sei auch auf die Arbeiten von [blaß\_3] und [natt\_1] verwiesen.

Zur Beurteilung des langfristigen Materialverhaltens von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen ist es notwendig, ferner das unterschiedliche zeit- und feuchteabhängige Materialverhalten beider Baustoffe rechnerisch zumindest näherungsweise zu erfassen. Nach [kene\_1] „.....handelt es sich dabei um sehr komplexe Phänomene, die durch eine Anzahl sich gegenseitig beeinflussender Faktoren gesteuert werden.“ Auch in diesem Punkt sind die Forschungen [hanh\_1], [mart\_1], [kuhl\_2] noch nicht abgeschlossen, sodass hier zunächst auf sinnvolle Abschätzungen zurückgegriffen werden muss. Besonders bei der Anwendung von nicht in der Normung bzw. Stahlverbundrichtlinien enthaltenen neuen Verbundmitteln kann somit nicht auf allgemein bewährte und durch entsprechende experimentelle Untersuchungen abgesicherter Bemessungskonzepte zurückgegriffen werden. Ebenso die einfache Übertragung der im Holzbau üblicherweise angewendeten Bemessungsregeln für nachgiebig zusammengesetzte Bauteile ist infolge des meist unbekanntes Trag- und Verformungsverhaltens sowie differierender Randbedingungen spezieller Verbindungsmedium auch bei näherungsweise Verwendung der im Stahlverbundbau üblichen Bemessungsansätze kaum möglich. Dieser Sachverhalt wird in den folgenden Abschnitten noch ausführlicher behandelt.

Ein weiterer wichtiger Aspekt im Hinblick auf die Steigerung der Effizienz des Zusammenwirkens von Holz und mineralischen Deckschichten z.B. aus Beton ist die Nutzung und Optimierung des natürlichen Haftverbundes zwischen den beiden Baustoffen. Interessante Veröffentlichungen in diesem Zusammenhang stammen von [erle\_1] über Verbundträger aus Vollholzbalken und Polymerbeton. Untersucht wurden Epoxid- und Polyesterharz als Binde- und Haftmedium, mit welchen nach Aussage des Forschers ein starrer Haftverbund erzielt werden konnte. Angesichts der Vielfältigkeit der Forschungsaktivitäten und wissenschaftlichen Veröffentlichungen ist es nur eingeschränkt möglich, einen kompletten Abriss über den Entwicklungsstand dieser Mischbauweise wiederzugeben.

Ein derzeit aktueller und vollständiger Überblick wird in [köni\_1] gegeben. Darin wird durch renommierte Experten aus Praxis und Wissenschaft der Entwicklungsstand in Deutschland für die verschiedensten Verbundvarianten aufgearbeitet. Trotz der Vielzahl der in den vorgenannten Arbeiten vorgestellten Forschungsergebnisse wurden Brettstapelelemente im Verbund mit mineralischen Deckschichten in Deutschland bisher erst bei relativ wenigen Bauwerken eingesetzt, sodass ein weiterer Forschungsbedarf besonders im Hinblick auf die Herstellung einer effizienten und wirtschaftlichen Verbundwirkung besteht. Hierzu sollen die nachfolgend konzipierten theoretischen, experimentellen und numerischen Untersuchungen einen wesentlichen Beitrag leisten.

## 1.4 Stand der Normung

### 1.4.1 In Deutschland

Die Bauweise von Verbundkonstruktionen mit Stahl und Beton ist eine bekannte und oft angewandte Bauweise. Der Verbund von Holz mit mineralischen Deckschichten und speziell Beton ist bislang eine eher seltene Methode. Diese Situation wirkt sich demnach auch auf die Normgebung aus. Das bedeutet, dass zurzeit noch relativ unspezifische Ausführungen zur Ausbildung und Bemessung in der Normung zu finden sind. Dennoch sind einige wenige Aussagen zum Holz-Beton-Verbundbau in den deutschen Normen getroffen. In der Norm DIN 1052 (04/88) sind Angaben über das  $\gamma$ -Verfahren nach [möhl\_1] wiedergegeben, welches inhaltlich Auskunft über die Bemessung von nachgiebig verbundenen Holzquerschnitten gibt. Dieses Verfahren stellt eine Bemessungsgrundlage für Holz-Beton-Verbundtragwerke dar. Speziellere Angaben in Bezug auf Holz-Beton-Verbundsysteme sind in der Norm E DIN 1052 (2000/05), welche in naher Zukunft eingeführt werden soll, im Kapitel 6.6 sowie im Anhang F und Anhang V gegeben worden. Hier geht man ähnlich wie bei der Bemessung von nachgiebig verbundenen Holzquerschnitten vor. Das heißt, es wird ein zweischichtiges Bauteil bemessen, wobei die Schicht A die einzelnen Steifigkeiten der Querschnitte in Form von Biege-, Drill- und Dehnsteifigkeit beinhaltet. In der Schicht B sind dann die Steineranteile aus den Abständen der Schwerachsen, die Schubsteifigkeit sowie die Nachgiebigkeit zwischen den Schichten integriert. Die Verschiebungsmoduln der Verbindungsmittel, welche für die Nachgiebigkeit zwischen den Schichten benötigt werden, sind dabei aus den vorhandenen Angaben in den einschlägigen Normen des Holzbaus zu entnehmen. Weitere Ausführungen sind in der Norm DIN V ENV 1995-2: EC 5 nachzulesen. Es wird grundsätzlich festgelegt, dass die Zugfestigkeit des Betons sowie die Reibung zwischen den Werkstoffen zu vernachlässigen ist. Somit sind für die Übertragung der Schubkräfte ausschließlich Verbindungsmittel anzusetzen. Für diese Verbindungsmittel wiederum vereinbart man die zulässige Beanspruchung auf 40 % abzumindern, um somit der Ermüdung Rechnung tragen zu können. Weiterhin wird auf die Norm DIN V ENV 1992-1: EC 2 verwiesen, die Aussagen für die Festlegung der richtigen mitwirkenden Plattenbreite bei T-Querschnitten birgt. Abweichend von den holzbauspezifischen Normen besteht die Möglichkeit, die Konstruktion und Bemessung von Holz-Beton-Verbundsystemen in Anlehnung an die Norm DIN V ENV 1994: EC 4 durchzuführen. Diese Verbundbaunorm findet in anderen Bereichen häufig Anwendung und ist für diese Arbeit mit von Aussagekraft.

## 1.4.2 Deutsche Zulassungen

In Deutschland wird derzeit der baupraktische Einsatz von Holz-Beton-Verbundbauteilen über Zustimmungen im Einzelfall bzw. Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassungen kontrolliert. Derzeit sind die BVD-Ankerdübel-Verbindung [allg\_1], Dennert-Verbundelemente [allg\_2], EW-Holz-Beton-Verbundelemente [allg\_3], SFS-Verbundschrauben [allg\_4], Timco II Schrauben [allg\_5], Flachstahlschlösser [allg\_6] und eingeklebte Schubverbinder [allg\_7] durch Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassungen geregelt. Dabei handelt es sich um Zulassungen, die sich ausschließlich auf die zur Schubsicherung nötigen Verbindungsmittel beziehen.

## 1.4.3 Internationale Normen

In den letzten Jahren wurde nicht nur in Deutschland verstärkt auf dem Gebiet der Holz-Beton-Verbundkonstruktionen geforscht. Auch in den unmittelbar angrenzenden Nachbarländern Österreich und Schweiz ist man bestrebt, dieses Verbundsystem genauer zu untersuchen. Speziell in diesen Ländern mit hohem Baumbestand sucht man nach Möglichkeiten den Baustoff Holz vielfältig einzusetzen. Man hat erkannt, dass dieser sehr gut wieder zu verwertende Rohstoff in Verbindung mit einer monolithischen Deckschicht wie Beton selbst im Außenbereich in Form von Holzverbundbrückenkonstruktionen Anwendung finden kann. Der ausdrückliche Einsatz von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wird selbst im internationalen Einsatz nicht oder nur teilweise durch Normen systematisiert. Demnach sind Parallelen zu Regelungen in der Stahl-Beton-Verbundbauweise nicht nur erwünscht, sondern auch geboten.

Für die Schweiz ist die Norm SIA 161 „Stahlbauten“ und für Österreich die „Richtlinien für Verbundkonstruktionen im Hochbau“ gültig.

In dem British Standard BS 5950, Part 4 „Structural Use of Steelwork- Code of Practice for Design of Floors with Profiled Steel Sheeting“, den holländischen, schwedischen als auch nordamerikanischen Regelungen werden zur Bemessung von Verbunddecken rechtlich Angaben erörtert. Immer wieder wird dabei auf eine mehr oder weniger modifizierte Form der Bemessung durch die m+k-Methode verwiesen, welche im Stahl-Beton-Verbundbau angewandt wird. Für diese Methode sind allerdings umfangreiche Biegeversuche notwendig. In Australien wird daran gearbeitet, eine Regelung für notwendige kleinformartige Scherversuche für einen so genannten Slip-Block-Test, explizit für derartige Verbundkonstruktionen, zu entwickeln.

## 1.5 Eigene Vorarbeiten

### 1.5.1 Vorbemerkungen

In den letzten Jahren wurden unter der Mitarbeit des Verfassers dieser Arbeit an der Professur für Holz- und Mauerwerksbau der Bauhaus-Universität Weimar im Rahmen eines Forschungsprojektes umfangreiche praktische als auch theoretische Untersuchungen zu speziellen Ausführungen der Verbundfuge bei Brettstapel-Beton-Verbundelementen durchgeführt.

Die Forschungs- und Entwicklungstätigkeiten zielten dabei auf eine möglichst einfache, effiziente und kostengünstige Herstellung des Verbundes zwischen Holz und Beton bei flächenhaften Bauteilen mittels neuartiger Verbindungsmittel ab. Dass durch Verbindungsmittel partiell eingeleitete Übertragungskräfte immer wieder Grundlage zu Diskussionen in der Fachwelt darstellen, ist hinreichend bekannt. Die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens angeregten Untersuchungen zielen auf den weitgehenden Verzicht von mechanischen Verbindungsmitteln und die Erzielung eines flächigen Verbundes zwischen Holz und mineralischen Deckschichten ab. Die bei eigenen Voruntersuchungen erzielten Ergebnisse lassen die Zusammenführung von Holz und mineralischen Baustoffen sehr aussichtsreich und zukunftssträftig erscheinen. Die Vorteile der Nutzung des Flächenverbundes im Vergleich zum derzeit gebräuchlichen punktuellen Verbund mittels mechanischer Verbindungsmittel sind vielfältig und wirken sich vor allem auf den Gebrauchszustand des Bauteils aus. Die Steifigkeit des Verbundbauteils wird durch den Flächenverbund wesentlich erhöht und es werden damit günstigere Voraussetzungen für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (z.B. Durchbiegung) vor allem bei Spannweiten über 5,0 m erzielt. Daneben ergeben sich zusätzlich erhebliche wirtschaftliche Vorteile durch den weitgehenden Verzicht auf Verbindungsmittel.

Wie die Brandversuche [font\_1], [font\_2] belegen, verbessert der Haftverbund neben den primären bauphysikalischen Eigenschaften (Luft- und Löschwasserdichtheit, Schallschutz) zusätzlich auch den Brandwiderstand. Damit können die a priori positiven Eigenschaften des massiven Holzquerschnittes des Brettstapelelementes erst unter diesen Voraussetzungen optimal genutzt werden. Wie sich in den Brandversuchen an der ETH Zürich gezeigt hat, wirken sich stiftförmige metallische Verbindungsmittel durch ihre günstige Wärmeleitfähigkeit negativ auf die Feuerwiderstandsdauer solcher Bauteile aus. Im Rahmen dieser Thematik spielt auch der Aspekt der Verhinderung eines örtlichen Durchbrandes des Brettstapelelementes durch in die Spalten zwischen den hochkantstehenden Brettern eindringenden Brandgase eine herausragende Rolle. Hier stellt ein flächiger Haftverbund mit einer mineralischen Deckschicht (Baustoffklasse A), der alle Spalten an der Oberseite brand- und strömungsdicht verschließt und damit einen örtlichen Durchbrand verhindert, sicherlich die beste Lösung dar.

Seit der Frühzeit des Betonbaues ist es im Bauwesen allgemein bekannt, dass zwischen mineralischen Baustoffen und Holzoberflächen, z.B. bei sägerauer Brettschalung, ein relativ starker Verbund auftreten kann. Zur Ausschaltung bzw. Minimierung dieses Haftverbundes werden daher im Betonbau gehobelte, oberflächenvergütete Holzschalungsmaterialien und zusätzlich Trennmittel (Schalöl etc.) eingesetzt. In diesem Forschungsvorhaben soll nunmehr gerade der entgegengesetzte Weg beschritten werden, das heißt durch eine künstliche Vergrößerung der Oberflächenrauigkeit (Profilierung etc.) sowie durch den Einsatz geeigneter kostengünstiger chemischer Hilfsstoffe (Wasserglas, Geopolymer etc.) soll ein ausreichend großer, auch langfristig zuverlässig wirkender Haftverbund erzielt werden. Dabei sind den Auswirkungen des in der Regel unterschiedlichen hygrothermischen Verhaltens der zusammengeführten Baustoffe (Holz und mineralische Deckschicht) besonders im Hinblick auf die Beständigkeit der Verbundeigenschaften sowie die Ausbildung von Eigenspannungen besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Die Gewährleistung eines duktilen Verhaltens von Bauteilen mit Haftverbund auch im Bruchzustand (nach dem Versagen des Haftverbundes) kann durch die zusätzliche Anordnung von Profilierungen oder weniger effizienter mechanischer Verbindungsmittel stets

sichergestellt werden. Diese Verbindungsmittel beteiligen sich bis zum Versagen des Flächenverbundes auf Grund ihrer gegenüber dem Haftverbund geringeren Steifigkeit kaum an der Übertragung der Schubkräfte in der Verbundfuge. Damit kann durch den Flächenverbund eine wesentlich günstigere Ausnutzung der Steifigkeiten der beteiligten Baustoffe im bemessungsrelevanten Gebrauchslastbereich erzielt werden.

### 1.5.2 Voruntersuchungen zum Haftverbund

Die durchgeführten Voruntersuchungen waren motiviert durch die im Zuge des FuE-Projektes gewonnenen Resultate sowie die daraus abgeleiteten Erkenntnisse zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundelementen. In ersten Orientierungsversuchen wurden Probekörper mit kleinen Abmessungen hergestellt und mit mineralischen Deckschichten aus Beton und Anhydritestrich untersucht, inwieweit ohne besondere Optimierungsmaßnahmen sich ein natürlicher Haftverbund einstellt. Der in diesem Zusammenhang geprägte Begriff „hybrid“ soll die angestrebte Verallgemeinerung auf eine z.Z. noch nicht eingegrenzte Anzahl verschiedener aussichtsreich erscheinender mineralischer Baustoffe verdeutlichen. Die nachfolgende Übersicht in Tab.1-2 ist somit lediglich ein erster Überblick über die durchgeführten Orientierungsversuche und deren Ergebnisse. Zwangsläufig musste aus finanziellen und zeitlichen Aspekten eine Beschränkung der denkbaren Materialkombinationen vorgenommen und beim Holz auf eine Untersuchung der Oberflächen-modifikationen zunächst gänzlich verzichtet werden.

Tab.1-2: Probekörperbezeichnung der Vorversuche

Bezeichnung	Beschreibung der Probekörper
VVS/F1/1	Brettstapelelement (gleiche Lamellenhöhe) – Beton – Verbund
VVS/F1/2	Brettstapelelement (gleiche Lamellenhöhe) – Beton – Verbund
VVS/F4/1	Brettstapelelement (jede 2. Lamelle 2 cm aufgestellt) – Beton – Verbund
VVS/F4/2	Brettstapelelement (jede 2. Lamelle 2 cm aufgestellt) – Beton – Verbund
VVS/F7/1	Brettstapelelement (gleiche Lamellenhöhe) – Fliesenkleberfilm – Beton – Verbund
VVS/F7/2	Brettstapelelement (gleiche Lamellenhöhe) – Fliesenkleberfilm – Beton – Verbund
VVS/F7/3	Brettstapelelement (gleiche Lamellenhöhe) – Fliesenkleberfilm – Beton – Verbund
VVS/F8/1	Brettstapelelement (gleiche Lamellenhöhe) – Anhydritestrich – Verbund
VVS/F8/2	Brettstapelelement (gleiche Lamellenhöhe) – Anhydritestrich – Verbund
VVS/F8/3	Brettstapelelement (gleiche Lamellenhöhe) – Anhydritestrich – Verbund

Alle Orientierungsversuche wurden als einschnittige Kurzzeitscherversuche durchgeführt und versagten bei Beanspruchung unter Maximallast plötzlich und nach identischem Schema. In den Kurzzeitscherversuchen haben sich bereits günstige Resultate des natürlichen Haftverbundes ergeben. Eine Gegenüberstellung der Resultate aus den Versuchen lässt das noch zu erschließende Potential des Haftverbundes erkennen. Zur Verdeutlichung der Bedeutung der gewonnenen Versuchsergebnisse, auch im Hinblick auf die baupraktischen Erfordernisse, wurden für zwei Verbunddeckenplatten aus Holz mit einer Betondeckschicht sowie praxisrelevanten Abmessungen und Spannweiten unter

Annahme eines annähernd starren Verbundes die rechnerischen Schubspannungen  $\tau_d$  in der Verbundfuge ermittelt.

Belastung:                   ⇒ Deckeneigengewicht Fußbodenaufbau  
                                   ⇒ Verkehrslast auf die Decke  
                                   ⇒ Trennwandzuschlag

Verbunddeckenplatte 1: Holz/Beton = 12,0/8,0 cm, L = 5,00 m                    $\tau_{d1} = 0,17 \text{ N/mm}^2$

Verbunddeckenplatte 2: Holz/Beton = 16,0/8,0 cm, L = 7,50 m                    $\tau_{d2} = 0,22 \text{ N/mm}^2$

In der Gegenüberstellung der gewonnenen Versuchsergebnisse mit den rechnerisch ermittelten Schubspannungen der Deckenplatten 1 und 2, ist nach Tab.1-3 die Schubübertragung durch den Haftverbund möglich.

Tab.1-3: Ergebnisse der Voruntersuchung

1 Bezeichnung	2 charakteristischer Wert  $f_{v,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	3 Bemessungswert  $f_{v,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	4 Deckenplatte 1  vorh. $\gamma_M =$  $\frac{f_{v,k} \cdot k_{mod}}{\tau_{d1}}$	5 Deckenplatte 2  vorh. $\gamma_M =$  $\frac{f_{v,k} \cdot k_{mod}}{\tau_{d2}}$	6 Deckenplatte 1  vorh. $\gamma_M$  $\gamma_M$	7 Deckenplatte 2  vorh. $\gamma_M$  $\gamma_M$
Nach EC 5 für S10	2,50	1,54	-	-	-	-
aus [brau_1]	0,23	0,14	1,08	0,84	0,83	0,65
VVS/F1/1	0,31	0,19	1,46	1,13	1,12	0,87
VVS/F1/2	0,74	0,46	3,48	2,69	2,68	2,07
VVS/F4/1	1,27	0,78	5,98	4,62	4,60	3,55
VVS/F4/2	1,10	0,68	5,18	4,00	3,98	3,08
VVS/F7/1	0,23	0,14	1,08	0,86	0,83	0,66
VVS/F7/2	0,31	0,19	1,46	1,13	1,12	0,87
VVS/F7/3	0,23	0,14	1,08	0,84	0,83	0,65
VVS/F8/1	0,17	0,10	0,80	0,62	0,62	0,48
VVS/F8/2	0,39	0,24	1,83	1,42	1,41	1,09
VVS/F8/3	0,21	0,13	0,99	0,76	0,76	0,58

In Kombination zu den vorangestellten Untersuchungen erfolgte eine Holzoberflächenmodifikation mittels Wasserglas auf sägerauer Holzoberfläche. Dabei wurden unterschiedliche Konzentrationen der Lösung und Einwirkzeiten auf dem Holz untersucht. Ergänzend erhielten einige Probekörper kurz nach dem Aufbringen der Wasserglaslösung zusätzlich eine Besandung. Im Ergebnis ist diese Art der

Oberflächenmodifikation durch chemische Behandlung des Holzes nicht zufriedenstellend. Die Wasserglasschicht wirkt eher wie eine Trennschicht im Sinne einer Folie. Eine weiterführende Untersuchung ist demzufolge nicht empfehlenswert.

In [brau\_1] wird ein Vier-Punkt-Biegeversuch einer Brettstapel-Verbund-Decke beschrieben. Dabei sollte das Schubtragverhalten von mit Spezialankern versehenen Kerben untersucht werden. Bei dieser Verbundplatte wurde keine Trennschicht zwischen Beton und Brettstapel eingelegt, sodass die Platte zunächst durch natürlichen Haftverbund zusammengehalten wird. Der charakteristische Wert der Schubspannung in der Schubfuge beträgt dabei  $f_{v,k} = 0,23 \text{ N/mm}^2$  und ist somit identisch mit den Versuchsergebnissen aus den eigenen Voruntersuchungen (VVS/F7/1 und VVS/F7/3). Desgleichen zeigte eine von [font\_1] und [font\_2] im Zuge der Brandversuche untersuchte Brettstapel-Beton-Verbundplatte mit alternierenden Lamellen auch nach mehreren Belastungszyklen sowie 90-minütiger Brandbelastung kein Versagen des Haftverbundes und wies dabei eine ca. 3-fache Sicherheit gegenüber der Bruchlast auf. Damit wurde die Übertragbarkeit der Scherkräfte in der Verbundfuge allein durch den Haftverbund eindrucksvoll unter Beweis gestellt. Beim Haftverbund zwischen Holz und mineralischem Baustoff darf von einem kontinuierlichen Verbund gesprochen werden, der sich bis kurz vor der Versagenslast nahezu starr verhält. Allerdings ist die Streuung der Ergebnisse erheblich abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit des Holzes, dem Fugenanteil und der mineralischen Oberschicht, um nur einige wichtige Einflüsse zu nennen. Zweifellos sind die enormen Differenzen der Versuchsauswertung baugleicher Probekörper noch zu verifizieren. Die Ergebnisse können zum jetzigen Zeitpunkt noch keinen Ausblick auf das Langzeittragverhalten ganzer Verbunddeckenelemente geben. Dennoch sind sie ein deutliches Indiz dafür, dass es grundsätzlich aussichtsreich ist, hybride Bauelemente mit Flächenverbund in der Baupraxis einzusetzen. Aus der Gesamtheit der vorangestellten Analysen ist das Entwicklungspotential, die aufnehmbaren Schubspannungen in der Fuge zu erhöhen, hervorgehoben worden.

## 1.6 Forschungsansatz und Motivation

Der konstruktive Ingenieurbau mit seinen vielfältigen Aufgaben fordert immer komplexere Betrachtungen, um den anstehenden Bauaufgaben gerecht zu werden. Unterstützt durch die schnell fortschreitende Entwicklung neuer Techniken und auch Werkstoffe ist es unabdingbar, wirtschaftlich konkurrenzfähige Konstruktionen aus nachhaltig verfügbaren Baustoffen parallel zu bereits existierenden zu entwickeln. Dies setzt das Denken in globalen Zusammenhängen und nicht zuletzt die optimale Nutzung der positiv wirkenden Eigenschaften der jeweils beteiligten Werkstoffe voraus. Natürlich gilt dies auch für den Holzbau, der nicht nur durch seine ökologischen Vorteile ein weites Betätigungsfeld bietet. Die in den letzten Jahren ansteigende Tendenz, sich intensiver mit dem Werkstoff Holz zu befassen, lässt immer häufiger innovative Lösungen entstehen. In diesem Kontext sind auch die Zielstellungen des Forschungsvorhabens zu sehen, grundlegende Aussagen über die Möglichkeiten, Randbedingungen sowie das bautechnische Potential hybrider Verbundkonstruktionen aus Holz und mineralischen Deckschichten zu gewinnen und damit dem vielversprechenden Einsatz in der Baupraxis den Weg zu ebneten.



Ein weiterer Aspekt ist es, dringend benötigte Aussagen zur Einschätzung des Sicherheitsniveaus bzw. der Versagenswahrscheinlichkeiten solcher Verbundelemente zu erhalten. Die Untersuchung des Haftverbundes zwischen Brettstapelelement und mineralischen Deckschichten stellt daher eine sinnvolle und notwendige Ergänzung zu den derzeit in der Baupraxis eingesetzten bzw. in der Erprobung befindlichen Verbindungsmitteltechniken dar. Der Vorteil besteht einerseits darin, dass durch die wesentliche Erhöhung der Biegesteifigkeit größere Spannweiten erzielt bzw. höhere Nutzlasten aufgenommen werden können, und zum anderen die bei Herstellung des Verbundes mittels stiftförmiger Verbindungsmittel aus konstruktiven und wirtschaftlichen Randbedingungen resultierenden Einschränkungen (erforderliche Randabstände, Lamellenbreiten etc.) entfallen.

Folgende Problemstellungen sollen durch Versuche, labortechnische Untersuchungen und numerische Modellierungen geklärt werden. Dazu gehören Untersuchungen zur Steigerung des Haft- und Flächenverbundes zwischen Brettstapelelement und Deckschichten aus mineralischen Baustoffen durch verschiedene mechanische als auch chemische Behandlungen der Holzoberfläche. Dabei soll herausgefunden werden, mittels welcher Methoden oder Maßnahmen der Flächenverbund derart gesteigert werden kann, dass eine planmäßige baupraktische Nutzung der Verbundwirkung möglich wird. Die unterschiedliche Struktur der beteiligten Baustoffe und die damit zu erwartenden Wechselwirkungen sollen besonders im Hinblick auf den Feuchtetransport und die daraus gegebenenfalls resultierenden Eigenspannungen untersucht und weitestgehend beschrieben werden.

Mittels Scherversuche sollen in erster Linie die aufnehmbaren Haftscherspannungen als auch die Steifigkeit des Verbundes bestimmt werden. Die für eine sinnvolle statistische Auswertung erforderliche Anzahl der jeweils zu untersuchenden Scherproben kann infolge der zunächst unbekanntem Streubreite erst während der Bearbeitung abschließend festgelegt werden. Unter Verwendung der experimentell bestimmten Fugensteifigkeiten schließen sich computergestützte Simulationsrechnungen an, um Aussagen zu den an Bauteilen unter baupraktischen Randbedingungen und klimatischen Einwirkungen sich einstellenden Eigenspannungen und Verformungen sowie die damit zusammenhängenden Auswirkungen auf den Flächenverbund zu treffen. Für ausgewählte Bauteilkonfigurationen soll durch Kurzzeitbiegeversuche eine möglichst weitreichende experimentelle Verifikation der Simulationsergebnisse erfolgen. Neben den erhofften Aussagen über das vorhandene Sicherheitsniveau können mittels Langzeitsimulationen unter Berücksichtigung von Klimaszenarien und zugehörigen Feuchteverteilungen zusätzliche Erkenntnisse zum Langzeitverhalten hybrider Verbundbauteile gewonnen werden. Aufgrund der Versuchs- und Simulationsergebnisse wird ein Vorschlag für ein vereinfachtes Bemessungskonzept für Brettstapelelemente mit mineralischen Deckschichten entwickelt werden.

## 1.7 Herangehensweise

Die Untersuchungen sollen die grundlegende Anwendbarkeit für Brettstapel im Flächenverbund mit mineralischen Baustoffen belegen. Die prinzipielle Vorgehensweise wird in den nachfolgenden Teilzielen aufgezeigt.

Das *Teilziel 1* beinhaltet die Ermittlung der Haftscher- bzw. Fugensteifigkeit zwischen Brettstapelelement und mineralischem Baustoff im Kurzzeitscherversuch. Für das Tragverhalten der Verbundkonstruktion sind die Eigenschaften in der Verbundfuge zwischen Brettstapelelement und mineralischer Deckschicht von entscheidender Bedeutung. Deshalb wird das Last-Verformungsverhalten mittels einschnittiger Scherversuche ermittelt. Dazu dienen kleinformatische Kurzzeitscherversuche für jede vorgesehene Fugenausbildung. Die so gewonnenen Ergebnisse dienen als Basis für grundlegende Untersuchungen weiterer Einflussparameter wie z. B. dem Einfluss der Feuchte und zur Vorbereitung der Biegeversuche an großformatigen Verbunddeckenplatten. Diese Ergebnisse führen zu weiteren versuchstechnischen Untersuchungen an diskreten Ausschnitten aus dem Verbundelement.

Im *Teilziel 2* wird das in [grit\_1] beschriebene Phänomen der Diskrepanz zwischen gemessener und theoretisch möglicher Zugfestigkeit senkrecht zur Verbundfuge beurteilt. Die dort gewonnenen Ergebnisse schließen bruchmechanische Untersuchungen ein und vervollkommen sukzessive notwendige Erkenntnisse zur Beschreibung des Tragverhaltens der Verbundfuge. Ob diese Ergebnisse auch auf ganze Biegebauteile übertragbar sind, zeigt sich ausschließlich in originalgetreuen Biegeversuchen.

Mit dem *Teilziel 3* sind Untersuchung des Tragverhaltens von Verbundplatten mit mineralischen Deckschichten im Kurzzeitbiegeversuch verbunden. Die in den Kurzzeitscherversuchen als am geeignetsten befundenen Materialkombinationen bzw. Oberflächenkonditionierungen werden im Biegeversuch auf ihre Übertrag- und Anwendbarkeit hin verifiziert. Alle Biegeversuche werden in Anlehnung an die Norm DIN EN 408 und Angaben in der Literatur [raut\_1] sowie über bereits von anderer Stelle durchgeführte Versuche mit Verbundelementen als 4-Punkt-Biegeversuche vorgesehen. Die Abmessungen der Prüfkörper für die Biegeversuche werden unter Berücksichtigung der versuchstechnischen Erfordernisse und Randbedingungen so festgelegt, dass sie in etwa baupraktischen Gegebenheiten entsprechen. Im Resultat der Untersuchungen sind eindeutige Aussagen zum Tragverhalten von Holz im Verbund mit mineralischen Deckschichten unter verschiedenen, aber definierten Randbedingungen bei Kurzzeitbelastung möglich.

Das *Teilziel 4* umfasst Bewertungen des Verbundplattentragverhaltens unter Langzeitbelastung. Dabei werden nur die Verbundkombinationen betrachtet, welche als besonders geeignet erscheinen. Aus Zeit- und Kostengründen muss das Tragverhalten der Verbundelemente unter im Hochbau üblichen Randbedingungen mittels numerischer Simulationen erfasst werden. Wie zuvor bereits mehrfach angesprochen, ist zur Kalibrierung der gewählten Modellierung lediglich für einzelne ausgewählte Probanden eine experimentelle Verifikation geplant. Für die Durchführung der Simulationsrechnungen werden Angaben zur Streuung wesentlicher Materialparameter benötigt. Die mechanischen Eigenschaften des Holzes (Steifigkeiten, Festigkeiten) sind eng mit den materialspezifischen Kenngrößen korreliert. Die Zusammenhänge wurden weitgehend von [glos\_3] bestimmt und im Karlsruher Modell verwendet. Die zugrunde gelegte wahrscheinlichkeitstheoretische Verteilung der Materialkenngrößen (Rohdichte, Spätholzanteil, Jahrringbreite, Ästigkeit, Faserabweichung, Druckholzanteil, Holzfeuchte etc.) soll daher der Literatur entnommen werden. Dabei dienen die zuvor in den Scher- und Biegeversuchen bestimmten Materialparameter als Ausgangsbasis. Die computergestützte Simulation des

Langzeittragverhaltens soll neben konstanten auch realitätsnahe variable Klimaszenarien berücksichtigen. Um die damit verbundenen ungleichmäßigen Feuchteverteilungen im Querschnitt erfassen zu können, ist eine Simulation der an diskreten Zeitpunkten im Querschnitt vorhandenen Feuchteverteilung notwendig. Die analoge Beschreibung der Feuchteverteilung in den mineralischen Deckschichten muss, soweit überhaupt notwendig, gleichfalls der Literatur entnommen werden.

Bei Verbundelementen aus Holz mit mineralischen Deckschichten haben in der Regel beide Materialien ein komplexes zeit- und feuchteabhängiges Verhalten. Insbesondere durch den Herstellvorgang wird bei Verbundelementen mit mineralischen Deckschichten überschüssiges Anmachwasser aus den Deckschichten vom Holz absorbiert. Infolge der im Vergleich zum Brettstapelelement schon aus statischen Gründen geringen Stärke der mineralischen Deckschichten erfolgt eine relativ schnelle Trocknung. Zur Beschreibung der hieraus in beiden Materialien gegebenenfalls entstehenden Zwängungsspannungen ist es erforderlich, dass Schwind-, Kriech- und Relaxationsverhalten ausreichend genau zu erfassen. Bei Deckschichten aus Beton kann hierbei auf die umfangreichen Ergebnisse der Betonforschung sowie Angaben in den Baustoffnormen zurückgegriffen werden. Auch für den Baustoff Holz sind Messwerte aus Angaben in Forschungsberichten vorhanden. Für Deckschichten aus Anhydrit oder anderen mineralischen Baustoffen müssen die erforderlichen Angaben durch ein Literaturstudium beschafft und entsprechend aufbereitet werden. Die Festlegung der Dauerfestigkeit für die unterschiedlichen Beanspruchungsarten, insbesondere unter variablen klimatischen Umgebungsbedingungen, ist beim Baustoff Holz z. Z. noch Gegenstand weltweiter Forschungsanstrengungen. In den Normen wird daher eine weitgehend pragmatische, auf empirischen Erkenntnissen basierende Berücksichtigung mittels Beiwerten ( $k_{\text{mod}}$ -Werte) zur Festigkeit vorgenommen. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens sind schon allein aus Zeitgründen keine eigenständigen Untersuchungen hierzu möglich. Entsprechende bei den Langzeitsimulationen zu berücksichtigende Einflüsse werden daher analog zu den Normenangaben getroffen. Die für die Kurz- und Langzeitsimulationen benötigten Angaben der stochastischen Verteilung der Einwirkungen werden, bezogen auf die Anforderungen des üblichen Hochbaues, den entsprechenden Normen sowie der Literatur entnommen. Auf Grund der dabei gewonnenen Erkenntnisse werden die notwendigen Randbedingungen für die baupraktische Ausführung der zuvor ausgewählten Verbunddeckenplatten festgelegt. Des Weiteren soll ein möglichst einfaches für baupraktische Gegebenheiten ausreichend genaues Bemessungskonzept entwickelt werden. In einem Abschlussbericht erfolgt die Darstellung der erzielten Ergebnisse.

## 2 Tragverhalten von Brettstapelelementen im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten

### 2.1 Allgemeines

Das Tragverhalten eines mehrteiligen Biegeträgers ist gekennzeichnet durch das Zusammenwirken der beteiligten Teilquerschnitte [kene\_1]. Unter der Voraussetzung, dass die Teilquerschnitte über die gesamte Länge kontinuierlich im gleichen Abstand gehalten werden, ergeben sich über die komplette Bauteillänge identische Durchbiegungen für die einzelnen Teilträger. Dabei wird das äußere Moment  $M_a$  in Einzelmomente  $M_i$  in Abhängigkeit der jeweiligen Biegesteifigkeit aufgeteilt.

Die Ausbildung der Verbundfuge ist entscheidend für die Übertragung der Schubkräfte bzw. der Spannungsverteilung in den Teilquerschnitten. Bei nachgiebigem Verbund steigt die Gesamtbiegesteifigkeit mit der Steifigkeit der Verbindungsmittel. Während sich das äußere Moment bei starrem Verbund in ein entgegengesetzt gerichtetes Kräftepaar aufteilt (bei einem positiven Moment oben Druck und unten Zug), wirken die Teilquerschnitte ohne Verbund wie lose übereinander liegende Biegeträger, die entsprechend ihrer Biegesteifigkeit eine anteilige Momentenbeanspruchung erhalten. Bei nachgiebig miteinander verbundenen Trägern bewirkt eine steigende Steifigkeit der Verbundfuge eine Kräfteumlagerung im Träger. Während die Normalkräfte in den Teilquerschnitten ansteigen, sinken die Biegemomente und die damit verbundenen Spannungsspitzen ab. Nach [zöll\_1] werden maximal 75 % (bei starrem Verbund) des Biegemomentes durch Normalkräfte in den Teilquerschnitten aufgenommen. Es bleibt ein Mindestbiegeanteil von 25 %. Des Weiteren bemerkt er, dass sich mit steigender Steifigkeit der Teilquerschnitte größere Biegerandspannungen ergeben, da die Einzelquerschnitte einen größeren Biegemomentanteil aufnehmen. Hingegen verkleinern sich die Biegerandspannungen, je steifer der Verbund ausgebildet ist, weil ein größerer Anteil des Momentes durch Normalkraft in den Teilquerschnitten übertragen wird (Abb.2-1).

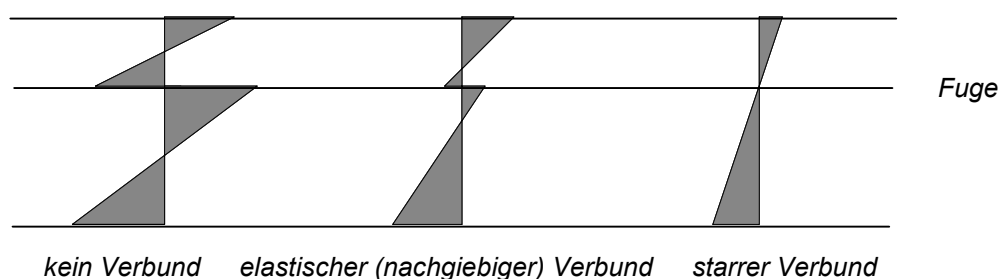


Abb.2-1: Qualitative Darstellung der Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe eines Verbundträgers

Explizit der Verbund zwischen Holz und mineralischer Deckschicht ist eine der wichtigsten Voraussetzungen für den Einsatz von Brettstapelelementdecken im flächigen Verbund mit mineralischen Deckschichten und bedingt im Zusammenspiel verschiedene Beziehungen. Umfangreiche Verbunduntersuchungen wurden fast ausschließlich auf dem Gebiet der nachgiebig verbundenen

Verbunddeckenbauteile erarbeitet. Verschiedenste Veröffentlichungen, welche in Abschnitt 1.3 aufgeführt sind, legen die unterschiedlichsten Verbunduntersuchungen dar und beschreiben die Einflussparameter auf das Verbundverhalten (Abb.2-2).

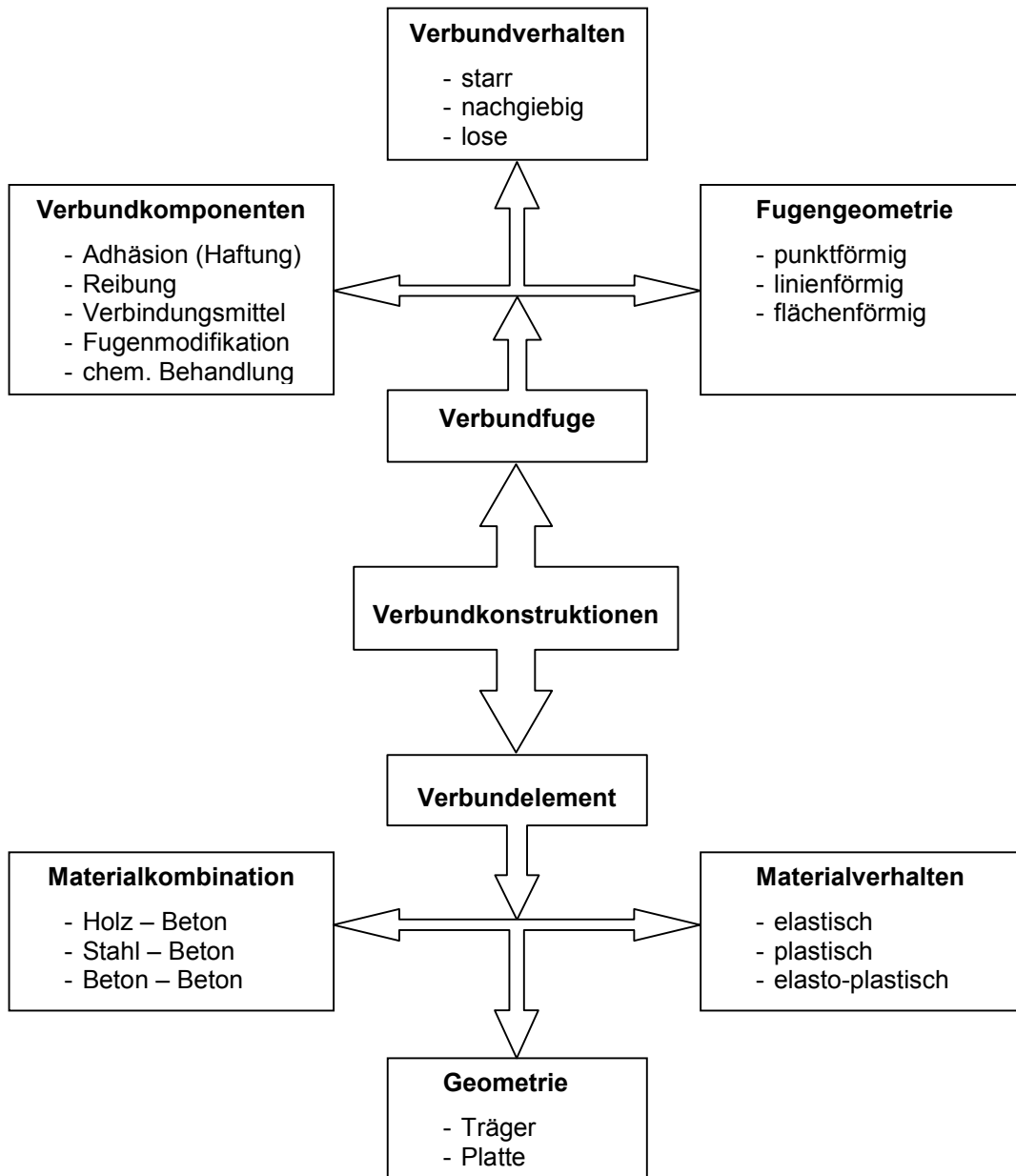


Abb.2-2: Ausgewählte Eigenschaften von Verbundkonstruktionen

Am Gesamtbiegebalken wird vorausgesetzt, dass die Durchbiegung der Teilquerschnitte mit der geometrischen Bedingung an jeder beliebigen Stelle gleich sein soll. Wird dieser Sachverhalt nicht eingehalten, führt das zu ungewollten Querkzugkräften, welche ein Abheben der Deckschicht vom Holz senkrecht zur Verbundfuge zur Folge haben.

Um diesen Effekt möglichst auszuschließen, sollte die Biegesteifigkeit der mineralischen Deckschichten kleiner als die des Holzes sein und folgende Bedingung Gl.(2.1) erfüllen.

$$E_{\text{MineralischeDeckschicht}} \cdot I_{\text{MineralischeDeckschicht}} \leq E_{\text{Holz}} \cdot I_{\text{Holz}} \quad (2.1)$$

Nach Einsetzen der E-Moduln für Nadelholz S 10 bzw. C 24 und mineralischer Deckschicht und Umstellen ergibt sich die Höhe  $h$  z.B. für Beton C 20/25 nach Gl.(2.2).

$$h_{\text{Holz}} \geq \sqrt[3]{3 \cdot h_{\text{Beton}}^3} = 1,442 \cdot h_{\text{Beton}} \quad (2.2)$$

Das horizontale Zusammenwirken der Teilträger ist für das Aufstellen der Beziehung zwischen den Momenten in den Einzelquerschnitten und dem äußeren Moment zu betrachten. In der Regel wird bei Verbundquerschnitten von Einfeldträgern mit einem positiv angesetzten Moment ausgegangen. Dabei erhält der oben liegende Teilquerschnitt Druckspannungen, während der untere auf Zug beansprucht wird. Grundsätzlich sind das Holz und die mineralischen Deckschichten sehr verschiedenartige Materialien nicht zuletzt wegen ihres unterschiedlichen Kriech-, Schwind-, Quell- und Temperaturverhaltens. Die hierbei entstehenden Eigenspannungen sind erheblich und wichtig für die Beurteilung solcher hybriden Deckensysteme aus Brettstapelelementen im unmittelbaren Verbund mit mineralischen Deckschichten und deren Tragverhaltens über die gesamte Nutzungsdauer.

## 2.2 Verbundmechanismen im unmittelbaren Verbund

Es liegt in der Natur der im Bauwesen verwendeten Verbundsysteme, dass der Verbindung, insbesondere den Verbindern und deren Wirksamkeit, eine gewichtige Bedeutung zukommt. Aus diesem Grund stehen auch bei den vorliegenden Untersuchungen die Verbindungen, insbesondere des Formschlusses zur Schubübertragung zwischen dem Baustoffschichten im Vordergrund.

Es ist nicht nur die Wirksamkeit, sondern ebenso die durch die Verbindung maßgeblich bestimmte Wirtschaftlichkeit des Verbundsystems, die über seine Anwendung oder Nichtanwendung entscheiden. Gerade in dieser Hinsicht weisen die hier untersuchten Systeme mit seinen äußerst einfachen Ausführungen entscheidende Vorteile auf, die durch geeignete Entwicklungsschritte mit den technischen, physikalischen und materialspezifischen Eigenschaften in Einklang gebracht werden müssen. Die prinzipiellen Verbundmechanismen aus dem Stahl-Beton-Verbundbau und Stahlbetonbau sind für den unmittelbaren Formschluss zwischen Holz und mineralischer Deckschicht gleichermaßen gültig. Dazu gehören im flächigen Kontakt:

- ⇒ *Haftung* (Adhäsion) – flächiger Verbund der Deckschicht auf dem Holz durch eine sägeraue Holzoberfläche,
- ⇒ *Mechanischer Verbund* durch verschiedene stiftförmige Verbindungsmittel wie Schrauben, Nägel oder Dübel sowie Stahlformteile oder auch Profilierungen im Holz,
- ⇒ *Reibung* infolge von Querdruck. Bei Brettstapelelementen mit alternierenden Lamellen wird die Schubkraftübertragung durch die Klemmwirkung der aufgestellten Brettlamellen unterstützt,
- ⇒ *Endverankerung* (ähnlich wie im Stahl-Beton-Verbund) durch Kerven, Verdübelung oder andere Stahlformteile wie z.B. quer zur Spannrichtung ins Holz eingelassene Flachstähle.

Zur Übertragung der Längsschubkräfte zwischen Holzelement und Deckschicht können ein oder mehrere der genannten Anteile genutzt werden. Haftung und Reibung werden jedoch bei zahlreichen Berechnungsmodellen sowohl im Stahl-Beton- als auch im Holz-Beton-Verbund wegen der oftmals komplizierten Quantifizierung dieser Anteile nicht berücksichtigt.

Mit Hilfe von Versuchen an Profilblechverbunddecken untersuchte [mina\_1] u.a. Einflüsse des Flächenverbundes sowie von Endverankerungen auf die Längsschubtragfähigkeit und somit auf die Gesamttragfähigkeit des Verbundbauteils. Die Verwendung von Kopfbolzendübeln bewirkte bei den untersuchten Verbundvarianten im Vergleich zu den Prüfkörpern ohne Endverankerungen eine erhebliche Verbesserung des Tragverhaltens. Wobei die Verträglichkeit der Verformungscharakteristiken von Endverankerung und Flächenverbund gegeben sein muss. Durch die Quantifizierung der Anteile aus mechanischer Verdübelung und Reibung war es möglich, den Anteil der Reibung über den Plattenauflegern rechnerisch wie eine Endverankerungskraft zu berücksichtigen.

In [will\_1] wird bei der Untersuchung von Bewehrungsstählen die Relativverschiebung  $s$  als Unterscheidungskriterium zugrunde gelegt und diese behält auch in diesem Fall für den unmittelbaren Verbund ihre Gültigkeit (Abb.2-3).

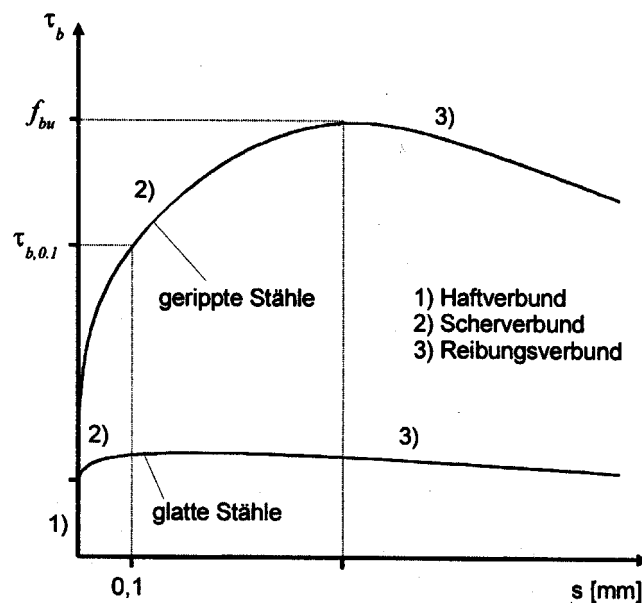


Abb.2-3: Qualitative Darstellung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach [will\_1]

Analog wird in [burk\_1] die Wirkungsweise der Schubübertragung einer Beton-Betonfuge nach Abb.2-4 beschrieben. Der mechanische Verbund in der Arbeit von [burk\_1] beschränkt sich lediglich auf den Spannfeder- bzw. Bettungseffekt, welche in abgewandelter Weise auch im Verbundbau mit Holz vertreten sind.

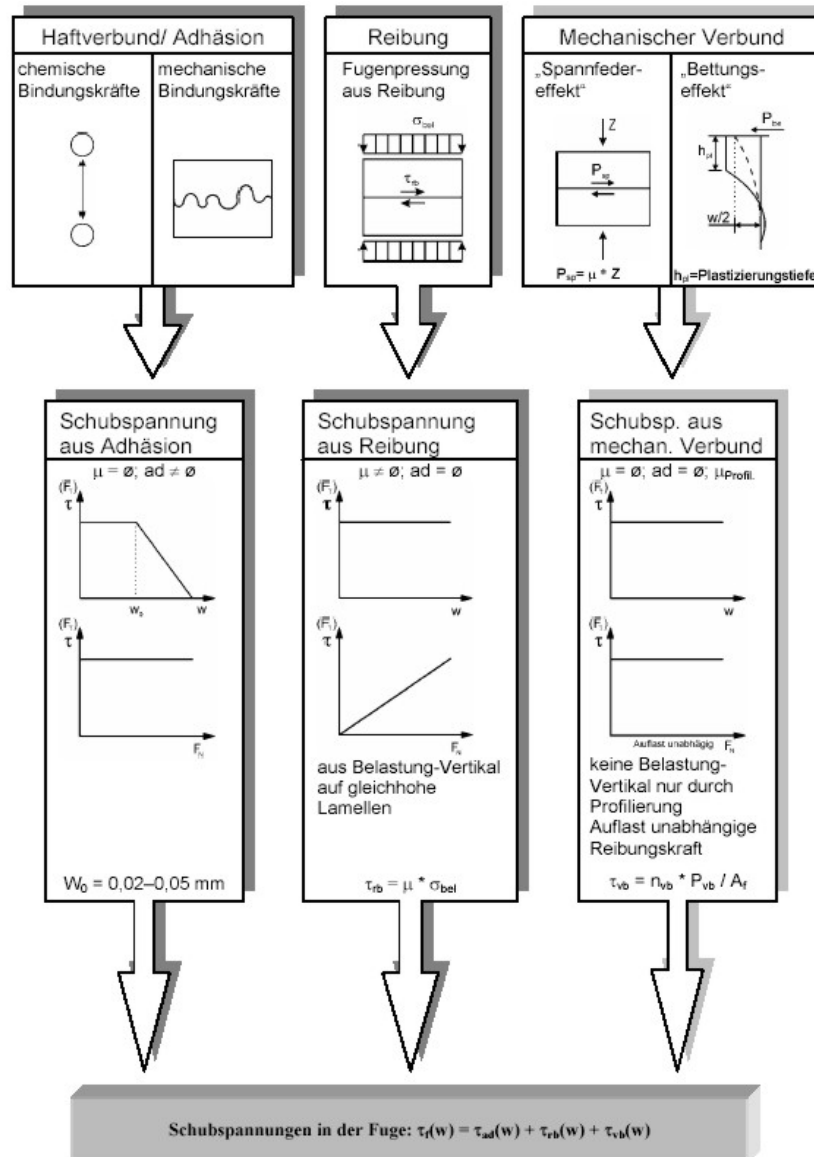


Abb.2-4: Verbundkomponenten in der Verbundfuge [burk\_1]

Diese Arbeit soll ein Beitrag zur Erweiterung der Teilkomponente des mechanischen Verbundes durch die mechanische Holzoberflächenmodifikation darstellen und gleichzeitig den flächigen Formschluss zwischen den beteiligten Verbundpartnern beschreiben.

### 2.2.1 Haftverbund

Als Haftverbund oder auch Adhäsion bezeichnet man die Bindungskräfte der Teilchen zweier unterschiedlicher Medien, welche unabhängig von der Belastung betrachtet werden. Die Größe der Adhäsions- und Kapillarkräfte beruht ausschließlich auf der Wechselwirkung der Teilchen untereinander und ist für den explizit betrachteten Fall abhängig vom Erhärtungsvorgang der mineralischen Deckschicht (z.B. Zementsteinbildung im Beton) auf der Holzoberfläche. Diese können wie in Abb.2-4 ersichtlich in einen chemischen und mechanisch-physikalischen Bestandteil aufgeschlüsselt werden.



Mit der richtigen Ausführung der Verbundfuge wird das Gesamttragverhalten einer Verbundkonstruktion wesentlich beeinflusst. Zwangsläufig ist es notwendig, die sich auf die Verbundfuge auswirkenden Materialparameter möglichst vorteilhaft zu wählen. Möglichkeiten zur Steigerung des Haftverbundes ergeben sich aus der Abhängigkeit der übertragbaren Kraft von der Verbundfläche. Da die Grundfläche den geometrischen Vorgaben unterliegt, lässt sich die Vergrößerung der Fläche (Oberfläche) z.B. durch eine Steigerung der Oberflächenrauigkeit und/oder Profilierung des Holzes realisieren. In Bezug auf den Flächenverbund stellt die Oberflächenbeschaffenheit des Holzes den vordringlichsten Parameter dar.

Problematisch gestaltet sich das annähernd starre Verformungsverhalten des Haftverbundes. Ein additives Zusammenwirken mit üblichen Verbindungsmitteln kann nach [bode\_1] praktisch nicht angesetzt werden, da die Verbindungsmittel zum Aktivieren eine geringe Verschiebung benötigen, bei welcher der Haftverbund jedoch schon versagt. Weniger problematisch gestaltet sich indessen das Zusammenwirken der Haftung mit der Verbundkomponente Reibung.

Generell verhält sich der starre Verbund spröde und lässt sich auf sehr kleine Relativverschiebungen zwischen den Verbundmedien nach [burk\_1] beim Beton-Beton-Verbund mit 0,02-0,05 mm beziffern. Schubspannungsspitzen an den Rissufern führen unweigerlich zum plötzlichen Versagen der Verbundfuge (Abb.2-5).

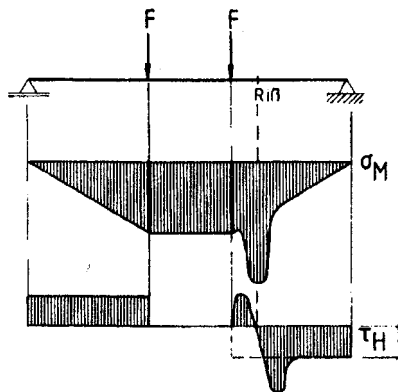


Abb.2-5: Schubspannungsspitzen am Riss in der Betonzugzone [bode\_1]

Für den Fall von Holz im Verbund mit mineralischen Deckschichten sind diese Werte noch nicht bestätigt und quantifiziert. Im Wesentlichen ist von der Annahme auszugehen, dass größere Relativverschiebungen zu irreversiblen Schädigungen des Verbundes und somit zu einer begrenzten Tragfähigkeit im Haftverbund führen.

## 2.2.2 Scherverbund

Der Scherverbund oder auch mechanische Verbund (Flächenverbund) stellt den wirksamsten Anteil der Verbundmechanismen in Verbundkonstruktionen dar [thor\_1]. Dieser Verbund wird durch entsprechend geeignete Profilierungen des Holzes und im Speziellen der Brettlamellen im

Brettstapelelement künstlich erzeugt. Vorzugsweise sind seitliche Hinterschneidungen in äquidistanten Abständen einzubauen. Zur Überwindung dieser mechanischen Verzahnungen sind bereits ohne Vorhandensein zusätzlicher Querpressungen größere Kräfte notwendig. Die Größe der übertragbaren Kraft wird von der Bruchform der in den Profilierungen der Brettlamellen eingebetteten mineralischen Deckschichten bestimmt.

### 2.2.3 Reibungsverbund

Aufgrund einer äußeren Belastung senkrecht zur belasteten Scherfuge resultiert bei entsprechender Aktivierung in der Kontaktfläche zweier Festkörper Reibung. Der Reibungsbeiwert  $\mu$  charakterisiert die Rauigkeit der Fugenoberfläche und wird unabhängig von der Verschiebung parallel zur Fuge betrachtet. Die Größe des Reibungsbeiwertes  $\mu$  für verschiedene Oberflächenstrukturen und auch Modifikationen sind experimentell zu bestimmen. Der Reibungsverbund zwischen den Baustoffschichten wird bereits bei sehr kleinen Verschiebungen aktiviert. Mit einer Fugenpressung  $F_N$  und dem Reibungsbeiwert  $\mu$  lässt sich die übertragbare Reibungskraft  $F_R$  nach Gl.(2.3) bestimmen.

$$F_R = \mu \cdot F_N \Rightarrow \tau_{rb} = \mu \cdot \sigma_{bel} \quad (2.3)$$

mit :	$F_R$	Reibungskraft
	$F_N$	Normalkraft
	$\tau_{rb}$	Schubwiderstand
	$\sigma_{bel}$	Belastung
	$\mu$	Reibungsbeiwert

Die erforderliche Querpressung kann durch äußere Lasten, das Schwinden der mineralischen Deckschicht, das Quellen und Schwinden des Holzes oder auch eine Behinderung der Querdehnung infolge zunehmender Durchbiegung und dabei eintretender Verklemmwirkungen aktiviert werden. Diese Verklemmung erhöht den seitlichen Anpressdruck der Kontaktflächen und somit infolge Reibung auch die übertragbaren Schubkräfte. Ähnliche Effekte werden z.B. im Stahl-Beton-Verbundbau bei schwalbenschwanzförmigen Trapezblechprofilen genutzt. Die Größe der übertragbaren Schubkraft infolge Reibung ist im Wesentlichen von der Oberflächenbeschaffenheit des Holzes und der Beschaffenheit der Zuschläge abhängig. Entsprechende Holzbearbeitungsmöglichkeiten beim Zuschnitt der Querschnitte durch unterschiedliche Sägetechniken beeinflussen dies erheblich.

Ziel dieser Arbeit ist es unter anderem, die spezifischen Reibungsbeiwerte  $\mu$  für die gewählten Holzoberflächenmodifikationen (sägerau, alternierende und profilierte Lamellen) zu ermitteln, des Weiteren die Abnutzung der gegenüberliegenden Fugenufer und damit die Verringerung des Reibungsbeiwertes bei einer einmalig bzw. wiederholt anwachsenden horizontalen Verschiebung in der Verbundfuge zu beurteilen.

## 2.3 Verbundparameter und Einflussfaktoren

### 2.3.1 Allgemeine Betrachtungen

Das Gesamttragverhalten der Verbundfuge wird durch eine Reihe Einflussfaktoren und bezogene Verbundparameter bestimmt. Die Gesamtheit aller erheblich beeinflussenden Faktoren sind in der anschließenden graphischen Übersicht (Abb.2-6) zusammengefasst.

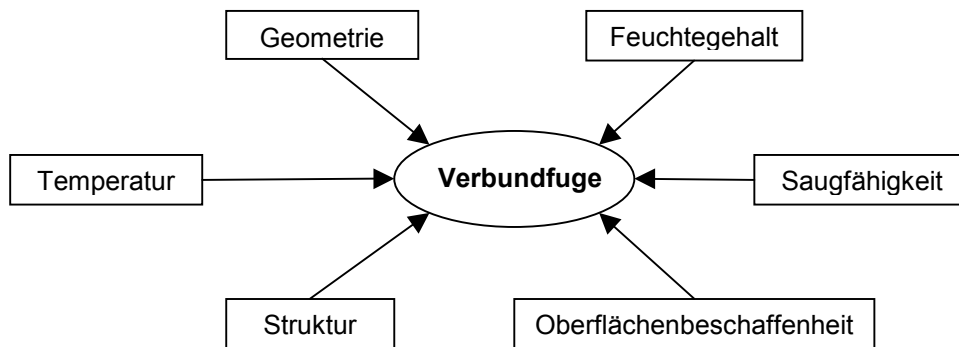


Abb.2-6: Übersicht über die Einflussfaktoren auf Verbundfugen

### 2.3.2 Temperatur

Die Temperatur der Holzoberfläche beeinflusst den Hydratationsprozess des Betons in der Verbundfuge. Erhöhte Temperaturen beschleunigen die Hydratation, führen wiederum zu geringeren Verbundfestigkeiten, sodass bei zu starker Erwärmung eine Beschattung bzw. Kühlung notwendig werden kann. Niedrige Temperaturen verlangsamen den Hydratationsprozess oder bringen ihn unter 0 °C gänzlich zum Erliegen. Dies kann eine Verschlechterung des Verbundes zur Folge haben.

### 2.3.3 Geometrie und Größeneffekte

Eine sehr gute Übersicht von bisher zahlreich durchgeführten Versuchen und Beschreibungen zur theoretischen Betrachtungsweise von Größeneffekten wird in [mads\_1] gegeben. Druck- und Zugstäbe erfahren gewöhnlich eine konstante Belastung über die gesamte Stablänge. Das heißt, dass über den gesamten Querschnitt eine konstante Spannungsverteilung vorliegt und das Versagen an der schwächsten Stelle zwischen den Lagerungen eintritt. Folglich steigt bei größer werdender Länge die Wahrscheinlichkeit, dass ein Bauteil größere Schwachstellen aufweist, die zu Festigkeitsverringerungen führen. Die Voraussetzungen für Biegeträger sind dagegen anders. Zum einen entstehen unterschiedliche Spannungen über die Querschnittshöhe verteilt. Zum anderen variiert das Biegemoment im Gegensatz zu Druck- und Zuggliedern entlang der Trägerlänge. Deshalb tritt das Versagen nicht zwangsläufig im Bereich der größten Schwachstelle ein, und die Festigkeitsentwicklung kann nicht allein auf den Größeneffekt der Stablänge bezogen werden. Biegeträger weisen ein veränderliches Biegemoment über die Stablänge auf, welches aus unterschiedlichen Laststellungen resultiert. Jedoch ist die Wahrscheinlichkeit vergleichsweise gering,

dass eine größere Schwachstelle im Bereich des maximalen Biegemoments zu finden ist. In [mads\_1] werden Biegeversuche an Holzträgern durchgeführt, bei denen die Spannweiten sowie die Laststellungen variierten. Damit ergaben sich höhere ermittelte Festigkeiten bei den kürzeren Spannweiten, was den Einfluss der Länge bestätigt. Des Weiteren war eine Abnahme der Festigkeiten von einer Einzellast in der Mitte über zwei mittige Einzellasten mit einem Abstand von  $L/4$  zu zwei mittigen Einzellasten mit einem Abstand von  $L/3$  zu erkennen. Dieser Effekt begründet sich daraus, dass das maximale Biegemoment bei der mittigen Einzellast nur im Mittelpunkt auftritt. Im Falle von den hier vorgesehenen zwei Einzellasten erstreckt sich das maximale Biegemoment jedoch konstant über eine Länge von  $L/3$  bzw.  $L/4$ , wo die Wahrscheinlichkeit größer ist, dass sich in diesem Bereich eine entscheidende Schwachstelle befindet.

Ähnlich dem Längeneffekt treten Festigkeitsabnahmen auch bei zunehmender Querschnittshöhe und -breite auf. Deshalb werden laut Norm DIN EN 384 (05/2004) Festigkeitswerte auf eine Bezugshöhe bzw. -breite von 150 mm umgerechnet.

Die Geometrie der Verbundfuge hat einen erheblichen Einfluss auf das Verbundverhalten. Aussparungen und speziell Profilierungen, welche in regelmäßigen Abständen über die Verbundfläche verteilt sind, verbessern aufgrund der Verzahnungswirkung das Verbundverhalten. Des Weiteren erhöht sich die für den Haftverbund anrechenbare Fläche bei konstanter Grundfläche, was wiederum eine höhere Schubbeanspruchbarkeit zur Folge hat. Mit hinterschnittenen Holzquerschnitten ist es möglich eine Verklemmwirkung zu erzielen, welche die Anpresskraft an die seitlichen Flanken erhöht, sodass infolge Reibung höhere Schubbeanspruchbarkeiten erreichbar sind. Durch die mögliche Querpressung infolge der Plattenbiegung entsteht eine Klemmwirkung zwischen aufgestellten Lamellen und den dazwischen befindlichen Deckschichtstreifen. In der Literatur waren jedoch keine Beschreibungen zum Einfluss der Bauteilbreite zu finden, die unter Umständen die bei den hier durchgeführten Plattenversuchen zu erwartende Klemmwirkung der aufgestellten Brettlamellen beeinflussen könnte. Allerdings bestimmen Größe und Lage der Oberfläche die technologischen Möglichkeiten der Vorbehandlung sowie den Betoniervorgang. Speziell bei gegliederten Brettstapeldecken ist auf den Größtkorndurchmesser zu achten, damit die Oberfläche vollständig ausbetoniert werden kann. Dennoch ist zu bemerken, dass durch das Zusammenfügen mehrerer kleiner Brettquerschnitte zu einem Element größeren Ausmaßes ein Bauteil entsteht, bei dem die Schwachstellen, resultierend aus natürlichen Strukturstörungen, relativiert werden. Das bedeutet, dass bei diesen Störungen erst einzelne Lamellen brechen und nicht sofort das gesamte Bauteil versagt. Dieser Effekt ist besonders im Grenzlastbereich der Tragfähigkeit von Vorteil.

#### **2.3.4 Feuchtegehalt**

Während der eigenen Voruntersuchungen ist noch deutlicher geworden, wie stark der Feuchtegehalt und Feuchtetransport die Wechselwirkungen zwischen den Verbundpartnern gerade in der Kontaktfuge beeinflusst. Das für den Abbindevorgang der mineralischen Deckschicht benötigte Wasser ist durch den  $w/z$ -Wert genau bestimmt. Gerade in der Kontaktfuge führt allerdings das Holz mit seiner vorgegebenen Einbaufeuchte zu einem Entzug des benötigten Wasseranteils für den

Abbindeprozess der Deckschicht in der Kontaktfuge und weiterführend zu einem Festigkeits- und Verbundverlust. Trotz des Wissens um das Quell- und Schwindverhalten von Holz ist ein kurzzeitiges Befeuchten der Holzoberfläche vor dem Betonvorgang zwingend. Die Befeuchtung ist nur oberflächennah und darf das Holz nicht durchdringen. Speziell dieses Phänomen wird in der Versuchsausführung und -auswertung weiter vertieft.

### **2.3.5 Saugfähigkeit**

Im Zusammenhang mit dem Feuchtegehalt wird durch einen stark saugfähigen Holzquerschnitt der aufzubringenden Deckschicht übermäßig viel Wasser entzogen. Eine Beeinflussung der Saugfähigkeit des Holzes mit chemischen Behandlungsmitteln könnte zu einer Verminderung der Haftfestigkeit führen, sodass Möglichkeiten der Kompensierung des Wasserverlustes im vorherigen Vornässen des Holzes und in der Nachbehandlung des Betons bestehen. Ist die Saugfähigkeit hingegen gering, kann der Wasserverlust durch die Nachbehandlung des Betons teilweise ausgeglichen werden, wobei sich die Verringerung des Wassergehaltes auf die Ausbildung des Verbundes auswirkt.

### **2.3.6 Oberflächenbeschaffenheit**

In Abhängigkeit von der Holzoberfläche entstehen in der Kontaktzone chemische und physikalisch-chemische Wechselwirkungen zwischen den Verbundpartnern. Diese Wechselwirkungen werden durch Verunreinigungen wie Öl, Fett o.ä. entscheidend gestört. Aus diesem Grund sind vor dem Aufbringen der mineralischen Deckschicht augenscheinliche Verunreinigungen gründlich zu entfernen.

### **2.3.7 Struktur**

Die Verzahnung des Holzes mit der mineralischen Deckschicht stellt einen wesentlichen Verbundmechanismus dar. Dieser Mechanismus ist zu einem großen Teil von der Oberflächenstruktur des Holzes abhängig. Eine makroskopisch raue Oberfläche sollte das Verbundverhalten begünstigen. Diesbezüglich stellt sich die Frage, wie und mit welchen Mitteln die Holzoberfläche bearbeitet werden kann, damit die Verzahnungswirkung und somit die Schubkraftübertragung möglichst optimal ist.

## **2.4 Bewertung der Holzoberflächentopographie**

### **2.4.1 Allgemeines**

Wie aus den vorangegangenen Ausführungen hervorgeht, beeinflusst die Oberflächenbeschaffenheit, insbesondere die Oberflächenrauheit des Holzes als Festkörper, die Verbundwirkung zwischen den Verbundpartnern wesentlich. Die Rauheit, d.h. die mikrogeometrische Gestaltabweichung von der idealen makroskopischen Geometrie, ist eine wichtige Charakteristik für die Holzoberfläche und nimmt Einfluss auf die Höhe der Haftverbundfestigkeiten bis hin zur Höhe der Reibungswerte bei unterschiedlich hohen bzw. hinterschnittenen Brettlamellen im Verbundelement. Mit der Gestaltabweichung ist die Gesamtheit aller Abweichungen der Istoberfläche von der geometrischen Oberfläche

zu verstehen. Zu differenzieren sind Abweichungen, die nur beim Betrachten der gesamten Oberfläche erkennbar sind und solchen, die schon an einem Flächenausschnitt erkennbar werden. Folgendes Ordnungssystem (Abb.2-7) nach [pert\_1] hebt die Bedeutung der Rauigkeit hervor:

- ⇒ Gruppe 1 → Formabweichung
- ⇒ Gruppe 2 → Welligkeit
- ⇒ Gruppen 3 bis 5 → Rauigkeit
- ⇒ Gruppe 6 → Rauheit wird schon durch den Aufbau des Bauteils bestimmt





Gestaltabweichung (als Profilschnitt überhöht dargestellt)	Beispiele für die Art der Abweichung	Beispiele für die Entstehursache
1. Ordnung: Formabweichungen 	Geradheits-, Ebenheits-, Rundheits- Abweichung, u.ä.	Fehler in den Führungen der Werkzeugmaschine, Durchbiegung der Maschine oder des Werkstückes, falsche Einspannung des Werkstückes, Härteverzug, Verschleiß
2. Ordnung: Welligkeit 	Wellen (siehe DIN 4761)	außermittige Einspannung, Form- oder Laufabweichungen eines Fräasers, Schwingungen der Werkzeugmaschine oder des Werkzeuges.
3. Ordnung: Rauheit 	Rillen (siehe DIN 4761)	Form der Werkzeugschneide, Vorschub oder Zustellung des Werkzeuges
4. Ordnung: Rauheit 	Riefen Schuppen Kuppen (siehe DIN 4761)	Vorgang der Spanbildung (Reißspan, Scherspan, Aufbauschneide), Werkstoffverformung beim Strahlen, Knospenbildung bei galvanischer Behandlung
5. Ordnung: Rauheit Anmerkung: nicht mehr in einfacher Weise bildlich darstellbar	Gefügestruktur	Kristallisationsvorgänge, Veränderung der Oberfläche durch chemische Einwirkung (z. B. Beizen), Korrosionsvorgänge
6. Ordnung: Anmerkung: nicht mehr in einfacher Weise bildlich darstellbar	Gitteraufbau des Werkstoffes	

Abb.2-7: Ordnungssystem nach [pert\_1] für die Gestaltabweichung

Verschiedenste Größenordnungen und unterschiedliche Oberflächengeometrien stellen das System und die Struktur der Rauigkeit dar, welche aber größtenteils im Speziellen unregelmäßig sind. Das Zuschneiden der Holzbauteile prägt und stellt eine dreidimensionale stochastische Verteilung von Rauheitshügeln und Rauheitstälern der Oberflächenrauheit dar. Es darf davon ausgegangen werden, dass spezifische Oberflächenstrukturen häufiger wiederkehren als andere. Der Einsatz technischer Hilfsmittel, wie zum Beispiel das Mikroskop oder andere geeignete Systeme, geben genaueren Aufschluss über die jeweilige Oberflächenbeschaffenheit des Holzes. Im Hinblick auf den unkomplizierten Praxiseinsatz zum Feststellen der Oberflächenrauigkeit musste vorrangig ein flexibles Messsystem gefunden werden. Bisher sind derartige Untersuchungen an kleinformatigen, aus ganzen Bauteilen ausgelösten Probekörpern vorgenommen worden, die dann im Labor an stationären Messsystemen analysiert wurden.

## 2.4.2 Messmethoden zur Oberflächenbewertung

Für die Bewertung von Oberflächen hinsichtlich ihrer Rauigkeit können verschiedene Prüfmethode angewandt werden [schr\_1]. Unterschieden werden mechanische und optische Messmethoden. Der Tastvergleich mit Oberflächenvergleichsmustern ist für die subjektive Oberflächenbeurteilung einsetzbar. Eine objektivere Bewertung von Oberflächen stellt hingegen der mechanische Profilometer mit der Ermittlung von Kennzahlen dar. Die drei Systeme, das Bezugsflächensystem (Freitastsystem), das Pendeltastsystem (Zweikufensystem) und das Einkufensystem, arbeiten dabei nach demselben Messverfahren. Für die angestrebte Anwendung sind diese jedoch nicht ideal, da die Oberflächen des unbehandelten Holzwerkstoffes für Tastsysteme zu rau sind. In Ergänzung zu den mechanischen Messverfahren existieren verschiedene optische Messmethoden (Tab.2-1).

Tab.2-1: Optische Messmethoden

Rein optische Methoden	Optoelektronische Methoden
⇒ visuelle Inaugenscheinnahme	⇒ Lasermikroskopie (Einsatz von Mikro- oder Triangulationssensor)
⇒ Sichtvergleich an Oberflächenvergleichsmustern	⇒ Interferometrie mit unterschiedlichen Analyseverfahren (Phasenverschiebung, Grau- oder Phasencode, vertikales Abtasten)
⇒ Messmikroskop	⇒ winkelauflösende Streulichtmessung
⇒ Rasterelektronenmikroskop	⇒ abbildendes Streulichtverfahren TRACEiT

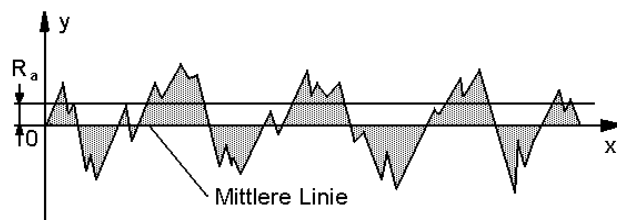
Unter den optoelektronischen Methoden ist allein das System TRACEiT im Streulichtverfahren durch seine flexible Einsetzbarkeit prädestiniert, Messungen instationär am ganzen Holzbauteil durchzuführen.

Zum Zeitpunkt der Kurzzeitscher- und Haftzugversuche war es mit den zur Verfügung stehenden Hilfsmitteln, dem System von RODENSTOCK, nicht möglich, vor Versuchsdurchführung eine statistisch aussagekräftige Quantifizierung auf den zu testenden Holzoberflächen durchzuführen. Lediglich eine visuelle Inaugenscheinnahme ermöglichte den Vergleich zu adäquat gemessenen Holzoberflächen. Dazu wurden identisch aussehende Profile auf der nicht zu prüfenden Seite des Probekörpers herausgelöst und vermessen. Somit war eine Zuordnung von spezifischer Holzoberfläche zum entsprechenden Probekörper möglich. Erst mit dem durch die Professur Bauchemie der Bauhaus-Universität Weimar bereitgestellten System TRACEiT waren zerstörungsfreie Oberflächenuntersuchungen machbar und die Möglichkeit geschaffen, dieses auch bei der Vermessung der rohen Brettstapelelemente für die Herstellung der Verbundbiegeversuche einzusetzen. Eine Beschreibung und Quantifizierung der tatsächlichen Festkörperoberfläche des Holzes ist nunmehr gegeben.

### 2.4.3 Ausgewählte Oberflächenkenngrößen

Die im Folgenden näher bezeichneten Oberflächenkenngrößen dienen zur Quantifizierung der Holzoberflächenprofile der Brettstapelelemente. Vorrangig werden diese Kenngrößen an eher glatten Oberflächen, wie metallischen Werkstoffen, bestimmt und beziehen sich ausschließlich auf das Tastschnittverfahren. Eine Übertragbarkeit auf das Streulichtverfahren wurde in [schr\_1] festgestellt.

Der Mittenrauwert  $R_a$  ist der arithmetische Mittelwert der Beträge aller Profilwerte  $y(x)$  des Rauheitsprofils.  $R_a$  entspricht der Höhe eines Rechtecks mit der Bezugsstrecke  $l$  als Seitenlänge, der flächengleich mit der Summe der vom Rauheitsprofil und der Mittellinie (Abb.2-8) eingeschlossenen Fläche ist. Für die Ermittlung erfolgt nach Gl.(2.4) bzw. Gl.(2.5).



$$R_a = \frac{1}{l} \int_0^l |y(x)| dx \quad \text{DIN 4768} \quad (2.4)$$

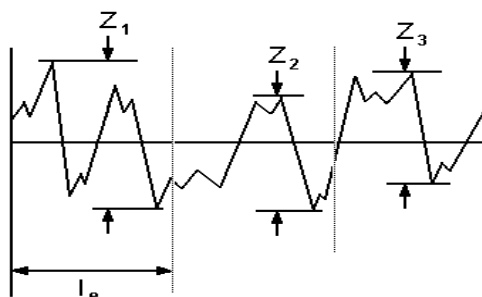
$$R_a = \frac{1}{l} \int_0^l |Z(x)| dx \quad \text{DIN EN ISO 4287} \quad (2.5)$$

Abb.2-8: Mittenrauwert  $R_a$

Der quadratische Mittenrauwert  $R_q$  ist der quadratische Mittelwert aller Profilwerte  $y(x)$  bzw.  $Z(x)$  des Rauheitsprofils nach Gl.(2.6). Dieser Kennwert ist nach [schr\_1] erfahrungsgemäß meist um ca. 25 % größer als der  $R_a$ -Wert.

$$R_q = \sqrt{\frac{1}{l} \int_0^l y^2(x) dx} \quad (2.6)$$

Die Rautiefe  $R_z$  ergibt sich aus der Summe der höchsten Profilspitze und dem tiefsten Profital innerhalb einer Einzelmessstrecke nach Gl.(2.7) bzw. Gl.(2.8). Eine gemittelte Rautiefe  $R_z$  nach Norm DIN 4768 errechnet sich hingegen aus dem Mittelwert der Einzelrautiefen  $Z_i$  (Abb.2-9) von fünf aneinandergrenzenden Einzelmessstrecken und die maximale Rautiefe  $R_{max}$  ist die größte Einzelrautiefe  $Z_i$  innerhalb der Gesamtmessstrecke  $l_m$ .



$$R_z = (\max Z_p + \max Z_v) \quad \text{DIN EN ISO 4287} \quad (2.7)$$

$$R_{zDIN} = \frac{1}{5} \sum_i^5 Z_i \quad \text{DIN 4768} \quad (2.8)$$

Abb.2-9: Rautiefe  $R_z$

Der Wert  $L_{opt}$  gibt die prozentuale *gestreckte Länge* des gedacht gestreckten Oberflächenprofils im Verhältnis zur vorliegenden Messstrecke an.



Mit dem Mean-Wert wird die mittlere Intensität der Grauwerte angegeben. Bedingt durch die Funktionsweise des Systems TRACEiT ist ein Abfallen des Mean-Wertes zu verzeichnen (Abb.2-10), da infolge der einseitigen Belichtung der Probe die Lichtintensität mit zunehmender Entfernung von der Lichtquelle abnimmt. Diese Auswirkungen sind somit auch bei den errechneten Rauigkeitswerten zu beobachten. Möglichkeiten der Kompensierung dieses Problems bestehen im Einsatz von Filtern oder abschnittsweiser Umrechnung durch die Software.

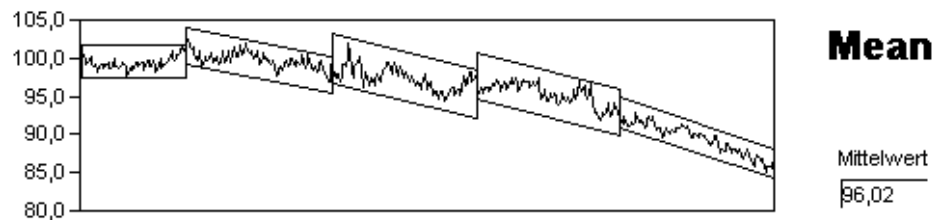


Abb.2-10: Beispiel des Intensitätsabfall des Lichts – System TRACEiT

#### 2.4.4 Analysesystem der Firma RODENSTOCK

Bei der Laser-Raster-Topographie-Metrie [kern\_1] des Systems RODENSTOCK wird die Probenoberfläche unter einer ortsfesten Lichtquelle, einem Laserstrahl optisch abgerastert. Gemessen wird dabei die Entfernung zwischen Probe und Lichtquelle an jeder Stelle der Verschiebung. Die Auswertung erfolgt mittels der in Abschnitt 2.4.3 erläuterten Grundlagen. Abweichend vom System TRACEiT wird die Oberfläche des Probekörpers mit Hilfe eines Laserstrahls abgetastet. Die nachfolgenden Messprotokolle zeigen die ausgewerteten Oberflächenrauigkeiten zweier Vergleichsproben, wobei Holzprobe 1 (Abb.2-11) einer gehobelten und Holzprobe 2 (Abb.2-12) einer typischen sägerauen Oberfläche entspricht.

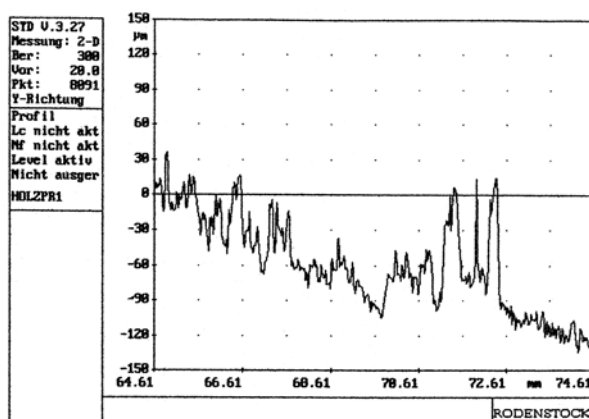


Abb.2-11: Oberfläche und Rauigkeitswerte der Vergleichsprobe 1 (gehobelt), System Rodenstock

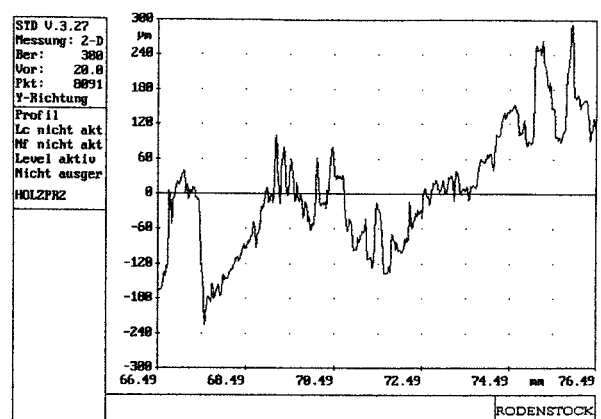


Abb.2-12: Oberfläche und Rauigkeitswerte der Vergleichsprobe 2 (sägerau), System Rodenstock

### 2.4.5 Analysesystem TRACEiT

Das System TRACEiT der Firma Innowep [trac\_1], wurde ursprünglich für die Beurteilung von Papieroberflächen entwickelt und arbeitet nach dem Prinzip des abbildenden Streulichtverfahrens. Mit Hilfe geringfügiger Modifikationen in Form von Vergrößerung des Sensorbereiches auf 1,2 cm x 0,9 cm ist es nach [schr\_1] möglich, dieses System für die Beurteilung von Werkstückoberflächen instationär einzusetzen. Das hierbei angewandte Streulichtverfahren ermöglicht eine schnelle und reproduzierbare Oberflächenaufnahme mit anschließender objektiver Auswertung.

Besonders bemerkenswert ist die zerstörungsfreie Abtastung der Oberfläche, welche mit Unterstützung der dazugehörigen Software die Berechnung der Rauheit entlang einer Linie und innerhalb einer ganzen Fläche ermöglicht. Fotografische 3D-Aufnahmen ergänzen das System und ermöglichen die Oberflächendarstellung. Mit Hilfe des Systems TRACEiT lässt sich somit sehr einfach und komfortabel die Oberflächenbeschaffenheit direkt am Versuchskörper visualisieren und in Verbindung mit der Software eine Quantifizierung der jeweiligen Rauigkeitswerte vornehmen.

Das System besteht aus dem Sensorkopf und einer Systemeinheit (z.B. Laptop). Der Sensorkopf beinhaltet eine CCD-Kamera, welche senkrecht zur Werkstückoberfläche ausgerichtet ist. Als Lichtquelle dienen mehrere rote LEDs, die seitlich von der Kamera in einem festgelegten Winkel von 7° zur Werkstückoberfläche angeordnet sind. Die von der Kamera aufgenommenen Daten werden mit Hilfe einer entsprechenden Software in eine Pixelgrafik umgewandelt. Durch die seitliche Beleuchtung entstehen infolge der rauen Oberfläche Licht-Schatten-Effekte, welche sich in Form von Graustufen abbilden. Diese Grauwerte werden dann mittels der TRACEiT-Software in ein entsprechendes Oberflächenprofil umgerechnet.

Bedingt durch die Funktionsweise des Sensorkopfes erscheint es sinnvoll, beim Scannen von Holzoberflächen vorrangig eine senkrechte Richtung zur Faser zu wählen. Infolge der einseitigen Belichtung entstehen dann kontrastreichere Aufnahmen. Diese können von der Software besser ausgewertet werden. Des Weiteren ist nach [schr\_1] zu beachten, dass man Probekörper mit gleich behandelte Oberfläche verwendet, damit die Messergebnisse der Oberflächenrauheit vergleichbar sind. Alle Aufzeichnungen können als einzelnes Linienprofil oder einem Flächenprofil erfolgen.

Die Berechnung der Rauheitswerte wird nach den Formeln in der Norm DIN 4768 (1990) bzw. der DIN EN ISO 4287 (1998) entsprechend dem Einsatz von Tastschnittgeräten vorgenommen. Im Modus Linienschnitt ist eine subjektive Selektierung und Aussonderung von Störfaktoren wie Kratzern möglich. Nachteilig wirkt sich hingegen die eingeschränkte statistische und stochastische Aussagekräftigkeit aus, da der Linienschnitt nur an einer nicht wiederkehrenden Stelle geführt wird. Im Messmodus Flächenschnitt werden ähnlich wie beim Linienschnitt das Bild in mehreren Schnittebenen von links nach rechts abgetastet und die ermittelten Rauheitswerte als Punkte auf der Abszissenachse abgetragen. Vorteilhaft ist dabei die Aussagekraft für eine ganz Fläche mit der Berechnung des arithmetischen Mittelwertes für diese Fläche.

### 2.4.5.1 Oberflächenuntersuchungen mittels Streulichtverfahren an kleinen Bauteilen

Wie bereits angedeutet, konnten die Untersuchungen an den Probeoberflächen mittels Streulichtverfahren und Mikroskop erst im Verlauf der Bearbeitung dieser Thematik an zu prüfenden Objekten erfolgen. Um dennoch über die Oberflächenkenngrößen aussagefähig zu sein, wurden durch visuellen Vergleich der Holzoberflächen an zu prüfenden Probekörpern als auch bereits geprüften Probekörpern mit gleichwertiger Holzoberfläche Untersuchungen realisiert. Eine Gleichwertigkeit der Rauigkeitskenngrößen für die angestrebte sägeraue Holzoberfläche bestätigte sich in den Untersuchungen und ist repräsentativ. In Tab.2-2 sind repräsentative Proben von entsprechenden Schubversuchskörpern zusammengefasst.

Tab.2-2: Bezeichnung der Probekörper für die Oberflächenanalyse

Proben-Nr.	mineralische Deckschicht	Oberfläche	Versuchskörper	Untersuchungsmethode
1	keine	gehobelt	Extra	Streulichtverfahren
2	keine, Holz mit NaOH versetzt	rau	Extra	Mikroskop
3	Anhydrit	rau	HVS/AR/8	Mikroskop
4	Anhydrit	rau	HVS/AR/8	Streulichtverfahren
5	keine	rau	HVS/AR/8 an der Unterseite	Mikroskop
6	keine	rau	HVS/AR/8 an der Unterseite	Streulichtverfahren
7	Zementestrich	rau	HVS/ZR/6	Mikroskop
8	Zementestrich	rau	HVS/ZR/6	Streulichtverfahren
9	Beton	rau	HVS/BR/2	Mikroskop
10	Beton	rau	HVS/BR/2	Streulichtverfahren
11	Geopolymer	rau	HVS/GV/6	Mikroskop
12	Geopolymer	rau	HVS/GV/6	Streulichtverfahren

Zur Herstellung aller Versuchskörper wurde Nadelholz der Sortierklasse S 10 im sägerauen Zustand gewählt. Diejenigen Probekörper, die nach den entsprechenden Schubversuchen entnommen wurden, sind gleichmäßig vom losen Deckschichtmaterial gereinigt und ebenso untersucht worden.

### 2.4.5.2 Auswertung der Oberflächenstruktur des Holzes an kleinen Bauteilen

Die Abb.2-13 zeigt die mit Hilfe des Programms TRACEiT berechneten Messwerte der Rauigkeit für die einzelnen Probekörper an einem gewählten Linienschnitt und am Flächenschnitt. Die Angaben der Rauigkeitswerte  $R$  entsprechen jeweils Werten in  $\mu\text{m}$ .

**Rauheit - Flächenschnitt - Übersicht**

	Dateiname	Mean	Ra opt	Rz opt	Rq opt	L opt
Mittelwerte		102,30	23,18	109,46	28,21	8,49
Einzelwerte						
<b>1</b>	Probe 1	120,45	17,56	69,91	21,51	7,03
<b>2</b>	Probe 10	97,04	20,93	112,03	25,78	8,86
<b>3</b>	Probe 12	96,02	26,36	125,39	32,08	8,15
<b>4</b>	Probe 4	96,59	28,35	131,03	34,01	9,81
<b>5</b>	Probe 6	113,94	20,20	89,13	24,81	6,99
<b>6</b>	Probe 8	89,81	25,67	129,30	31,06	10,11

**Rauheit - Linienschnitt - Übersicht**

	Dateiname	Mean	Ra opt	Rz opt	Rq opt	L opt	Y
Mittelwerte		104,43	23,43	116,63	28,53	9,91	87
Einzelwerte							
<b>1</b>	Probe 1	122,00	19,92	76,00	24,26	8,46	87
<b>2</b>	Probe 10	96,59	18,70	112,60	23,43	8,64	87
<b>3</b>	Probe 12	100,20	26,15	150,20	31,53	10,02	87
<b>4</b>	Probe 4	99,13	28,86	137,00	34,05	12,58	87
<b>5</b>	Probe 6	115,46	19,98	87,80	24,56	7,16	87
<b>6</b>	Probe 8	93,20	26,98	136,20	33,33	12,63	87

Abb.2-13: Messergebnisse –Flächenschnitt und Linienschnitt

Die Werte eines einzelnen Linienschnitts haben für die Beurteilung der Oberfläche weniger Relevanz. Sie sind im Vergleich zu den gemittelten Werten über die gesamte Sensorfläche (Flächenschnitt) nicht aussagekräftig, lassen jedoch für diskrete Stellen tendenzielle Aussagen zu. Aus diesem Grund werden für weitere Untersuchungen die Messwerte der Flächenschnitte verwendet.

Die nachfolgenden Abb.2-14 bis Abb.2-17 geben Aufschluss über die mikroskopische Beschaffenheit der Holzoberflächen sowie deren Rauigkeitsmesswerte.

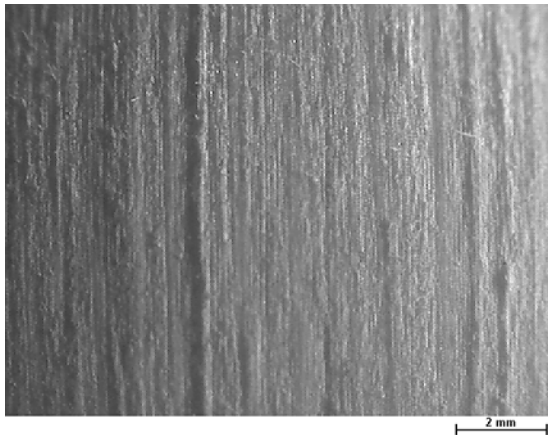


Abb.2-14: Oberfläche der Probe Nr.1; gehobelt; 10-fache Vergrößerung

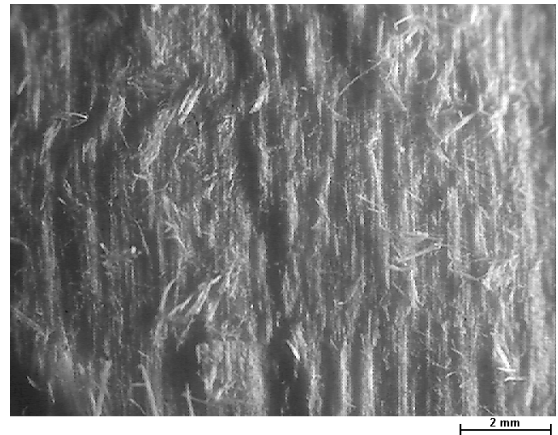


Abb.2-15: Oberfläche der Probe Nr.6; sägerau; 10-fache Vergrößerung

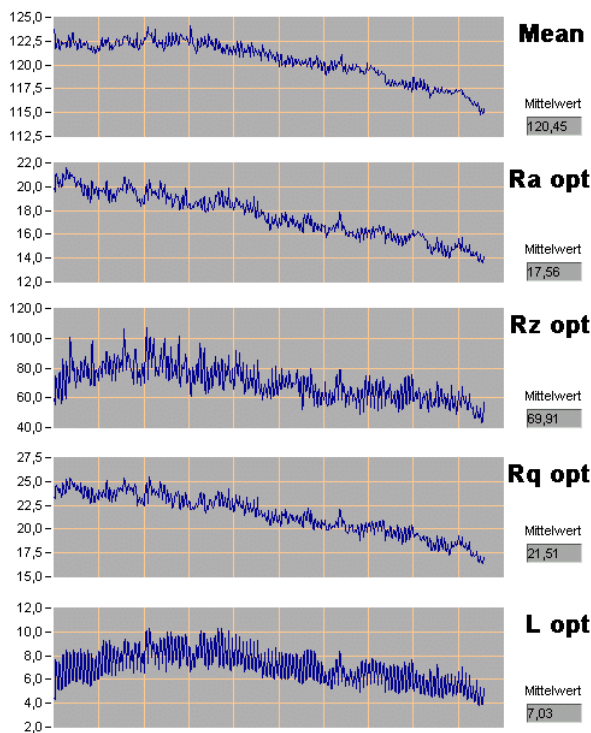
**Rauheit - Flächenschnitt -**

Abb.2-16: Rauigkeitswerte Probe Nr. 1

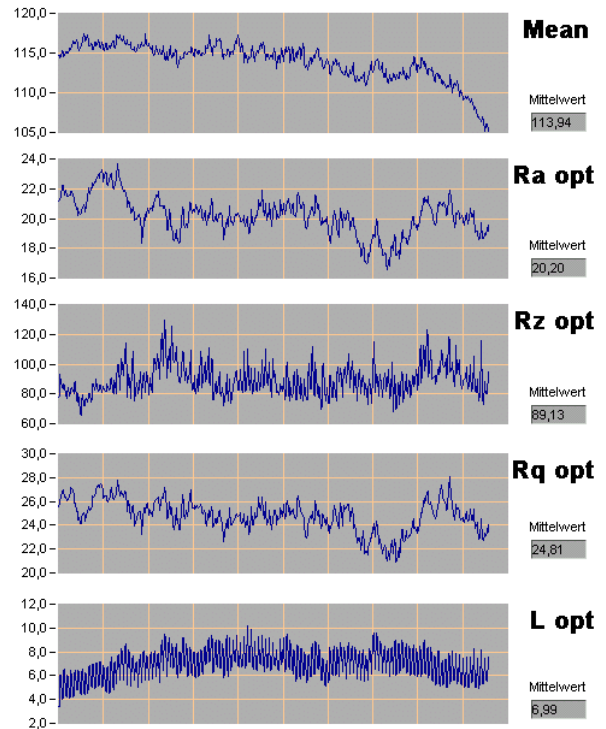
**Rauheit - Flächenschnitt -**

Abb.2-17: Rauigkeitswerte Probe Nr. 6

Die augenscheinlich glatte Oberfläche der gehobelten Probe 1 zeigt bei 10-facher Vergrößerung dennoch deutliche Unebenheiten. Diese Unebenheiten resultieren aus einzelnen sich erhebenden Fasersträngen. In Anbetracht der visuellen Erscheinung der Oberfläche zeigen die Messwerte relativ geringe Rauigkeitswerte. Die grafische Darstellung belegt eine ebene Fläche mit geringer Welligkeit.

Im Vergleich zur gehobelten Oberfläche sind bei sägerauen Holzoberflächen deutlich hervorstehende und teilweise aufgerollte Fasern zu erkennen (Abb.2-18), welche durch eine entsprechende Bearbeitung, z.B. dem Sägevorgang, aus dem Material gerissen wurden. Die hervorstehenden Fasern ergeben die für diesen Fall erwünschte Rauigkeit.

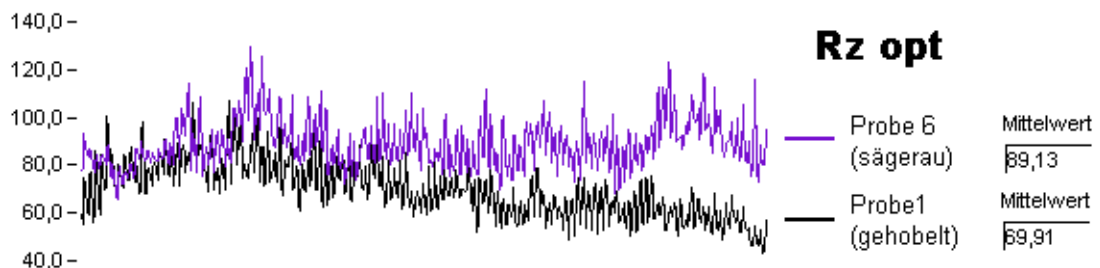


Abb.2-18: Vergleich der Rautiefen von Probe 1 und Probe 6

Durch die Graphen der Mittenrauwerte wird eine größere Welligkeit hervorgehoben, wodurch sich die absoluten Werte erhöhen. Der Mittelwert der Rautiefe  $R_z$  ist deutlich größer als bei der Probe 1 mit gehobelter Oberfläche (Abweichung ca. 30 %).

### 2.4.6 Gegenüberstellung der Systeme TRACEiT und RODENSTOCK

Es besteht nach [schr\_1] die Möglichkeit, dass bedingt durch das optische Verfahren infolge unterschiedlicher Einflussfaktoren Messwertabweichungen entstehen. Die Messwerte beider Systeme liegen in etwa auf dem gleichen Niveau (Tab.2-3). Etwas größere Abweichungen der Werte für die sägeraue Oberfläche sind durch die Wahl der Probekörper zu erklären, da die Probekörper für die Messungen zwar aus gleichen Chargen stammten, aber nie genau an gleichem Linienschnitt wieder gemessen werden konnten. Das bedeutet, dass z.B. durch unterschiedliche Sägetechniken unterschiedlich raue Oberflächen erzeugt werden. Des Weiteren ist nach Norm DIN EN ISO 4288 für eine mechanische Rauigkeitsermittlung mittels Tastschnittgerät ein akzeptabler Grenzwert für die 16 %-Streuung festgelegt. Dieser für optische Verfahren zugrunde liegende Messwert kann nach [schr\_1] beim System TRACEiT mitunter bis zu 20 % betragen. In Anbetracht dieser Tatsachen erscheinen die Messwerte beider Systeme durchaus vergleichbar (Tab.2-3).

Tab.2-3: Vergleich der Rauigkeitsmesswerte

Rauigkeitswerte	gehobelt		sägerau	
	TRACEiT in $\mu\text{m}$	Rodenstock in $\mu\text{m}$	TRACEiT in $\mu\text{m}$	Rodenstock in $\mu\text{m}$
$R_a$	19,92	14,28	19,98	26,84
$R_z$	76,00	80,90	87,80	134,49
$R_q$	24,26	18,99	24,56	34,35

Die Vergleichbarkeit der Messwerte beider System lässt den Schluss zu, dass die vom System TRACEiT errechneten Rauigkeitswerte für weitere Untersuchungen verwendet werden können.

### 2.4.7 Zusätzliche Untersuchungen

Die Wahl der Oberflächenrauigkeit des Holzes ist eine wichtige und einfache Möglichkeit, die Verbundwirkung zwischen den Verbundpartnern zu beeinflussen. Andere Wege sind dennoch denkbar. So sollen Versuche zeigen, ob z.B. das Benetzen der Holzoberfläche mit einer NaOH-Lösung zu einem besseren Verbundverhalten führt. Diese Lösung soll, ähnlich wie in der Papierindustrie angewandt, das im Holz enthaltene Lignin anlösen, um somit beim Aufbringen der Deckschicht eine bessere Verbundwirkung zu erzielen. Die nachfolgenden Abbildungen von Hirnholzschichten geben Aufschluss über die Auswirkung der NaOH-Lösung auf den Holzwerkstoff sowie über das Eindringverhalten der mineralischen Deckschichten. In Abb.2-19 ist eine regelmäßige sägeraue Hirnholzoberfläche erkennbar. Im Vergleich dazu sind in Abb.2-20 dunkle Flecken offenkundig, welche sich durch das Benetzen mit NaOH-Lösung abzeichneten. Diese Stellen erscheinen infolge des Anlösens der Fasern rauer. Die Oberfläche scheint weniger „geschlossen“ als die angrenzenden nicht behandelten Bereiche. Demnach könnte eine Behandlung der Holzoberfläche mit einer NaOH-Lösung zu einer Verbesserung des Verbundverhaltens führen, was aber mit Hilfe von Versuchen belegt werden müsste.



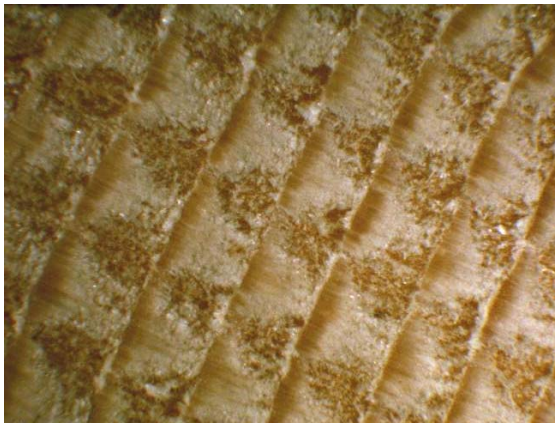


Abb. 2-19: Ansicht des Hirnholzes-sägerau, bei 5-facher Vergrößerung

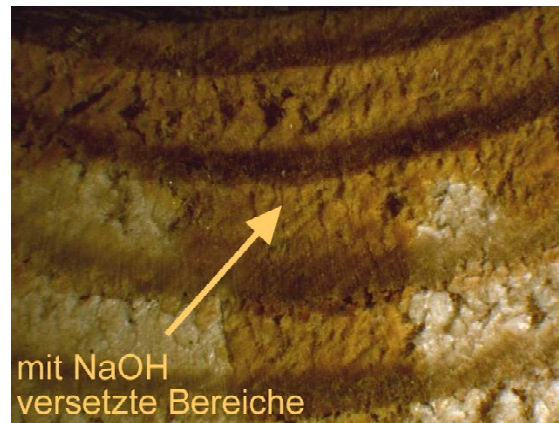


Abb. 2-20: Ansicht des Hirnholzes-versetzt mit NaOH-Lösung bei 5-facher Vergrößerung

In Abb.2-21 ist die Eindringgrenze des alternativen Deckschichtmaterials Geopolymer zu erkennen. Ähnlich wie bei der mit NaOH -Lösung versetzten Probe erscheinen auch hier die benetzten Bereiche wesentlich rauer und „offener“. Das Geopolymer wird in den folgenden Abschnitten noch ausführlicher behandelt. Im Vergleich dazu zeigen die mit Zementestrich versehenen Holzoberflächen (Abb. 2-22) eine ähnliche Oberflächenbeschaffenheit wie die angrenzenden nicht benetzten Bereiche.

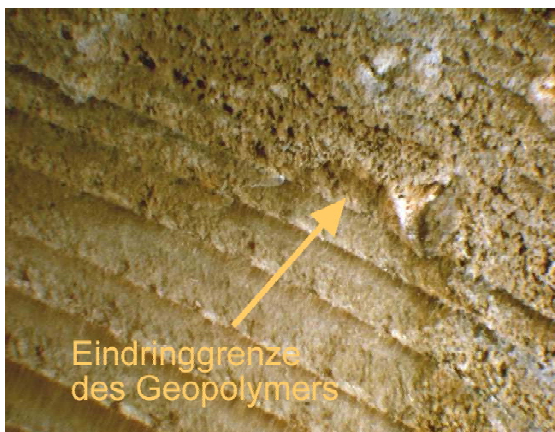


Abb.2-21: Ansicht des Hirnholzes mit einer Deckschicht aus Geopolymer bei 5-facher Vergrößerung

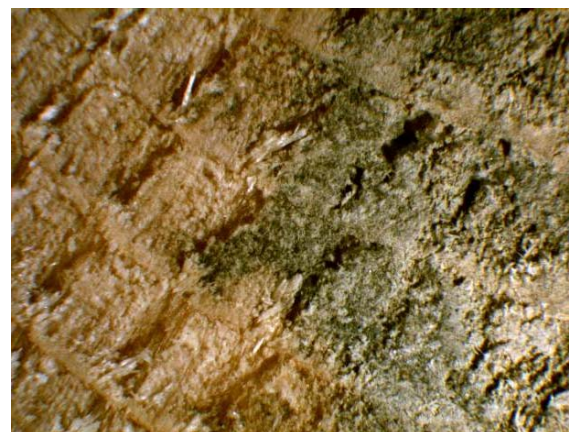


Abb.2-22: Ansicht des Hirnholzes mit einer Deckschicht aus Zementestrich bei 5-facher Vergrößerung

#### 2.4.8 Quantifizierung der Fugentopographie an den rohen Brettstapelelementen

Im Vorfeld der Biegeversuche sind alle Verbunddeckenelemente im Rohzustand auf ihre Holzoberflächentopographie augenscheinlich auch messtechnisch untersucht worden. Dies gewährleistet zum einen die Vergleichbarkeit der Ergebnisse aus den Biegeversuchen mit denen aus den Scher- und Haftzugversuchen und bestätigt die Anwendbarkeit und Verallgemeinerung der Ergebnisse aus dem System TRACEiT. Auf der 500,0 x 52,0 cm großen Fläche der Rohelemente wurden acht repräsentative Messpunkte zur Aufnahme der Linien- und Flächenprofile ausgewählt. Dies wurde an allen Brettstapelelementen jeder Serie gleichermaßen wiederholt. Die Aufnahme des

Querschnitts von HB/BR/1 (gleichhohe sägeraute Lamellen) erfolgte über die gesamte Breite abzüglich einer geräte- sowie bautechnisch bedingten Einschränkung von beidseitig 4,0 cm.

Die Quantifizierung der Rauigkeit aus Sicht des Schubtragverhaltens erfolgt über die geometrische Bestimmung der Kontaktflächen der Rissverzahnung mittels der Erfassung der gemittelten Rautiefe  $R_z$ , da sie die genaueste Aussage über die Kontaktflächen zwischen der Holzoberfläche und der mineralischen Deckschicht zulässt.

In der Auswertung der Ergebnisse werden die Werte aus dem Flächenschnitt verwendet. Sie weisen geringere Extremwerte, hervorgerufen durch Holzunregelmäßigkeiten auf. Der Linienschnitt ist auch hier zur Beurteilung der vorliegenden Holzoberflächen nicht geeignet. Die Abb.2-23 zeigt die entsprechenden Rautiefen  $R_z$  für die rohen Brettstapelelemente in einer Übersicht. Die Einzelwerte sind im Anhang A – 1 und 2, Tab.A.2-1 bis Tab.A.2-4 wiedergegeben.

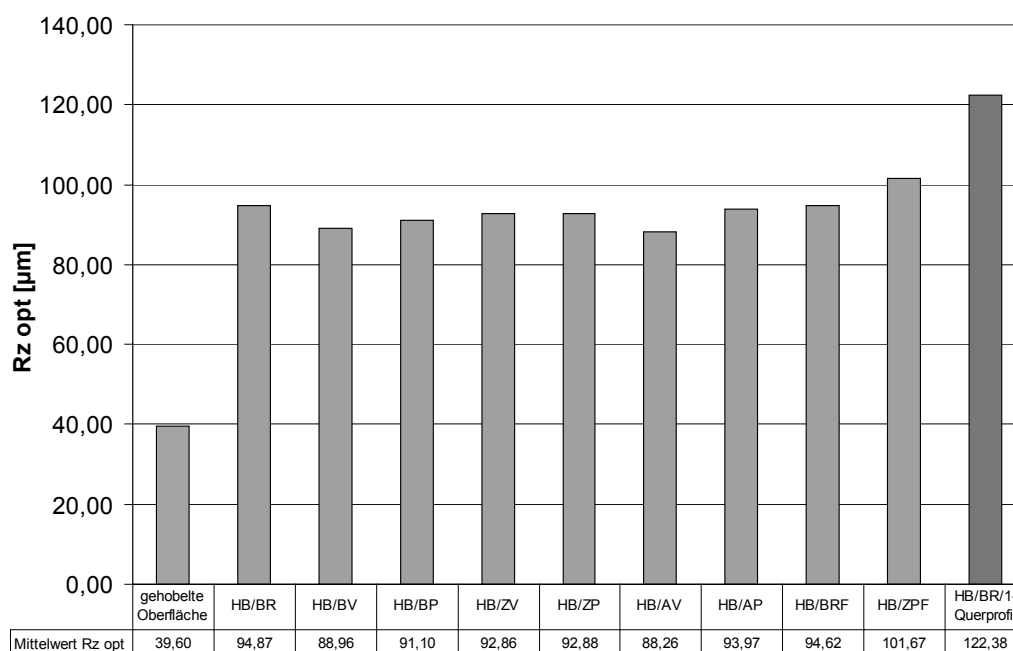


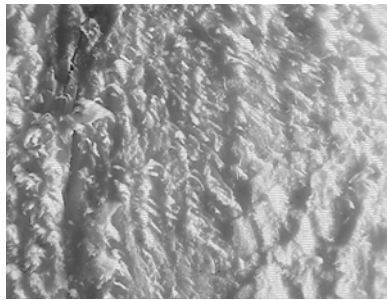


Abb.2-23: Einordnung der Rautiefen  $R_z$  von gehobelten und sägerauen Holzoberflächen

Bei der Betrachtung der Messwerte ist festzustellen, dass die Holzoberfläche der sägerauen Brettstapelelemente gegenüber der gehobelten Holzoberfläche eine deutlich größere Rauigkeit aufweist. Der Wertebereich liegt im Extremfall zwischen 39,60  $\mu\text{m}$  für relativ glatte Holzoberflächen und 144,72  $\mu\text{m}$  für sägeraute Holzoberflächen bei üblichem Sägeeinschnitt. Als kleinster Wert wurde eine Rautiefe  $R_z$  von 73,81  $\mu\text{m}$  bestimmt. Die Grenzwertbetrachtung ist in Tab.2-4 erfasst und verdeutlicht die durch Späne, Fugen und Risse resultierende Streuung der Werte. So hat gerade bei Holz die Maserung einen Einfluss auf die Messergebnisse.



Tab.2-4: Vergleich der aufgetretenen Rauigkeiten

gehobelte Holzoberfläche Minimum	unterster Wert für sägeraute Holzoberfläche	oberster Wert für sägeraute Holzoberfläche
$R_z = 39,60 \mu\text{m}$	$R_z = 73,81 \mu\text{m}$	$R_z = 144,72 \mu\text{m}$
		
53,65 %	100 %	196,07 %

Der Einfluss der Fugen wird am Beispiel der Flächenuntersuchungen am Gesamtquersprofil des Probekörpers HB/BR/1 in Abb.2-24 evident. Durch die Häufigkeit der Fugen mit der erhöhten Rautiefe  $R_z$  liegt der Mittelwert mit  $122,38 \mu\text{m}$  über dem durchschnittlich ermittelten Flächenwert.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass trotz aller beeinflussenden Parameter durchschnittlich eine Rautiefe  $R_z$  von mehr als  $90 \mu\text{m}$  zu erwarten ist und dieser Wert im Einzelnen weit überschritten wird.

## 2.5 Zusammenfassung

Das Tragverhalten eines mehrteiligen Biegeträgers ist gekennzeichnet durch das Zusammenwirken der beteiligten Teilquerschnitte. Dabei ist die Ausführung der Verbundfuge entscheidend für die Übertragung der Schubkräfte bzw. der Verteilung der Spannungen über den Verbundquerschnitt.

Für den unmittelbaren Formschluss zwischen Holz und mineralischer Deckschicht sind die prinzipiellen Verbundmechanismen aus dem Stahl-Beton-Verbundbau gleichermaßen gültig. Zu den Verbundmechanismen gehören die Anteile aus Haftung, mechanischem Verbund, Reibung und Endverankerung. Die Verzahnung des Holzes mit der mineralischen Deckschicht stellt einen wesentlichen Verbundmechanismus dar. Dieser Mechanismus ist zu einem großen Teil von der Oberflächenstruktur des Holzes abhängig. Eine makroskopisch raue Oberfläche begünstigt das Verbundverhalten.

Die Größe der übertragbaren Schubkraft infolge Reibung ist im Wesentlichen von der Oberflächenbeschaffenheit des Holzes abhängig. Entsprechende Holzbearbeitungsmöglichkeiten beim Zuschnitt der Querschnitte durch unterschiedliche Sägetechniken können dies erheblich beeinflussen.

Zur Bestimmung der Oberflächenrauigkeit von Holzoberflächen sind mobile optische Messsysteme am besten geeignet. Die Vorteile liegen in der unkomplizierten und zerstörungsfreien Messwerterfassung. Zu berücksichtigen bleibt allerdings, dass Farbverläufe des Holzes sowie Fremdlichteinfall am

Messkopf die Messergebnisse beeinflussen. Die Bestimmung der Oberflächenrauigkeit erfolgt mit dem Streulichtverfahren des Messsystems TRACEiT. Erwartungsgemäß lagen die gemessenen Rauigkeitswerte der sägerauen Holzoberflächen deutlich über den der gehobelten Flächen.

Die Quantifizierung der Rauigkeit aus Sicht des Schubtragverhaltens erfolgt über die geometrische Bestimmung der Kontaktflächen der Rissverzahnung mittels der Erfassung der gemittelten Rautiefe  $R_z$  aus dem Flächenschnitt. Dieser Wert lässt die genaueste Aussage über die Kontaktflächen zwischen der Holzoberfläche und der mineralischen Deckschicht zu. Grundsätzlich kann gesagt werden, dass trotz aller beeinflussenden Parameter durchschnittlich eine Rautiefe  $R_z$  von mehr als  $90\ \mu\text{m}$  zu erwarten ist und dieser Wert im Einzelnen weit überschritten wird. Kann dieser Wert auf der Holzoberfläche nachgewiesen werden, so darf auch der Reibungsbeiwert  $\mu$  von 0,8 bis 1,0 für eine sägeraue Oberfläche zur Ermittlung von Reibungskräften eingesetzt werden.

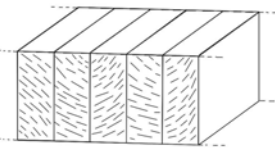
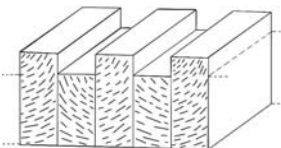
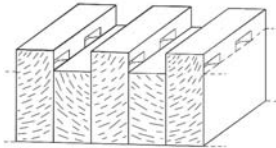
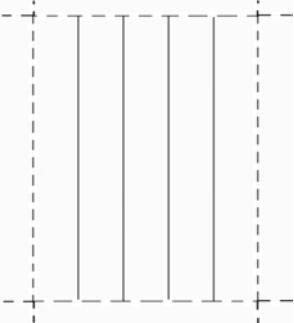
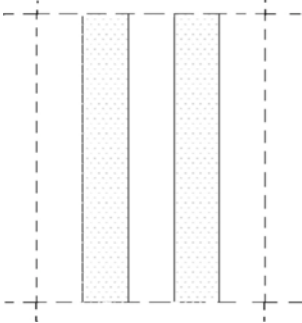
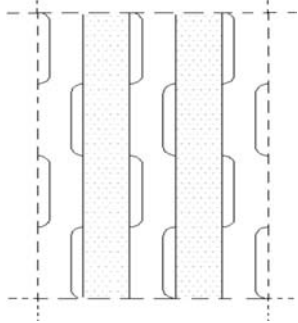
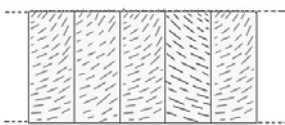
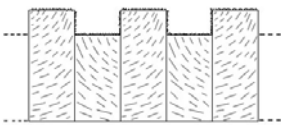
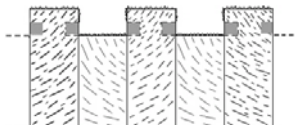
### 3 Scherversuche als Slip-Block-Test

#### 3.1 Problemstellung und Zielsetzung

Für die Beurteilung des Schubtragverhaltens von Verbundplatten ist neben der Klärung materialspezifischer Besonderheiten der Verbundpartner die Interaktion der Verbundmaterialien innerhalb der Verbundfuge von erheblicher Wichtigkeit. Kennzeichnend für alle bis heute untersuchten Verbindungen zwischen Holz- und mineralischer Deckschicht sind neben dem Streben nach hohen Verbundsteifigkeitswerten im Gebrauchslastbereich und Bruchlasten im Traglastbereich vor allem die Bemühungen, eine möglichst einfache und damit preisgünstige und wirtschaftliche Herstellung zu ermöglichen. Bislang kamen zur Schubübertragung überwiegend Verbindungsmittel aus Stahl zum Einsatz, wobei eine Trennschicht immer den direkten Verbund verhinderte.

Insgesamt wurden 18 Vorversuche, die hier nicht weiter betrachtet werden, und 56 Slip-Block-Tests durchgeführt. Allein der natürlich wirksame Haftverbund zwischen dem Holz und der frisch aufgetragenen hydraulisch gebundenen, mineralischen Deckschicht sollten ausreichen, die Schubkräfte aufzunehmen. Darüber hinaus wird durch ergänzende konstruktive Maßnahmen die Interaktion der Verbundpartner sichergestellt. In der Tab.3-1 sind die zu prüfenden Varianten grafisch dargestellt.

Tab.3-1: Holzoberflächentopographie und mechanische Modifikationen

Flächenausschnitt aus dem Brettstapelelement		
Typ R	Typ V	Typ P
		
Isometrie	Isometrie	Isometrie
		
Draufsicht	Draufsicht	Draufsicht
		
Querschnitt	Querschnitt	Querschnitt

Von Interesse ist neben der Tragfähigkeit insbesondere die zur Aktivierung der mechanischen Verankerungswirkung durch Profilierungen der alternierenden Lamellen notwendige Verschiebung der mineralischen Deckschicht in der Kontaktfläche. Es wurden relevante Einflussparameter auf die Tragwirkung untersucht und in Hinblick auf die Schubtragfähigkeit ausgewertet. Für die Wichtung des Verbundes innerhalb der Konstruktion dienen die eigenen Kurzzeitscherversuche.

## 3.2 Versuchsplanung und Versuchsvorbereitung

### 3.2.1 Wahl des Prüfverfahren

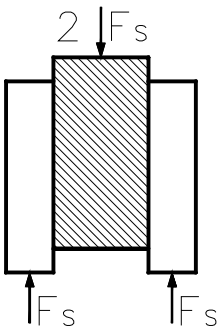
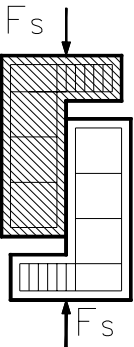
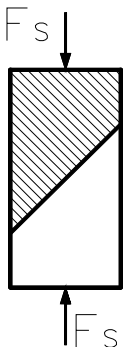
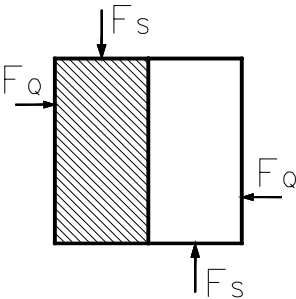
Das Verbundtragverhalten in flächigen Verbundkonstruktionen, insbesondere die wertemäßige Quantifizierung der übertragbaren Scherkräfte bzw. Schubspannungen, sind Gegenstand zahlreicher Veröffentlichungen. Einen eigens für den in erster Linie angenommenen nahezu starren Verbund zwischen Holz und mineralischer Deckschicht mit sprödem Versagen ist derzeit nicht existent. Grundlage für die Versuche waren die im Vorfeld zu klärende Überlegungen bezüglich Effizienz und Zuverlässigkeit der Messmittel im Verhältnis zur statistischen Aussagefähigkeit in Abhängigkeit von Anzahl und Versuchkörpergröße. In der Literatur finden sich vielversprechende Versuchsaufbauten zur Ermittlung der Scherkraft an kleineren Probekörpern mit unterschiedlichsten Anforderungen. Ein verhältnismäßig repräsentativer Überblick wird in [lüde\_1] für die Untersuchung des Verbundes von Neubeton auf Altbeton gegeben.

Die Lasteinleitung der Scherkraft aus dem Versuchsaufbau in die Scherfuge stellt die größte Herausforderung dar. Sollen zwei neben- oder übereinanderliegende Teilverbundquerschnitte gegeneinander verschoben werden, so tritt immer eine ungewollte Exzentrizität zwischen Krafteinleitungspunkt und Widerlager auf, welche die Probe mit diesem Hebelarm verdreht und zu zusätzlichen Kräften in der Fuge führt. Diese trapezförmige oder auch dreiecksförmige Spannungsverteilung senkrecht zur Fuge kann ein reiverschlussartiges Aufreißen der Verbundfuge zur Folge haben.

Für die Erforschung des Tragverhaltens nachgiebig verbundener Bauteile haben sich die in [kene\_1], [timm\_1], [maga\_1], [leon\_1], [lehm\_1] beschriebenen Push-Out-Tests bewährt. Diese Versuchsanordnung stellt einen zweisehnittigen (zwei Scherfugen), also symmetrischen Versuchsaufbau dar. Der Push-Out-Test kann für die Untersuchung bei stiftförmigen Verbindungsmitteln herangezogen werden. Für den direkten Haftverbund ist dieser Versuchsaufbau jedoch ungeeignet, da die Verbindung zwischen dem Holz und der mineralischen Deckschicht annähernd starr ist und demnach im Bruchzustand plötzlich versagt. Dies erfolgt voraussichtlich in beiden Fugen nicht zeitgleich und führt zu ungewollten und nicht einschätzbaren Kraftumlagerungen. Mit dem Versagen der einen Fuge wird die zweite impulsartig belastet. Durch die plötzliche hohe Lasteintragung steigt die scheinbar aufnehmbare Kraft unweigerlich deutlich an. Die Versuche würden damit ungenau hohe Ergebnisse liefern. Eine geneigte oder abgewinkelte Fuge bzw. Probekörperausführung widerspricht dem Grundgedanken, einen möglichst realitätsnahen Deckenausschnitt wiederzugeben. Zusätzliche Kraftkomponenten aus dem Neigungswinkel erschweren die Auswertung. Bei modifizierten Oberflächenformen wie Höhenversätze und Profilierungen ist der Kräftefluss dann

nur schwer nachvollziehbar. Eine Übersicht in der nachfolgenden Tab.3-2 erleichtert die Orientierung vier relevanter versuchstechnischer Grundtypen, die entsprechend ihrer speziellen Verwendung variiert werden können.

Tab.3-2: Darstellung der Grundvarianten für Scherversuche

Prinzipiskizze	Charakteristik und Beanspruchung	Vor- und Nachteile
	<ul style="list-style-type: none"> <li>⇒ Push-Out-Test für zwei Scherfugen</li> <li>⇒ Prismenverbundkörper mit doppeltem Abscheren</li> <li>⇒ Schubbeanspruchung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>⇒ gute zentrische und symmetrische Aufbringung und Verteilung der Kräfte</li> <li>⇒ zweischnittiger Versuch eignet sich für Versuche mit stiftförmigen Verbindungsmitteln</li> <li>⇒ für starren Verbund ungeeignet, wenn kraftgesteuerte Lastaufbringung</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>⇒ doppel-L-förmige bewehrte Verbundkörper</li> <li>⇒ Schubbeanspruchung, (Schubkräfte über Fläche nicht konstant)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>⇒ Einleitung der Scherkraft direkt auf Höhe der Fuge</li> <li>⇒ Bewehrung des Betons und aufwendige Holzkonstruktion notwendig (Eignung nur für Betonversuche)</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>⇒ Prismen und Zylinder mit schräger Verbundfläche</li> <li>⇒ Schub und Druckbeanspruchung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>⇒ Zentrische Lasteinleitung</li> <li>⇒ veränderter Kräftefluss mit Anteilen parallel zur Fuge (schräg zur Druckkraft)</li> <li>⇒ ungünstig für Konstruktion bei Profilierung der Oberfläche</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>⇒ Würfel mit zusätzlicher Querkraft (Grundlage für Slip-Block-Test)</li> <li>⇒ Schubbeanspruchung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>⇒ kompakte Probekörper (Ausschnitte aus Gesamtsystem)</li> <li>⇒ definierte Kraftverläufe</li> <li>⇒ außermittige Einleitung der Schubkraft</li> <li>⇒ zusätzliche Querkraft gegen Verdrehung</li> </ul>

In Abwägung aller Einflussparameter fiel die Wahl für die durchzuführenden Versuche auf einen Versuchsaufbau, bei dem eine zusätzliche vertikale Haltekraft senkrecht zur Fuge aufgebracht wird, die klar definiert und sich bei der Auswertung berücksichtigen lässt. Die vertikale Haltekraft überdrückt die Fuge insofern, dass zu jedem Zeitpunkt Druckspannungen auf die Verbundfuge wirken, wodurch zusätzlich Reibung auftritt und ein reiverschlussartiges Aufreißen nicht möglich ist. Zusätzlich ist es möglich den Reibungseinfluss im Verlauf des Versuches zu ermitteln.

Die Versuchskörper sind wirkliche, kleinformatische Ausschnitte aus einer Decke und somit preiswert und leicht handhabbar. Ebenso hat das Eigengewicht durch seine Geringfügigkeit kaum einen Einfluss auf das Versuchsergebnis. Der Vorteil des Slip-Block-Tests besteht hauptsächlich darin, dass die Verklemmwirkung, die in Platten bei hinterschnittenen Oberflächen und alternierenden Lamellen mit der Plattendurchbiegung (Krümmung) zunehmen, annähernd nicht existent sind.

Abb.3-1 zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau, bei dem die Proben horizontal, entsprechend ihrer Lage in der Decke, im Versuchsrahmen eingebaut werden. Die jeweilige Belastung erfolgt durch Hydraulikpressen. Die Reaktionskräfte werden durch den Rahmen aufgenommen.

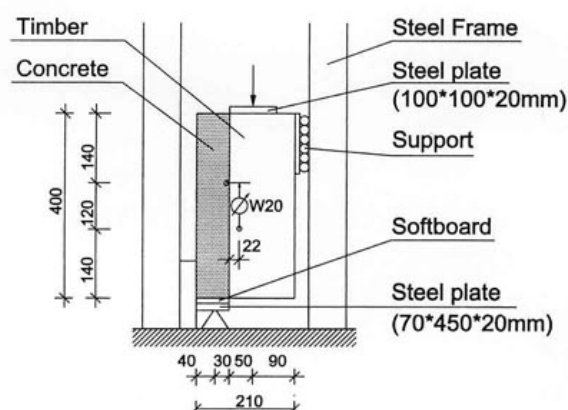
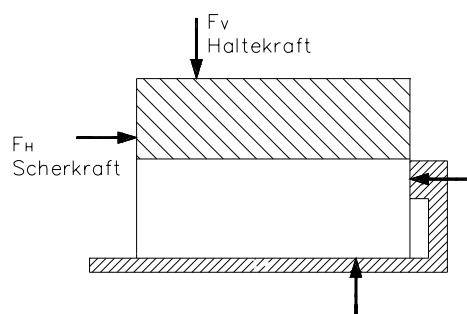


Abb.3-1: Prinzipieller Aufbau des Slip-Block-Test    Abb.3-2: Versuchsaufbau nach [lind\_1]

Einen ähnlichen Versuch wendete [dasc\_1] bereits 1982 an. Im Fachgebiet des Stahl-Beton-Verbundbaus griff [patr\_1] ebenfalls für Untersuchungen an Deckenelementen darauf zurück. Den Begriff "Slip-Block-Test" verwendete [mina\_1] für diesen Versuchsaufbau. Auch bei Holz-Beton-Decken mit Verbindungsmitteln testete [lind\_1] seine Elemente auf diese Weise (Abb.3-2). Dabei verhinderte er die Drehung insofern, dass er ein festes Widerlager auf der Holzseite und ein Rollenlager auf der Betonseite anbrachte. Allerdings wurde auf die Messung der auftretenden, senkrecht wirkenden Kräfte, die aus der Verdrehung herrühren, verzichtet. In den Vorversuchen zu den vorliegenden Tests lagen diese immerhin bei ca. 5 - 10 % der Schubkräfte. Die Versuchsergebnisse geben hinlänglich Aussagen über Materialeigenschaften der Verbundpartner, Oberflächenbeschaffenheit der Brettstapelelemente sowie Trag- und Verformungseigenschaften der Verbundelemente sowie den Reibungseffekten.

### 3.2.2 Material der Prüfkörper

#### ⇒ *Holzauswahl und Sortierung*

Die verwendete Holzqualität sollte unter baupraktischen Gesichtspunkten der von üblichem Bauholz mit der Sortierklasse S 10 bzw. C 24 entsprechen. Eine visuelle Einschätzung der Ästigkeit wurde nach Norm DIN 4074 vorgenommen. Die Lagerung des Holzes sowie der Zuschnitt und die Verarbeitung erfolgten bei Normalklima in einer Holzwerkstatt, eine Holzfeuchtigkeit von rund 12 % war somit zu erwarten. Der Betoniervorgang sowie die Versuche fanden in geschlossenen Hallen statt, so beaufschlagten lediglich das Befeuchten der Holzelemente und der Frischbeton das Holz mit erhöhter Feuchtigkeit.

Zur Herstellung der Versuchselemente kamen sägeraue Brettlamellen aus Fichte mit den Querschnitten 38-40/100 mm für „sägeraue“ und 38-40/100 bzw. 120 mm für „versetzte“ und „profilierter“ Holzoberseite zum Einsatz. Die Hölzer für alle ebenen Versuchskörper wurden von einem Lieferanten bezogen, ebenso jene für alle höhenversetzten und profilierten Körper. Damit war die Rauigkeit der Holzoberfläche innerhalb der Versuchsreihen annähernd gleich und wurde somit durch eigene Untersuchungen bestätigt.

#### ⇒ *Normalbeton*

Für die Kurzzeitscherversuche wurde eine auch in der Baupraxis leicht erzielbare Betongüte angestrebt. Der Beton entsprach der Festigkeitsklasse C 20/25. Die Sieblinie lag im Bereich zwischen A und B mit einem Größtkorn von 16 mm. Die Mischung sollte eine weiche Konsistenz (KR) haben. Im Rahmen einer Betonprojektierung wurden folgende Anteile festgelegt:

Zement:	CEM I 32,5R	284 kg/m <sup>3</sup>
Zuschlag:	Sand 0/2	932 kg/m <sup>3</sup>
	Kies 2/8	755 kg/m <sup>3</sup>
	Kies 8/16	533 kg/m <sup>3</sup>
Wasser:		218 kg/m <sup>3</sup>
Summe:		<u>2722 kg/m<sup>3</sup></u>
w/z - Wert:		0,77
keine Zusatzmittel		

Zur Überprüfung der Betonfestigkeit wurde die Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen an drei Proben je Versuchsreihe bestimmt. Die mittlere Würfeldruckfestigkeit betrug  $f_{c,mean} = 29,6 \text{ N/mm}^2$ , die an Normzylindern  $f_{ck} = 24,05 \text{ N/mm}^2$ . Die Anforderungen für C 20/25 nach Norm EC 2 wurden damit erfüllt, die Seriendruckfestigkeit für B 25 nach Norm DIN 1045-1 nur knapp unterschritten. Der Bestrebung, einen einfachen und schlechten Baustellenbeton zu verwenden, kam dies entgegen.

Die E-Modul-Bestimmung erfolgte entsprechend Norm DIN 1048 an Zylindern mit dem Durchmesser  $\varnothing 150 \text{ mm}$  und ergab einen mittleren Wert von  $E_{mean} = 28500 \text{ N/mm}^2$ . Nach EC 2 kann aus diesen Werten die Schubfestigkeit zu  $f_{cvk} = 0,48 \text{ N/mm}^2$  bestimmt werden. Alle Materialeigenschaften sind nochmals im Anhang B-1, Tab.B.3-1 bis Tab.B.3-4 nachzulesen.

⇒ *Zementestrich*

Für den Zementestrich wurde eine handelsübliche Trockenmischung eingesetzt und nach Vorschrift verarbeitet. Laut Angaben der Hersteller sind folgende Werte zu erwarten:

Hersteller	BAYOSAN
Bezeichnung	Beton-Estrich ZE 20 - B 25
Mörtelgruppe	ZE 20 nach DIN 18560, B 25 nach DIN 1045-1
Druckfestigkeit	> 25 N/mm <sup>2</sup>
Korngröße	0 – 8 mm
Wasserbedarf	14%
Ausgangsstoffe	Zement nach DIN 1164, Zuschlag nach DIN 4226

⇒ *Anhydrit-Fließestrich*

Auch für den Anhydrit-Fließestrich wurde eine handelsübliche Trockenmischung eingesetzt und nach Vorschrift verarbeitet. Laut Angaben der Hersteller sind folgende Werte zu erwarten:

Hersteller	SAKRET
Bezeichnung	Anhydrit-Fließestrich AFE 20
Mörtelgruppe	AE 20 nach DIN 18560 Werk trockenmörtel nach DIN 18557
Druckfestigkeit	> 25 N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit	ca. 6 N/mm <sup>2</sup>
Fließmaß	38-42 cm
Korngröße	0 - 5 mm
Quellen	ca. +0,1mm/m
Wärmedehnung	ca. $1,2 \cdot 10^{-5} \text{K}^{-1}$
Trockenrohichte	ca. 2,1 kg/dm <sup>3</sup>
Wasserbedarf	ca. 16%
Verbrauch	ca. 18kg/m <sup>2</sup> pro cm Decke
Ausgangsstoffe	Bindemittel auf Anhydritbasis nach DIN 4208 , Zuschläge aus Flusssanden, Zusatzmittel

⇒ *Geopolymerbeton*

Geopolymerbeton ist ein Beton, dessen Zuschlaggemisch mit dem des verwendeten Normalbeton identisch ist. Der Portlandzement wurde jedoch durch das puzzolanische Bindemittel Metakaolin substituiert. Hierbei handelt es sich um das bei 700 bis 750 °C gebrannte Tonmineral Kaolin, ein Ton-Schichtmineral, bestehend aus jeweils einer Kristallebene aus Siliziumoxid und Aluminiumoxid. Unter der Wirkung von Natriumhydroxid wird die Schichtstruktur aufgetrennt und es bilden sich röntgenamorphe Strukturen. Eine Reaktion, die mit der Polymerisation organischer Stoffe vergleichbar ist, tritt ein. Bekannt und seit längerem angewandt wird dieses Verfahren bei der Herstellung von Zeoliten, harten Keramiken, bei denen das Stoffgemisch gebrannt wird. Das Endprodukt ist abhängig von der Brenn- bzw. Trocknungstemperatur. So unterscheidet man verschiedene Zeolite, die bei höheren



Temperaturen entstehen, und Geopolymer aus Temperaturen unter 100 °C. Dieser Stoff bindet wie Normalbeton auch unter gewöhnlichen Umgebungsbedingungen ab. Für die hydraulische Reaktion des Tonminerals wird ein Härter aus Natriumhydroxid und Wasserglas benötigt. In der Bautechnik wird Metakaolin vorwiegend als Betonzusatzstoff eingesetzt, wobei die Anrechenbarkeit nur bei 14 % der Zementmenge liegt. Durch die vollständige Substitution des Zementes sollte der Einfluss des Bindemittels auf die Verbundwirkung verdeutlicht werden. Da im Härter des Polymers reines Natriumhydroxid enthalten ist, welches in der Zellstoffindustrie als Ligninlöser eingesetzt wird, sollte die Oberfläche des Holzes chemisch angeraut werden. Angelehnt an den Mischungsentwurf für Normalbeton und den Hinweisen der Professur für Bauchemie an der Bauhaus-Universität Weimar ergab sich folgende Rezeptur:

Metakaolin		210 kg/m <sup>3</sup>
Härterlösung		254 kg/m <sup>3</sup>
Zuschlag:	Sand 0/2	932 kg/m <sup>3</sup>
	Kies 2/8	755 kg/m <sup>3</sup>
	Kies 8/16	533 kg/m <sup>3</sup>
Wasser für Konsistenz		15 kg/m <sup>3</sup>
Summe:		<u>2699 kg/m<sup>3</sup></u>

Durch das baustofftechnische Labor konnte ermittelt werden, dass die Druckfestigkeit des Festbetons bei 10,36 N/mm<sup>2</sup> und der E-Modul bei 9660 N/mm<sup>2</sup> lagen. Damit ist der Geopolymerbeton nicht in die Klassifizierung der Normen DIN 1045-1 bzw. des EC 2 einzuordnen.

### 3.2.3 Darstellung der Versuche

Neben dem Einfluss der Materialien der Deckschichten ist auch die Gestaltung der Holzoberfläche, wie die Vorversuche zeigten, für die Kraftübertragung maßgebend. Die folgenden Versuche konkretisieren und differenzieren die Einflüsse und Übertragungseigenschaften solcher Modifikationen. Dabei sind folgende Material- und Oberflächenkombinationen vorrangig betrachtet worden (Abb.3-3).

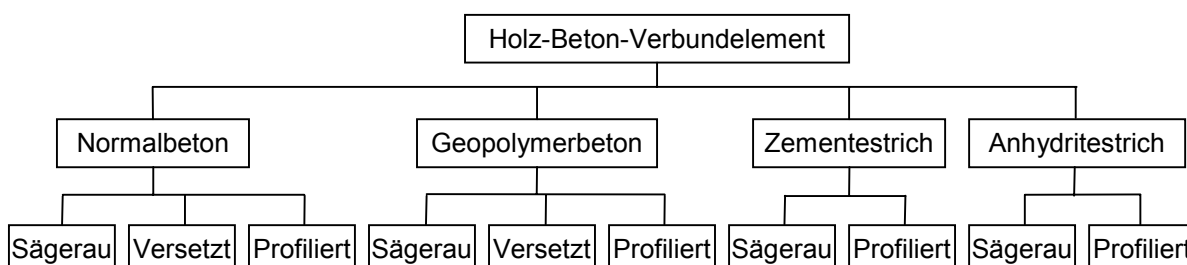


Abb.3-3: Übersicht zur Kombination der mineralischen Deckschichten und der Holzoberflächen

Für die Untersuchung des Holzoberflächeneinflusses dienen Brettstapelelemente aus 3,8-4,0 cm breiten Nadelholzlamellen mit sägerauer Oberfläche als Grundlage. Die Lamellen wurden in Querrichtung durch Schrauben untereinander verbunden. In der Grundform blieben die Lamellenoberseiten unbearbeitet und wurden so aneinandergefügt, dass eine nahezu ebene Oberfläche entstand.

Bei der Anwendung solcher Verbundsysteme für Biegeträger müssen neben Schubkräften auch Zugkräfte senkrecht zur Fuge übertragen werden. Aufgrund der geringen Zugfestigkeiten der Mineralschichten selbst, vor allem aber die der Fuge, werden zusätzliche Maßnahmen zur Abhubsicherung notwendig. In [mein\_1] wurden bei Deckenelementen die senkrechten Nocken mit schwalbenschwanzförmigen Rändern versehen, um ein Herausheben zu verhindern. In den vorliegenden Versuchen wird dieser Effekt durch einfach höhenversetzte und höhenversetzte Brettlamellen mit seitlich eingefrästen Nuten erzeugt. Bei der einfach höhenversetzten Lamellenanordnung wurden die einzelnen Lamellen abwechselnd um 2,0 cm in der Höhe versetzt und zusammengefügt. Zur weiteren Steigerung des Verbundvermögens wurden in die höheren Lamellen seitliche Profilierungen mit der Höhe und Tiefe von 1,0 cm und der Länge von 8,0 cm eingefräst. Diese waren über die Länge versetzt auf jeder Seite angeordnet. Das verbleibende Holz oberhalb der Nocke verhindert das Abheben, wobei die Belastung in diesem Bereich senkrecht zur Faser wirkt. Beim Schubversuch werden durch die Nocken und deren angeschrägtes Ende Querkräfte erzeugt (Abb.3-4).

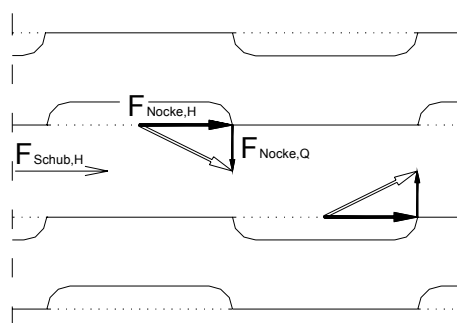


Abb.3-4: Kräfteverlauf in den seitlichen Profilierungen der Lamellen

Durch die Verschiebung der Deckschicht, in der Abbildung mit  $F_{\text{Schub,H}}$  gekennzeichnet, werden z.B. über den Beton am Nockenende Kräfte ( $F_{\text{Nocke,H}}$ ) in das Holz eingeleitet, die gerade so groß sind, wie die Schubfestigkeit des Aufbetons auf der Nockenfläche es zulässt. Für den Normalbeton des Versuches müsste die Kraft  $F_{\text{Nocke,H}} = f_{\text{cvk}} \cdot A_{\text{Nocke}} = 44,0 \text{ N/cm}^2 \cdot 8,0 \text{ cm}^2 = 352,0 \text{ N}$  sein. Die resultierende Querkräfte ( $F_{\text{Nocke,Q}}$ ) wird durch die Tangente des Bogens erzeugt, welche einen Winkel von  $45^\circ$  zur Schubrichtung aufweist. Die Querkräfte ist demnach halb so groß wie die Längskraft und ergibt sich zu  $F_{\text{Nocke,Q}} = F_{\text{Nocke,H}} \cdot \sin 45^\circ = 176,0 \text{ N}$ .

Nachstehend sind die Holzteile der Probekörper dargestellt (Abb.3-5 bis Abb.3-7). Die Länge der Körper ist durch die Oberfläche und die Praktikabilität beeinflusst. Durch Abklebungen wurde der Haftverbund in Bereichen verhindert, die für die Vorholzlänge notwendig waren. Die wirksamen Grundflächen  $A_G$  sind angegeben.

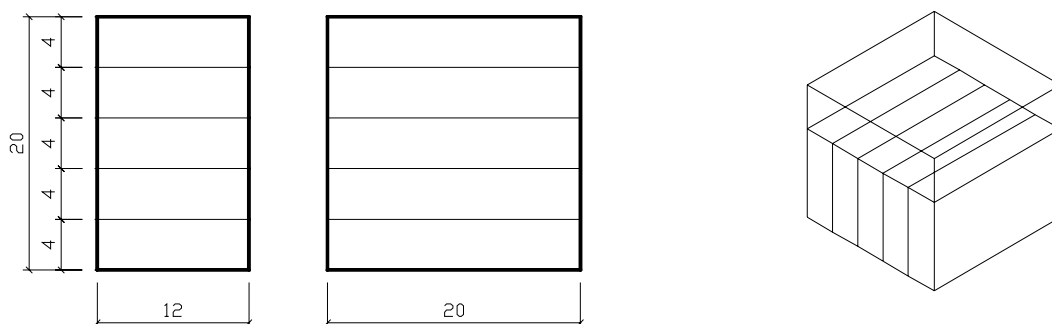


Abb.3-5: Ansicht des Holzkörpers „sägerau“ von vorn und oben sowie Schrägbild;  $A_G = 400 \text{ cm}^2$

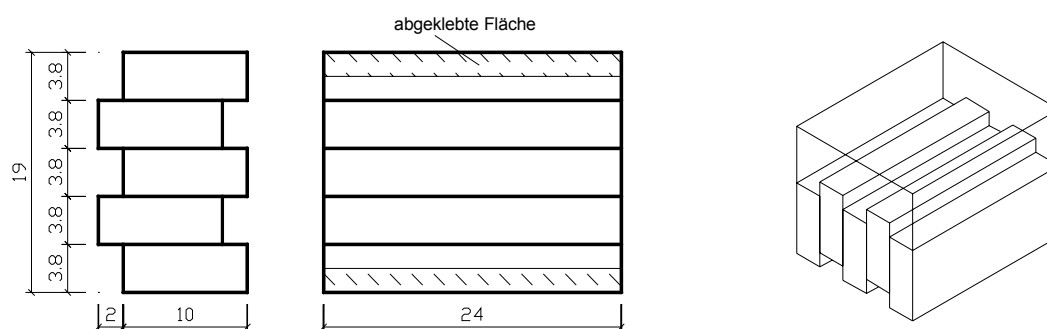


Abb.3-6: Ansicht des Holzkörpers „versetzt“ von vorn und oben sowie Schrägbild;  $A_G = 456 \text{ cm}^2$

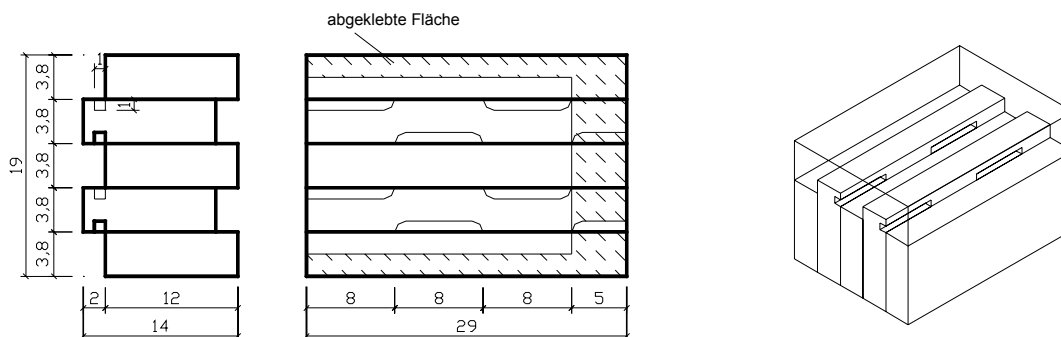


Abb.3-7: Ansicht des Holzkörpers „profiliert“ von vorn und oben sowie Schrägbild;  $A_G = 364,8 \text{ cm}^2$

Zur Orientierung ist nachfolgend die Bezeichnung der einzelnen Versuchskörper dargestellt. Das Material der Deckschicht und die Holzoberflächenform bezeichnen die Serie, die Probekörper darin sind nummeriert. Derselbe Schlüssel wurde in den Vorversuchen angewandt. Daher beginnen einzelne Serien mit fortlaufender Nummer.

#### HVS/XY/Z

- |     |   |   |
|-----|---|---|
| HVS | -Hauptversuch-Scherfestigkeit           |   |
| X   | -Kürzel der mineralischen Deckschichten | <b>B</b> –Beton<br><b>Z</b> –Zementestrich<br><b>A</b> –Anhydrit-Fließestrich |

Y	-Kürzel der Holztopographie	<b>G</b> –Geopolymer
		<b>R</b> –sägeraue, gleichhohe Lamellen
		<b>V</b> –versetzte Lamellenanordnung
		<b>P</b> –profilierter und versetzte Lamellen
Z	-Nummer des Prüfkörper	

Die vergebenen Namen für die Proben und die dazugehörigen Materialien sowie Oberflächenformen sind in Tab.3-4 aufgeführt.

Tab.3-4: Probekörperbezeichnung

Bezeichnung	mineralische Deckschicht	Holz-Brettstapel-Topographie
HVS/BR/1 ... 8	<b>B</b> eton	<b>s</b> ägerau
HVS/BV/1 ... 8	<b>B</b> eton	<b>v</b> ersetzt
HVS/BP/4 ... 8	<b>B</b> eton	<b>p</b> rofilierter
HVS/ZR/4 ... 8	<b>Z</b> ementestrich	<b>s</b> ägerau
HVS/ZP/1 ... 5	<b>Z</b> ementestrich	<b>p</b> rofilierter
HVS/AR/7 ... 8	<b>A</b> nhydritestrich	<b>s</b> ägerau
HVS/AP/4 ... 5	<b>A</b> nhydritestrich	<b>p</b> rofilierter
HVS/GR/4 ... 8	<b>G</b> eopolymerbeton	<b>s</b> ägerau
HVS/GV/1 ... 8	<b>G</b> eopolymerbeton	<b>v</b> ersetzt
HVS/GP/1 ... 8	<b>G</b> eopolymerbeton	<b>p</b> rofilierter

### 3.2.4 Herstellung der Probekörper

Das Zusammenfügen der Lamellen zu Brettstapeln wurde mit Holzschrauben vorgenommen. Einige Proben mit profilierter Oberfläche erhielten eine Verbindung untereinander aus durch zwei Bohrungen hindurch geschobenen Gewindestangen für eine zusätzliche Querkraftmessung. Alle Profilierungen in den Lamellen wurden wechselseitig und längsversetzt eingefräst. Als Schalung entsprechend der vorgegebenen Betonstärke angebracht dienten OSB-Platten.

Beste Bedingungen für den Betoniervorgang waren durch das Beton-Labor des F.-A.-Finger-Institutes der Bauhaus-Universität Weimar gegeben. Die nach Rezept und Mischvorschrift im Zwangsmischer hergestellten mineralischen Deckschichten wurden so aufgebracht und 30 Sekunden verdichtet, dass eine Schichtdicke von acht Zentimetern über den Grundlamellen gewährleistet war.

Alle betonierten Scherkörper lagerten sieben Tage mit Kunststoffolie bedeckt im Betonlabor, anschließend bis zum Versuch mindestens weitere 44 Tage bei ca. 20 °C in der Versuchshalle. Während des gesamten Herstellungsprozesses herrschte lückenlos Normklima nach Norm DIN 50014-20/65.

### 3.3 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

#### 3.3.1 Versuchsstand – Modifizierter Slip-Block-Test

Für die Versuchsdurchführung stand ein Rahmen aus Walzprofilen zur Verfügung, an dem sowohl die Proben als auch die krafterzeugenden Hydraulikzylinder befestigt werden konnten (Abb.3-8). Wie im Einbauzustand, mit dem Holz nach unten, kam die Probe auf einer Quertraverse mit Stahlplatte zum Liegen. Ein Gipsbett diente dabei zum Ausgleich von geringen Höhenunterschieden der Holzlamellen, was wichtig war wegen der vertikalen Lasteinleitung. Die Reaktion aus der Haltekraft konnte somit direkt über die Auflagefläche in den Rahmen eingeleitet werden (Abb.3-9).

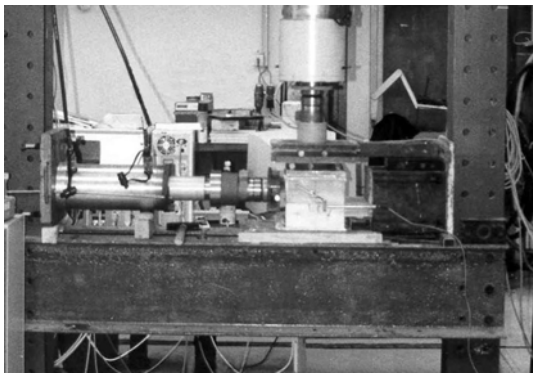


Abb.3-8: Versuchsrahmen-Gesamtansicht



Abb.3-9: Lasteinleitung bei höhenversetzter Lamellenanordnung

Die Aufbringung der Vertikalkraft erfolgte mittels einer dynamischen Hydraulik. Auf die Probe wurde die Kraft über ein Lastgeschirr mit drei Stahlplatten und fünf Rollen übertragen. Die Rollen waren zur außermittigen Kräfteinleitung versetzt angeordnet, sodass eine klaffende Fuge während des Versuchs nicht zu einem reiverschlussartigen Fugenversagen führen konnte. Der genaue Auflastpunkt ergab sich dabei aus der erwarteten Höchstlast der Schubkraft. Zwischen der unteren Stahlplatte und der Betonoberfläche glich auch hier ein Gipsbett Unebenheiten aus (Abb.3-10 und Abb.3-11).

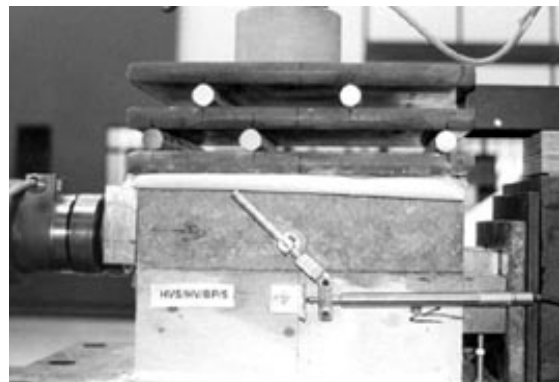
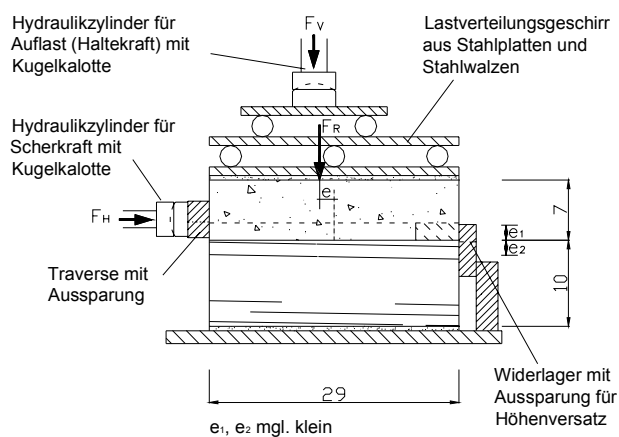


Abb.3-10: Prinzipskizze eines Versuchskörpers im Versuchsrahmen

Abb.3-11: Originalprobe im Versuchsrahmen

Mit einem weiteren Hydraulikzylinder wurde die Horizontalkraft in die Fuge eingeleitet. Für die Kraft-einleitung in den Betonquerschnitt half eine Traverse, den Einleitungspunkt möglichst dicht an die Scherfuge zu legen, um die Exzentrizitäten zu minimieren. Diese war bei den Versuchskörpern mit höhenversetzten Lamellen kammförmig ausgefräst. Die Abmessungen der Stahlplatte ergaben sich aus den zu erwartenden Höchstlasten und der Festigkeit des jeweiligen Materials. Auch auf der Gegenseite, zur Übernahme der Reaktionskraft am Holz, diente eine solche Traverse, verbunden mit dem Versuchsrahmen als Widerlager.

### 3.3.2 Messstellen

Aus den Voruntersuchungen und eigenen durchgeführten Zulassungsversuchen für nachgiebig zusammengefügte Verbundbauteile wurden die zur Auswertung erforderlichen messtechnischen Daten sukzessive angeglichen. Im Hinblick auf das Versuchsziel, die Einschätzung des Schub-tragverhaltens sowie die entsprechende Beurteilung aller in diesem Zusammenhang stehenden Einflüsse parallel zur Fuge sind folgende Messdaten erforderlich:

- ⇒ auf die Grundfläche der Holzoberfläche projizierte Haftfläche,
- ⇒ Versatz der Lamellen bei Typ V & Typ P ( alternierend um  $h = 20,0$  mm),
- ⇒ Verschiebung  $v$  parallel zur Fuge auf beiden Seiten des Probekörpers,
- ⇒ Horizontalkraft bzw. Schubkraft  $F_H$ ,
- ⇒ vertikale Auflast  $F_V$ ,
- ⇒ seitliche Abtriebskraft durch die Profilierungen bei Typ P.

Ergebnis der Versuche sollte zunächst die Messung der Schubkraft sein und die dazugehörigen Fugenbewegungen, mit denen dann die Verbundwirkungen definiert werden. Zur Messung diente eine Kraftmessdose (KMD 200), die zwischen dem Hydraulikzylinder und der Kugelkalotte hinter der Traverse angebracht war.

Durch die zusätzliche vertikale Haltekraft resultiert Reibung, deren Größe berücksichtigt, also zunächst ermittelt werden musste. Dafür wurde die Vertikalkraft  $F_V$  der Hydraulikpresse gemessen. Die eingesetzte Kraftmessdose (KMD 200) befand sich zwischen dem Pressenkopf und der Kugelkalotte. Zusätzliche Auflasten aus der Kraftmessdose, der Kalotte, dem Lastgeschirr sowie dem Gipsbett und der mineralischen Deckschicht war mit Hilfe einer elektronischen Feinwaage dokumentiert. Eine dritte Kraftmessdose diente bei einigen Probekörpern mit profilierter Holzoberfläche zur Messung von seitlichen Abtriebskräften quer zur Spannrichtung infolge der Profilausbildung innerhalb der Körper. Die Kraftmessdosen waren an dafür vorgesehenen Gewindestangen angebracht.

Induktive Wegaufnehmer (IWT 10) zeichneten die gegenseitigen Verschiebungen der Teilquerschnitte auf. Diese waren auf jeder Seite jeweils in Probenmitte angebracht, um Messfehler aus möglicher Verdrehung zu vermeiden (Abb.3-12 und Abb.3-13). Für die Auswertung diente der Mittelwert beider Aufnehmer.

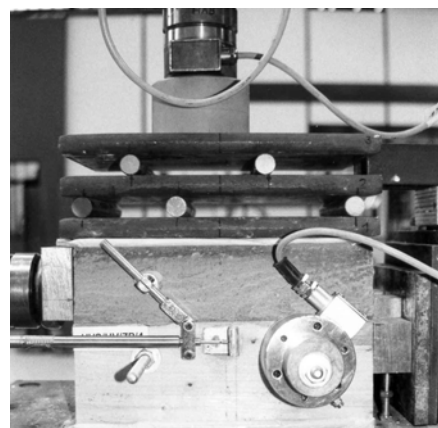
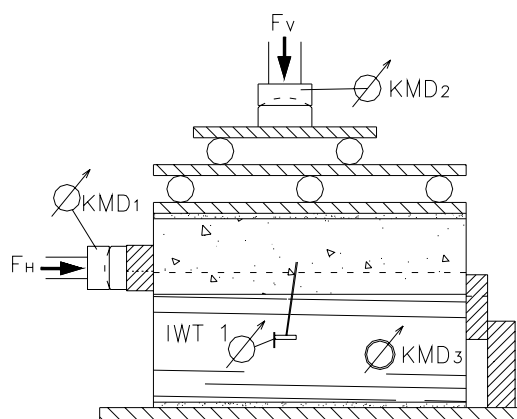


Abb.3-12: Messstellenplan des Slip-Block-Tests      Abb.3-13: Messstellenanordnung

Alle Messdaten wurden rechnergestützt mit einer Vielstellenmessanlage UGR 100 und der Programmsoftware BEAM unter Mac OS erfasst. Mit dem kraftgesteuerten Vorschub des Hydraulikzylinders konnte die Schubkraft  $F_H$  gemessen werden. Über die zylindereigene Kolbenhubmessung erfolgte des Weiteren der Reibungsversuch weggesteuert. Die Versuchsdurchführung fand unter Normalklima nach DIN 50014-20/65-2 statt.

### 3.3.3 Lastregime

#### 3.3.3.1 Scherkraft

Ausgangsbasis für die Versuchsdurchführung war die Norm DIN EN 26891. Auch [lind\_1 wandte diesen Belastungsablauf in seinen Versuchen an. Obwohl diese Vorschrift normalerweise für die Verwendung von stofförmigen Verbindungsmitteln gedacht ist, erschien es dennoch sinnvoll, diese in Ermangelung einer adäquaten Norm einzusetzen.

Mittels einer rechnergesteuerten Hydraulikpumpe und zwischengeschaltetem Prüfzylinder (max  $F = 400,0 \text{ kN}$ , Kolbenhub =  $200,0 \text{ mm}$ ) erfolgte die Belastung der Probekörper kraftgesteuert. Die Kraftsteuerung war durch die zusätzliche vertikale Auflast  $F_V$  bedingt. Dazu wurde aus Voruntersuchungen eine geschätzte Maximallast  $F_{est}$  bestimmt. Die Lastaufbringung erfolgte unter einem Anstieg von  $v_F = 0,2 \cdot F_{est}$  bis zu einem Schwellwert von 40 % der Maximallast  $F_{est}$ . Diese Kraft wurde 30 s gehalten und anschließend mit  $v_F$  auf 10 % der Maximallast abgesenkt, um wiederum 30 s lang konstant gehalten zu werden. Anschließend erfolgte die Belastung mit dem Anstieg  $v_F$  fortlaufend bis zum Bruch. Der Hintergrund der Lastpausen liegt darin, dass den Materialien die Möglichkeit gegeben wird, die Spannungen an den Materialrändern abzubauen. Mit dem in Abb.3-14 dargestellten Last-Verschiebungsdiagramm und der deutlich erkennbaren Hysterese eines typischen Versuches ist die Wirksamkeit des Lastregimes bestätigt.

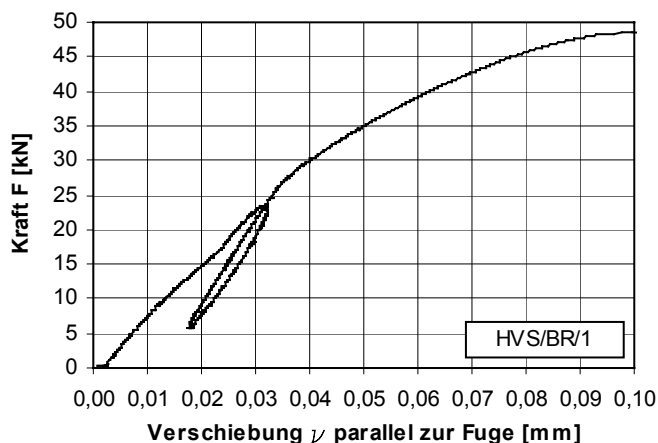


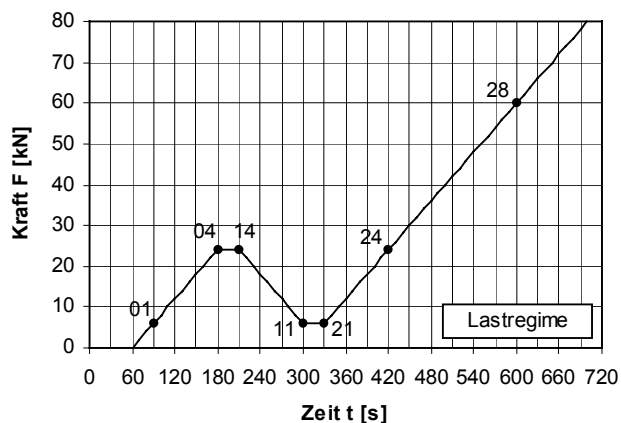
Abb.3-14: Hystereseverlauf am Beispiel des Versuchskörpers HVS/BR/1

Schematisch ist die Abfolge des gesamten Lastregimes in Tab.3-5 zusammengefasst.

Tab.3-5: Prinzip des Lastregimes nach Norm DIN EN 26891

Aktion	Größe	Wert
setzen	Erwartungswert	$F_{est}$
belasten	Geschwindigkeit	$v_F = 0,2 * F_{est} / \text{min}$
bis	Schwellenwert 1	$0,4 * F_{est}$
halten	Dauer	30 sec
entlasten	Geschwindigkeit	$v_F = 0,2 * F_{est} / \text{min}$
bis	Schwellenwert 2	$0,1 * F_{est}$
halten	Dauer	30 sec
belasten	Geschwindigkeit	$v_F = 0,2 * F_{est} / \text{min}$
bis	Bruch	mgl.: $F_{Bruch} = F_{est}$

Die Abb.3-15, 3-16, 3-17 sowie die Tab.3-6, 3-7, 3-8 bezeichnen die grundlegenden Belastungen



Tab.3-6: Werte für Lastregime-sägerau

Größe	Diagramm-punkt	Wert
$F_{est}$	28	60 kN
$v_F = 0,2 F_{est}$		12 kN/min
$0,1 F_{est}$	01, 11, 21	6 kN
$0,4 F_{est}$	04, 14, 24	24 kN

Abb. 3-15: Lastregime für sägerau Lamellen



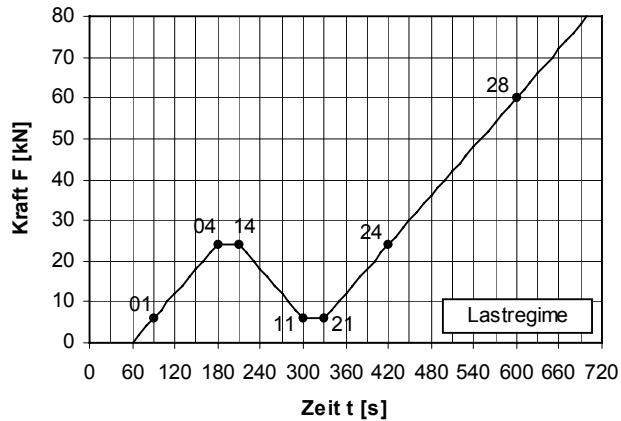


Abb.3-16: Lastregime für versetzte Lamellen

Tab.3-7: Werte für Lastregime-versetzt

Größe	Diagramm-punkt	Wert
$F_{est}$	28	60 kN
$v_F = 0,2 F_{est}$		12 kN/min
$0,1 F_{est}$	01, 11, 21	6 kN
$0,4 F_{est}$	04, 14, 24	24 kN

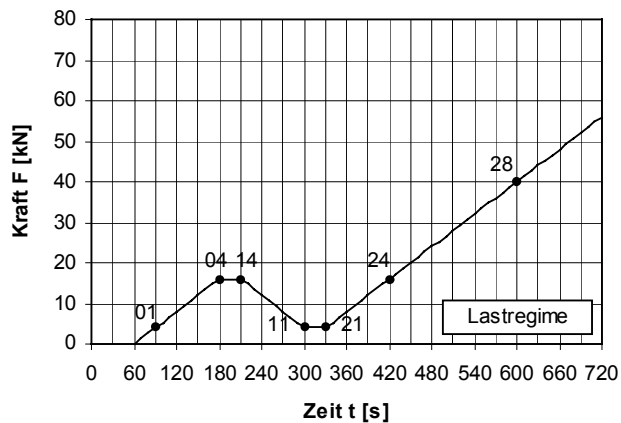


Abb.3-17: Lastregime für profilierte Lamellen

Tab.3-8: Werte für Lastregime-profiliert

Größe	Diagramm-punkt	Wert
$F_{est}$	28	40 kN
$v_F = 0,2 F_{est}$		8 kN/min
$0,1 F_{est}$	01, 11, 21	4 kN
$0,4 F_{est}$	04, 14, 24	16 kN

### 3.3.3.2 Vertikale Haltekraft

Grundgedanke ist es, dem reiverschlussartigen Aufreißen durch senkrecht zur Verbundfuge wirkende Zugkräfte mit einer Auflast zu unterbinden, welche unweigerlich in Folge der exzentrisch eingeleiteten Belastung zur Erzeugung der Schubkraft in der Verbundfuge begünstigt wird. Damit jene Haltekraft  $F_V$  auch ihre Wirkung zeigt, die berdrckung des Momentes in der Scherfuge, ist der richtige Einleitungspunkt wichtig.

Zur Verhinderung von Zugkräften musste die Resultierende aus Vertikal- und Horizontalkraft im Bereich der „ersten Kernweite“ liegen. Das Diagramm in Abb.3-18 zeigt den zulässigen Bereich für die Auflast  $F_V$ , die im Diagramm zwischen die Lastfunktionen FI und FIII fallen musste. Zur Ermittlung der Kurven FI und FII flossen die Ausmitten der Kräfte zum Drehpunkt des Körpers ein. Sie betragen 4,0 cm für die Vertikal- und je 1,0 cm über beziehungsweise unter der Fuge für die Horizontalkraft. In den Kurven FIII und FIV sind vorrangig Reibung zwischen Holz und Beton von  $\mu = 0,8$  sowie eine Verbundkraft von 20,0 kN berücksichtigt. Die Vorversuche gaben dafür die Ausgangswerte.

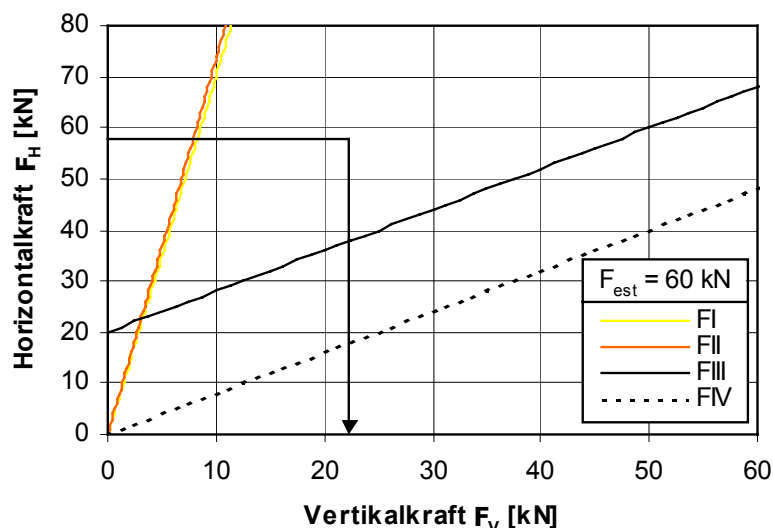


Abb.3-18: Zulässiger Bereich der Kräfteinleitung mit Ausmitte am Beispiel für  $F_{est} = 60,0 \text{ kN}$

Die Auflast von  $F_V = 20,0 \text{ kN}$  (bzw.  $30,0 \text{ kN}$ ) wurde während des Versuches so lange konstant, gehalten bis eine Horizontalverschiebung  $5,0 \text{ mm}$  erreicht war. Dann erfolgte die Erhöhung (bzw. Absenkung) der Auflast um jeweils  $10,0 \text{ kN}$ . Unter der neuen Belastung verschob die Horizontalkraft  $F_H$  den Beton dann jeweils um weitere  $2,0 \text{ mm}$  über das Holz. Für jede Probe ergaben sich zusätzlich drei Messwerte, die ausschließlich aus Reibung resultierten. Somit konnte diese gut bei der Bewertung der Scherkraft bzw. Schubfestigkeit mit Reibung aus Auflast  $F_V$ -Phase 1- berücksichtigt werden. Tab.3-9 zeigt die Auflasten für die jeweiligen Versuchsreihen bzw. -körper. In die endgültigen Vertikalkräfte flossen zudem noch die Belastungen aus dem Eigengewicht des Versuchsaufbau als auch der mineralischen Deckschicht ein.

Tab.3-9: Belastungsverlauf der Auflast

Probekörperbezeichnung	geplante Auflast $F_V$ [kN]			
	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
HVS/BR/1 ...8	30	20	40	50
HVS/BV/1	30	20	40	50
HVS/BV/2 ...8	20	30	40	50
HVS/BP/4 ...8	20	30	40	50
HVS/ZR/4 ...8	30	20	40	50
HVS/ZP/1 ...5	20	30	40	50
HVS/AR/7 ...8	30	20	40	50
HVS/AP/4 ...5	20	30	40	50
HVS/GR/4 ...8	30	20	40	50
HVS/GV/1 ...8	20	30	40	50
HVS/GP/1 ...8	20	30	40	50

### 3.4 Versuchsergebnisse und Interpretation

#### 3.4.1 Einzelauswertung der Versuchsserien

Im Anhang B-2 bis B-12 sind die Kraft-Verschiebungs-Diagramme der einzelnen Proben sowie die der Mittelwerte der Serien dargestellt, ebenso die Ergebnisse aus den Teilversuchen zur Reibungsermittlung. Im Folgenden werden lediglich die Versuche zusammengefasst und die Spannungs-Verschiebungskurven aus den Mittelwerten der Serien gezeigt sowie Besonderheiten während der Versuche diskutiert.

#### 3.4.2 Prüfkörper mit Deckschicht aus Normalbeton

##### 3.4.2.1 Gleichhohe sägeraue Lamellen

Mit dieser Ausführungsvariante, einer üblichen Kombination im Bauwesen, soll ein Vergleichswert für alle weiteren hier untersuchten Modulationen geschaffen werden. Der reine Verbund zwischen dem sägerauen Holz und Normalbeton war hier wirksam. Zementleim umschließt die Faserbündel, die von der Holzoberfläche abstehen. Augenscheinlich blieben nach dem Versuch einige Holzfasern im Beton hängen und wurden vom übrigen Holz getrennt. Betonrückstände hafteten dort an, wo das Holz rauere Stellen aufwies. Der Anteil der Rückstände am gegenüberliegenden Material war ähnlich groß und beschränkt sich nicht auf einen Baustoff. Ob das Holz oder der Beton das schwächere Glied ist, kommt demnach auf die jeweilige Festigkeit der Mikrostruktur an. Der Mittelwert für den Haftverbund ergab nach dem Abzug des Reibungsanteiles eine Schubfestigkeit von  $f_{j,s,mean} = 0,42 \text{ N/mm}^2$ . Die nach Norm EC 2 errechnete Schubfestigkeit des verwendeten Betons lag bei  $f_{v,k} = 0,44 \text{ N/mm}^2$ . Dieser Wert orientierte sich am 5 %-Fraktilwert der Betonzugfestigkeit. Mit der eingeschränkten Anzahl der Versuchskörper und dem Reibungsanteil war die Berechnung eines solchen statistischen Wertes nur schwer möglich. Als Größenordnung konnte aber angenommen werden, dass der 5 % - Fraktilwert bei einer Normalverteilung bei rund 70 % des Mittelwertes liegt.

Tab.3-10: Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/BR

Probe	$F_H$ [kN]	$f_{j,s,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{j,s,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
HVS/BR/1	48,504	1,213	0,834
HVS/BR/2	33,090	0,827	
HVS/BR/3	36,766	0,919	
HVS/BR/4	42,631	1,066	
HVS/BR/5	46,977	1,174	
HVS/BR/6	47,729	1,193	
HVS/BR/7	54,047	1,351	
HVS/BR/8	46,241	1,156	
Mittelwert	44,498	1,122	
Varianz	45,752		
Standardabweichung	6,764		

Die in der Tab.3-10 angegebenen charakteristischen Fugenschubfestigkeiten  $f_{j,s,k}$  beziehen sich ausschließlich auf die Versuche und sind reibungsbehaftet. Bei der untersuchten einfachen Form der Oberflächen- und Materialauswahl tritt eine erstaunlich gute Kraftübertragung auf.

Nach Resultaten von [dasc\_2], kann der Verbund als starr angesehen werden, wenn die Relativverschiebungen weniger als 0,05 mm betragen. In der Abb.3-19 liegt der Übergang vom linearen zum parabelförmigen Kurvenbereich bei einer Verschiebung von ca. 0,065 mm.

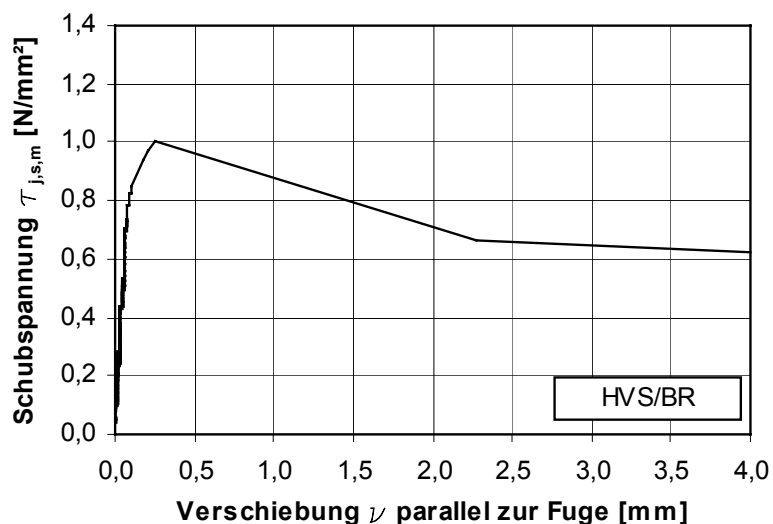


Abb.3-19: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/BR – Mittelwert

In den anderen Versuchsreihen gehen diese Bewegungen noch deutlicher über diesen Bereich hinaus. Die vollkommen geschlossene Hysterese fläche auch bei Belastungen von über 75 % der Bruchlast zeigt dies. [dasc\_2] führt seine Versuche mit Neubeton auf Altbeton durch. Da Holz weniger steif, sondern wesentlich elastischer ist und somit größere Schubverzerrungen auftreten können, sind seine Definitionen sicher nicht direkt auf den Holzbau übertragbar und die Bezeichnung "starrer Verbund" sollte dahingehend aktualisiert werden. Die aus der aufgebrauchten Schubkraft  $F_{Schub}$  resultierende Schubverzerrung  $\gamma$  für die mineralische Deckschicht (MD) und das Holz berechnen sich nach Gl.(3.1).

$$\gamma = \frac{F_{Schub}}{G_{Holz} \cdot A_G} \cdot h_{j,H} + \frac{F_{Schub}}{G_{MD} \cdot A_G} \cdot h_{j,MD} \quad (3.1)$$

mit:  $F_{Schub}$  Schubkraft  
 $G_{Holz}, G_{MD}$  Schubmoduln für Holz und mineralische Deckschicht  
 $A_G$  bezogene Grundfläche  
 $h_{j,H}, h_{j,MD}$  Abstand von der Fuge bis zur Schubkraftresultierenden

Für den hier betrachteten Fall berechnet sich die Schubverzerrung im linearen Bereich zu ca. 0,03 mm. Was den Schluss zulässt, dass die bis zu dieser Verschiebung gemessenen Werte

keine Verschiebungen der Teilquerschnitte in dem Sinne sind, vielmehr nur die Verzerrung der Teilquerschnitte ohne eine Fugenbewegung. In diesem Bereich sind demzufolge keine Fugenbewegungen aufgetreten. Gleiches gilt für alle weiter untersuchten Verbundvarianten.

### 3.4.2.2 Höhenversetzte sägeraue Lamellen

Für die alternierenden Brettstapelelemente wurden die Einzellamellen abwechselnd um 2,0 cm höhenversetzt und Normalbeton aufgebracht. Durch den Höhenversatz sollte die effektive Oberfläche vergrößert werden.

Im Ergebnis war der Schubwiderstand bezogen auf die Grundfläche geringer als bei ebener Oberfläche. Der Grund für die geringer ausfallenden Werte wird im Quellen und Schwinden des Holzes beim Betonieren vermutet. Die Lamellen quollen vorübergehend durch das Befeuchten und das Anmachwasser und schwanden, nachdem kein Wasser mehr zur Verfügung stand, der Beton aber bereits abgebunden hatte. Demzufolge löste sich durch die Zugspannungen senkrecht zu den Flanken der Verbund auch an den Flanken partiell. An den inneren Lamellen trat dies offenbar nicht in regelmäßiger Häufigkeit auf, denn nach dem Bruch waren an den Lamellenrändern Spuren von festhaftendem Beton zu finden. Bei den nach oben verschobenen Brettern könnte sich jeweils an den Kanten ein kleiner Schwindriss in der Fuge eingestellt haben, die Ergebnisse deuten zumindest darauf hin. Betonrückstände waren an den Kanten selten zu finden, was durch stärkere Abnutzung beim Schieben begründet ist. Die Einzelergebnisse sind in Tab.3-11 angegeben, die Mittelwertkurve in Abb.3-20.

Tab.3-11: Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/BV

Probe	$F_H$ [kN]	$f_{j,s,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{j,s,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
HVS/BV/1	37,470	0,822	0,576
HVS/BV/2	30,017	0,658	
HVS/BV/3	25,706	0,564	
HVS/BV/4	40,327	0,884	
HVS/BV/5	36,219	0,794	
HVS/BV/6	35,954	0,788	
HVS/BV/7	31,212	0,684	
HVS/BV/8	34,872	0,765	
Mittelwert	33,972	0,745	
Varianz	21,999		
Standardabweichung	4,690		

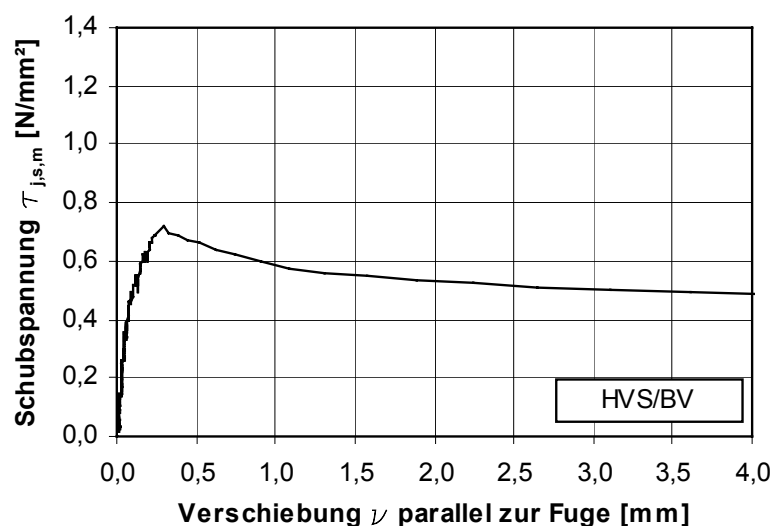


Abb.3-20: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/BV - Mittelwert

### 3.4.2.3 Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen

Durch die Wahl der Regelkonsistenz des Betons wurden die Ausfräsungen in den Brettstapelelementen mit alternierenden und profilierten Lamellen sehr gut mit Beton gefüllt, auch wenn das Größtkorn mit 16,0 mm die Höhe der Ausfräsung mit 10,0 mm überschritt. Die Betonnocken blieben nach dem Abscheren zerstört in der Profilierung zurück. In Krafrichtung an der Kontaktebene hinter den Ausfräsungen waren die Holzfasern leicht gestaucht. Zweifelsfrei ist das Versagen durch Überschreitung der Schub- und Zugfestigkeit des Betons eingetreten. In Tab.3-12 sind die einzelnen Maximalwerte, im Diagramm Abb.3-21 die Mittelwertkurve für die Schubspannungen ablesbar.

Tab.3-12: Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/BP

Probe	$F_H$ [kN]	$f_{j,s,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{j,s,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
HVS/BP/4	50,613	1,387	1,010
HVS/BP/5	42,296	1,159	
HVS/BP/6	38,028	1,042	
HVS/BP/7	47,431	1,300	
HVS/BP/8	49,642	1,361	
Mittelwert	45,602	1,250	
Varianz	28,268		
Standardabweichung	5,317		

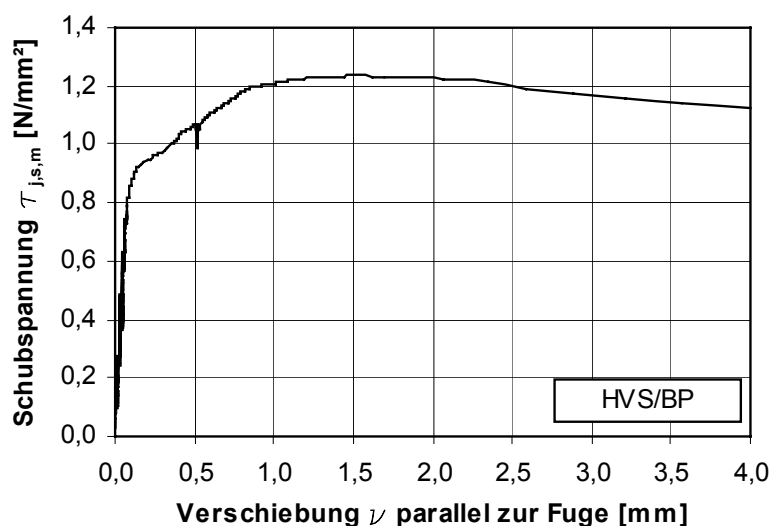


Abb.3-21: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/BP - Mittelwert

### 3.4.3 Prüfkörper mit Deckschicht aus Zementestrich

#### 3.4.3.1 Gleichhohe sägeraue Lamellen

Der Haftverbund wird auch beim Zementestrich als mineralische Deckschicht durch eingeschlossene Holzfasern und fest anhaftenden Zementleim am Holz erzeugt und ist mit dem Tragverhalten des Normalbetons vergleichbar. Die Kombination ist für den praktischen Einsatz durchaus geeignet und scheint zugleich neben Normalbeton am wirtschaftlichsten zu sein.

Die Einzelwerte in Tab.3-13 und die Schubspannung (Abb.3-22) sind mit denen des Rezeptbetons vergleichbar. Die Probe HVS/ZR/4 versagte aus unbekanntem Gründen schon vor dem Einspannen in den Versuchsrahmen.

Tab.3-13: Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/ZR

Probe	$F_H$ [kN]	$f_{j,s,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{j,s,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
HVS/ZR/4	---	---	0,780
HVS/ZR/5	43,060	1,076	
HVS/ZR/6	47,729	1,193	
HVS/ZR/7	36,003	0,900	
HVS/ZR/8	35,969	0,899	
Mittelwert	40,690	1,017	
Varianz	33,140		
Standardabweichung	5,757		

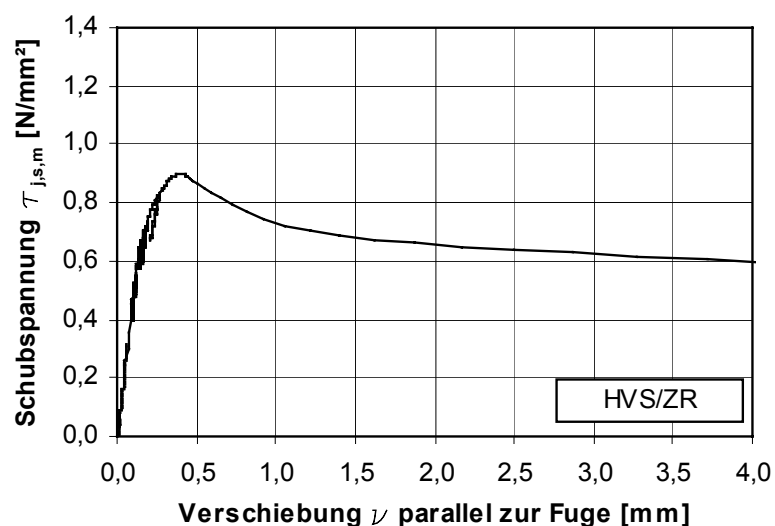


Abb.3-22: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/ZR – Mittelwert

### 3.4.3.2 Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen

Gleichermaßen wie bei der Betondeckschicht wurden die Ausfräsungen in den Brettstapelelementen mit alternierenden und profilierten Lamellen mit der werkseitigen Konsistenz des Estrichs sehr gut mit Zementestrich ausgefüllt und dies nicht zuletzt wegen der fließfähigen Verarbeitungskonsistenz und kleineren Körnung als bei Beton. Die Übertragung der Schubkräfte stellte sich ähnlich gut wie bei Beton ein. Die Estrichnocken wurden im Versagenszustand abgeschert bzw. auch teilweise abgerissen und blieben in den Profilierungen. Die Holzfasern wurden, wie in Abb.3-23 zu sehen, zuvor leicht deformiert. Durch den Pfeil ist die Schubrichtung gekennzeichnet.

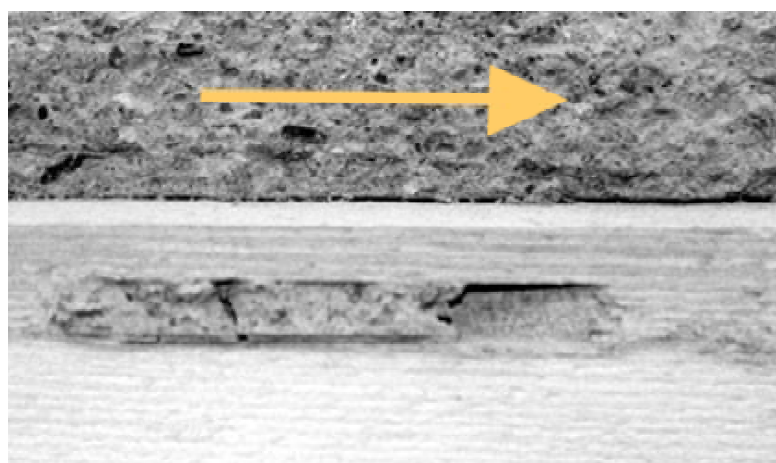


Abb.3-23: Ausfräsung mit Betonrückständen nach dem Versuch, Beispiel HVS/ZP/4

Aus Tab.3-14 können Einzelwerte des Versuches, aus Abb.3-24 der Verlauf der Schubspannung entnommen werden.



Tab.3-14: Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/ZP

Probe	$F_H$ [kN]	$f_{j,s,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{j,s,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
HVS/ZP/1	52,474	1,438	1,233
HVS/ZP/2	51,969	1,425	
HVS/ZP/3	44,624	1,223	
HVS/ZP/4	51,415	1,409	
HVS/ZP/5	50,849	1,394	
Mittelwert	50,266	1,378	
Varianz	10,317		
Standardabweichung	3,212		

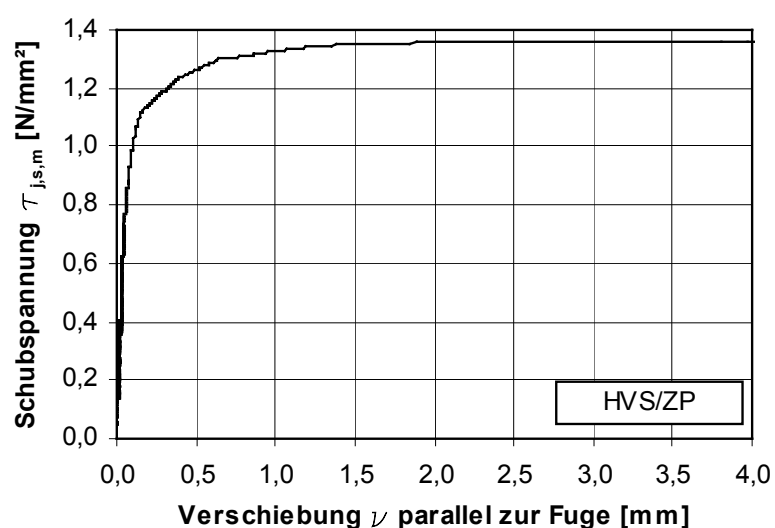


Abb.3-24: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/ZP - Mittelwert

### 3.4.4 Prüfkörper mit Deckschicht aus Anhydrit-Fließestrich

#### 3.4.4.1 Gleichhohe sägeraue Lamellen

Durch die einfache Oberfläche wird deutlich, wie stark der reine Verbund der Materialien ohne den Einfluss von Verbindungsmitteln oder von Profilierungen ist. Zwischen Anhydritestrich und sägerauem Holz war der Verbund vergleichsweise gering, Tab.3-15 und Diagramm Abb.3-25 zeigen das, obwohl von einem geringeren Schwinden des Anhydritestrichs und demzufolge weniger Flächenabrissen in der Fuge auszugehen war. Die abgebildete Kurve stellt mit dem Mittelwert aus den Messwerten von nur zwei Probekörper eine Tendenz dar. Mit den zwei Hysteresen wird das unterschiedliche Tragverhalten dokumentiert. Gut zu erkennen ist, dass die Kurve nach dem Überschreiten der durch die Fuge aufnehmbaren Schubkraft abfällt und in einer asymptotenähnlichen Kurve ausläuft. An der Holzoberfläche blieben keinerlei Estrichfragmente haften.

Tab.3-15: Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/AR

Probe	$F_H$ [kN]	$f_{j,s,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{j,s,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
HVS/AR/7	29,816	0,745	0,733
HVS/AR/8	30,591	0,765	
Mittelwert	30,204	0,755	
Varianz	0,300		
Standardabweichung	0,548		

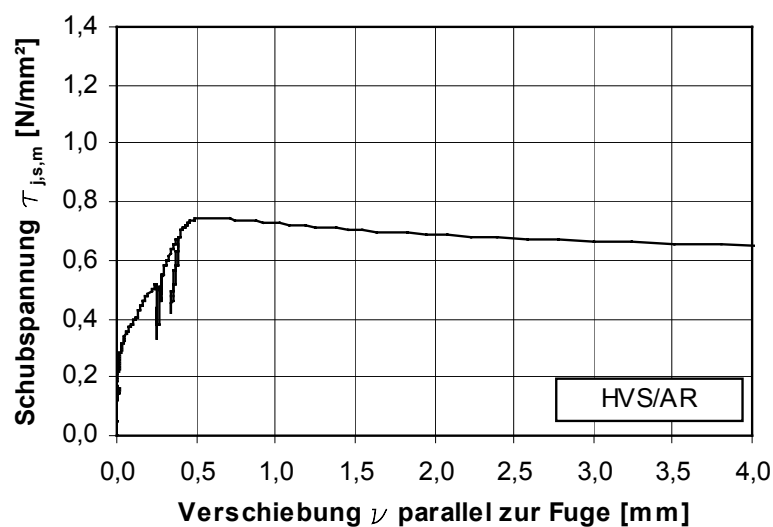


Abb.3-25: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/AR – Mittelwert

#### 3.4.4.2 Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen

Die Mineralschicht wurde aus handelsüblichem Anhydritestrich hergestellt. Mit den Angaben zur Verarbeitung war die Konsistenz bei der Verwendung der vorgeschriebenen Wassermengen sehr weich und somit drang die Mischung sehr gut in die Aussparungen im Holz ein. Auch in den Spalten zwischen den Brettern waren Spuren von Feinanteilen und Wasser zu finden. Die Eindringtiefe war auf wenige Millimeter begrenzt. Auch bei sehr flüssiger Konsistenz war ein Durchsickern durch die Fugenteile an den Lamellenstößen von Feinanteilen und Flüssigkeit nicht möglich. Das Anmachwasser wurde bei den geringen Mengen, die in die Spalten eindrangen, schnell vom Holz aufgesogen, wobei die Schlämpe die Öffnungen verschloss. Der Estrichquerschnitt im Nockenbereich konnte den Schubkräften nicht standhalten, während am Holz kaum Deformationen auftraten.

Die höchsten Schubkräfte, die notwendig waren, um die Mineraldecke unter der zusätzlichen Auflast auf dem Holz zu verschieben, sind für die Versuchsreihe in Tab.3-16 zusammengefasst. Im Diagramm Abb.3-26 wird die Mittelwertkurve gezeigt, die aus den Messungen der Schubkraft und der Verschiebung resultiert.

Tab.3-16: Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/AP

Probe	$F_H$ [kN]	$f_{j,s,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{j,s,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
HVS/AP/4	51,336	1,407	1,216
HVS/AP/5	47,140	1,292	
Mittelwert	49,238	1,350	
Varianz	8,803		
Standardabweichung	2,967		

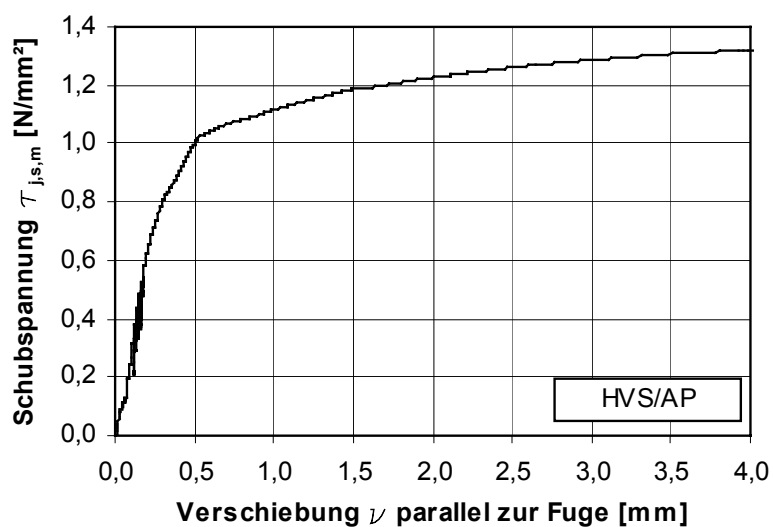


Abb.3-26: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/AP - Mittelwert

### 3.4.5 Prüfkörper mit Deckschicht aus Geopolymerbeton

#### 3.4.5.1 Gleichhohe sägeraue Lamellen

Die ebene sägeraue Holzfläche kombiniert mit dem Spezialbeton Geopolymer zeigt in dieser Kombination das reine Verbundverhalten der Baustoffe. Trotz der erwähnten geringeren Materialfestigkeit des Geopolymers selbst konnten größere Schubkräfte übertragen werden als bei den zuvor untersuchten mineralischen Deckschichten. Für die Anwendung in der Praxis ist der Umgang mit den eingesetzten Materialkomponenten des Geopolymers als schwierig zu betrachten. Dennoch würden die sehr guten Verbundeigenschaften in der Kontaktfuge die Weiterentwicklung und Nutzung bei entsprechender Belastbarkeit rechtfertigen. Die speziellen Eigenschaften des Geopolymers müssten durch den zusätzlichen Einsatz von Zement noch verbessert werden. Tab.3-17 zeigt die gemessenen Werte und Abb.3-27 einen typischen Versuchsverlauf.

Tab.3-17: Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/GR

Probe	$F_H$ [kN]	$f_{j,s,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{j,s,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
HVS/GR/4	46,847	1,171	1,148
HVS/GR/5	48,611	1,215	
HVS/GR/6	52,210	1,305	
HVS/GR/7	48,390	1,210	
HVS/GR/8	50,168	1,254	
Mittelwert	49,245	1,231	
Varianz	4,132		
Standardabweichung	2,033		

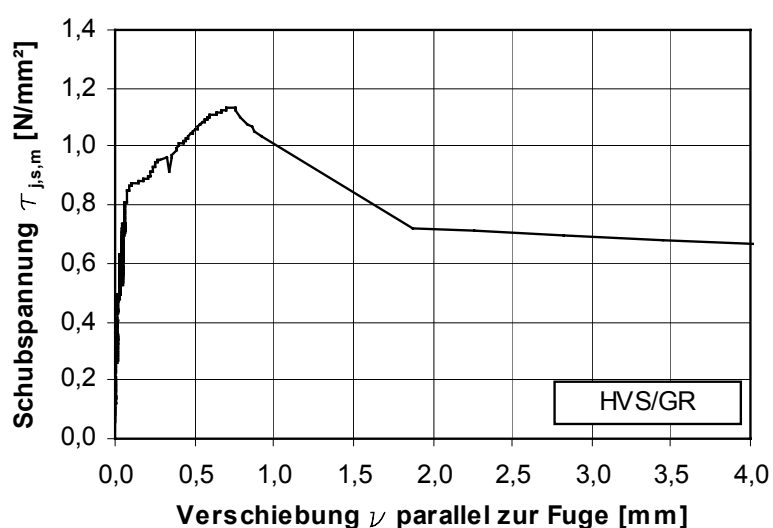


Abb.3-27: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/GR - Mittelwert

### 3.4.5.2 Höhenversetzte sägeraue Lamellen

Mit dem Geopolymerbeton als Deckschicht auf den einfach höhenversetzten Lamellen gestaltete sich das Verbundtragverhalten ähnlich dem des Normalbetons auf versetzten Holzlamellen. Die übertragbaren Schubspannungen sind auch bei dieser Ausführungskombination geringer als bei der Variante mit sägerauen und gleichhohen Holzlamellen. Die Kräfte, die zum Verschieben notwendig waren, liegen im Vergleich zur Deckschichtvariante mit Normalbeton etwas höher. Das Schwindverhalten und die damit verbundene Rissbildung des Geopolymerbetons verhält sich noch ungünstiger als bei Normalbeton. Zusätzliche Verwerfungen der äußeren alternierenden Lamellen infolge Feuchteintrag begünstigen die Rissbildung. Die einzelnen Höchstwerte der Versuchsreihe zeigt Tab.3-18 und den Spannungsverlauf Abb.3-28.

Tab.3-18: Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/GV

Probe	$F_H$ [kN]	$f_{j,s,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{j,s,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
HVS/GV/1	46,721	1,025	0,589
HVS/GV/2	37,617	0,825	
HVS/GV/3	26,386	0,579	
HVS/GV/4	39,964	0,876	
HVS/GV/5	37,999	0,833	
HVS/GV/6	32,187	0,706	
HVS/GV/7	34,278	0,752	
HVS/GV/8	38,361	0,841	
Mittelwert	36,689	0,805	
Varianz	35,567		
Standardabweichung	5,964		

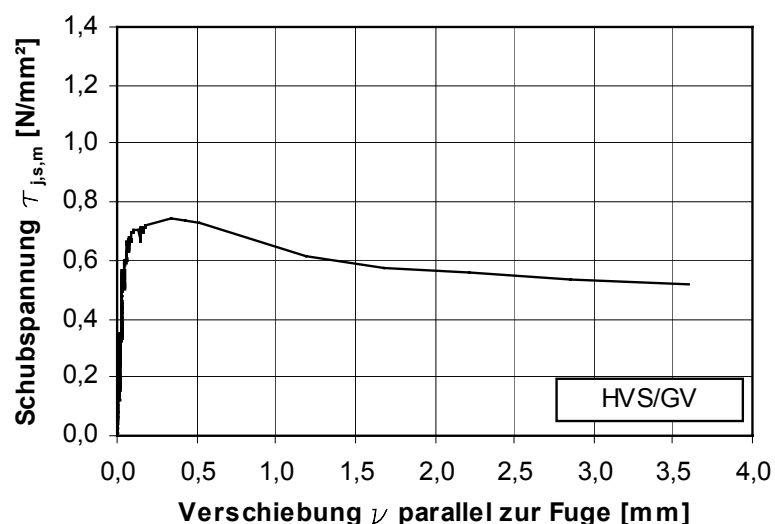


Abb.3-28: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/GV - Mittelwert

### 3.4.5.3 Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen

Geopolymerbeton, wie er in den Experimenten verwendet wurde, ist schwindanfälliger als Normalbeton durch die geringere Festigkeit entstanden Risse. Deren Verlauf bestätigte die Theorie über das Schwindverhalten von Proben mit höhenversetzten Lamellen. Sowohl bei den profilierten als auch bei den höhenversetzten Brettstapeln traten Längsrisse über den gesamten Probekörper auf, deren Ursprung immer eine obere Ecke einer hohen Lamelle war. Der Sonderbeton bindet sehr schnell ab, das Quellen des Holzes hatte zu diesem Zeitpunkt noch nicht sein Maximum erreicht, was ein Aufreißen der Deckschicht an der schwächsten Stelle zur Folge hatte.

Trotz der parallel zu den Lamellen verlaufenden Risse, welche ihre Gestalt während der Belastung nicht veränderten, konnte davon ausgegangen werden, dass sie keinen Einfluss auf die

Schubkraftübertragung hatten. Die Abb.3-29 und Abb.3-30 zeigen den Rissverlauf auf der Stirnseite und Oberfläche des Probekörpers HVS/GP/6 nach dem Versuch. Erst im Bruchzustand der Nocken und bei fortgeführter Verschiebung wurde das Gefüge weiter gelockert und der Riss somit geweitet.



Abb.3-29: Schwindrisse im Geopolymerbeton am Beispiel HVS/HV/GP/6

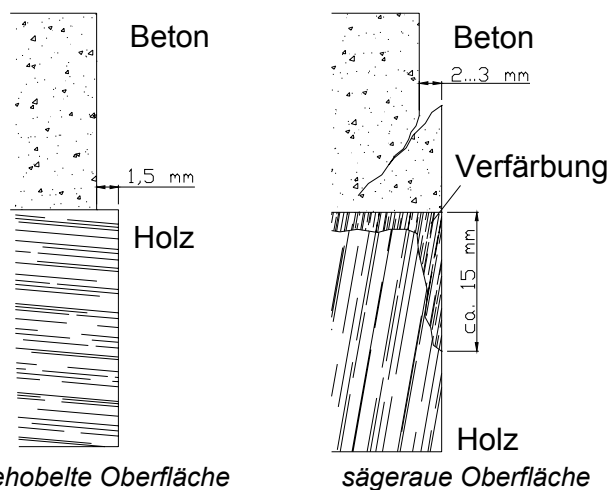


Abb.3-30: Schwinden des Geopolymerbetons an den Seitenrändern

Schwindrisse entstanden auch an den Seiten des Geopolymerbetons. Hierbei schien aber das Schwinden des Betons maßgebend zu sein, dessen innere Festigkeit noch geringer war als der Haftverbund zum Holz. Das war daran zu erkennen, dass der Beton am Holz haftete und erst im oberen Drittel Verformungen aufwies (Abb.3-30). Bereits in den Vorversuchen wurde deutlich, dass bei Proben mit gehobelter Oberfläche mit sehr geringer Verbundfestigkeit weniger Risse auftraten und die Mineraldecke gleichmäßig geschwunden war. Einen Gesamteindruck liefern die folgenden Auswertungen in Tab.3-19 und Abb.3-31.

Tab.3-19: Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/GP

Bezeichnung	$F_H$ [kN]	$f_{j,s,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{j,s,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
HVS/GP/1	48,916	1,341	1,121
HVS/GP/2	46,443	1,273	
HVS/GP/3	49,575	1,359	
HVS/GP/4	41,287	1,132	
HVS/GP/5	50,466	1,384	
HVS/GP/6	47,834	1,311	
HVS/GP/7	54,184	1,485	
HVS/GP/8	59,632	1,635	
Mittelwert	49,792	1,365	
Varianz	29,253		
Standardabweichung	5,409		

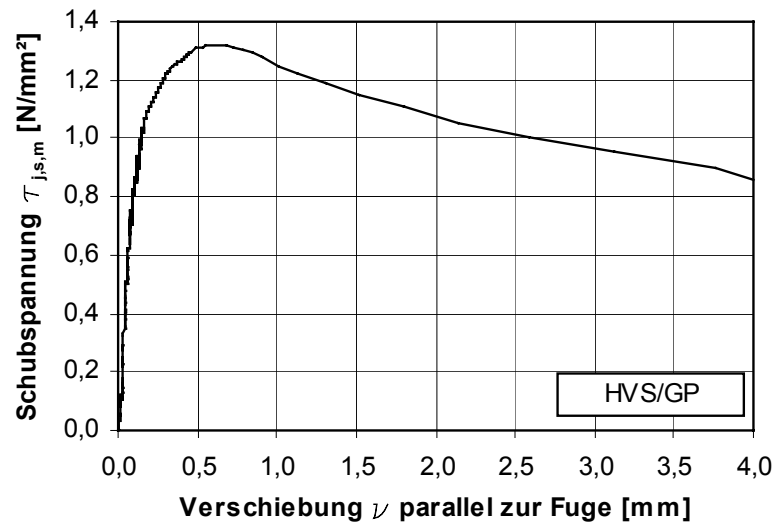


Abb.3-31: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/GP - Mittelwert

### 3.4.6 Fugenschubübertragung

Die Versuche haben gezeigt, dass es durch eine günstige Kombination der Materialien für die mineralische Deckschicht und Oberflächengestaltung des Brettstapelelements möglich ist, hohe Scherkräfte zwischen den Schichten zu übertragen. Zum besseren Verständnis der Tragmechanismen sollen nun die Versuche hinsichtlich ihrer Oberflächengestaltung und der Materialkombination verglichen werden. Der beste Verbund wurde zwischen Holz und Geopolymerbeton festgestellt. Wenngleich dieser Beton selbst nur geringe Festigkeiten aufwies, so wirkte sich die hohe Alkalität des Gemisches positiv auf die Fugenverbindung aus. Der geringste Verbund wurde bei einer Deckschicht mit Anhydritestrich beobachtet, dem Stoffgemisch mit der geringsten Alkalität. Normalbeton und Zementestrich, beide mit dem Bindemittel Zement, stehen mit ihren ermittelten Schubfestigkeiten zwischen den genannten „Spezialbetonen“, wobei der Estrich etwas schlechter abschneidet. In Abb.3-32 ist der Zusammenhang verdeutlicht.

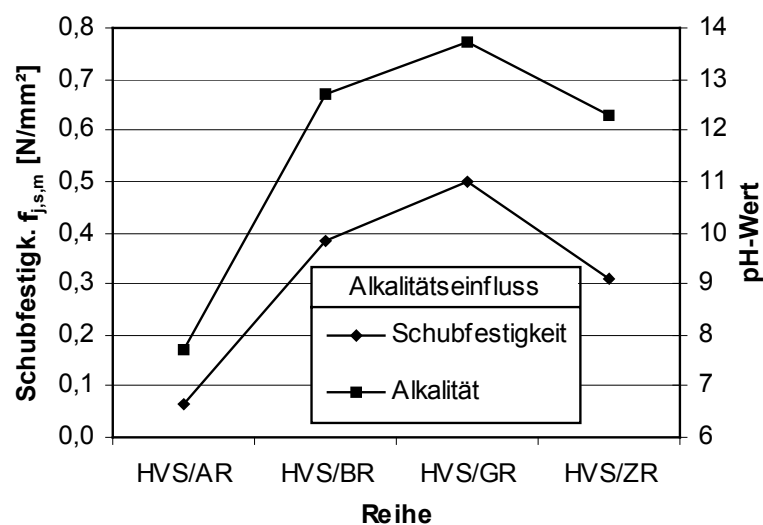


Abb.3-32: Vergleich der Schubfestigkeit  $f_{j,s,mean}$  und des pH-Wertes

Das Eindringen der chemischen Substanzen bei einer Deckschicht aus Geopolymer und die Veränderung des Holzes ist auch nach dem Versuch noch gut in den Abb.3-33 und Abb.3-34 zu erkennen.

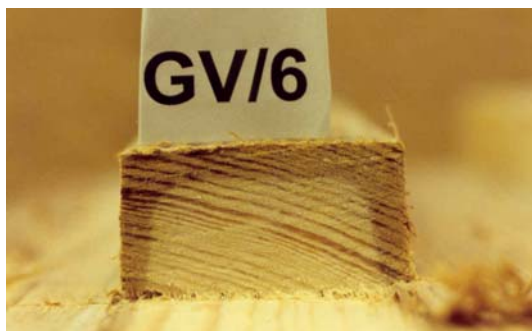


Abb.3-33: Anschnitt einer aufgestellten Lamelle mit Geopolymerbeton



Abb.3-34: Aufgeraute Holzoberfläche unter dem Geopolymerbeton

Die Tab.3-20 zeigt die Mittelwerte für den Haftverbund aus den Versuchen. Durch den Bezug auf die Grundfläche ergeben sich die Schubfestigkeiten, in denen jedoch der Einfluss der Auflast und demzufolge der Reibung noch enthalten ist.

Tab.3-20: Ergebnisse der Scherversuche mit Reibungsanteil-Mittelwerte

Bezeichnung	max $F_H$	Auflaststufe	$F_{V, \text{mess}}$	Format Netto	Grundfläche A	$f_{i,s.,\text{mess}} = F_H/A$
	[kN]	[kN]	[kN]	[cm]	[mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
HVS/BR	44,498	30,0	31,069	20 x 20	40000	1,112
HVS/BV/1	37,470	30,0	30,631	19 x 24	45600	0,822
HVS/BV/2...8	33,472	20,0	20,613	19 x 24	45600	0,734
HVS/BP	45,602	20,0	20,682	15,2 x 24	36480	1,250
HVS/ZR	40,690	30,0	30,597	20 x 20	40000	1,017
HVS/ZP	50,266	20,0	20,594	15,2 x 24	36480	1,378
HVS/AR	30,204	30,0	30,517	20 x 20	40000	0,755
HVS/AP	49,238	20,0	20,593	15,2 x 24	36480	1,350
HVS/GR	49,245	30,0	30,535	20 x 20	40000	1,231
HVS/GV	36,689	20,0	20,642	19 x 24	45600	0,805
HVS/GP	49,792	20,0	20,606	15,2 x 24	36480	1,365

Deutlicher hingegen fällt der Vergleich innerhalb der Oberflächenmodifikationen aus. So konnte der Verbund bei der profilierten Oberfläche gegenüber der Ausgangsvariante mit gleichhohen Lamellen um ca. 20 % gesteigert werden. Erstaunlich war, dass die Werte der Proben mit den höhenversetzten Lamellen geringer waren als bei ebener Oberfläche. Eine Interpretation dieses Resultats könnte der



Einfluss des Quellens und Schwindens der aufgestellten Lamellen beim Betoniervorgang und anschließendem Austrocknen der „freistehenden“ Lamellen sein.

Eine Oberflächenstrukturierung durch einfach versetzte Lamellen ausschließlich in Spannrichtung der Deckenelemente deutet im Ergebnis der Scherversuche kaum auf eine Verbesserung der Schubkraftübertragung. Viel günstiger wirken sich die seitlich eingefrästen Nocken in den aufgestellten Hölzern aus. Das Gesamtschubtragverhalten solcher Kombinationselemente ist abhängig vom Haftverbund, der Reibung und der Verkeilung innerhalb der Profilierungen. Verklemmungen durch Krümmungen sind im Scherversuch nicht möglich.

Der Haftverbund  $f_{j,s}$  ist dadurch gekennzeichnet, dass er auch ohne zusätzliche äußere Kräfte wirkt. Er hat eine spezifische Größe und wird in Kraft pro Flächeneinheit [N/mm<sup>2</sup>] aus den Versuchen heraus bestimmt. Nach Überschreitung dieser Größe tritt plötzliches Versagen ein. Dem annähernd starren Verbund zur Folge gibt es kaum Dehnungen, welche bis zum Versagen deutlich unter einem halben Prozent lagen. Der Haftverbund kann sich nach dem Versagen nicht wieder regenerieren.

Im ersten Lastschritt wirken Haftverbund und Reibung bedingt durch die Auflast  $F_V$  überlagert. Erst nach Überschreiten des Schwellwertes aus Haftverbund als reine Haftverbundfestigkeit  $f_{j,s,mean}$  und Reibung wirkt die Reibungskraft zwischen den Materialien allein. Um diese zu erfassen, ist ein Reibungskoeffizient notwendig, der nachfolgend mit  $\mu$  bezeichnet wird.

Eine direkte Verkeilung innerhalb der Profile, bemerkbar durch Kräfte quer zu den Lamellen, stellte sich als äußerst gering heraus. Die untersuchten Probekörper mit profilierten Lamellen wiesen Querkräfte auf, deren Größe lediglich bei rund zwei Prozent der übertragenen Schubkraft lag.

### 3.4.7 Reibung

Im Versuch wurde eine definierte vertikale Belastung auf die Proben aufgebracht. Dies führte zu Reibung zwischen der mineralischen Deckschicht und dem Holz. Die Bestimmung der Größe ist nur möglich, wenn die Auflast bekannt ist. Zur Ermittlung der Reibungskraft gilt Gleichung (3.2).

$$F_R = \mu_f * F_V \quad (3.2)$$

In der allgemeinen Literatur wird ein Koeffizient von  $\mu_f = 0,8$  bis  $1,0$  zwischen Holz und Beton genannt. Eine genaue Ermittlung der spezifischen Reibungszahl in Abhängigkeit von Material und Oberflächenform war angestrebt. In der ersten Phase des Gesamtversuches betrug die Verschiebung der Mineralschicht auf dem Holz rund fünf Millimeter. Die im ersten Teil als Haltekraft eingesetzte Auflast wurde im zweiten Teil in drei Stufen abgeändert und die Deckschicht sukzessive jeweils zwei weitere Millimeter verschoben. Die dafür benötigte Kraft  $F_H$  wurde gemessen. Beispielhaft zeigt Abb.3-35 eine entstandene Schubkraft-Verschiebungs-Kurve als Ergebnis des Gesamtversuches.

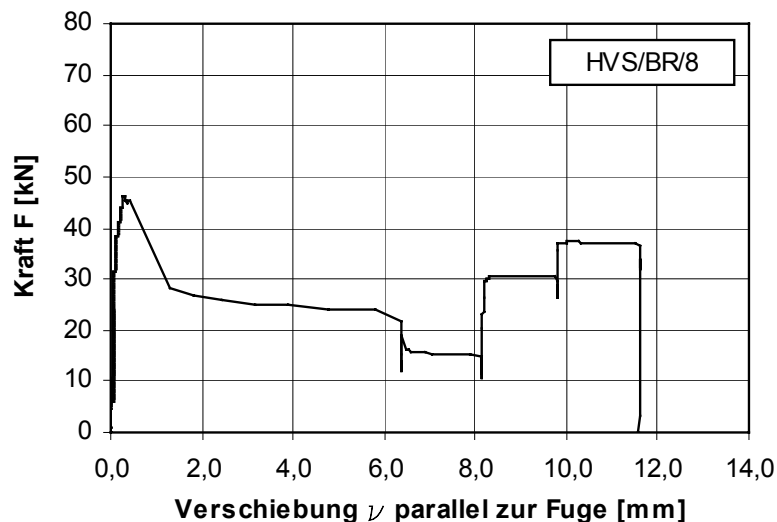


Abb.3-35: Arbeitslinie am Beispiel von HVS/HV/BR/8 – komplettes Belastungsszenarium

Aus den erfassten Werten für jeden Probekörper resultierten die spezifischen Reibungskoeffizienten. Mit jedem Weiterschieben nahm der Koeffizient geringfügig ab. Letztendlich ist es nicht nur auf das Kleinerwerden der Bezugsfläche zurückzuführen, vielmehr fiel bei genauer Betrachtung der Holzoberfläche nach dem Versuch auf, dass Rückstände der Deckschichten im Feinkornbereich auf der Holzoberfläche lose auflagen, zu erkennen auch in Abb.3-36. Es bildete sich also eine Art Gleitschicht aus dem Abrieb. Die Körnung wirkte als Sandpapier und glättete das Holz. Im Vergleich der beiden Deckschichten Normalbeton und Zementestrich wird sichtbar, dass kleines und gebrochenes Korn die Reibung erhöht. Bei letzterem waren jedoch die Verluste nach längerer Reibung höher. Der Reibungskoeffizient nahm bei den Estrichen schneller ab als bei den Betonen mit großem Korn, bei dem dieser sogar wieder leicht anstieg. Die größeren Zuschlaganteile wurden wahrscheinlich besser im Beton verankert, während der Feinanteil leichter abgerieben wurde. Die dabei entstandenen kleinen Nocken wurden in das Holz gedrückt und führten zu neuen Verankerungen. In Abb.3-37 sind die deutlichen Spuren dieser Verzahnung erkennbar, ebenso die übrige abgeschliffene Oberfläche.



Abb.3-36: Betonrückstände am Holz am Beispiel von HVS/BP/5



Abb.3-37: Aufgeriebene Holzoberfläche am Beispiel von HVS/GR/8

Im Diagramm Abb.3-38 ist die Abnahme des Reibungskoeffizienten innerhalb des Versuches erkennbar. Ähnliche Effekte beobachtete [burk\_1] in seinen Versuchen von Neubeton auf Altbeton. Er stellte fest, dass größere Körner zerrieben wurden und als Gleitfilm mitwirkten.

Die Bestimmung der Reibung aus dem ersten Teilversuch schien nicht sinnvoll, da nicht ausreichend bekannt ist, zu welchem Zeitpunkt nur noch Reibung wirkte. Wie in Abb.3-38 zu sehen ist, bildete sich auch keine konstante Größe aus. Erst in den darauffolgenden Versuchsschritten blieben die Kräfte nahezu gleich, eine treppenförmige Kurve entstand. Somit wurden für die Ermittlung des Reibungskoeffizienten die innerhalb der Reihe gemittelten Kräfte der ersten zusätzlichen Auflaststufe verwendet. Der erste Reibungswert nach dem Scherversuch ist am geringsten durch Abnutzung der Oberflächen beeinflusst. Da aus den Versuchen nicht hervorging, wie der Verlust der Reibung genau verlief, war es auch nicht möglich, die Kurve der Reibungskoeffizienten zu verlängern und somit den Ursprungswert zu erhalten. Ein pauschaler Aufschlag auf die verwendeten Werte war ebenfalls nicht gerechtfertigt, da dessen Größe unbekannt ist.

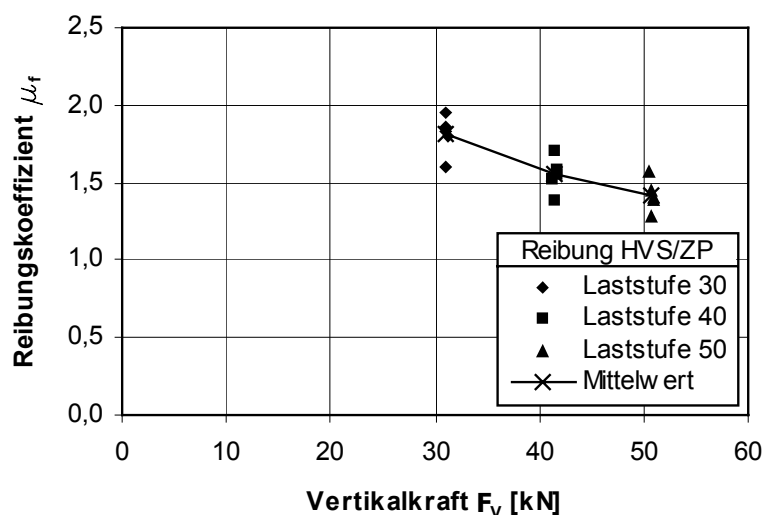


Abb.3-38: Entwicklung des Reibungskoeffizient während des Versuches am Beispiel HVS/HV/ZP

Durchaus nachvollziehbar ist, dass die Oberflächenschädigung zwischen dem Scherversuch und dem ersten Reibungsversuch deutlich geringer gewesen ist als zwischen dem ersten und den folgenden Reibungsversuchen. Mit einsetzenden plastischen Schubgleitungen fällt auch infolge der Zerstörung der Verzahnung zwischen den Rissflanken der Reibungswinkel  $\varphi$  von einem Anfangswert auf einen Restwert ab. Diese Degradation des Reibungswinkels ist ein linearer Verlauf (Abb.3-38).

Die Reibungszahl ist nicht flächenabhängig, die Probekörpergröße und der Verschiebungsweg hatten demnach keinen Einfluss auf die Konstante. Alle Endwerte sind in Tab.3-21 wiedergegeben.

Tab.3-21: Ermittlung des Reibungskoeffizienten  $\mu_f$  aus der ersten Laststufe

Bezeichnung	$F_V$ [kN]	$F_H$ [kN]	$\mu_f = F_H / F_V$
HVS/BR	20,692	18,413	0,89
HVS/BV	31,110	28,685	0,92
HVS/BP	31,167	45,638	1,46
HVS/ZR	20,246	18,684	0,92
HVS/ZP	31,077	54,669	1,76
HVS/AR	20,268	18,284	0,90
HVS/AP	31,120	57,580	1,85
HVS/GR	20,286	19,419	0,96
HVS/GV	31,134	31,165	1,00
HVS/GP	31,121	37,594	1,21

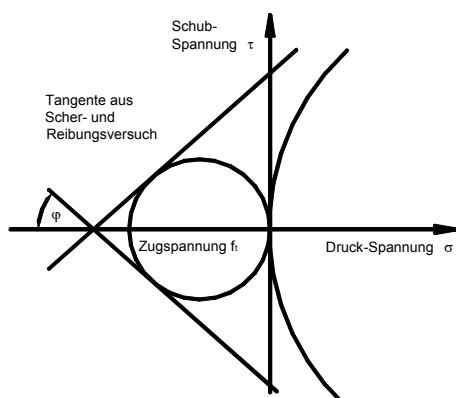
Die in der Literatur [schn\_1] angegebene Größe  $\mu \approx 0,9$  für die Reibung zwischen Holz und Beton konnte in der Versuchsreihe „raue Oberfläche“ bestätigt werden. Bei den höhenversetzten Lamellen stieg der Wert der spezifischen Reibung nur geringfügig an. Eventuell führte die Auflast dazu, dass durch innere Dehnung der Verbundpartner die Seitenflächen der Brettlamellen mit belastet wurden. Eine deutliche Steigerung wurde bei den profilierten Proben bestätigt. Mit den Ausbrüchen der Deckschicht in den Nocken wurden dem Ganzen ein künstlich geschaffener Widerstand beim Weiterschieben entgegengesetzt. Vergleichbar wird das in Tab.3-22 noch einmal nach Oberflächenform geordnet.

Tab.3-22: Vergleich der Reibungskoeffizienten  $\mu_f$  nach Oberflächenform

sägerau	$\mu_f$	versetzt	$\mu_f$	profiliert	$\mu_f$
HVS/BR	0,89	HVS/BV	0,92	HVS/BP	1,46
HVS/ZR	0,92	-	-	HVS/AP	1,85
HVS/AR	0,90	-	-	HVS/ZP	1,76
HVS/GR	0,96	HVS/GV	1,00	HVS/GP	1,21

Allein zur Bestimmung des Reibungskoeffizienten sollten die Untersuchungen der Reibung nicht dienen, sondern fortführend die theoretisch mögliche Fugenzugkraft quantifizieren, um somit die Materialgesetze der Verbundfuge zu spezifizieren.

Im Anhang B-2 bis B-12 der einzelnen Versuche sind Schub-Normalspannungs-Diagramme abgebildet. Diese wurden an die Mohr-Coulomb'sche Reibungshypothese angelehnt. Eine Tangente über einen Zug- und einen Druckkreis markiert darin die Größe der Schubspannung. Der Anstieg entspricht der inneren Reibung  $\varphi$  eines Materials, Abb.3-39 zeigt das Prinzip.



Zugspannung nach Mohr:

$$f_t = \frac{2 \cdot \tau \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (3.3)$$

Abb.3-39: Mohr'scher Spannungskreis

Grundsätzlich ergab sich folgende Verfahrensweise. Die Reibung und deren Verluste waren aus den Experimenten bekannt. Für die kraftabhängige Reibungslinie wurde mit dem ersten Koeffizienten nach dem Scherversuch gearbeitet. Die abbildbare Gerade mit dem Winkel  $\varphi$  für die innere Reibung konnte parallel in den Einzelwert des Haftverbundes verschoben werden und in der Verlängerung bis auf die Abszisse (negativen Bereich), wodurch die Tangente entstand. Die Tangente wurde an der Abszisse ( $\sigma$ -Achse) gespiegelt. Innerhalb des Dreieckes aus Tangenten und Ordinate ( $\tau$ -Achse) liegt die Zugspannung, der Durchmesser des Innenkreises gibt diese an. Ob bei diesen Verbundkörpern die Hypothese nach Mohr in dieser Form ausreichend ist, wird nur durch Zugversuche zu klären sein.

### 3.4.8 Haftverbund

Nachdem der Einfluss der Reibung bekannt ist, kann deren Anteil berücksichtigt werden. Dadurch ist es möglich, den Haftverbund herauszurechnen und separat zu betrachten. Tab.3-23 zeigt die tatsächlichen Größen des Verbundes zwischen der Mineraldecke und dem Holz nach Abzug des Reibungsanteils aus Tab.3-22

Tab.3-23: Mittelwerte der Schubfestigkeit  $f_{j,s,mean}$  ohne Reibung

Bezeichnung	$F_{H,mean,Reibung}$ [kN]	$\mu_f$ [--]	$F_{V,eff}$ [kN]	$F_R = \mu_f \cdot F_V$ [kN]	$F_{HV} = F_H - F_R$ [kN]	$f_{j,s,mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
HVS/BR	44,498	0,89	31,069	27,647	16,851	0,420
HVS/BV	33,472	0,92	20,613	19,006	14,466	0,317
HVS/BP	45,602	1,46	20,682	30,285	15,317	0,420
HVS/ZR	40,690	0,92	30,597	28,237	12,453	0,311
HVS/ZP	50,266	1,76	20,594	36,228	14,038	0,385
HVS/AR	30,204	0,90	30,517	27,530	2,674	0,067
HVS/AP	49,238	1,85	20,593	38,102	11,136	0,305
HVS/GR	49,245	0,96	30,535	29,230	20,015	0,500
HVS/GV	36,689	1,00	20,642	20,663	16,026	0,351
HVS/GP	49,792	1,21	20,606	24,892	24,900	0,683

Bei anhaftenden Rückständen gegenüberliegender Kontaktflächen der aufgetragenen Schichten wird deutlich, dass die Verbundkräfte ähnlich hoch denen der Schubfestigkeiten der Materialien selbst liegen können. Für den verwendeten Normalbeton liegt diese nach den Formeln der Norm EC 2 bei  $f_{v,k} = 0,44 \text{ N/mm}^2$  und ist somit vergleichbar mit dem Mittelwert der Reihe HVS/BR. Für Holz sind nach dem neuen Regelwerk Festigkeiten von  $f_{v,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$  gegeben, die jedoch durch die Modifikationsfaktoren wieder stark zu reduzieren werden.

### 3.4.9 Untersuchung der Oberflächenstruktur des Holzes nach dem Slip-Block-Test

Mit der Beurteilung der gegenüberliegenden Fugenufern der Verbundpartner nach dem Slip-Block-Test konnte geklärt werden, wo genau der Scherbruch und in welchem Ausmaß eintrat. Gleichzeitig ist es möglich, die Anhaftungen und Reibeinflüsse der Deckschichten auf der Holzoberfläche im Nachbruchverhalten festzustellen. Repräsentative Aussagen sind anhand ausgewählter Probekörper möglich. Im Einzelnen sind die Versuchsoberflächen nach Abschnitt 2.4.5.1 Oberflächenuntersuchungen mittels Streulichtverfahren und Mikroskop bezeichnet.

Anhand der Gegenüberstellung der Messwerte von Probe 4 (Anhydritdeckschicht) und Probe 6 (sägerau) in Abb.3-41 zeigt sich ein zu erwartender deutlich sichtbarer Unterschied der Rautiefen. Die Messwerte belegen eine verhältnismäßig hohe Rauigkeit. Sowohl der mittlere als auch der absolute  $R_z$ -Wert ist höher als bei der Probe 6 mit gleichermaßen sägerauer, aber „unbehandelter“ Oberfläche. In Abb.3-41 wird dieser Sachverhalt augenscheinlich. Die Abweichung des  $R_z$ -Wertes im Vergleich zur sägerauen Oberfläche beträgt ca. 47 %. Trotzdem sind geringe Schubfestigkeiten der Verbundfuge aufgetreten, wobei der Anhydritestrich mehr am Holz verblieb.

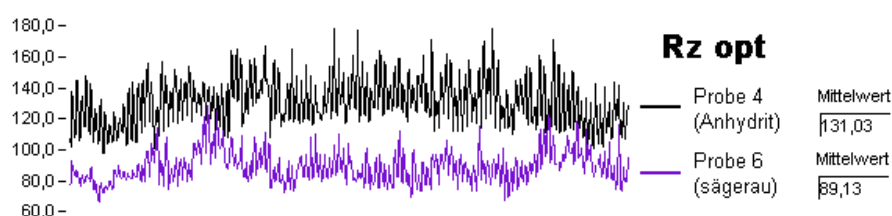


Abb.3-41: Vergleich der Rautiefen von Probe 4 und Probe 6

Im Vergleich der Probe 8 (Zementestrichdeckschicht) und der Probe 12 (Geopolymerdeckschicht) mit der Probe 6 (sägerau) verhält sich dies analog, da die Messergebnisse der Probe 4, der Probe 8 und der Probe 12 annähernd identisch sind. Abweichend davon sind die Messwerte der Probe 10 (Betondeckschicht) mit der Probe 6 durchaus vergleichbar. Die Diskrepanz der Messwerte lässt sich mit dem Slip-Block-Test in Verbindung bringen, da sich durch den Abschervorgang das härtere Material, insbesondere die Zuschläge der Deckschicht in den Holzwerkstoff hineinarbeiten, hinterlässt dieser Vorgang demzufolge eine deutlich rauere Oberfläche. Dieser Effekt stellt sich von Anbeginn des Versuchablaufs ein und nimmt vermutlich mit fortschreitender Verschiebung ab. Ausschlaggebend dafür ist das Aufgleiten der Deckschicht auf dem entstehenden Gleitfilm der fein zerstörten Materialschicht im Bruchzustand. Bildhafte Darstellungen sind im Anhang B-13 und B-14 aufgeführt.

Mit einer Deckschicht aus Zementestrich sind im Vergleich zum Anhydrit wenige abgerissene Fasern zu erkennen. Der überwiegende Flächenanteil des Holzes ist mit Zementleim bedeckt. Es besteht die Möglichkeit, dass infolge des Wasserentzugs beim Aufbringen der Deckschicht der Erhärtungsvorgang des Zements beeinträchtigt wurde. Diese Beeinträchtigung führt im Zusammenhang mit dem Festigkeitsverlust zum Versagen des Zementsteins.

Die Oberflächenbeschaffenheit mit einer Deckschicht aus Normalbeton ähnelt der Probe 6 (sägerau ohne Deckschicht). Die stellenweise scheinbar unberührten Holzfasern weisen darauf hin, dass sich der Verbund zwischen Holzoberfläche und der Betonschicht nicht flächendeckend ausbilden konnte. Ähnlich der optischen Begutachtung gleichen auch die Rauigkeitsmesswerte den Werten der unbehandelten sägerauen Probe 6. Die Abweichung der Mittenrauwerte betragen ca. 4 %. Dies erhärtet den Verdacht, dass sich der Verbund zwischen dem Holz und dem Beton nur schlecht ausbildet. Für die Deckschicht mittels Geopolymer wurden selbige Resultate beobachtet. Es sind starke Vertiefungen sowie einzelne abgerissene Faserbündel zu erkennen.

#### 3.4.10 Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Oberflächenbeschaffenheit

Die Haftschertragfähigkeit eines Verbundbauteils wird maßgeblich durch die Nutzung des Haftverbundes sowie der Reibung beeinflusst. Unter dieser Prämisse stellt sich die Frage, in welcher Größenordnung speziell die Oberflächenrauigkeit die Schubkraftübertragung zahlenmäßig beeinflusst. Mit der geringen Anzahl der Versuchsergebnisse lassen sich nur tendenzielle Aussagen treffen. In der Tab.3-24 sind Schubwerte und die zugehörigen Rauigkeitswerte für die jeweiligen Versuchsserien zusammengefasst.

Tab.3-24: Vergleich von Schubwerten  $\tau_{j,s,mess}$  einschließlich Reibung mit den Rauigkeitswerten

Probe	$\tau_{j,s,mess} = F_H/A$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$R_a$ [ $\mu\text{m}$ ]	$R_z$ [ $\mu\text{m}$ ]	$R_q$ [ $\mu\text{m}$ ]
HVS/HV/BR	1,112	20,93	112,03	25,78
HVS/HV/ZR	1,017	25,67	129,30	31,06
HVS/HV/AR	0,755	28,35	131,03	34,01
HVS/HV/GR	1,231	26,36	125,39	32,08

Geht man davon aus, dass bei hohen Schubwertmessergebnissen eine gute Verbundwirkung vorliegt, sollte die Holzoberfläche nach dem Scherversuch deutlich sichtbare Störungen aufweisen. Diese Störungen spiegeln sich sowohl visuell als auch in Form von hohen Rauigkeitsmesswerten wider. Das bedeutet, dass die Rautiefe  $R_z$  als auch die Mittenrauwerte  $R_a$  und  $R_q$  äquivalente Aussagen über die qualitative Oberflächenbeschaffenheit des Holzes geben. Der Vergleich der Graphen der Rauigkeitswerte mit dem grafischen Kurvenverlauf der Versuchsauswertung zeigt jedoch für diese Serie nur tendenzielle Übereinstimmungen.

### 3.5 Zusammenfassung

Ziel der Slip-Block-Tests war es, das Verbundverhalten von Brettstapelelementen und mineralischen Deckschichten im Flächenverbund hinsichtlich der Schubtragfähigkeit zu untersuchen. Welchen Einfluss die Oberflächenstruktur der Fuge und die Zusammensetzung der Deckschicht hat, konnte durch Versuche gezeigt werden. Die Scherversuche, in der Literatur als Slip-Block-Tests bezeichnet, wurden an kleinformatischen Probekörpern durchgeführt und ersetzen somit teilweise teure Plattenversuche.

Bereits mit der einfachsten Ausführung der Verbundfuge, ein typischer Normalbeton auf ebener sägerauer Holzoberfläche, konnten Schubspannungen von  $f_{j,s,mean} = 0,42 \text{ N/mm}^2$  übertragen werden. Mit der quantitativen Ermittlung dieses Wertes ist nicht nur die Grundlage für weitere Untersuchungen im Flächenverbund geschaffen worden, sondern primär auch die Einschätzung und Berücksichtigung der Einflüsse beim Weglassen der derzeit noch geforderten Trennfolien zwischen den Schichten bei nachgiebig verbundenen Querschnitten. Ob dieser Wert auf großformatige Bauteile übertragbar ist, ist durch Biegeversuche zu klären.

Eine Überraschung waren die Ergebnisse mit höhenversetzter Anordnung der Lamellen. Das Ziel, einen etwas erhöhten Schubwiderstandes nachzuweisen, wurde nur an Einzelwerten festgestellt. Natürlich bleibt die Grundfläche zahlenmäßig im Vergleich zu den aus gleichhohen Lamellen identisch, doch die flächig größere Abwicklung durch die Flanken ließ höhere Werte erwarten.

Deutlich wirkt sich hingegen eine seitliche Profilierung in den alternierenden Lamellen quer zur Spann- und damit Schubrichtung aus. In die höher angeordneten Lamellen wurden Vertiefungen gefräst, in denen die mineralische Deckschicht beim Aushärten Nocken ausbildete. Dieser Vorgang erfordert etwas mehr Arbeitsaufwand, ist aber automatisierbar. Gerechtfertigt wird dies durch die hohe Wirksamkeit bei der Schubübertragung und der gleichzeitigen Abhubsicherung der Deckschicht von der Holzplatte. Bei der Deckschichtvariante Normalbeton betrug die Schubspannung  $f_{j,s,mean} = 0,42 \text{ N/mm}^2$ .

Für die mineralische Deckschicht erwies es sich als günstig, wenn diese basischen Charakter besaß. Durch den Frischbeton wird das Holz zwar in seiner Struktur nicht verändert, Holzspäne werden aber vermehrt eingeschlossen und der Verbund somit verstärkt. Die Druckfestigkeit des Materials hat dabei eine untergeordnete Bedeutung. So ist der Haftverbund beim Einsatz von Geopolymerbeton besonders stark, obwohl dieses Material die geringste Festigkeit aufweist.

Bei sägerauer Oberfläche ergaben sich Schubwiderstände von  $f_{j,s,mean} = 0,50 \text{ N/mm}^2$ , bei profilierten Hölzern von  $f_{j,s,mean} = 0,68 \text{ N/mm}^2$ . Anhydritestrich mit fast neutralem pH-Wert haftet am schlechtesten am Holz. Für raue Oberfläche wurde  $f_{j,s,mean} = 0,07 \text{ N/mm}^2$ , für profiliertes Holz  $f_{j,s,mean} = 0,31 \text{ N/mm}^2$  ermittelt. Zwischen beiden vorgenannten Materialien ordnet sich die Deckschichtvariante Zementestrich  $f_{j,s,mean} = 0,31 \text{ N/mm}^2$  für die gleichhohen Lamellen und für die alternierenden Lamellen mit  $f_{j,s,mean} = 0,39 \text{ N/mm}^2$  ein.

Nicht eindeutig definiert werden konnte die Ingerenz der Korngrößen, da andere Faktoren aus der Deckschichtzusammensetzung eingeflossen sind. Es scheint jedoch günstig zu sein, größere Körnungen zu verwenden.



Als neue Variante der Slip-Block-Tests wurde eine zusätzliche vertikale Kraft aufgebracht, um eine Verdrehung durch die ausmittige Scherkraft zu verhindern. Durch die definierte Last waren alle Kraftkomponenten im Versuch bekannt. Bei dieser Art der einschnittigen Versuche entsteht Reibung, die in einer Versuchserweiterung herausgerechnet werden konnte. Der aus der Literatur bekannte Reibungskoeffizient zwischen Holz und Beton mit der Größe  $\mu = 0,9$  ging auch aus den Versuchen der Reihe Normalbeton auf ebenem Brettschichtholz hervor. Bei den anderen Deckschichten zeigten sich ähnliche Werte.

Zwischen dem Holz und der mineralischen Deckschicht liegt bis zu einer messbaren Verschiebung von ca. 0,03 mm im Scherversuch annähernd starrer Verbund vor. Dies konnte mit Hilfe der Arbeitslinien im Vergleich mit Ergebnissen aus der Literatur gezeigt werden. Die auftretenden Verschiebungen sind dabei größtenteils annähernd elastischer Natur, bei höheren Kräften kommen plastische Verformungen hinzu. Dabei richtet sich das Tragverhalten überproportional naturgemäß nach der Holzoberflächenmodifikation als nach der mineralischen Deckschicht und deren Wechselwirkung zur Holzoberfläche. Eine Übertragbarkeit dieser Erkenntnisse auf großflächige Elemente ist nachzuweisen.

## 4 Haftzugversuche

### 4.1 Problemstellung und Zielsetzung

Auf das Phänomen der theoretisch ermittelbaren Haftzugfestigkeit senkrecht zur Verbundfuge wurde bereits in Abschnitt 3.4.7 verwiesen. Durch Variation einer definierten Auflast senkrecht zur Fuge konnte während der Scherversuche auf die innere Reibung  $\varphi$  zwischen den Verbundpartnern jeder Ausführungsvariante geschlossen werden. Das Ergebnis dieser Untersuchungen liefert eine Gerade, aufgetragen im Mohr-Diagramm (Abb.4-1). Der Wert der inneren Reibung  $\varphi$  geht dabei als Winkel zwischen der Geraden und der Normalspannungsachse  $\sigma_N$  in die Betrachtung ein. Das auf Coulomb zurückgehende Bruchkriterium gibt allerdings nur verlässliche Aussagen im Bereich von Druck senkrecht zur Schubfuge. Auf die theoretisch mögliche Haftzugfestigkeit  $f_{jt}^*$  senkrecht zur Fuge kann durch Verlängerung der aus den Schubversuchen gewonnenen Messergebnisse geschlossen werden.

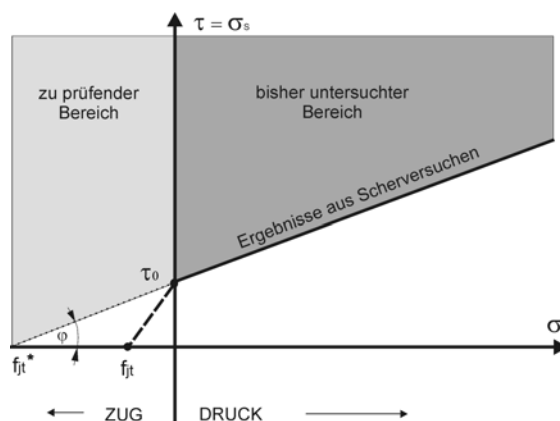


Abb.4-1: Coulomb-Bruchkriterium im Mohr-Diagramm

Gleichzeitig verlangt die auf [grif\_1] zurückgehende Theorie, welche die Diskrepanz zwischen theoretisch ermittelter und experimentell beobachteter Haftzugfestigkeit erklärt, eine genauere Betrachtung dieses Problems. Aufschluss werden die im nachfolgenden näher bezeichneten Haftzugversuche zur Bestimmung der bezogenen Verbundfugenzug- bzw. Haftzugfestigkeit  $f_{jt}$  zwischen dem Brettstapelelement und mineralischer Deckschicht geben und zugleich eine Hilfe für die Formulierung einer geschlossenen Lösung des Bruchkriteriums im Zugbereich liefern. Zur Findung eines günstigen Versuchsaufbaus für Haftzugversuche musste in jedem Fall eine Prüfung der gültigen Normen und eine eingehende Literaturrecherche zu ähnlichen experimentellen Untersuchungen vorausgehen. Wichtig sind weiterhin Überlegungen zur Größe der Prüfkörper für wirklichkeitsnahe Ausschnitte gewesen. In der richtigen Interpretation der genannten Parameter erfolgte die Festlegung eines optimalen Prüfaufbaus und es konnte mit der Herstellung der Probekörper und weiteren Versuchsvorbereitungen begonnen werden. Als Abschluss der Versuche geben die gewonnenen Messdaten eine Aussage über die Haftzugfestigkeit des Systems senkrecht zur Fuge und gleichzeitig werden die Gesetzmäßigkeiten in der Fuge mit konkreten Werten für eine rechnerische Modellierung vervollständigt.

## 4.2 Theoretische Grundlagen

### 4.2.1 Haftzugfestigkeit

Physikalisch betrachtet kann die Haftfestigkeit eines Stoffverbundes als äußere Arbeit bezeichnet werden, die zur Trennung der Atome in der Grenzschicht erforderlich ist. Die Haftfestigkeit, welche zwei Verbundwerkstoffe zusammenhält, wird in der Literatur nach [pogg\_1] und [bisc\_1] formal mathematisch durch Gl.(4.1) definiert.

$$\sigma_H = \frac{\bar{F}_i}{A_w} \quad (4.1)$$

Dabei ist die Haftfestigkeit der Quotient aus der vektoriellen Summe aller Kraftvektoren  $F_i$  und der beim Bruch gebildeten wahren Oberfläche  $A_w$ . Die in der Literatur als „wahre Oberfläche“ bezeichnete Fläche beinhaltet die Unregelmäßigkeiten der Grenzschicht (Abb.4-2).

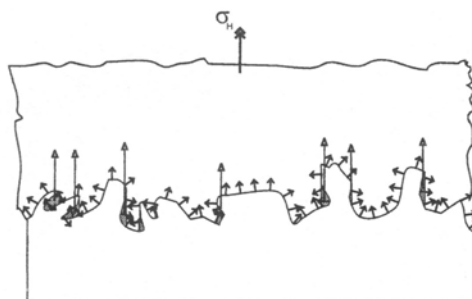


Abb.4-2: Theoretische Haftverbundfestigkeit nach [pogg\_1], kurze Pfeile: chemische/physikalische Kräfte, lange Pfeile: mechanische Kräfte (Hinterschneidungen)

Da die wahre Oberfläche praktisch nicht bestimmt werden kann, wird die Haftfestigkeit im Bauwesen durch die Gl.(4.2) als Verbundfestigkeit beschrieben.

$$\sigma_V = \frac{\vec{F}_a}{A_a} \quad (4.2)$$

Hierbei ist die Verbundfestigkeit zweier Werkstoffschichten von der äußeren Kraft und der Projektion der Regressionsebene der Bruchfläche abhängig. Es fließt dabei die geometrische Fläche und nicht die „wahre Oberfläche“ in die Gleichung ein. Die Begriffe „Haftfestigkeit“ und „Verbundfestigkeit“ werden in der Literatur oft synonym verwendet.

### 4.2.2 Kohäsion

Der Zusammenhalt eines Baustoffes durch zwischenmolekulare Bindungen wird allgemein als Kohäsion bezeichnet. Je stärker die Bindungen ausgeprägt sind, desto größer ist dessen Festigkeit. Die Zugfestigkeit ist dabei die Festigkeit, bei der sich ein Baustoff unter Zugeinwirkung gerade noch zusammenhält.

### 4.2.3 Adhäsion

Nach der Definition der „American Society for Testing and Materials“ (ASTM) wird Adhäsion als Zustand beschrieben, in dem zwei Oberflächen durch eine Kraft, verursacht durch chemische Bindung oder mechanische Verzahnung, zusammengehalten werden. In dieser Aussage werden zwei Theorien genannt, die das Aneinanderhaften verschiedener Stoffe erklären. In Anlehnung an die Ausführungen von [Bisc\_1] kann zwischen spezifischer und mechanischer Adhäsion unterschieden werden. Eine Zusammenstellung der Theorien, die im Laufe der Zeit entstanden sind, zeigt die Abb.4-3.

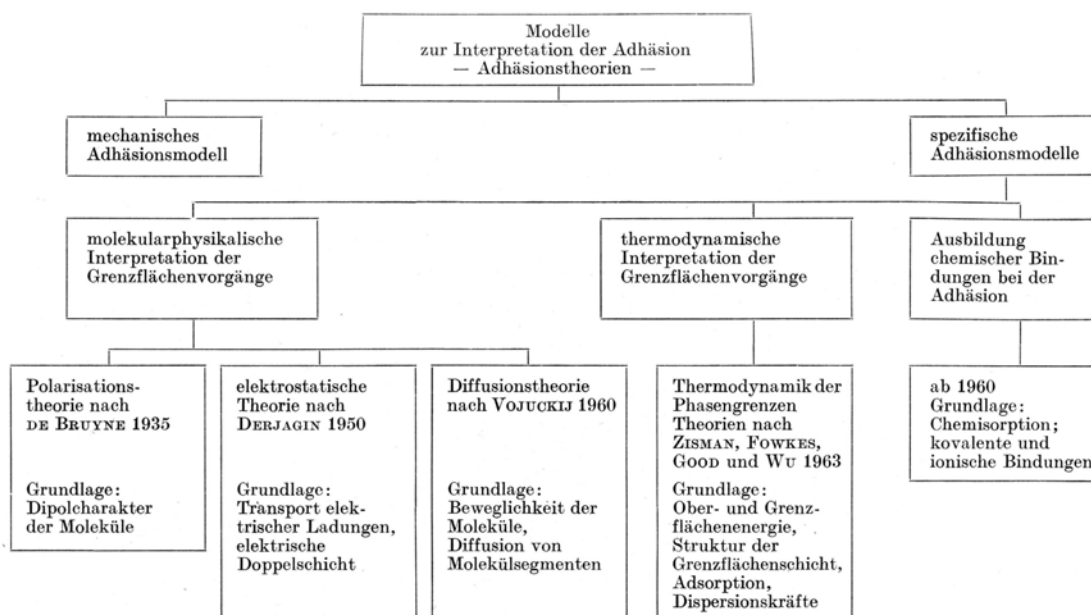


Abb.4-3: Adhäsionsmodelle nach [Bisc\_1]

#### ⇒ Mechanische Adhäsion

Nach [Lude\_1] beruht die mechanische Adhäsion auf dem Anhaften des Adhäsivs an dem Substrat durch mechanische Verankerung bzw. Verklammerung. Dabei bilden die Unebenheiten der zu beschichtenden Oberfläche nach dem Aushärten der Deckschicht eine formschlüssige Verbindung. Jedoch können nur solche Unebenheiten zur Haftfestigkeit beitragen, die eine gesicherte Hinterschneidung (Abb.4-2) und somit eine mechanische Verankerungswirkung aufweisen.

#### ⇒ Spezifische Adhäsion

Das Modell der spezifischen Adhäsion unterscheidet physikalische und chemische Wechselwirkungen von Adhäsiv (Deckschicht) und Substrat (Brettstapel). Da diese von der Art der beteiligten Stoffe abhängig sind, werden sie als stoffspezifisch bezeichnet. Die Adhäsion aufgrund physikalischer Bindung beruht auf dem Phänomen, dass freie Kräfte an der Phasengrenze des Festkörpers zu anderen Stoffen Wechselwirkungen ausüben. Voraussetzung für den Aufbau einer solchen Bindung ist, dass die Atome des Adhäsivs genügend nah in die Bindungsbereichweite der Oberflächenatome des Substrats gelangen [Lude\_1].

Ein weiteres Modell der spezifischen Adhäsion stellt die chemische Adhäsion dar, bei der sich chemische Bindungen zwischen den Verbundstoffen einstellen. Die Größe der Verbundfestigkeit, die allein durch spezifische Adhäsion entsteht, ist maßgeblich von der Qualität des Kontakts der beiden Phasen abhängig. Hierbei spielt der Begriff der „wahren Oberfläche“, der eine näherungsweise Abschätzung der Anzahl der Bindungen zulässt, eine bedeutende Rolle. Die „wahre Oberfläche“ kann mathematisch gesehen durch exakte Abwicklung der Grenzfläche in eine Ebene ermittelt werden. Sie korreliert allgemein mit der Rauigkeit einer Oberfläche. Deshalb ist es ein erklärtes Teilziel zu untersuchen, ob eine Verklammerung in der Grenzschicht des Stoffverbundes, die makromechanische Adhäsion, einen nennenswerten Beitrag zu Verbundfestigkeit in der Grenzschicht leisten kann.

#### **4.2.4 Bruchmechanik**

##### **4.2.4.1 Problemstellung**

Im Bauwesen werden Festigkeitsberechnungen auf der Grundlage des kritischen Spannungskriteriums durchgeführt. In der Regel werden die höchste Belastung im Bauteil und die daraus resultierende Spannung mit Hilfe der linearen Elastizitätstheorie bestimmt. Diese werden mit der zugehörigen Festigkeit des jeweiligen Baustoffes verglichen. Dabei wird unterstellt, dass es beim Überschreiten dieser maximalen Festigkeiten zum Versagen des Bauteils kommt. Die Baustoffe werden dabei als homogene Stoffe angesehen. Beim Verbund der Werkstoffe Holz und mineralische Deckschicht bewirkt schon die Verbundfuge eine Inhomogenität an sich.

Aus dieser Konstellation heraus ist die Untersuchung des Fugenhaftzugwiderstandes aus bruchmechanischer Sicht unumgänglich. Um das Versagensrisiko dieser Baustoffe im Verbund zu beurteilen, liefert die Bruchmechanik anschauliche Konzepte. Die Bruchmechanik wird in der Literatur allgemein als Lehre und Wissenschaft definiert, die sich mit den Vorgängen beim Brechen und Trennen von festen Körpern in zwei oder mehrere Teile befasst [ross\_1].

##### **4.2.4.2 Bruchmechanische Konzepte**

Je nach Verhalten des zu untersuchenden Baustoffes werden unterschiedliche bruchmechanische Konzepte angewendet. Dabei differenziert man drei Hauptverfahren, die sich durch unterschiedliche Verteilung von linearen (d.h. mit Hilfe der linearen Elastizitätstheorie beschreibbaren Zonen), nicht-linearen (plastischen oder verfestigenden Zonen) und der Prozesszonen-Bereiche in der Umgebung einer Risspitze auszeichnen [baza\_1]. Bekannt sind hier die linear-elastische Bruchmechanik (LEBM) für spröde Materialien und die Fließbruchmechanik (FBM), die zur Beschreibung von zähen Materialien verwendet wird [scha\_4]. Diese beiden Konzepte gehen von einem Bruchprozess aus, der an einer genau definierten Stelle (Risspitze) stattfindet. Als sehr klein angenommen wird dabei die Prozesszone. Die LEBM geht auf [grif\_1] zurück, der 1920 eine Theorie zur Beschreibung von spröden Werkstoffen aufstellt. Er erklärt damit erstmals die Diskrepanz der beobachteten Zugfestigkeiten von Glas mit den nach der Festkörpertheorie vorausgesagten Zugfestigkeiten.

Neben den beiden genannten Konzepten existiert noch die so genannte nichtlineare Bruchmechanik (NLBM). Es werden im Gegensatz zu den vorher genannten Konzepten große, von Mikrorissen durchzogene Prozesszonen zugelassen. Dieses Konzept wurde speziell für quasispröde Materialien wie beispielsweise Beton entwickelt [baza\_1]. Im Weiteren wird dieses Konzept näher betrachtet, da die Anwendung wegen des Vorhandenseins von Mikrorissen bzw. Schwachstellen in der Fuge des Verbundbauteils sinnvoll erscheint.

#### 4.2.4.3 Rissmodelle der NLBM

##### ⇒ Fiktives Rissmodell

Ausgehend vom Konzept der NLBM wurde aufbauend aus Zugversuchen an Betonstäben das fiktive Rissmodell von [hill\_1] entwickelt. Dabei wird das Wirken von Zugkräften über einen Riss vorausgesetzt. Die Bezeichnung „fiktiver Riss“ steht für den Zustand des endfestigenden Risses.

##### ⇒ Rissbandmodell

In dem auf [baza\_2] zurückgehenden Modell des Rissbandes wird das Entfestungsverhalten in Form einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung beschrieben. Dies setzt aber die Kenntnis über die Ausdehnung der Bruchprozesszone senkrecht zur Rissebene voraus. Dieses Modell ist nach [trun\_1] zwar physikalisch exakter, aber wegen der Bestimmung der Rissbandbreite  $d$  sehr aufwändig und nur in wenigen Fällen möglich.

##### ⇒ verwendetes Rissmodell

Bei der bruchmechanischen Beschreibung des zu untersuchenden Verbundbauteils aus Brettstapelementen mit mineralischen Deckschichten erscheint die Verwendung des fiktiven Rissmodells sinnvoll, da die Ausdehnung der Bruchzone der Bruchkörper mit einer sehr kleinen Ausdehnung (Fuge) angenommen werden kann. Dieses Rissmodell soll am Beispiel eines weggesteuerten Zugversuches in Abb.4-4 erläutert werden.

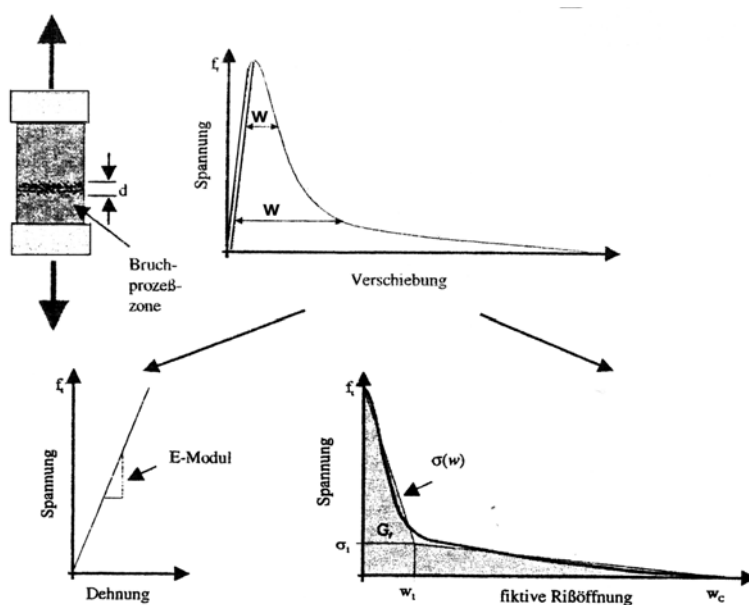


Abb.4-4: Fiktives Rissmodell aus [trun\_1]

Bei Belastung der Probe im linear-elastischen Bereich (unterhalb der Zugfestigkeit) verhält sich die Probe nach dem Hooke'schen Gesetz. Bei Überschreitung der Zugfestigkeit  $f_t$  an Fehlstellen in der Probe kommt es zur Abnahme der äußeren Last  $F_t$ . Ab diesem Punkt verliert der Werkstoff bzw. Stoffverbund langsam sein Lastübertragungsvermögen, und die Dehnungs-Entfestigung setzt lokal ein. Der Rest der Probe verhält sich weiterhin linear-elastisch und zieht sich entsprechend der äußeren Belastung wieder zusammen. Die Stelle, an der die lokale Schädigung einsetzt, wird als Bruchprozesszone bezeichnet. Durch Projektion des Verhaltens der Bruchprozesszone endlicher Breite  $d$  in die spätere Rissebene lässt sich nach [trun\_1] das gewonnene Dehnungs-Entfestigungsverhalten als Spannungs-Verschiebungs-Diagramm darstellen.

Durch eine Messung der Verschiebungen im Bereich der erwarteten Rissprozesszone darf das Spannungs-Verschiebungsdiagramm bezüglich einer definierten Messlänge auf direktem Wege ermittelt werden. Dabei muss nach [duda\_1] beachtet werden, dass die Versuchskurven immer mit einer Anfangstangente beginnen. Die erhaltenen Messwerte sind somit eine Summe aus Rissbreite und mitgemessener Dehnung des Bereiches außerhalb des Risses, aber innerhalb der Messlänge. Durch eine möglichst klein gewählte Messlänge ist die mitgemessene elastische Dehnung vernachlässigbar klein. Die Energie, die zur vollständigen Trennung der Verbundpartner aufgewendet werden muss, entspricht betragsmäßig nach [blas\_1] und [duda\_1] der Fläche unter der Spannungs-Rissöffnungs-Kurve. In Abb.4-4 ist diese Fläche gekennzeichnet. Alle weiteren bruchmechanischen Betrachtungen beziehen sich auf das beschriebene fiktive Rissmodell.

#### 4.2.4.4 Spannungsübertragung im Riss und bruchmechanische Parameter

Die strukturellen Änderungen in der Bruchprozesszone korrelieren direkt mit den mechanischen Werkstoff- und Verbundfugeneigenschaften. Um den Prozess der Schädigung eines Baustoffes und/oder einer Verbundfuge zu beschreiben, ist die Kenntnis über folgende Parameter nötig.

- ⇒ maximale Fugenzugfestigkeit  $f_{j,t}$  als Kriterium für den Beginn der lokalen Schädigung,
- ⇒ spezifische Bruchenergie  $G_F$  als Energie, zur vollständigen Trennung,
- ⇒ Kurvenverlauf zur Beschreibung des Entfestigungsverhaltens.

Wie bereits mehrfach erwähnt, wird das Verhalten eines auf Zug senkrecht zur Verbundfuge belasteten Verbundbauteils nach Überschreiten der Risslast von der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung beschrieben. Dabei stellt sich unweigerlich die Frage, wie überhaupt Spannungen über einen Riss übertragen werden können.

In den Veröffentlichungen von [duda\_1] zum Entfestigungsverhalten von Beton fallen in diesem Zusammenhang die Begriffe „Kornverzahnung“ und „Verdübelung der Zuschlagkörner“. Da ein Riss nach gängiger Vorstellung keine Spannungen übertragen kann, spricht man von einem „fiktiven Riss“. Hierbei wird ein aus Feder- und Reibelementen bestehendes Werkstoffmodell für Beton verwendet, um die Entfestigung unter Zugeinwirkung zu beschreiben. Die Abb.4-5 stellt die Entfestigung eines Betons unter Zugbeanspruchung und die ablaufenden Vorgänge dar.

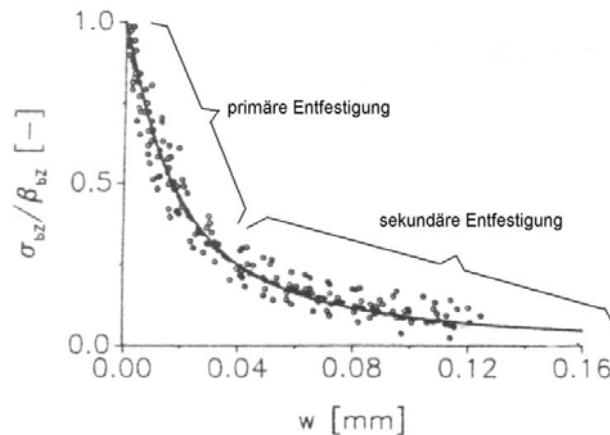


Abb.4-5: Entfestigungsmodell von Beton aus [duda\_1]

Die Übertragung von Spannungen über einen Riss wird auf die zwischen Zuschlagkörnern und Matrix wirkenden Reibkräften zurückgeführt. Nach Erreichen der maximalen Spannung wird im Betongefüge erst der Haftverbund zwischen Korn und Matrix zerstört. Dieser als primäre Tragwirkung bezeichnete Vorgang ist als stark abfallender Ast in Abb.4-5 erkennbar. Anschließend wird die sekundäre Tragwirkung durch Reibung zwischen Korn und Matrix eingeleitet. In welchem Maße dieses Entfestigungsmodell auch auf die zu untersuchenden Brettstapelelemente mit mineralischen Deckschichten anwendbar ist, sollen die Versuche und deren Auswertung zeigen.

#### 4.2.4.5 Anforderungen an den Versuch

Für eine bruchmechanische Betrachtung sind bestimmte Rahmenbedingungen im Versuch einzuhalten, um entsprechend verwertbare Daten zu erhalten. Folgende Anforderungen werden deshalb an den Versuch bzw. Versuchsaufbau gestellt:

- ⇒ weggesteuerter Versuch, um das Entfestigungsverhalten des Verbundelementes zu erfassen,
- ⇒ kontinuierliche Aufzeichnung von Kraft und Rissweite,
- ⇒ möglichst kleine Aufzeichnungsintervalle, um einen möglichst genauen Kurvenverlauf zu erhalten.

### 4.3 Versuchsplanung und Versuchsvorbereitung

#### 4.3.1 Wahl des Prüfverfahren

Für die Prüfung der Haftzugfestigkeit zwischen Holz und mineralischen Deckschichten (MD) sind weder in der gültigen Normung noch in der Literatur explizit Versuchsaufbauten für diese Verbundpaarung beschrieben. Sehr hilfreich zeigen sich in diesem Zusammenhang die komplexen Erfahrungen bereits durchgeführter Haftzugversuche mit ähnlich hybridem Aufbau aus der Literatur [trä\_1], [horn\_1], [schä\_3], [prob\_1] als auch einiger zutreffender Normen DIN EN 13892, DIN EN 1015, DIN EN 1348, DIN EN 13495, DIN EN 582, DIN EN 13863. Die dort benannten Versuche wurden für die Findung eines eigenen universellen Versuchsaufbaus zur Messung der Fugenzugfestigkeit zwischen Brettstapelelement und mineralischen Deckschichten herangezogen.



Ein spezielles Verfahren zur Feststellung der Haftzugfestigkeit eines Holz-MD-Verbundsystems steht nach sorgfältiger Sichtung der benannten Literatur und Normung bisher nicht zur Verfügung. Dabei sind die Prüfnormen verschiedener Baustoffe und Beschichtungen sowie die Übertragbarkeit der Prüfrichtlinien insbesondere auf die Prüfung des Holz-MD-Verbundsystems die Grundlage für den eigenen Verfahrensvorgang. Im Hinblick auf den Versuchsaufbau ist das Prinzip des „Stirnabzugstests“ nach Norm DIN EN 582 wegen der einfach zu realisierenden zentrischen Lasteinleitung in einer Zugprüfmaschine am aussichtsreichsten. Für die Beschreibung des Entfestigungsverhaltens der Verbundfuge ist die Aufzeichnung der Spannungs-Rissöffnungs-Kurve vorauszusetzen. Demnach hat die Lastaufbringung nicht kraftgesteuert, sondern ausschließlich weggesteuert zu erfolgen. Mit den gewonnenen Messdaten wird gleichzeitig in der Auswertung die Haftzugfestigkeit senkrecht zur Fuge  $f_{j,t}$  als maximal erreichte Zugfestigkeit ermittelt.

Zusammenfassend sind folgende Grundsätze bei der Entwicklung eines speziellen Prüfverfahrens zu beachten:

- ⇒ einfache Durchführung der Zugprüfung,
- ⇒ momentenfreier Lastangriff,
- ⇒ Aufzeichnung von Messdaten (Kraft-Verschiebungs-Diagramm),
- ⇒ weggesteuerte Versuchsdurchführung.

Aus diesen Prämissen heraus wurde in Orientierung an den genannten Stirnabzugstest ein modifizierter, für Holz im Verbund mit mineralischen Deckschichten geeigneter Versuchsaufbau entwickelt.

#### 4.3.2 Materialien der Prüfkörper

Ausgehend von den in den Scherversuchen verwendeten Materialien nach Abschnitt 3.2.2 werden nachfolgend lediglich einige wenige Angaben zu den Materialien als Orientierung wiederholt und etwaig ergänzende Aussagen getroffen.

##### ⇒ *Holzauswahl und Sortierung*

Die verwendete Holzqualität entsprach üblichen Bauhölzern mit einer Sortierklasse S10 bzw. C 24. Für die Herstellung der Versuchskörper kamen gleichfalls sägeraue Brettlamellen aus Fichte mit folgenden Querschnitten zum Einsatz (Tab.4-1). Die Brettlamellen wurden aus handelsüblichen Bohlen mit einer gemessenen Stärke von 37-40 mm hergestellt. Alle Lamellen mit größeren Ästen nach Norm DIN 4074 wurden aussortiert. Die mittlere Holzfeuchte betrug zu diesem Zeitpunkt 16 %.

Tab.4-1: Querschnittsabmessungen der Brettlamellen

Bezeichnung	Einzellamellenquerschnitt b/h [mm/mm]		Anzahl
	Normal	Aufgestellt	
HZ/...R/...	-	37/90	0 / 5 Stück
HZ/...V/...	37/70	37/90	2 / 3 Stück
HZ/...P/...	37/70	37/90	2 / 3 Stück

⇒ *Normalbeton*

Für die Versuche wurde ein Beton verwendet, dessen Betongüte mindestens dem eines Betons der Festigkeitsklasse B25 bzw. C20/25 nach Norm EC 2 mit weicher Konsistenz (KR) zugeordnet werden konnte. Die Sieblinie lag zwischen den Bereichen A und B und besaß ein Größtkorn von 16,0 mm. Die Betonprojektierung wurde entsprechend den Scherversuchen nach Abschnitt 3.2.2 festgelegt.

⇒ *Zementestrich*

Für die Ausführung der Zementestrichdeckschicht kam gleicher handelsüblicher Zementestrich ZE20 nach Abschnitt 3.2.2 zur Anwendung.

⇒ *Anhydrit-Fließestrich*

Für diese Deckschichtvariante wurde gleichsam der Anhydrit-Fließestrich nach Abschnitt 3.2.2 verwendet.

⇒ *Geopolymer*

Der Baustoff Geopolymerbeton wurde grundsätzlich nach Abschnitt 3.2.2 hergestellt. Abweichend von den Angaben in den Scherversuchen war es hier nötig mehr Wasser hinzuzufügen, um eine entsprechende Verarbeitungskonsistenz zu erreichen.

⇒ *Verbindungsmitel der Lamellen*

Das Zusammenfügen der Lamellen untereinander zu kleinformatischen Brettstapelkörpern erfolgte mit Ringnägeln 38 x 70 mm als einschnittige Verbindung. Diese Vernagelung dient nur zur Lagesicherung der Lamellen untereinander.

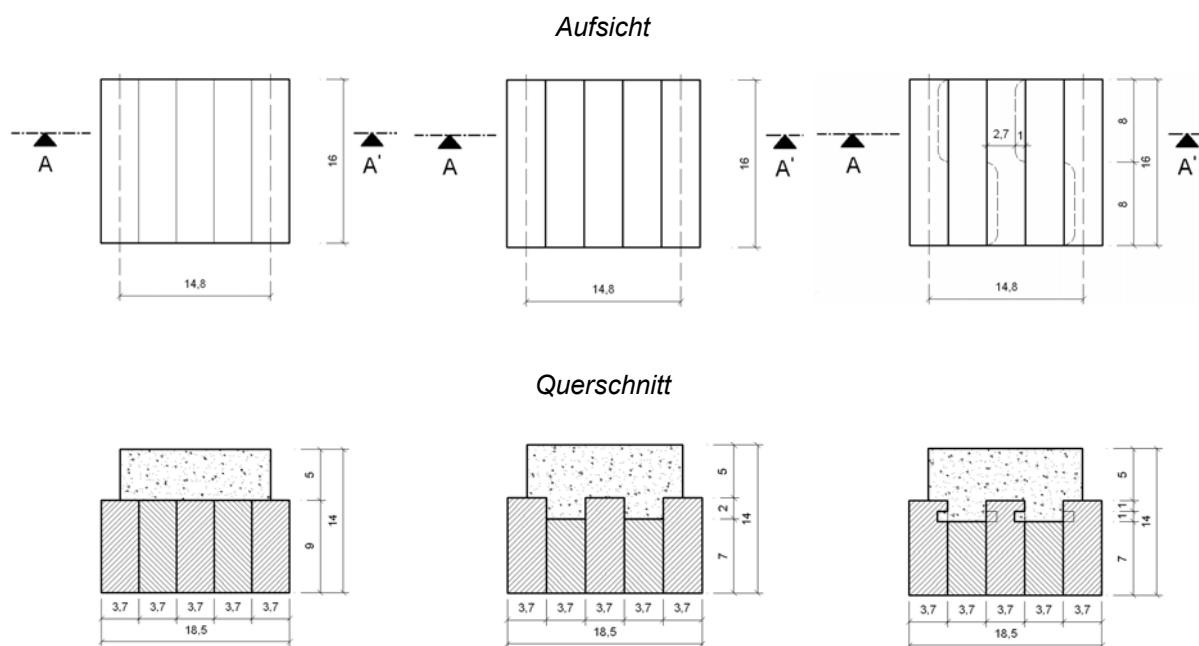
### 4.3.3 Darstellung der Versuche

Für die Beurteilung der Haftzugfestigkeit senkrecht zur Fuge dieser Verbundpaarungen wurden die bekannten Holzoberflächenmodifikationen der Brettstapelelemente wieder mit den entsprechenden mineralischen Deckschichten aus den Kurzzeitscherversuchen kombiniert. Die zu untersuchenden Varianten unterscheiden sich, rückblickend auf die Scherversuche, lediglich in ihren sich dem Versuchsaufbau angepassten Abmessungen. Als ein Kompromiss zwischen Aufwand und statistischer Aussagekraft der Prüfung wurden je Prüfkörpervariante vier kleinformatische Verbundkörper vorgesehen, in der Summe insgesamt 48 Stück Haftzugversuche.

Wegen des zuvor gewählten Versuchsaufbaus und einer vergleichsweise unkomplizierten Versuchsdurchführung haben alle zu prüfenden Varianten gleiche Prüfkörperabmessungen erhalten. Zur Findung einer solch geeigneten Probekörpergröße wurden folgende Prämissen gesetzt:

- ⇒ geringe Anfälligkeit der Probekörper gegenüber üblichen äußeren Einflüssen,
- ⇒ gleicher Fugenanteil,
- ⇒ gleiche Beträge der Fläche der Decksicht,
- ⇒ gleicher Anteil der höhenversetzten Teilflächen (bei Typ V & P),
- ⇒ symmetrische Geometrieparameter der Probekörper,
- ⇒ Anteil der Profilierungen entsprechend dem baupraktischen Bauteil.

Vorrangig war darauf zu achten, mit der gewählten Prüfkörperfläche die Geometrieparameter der einzelnen Varianten widerzuspiegeln. Ausschlaggebend für die Größe der Haftfläche war dabei die Variante HZ/P mit aufgestellten und profilierten Lamellen wegen der Profilierungen. Abgesehen von den bauteilspezifischen Faktoren war bei der Wahl der Abmessung der Probekörper auf die versuchstechnische Durchführbarkeit zu achten. Bei der Prüfung der Haftzugfestigkeit senkrecht zur Fuge war auf eine möglichst symmetrische und momentenfreie Lasteinleitung zu achten. Dies besser realisieren zu können, sollte eine quadratische Grundfläche der Prüfobjekte angestrebt werden. Gleichmaßen wird einem möglichen einseitigen Aufreißen der Verbundfuge entgegengewirkt. Ergänzend zu den bekannten Randbedingungen muss ausreichend Freiraum für die Applizierung von Messaufnehmern und anderen messtechnisch notwendigen Bauteilen eingeplant werden. Umständliche Messmimik trägt zur Verfälschung von Messdaten bei. Im Ergebnis wurde für die Prüfkörper eine projizierte Prüffläche von 148,0 mm x 160,0 mm gewählt. Diese entsprach sowohl den bauteilspezifischen als auch versuchsspezifischen Anforderungen dieser Versuchsreihe. In der Abb.4-6 sind die Prüfkörper dargestellt.



*Abb.4-6: Abmessungen der Probekörper Typ R, V und P in [cm]*

Die Probekörper der Haftzugversuche senkrecht zur Fuge wurden zur Orientierung wie folgt bezeichnet:

#### **HZ/XY/Z**

- |    |   |                                 |
|----|---|---------------------------------|
| HZ | -Hauptversuch-Zugfestigkeit             |                                 |
| X  | -Kürzel der mineralischen Deckschichten | <b>B</b> –Beton                 |
|    |   | <b>Z</b> –Zementestrich         |
|    |   | <b>A</b> –Anhydrit-Fließestrich |

Y	-Kürzel der Holztopographie	<b>G</b> –Geopolymer
		<b>R</b> –sägeraue, gleichhohe Lamellen
		<b>V</b> –versetzte Lamellenanordnung
		<b>P</b> –profilierte und versetzte Lamellen
Z	-Nummer des Prüfkörper	

Die vergebenen Namen für die einzelnen Versuchskörper und die dazugehörigen Materialien sowie Oberflächenformen sind in Tab.4-2 zusammengefasst.

Tab.4-2: Probekörperbezeichnung

Bezeichnung	Mineralische Deckschicht	Holz-Brettstapel-Topographie
HZ/BR/1 ... 4	<b>Beton</b>	sägerau
HZ/BV/1 ... 4	<b>Beton</b>	versetzt
HZ/BP/1 ... 4	<b>Beton</b>	profiliert
HZ/ZR/1 ... 4	<b>Zementestrich</b>	sägerau
HZ/ZV/1 ... 4	<b>Zementestrich</b>	versetzt
HZ/ZP/1 ... 4	<b>Zementestrich</b>	profiliert
HZ/AR/1 ... 4	<b>Anhydritestrich</b>	sägerau
HZ/AV/1 ... 4	<b>Anhydritestrich</b>	versetzt
HZ/AP/1 ... 4	<b>Anhydritestrich</b>	profiliert
HZ/GR/1 ... 4	<b>Geopolymerbeton</b>	sägerau
HZ/GV/1 ... 4	<b>Geopolymerbeton</b>	versetzt
HZ/GP/1 ... 4	<b>Geopolymerbeton</b>	profiliert

#### 4.3.4 Herstellung der Probekörper

Für die Herstellung der Probekörper wurden handelsübliche sägeraue Holzquerschnitte mit den Abmessungen 3,7 - 4,0 cm x 7,0 bzw. 9,0 cm x 16,0 cm verwendet. Als erstes wurden die 16 Probekörper der Geometrie-Variante R durch Vernageln von jeweils 5 Lamellen hergestellt. Bei der Variante P wurden mit Hilfe einer Fräse vor dem Zusammenfügen der Einzellamellen zum Brettstapelelement die „Profilierungen“ in die aufgestellten Lamellen eingefräst. Abb.4-7 zeigt die Größe und Anordnung der Profilierungen. Dabei ergaben sich aus dem abwechselnden Zusammenfügen von 7,0 cm und 9,0 cm hohen Lamellen die Varianten V und P. Die umlaufende Schalung wurde entsprechend der Deckschichthöhe von 50,0 mm aus OSB- Platten hergestellt

Nach der Fertigstellung der Rohbauteile lagerten die Holzelemente 10 Tage bei einer Temperatur von 18 °C in der Herstellungshalle. In dieser Zeit erfolgte eine genaue Untersuchung der Brettstapel nach Abweichungen von der definierten sägerauen Holzoberfläche mit geringer Ästigkeit und ohne Abplatzungen von Holzfasern bzw. Vertiefungen (Anhang C-1, Tab.C.4-1). Mit dieser Kenntnis können eventuelle Abweichungen gemessener Werte besser interpretiert werden.

Die verwendeten Holzlamellen für die Zugversuche stammen aus selbiger Charge wie die der Scherversuche. Somit sind sie in Bezug auf die Oberflächenbeschaffenheit vergleichbar. Die Abb.4-8 visualisiert die definierte Standard-Oberfläche.



Abb.4-7: Alternierende Lamellen mit Profilierung

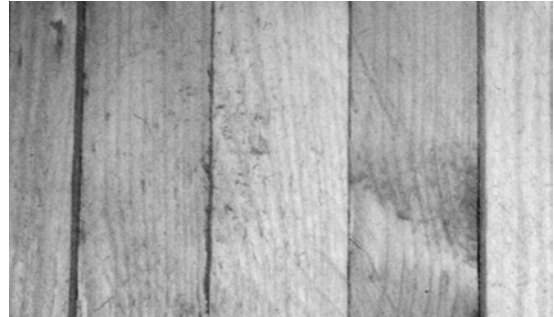


Abb.4-8: Standardholzoberfläche

Vor dem Aufbringen der Deckschicht ist ein Vornässen der Holzoberflächen mit einem Schwamm zur Verringerung des Wasserentzugs aus dem Deckschichtgemisch erfahrungsgemäß nötig. Ohne das Vornässen besteht die Gefahr, dass das Holz zu viel von dem notwendigen Anmachwasser aus dem Deckschichtgemisch aufnimmt und die Fugenverbundeigenschaften ungünstig beeinflusst werden. Jede Deckschichtmischung erfolgte in einem Zwangsmischer und wurde nach dem Einfüllen 45 Sekunden auf einem Rütteltisch verdichtet. Die Lagerung der Prüfkörper bis zur Prüfung erfolgte bei einer Temperatur von ca. 18°C. Dabei wurde besonders auf eine horizontale Ausrichtung der Proben geachtet, um eine Deckschichtoberfläche zu erhalten, die möglichst parallel zur Holzoberfläche verläuft.

#### 4.4 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

##### 4.4.1 Versuchsstand-Modifizierter Stirnabzugstest

Zur Erzeugung der Zugkraft in der Verbundfuge des Verbundkörpers wurde die Universal-Prüfmaschine TIRA-test 24100 verwendet. Die mit einem Hydraulikzylinder erzeugte Zugkraft wurde gleichmäßig auf die Querschnitte übertragen. Unabdingbar war dabei, dass es zu einem ausschließlichen Versagen der Verbundfuge zwischen den Verbundpartnern bzw. in den Verbundpartner selbst kommt. Eine möglichst konstante Lasteinleitung und somit auch konstante Spannungsverteilung sowohl in der Deckschicht als auch im Holzquerschnitt zu erreichen gelang mittels Stahlplatten, welche im Übergangsbereich zu den Verbundpartnern angefügt waren. Diese Ankerplatten hatten eine Stärke von 10 mm und wurden den Abmessungen der Deckschicht (148 mm x 160 mm) bzw. der Holzfläche (185 mm x 160 mm) angepasst. Eine Verbindung von Ankerplatte zur jeweiligen Deckschicht erfolgte durch einen Zweikomponenten-Kleber. Die Kraftübertragung von der Stahlplatte zum Brettstapel wurde durch 14 Holzschrauben erzeugt. Zwei Einspannstücke, welche über ein Gewinde mit den Stahlplatten verbunden wurden, dienten als Verbindungsstücke zur Prüfmaschine. Den zentrischen und absolut momentenfreien Lastangriff zu gewährleisten wurden die Einspannstücke jeweils gelenkig angeschlossen. Die an der Prüfmaschine

befindlichen Backenfutter dienten dabei als Einspannpunkte. Diese Art der Lasteinleitung ermöglichte einen zügigen Ablauf der Versuche, da mehrere Prüfkörper für die Prüfung vorbereitet werden konnten. In Abb.4-9 ist der gewählte Versuchsaufbau gegenüber dem „Stirnabzugstest“ (Abb.4-10) dargestellt.

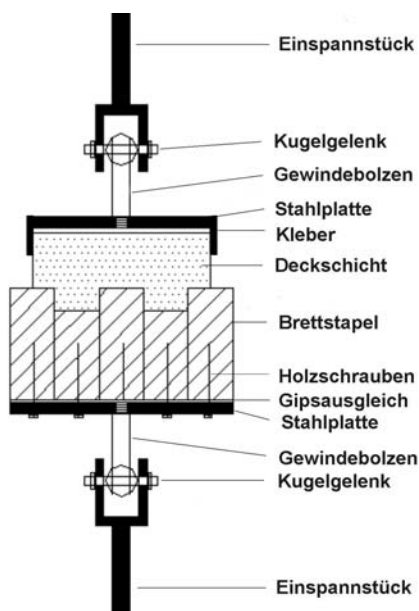


Abb.4-9: Gewählter Versuchsaufbau

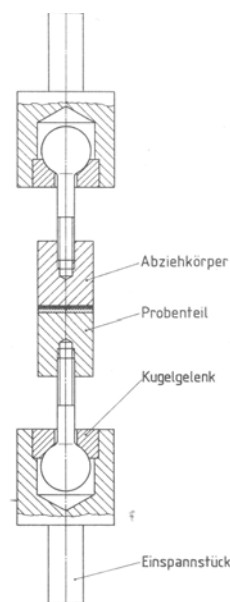


Abb.4-10: Stirnabzugstest DIN EN 582

Durch die vielen nachgiebigen Zwischenbauteile und der nötigen Genauigkeit der Messwerte machte sich eine Parallelschaltung mit der Vielstellenmessanlage UPM 100 als zusätzliche Messeinrichtung unentbehrlich. Diese Messanlage zeichnete die Messdaten direkt an der Verbundfuge durch Wegaufnehmer auf. Das Prüfalter der Prüfkörper betrug im Mittel 60 Tage. Die genauen Prüfalter sind im Anhang C-4, Tab.C.4-3 aufgeführt.

#### 4.4.2 Messstellen

Unter den Prämissen des Abschnittes 4.3.1 und weiterer Überlegungen sind für die Einschätzung des Haftzugtragverhaltens und eine Beurteilung bruchmechanischer Parameter senkrecht zur Fuge anschließende Messdaten erforderlich:

- ⇒ auf die Grundfläche der Holzoberfläche projizierte Haftfläche ( $148 \text{ mm} \times 160 \text{ mm} = 23680 \text{ mm}^2$ ),
- ⇒ Versatz der Lamellen bei Typ P & Typ V ( $h = 20,0 \text{ mm}$ ),
- ⇒ Verschiebung  $v$  senkrecht zur Fuge (Fugenöffnung),
- ⇒ weggesteuerte Lastaufbringung (Zugkraft  $F_t$ ).

Durch den gewählten Versuchsaufbau konnten die erforderlichen Messdaten Kraft und Verschiebung in zwei unabhängigen Messkreisen bestimmt werden. Dabei wurde der Messkreis der Prüfmaschine (KMD1, Messbereich 1) als Steuerkreis verwendet und lieferte die Kraftmessdaten sowie Verschiebungsmessdaten in Bezug auf den Traversenweg. Der Messkreis 2, welcher mittels Viel-

stellenmessanlage gemessen wurde, diente zur Bestimmung der Kraft sowie der Verschiebung im Fugenbereich. Zwei gegenüberliegende induktive Wegaufnehmer dienen der Messung der Fugenbewegung. Die Abb.4-11 und Abb.4-12 zeigen die Messstellen am Prüfobjekt.

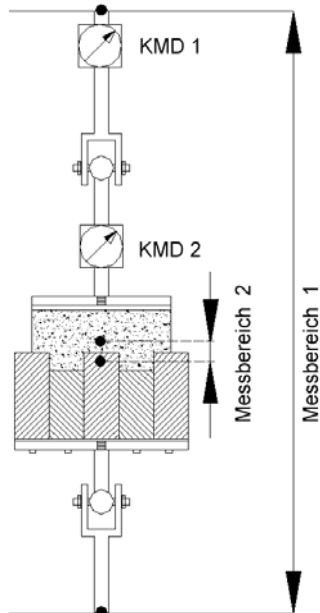


Abb.4-11: Messkreis-Schema

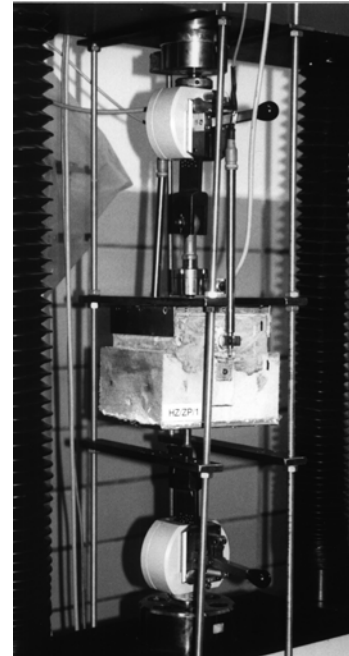


Abb.4-12: Versuchsaufbau mit den Messstellen

Genauere Angaben zur Lage der induktiven Wegaufnehmer des Messkreises 2 können dem Messstellenplan in Abb.4-13 entnommen werden.

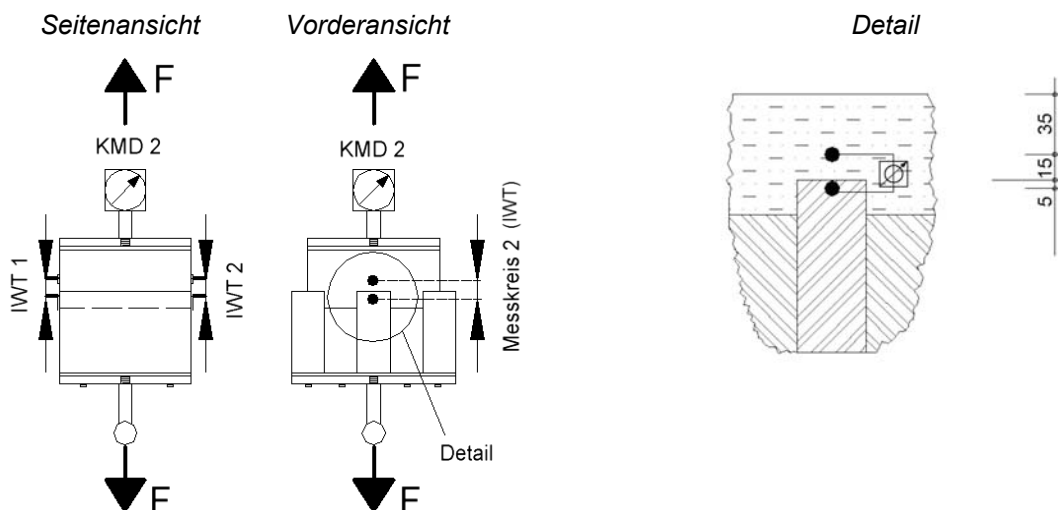


Abb.4.13: Messstellenplan des Messkreises 2, Abmessungen in [mm]

Während die Messdaten der Prüfmaschine über die dazugehörige Computeranlage aufgezeichnet wurden, fand die Aufzeichnung der Messdaten der Vielstellenmessanlage über die Programmsoftware BEAM statt. In Tab.4-3 sind die allgemeinen Angaben zur Messtechnik erläutert.

Tab.4-3: Übersicht der Messtechnik

Erfasste Daten	Messgerät	Messbereich	Genauigkeit
Zugkraft	Kraftmessdose (KMD)	2 kN	0,1 %
		10 kN	0,1 %
		20 kN	0,1 %
Rissöffnung	induktiver Wegaufnehmer (IWT)	+/- 2 mm	0,1 %
		+/- 20 mm	0,1 %
Masse	Waage	2 kg	0,1 %
Holzfeuchte	Hydromette RTU 600	< 99 % HF	0,1 %

#### 4.4.3 Lastregime

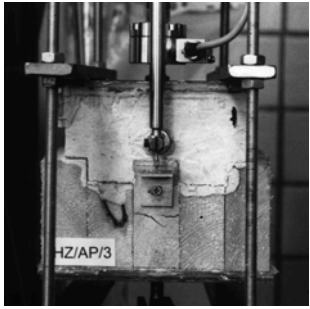
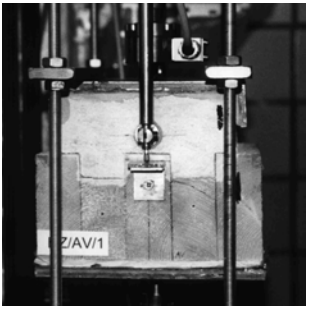
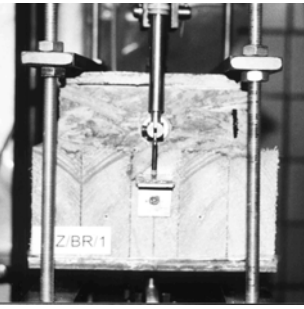
Für die Haftzugfestigkeitsprüfung von Holz im Verbund mit mineralischen Deckschichten liegt bekanntermaßen keine Regelung vor und so kann die Festlegung des Lastregimes nur in Anlehnung an schon bestehende Normen für Zug- bzw. Haftzugfestigkeitsprüfung geschehen. Bei den in Abschnitt 4.3 zusammengestellten Normen handelt es sich um Kurzzeitversuche und übereinstimmend mit diesen Regeln soll das Versagen etwa nach einer Belastungsdauer von 60 Sekunden eintreten.

Da im Rahmen der Aufgabenstellung dieser Arbeit eine bruchmechanische Untersuchung mit in die Betrachtung einbezogen werden soll, sind die Rahmenbedingungen, die an einen solchen bruchmechanischen Zugversuch gestellt werden, von besonderer Bedeutung. In den vorangegangenen Abschnitten wurde auf die Notwendigkeit einer Wegsteuerung bereits eingegangen. Diese trägt sowohl der Ermittlung der Haftzugfestigkeit  $f_{j,t}$  als auch der Bestimmung der spezifischen Bruchenergie Rechnung.

Anhand von Vorversuchen an einem Prüfkörper vom Typ HZ/BP, bei dem die höchste aufnehmbare Zugkraft erwartet wurde, konnte eine Vorschubgeschwindigkeit ermittelt werden, bei der das Versagen (bei Höchstlast) der zu prüfenden Verbundkörper nach etwa 60 Sekunden eintreten wird. Diese wurde als Prüfgeschwindigkeit für die Prüfserien vom Typ V und Typ P mit 3,0 mm/min festgelegt. Die Vorschubgeschwindigkeit für die Prüfkörper der Serie R wurde nach Auswertung der Ergebnisse der Prüfserien P und V mit 0,2 mm/min festgelegt. Um auch bei der Serie R das Verhalten im Entfestigungsbereich anhand von Messwerten korrekt zu beschreiben, musste diese geringere Vorschubgeschwindigkeit gewählt werden. Einen Überblick zu den festgelegten Versuchsbedingungen und der eingesetzten Messtechnik für die jeweiligen Probekörpertypen gibt die Tab.4-4.



Tab.4-4: Überblick Versuchsbedingungen

	Brettstapel-Varianten		
	Typ P	Typ V	Typ R
Versuchsaufbau			
Prüfbedingungen	Normalklima	Normalklima	Normalklima
Belastungs- geschwindigkeit	3 mm / min	3 mm / min	0,2 mm / min
Kraftmessdose	10 KN	10 KN	2 KN
Wegaufnehmer	+/-20 mm	+/-20 mm	+/-2 mm
Zusätzliche Untersuchungen	⇒ Visuelle Beurteilung der Oberflächen und Dokumentation der Bruchbilder ⇒ Feuchtemessung		

#### 4.4.4 Hilfskonstruktion

Bei der ersten Versuchsserie HZ/BP trat nach Erreichen der maximalen Zugkraft und Fortführung des Versuchs ein Kippen des Versuchskörpers auf. Die unter diesen Bedingungen gewonnenen Messergebnisse waren nach Erreichen der Höchstlast schwer zu interpretieren. Weiterhin konnte eine Beschädigung der Messmimik nicht ausgeschlossen werden. Für alle weiteren Versuche wurde eine Hilfskonstruktion eingebaut. Diese Konstruktion (Abb.14 und Abb.15) bestand aus zwei mit dem Prüfraum starr verbundenen Flachstählen, die diesen Kippeffekt minimierten.



Abb.4-14: Versuch ohne Hilfskonstruktion

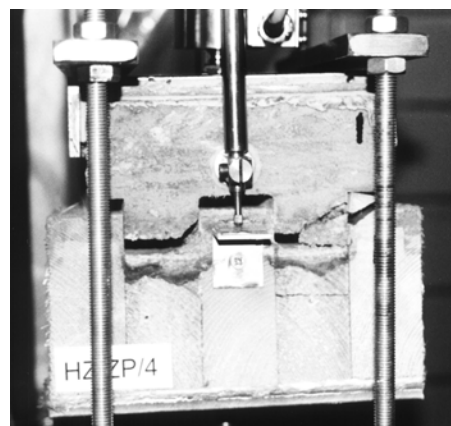


Abb. 4-15: Versuch mit Hilfskonstruktion

## 4.5 Versuchsergebnisse und Interpretation

### 4.5.1 Aufgezeichnete Messdaten

Während der Versuche wurden Messdaten aus den beiden Messkreisen aufgezeichnet. In Abb.4-16 sind die gewonnenen Messkurven am Beispiel der Probe HZ/ZP/3 gegenübergestellt.

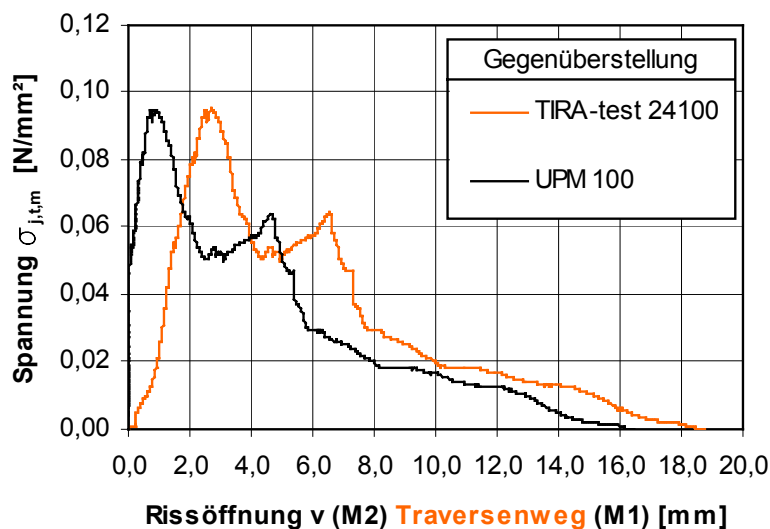


Abb.4-16: Gegenüberstellung der gewonnenen Messkurven

Beim Vergleich der beiden Kurven im Bereich vor dem Erreichen der Höchstlast fällt ein Unterschied in den Anstiegen der beiden Kurven ins Auge. Die Kurve, welche von der Vielstellenmessanlage UPM 100 aufgezeichnet wurde, verläuft im elastischen Bereich in einem sehr steilen Anstieg. Dagegen beschreibt die Messkurve der Prüfmaschine TIRA-test 24100 in diesem Bereich einen viel flacheren Anstieg. Dieser Unterschied im Kurvenanstieg bzw. in den Verschiebungen ist auf den vorerst zu überwindenden Schlupf im System durch die Nachgiebigkeit der Verbindung zurückzuführen. Ein geringerer Anteil ist auch dem Längenunterschied der beiden Messkreise zuzusprechen. Nach Erreichen der Maximalkraft weisen die aufgezeichneten Kurven einen annähernd gleichen Verlauf auf. Für alle weiteren Betrachtungen gelten lediglich die Messdaten der Vielstellenmessanlage UPM 100. Diese geben sowohl über die maximale Fugenzugfestigkeit  $f_{j,t}$  als auch über die spezifische Bruchenergie  $G_F$  Auskunft.

Einer Korrektur unterzogen werden müssen die gewonnenen Kraftmessdaten aus den Messsystemen. Diese Korrektur resultiert aus dem Gewichtskraftanteil des durch die Prüfung abgetrennten unteren Probeteils, der daran befestigten Einspann- und Messeinrichtungen sowie einem Anteil, der aus dem Einspannvorgang resultiert. Beim Einsetzen wird das Prüfobjekt erst in das obere Backenfutter eingehängt, wobei das Eigengewicht dabei aktiviert wird. Die Verbundfuge steht nun unter einer Anfangsspannung, welche durch das Eigengewicht des unteren Probeteils und dessen Anbauteile bedingt ist. Nach dem Ausrichten und Anbringen der induktiven Wegaufnehmer wird die Probe in das untere Backenfutter eingespannt. Durch die mechanische Hebelwirkung der unteren

Einspannvorrichtung wird der Probekörper wieder nach oben gedrückt. Diese durch das Einspannen bedingte Entlastung ruft nun im Probekörper einen als Vorlast oder Vorspannung bezeichneten Spannungszustand hervor.

Vor jedem Versuchsbeginn wird ein Nullabgleich der Kraftmessdosen und Wegaufnehmer durchgeführt. Die gemessene und die tatsächlich angreifende Kraft zu jedem Zeitpunkt der Messung unterscheidet sich genau um den Wert der Vorlast. Im Anhang C-2, Tab.C.4-2 ist die Berechnung der Vorlast aufgeführt. Der Wert der Einspannkraft wurde bei jedem Einspannvorgang notiert und eine Massenermittlung der unteren Probeteile erfolgte im Anschluss an jede Zugprüfung. Erst durch das Verschieben der Kraft-Verschiebungskurve um den Betrag der Vorlast nach oben ergeben sich die tatsächlich im System wirkenden Verhältnisse (Abb.4-17 und Abb.4-18).

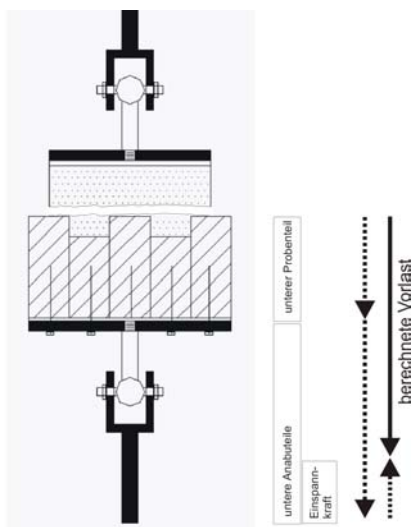


Abb.4-17: Berechnung der Vorlast

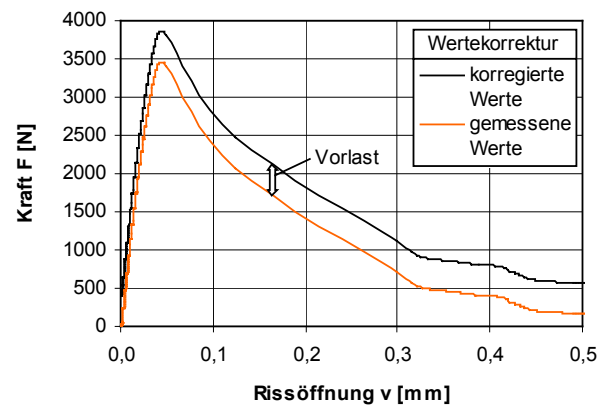


Abb.4-18: Korrektur der Kraftmessdaten

Die zur Ermittlung der Kenndaten erforderlichen korrigierten Messkurven sind im Anhang C-8 ff als Spannungs-Rissöffnungs-Kurven beigefügt. Um den Kurvenverlauf bis zum Erreichen der Maximalkraft deutlicher erkennbar zu machen, wurden für die Prüfkörpervarianten V und P zusätzliche Diagramme mit entsprechend kleinerem Verschiebungsintervall abgebildet.

#### 4.5.2 Ermittelte Kenndaten

⇒ *Zugfestigkeit senkrecht zur Fuge*

Aus den gewonnenen Kraftmessdaten kann der Maximalwert der jeweiligen Messung bestimmt werden. Dieser Wert, dividiert durch die projizierte Haftfläche, ergibt die Haftzugfestigkeit  $f_{j,t}$  des Verbundkörpers senkrecht zur Fuge. Im Anhang C-4, Tab.C.4-3 sind die berechneten maximalen Haftzugfestigkeiten zusammengestellt.

⇒ *Bruchenergie*

Wie im Abschnitt 4.2 erwähnt stellt die spezifische Bruchenergie  $G_F$  die Fläche unter dem Spannungs-Rissöffnungs-Diagramm dar. Zur Berechnung dieses bruchmechanischen Wertes können demzufolge

nur die Messwerte des Messkreises 2 eingehen. Die Bruchenergie wird als Energie interpretiert, die zur vollständigen Trennung zweier Verbundstoffe nötig ist. Diese wurde unter Verwendung der Simpson'schen Regel für alle Probekörper berechnet (Anhang C-4, Tab.C.4-3).

⇒ *Bruchart*

Für die Entstehung eines Bruches gibt es je nach Ausführung der Brettstapeloberfläche und Art der mineralischen Decksicht unterschiedliche Versagensmechanismen. Zur Klärung der Bruchursache ist es von Bedeutung, das lokale Versagen festzustellen. Die Abb.4-19 und Abb.4-20 zeigen den schematischen Aufbau eines verwendeten Verbundkörpers am Beispiel des Typs V.

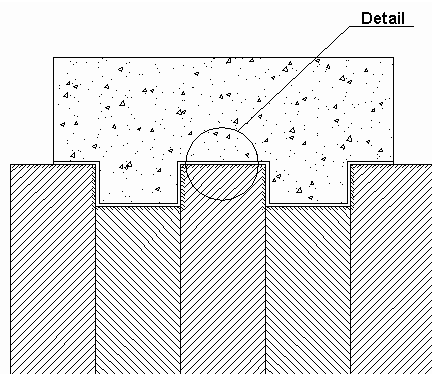


Abb.4-19: Verbundkörper Typ HZ/V

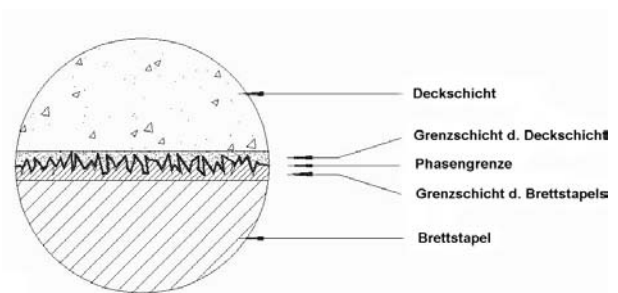


Abb.4-20: Detail Verbundkörper

Grundsätzlich werden folgende Brucharten und Bruchbilder in Anlehnung an die Norm DIN EN 1015 und [kleb\_1] unterschieden:

⇒ Adhäsionsbruch (AB)

Diese Bruchart liegt vor, wenn sich die mineralische Deckschicht durch den Bruch vollständig von dem Brettstapelelement trennt. Das bedeutet im strengeren Sinn, dass keine Holzfasern in der mineralischen Deckschicht bzw. keine Deckschichtrückstände am Holz verbleiben. Dieser Fall ist durch das Vorhandensein von minderfesten Grenzschichten höchst selten. Eine verminderte Festigkeit wird beispielsweise durch den Wasserentzug aus der Deckschicht durch den Baustoff Holz bewirkt.

⇒ Kohäsionsbruch (KB)

Bei dem Eintreten eines reinen Kohäsionsbruches muss der Bruch außerhalb der Phasengrenze, d.h. vollständig in einem der beiden beteiligten Baustoffe, verlaufen. Es kann dabei in deckschichtseitigen (KB/D) und holzseitigen Kohäsionsbruch (KB/H) unterschieden werden.

⇒ Grenzschichtbruch (GB)

Ein Grenzschichtbruch tritt auf, wenn der Bruch in einer dünnen an der Phasengrenze liegenden Schicht verläuft. Grund für diese Bruchart sind die veränderten Eigenschaften zwischen Deckschicht und deckschichtseitiger Grenzschicht. Es kann zwischen deckschichtseitigem (GB/D) und holzseitigem (GB/H) Grenzschichtbruch unterschieden werden. Beim gleichzeitigen Eintreten sollten die prozentualen Anteile am jeweiligen Grenzschichtbruch festgestellt werden.

⇒ Mischbruch (MB)

Von einem Mischbruch kann dann gesprochen werden, wenn Adhäsions-, Kohäsions- und Grenzschichtbruch örtlich verteilt auftreten. Zur genaueren Bezeichnung eines Mischbruches gehört die Angabe der Brucharten mit ihren prozentualen Anteilen. Je nach Bruchbild des Probekörpers wird diesem nach dem Schema in Tab.4-5 eine Versagensart bzw. Bruchart zugewiesen. Brucharten, die aus geometrischen Gründen nicht möglich sind, sind entsprechend gekennzeichnet. Erst mit dieser Bruchzuweisung kann eine genauere Einschätzung der Fugenzugfestigkeit und deren Versagensmechanismen erfolgen. Nach der Zugprüfung wurde das Bruchbild eines jeden Prüfkörpers fotografisch dokumentiert. Im Anhang C-14 ff sind alle charakteristischen Bruchbilder aufgeführt.

Tab.4-5: Mögliche Brucharten nach [schä\_3]

Bruch-Typ	Brettstapel-		
	Typ P	Typ V	Typ R
AB	- nur wenn Bruch genau entlang der Phasengrenze - tritt höchst selten auf		
KB/D			
KB/H			
GB/D			
GB/H			
MB			

⇒ Feuchtemessung

Für eine Einschätzung der Feuchtigkeit direkt in der Verbundfuge wurden nach dem Versuch mit dem Feuchtemessgerät Hydromette TRU 600 (Abb.4-21) an ausgewählten Messstellen Messungen vorgenommen, deren Einzelwerte in Anhang C-16, Tab.C.4-4 beigefügt sind.

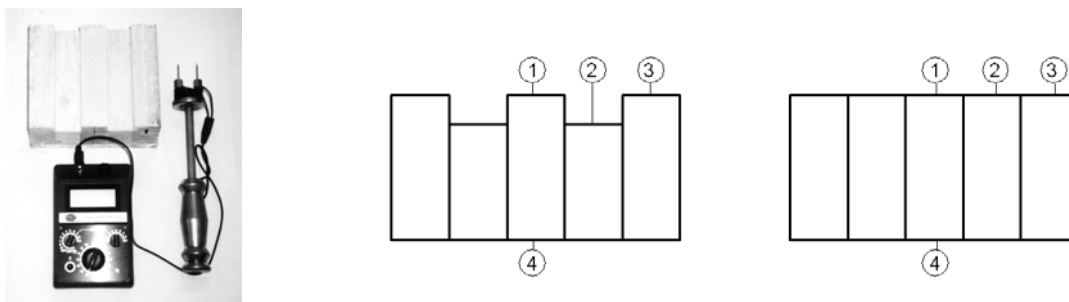


Abb.4-21: Hydromette RTU 600 und Messstellen der Feuchtemessungen

#### 4.5.3 Zusammenstellung der Kenndaten

In der Tab.4-6 sind die Mittelwerte der relevanten Mess- und Kenndaten der einzelnen Prüfkörpervarianten zusammengestellt.

Tab.4-6: Zusammenstellung der Kenndaten

Bezeichnung	mittl. Zugfestigkeit $f_{j,t,m}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	mittl. Bruchenergie $G_F$ [N/mm]	häufigste Bruchart	mittl. Holzfeuchte $u_2$ [%]
HZ/BP	0,178	1,1157	MB / KB, GB	30,0
HZ/ZP	0,113	0,8787	MB / KB, GB	23,9
HZ/AP	0,103	0,8667	MB / KB, GB	33,3
HZ/GP	0,015	0,0156	MB / KB, GB	>99,9
HZ/BV	0,123	0,7874	GB	23,9
HZ/ZV	0,093	0,8097	GB	24,9
HZ/AV	0,056	0,3886	GB	27,9
HZ/GV	0,016	0,0205	MB / KB, GB	>99,9
HZ/BR	0,102 *	0,0249 *	GB	25,8
HZ/ZR	0,049	0,0113	GB	24,8
HZ/AR	0,018 *	0,0142 *	GB	28,5
HZ/GR	0,024*	0,0047*	MB / KB, GB	60,9

\*) Mittelwert aus drei Messdaten, da ein Probekörper vorgeschädigt

#### 4.5.4 Phasen der Entfestigung

Nach Auswertung der Messdaten in Messkurven bestätigt sich unweigerlich ein Zusammenhang zwischen den Ausführungsformen der Brettstapel und den aufgezeichneten Spannungs-Rissöffnungs-Kurven. In Abb.4-22 sind die prinzipiellen Kurvenverläufe der Prüfkörpervarianten HZ/BR, HZ/BV und HZ/BP gegenübergestellt.

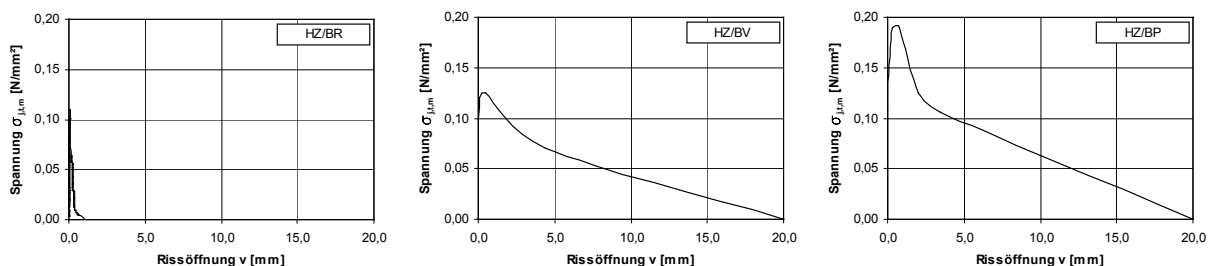


Abb.4-22: Kurvenverlauf der Prüfkörper HZ/BR, HZ/BV und HZ/BP

Nach eingehendem Vergleich der Kurvenverläufe fallen je nach Holzoberflächenvariante unterschiedliche Entfestigungsphasen auf und jeder Komponente kann ein bestimmter Anteil an der gesamten Entfestigung zugeordnet werden. Folgende Einteilung nach Phasen simplifiziert die Charakterisierung der unterschiedliche Entfestigungsphänomene:

- ⇒ Phase I : Lösen des Haftverbundes zwischen Holz und Deckschicht,
- ⇒ Phase II: Versagen der Profilierungen,
- ⇒ Phase III: Flankenreibung.

Je nach Ausführung des Prüfkörpers treten die genannten Entfestigungsphasen einzeln oder in überlagerter Form auf. Die Abb.4-23 zeigt die Abgrenzung der Phasen der Entfestigung und lässt Rückschlüsse auf das Wirken in den entsprechenden Prüfkörpervarianten zu.

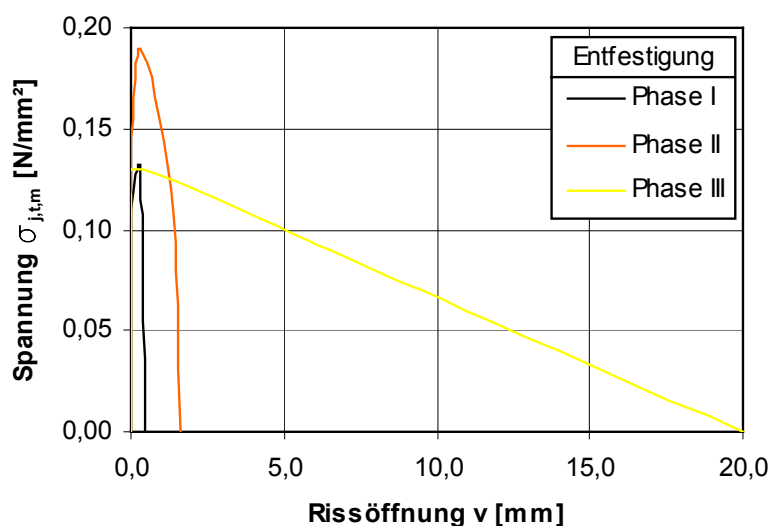


Abb.4-23: Phasen der Entfestigung im Spannungs-Rissöffnungs-Diagramm (Probekörper mit Betondeckschicht)

Phase I, die durch den reinen Verbundcharakter gekennzeichnet ist, tritt grundsätzlich bei jeder Prüfvariante auf. Das Eintreten der Phase II ist an das Vorhandensein von Einfräsungen und deren hohlraumfreie Verfüllung gebunden. Auch für das Einsetzen der Phase III muss natürlich die Voraussetzung der Flankenreibung gegeben sein. Dieser Zusammenhang rechtfertigt die Aufspaltung der

Entfestigung der Verbundkörper in die genannten Phasen. Gleichfalls sind Parallelen zum Entfestigungsmodell des Betons nach [duda\_1] erkennbar. Die Tab.4-7 gibt über die Probekörpertypen mit deren möglichen Entfestigungsphasen Auskunft.

Tab.4-7: Entfestigungsphasen der Prüfvarianten

		Probekörper		
		Typ P	Typ V	Typ R
Entfestigungsphasen	I	X	X	X
	II	X	-	-
	III	X	X	-

#### 4.5.4.1 Entfestigung Phase I

⇒ Versagensursache

Der Vergleich der Bruchbilder zeigt eindeutig, dass die Bruchursache der Phase I dem Versagen der Grenzschichten zuzuordnen ist. Die Zugspannungen, bei denen der Haftverbund versagt, ist nicht direkt von der Festigkeit der Verbundpartner selbst, sondern von den Eigenschaften der Verbundbaustoffe in der Grenzschicht abhängig. Das Phänomen des bei Verbundstoffen häufig eintretenden Grenzschichtbruches wird auch in der Literatur [kleb\_1] erwähnt. Eine Ursache für den eintretenden deckschichtseitigen Grenzschichtbruch ist in der bereichsweise verminderten Festigkeit der Deckschicht, ausgehend vom starken Wasserentzug durch das Holz, zu suchen. Ein Grenzschichtbruch im Holz ist einerseits mit den veränderten Festigkeiten durch Feuchteinfluss, andererseits mit dem geringen Anteil eingeschlossener Holzfasern in der Deckschicht zu begründen. Die Abb.4-24 und Abb.4-25 veranschaulichen die genannten Grenzschichtbrüche.

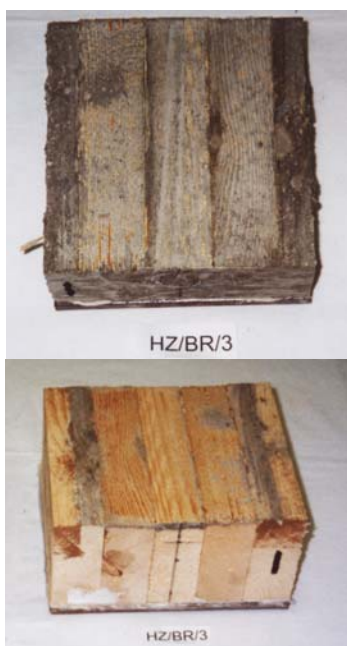


Abb.4-24: Holzseitiger Grenzschichtbruch am Beispiel von HZ/BR/3



Abb.4-25: Deckschichtseitiger Grenzschichtbruch am Beispiel von HZ/ZV/4



⇒ Gegenüberstellung der Prüfvarianten

Vergleicht man die Kurvenverläufe einzeln im Anhang C-8 ff fällt auf, dass bei einer Rissöffnung von etwa 0,01 mm – 0,05 mm die Anfangstangenten der Kurven stark abknicken. Ab diesem Punkt ist der natürliche Haftverbund zwischen Holz und mineralischer Deckschicht gelöst. Für den Vergleich wurden die Werte gemittelt und in einem Säulendiagramm jeweils für die einzelnen Varianten in Abb.4-26 dargestellt.

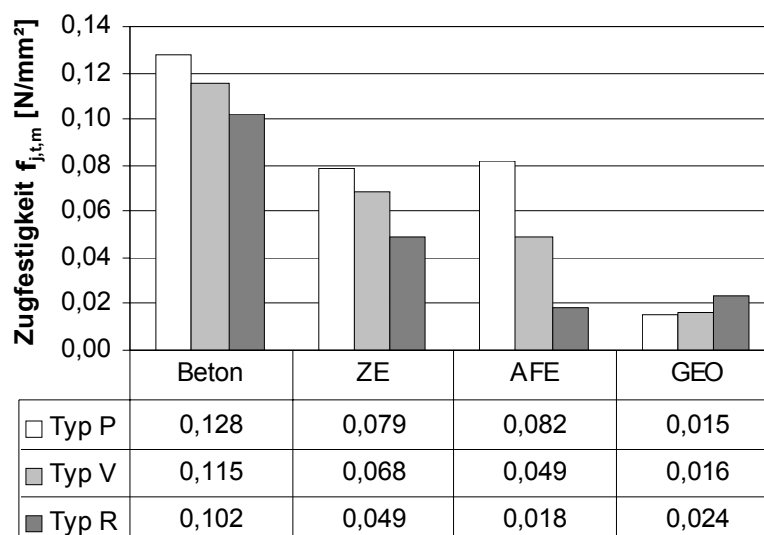


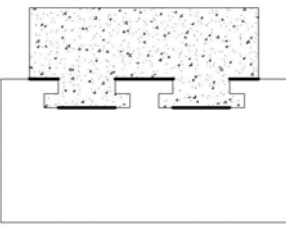
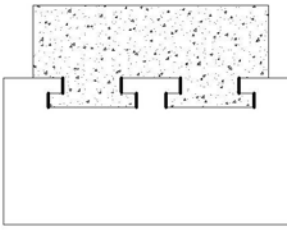
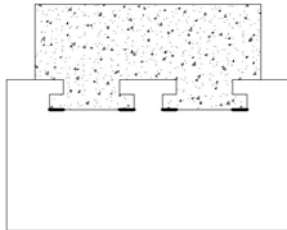
Abb.4-26: Zugfestigkeiten  $f_{j,t,m}$  der Phase I (reiner Haftverbund)

Die Abbildung lässt bei den verwendeten Estrichen im Vergleich zu Beton eine etwas geringere Haftzugfestigkeit erkennen. Dagegen war die geringe Haftzugfestigkeit des Geopolymerbetons mit etwa 0,02 N/mm<sup>2</sup> durch das poröse Erscheinungsbild vor der Prüfung voraussehbar.

Innerhalb der Deckschichtvarianten Normalbeton, Zementestrich und Anhydrit-Fließestrich fallen Unterschiede der maximalen Zugkraft bzw. Zugspannung zwischen den einzelnen Varianten der Brettstapel auf. Diese grenzen sich gegenseitig in Abhängigkeit von der Oberfläche ab. Für Geopolymerbeton besteht dieser Zusammenhang jedoch nicht, da die Probekörper HZ/GP und HZ/GV lokal auf Zug versagten (Anhang C-14, Abb.C.4-16 und Abb.C.4-18).

Der Betrag der gemessenen Zugkräfte nimmt in der Reihenfolge der Prüfkörpertypen R, V, P stetig zu. Die Kraftdifferenzen zur aufnehmbaren Zugkraft der Variante R können mit dem Vorhandensein von zusätzlichen Teilflächen A2 und A3 (Tab.4-8) und deren Übertragung von Zug- oder Schubkräften erklärt werden. Zur näheren Betrachtung der Beziehung von Größe der Oberfläche zur übertragbaren Zugkraft ist eine Unterteilung der Flächen entsprechend den auftretenden Versagensmechanismen nötig und wird am Beispiel des Typs HZ/P in Tab.4-8 erläutert.

Tab.4-8: Teilflächen und Kraftabtragung (Typ HZ/P)

	Teilflächen		
	A1	A2	A3
Kennzeichnung			
Kraftabtragung	Zug senkrecht zur Faser	Schub senkrecht zur Faser	Zug senkrecht zur Faser
Fläche [mm <sup>2</sup> ]	23680	12800	2879

In Abb.4-27 ist dieser Zusammenhang am Beispiel der Prüfvarianten mit Betondeckschicht verdeutlicht. Der Zugkraftanteil F1 wird dabei über die Teilfläche A1, welche bei allen Prüfvarianten annähernd gleich groß ist, übertragen. Durch die versetzte Anordnung der Lamellen können die Prüfkörper vom Typ V einen zusätzliche Kraftanteil F2 über die Seitenflanken (A2) aufnehmen. Diese Kraft F2 ist dementsprechend auch bei der Brettstapel-Variante P existent. Zusätzlich ist eine Kraftsteigerung F3 gegenüber der Variante V durch die Fläche A3 (Profilierungen) vorhanden.

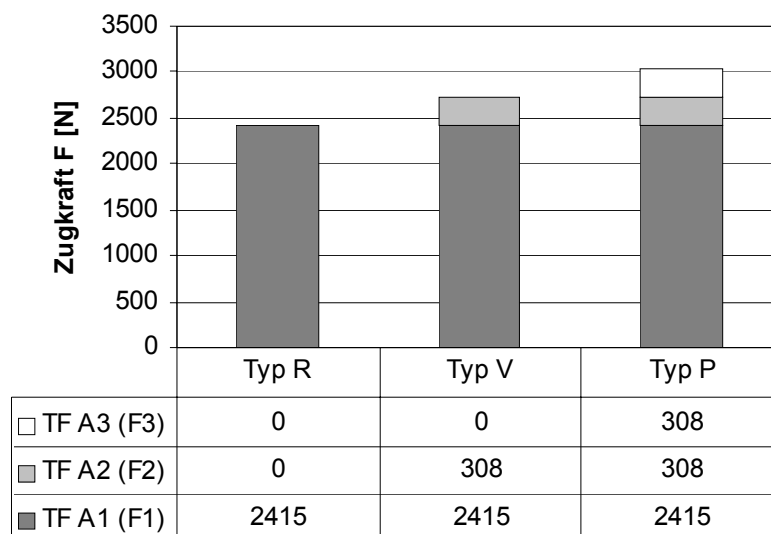


Abb.4-27: Aufteilung der Zugkraft in Entfestigungsphasen

Somit ermittelt sich die Haftzugfestigkeit senkrecht zur Faser für die Betondeckschicht mit 0,102 N/mm<sup>2</sup> und die Schubfestigkeit senkrecht zur Faser mit etwa 0,024 N/mm<sup>2</sup>. Die Schubfestigkeit an den Wandungen entspricht damit etwa 25 % der Haftzugfestigkeit. Für die Ausführungen mit Zementestrich konnte dieses Verhältnis mit etwa 70 % festgestellt werden und könnte ein Indiz für geringe flächenmäßige Abrisse der Deckschicht von den Wandungen während des Abbindens sein. Bei den Varianten mit Anhydrit-Fließestrich konnte in Bezug auf die anteiligen Flächen mehr Kraft

durch die Seitenflanken entgegengebracht werden, als es durch Zug senkrecht zur Faser geschehen ist. Dies ist eventuell auf die erhöhte Quellverformung der Brettlamellen, welche sich aus dem Mehrbedarf an Anmachwasser ergibt, zurückzuführen. Dadurch wird das Verhältnis der Tragkraft der Varianten R, V und P maßgeblich beeinflusst. Insgesamt wird bestätigt, je größer die abgewinkelte Verbundfläche (wahre Oberfläche), desto größer die aufnehmbare Zugkraft senkrecht zur Fuge.

#### 4.5.4.2 Entfestigung Phase II

⇒ Versagensursache

In der Entfestigung in Phase II ist von einer Überlagerung der Versagensmechanismen Haftzugfestigkeit und Schubfestigkeit des jeweiligen Deckschichtmaterials auszugehen. Dabei tritt das Versagen bei den Prüfkörpern HZ/BP, HZ/ZP und HZ/AP generell in einem Winkel von etwa 40 - 60° zur Belastungsrichtung auf. Dieser Bruchwinkel ist mit der Ausbildung eines Druckgewölbes zu erklären. In Abb.4-28 und Abb.4-29 sind die Hauptnormalspannungsrichtungen angegeben, nach dessen Verlauf die wesentliche Übertragung der inneren Zug- und Druckkräfte erfolgt. Hierin sind die Druckspannungstrajektorien als schwarze und die Zugspannungstrajektorien als hellgraue Linie gekennzeichnet.

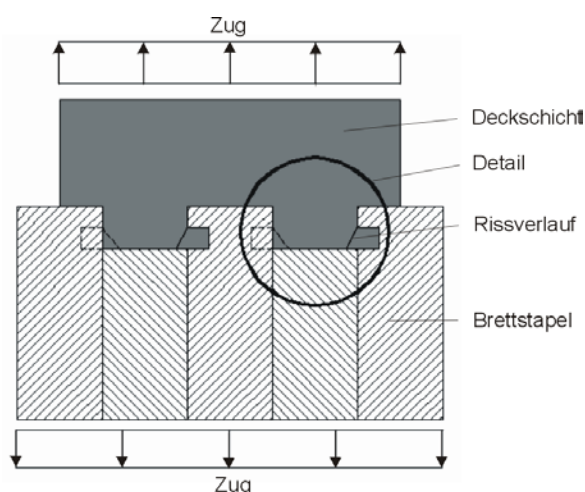


Abb.4-28: Belastung und Rissverlauf

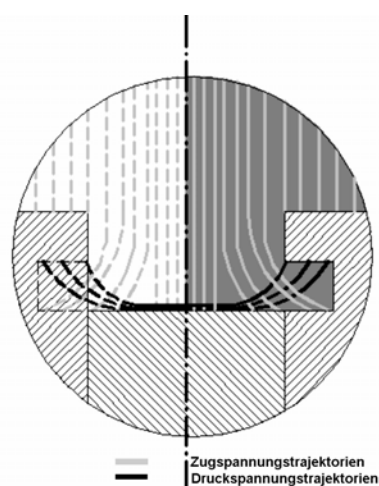


Abb.4-29: Spannungstrajektorien im Detail

Da bei allen Prüfkörpern des Typs HZ/P bis auf die Probekörper HZ/GP der Bruch in dieser Form eingetreten ist, wird hier von einem überwiegend lokalen Zugversagen der Deckschicht in diesem Bereich ausgegangen. Das Schubversagen kann größtmäßig schwer erfasst werden. Ein Vergleich der erreichten Zugspannung der verwendeten mineralischen Deckschichten zeigt die Abb.4-30.

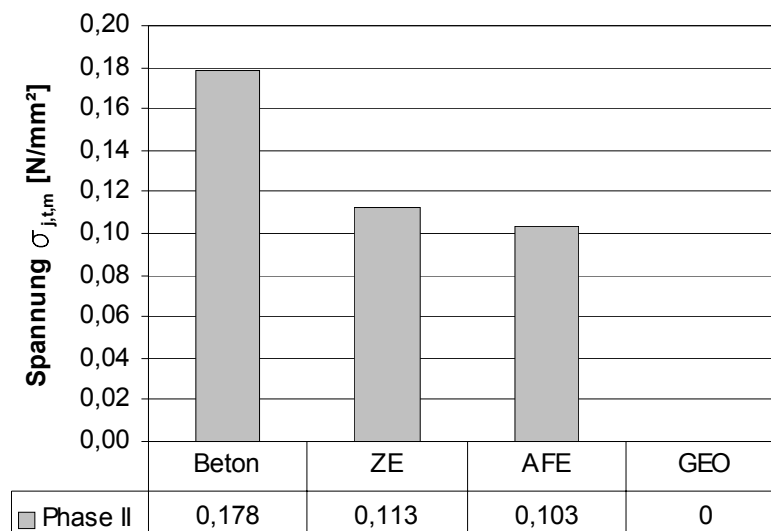


Abb.4-30: Vergleich der Zugspannungen der Phase II

Die in der Abb.4-30 angegebenen Zugspannungen  $\sigma_{j,t,m}$  sind als Quotient aus maximal erreichter Zugkraft am Prüfkörper und dessen projizierten Grundfläche zu interpretieren. Das Versagen der Nocken in der Phase II ist auf eine lokale Überschreitung der vorwiegend aufgetretenen Zugfestigkeit in der Deckschicht zurückzuführen. In diesem Bereich kann die lokale Zugspannung aus der maximal aufgenommenen Zugkraft und der sich einstellenden Bruchfläche an der Profilierung berechnet und mit der Zugfestigkeit der verwendeten Deckschicht verglichen werden.

Für einen Vergleich darf die Zugfestigkeit der Betondeckschicht, abhängig von der charakteristischen Druckfestigkeit  $f_{c,k}$  nach EC 2, aus folgender Abhängigkeit nach Gl.(4.3) und Gl.(4.4) abgeschätzt werden.

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{mittlere Zugfestigkeit} \quad (4.3)$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad \text{5\% - Fraktilwert} \quad (4.4)$$

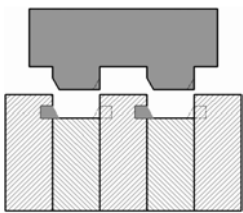
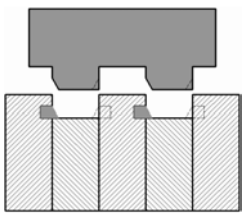
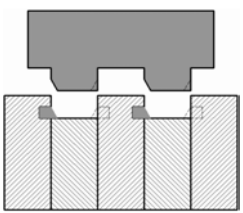
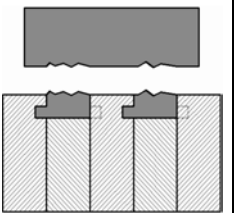
Für Estriche werden in der Literatur nur Druck- und Biegezugfestigkeiten angegeben. Eine Umrechnung zwischen Druckfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit, wie sie für Beton praktiziert wird, existiert in der Norm DIN 18560 nicht. Die Diskrepanz der vorhandenen lokalen Zugspannungen zwischen Beton, Zement- und Anhydritestrich trotz gleicher Festigkeitsklassen kann auf mehrere Tatsachen gestützt werden. Die Festigkeitsprüfung des Betons C20/25 nach Norm DIN 1048-T5 ist nach [seid\_1] nicht direkt mit der eines Estrichs nach Norm DIN 18555-T3 vergleichbar. Beim Vergleich der Festigkeiten muss beachtet werden, dass die genannten Prüfungen durch die Verwendung unterschiedlicher Größe und Geometrie der Prüfkörper unterschiedliche Werte liefern. Weiterhin liegen bei den verwendeten Estrichen keine Aussagen über Bindemittelgehalt, Kornform, Kornfestigkeit und andere die Zugfestigkeit beeinflussende Faktoren vor. Eine genaue Abschätzung der Zugfestigkeit ist daher nur durch zusätzliche Untersuchungen möglich.

Zur Schaffung einer Vergleichsbasis wurde die Druckfestigkeitsklasse der Estriche nach Norm DIN 18560-T1 und [seid\_1] in die Betondruckfestigkeitsklasse nach Norm EC 2 überführt. Weiterhin sollen den Estrichen die Anwendbarkeit des EC 2 unterstellt werden. Demzufolge kann die Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Druckfestigkeit nach Gl.(4.3) und Gl.(4.4) berechnet werden.

⇒ Gegenüberstellung der Prüfvarianten

Tab.4-9 vergleicht die theoretischen Werte der Zugfestigkeit  $f_{j,t}^*$  mit den tatsächlich gemessenen Werten  $f_{j,t}$ . Dabei werden den Prüfkörpern HZ/BP, HZ/ZP und HZ/AP eine gemittelte projizierte Bruchfläche von 2688 mm<sup>2</sup> zugrunde gelegt. Für die Probekörper HZ/GP wurde nur die Bruchfläche angerechnet, bei der die Körper durch reinen Kohäsionsbruch der Deckschicht versagen.

Tab.4-9: Vergleich der lokalen Zugspannungen in der Phase II

	Deckschichten			
	Beton	Zementestrich	Anhydritestrich	Geopolymer
Bruchbild				
Zugkraft $F_t$ [N]	4215,0	2675,8	2439,0	355,2
Bruchfläche [mm <sup>2</sup> ]	4 x 8,4 mm x 80 mm = 2688	4 x 8,4 mm x 80 mm = 2688	4 x 8,4 mm x 80 mm = 2688	2 x 37 mm x 160 mm = 11840
Vorh. Zugspannung $f_{j,t}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,57	1,00	0,91	0,03
Druckfestigkeit $f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	20	12	12	-
Zugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,55	1,10	1,10	-
vorh. $\sigma$ / zul. $\sigma$	1,01	0,91	0,83	-

Die Entfestigung der Phase II (lokales Zugversagen) ist direkt von der Zugfestigkeit der mineralischen Deckschicht abhängig. Damit können die Zugfestigkeiten  $f_{j,t}$  für die Probekörper vom Typ P rechnerisch ermittelt bzw. optimiert werden. Allerdings ist bei der Verwendung von Deckschichten mit höheren Festigkeiten der Versagensfall des lokalen Zugversagens des Holzes senkrecht zur Faser mit in die Betrachtung einzubeziehen.

#### 4.5.4.3 Entfestigung Phase III

⇒ Versagensursache

Der Verlauf der Entfestigungskurve der Phase III ist durch einen kontinuierlichen Spannungsabfall bis zur vollständigen Trennung der Teilkörper geprägt. Das Eintreten der Phase III setzt das Vorhanden-

sein von Seitenflanken voraus, wie es bei den Probetypen V und P der Fall ist. Grundlage dieser Entfestigungsphase ist die Reibung zwischen den Seitenflanken des Holzes an der Deckschicht. In der Gegenüberstellung der Prüfvarianten sind durch die streuenden Messwerte im Bereich der Entfestigungsphase III keine signifikanten Abweichungen zu deuten. Genauere Aussagen in diesem Tragbereich sind nur durch zahlreichere Versuche möglich.

#### 4.5.5 Vergleich der Fugenzugfestigkeiten

Zum Vergleich der maximal erreichten Fugenzugfestigkeiten  $f_{j,t}$  der verschiedenen Probekörper sind in Abb.4-31 die Mittelwerte der Fugenzugfestigkeiten der Varianten gegenübergestellt. Die Zugfestigkeiten senkrecht zur Fuge ergeben sich aus den jeweils für den Typ möglichen nacheinander ablaufenden Entfestigungs- bzw. Tragphasen.

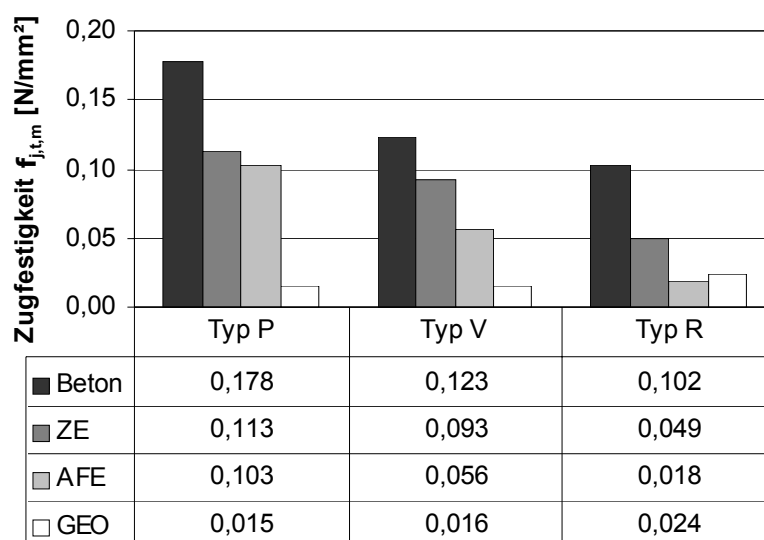


Abb.4-31: Vergleich aller ermittelten Zugfestigkeiten  $f_{j,t,m}$

Deutlich wird hierbei die klare Überlegenheit der Probekörper mit einer Betondeckschicht. Die größte Festigkeit ist dabei bei den Probekörpern HZ/BP infolge der Entfestigungsphase II zu verzeichnen. Die Probekörper HZ/ZP und HZ/AP erreichen nur etwa 60% der Zugfestigkeit der Variante HZ/BP. Enttäuschend sind die Varianten mit Deckschichten aus Geopolymer, welche nur sehr geringe Festigkeiten ergaben und demnach für die angestrebten Ziele nicht geeignet sind.

Eine großemäßige Relation der erreichten Fugenzugfestigkeiten senkrecht zur Fuge wird nur durch einen Vergleich zu anderen im Bauwesen vorkommenden Stoffverbunden realisiert. Für Ziegel auf Mörtel ermittelt [plui\_1] eine Haftzugfestigkeit von 0,13 N/mm<sup>2</sup> und [schä\_1] gibt für Neu- auf Altbeton einen Wert von 0,62 N/mm<sup>2</sup> an. Der Vergleich zeigt, dass die Zugfestigkeit senkrecht zur Fuge des untersuchten Verbundsystems etwa der Haftfestigkeit eines Ziegels auf Mörtel entspricht. Speziell für die Variante HZ/BP wird diese sogar übertroffen.

#### 4.5.6 Diskussion der Bruchenergie

Die aus den Spannungs-Rissöffnungs-Kurven bestimmte spezifische Bruchenergie  $G_F$  stellt eine weitere Verbundkennzahl für den Zug senkrecht zur Verbundebene dar. Zum Vergleich der Bruchenergie untereinander sind diese in Abb.4-32 in einem Balkendiagramm dargestellt.

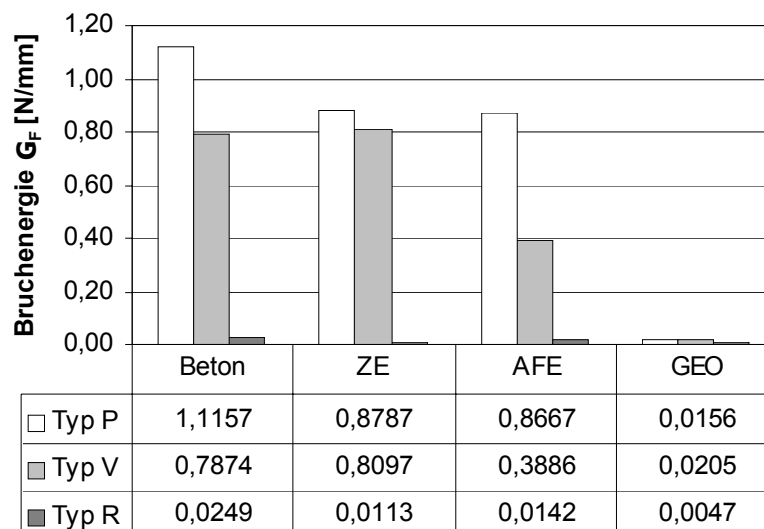


Abb.4-32: Vergleich aller ermittelten Bruchenergien  $G_F$

Bestätigt wird hierbei die sehr niedrige Bruchenergie bei den Probekörpern des Typs HZ/R. Diese versagen schlagartig und ohne ausgeprägten Entfestigungsverhalten. Die Prüfkörper vom Typ HZ/V und HZ/P besitzen dagegen, bedingt durch den Versatz der Brettstapel, einen entsprechend höheren Betrag der Bruchenergie. Ausgenommen sind dabei die Prüfkörper mit Deckschichten aus Geopolymer, welche ausschließlich auf lokales Zugversagen der Deckschicht versagen.

#### 4.5.7 Diskussion des Feuchteinflusses

Bei der Beurteilung der Zugtragfähigkeit des Verbundbauteils senkrecht zur Fuge ist die Untersuchung des Aufbaus von Eigenspannungen bzw. die Entstehung von Rissen in der Verbundfuge von entscheidender Bedeutung. Für Aussagen bezüglich Verformungen und Eigenspannungen in der Fuge sind Kenntnisse über Quell- und Schwindmaße der beteiligten Baustoffe und deren zeitlichen Verlauf nötig. Zur Schaffung von Zeitbezügen wurden vier Zustände definiert, welche von der Herstellung der Brettstapel über das Aufbringen der Deckschicht, der Prüfung der Verbundkörper bis hin zur Langzeitbetrachtung verlaufen.

Bei allen verwendeten Deckschichtgemischen ist Wasser ein notwendiger Bestandteil für den Abbindprozess oder zur Verbesserung der Einbaukonsistenz nötig. Während des Aufbringens der Deckschichten auf die Brettstapel kommt es zum Eindringen der Feuchtigkeit von der Deckschicht in den Holzquerschnitt. Die aufgenommene Feuchte wird sich zunächst in geringen Tiefen des Holzquerschnitts verteilen und sich langfristig entsprechend den Umgebungsbedingungen ihrer

Ausgleichsfeuchte annähern. In den weiteren Betrachtungen sollen die Quell- und Schwindverformungen der beiden Verbundkomponenten näherungsweise abgeschätzt werden.

Die Schwindmaße für Zementestriche werden nach der Literatur mit maximal 0,6 mm/m und für Anhydritestriche nach [müll\_2] mit 0,1 mm/m angegeben. Für den Geopolymerbeton ist den Herstellerangaben zu Folge kein Schwinden nachzuweisen. Wegen der notwendigen Wasserzugabe kam es jedoch zum Schwinden des Geopolymers. Dies zeigte sich an Schwindrissen entlang der Verbundfuge sehr deutlich. Der in dieser Zusammensetzung getestete Geopolymerbeton soll in den Vergleich der Schwindmaße Berücksichtigung finden.

Bei Beton mit einem w/z- Wert von 0,77 ist von einem größeren Schwindmaß als bei den Estrichen auszugehen, daher sind die weiteren Betrachtungen beispielhaft am Schwindverhalten der Betondeckschicht exerziert. Nach Norm EC 2 erfolgt die Berechnung des Schwindmaßes  $\varepsilon_{CS(t-t_s)}$  der Betondeckschicht für die genannten Zustandsformen nach Gl.(4.5).

$$\varepsilon_{CS(t-t_s)} = \varepsilon_{CS,0} \cdot \beta_{CS(t-t_s)} \quad (4.5)$$

mit:  $\varepsilon_{CS,0} = \varepsilon_{S(f_{c,m})} \cdot \beta_{RH}$  *Grundschwindmaß* (4.6)

$$\beta_{CS(t-t_s)} = \sqrt{\frac{t-t_s}{0,035 \cdot h_0^2 + (t-t_s)}} \quad \text{Beiwert des zeitlichen Verlaufs} \quad (4.7)$$

$\varepsilon_{S(f_{c,m})}$  *Beiwert der Betonfestigkeit*

$\beta_{RH}$  *Beiwert der Umgebungsfeuchte*

$t$  *Zeitpunkt*

$h_0$  *wirksame Bauteildicke*

In Tab.4-10 sind die nach Gl.(4.5) und den genannten Annahmen errechneten Schwindwerte des Betons zusammengestellt. Siehe dazu auch Abb.4-45.

Tab.4-10: Berechnung der Schwindverformung von Beton zum Zeitpunkt 1-4

Zustands- Bezeichnung	1	2	3	4
	Ausgang	Betonieren	Prüfung	Tag unendl.
Zeit t [d]	-	0	60	$\infty$
Schwindmaß $\varepsilon_{S(f_{c,m})}$	-	0	-0,00023	-0,00069
Bezugslänge [mm]	-	18,5	18,5	18,5
Schwindverformung [mm]	-	0 *	0,0043 *	0,013 *

\*) in Bezug auf den Ausgangszustand

In DIN 1052-T1 wird für Fichtenholz der Mittelwert zwischen radialem und tangentialem Schwindmaß mit 0,24 % je Prozent Feuchteänderung angegeben. Vor dem Betonieren (Zustand 1) wurde die Holzfeuchte der Brettstapelkörper mit etwa 16 % bestimmt. Beim Betoniervorgang (Zustand 2) führt



das Saugvermögen des Holzes zum Eindringen von Wasser in den Holzquerschnitt. Um Aussagen über die Feuchteverteilung im Holzquerschnitt nach dem Betonieren treffen zu können, ist eine Einschätzung der Eindringtiefe der Feuchtigkeit nötig. Diese konnte anhand des in Abb.4-33 dargestellten Querschnitts eines Probekörpers vom Typ HZ/GV abgeschätzt werden.

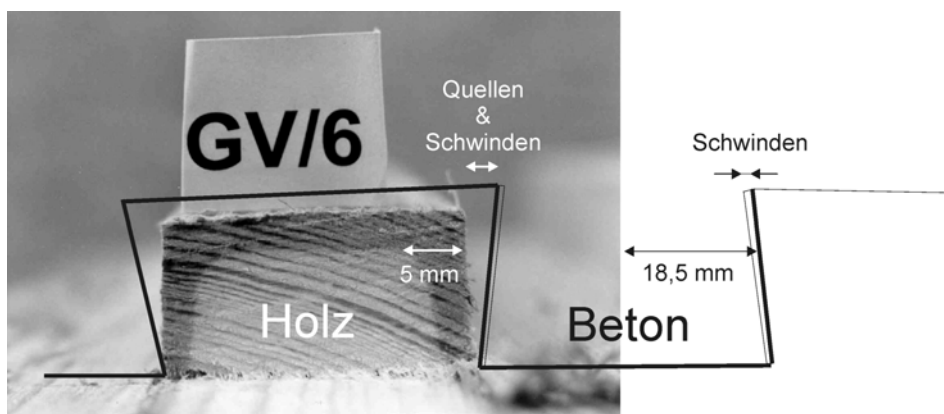


Abb.4-33: Prinzipielle Verformungen aus Quellen und Schwinden

Davon ausgehend wurde eine Eindringtiefe des Wassers von etwa 5,0 mm ermittelt. Die in diesem Randbereich des Holzquerschnitts als dunkle Verfärbung zu erkennende Fläche kann aufgrund der kapillaren Saugwirkung eine Holzfeuchte von etwa 30 % (Fasersättigungspunkt) zugeordnet werden. Durch das Quellen des Holzes und die in diesem Zusammenhang stehende Volumenvergrößerung lässt auf eine Verklemmwirkung (Schwalbenschwanz) zur Deckschicht schließen. Das Deckschichtmaterial passte sich der Form des Holzquerschnittes an. In dem als hellen Bereich zu erkennenden Restquerschnitt wird dabei noch keine nennenswerte Erhöhung der Holzfeuchte erwartet. Fortführend (Zustand 3) wird sich im Brettstapelquerschnitt auch in Kontaktzonennähe, eine Ausgleichfeuchte einstellen. Dies führt unter teilweiser Einbeziehung der noch relativ trockenen Bereiche zu keiner nennenswerten Schwindverformung des in die Deckschicht hineinreichenden Teils. Es wird deshalb angenommen, dass bei einer Verteilung der Feuchte im betrachteten Teilquerschnitt der Brettlamellen keine nennenswerten Verformungsänderungen durch Schwinden des Holzes auftreten. Direkt im Anschluss an die Prüfung (Zustand 3) eines jeden Verbundkörpers folgte die Feststellung der Feuchte in oberflächennahen Bereichen. Speziell für die Brettstapel mit Betondeckschichten konnte aus den Messungen eine mittlere Holzfeuchte von etwa 25 % ermittelt werden, was die getroffenen Annahmen untermauert. Langfristig stellt sich im Brettstapelelement eine Holzfeuchte für Innenräume mit 9% (+/- 3) nach Norm DIN 1052 in Abhängigkeit vom Umgebungsklima ein. Auswirkungen auf die Verbundfuge sind insofern zu erwarten, dass die Verformungen durch Schwinden an den Seitenflanken der aufgestellten Lamellen Eigenspannung zwischen den Verbundpartnern bewirken. Die Summe der Verschiebung der Flankenoberflächen gegeneinander in horizontaler Richtung beträgt nach Tab.4-10 und Tab.4-11 zum Zeitpunkt der Prüfung etwa 0,004 mm. In Tab.4-11 sind die in den einzelnen Zuständen 1-4 errechneten Quell- bzw. Schwindverformungen zusammengestellt.

Tab.4-11: Berechnung der Quell- bzw. Schwindverformung im Holz zum Zeitpunkt 1-4

Zustands- Bezeichnung	1	2	3	4
	Ausgang	Betonieren	Prüfung	Tag unendl.
Zeit t [d]	0	0	60	$\infty$
Holzfeuchte u [%]	16,0	36,0	26% - 30%	9,0
Quell-/ Schwindmaß [%/%%]	0,24	0,24	0,24	0,24
Bezugslänge [mm]		5	#	18,5
Quell-/ Schwindverformung [mm]		+0,24 *	+0,24 *	-0,311 *

\*) in Bezug auf den Ausgangszustand

#) keine Messwerte vorhanden (gleichmäßige Feuchteverteilung wird angenommen)

Nach den getroffenen Annahmen werden sich die Verbundpartner Beton und Holz im Laufe der Zeit, hauptsächlich durch das Schwinden des Holzes bedingt, um etwa 0,56 mm an den Seitenflanken gegeneinander verschieben. Bei den Zugversuchen an Probekörpern vom Typ HZ/R wurde in der Regel die Höchstlast bei einer Rissweite von 0,01 - 0,04 mm beobachtet (Anhang C-8 ff). Es kann bei den Probekörpertypen HZ/V und HZ/P vermutet werden, dass zum Zeitpunkt der Prüfung der Verbund der Seitenflanken des Brettstapels zur jeweiligen Deckschicht noch an der Tragwirkung beteiligt war. Die Wirkung der Entfestigungsphase II (Versagen der Hinterschneidungen) wird von Quell- und Schwindverformungen des Holzes nicht wesentlich beeinflusst. Allerdings kann der Haftverbund zwischen Deckschicht und den Seitenflanken der Brettstapel, auf einen längeren Zeitabschnitt bezogen, nicht voll angesetzt werden. Grund hierfür ist die Wahrscheinlichkeit der Überschreitung der gemessenen kritischen Verschiebungswerte durch die ablaufenden Schwindvorgänge im Holz. Bei den Varianten vom Typ HZ/R werden durch das Fehlen der versetzten und hinterschnittenen Lamellen flächenmäßig größere gestörte Bereiche zu erwarten sein. Welchen Wert diese Abminderung annimmt, ist mit diesem Versuch nicht zu klären gewesen und bleibt durch Langzeitversuche nachzuweisen.

#### 4.5.8 Fehlerbetrachtung

Allgemein wird in der Messtechnik nach Norm DIN 1319 zwischen systematischen und statistischen Fehlern unterschieden. Dabei sind die systematischen Fehler in der Hauptsache auf Fehler der Messgeräte bzw. auf fehlerhafte Eichung der Geräte zurückzuführen. Diese haben während der Messung im Allgemeinen den gleichen Betrag und das gleiche Vorzeichen. Sie lassen sich jedoch durch regelmäßige Eichung der Messgeräte vermeiden. Für eine Bewertung der erhaltenen Messergebnisse müssen folgende Kenntnisse vorliegen:

- ⇒ Messbedingungen,
- ⇒ Messbereich und Genauigkeit der verwendeten Messgeräte,
- ⇒ möglicher Störfaktoren.

Im Weiteren sollen einige Messdaten auf Plausibilität geprüft und mögliche beeinflussende Faktoren selbstkritisch aufgezeigt werden.

⇒ *Kraftmessdaten*

Durch Störungen der Vielstellenmessanlage kam es bei einigen Versuchen zu Schwankungen der Messwerte im Nullbereich. Diese lagen jedoch in der vom Hersteller angegebenen Genauigkeit von 0,1% und konnten daher unberücksichtigt bleiben.

⇒ *Wegmessdaten*

Die Anordnung der induktiven Wegaufnehmer nach dem Messstellenplan lässt nur eine Messung der Verschiebungen in der Achse parallel zum Lamellenverlauf zu. Eine zusätzliche Messachse senkrecht dazu wurde aus Gründen der aufwändigen Applikation der Messaufnehmer nicht angeordnet. Damit kann ein einseitiges Aufreißen in der Achse senkrecht zum Lamellenverlauf nicht aufgezeichnet werden. Durch den Einsatz der Hilfskonstruktion konnten auch die Verschiebungen senkrecht zur Messachse relativ konstant gehalten werden. Die Abb.4-34 verdeutlicht den beschriebenen Sachverhalt.

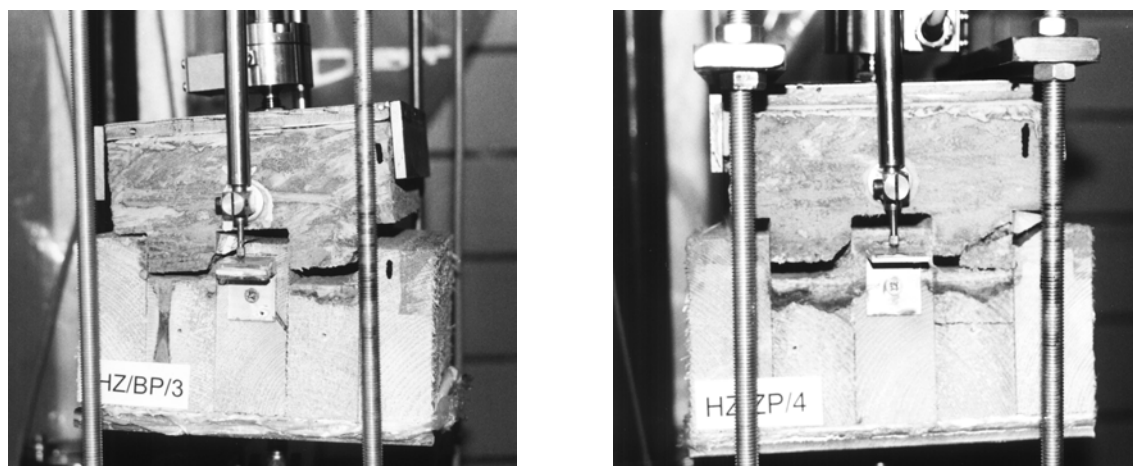


Abb.4-34: Aufbau des Stirnabzugstests ohne und mit Hilfskonstruktion

⇒ *Kurvenverlauf*

Durch die verwendete Hilfskonstruktion zur Kompensierung des Kippeffektes kam es in einem Teilbereich nach Erreichen der Maximallast zur Beeinträchtigung des Kurvenverlaufs. Dieser Eingriff in den Versuch hat keinen Einfluss auf den Betrag der maximal übertragenen Kraft, da ein Anlegen der Prüfkörper erst nach Erreichen des Kraftmaximums zu verzeichnen war. Der Kurvenverlauf im Nachbruchbereich entspricht jedoch nicht dem eines ungestörten Versuches. Der Zusammenhang zwischen dem Anlegen des Probekörpers an die Hilfskonstruktion und dem Kurvenverlauf soll in Abb.4-35 verdeutlicht werden. Hierin bedeutet die weiß gekennzeichnete Linie den prinzipiellen Kurvenverlauf ohne den Einfluss der Hilfskonstruktion. Es wird eine stetige Entfestigung, wie sie durch das Einsetzen der Flankenreibung zu erwarten ist, vorausgesetzt.

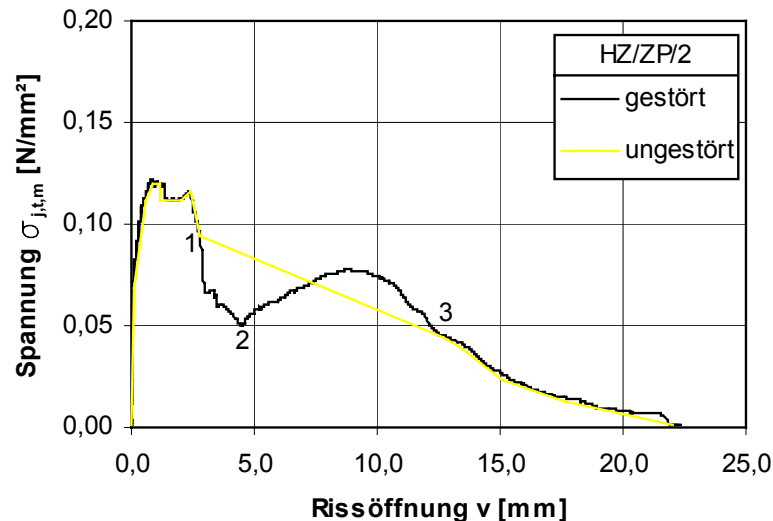


Abb.4-35: Auswirkung der Hilfskonstruktion auf den Kurvenverlauf

Beim Vergleich der Kurven fällt eine starke Abweichung der Verläufe zwischen Punkt 1 und 3 auf. Diese Abweichung ist eindeutig auf das Eingreifen der Hilfskonstruktion zurückzuführen. Durch die unterschiedlichen Reibwiderstände an den Kontaktstellen entweicht der Körper zur Seite mit dem geringsten Widerstand und reißt einseitig auf (Punkt 1). Die korrespondierende Kraft fällt dabei stark ab. Das Aufreißen wird durch das Eingreifen der Hilfskonstruktion (Punkt 2) reguliert. Ab diesem Punkt wird der bisher weniger stark beanspruchte Teil des Probekörpers mehr belastet. Dies wirkt sich in Form eines starken Anstiegs der korrespondierenden Kraft aus. Nach Punkt 3 stabilisiert sich das System wieder und entfestigt gleichmäßig bis zur vollständigen Trennung des Verbundkörpers. Die verbrauchte Energie, die sich als Fläche unter der Spannungs-Rissöffnungskurve ergibt, kann nach dem Energieerhaltungssatz durch diesen Effekt nicht beeinflusst werden und die Bruchenergie  $G_F$  ist ermittelbar.

#### ⇒ Feuchtemessung

Bei der Feuchtemessung an den Brettstapelkörpern, welche mit Deckschichten aus Geopolymer versehen waren, konnten die Werte der Messung nicht berücksichtigt werden. Bei den Prüfvarianten HZ/GP, HZ/GV und HZ/GR wurden Holzfeuchten von > 99,9 % vom Gerät angezeigt (Anhang C-16, Tab.C.4-4). Da die zugegebene Wassermenge zum Geopolymer sehr gering war, kann das Zustandekommen der Messwerte nur auf den veränderten elektrischen Widerstand des Holzes durch das eingedrungene Natriumhydroxid zurückzuführen sein. Natronlauge gehört zur Gruppe der starken Elektrolyte und leitet elektrischen Strom sehr gut.

#### 4.5.9 Einordnung der Versuchsergebnisse

Abschließend sollen die gemessenen Zugfestigkeiten  $f_{j,t}$  senkrecht zur Fuge mit den durch Verlängerung der Bruchgeraden aus den Schubversuchen erhaltenen theoretischen Zugfestigkeiten  $f_{j,t}^*$  verglichen werden. Die Abb.4-36 und Abb.4-37 stellen die erwähnten Messdaten für die Prüfkörpervarianten R und P gegenüber.

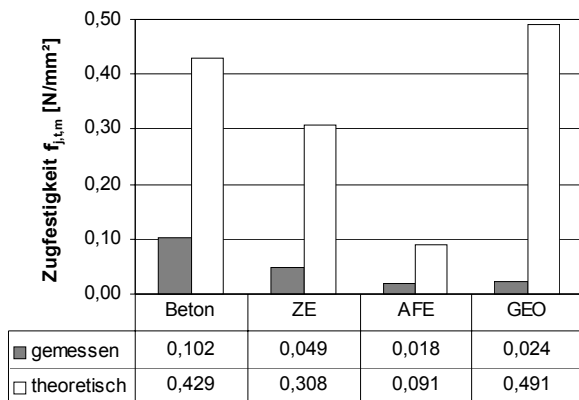


Abb.4-36: Vergleich der theoretischen Zugfestigkeit mit gemessener Zugfestigkeit (Typ R)

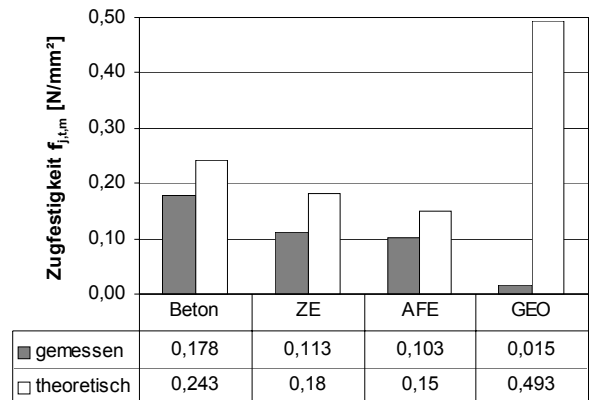


Abb.4-37: Vergleich der theoretischen Zugfestigkeit mit gemessener Zugfestigkeit (Typ P)

Aus den Vergleichsdiagrammen geht ein eindeutiger Zusammenhang zwischen den aus Scher- und Reibungsversuchen ermittelten theoretischen Zugfestigkeiten  $f_{j,t}^*$  und den aus Haftzugversuchen ermittelten tatsächlichen Zugfestigkeiten  $f_{j,t}$  hervor. Dabei entspricht die gemessene Zugfestigkeit für die Geometrievariante R mit den Deckschichten Beton, Zementestrich und Anhydrestrich etwa 20 % der theoretischen Zugfestigkeit. Bei den Varianten P entspricht diese etwa 67 % der theoretischen Zugfestigkeit  $f_{j,t}^*$  und nähert sich dieser bereits gut an. Bei den Prüfkörpern mit Geopolymer als Deckschicht entspricht die gemessene Zugfestigkeit  $f_{j,t}$  für alle Brettstapeltypen nur etwa 3 % - 5 % der theoretischen Zugfestigkeit  $f_{j,t}^*$ . Ein Grund dafür ist in der sehr geringen Zugfestigkeit dieser Rezeptur durch das Fehlen des Zementes zu suchen. Nach der Herstellerangabe [imer\_1] ersetzt das verwendete Bindemittel nur etwa 15 % den Zementanteil. Während die theoretischen Zugfestigkeiten  $f_{j,t}^*$  von der Variante P über V und R zunehmen, verhalten sich die tatsächlich ermittelten Zugfestigkeiten  $f_{j,t}$  gegenläufig. Die Abb.4-38 veranschaulicht diesen Sachverhalt.

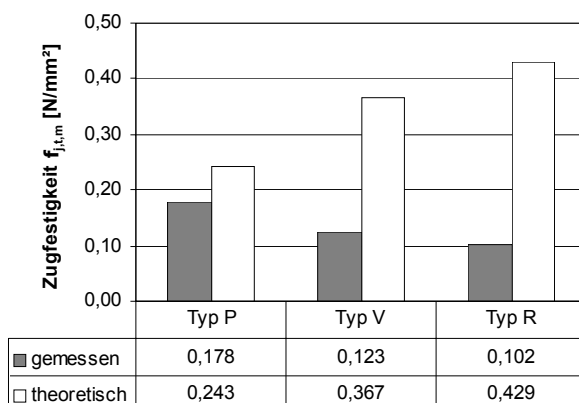


Abb.4-38: Vergleich der theoretischen Zugfestigkeit mit gemessener Zugfestigkeit für Beton in Abhängigkeit der Holzoberflächenmodifikation

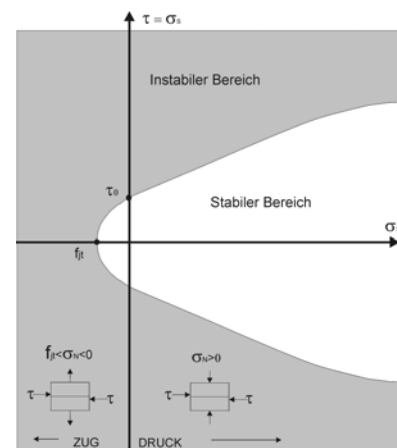


Abb.4-39: Darstellung der Fugengesetze

Die gewonnenen Ergebnisse zur Zugfestigkeit senkrecht zur Fuge stellen eine Bestätigung der Theorie von [griff\_1] und eine Vervollständigung der Ergebnisse der Scher- und Reibungsversuche dar. Mit den Ergebnissen ist eine Präzisierung der Gesetze in der Fuge bezüglich der Fugenzugfestigkeit  $f_{j,t}$  erreicht. Die Abb.4-39 beinhaltet die Darstellung der bisher gewonnenen Kenntnisse. Der rechte Teil des Diagramms stellt dabei die übertragbare Schubspannung in Abhängigkeit der wirkenden senkrechten Druckspannung (Auflast) dar. Die Scher- und Reibungsversuche zum betrachteten Verbundsystem haben gezeigt, dass der Kurvenverlauf in positiver Richtung immer mehr abflacht. Ausgehend von dem ermittelten Wert der Zugfestigkeit  $f_{j,t}$  kann nun der Kurvenverlauf im Zugbereich nach [griff\_1] mit Hilfe einer Parabel beschrieben werden. Die erhaltene Kurve stellt damit die Abgrenzung zwischen stabilem und instabilem Bereich des Verbundes dar.

Mit den experimentell bestimmten Zugfestigkeiten  $f_{j,t}$  konnten die zur rechnerischen Modellierung notwendigen Gesetzmäßigkeiten in der Fuge erstmals erweitert werden.

#### 4.6 Zusammenfassung

Zur Vervollständigung der erhaltenen Gesetzmäßigkeiten in der Verbundfuge ist im Weiteren die Zugfestigkeit senkrecht zur Fuge, welche im Rahmen dieser Arbeit an kleinformatischen Probekörpern experimentell bestimmt wurde, von großem Interesse. Diese dienen der Einschätzung der Abhubsicherung der Deckschicht vom Brettstapelelement durch eventuell auftretende Kräfte senkrecht zur Fuge infolge falscher Verteilung der Biegesteifigkeiten der Teilquerschnitte. Theoretische Werte für die Zugfestigkeit der untersuchten Varianten konnten bereits durch die erwähnten Scher- und Reibungsversuche gewonnen werden. Deren Aussagekraft sollte jedoch durch die Bestimmung der tatsächlichen Zugfestigkeit  $f_{j,t}$  näher beleuchtet und konkretisiert werden. In den Versuchen wurden drei geometrische modifizierte Varianten von Brettstapelelementen mit vier Deckschichtvarianten kombiniert und auf dessen Eignung Haftzugkräfte zu übertragen geprüft. Zur Untersuchung standen Brettstapel mit gleichhoher (R), versetzter (V) und versetzter Anordnung der sägerauen Lamellen sowie zusätzlicher Profilierung in den alternierenden Lamellen durch Einfräsungen (P). Die mineralischen Deckschichten Normalbeton, Zementestrich, Anhydrit-Fließestrich und Geopolymer wurden aus den Scherversuchen übernommen. Für die Versuche wurde ein modifizierter Stirnabzugs-Test entwickelt, der neben der Ermittlung der allgemeinen Verbundfugenzugfestigkeit  $f_{j,t}$  der Verbundpartner auch die Gewinnung bruchmechanischer Kennwerte zulässt.

Die Versuche bestätigten die Vermutung, dass die tatsächlichen Zugfestigkeiten  $f_{j,t}$  kleiner als die aus den Scher- und Reibungsversuchen erhaltenen theoretischen Zugfestigkeiten  $f_{j,t}^*$  sind. Damit folgen die Ergebnisse den Erkenntnissen von [Griff\_1], der dieses Phänomen im Jahr 1920 an Glas erklärte.

Durch die Versuche konnte gezeigt werden, dass die Varianten mit Deckschichten aus Beton, Zementestrich und Anhydrit-Fließestrich prinzipiell zur Aufnahme von Zugkräften senkrecht zur Fuge geeignet sind. Besonders gute Zugfestigkeiten  $f_{j,t}$  lieferte die Brettstapelvariante vom Typ P mit einer Betondeckschicht (HZ/BP). Die mittlere Zugfestigkeit betrug für diese Variante etwa 0,18 N/mm<sup>2</sup>. Die

Zugfestigkeiten nehmen innerhalb einer Deckschichtvariante von der Brettstapelvariante des Typs HZ/R über HZ/V und HZ/P stetig zu. Damit bestätigte sich der Zusammenhang zwischen der Größe der wahren Verbundfläche und der Haftzugfestigkeit  $f_{j,t}$ .

Die Auswertung der Spannungs-Rissöffnungskurven ließ abhängig von der Brettstapelgeometrie unterschiedliche Entfestigungs-Phasen erkennen. Diese Differenzierung stellt eine Abgrenzung der beteiligten Entfestigungsvorgänge und somit ein Entfestigungsmodell der untersuchten Varianten dar. Demzufolge konnten die Abläufe näher untersucht und Abhängigkeiten aufgezeigt werden. Komplettiert wurden die Ergebnisse durch eine zusätzliche Bestimmung der spezifischen Bruchenergie  $G_F$ . Mit Hilfe der Versuche ist es gelungen, die Gesetzmäßigkeiten in der Verbundfuge zu erweitern und zu vervollständigen. Damit sind die Grundlagen für eine rechnerische Modellierung der Fuge geschaffen.

## 5 Biegeversuche

### 5.1 Problemstellung und Zielsetzung

Durch die Kurzzeitbiegeversuche sollen die sowohl in den Scher- als auch in den Haftzugversuchen gewonnenen Erkenntnisse überprüft und komplettiert werden. Dazu ist es gleichfalls nötig, das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundkonstruktion an den verschiedenen Brettstapeltypen und deren Kombination mit unterschiedlichen mineralischen Deckschichten aufzuzeichnen. Hierbei sind Durchbiegungen, Kräfte und Relativverschiebungen zwischen den Teilquerschnitten versuchstechnisch zu quantifizieren. Von großem Interesse sind die Versagensmechanismen der einzelnen Materialien, die es zu beschreiben und vergleichend gegenüberzustellen gilt. Trageigenschaften, die in den kleinformatischen Scher- und Haftzugversuchen bewusst ausgeschaltet worden sind, gewinnen bei den Verbundelementen mit baupraktischen Abmessungen und ihrer vorgesehenen Nutzung als Biegeträger einen erheblichen Einfluss. Erst mit zunehmender Durchbiegung und Krümmung der Verbundelemente wird die Verklemmwirkung zwischen den alternierenden Holzlamellen aktiviert. Welchen Einfluss diese hat, kann nur durch Biegeversuche geklärt werden. Zusätzlich kann durch die Ermittlung der Gesamtbiegesteifigkeit des Verbundelementes die Wirksamkeit der Verbundfuge besser beschrieben werden. Das von [möhl\_1] vorgestellte  $\gamma$ -Verfahren ermöglicht die Anwendung und Bemessung nachgiebig verbundener Querschnitte im Holzbau. Für die Verwendung dieses Verfahrens und weitere rechnerische Modellierungen sind eben diese effektiven Biegesteifigkeiten und die Wirkungsgrade der verschiedenen Deckschichten experimentell zu bestimmen.

Der Versuchsaufbau ist so zu gestalten, dass sich die gewonnenen Messergebnisse konform mit den Resultaten bereits eigener durchgeführter Scher- und Haftzugversuche verwenden lassen. Aus der Gesamtheit der gewonnenen Erkenntnisse dieser Arbeit und der vorangegangenen Versuche soll eine genauere rechnerische Erfassung der Verbundbeziehung zwischen den Brettstapelelementen und den mineralischen Deckschichten im Flächenverbund ermöglicht werden.

### 5.2 Versuchsplanung und Versuchsvorbereitung

#### 5.2.1 Wahl des Prüfverfahrens

Für die Prüfung des Biegetragverhaltens von Brettstapelelementen im Verbund mit mineralischen Deckschichten stehen derzeit für diese Verbundpaarung keine klar ausgelegten Regelwerke zur Disposition. Bekräftigt wird dieser Umstand durch die ausführlichen Beschreibungen von Versuchsaufbauten in der Fachliteratur. Sehr hilfreich zeigen sich in diesem Zusammenhang die komplexen Erfahrungen in [blaß\_1], [brau\_1], [erle\_4], [font\_1], [hoef\_1], [höhm\_1], [meie\_1] mit ähnlich hybridem Aufbau und bereits selbst durchgeführten Biegeversuchen [lehm\_1], [raut\_1]. Die Biegeversuche wurden überwiegend in Anlehnung an die Norm DIN EN 408 als 4-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Daher besteht insofern eine leichtere Vergleichbarkeit mit anderen Versuchsergebnissen. Für die Beschreibung des Trag- und Verformungsverhalten der Verbundelemente sind die Aufzeichnung der Kraft-Durchbiegungs-Kurven als auch horizontale Fugenbewegungen vorauszusetzen. Zusätzlich ist es wichtig für den Fall, dass ein starrer Verbund vorliegt, dies durch die Spannungsverteilung über die



Querschnittshöhe in Feldmitte nachzuweisen. Grundlage dafür ist das Messen von Dehnungen an dieser Stelle. Für die Charakterisierung des Entfestigungsverhaltens hat die Lastaufbringung nicht kraftgesteuert, sondern ausschließlich weggesteuert zu erfolgen. Zusammenfassend sind folgende Grundsätze bei der Entwicklung eines speziellen Prüfverfahrens zu beachten:

- ⇒ einfache Durchführung der Biegeprüfung,
- ⇒ symmetrischer Lastangriff,
- ⇒ Aufzeichnung von Kraft-Verschiebungs-Kennwerten,
- ⇒ Aufzeichnung von Spannungen und,
- ⇒ weggesteuerte Versuchsdurchführung.

### 5.2.2 Material der Prüfkörper

Alle vorangegangenen Versuche an kleinformatischen Bauteilen waren so ausgerichtet, dass die dort verwendeten Materialien eine unabgeänderte Übertragung auf baupraktische Anwendungen möglich macht. Daher werden nachfolgende Angaben einen ergänzenden Charakter zu den Scher- und Haftzugversuchen darstellen.

#### ⇒ *Holzauswahl und Sortierung*

Für die vorliegende Versuchsreihe wurden Brettstapelelemente aus europäischer Fichte (*Picea abies*) verwendet, wobei die Qualität des Holzes der von üblichem Bauholz der Sortierklasse S10 bzw. CD24 entsprach. In Abänderung zu genagelten Brettstapelelementen wurden durch Hartholzdübel verbundene Lamellen, als Dübelholzelemente bezeichnet, je nach Typ aus Brettlamellen mit den Querschnittsabmessungen 37-40/120,0 mm bzw. 37-40/140,0 mm verwendet. Eine visuelle Einschätzung der Ästigkeit der Brettlamellen wurde nach Norm DIN 4074 vorgenommen, sodass ausschließlich Lamellen zur Anwendung kamen, die diese Kriterien erfüllten. Hölzer mit abweichenden Eigenschaften wurden nicht verwendet. Die Oberflächen aller eingebauten Holzlamellen waren sägerau um einen guten Haftverbund in der Fuge zwischen Holz und Deckschicht zu erreichen.

Die Fertigung aller Holzelemente erfolgte im selben Holzverarbeitungsbetrieb, somit war die Rauigkeit der Holzoberfläche aller Brettlamellen nahezu gleich. Vom Zeitpunkt der Fertigung bis zum Aufbringen der jeweiligen Deckschicht lagerten die Probekörper bei Normalklima in einer unbeheizten Halle sowie zeitweise abgedeckt und gut belüftet auf einer überdachten Freifläche, sodass sich eine mittlere Holzfeuchtigkeit von ca. 12 % einstellte. Die Holzfeuchtigkeit wurde durch elektrische Feuchtemessung mit dem Gerät „Hydromette RTU 600“ ermittelt.

#### ⇒ *Normalbeton*

Entsprechend der bereits durchgeführten Scher- und Haftzugversuche kam für die Verbunddeckenelemente ein Beton mit gleicher Rezeptur nach Abschnitt 3.2.2 (Materialien der Probekörper) zum Einsatz. Als Zuschlag wurde rundkörniger Kies verwendet, wobei jedoch vorstellbar ist, dass mit gebrochenem Zuschlagmaterial bessere Verbundwirkungen durch erhöhte Reibungswerte erzielt werden können. Hierfür werden gesonderte Versuchsreihen empfohlen.

Zur Überprüfung der Betonfestigkeit wurde die Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen an drei Proben bestimmt. Die entsprechenden Werte der Prüfung können dem Anhang D-1, Tab.D.5-1 entnommen werden.

⇒ *Zementestrich*

Für die Ausführung der Zementestrichdeckschicht kam gleicher handelsüblicher Zementestrich ZE20 nach Norm DIN 18560 in Form eines Werk trockenmörtels der Firma BAYOSAN zur Anwendung wie in den Scherversuchen (Abschnitt 3.2.2) Die Prüfergebnisse der E-Moduln sowie der Druckfestigkeiten von drei Proben sind in Anhang D-1, Tab.D.5-2 aufgeführt.

⇒ *Anhydritestrich*

Für diese Deckschichtvariante wurde gleichermaßen der Anhydrit-Fließestrich nach Abschnitt 3.2.2 verwendet. Die geprüften Baustoffeigenschaften können in Anhang D-1, Tab.D.5-2 eingesehen werden.

⇒ *Bewehrung*

Als Bewehrung der Betonplatte als auch der Zementestrichschicht gegen Eigenspannungen beim Abbinden und Aushärten wurden Betonstahl-Lagermatten Q 131 aus BSt 500 M nach Norm DIN 488 eingelegt. Die Querstäbe der Bewehrungsmatten lagen bei den Serien HB/BV und HB/BP sowie HB/ZV und HB/ZP auf den aufgestellten Lamellen auf, sodass eine Betondeckung von ca. 2,0 cm zur Verbundfuge der tiefen Lamellen gewährleistet war. Bei den Platten der Serie HB/BR wurde die Bewehrung auf Abstandshaltern gelagert, sodass auch hier zwischen Holz und Längsstäben der Mattenbewehrung eine Distanz von ca. 2,0 cm vorhanden war. Der Stahlquerschnitt längs und quer beträgt  $a_s = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Die für ergänzende Untersuchungen vorgesehenen Versuchskörper HB/BRF/1 und HB/ZPF/1 müssen nach [raut\_1] eine zur Aufnahme der zusätzlichen Lasteinleitung aus den Flachstahlschlössern ergänzende Bewehrung einer zweiten Bewehrungsmatte Q 131 erhalten.

⇒ *Flachstahl*

Für die Flachstahlschlösser wurde gewalzter Flachstahl aus St 37-2 bzw. S 235 JR nach Norm DIN EN 10027 mit einem Querschnitt von 5x40 mm eingesetzt. Der Einbau der Flachstähle erfolgte unter einem Winkel von 5° aus der Vertikalen in eine 2 cm tiefe vorbereitete Sägenut. Um einen „straffen Sitz“ des Flachstahls zu realisieren, wurde die Stärke der Sägenut mit 4,8 mm ausgeführt.

### **5.2.2.1 Biege-E-Modul-Bestimmung der rohen Brettstapelelemente**

Für die Übertragbarkeit versuchtechnischer Ergebnisse aus den Verbundelementen und als Voraussetzung einer rechnerische Modellierung für die bessere Einschätzung des Tragverhaltens der Verbundelemente wurde zusätzlich die Biegesteifigkeit jedes einzelnen rohen Brettstapelelements ohne Deckschicht in einem 4-Schneiden-Versuch entsprechend Norm DIN EN 408 ermittelt. Um vergleichbare Voraussetzungen bei den Verbundelementen zu erreichen, wurden die reinen Holzelemente vorerst durchlaufend nummeriert und geprüft. Anhand der Ergebnisse erfolgte die Zuordnung der Holzplatten zur jeweiligen Deckschicht.

Somit konnten größere Streuungen der E-Modul-Werte innerhalb einer Verbundplattenserie vermieden werden. Die Versuche wurden zerstörungsfrei im linear-elastischen Verformungsbereich durchgeführt und wurden für die zulässige Biegespannung von  $10,0 \text{ N/mm}^2$  der Sortierklasse S 10 zu maximal 80 % ausgenutzt, was bei den Platten vom Typ R einer Last von  $12,5 \text{ kN}$  entspricht. Die Zylindervorschubgeschwindigkeit betrug  $0,10 \text{ mm/s}$ , so dass die maximale Belastungsgeschwindigkeit nach Norm DIN EN 408 von  $0,003 \cdot h = 0,36 \text{ mm/s}$  unterschritten wurde. Abb.5-1 zeigt den gewählten Versuchsaufbau.

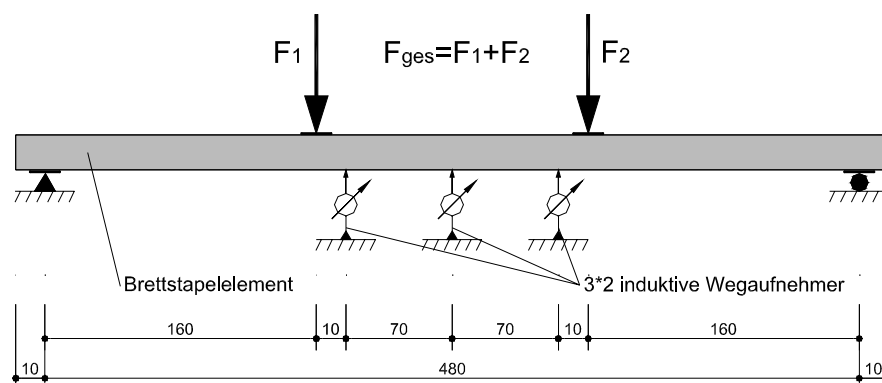


Abb.5-1: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Biege-Elastizitätsmoduls der rohen Brettstapелеlemente

Die so bestimmten Biege-E-Moduln der Prüfkörper vom Typ R lagen zwischen  $12769 \text{ N/mm}^2$  und  $14586 \text{ N/mm}^2$  (Mittelwert  $13627 \text{ N/mm}^2$ ), die des Typs V zwischen  $12342 \text{ N/mm}^2$  und  $15502 \text{ N/mm}^2$  (Mittelwert  $14012 \text{ N/mm}^2$ ) und Werte des Typs P zwischen  $11326 \text{ N/mm}^2$  und  $15739 \text{ N/mm}^2$  (Mittelwert  $13252 \text{ N/mm}^2$ ). Die Ergebnisse sind in Anhang D-1, Tab.D.5-3 zusammengefasst.

### 5.2.3 Darstellung der Versuche

Die zu untersuchenden Varianten unterscheiden sich, rückblickend auf die kleinformatischen Versuche, lediglich in ihren sich dem Versuchsaufbau angepassten Abmessungen. Bei der vorliegenden Betrachtung kamen großformatige Prüfkörper mit baupraktischen Abmessungen zum Einsatz. Dabei wurden drei verschiedene Varianten von Brettstapелеlementen verwendet, die jeweils kombiniert mit einer mineralischen Deckschicht aus Beton, Zementestrich oder Anhydrit-Fließestrich die vollständigen Verbundbauteile darstellten. Als Ergebnis der Scher- und Haftzugsversuche wurde auf eine Weiterverfolgung der Verbundpaarung Holz und Geopolymer verzichtet.

Hinzu kamen zwei Elemente mit zusätzlichen Flachstählen (hier als Flachstahlschlösser bezeichnet) zur Übertragung der Schubkräfte. Diese Art der Kraftübertragung wurde bereits an der Bauhaus-Universität Weimar von [raut\_1] in einem Forschungsvorhaben näher untersucht. Jedoch verhinderte bei diesen Versuchen eine Trennschicht aus PE-Folie zwischen Holz und Beton eine eventuelle Wirksamkeit des Haftverbundes.

Je Prüfkörpervariante wurden drei bis vier Verbundelemente als ein Kompromiss zwischen Aufwand und statistischer Aussagefähigkeit hergestellt, in der Summe insgesamt 24 Stück Biegeelemente. Wegen dem gewählten Versuchsaufbau und einer vergleichsweise unkomplizierten Versuchsdurchführung haben alle zu prüfenden Varianten gleiche Prüfkörperabmessungen mit folgenden Randbedingungen:

- ⇒ geringe Anfälligkeit der Probekörper gegenüber der üblichen äußeren Einflüssen,
- ⇒ gleicher Fugenteil,
- ⇒ gleiche Beträge der Fläche der Deckschicht,
- ⇒ gleicher Anteil der höhenversetzten Teilflächen (bei Typ V und P),
- ⇒ symmetrische Geometrieparameter der Probekörper ,
- ⇒ baugleiche Realisierung der Parameter aus den Scher- und Haftzugprobekörpern.

Abgesehen von den bauteilspezifischen Faktoren ist bei der Wahl der Geometrie der Probekörper auf die versuchstechnische Durchführbarkeit und die verschiedenen Versagensmechanismen zu achten. Bei einem Verbundbiegeträger können verschiedene Versagensarten auftreten. Diese Versagensmechanismen sind abhängig von Geometrie- und Materialkennwerten sowie von der Laststellung und dem Wirkungsgrad der Verbundwirkung. In Abb.5-2 sind die kritischen Versagensbereiche eines Verbundträgers dargestellt.

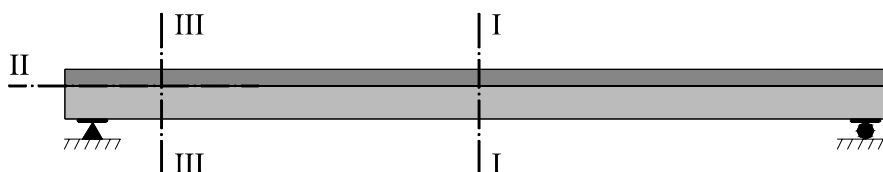


Abb.5-2: Kritische Schnitte für mögliche Versagensarten

- Schnitt I-I: Biegeversagen im Bereich des maximalen Momentes  
 ⇒ maßgebend bei starrem Verbund
- Schnitt II-II: Längsschubversagen in der Verbundfuge  
 ⇒ die Längsschubtragfähigkeit wird maßgebend  
 ⇒ die volle Biegetragfähigkeit wird nicht erreicht  
 ⇒ es tritt Schlupf in der Verbundfuge auf  
 ⇒ es liegt nachgiebiger Verbund vor
- Schnitt III-III: Schubversagen infolge Querkraft  
 ⇒ maßgebend bei auflagnahen Lasten und bei Einzellasten

Unter Beachtung der versuchstechnischen Erfordernisse und Randbedingungen wurden die Abmessungen der Prüfkörper so festgelegt, dass sie in etwa baupraktischen Gegebenheiten entsprachen. Ziel der Ausführung war ein möglichst geringer Materialverbrauch sowohl beim Holzelement als auch bei der jeweiligen mineralischen Deckschicht.

Dabei wurden die Querschnittshöhen unter Voraussetzung der Materialkennwerte für Nadelholz S 10 und Beton B25 bzw. C20/25 so gewählt, dass die Schwerachse des Gesamtquerschnitts möglichst nahe an der Verbundfuge liegt. Dies ermöglicht eine genauere Untersuchung der Verbundfugensteifigkeit, da die maximale Schubspannung in der Schwerachse vorliegt. Ergänzend zu den bekannten Randbedingungen muss ausreichend Freiraum für die Applizierung von Messaufnehmern und anderen messtechnisch notwendigen Bauteilen eingeplant werden. Umständliche Messmimik trägt zur Verfälschung von Messdaten bei.

Die Verbunddeckenelemente hatten eine Gesamtlänge von 5,00 m und eine Breite von 0,52 m. Bei den als Dübelholz ausgeführten Brettstapelelementen wurden die hochkant nebeneinander angeordneten Lamellen ohne Stöße über die Gesamtlänge durchlaufend ausgeführt und mit Hartholzstangen in Abständen von 30 cm verdübelt. Die Dübelstangen haben einen Durchmesser von 15 mm und sind über die gesamte Breite der Platte durchgehend auf Pressung eingebracht. Nähere Einzelheiten zu den Abmessungen und der konstruktiven Ausführung der Prüfkörper können den nachfolgenden Abb.5-3 bis Abb.5-4 entnommen werden.

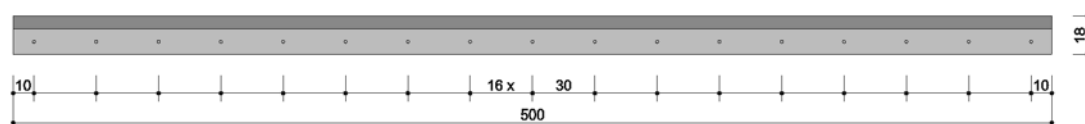


Abb.5-3: Seitenansicht des Verbundbauteils mit Anordnung der Dübelholzstangen

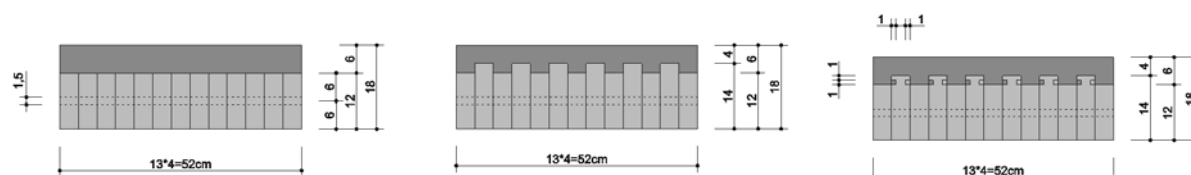


Abb.5-4: Querschnitte der Prüfkörper mit gleichhohen Brettlamellen Serie HB/R, mit versetzten Lamellen Serie HB/V und der Prüfkörper mit profilierten Lamellen Serie HB/P

In die Verbundelemente vom Typ HB/BRF/1 und HB/ZPF/1 (Abb.5-6 bis 5-7) wurden die bereits beschriebenen Flachstahlschlösser zur Übertragung der Fugenschubkräfte eingebaut. Die Anordnung der Schubverbinder über die Plattenlänge erfolgte in Anlehnung an [raut\_1] nach Abb.5-8 bis Abb.5-10. Jedes Flachstahlschloss reichte über die gesamte Plattenbreite.

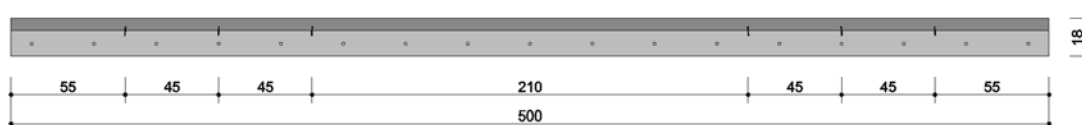


Abb.5-5: Anordnung der Flachstahlschlösser in den Deckenplatten HB/BRF/1 und HB/ZPF/1

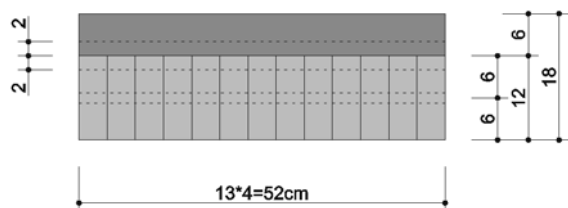


Abb.5-6: Querschnitt des Prüfkörpers HB/BRF/1 mit gleichhohen Lamellen und Flachstahlschlössern

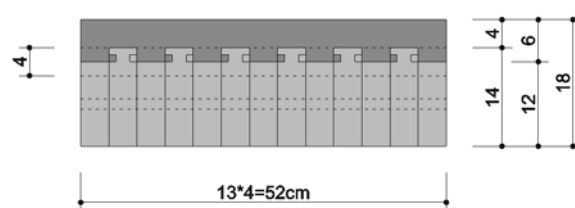


Abb.5-7: Querschnitt des Prüfkörpers HB/ZPF/1 mit profilierten Lamellen und Flachstahlschlössern

Folgender Schlüssel wurde für die Bezeichnung der Probekörper im Biegeversuche verwendet:

#### HB/XY/Z

HB -Hauptversuch-Biegung

X -Kürzel der mineralischen Deckschichten

Y -Kürzel der Holztopographie

Z -Nummer des Prüfkörper

**B** –Beton

**Z** –Zementestrich

**A** –Anhydrit-Fließestrich

**R** –sägeraue, gleichhohe Lamellen

**V** –versetzte Lamellenanordnung

**P** –profilierter und versetzte Lamellen

**F** –zusätzliche Flachstahlschlösser zur Übertragung der Schubkräfte

Die vergebenen Namen für die einzelnen Versuchkörper und die dazugehörigen Materialien sowie Oberflächenformen sind in Tab.5-1 zusammengefasst.

Tab.5-1: Probekörperbezeichnung der Biegeversuche

Bezeichnung	mineralische Deckschicht	Holz-Brettstapel-Topographie
HB/BR/1 ... 4	<b>B</b> eton	sägerau
HB/BV/1 ... 3	<b>B</b> eton	versetzt
HB/BP/1 ... 3	<b>B</b> eton	profilierter
HB/ZV/1 ... 3	<b>Z</b> ementestrich	versetzt
HB/ZP/1 ... 3	<b>Z</b> ementestrich	profilierter
HB/AV/1 ... 3	<b>A</b> nhydritestrich	versetzt
HB/AP/1 ... 3	<b>A</b> nhydritestrich	profilierter
HB/BRF/1	<b>B</b> eton	sägerau mit Flachstahlschloss
HB/ZPF/1	<b>Z</b> ementestrich	profilierter mit Flachstahlschloss

### 5.2.4 Herstellung der Verbundelemente

Die Fertigung der Brettstapelelemente erfolgte weitestgehend automatisiert in einem Holzverarbeitungsbetrieb. Im Unterschied zu der üblichen Verbindung der Einzellamellen untereinander mittels Nägeln wurden die in letzter Zeit verstärkt eingesetzten Hartholzdübel zur Lamellenverbindung verwendet. Bezeichnet werden die Brettstapelelemente dann als Dübelholz.

Nach der Bestimmung des Biege-E-Moduls am rohen Brettstapelelement wurden die Elemente für das Aufbringen der mineralischen Deckschichten vorbereitet. Allerdings war es notwendig, alle vorbereitenden Maßnahmen zum Betonieren abzuschließen, ehe eine nochmalige objektive Einschätzung der Holzoberflächen zur Beurteilung des Tragverhaltens vor dem endgültigen Aufbringen der Deckschicht erfolgte.

Nach dem Anbringen der Schalungsbretter folgte eine sowohl visuelle als auch elektronische Holzoberflächenbegutachtung der Platten, um Unregelmäßigkeiten zu dokumentieren. Mit der in Augenscheinnahme sind nur grobe Strukturfehler erkennbar. Deren Einfluss ist für die Trageigenschaften erheblich. Aufgefallen sind insofern vor allem Astlöcher (Abb.5-8) bei einzelnen aufgestellten Lamellen. Weiterhin führten Herstellungsungenauigkeiten bei Platten vom Typ P dazu, dass die seitlich eingefrästen Profilierungen durch nach oben gekrümmte tiefstehende Lamellen teilweise verdeckt wurden (Abb.5-9). Auch bei den Holzelementen des Typs V wurden einzelne gebogene Lamellen dokumentiert (Abb.5-10).



Abb.5-8: Astlöcher in aufgestellten Lamellen



Abb.5-9: Teilweise verdeckte Profilierungen infolge gebogener Lamellen



Abb.5-10: Brettstapelelement des Typs V mit gebogener Randlamelle

Ansonsten wiesen alle Platten gleiche Verarbeitungsgenauigkeiten und eine entsprechend dem Haftverbund positiv beeinflussende gute Rauigkeit auf. Mit dem System TRACEiT, welches bereits in Abschnitt 2.4.5. beschrieben wurde, sind alle Holzoberflächen der Elemente stichpunktartig elektronisch auf diese entsprechenden Rauigkeiten untersucht worden. Wie bei allen Holzbauteilen ist auch die zum Betonierzeitpunkt vorhandene Holzfeuchtigkeit mit einem Holzfeuchtemessgerät festzuhalten gewesen. Vor dem Auflegen der Mattenbewehrung wurden die Platten gründlich von Staub, Schmutz und anderen losen Teilen befreit (Abb.5-11). Unmittelbar vor dem Aufbringen der Deckschichten wurden die Holzelemente mit Wasser benetzt (Abb.5-12), um dem doch recht hohen Wasserentzug aus der frischen Deckschicht Beton bzw. der Estriche durch das Holz entgegenzuwirken.

Die Anlieferung des Frischbetons erfolgte im Fahrmischer direkt vom Betonwerk und enthielt die gleiche Betonrezeptur wie die der Scher- und Haftzugversuchen. Eine Lieferung reichte für alle Verbundelemente der Serien HB/B aus, sodass eine gleich bleibende Betonqualität sichergestellt werden konnte. Für das Durchmischen des Zementestrichs nach Herstellerangaben wurde ein Estrichmischer verwendet. Je Platte waren mehrere Mischungen erforderlich, da dieser Mischer das Mischgut nicht kontinuierlich förderte. Es wurde bei allen Mischungen annähernd die gleiche Verarbeitungskonsistenz erreicht.



*Abb.5-11: Reinigung der Holzelemente*



*Abb.5-12: Befeuchtung der Platten vor dem Betonieren*



*Abb.5-13: Frische Deckschicht und Nachbehandlung*

Die Verarbeitung des Anhydrit-Fließestrichs erfolgte mittels einer Mischpumpe. Durch die kontinuierliche Förderung des Mischguts konnte bei allen Verbundelementen dieses Typs eine konstante Mischungsqualität sichergestellt werden. Bei dieser Ausführungsvariante wurde keine Bewehrung eingelegt. Das Verdichten mittels Rüttelflasche und Glätten aller Deckschichten bzw. das selbständige Ausnivellieren der Deckschichten durch die fließende Konsistenz erfolgte bei allen Probekörpern gleichermaßen. Nachdem die Platten der Serien HB/B und HB/Z die Grünstandfestigkeit erreicht hatten, wurden diese kontinuierlich nachbehandelt (Abb.5-13) und zusätzlich mit einer Folie gegen zu schnelles Austrocknen abgedeckt. Bis zur 28-Tagefestigkeit lagerten die frischen Verbundelemente abgedeckt mit Folie bei ca. 20°C in der Lagerhalle. Die zuvor angebrachte Seitenschalung wurde erst unmittelbar vor Versuchsbeginn entfernt.

## **5.3 Numerische Voruntersuchungen mit dem Programm ANSYS**

### **5.3.1 Allgemeines**

Die Modellierung und Nachrechnung solcher Verbundbauteile mit der Finite-Elemente-Methode ist in den letzten Jahren immer mehr in den Mittelpunkt gerückt. Dadurch konnte sich diese Methode als Standardwerkzeug für numerische Untersuchungen an Verbundbauteilen verstärkt durchsetzen. Die prinzipiellen Lösungsalgorithmen sind in [bath\_1], [krät\_1] und [zien\_1] sehr gut veranschaulicht und werden in dieser Arbeit nicht wiedergegeben.

Für den Fall, dass das Tragverhalten von Holz im Verbund mit mineralischen Deckschichten ähnlich dem eines Zugbandes mit Druckbogen betrachtet wird, verlaufen die Spannungstrajektorien ähnlich denen eines Stahlbetonbalkens nach Abb.5-14.





Abb.5-14 Zugband mit Druckbogen und dem Verlauf der Spannungstrajektorien im Stahlbetonbalken aus [Iohm\_1]

Durch den gegenläufigen Verlauf der Zug- und Druckspannungstrajektorien ist von ersten Fugenbewegungen über bzw. nahe dem Auflager auszugehen. Gerade dieser Umstand verdeutlicht die Bedeutung einer numerischen Voruntersuchung, um die Messmimik an den richtigen Stellen während der Kurzzeitbiegeversuche zu platzieren.

Für derartige numerische Untersuchungen eignet sich das Programm ANSYS, welches unter anderem schon von [schm\_1] auf Verbundsysteme angewandt wurde. Stabwerksmodelle auf der Basis der Finite-Elemente-Methode eignen sich gleichfalls für die Nachrechnung von Versuchen. Allerdings ist es dort nicht einfach herauszufinden, an welcher Stelle entlang der Verbundfuge die ersten und im weiteren Verlauf die größten plastischen Dehnungen bzw. Fugenbewegungen auftreten. Für die Modellierung der Kurzzeitbiegeversuche und zur Vorbereitung der versuchstechnischen Untersuchungen wird daher das Programm ANSYS eingesetzt.

### 5.3.2 Modellbildung und Rechenannahmen

Durch das Gleichmaß der Bauteile und der symmetrischen Lasteinleitung ist es gerechtfertigt, das halbe Verbundelement unter Ansatz der Symmetriebedingung zur Minimierung des Rechenaufwandes abzubilden. Zur Diskretisierung des Verbundbauteils werden ebene 4-Knoten-Scheibenelemente (Plane 42) mit linearer Ansatzfunktion an den Elementrändern verwendet. Mit mehreren Elementen, über die Querschnittshöhe und Deckenspanweite verteilt, wird ein elementweises linear-elastisches Materialverhalten angenommen (Abb.5-15).



Abb.5-15: Diskretisierung des Verbundbauteils unter Symmetriebedingung

Mit einem Kompromiss aus notwendiger Anzahl der Elementierung und entsprechendem Rechenaufwand ist eine zur Abbildung der Spannungsverteilung ausreichende Anzahl von Elementen diskretisiert. Ausgehend vom rechnerisch angestrebten Erstversagen der Verbundfuge wird für das Holz linear-elastisches Materialverhalten angesetzt. Mit den Materialeigenschaften und der gewählten Querschnittsgeometrie liegt die Schwerachse in bzw. nahe der Verbundfuge, wo die größten Schubspannungen auftreten. Bis zum Versagen der Verbundfuge ist die mineralische Deckschicht überdrückt und das Holz nicht gerissen. Vereinfachend wird für die Voruntersuchungen der

Verbundfuge trotz der bisherigen Unterstellung des starren Verbundes linear-elastisches Tragverhalten angenommen, wobei ein reversibler Schlupf vorausgesetzt wird. Ungeachtet der Dimensionslosigkeit der Verbundfuge über die Höhe wird diese unter Zuhilfenahme dimensionsbehafteter Elemente als kontinuumsmechanisches Mittel zur Beschreibung des Spannungs- und Verzerrungszustand eingefügt. So führen lokale Deformationen zu Veränderungen der Materialfestigkeit und Steifigkeit.

Die ersten rechnerischen Voruntersuchungen wurden an den Verbundvarianten mit alternierenden Lamellen und zusätzlichen Profilierungen (Typ P) durchexerziert. Somit war es notwendig, die in die mineralische Deckschicht hineinreichenden Lamellen gesondert zu berücksichtigen, da diese eine Schwächung der Deckschicht zur Folge haben. Für dieser Zone werden die Scheibenelemente, welche das Holz bzw. die Deckschicht abbilden, zunächst ohne Verbund in einer Ebene koinzident übereinandergelegt. Aus der Geometrie der Brettstapelelemente heraus werden dem Holz 6 x 4,0 cm (6 Stück aufgestellte Lamellen) und der Deckschicht 7 x 4,0 cm zugewiesen. Die Kopplung der Teilquerschnitte erfolgt dann durch die Kopplung der Freiheitsgrade ( $u_x$  und  $u_y$ ) in halber Höhe ( $h/2$ ) des Überstandes der versetzten Lamellen (Abb.5-16).

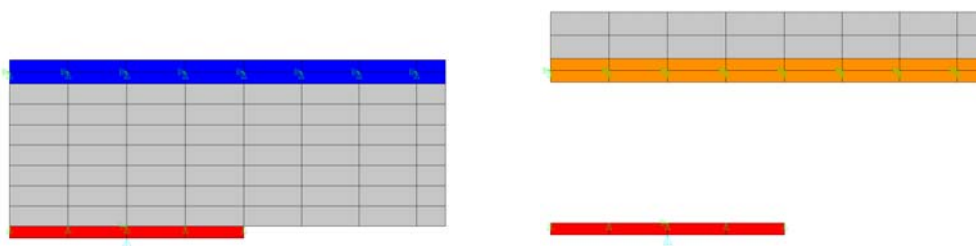


Abb.5-16: Modell zur Kopplung der Teilquerschnitte, unten Holz, oben mineralische Deckschicht

Zur Beschreibung der Fugendeterioration werden die in eigenen Haftscher- und Zugversuchen ermittelten Daten herangezogen und verschmiert über die Höhe den Elementen zugewiesen. Die Elemente werden für eine realitätsnahe Wiedergabe über die Höhe sehr schmal gehalten. Somit ist es möglich, das Verbundfugenversagen vom ersten Anriss bis hin zur vollständigen Auftrennung zwischen den Fugenufern zu erfassen.

Durch dieses Vorgehen ist es möglich, die nichtlinearen Eigenschaften aus den Scherversuchen (z.B. Kohäsion und Reibung) den Deckschichtelementen oberhalb der Kopplungspunkte zuzuweisen. Die numerische Abbildung der Fuge im linear-elastischen Bereich unterhalb der Kopplungsebene ist vergleichsweise einfach durch eine Modifikation des Schubmoduls möglich. Für die Fugensteifigkeit wird der Verschiebungsmodul durch einen äquivalenten Schubmodul  $G_{Fuge}$  über das Scheibenelement verschmiert (Abb.5-17). Dabei wird folgende Vorgehensweise nach Gl.(5.1) bis Gl.(5.5) zugrunde gelegt.

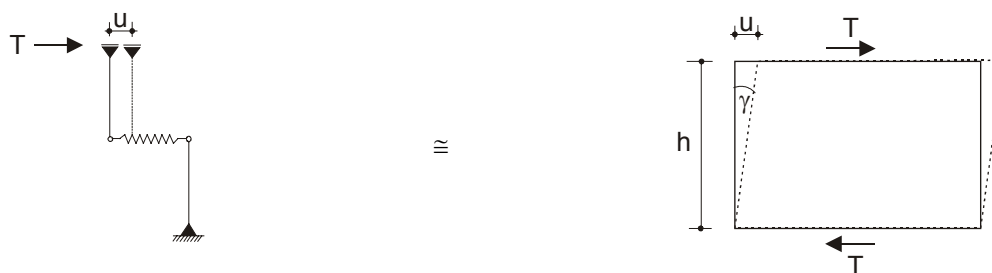


Abb.5-17: Versuch und Kontinuumsmechanisches Modell

$$C = \frac{T}{u} \quad (5.1) \quad u = \sin \gamma \cdot h \approx \gamma \cdot h \quad (5.2)$$

$$u = \frac{T}{C} \quad (5.3) \quad u = \gamma \cdot h = \frac{T \cdot h}{A_S \cdot G} \quad (5.4)$$

mit:	$T$	Schubkraft
	$C$	Fugenschubsteifigkeit aus den Versuchen
	$h$	Höhe des Fugenelements
	$u$	Verschiebung
	$A_S$	Grundfläche des Elements
	$G$	äquivalenter Fugenschubmodul

Aus dieser Beziehung folgt unter Vernachlässigung der Schubverzerrung des Holzes der äquivalente Schubmodul  $G_{Fuge}$  für das „Fugenelement“ nach Gl.(5.5).

$$G_{Fuge} = \frac{h \cdot C}{A} \quad (5.5)$$

Unter Verwendung bruchmechanischer Kriterien nach Abschnitt 4.2 und [baza\_1] wird der Entfestigungsprozess in Abhängigkeit der ausgelösten Energiedissipation während der Rissbildung beschrieben. Übertragen auf die Verbundfuge muss beim Versagen dieser die Bruchenergie  $G_f$  vollständig dissipiert werden. Erst durch die Herleitung und versuchstechnische Erfassung der Rissbandbreite  $h$  durch [baza\_1] kann die Relativverschiebung als Dehnungskomponente in den Berechnungen Berücksichtigung finden. Aufbauend auf diesen Grundlagen erarbeitet [schl\_4] Ver- und Entfestigungsmodelle zur Rissmodellierung im Mauerwerk und implementiert diese in dem verwendeten Programm ANSYS, welches zur rechnerischen Simulation der Biegeversuche dient.

Durch das ähnliche Versagensverhalten von Lagerfugen im Mauerwerk auf Zug ist die vorgeschlagene exponentielle Zugentfestigung gleichsam auf den Verbund von Holz und mineralischer Deckschicht übertragbar. Die Auswertung der eigenen Haftzugversuche bestätigen diese Übertragbarkeit.

Das Fugenschubtragverhalten ist eine weitere Steuergröße für das Gesamtragverhalten des Verbundbauteils. Als Fließkriterium für das Fugenversagen wird das Mohr-Coulomb'sche Schubspannungskriterium implementiert [schl\_4]. Die Schubfestigkeit wird durch die Parameter Kohäsion  $c$  (Haftschubfestigkeit) und den Reibungswinkel  $\varphi$  beschrieben. Wie im Abschnitt 3 gezeigt, ist die Degradation der Schubfestigkeit vom Entfestigungsverlauf der Kohäsion und dem Reibungseinfluss geprägt. Für den Anteil aus Kohäsion wird wie bei der Zugentfestigung eine exponentielle Entfestigung auf das Niveau des Reibungsanteils angenommen. Für den Reibungswinkel  $\varphi$  wird bei der Simulation der versuchstechnisch ermittelte Wert eingesetzt. Das Phänomen der Degradation des Reibungswinkels bei fortlaufendem Versuch wird ebenfalls rechnerisch berücksichtigt. Dass diese Annahmen richtig sind, ist aus den eigenen Versuchen in Abschnitt 3 nachzulesen. Wie in [schl\_4] beschrieben, ist der Dilatanzwinkel  $\psi$  für die Aufweitung der Gleitfuge verantwortlich. In den eigenen Scherversuchen ist solch einem Aufgleiten durch die aufbrachte Druck-Normalspannung entgegengewirkt worden. Dieser Sachverhalt ist nachvollziehbar, und wird in der Simulation berücksichtigt.

### 5.3.3 Numerische Voruntersuchungen

In den rechnerischen Voruntersuchungen werden zur Materialbeschreibung grundlegend alle in eigenen Versuchen ermittelten Materialkennwerte als Eingabewerte verwendet. Fehlende Materialkennwerte wurden den einschlägigen Normen entnommen. Die wichtigsten Materialkennwerte sind in Tab.5-2 zusammengetragen. In Anlehnung an die vorgesehenen 4-Punkt-Biegeversuche beträgt die Spannweite 4,80 m bei einer Elementbreite von 0,52 cm.

Tab.5-2: Eingabeparameter in das FE-Modell

Typ	$E_{\text{Holz}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{\text{MD}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{\text{Holz}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{\text{MD}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{\text{Fuge}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{\text{F,Schub}}$ [N/mm]	Kohäsion $c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Winkel $\varphi$ %
HB/BP	13113	28500	690	14250	350	45	0,420	55,6
HB/ZP	14596	21700	690	10850	350	45	0,380	60,4
HB/AP	12733	27930	690	13965	350	45	0,305	61,6

Im Hinblick auf die präzise Deskription des Fugentragverhaltens während einer Biegebeanspruchung des Verbundbauteils kommt der messtechnischen Erfassung von Fugenbewegungen eine besondere Bedeutung zu. Mit der rechnerische Simulation wird deutlich, dass zusätzlich zu den üblichen Messpunkten, wie Stirnseitenverschiebung und Mittendurchbiegung, in diesem Fall auch Messpunkte nahe dem Auflager notwendig sind. Durch die Auswertung der im Programm ermittelten plastischen Vergleichsdehnungen im Anfangszustand und bei fortgeschrittener Entfestigung des Haftverbundes (Abb.5-18) sind weitere Messpunkte in einem ca. 32,5 cm entfernten Abstand von der Auflagerachse vorzusehen.

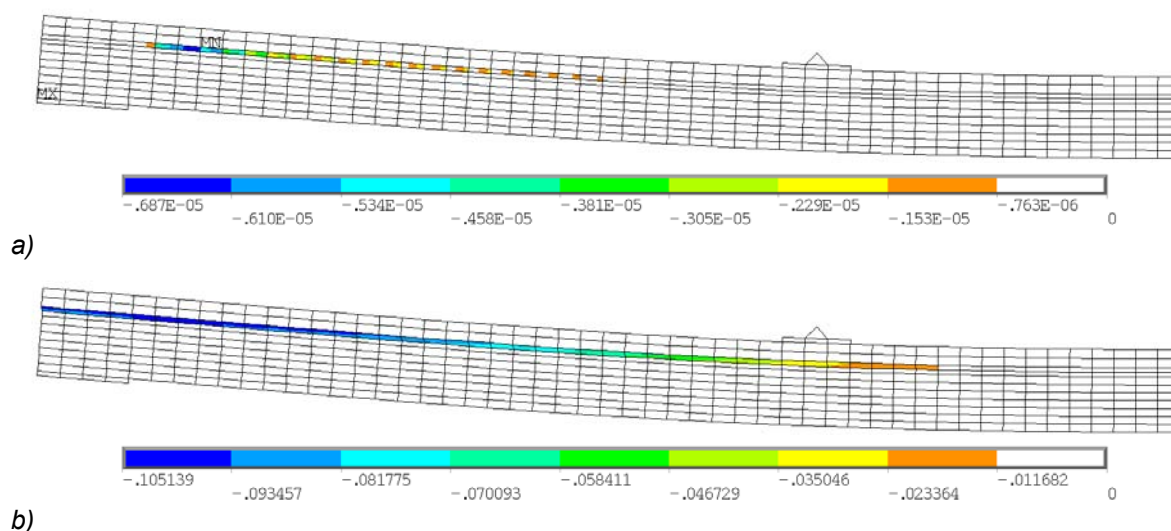


Abb.5-18: Plastische Vergleichsdehnungen am Beispiel der Verbundvariante HB/BP a) Anfangszustand bei  $w_x = 1,35$  cm und b) vollständig aufgerissene Verbundfuge bei  $w_x = 3,40$  cm

So sind die ersten plastischen Dehnungen bei ca.  $w_x = 1,35$  cm Mittendurchbiegung zu verzeichnen, zu einem Zeitpunkt, wo für die Spannweite von 480,0 cm die zulässige Durchbiegung von 1,60 cm noch nicht vollständig erreicht ist. Allerdings ist die Fuge erst bei einer Durchbiegung von ca.  $w_x = 3,40$  cm komplett entfestigt. In diesem Zusammenhang stehen auch die Zug- und Druckspannungsverläufe innerhalb des Systems. Der Verlauf der Trajektorien und insbesondere der Druckspannungstrajektorien untermauert die Hypothese (Abb.5-19), dass mit ersten plastischen Dehnungen in Auflagernähe zu rechnen ist.

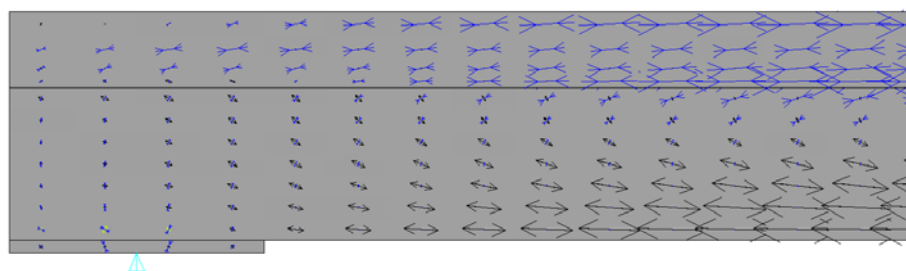


Abb.5-19: Trajektorienverlauf am Beispiel der Verbundvariante HB/BP in Auflagernähe

## 5.4 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

### 5.4.1 Versuchsstand

Die experimentellen Untersuchungen wurden an einem an der Bauhaus-Universität Weimar verfügbaren Versuchsrahmen durchgeführt. Der Rahmen besteht aus zwei parallel am Boden aufstehenden Längsträgern, zwei Auflagern für die Versuchsplatten an den Trägerenden sowie zwei in den Drittelpunkten der Längsträger verschraubten Rahmen zur Aufnahme der Hydraulikprüfzylinder für die Lasteinleitung. Die Verbundträger wurden als Einfeldträger mit zwei Einzellasten in den Drittelpunkten in Anlehnung an die Norm DIN EN 408 als 4-Punkt-Biegeversuch belastet. Der schematische Aufbau der Versuche ist in der Abb.5-20 dargestellt.

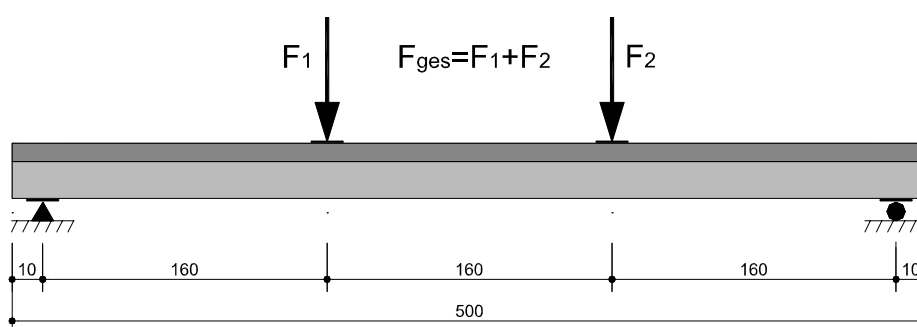


Abb.5-20: Schematischer Versuchsaufbau des 4-Punkt-Biegeversuchs

Für das Umsetzen der Verbundelemente kam ein eigens hierfür angefertigtes Lastgeschirr aus U-Profilen zur Anwendung, welches mit Lastgurten und Gabelstapler angehoben werden konnte (Abb.5-21 und Abb.5-22). Zum Einheben in den Versuchsrahmen wurden die beiden Auflagerträger entfernt. Somit war das Einfahren der Platten problemlos möglich. Anschließend konnte mittels Hebevorrichtung der Lasteinleitungsrahmen abgesetzt und richtig positioniert sowie die gesamte erforderliche Messtechnik angebracht werden.



Abb.5-21: Umsetzen der Verbundplatten mittels Lastgeschirr

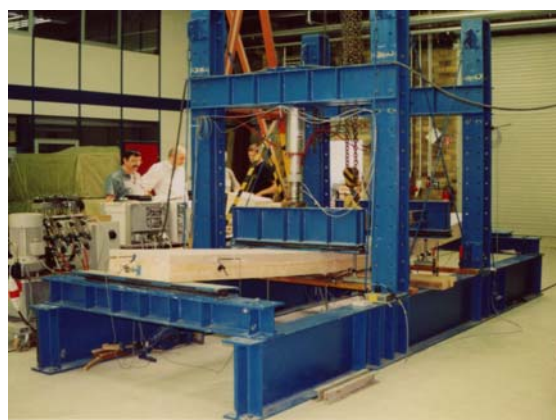


Abb.5-22: Versuchsrahmen mit Verbundelement

Die Lasteinleitung in die Prüfkörper erfolgte über Quertraversen aus rollengelagerten Stahlprofilen IPE 300, sodass eine Querbelastung der Hydraulikzylinder wie auch der Kraftmessdosen infolge der Plattendurchbiegung auszuschließen war. Mit 15,0 cm Breite war die Lasteinleitungsfläche groß genug gewählt. Die Belastung der Prüfkörper erfolgte weggesteuert über die zwei unabhängigen Prüfzylinder mittels einer hydraulischen Motorpumpe ( $F_{\max} = 2 \cdot 400 \text{ kN}$ , Kolbenhub 200,0 mm). Da jeder Prüfzylinder einzeln anzusteuern war, konnte eine nahezu symmetrische Durchbiegung der Versuchsplatten erreicht werden. Mit Hilfe von Kraftmessdosen wurde die Pressenkraft unter beiden Zylindern gemessen. Die Auflager wurden als ein Fest- und ein Rollenlager ausgebildet (Abb.5-23 und 5-24). Für die Auflagertiefe wurden 20,0 cm breite Stahlplatten eingesetzt, um eine ausreichende Lastverteilung zu gewährleisten. Damit ein gleichmäßiges Aufliegen der Platten sichergestellt werden konnte, lag zwischen Stahlplatte und Verbundelement jeweils eine ca. 5,0 mm starke Ausgleichsmatte. Bei größeren Unebenheiten in der Deckschicht wurde zusätzlich ein ausgleichendes Gipsbett im Auflager- bzw. Lasteinleitungsbereich angeordnet. Alle Massen der Aufbauteile wurden ermittelt und in der Auswertung berücksichtigt.



Abb.5-23: Auflagerung der Versuchskörper auf einem Kipplager (unverschieblich)



Abb.5-24: Auflagerung der Versuchskörper auf einem Rollenlager

#### 5.4.2 Messstellen

Im Hinblick auf das Versuchsziel, die Einschätzung des Biegetragverhaltens respektive des Schubtragverhaltens der Verbundfuge, sind für die Beurteilung aller der in diesem Zusammenhang stehenden Einflüsse verschiedene Messgrößen gemessen und elektronisch aufgezeichnet worden. Aus der Erfahrung heraus wurden die zur Auswertung erforderlichen messtechnischen Daten sukzessive angeglichen.

Die vertikale Durchbiegung wurde an mehreren Stellen sowohl in Längsrichtung als auch in Querrichtung an beiden Längsrändern an der Verbundplatte durch induktive Wegtaster gemessen (Abb.5-25). Erfasst wurde dabei die Mittendurchbiegung axial zwischen beiden Auflagern und auch direkt unter den Lasteinleitungspunkten. Durch die paarweise gegenüberliegenden Wegaufnehmer ist eine Mittlung dieser Werte möglich. Alle Weggeber für die Durchbiegung waren durch eine Quertraverse am Versuchsrahmen befestigt und zeichneten somit die Summe aus vertikaler Durchbiegung des Elements und Auflagerdurchbiegung auf. Allerdings war die Auflagerdurchbiegung unter Höchstlast so marginal, dass diese im Folgenden keine Berücksichtigung finden musste.



Des Weiteren wurden die Relativverschiebungen in der Verbundfuge zwischen Brettstapelelement und Deckschicht mit induktiven Wegaufnehmern an den beiden gegenüberliegenden Stirnseiten (Abb.5-26) und in Auflagernähe (ca. 32,5 cm von der Auflagerachse entfernt) gemessen (Abb.5-27). Diese Messpunkte wurden aufgrund rechnerischer Voruntersuchungen zusätzlich vorgesehen, da die ersten Fugenbewegungen in diesem Bereich zu erwarten waren. Der Messbereich der verwendeten Messinstrumente war der jeweils erwarteten Verformung bzw. Kraft angepasst, die Linearitätsabweichung der induktiven Wegaufnehmer beträgt  $\pm 0,1\%$ .



Abb.5-25: Induktiver Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegung



Abb.5-26: Induktiver Wegaufnehmer zur Messung der Relativverschiebung an den Stirnseiten

Für die Beschreibung der Spannungsverteilung in Plattenmitte wurden mittels Dehnungsaufnehmern DD1 an allen Platten die Dehnungen an der Unterkante des Holzes und der Deckschicht gemessen. Zusätzlich erfolgte an ausgewählten Probekörpern jeder Serie die Messung der Dehnungen über die gesamte Querschnittshöhe mit Dehnungsmessstreifen (DMS). Die Dehnungsmessstellen sind in Abb.5-28 dargestellt.

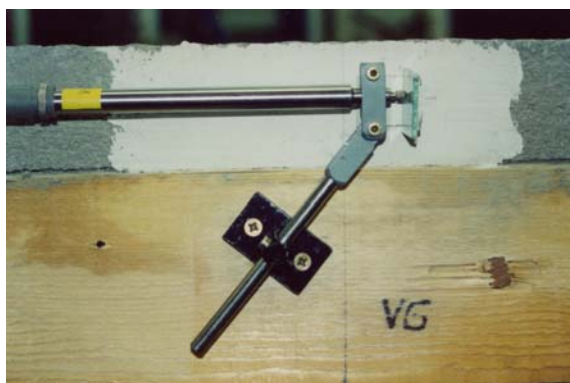


Abb.5-27: Induktiver Wegaufnehmer zur Messung der Relativverschiebung in Auflagernähe

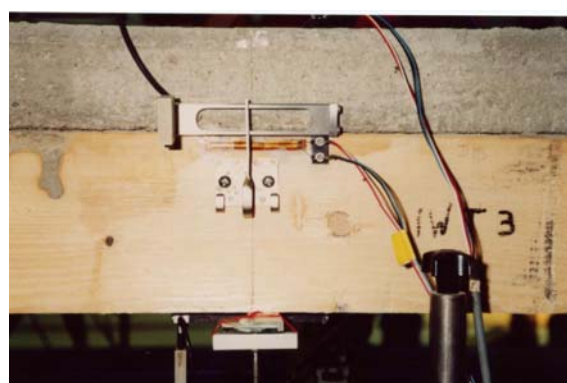


Abb.5-28: Dehnungsaufnehmer DD1 oben und Dehnungsmessstreifen (DMS) unten

Mit der Vorgabe eines weggesteuerten und konstanten Kolbenhubs während des Versuchs wurde die Pressenkraft unter beiden Zylindern ständig gemessen. Die Messung der Kraft erfolgte durch zwei Kraftmessdosen KMD mit einer zulässigen Belastbarkeit von 200,0 kN. Die Anordnung der Messmimik ist dem Messstellenplänen in Abb.5-29 und Abb.5-30 zu entnehmen.



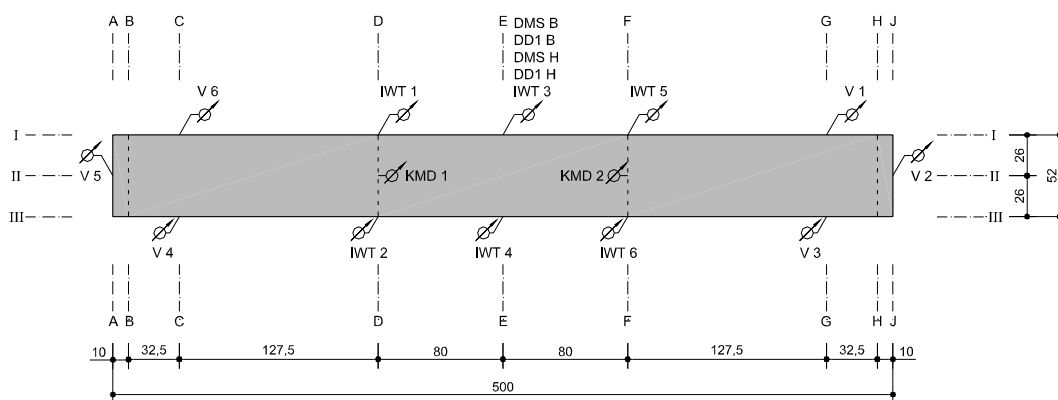


Abb. 5-29: Messstellenplan

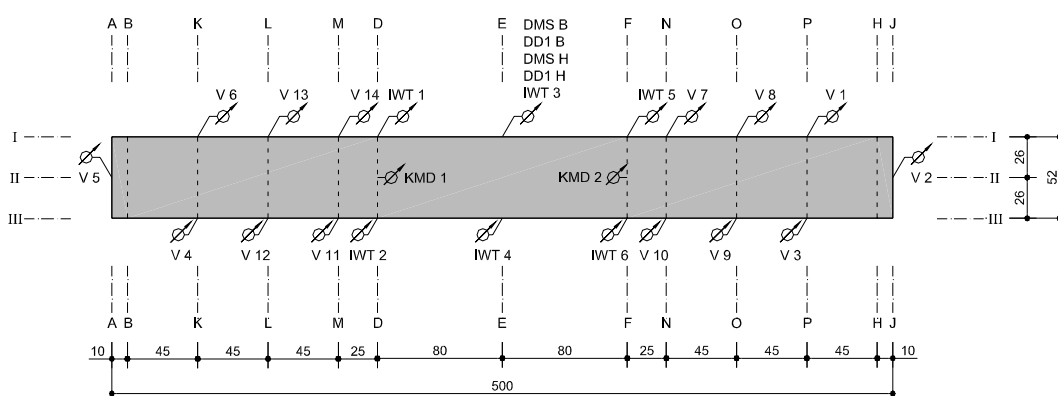


Abb. 5-30: Messstellenplan der Serie HB/BRF/1 und HB/ZPF/1

Tab. 5-3: Tabellarische Übersicht der Messstellen

Bezeichnung	Art der Aufnehmer	Lage	Achse	Messgröße	Messbereich/ Genauigkeit
IWT 1...6	Induktive Wegaufnehmer	Längsseiten der Platten	DI/EI/FI/DIII/ EIII/FIII	Durchbiegung	0...200 mm ± 0,1 %
V 2,5	Induktive Wegaufnehmer	Stirnseiten der Platten	AII/JII	Relative Verschiebung Holz zu Deckschicht	0...20 mm ± 0,1 %
V 1,3,4,6	Induktive Wegaufnehmer	Längsseiten der Platten	CI/GI CIII/GIII		
V 7...14 (nur Serie F)	Induktive Wegaufnehmer	Längsseiten der Platten am Flachstahl	KI/LI/MI NI/OI/PI KIII/LIII/MIII NIII/OIII/PIII		
KMD 1,2	Kraftmessdose	Unter den Pressen	DII/FII	Aufgebrachte Belastung	0...200 kN ± 0,2 %
DD1	Dehnungsaufnehmer	Unterkante des Teilquerschnitts	EI	Dehnung	2,5 ‰
DMS	Dehnungsmessstreifen	Oberkante des Teilquerschnitts	EI	Dehnung	—

Während der Versuchsdurchführung entsprachen die Klimabedingungen in der Versuchshalle annähernd dem Normklima nach DIN 50014.

### 5.4.3 Lastregime

Konformgehend mit den bereits durchgeführten Scher- und Haftzugversuchen und in Abstimmung mit den Ergebnissen der genannten Versuche schien es zweckmäßig, die Versuchsbedingungen der verschiedenen Versuche soweit wie möglich aufeinander abzustimmen. Für die Biegeversuche sollte ein adäquates Lastregime zur Anwendung kommen, um vergleichbare Ergebnisse zu erzielen. Vorrausblickend für eine rechnerische Modellierung erfolgte hier die Lastaufbringung weggesteuert, da eine starre Verbindung bei kraftgesteuertem Versuch zum plötzlichen Versagen führt und keine ausreichenden Aussagen über Bruchmechanismen im Nachbruchverhalten liefert. Zunächst wurde als Grundlage für das Belastungsregime eine maximale Durchbiegung in Feldmitte von 22,8 mm bei einer zu erwartenden Höchstlast  $F_{\text{est}} = 2 \cdot 52,0 \text{ kN}$  berechnet, was einem Kolbenweg von 17,1 mm entspricht. Die Lastaufbringung erfolgte weggesteuert äquivalent der kraftgeregelten Scherversuche mit einer konstanten Kolbenvorschubgeschwindigkeit von 0,07 mm/s entsprechend Abb.5-31.

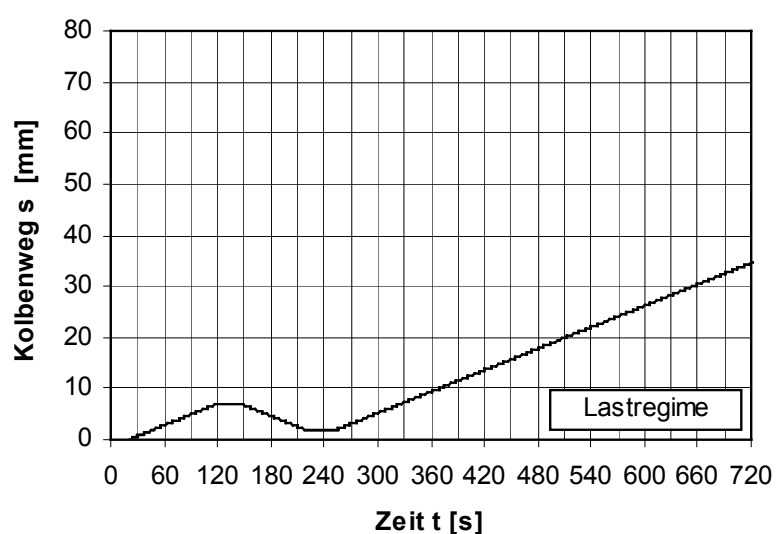


Abb.5-31: Lastregime für weggesteuerte Belastung

Dieses Lastregime erfüllte die Anforderungen der Norm DIN EN 408 in der eine maximale Vorschubgeschwindigkeit des Belastungskolbens von  $0,003 \cdot h = 0,54 \text{ mm/s}$  vorgeschlagen wird. Bei 6,8 mm Kolbenweg wurde die aufgebrachte Last über 30 Sekunden hinweg gehalten, was einer Kraft von  $0,4 \cdot F_{\text{est}}$  entspricht. Anschließend wurde der Kolbenweg auf 1,7 mm, was einer Last von  $0,1 \cdot F_{\text{est}}$  entspricht, verringert und erneut 30 Sekunden konstant gehalten. Im letzten Lastzyklus sollten die Zylinder möglichst bis zum Bruchversagen der Platte mit der konstanten Geschwindigkeit ausgefahren werden. Laut Norm ist die Last 30 Sekunden lang bei  $0,4$  und  $0,1 \cdot F_{\text{est}}$  konstant zu halten, damit der Lastumkehr eine entsprechende Zeit eingeräumt werden kann. Es ist nicht vorgesehen, hieraus Angaben über das Kriechverhalten abzuleiten.

## 5.5 Versuchsergebnisse und Interpretation

### 5.5.1 Darstellung der Ergebnisse

Die Darstellung der Ergebnisse aus den Versuchen heraus erfolgt übersichtlicher Weise in Diagramm- und Tabellenform. Dabei sind die Höchstlasten, die Last bei einer zulässigen Durchbiegung von  $l/300=16,0$  mm als auch die Last beim Versagen der Verbundfuge sowie deren Ausnutzungsgrad in Anhang D-4, Tab.D.5-5 zusammengefasst. Ferner sind Versagensursachen sowie Weggrößen und weitere relevante Versuchsdaten in Anhang D-7, Tab.D.5-7 nachzulesen. Alle angegebenen Messwerte und Diagramme resultieren ausschließlich aus den aufgebrachten Lasten der beiden Hydraulikzylinder. Hierbei entspricht die angegebene Last  $F_{ges}$  eines Versuches der aufgebrachten Gesamtlast aus der Summe der Kolbenkräfte beider Zylinder. Bei der Auswertung der Daten wurde das Eigengewicht der nötigen Versuchsaufbauten mit berücksichtigt. Das während der Versuchsdurchführung aufgenommene und in Diagrammen dargestellte Last-Verformungsverhalten ist prüfserienweise im Anhang D-8 ff, Abb.D.5-1 bis Abb.D.5-24 wiedergegeben:

- ⇒ Kraft-Durchbiegungs-Diagramme für die Durchbiegung in Feldmitte (Achse E),
- ⇒ Kraft-Verschiebungs-Diagramme für die Verschiebung an den Stirnseiten (Achsen A/II und J/II),
- ⇒ Kraft-Verschiebungs-Diagramme für die Relativverschiebung zwischen Holz und Deckschicht in 32,5 cm Abstand von der Auflagerachse (Achsen C und G),
- ⇒ Kraft-Verschiebungs-Diagramme für die Relativverschiebung zwischen Holz und Deckschicht an den Flachstahlschlössern (Achsen K/L/M und N/O/P) – nur für HB/BRF/1 und HB/ZPF/1.

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

### 5.5.2 Tragverhalten und Versagensbild

Durch die bewusst vorgegebene Randbedingung, Erstversagen in der Schubfuge, waren die Verbundbauteile so ausgeführt, dass die Nulllinie in bzw. nahe der Verbundfuge liegt. An dieser Stelle treten somit die größten Schubbeanspruchungen auf und ein vorheriges Versagen der Teilquerschnitte an den äußeren Randfasern ist ausgeschlossen. Die nachfolgenden Beschreibungen des Trag- und Verformungsverhaltens der Verbundelemente basieren sowohl auf augenscheinlichen Beobachtungen des Verformungs- und Versagensverhaltens der Probekörper während des Versuches als auch auf der Auswertung von Messdaten. Bei Angaben von Kraft-Verformungsverläufen sowie Laststufen wird Bezug auf die Mittelwertkurven der jeweiligen Versuchsserie genommen. Alle Probekörper wurden weitestgehend ohne Beschädigungen in den Versuchsrahmen eingehoben. Wenige Haarrisse quer zur Plattenlängsrichtung waren vorwiegend im mittleren Plattendrittel zu sehen. Nach Versuchsende wurden die Deckschichten aller Verbundplatten vom Brettstapelelement getrennt, um den Zustand der Fuge zu begutachten und Rückschlüsse auf das Wesen der Kontaktfläche ziehen zu können.

### 5.5.3 Prüfkörper mit Deckschicht aus Normalbeton

#### 5.5.3.1 Gleichhohe sägeraue Lamellen

Bereits zu Belastungsbeginn waren deutliche Verschiebungen an den Stirnseiten sowie in 32,5 cm Entfernung von den Auflagerachsen zu beobachten. Die Relativverschiebungen zwischen Holzelement und Betondeckschicht erfolgten auf beiden Seiten kontinuierlich aber nicht symmetrisch. Von 0 bis ca. 5,0 kN war die Verformungszunahme im Stirnseitenbereich messbar. Sie stieg aber erst im Lastbereich über 5,0 kN überproportional an (Abb.5-32). Infolge der Auflast aus Eigengewicht der Deckschicht resultiert im Auflagerbereich ein Reibungswiderstand, welcher im unteren Lastbereich eine Art fiktive Endverankerung darstellt.

Bis zum Erreichen der Maximallast von ca. 50,3 kN stiegen die Kraft-Verschiebungskurven fast gleichmäßig an und flachten ab ca. 40,0 kN nach Biegezugbrüchen einzelner Holzlamellen ab. Erst kurz vor Versuchsabbruch zeigten sich erhebliche Biegezugrisse im mittleren Plattendrittel bis zur Höhe der Bewehrungslage. Bei der Platte HB/BR/1 entstand außerdem ein Längsriss unter der Lasteinleitung in Achse D, der sich in Richtung Achse E öffnete.

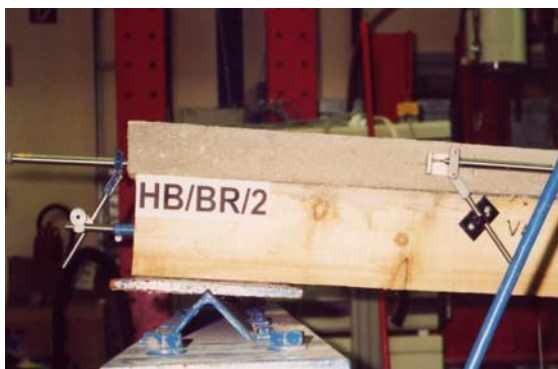


Abb.5-32: Deutlich sichtbare Stirnseitenverschiebung



Abb.5-33: Abheben der Betonplatte zwischen den Lasteinleitungspunkten

Aufgrund der fehlenden Verbundwirkung hob die Betonschicht zwischen den beiden Lasteinleitungspunkten ab (Abb.5-33). Folglich war das Tragverhalten der Elemente der Serie HB/BR nach Verlust der Reibung vorwiegend von den Trageigenschaften des Brettstapelelements gekennzeichnet. Der Versuch musste jeweils abgebrochen werden, da infolge von Brüchen der Randlamellen im Bereich des maximalen Moments die Messtechnik gefährdet war. Außerdem erreichten die Prüfkörper Durchbiegungen, bei denen die Hydraulikzylinder vollständig ausgefahren wurden. Nach Versuchsende konnte die Betonplatte problemlos vom Holz abgehoben werden. Wie in den Scherversuchen bereits beschrieben, war auch hier eine Art Gleitfilm durch das Zerreiben des Deckschichtmaterial in der Kontaktfuge zu erkennen.

### 5.5.3.2 Höhenversetzte sägeraue Lamellen

Sämtliche Verbundplatten der Serie mit höhenversetzten Brettlamellen des Typs HB/BV zeigten bei Versuchsbeginn ein im Vergleich zur Serie HB/BR geschlossenes Fugenbild entlang dem Plattenrand. Lediglich partiell waren geringfügige Ablöseerscheinungen zu deuten. Im Gegensatz zu den Probekörpern der Serie HB/BR waren hier eine bessere Verbundwirkung und demzufolge auch höhere Prüflasten zu erwarten. Die gesteigerte Effektivität der Verbundfuge resultiert aus der größeren Kontakt- und somit größeren Haftverbundfläche zwischen Holzelement und Deckschicht sowie aus der Verklemmwirkung infolge Querpressung zwischen den alternierenden Lamellen und den eingeklemmten Deckschichtmaterial infolge der zunehmenden Plattendurchbiegung im Versuch. Das gesteigerte Verbundtragverhalten ist im Wesentlichen durch die geringeren Stirnseitenverschiebungen deutlich geworden (Abb.5-34). Im Unterschied zur Serie HB/BR stieg die Kraft ohne wesentliche Zunahme der Stirnseitenverschiebungen bis ca. 70,0 kN an. Erst dann erfolgte eine nach beiden Seiten hin rasch zunehmende Verschiebung. Bis zum Versagen der Verbundfuge waren Stirnseitenverschiebungen zwischen Holz und Deckschicht von maximal 0,1 mm messbar. Im Bereich der maximalen Schubbeanspruchung, der ca. 32,5 cm von der Auflagerachse entfernt liegt, begannen die Relativverschiebungen ab ca. 0,6 kN und erreichten bei 72,0 kN einen Wert von 1,0 mm. Bei dieser Laststufe versagte die Verbundwirkung in der Fuge vollflächig.

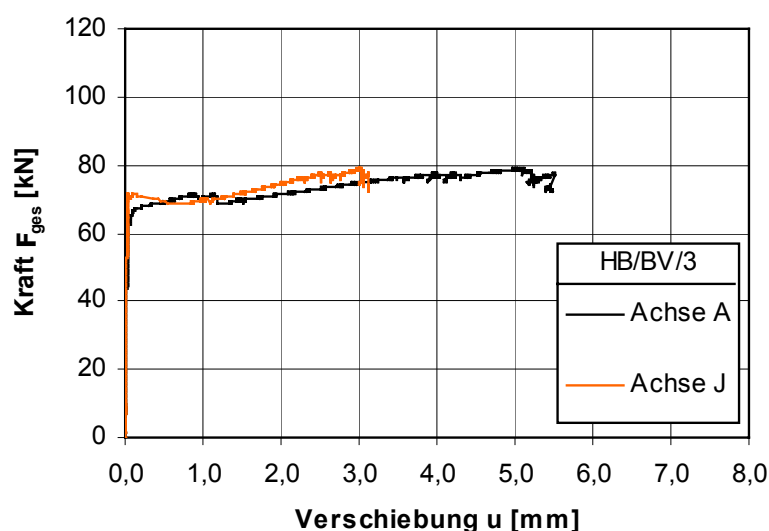


Abb.5-34: Verlauf der Stirnseitenverschiebungen des Probekörpers HB/BV/3 während des Versuchs

In der Fortführung des Versuchs nahmen sämtliche Verformungen überproportional zu, was ein annähernd plastisches Tragverhalten erkennen ließ. In der Folge und mit steigender Durchbiegung sind einzelne Lamellen des Brettstapelements in der Biegezugzone gerissen (Abb.5-35). Augenscheinliche Beobachtungen zum Abheben der Deckschicht vom Brettstapelement wurde erst bei Durchbiegungen von mehr als 8,0 cm beobachtet. Bis zu dieser Durchbiegung legte sich die Betonplatte sehr schön an das Holzelement an, wobei nicht nur die vorab festgelegte geringere Einzelbiegesteifigkeit der Deckschicht Ursache dafür war, vielmehr auch das gegenseitige

Verklebten der Verbundpartner die Deckschicht „festhält“ (Abb.5-36). In der Regel brach die Betonplatte unter den Lasteinleitungspunkten nach dem sukzessiven vertikalen Ablösen in der Plattenmitte. Der Kontakt blieb somit nur in den Auflager- und Lasteinleitungspunkten durch Reibung erhalten.



Abb.5-35: An Dübelstangen fortschreitender Riss in der Randlamelle

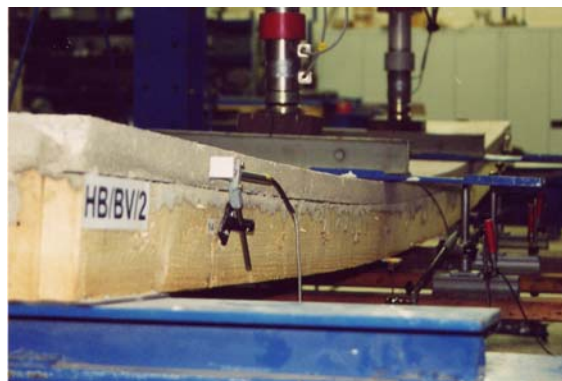


Abb.5-36: Gleichmäßig durchgebogene Teilquerschnitte bis kurz vor dem Versagen

Anschließend waren nur noch unwesentliche Laststeigerungen bis zur Höchstlast von ca. 82,0 kN messbar. Somit erzielten die Probekörper der Serie HB/BV die rund 2,5-fache Belastbarkeit gegenüber den reinen Brettstapelelementen.

### 5.5.3.3 Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen

Noch deutlicher stellten die Probekörper der Serie HB/BP vor Versuchsbeginn ein sehr schön ausgeprägt geschlossenes Fugenbild dar, welches in Verbindung mit den Einfräsungen in den höhenversetzten Lamellen auf einen guten Verbund der Teilquerschnitte hindeutete. Kleinere Haarrisse in der Betondeckschicht im Bereich der Schwindbewehrung waren augenfällig, wirkten dennoch nicht negativ auf das Gesamttragverhalten der Verbundplatte.

Eine weitere Steigerung der Effektivität im Vergleich zu den Prüfkörpern mit aufgestellten Lamellen ohne Profilierungen wurde bestätigt. Auch für diesen Typ ist die erste Bewegung an den Stirnseiten bei fortgeschrittenen Versuchsablauf eingetreten (Abb.5-37). Bei einer Stirnseitenverschiebung von weniger als 0,1 mm konnte ein Auflast von ca. 80,0 kN abgelesen werden. Ab dieser Auflast nahmen die Verformungen überproportional zu und es war ein Übergang in den plastischen Verformungsbereich aus den Kurven heraus zu erkennen.

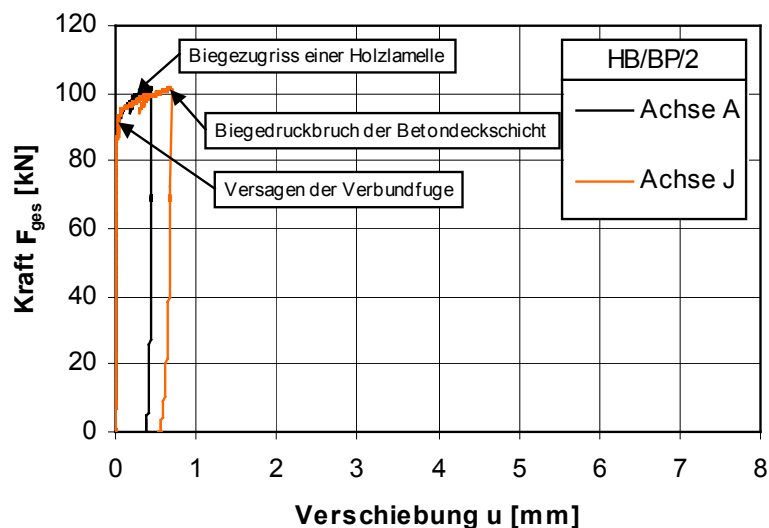


Abb.5-37: Verlauf der Stirnseitenverschiebungen während des Versuchs beispielhaft HB/BP/2

Dennoch konnte die Last über diesen Punkt hinaus weiter deutlich gesteigert werden, da zum Abscheren der Betonkonsolen in den profilierten Lamellen auch ohne Vorhandensein von Querpressungen bei geeigneter Ausbildung der Profilierung große Kräfte erforderlich sind. In Auflager-nähe bei 32,5 cm beschreiben die Kurven einen nahezu linearen Kurvenverlauf bis ca. 50,0 kN. Darüber hinaus stiegen die Verschiebungen in dieser Messachse stärker an, während sich die Betonschicht der Platte HB/BP/1 schon von Versuchsbeginn an besonders in der Achse C nach außen schob, verformte sich der Probekörper HB/BP/2 bis ca. 100,0 kN geradezu symmetrisch. An dieser Stelle vollzog sich der Biegedruckbruch im Beton einhergehend mit einem Lastabfall um 28,0 kN und es traten vermehrte Biegezugbrüche der einzelnen Lamellen ein. Gleichzeitig öffnete sich schlagartig ein vorhandener Schwindriss, der sich von Beginn an kontinuierlich von Achse D in Richtung Auflagerachse B vergrößerte (Abb.5-38).

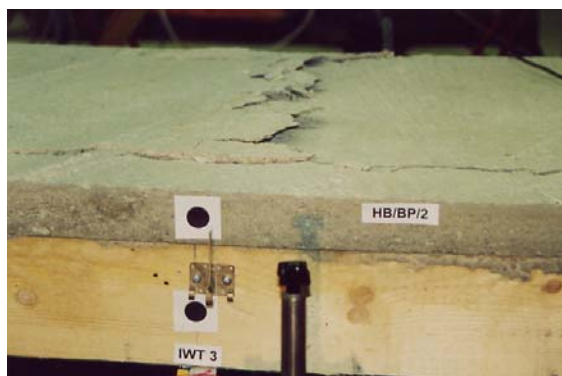


Abb.5-38: Zerstörte Biegedruckzone in Plattenmitte am Beispiel von HB/BP/2



Abb.5-39: Abheben der Deckschicht vom Holzelement im Versagenszustand

Das Phänomen des vertikalen Herunterziehens der Betondeckschicht mit dem Brettstapelelement über die gesamte Fläche, welches schon am Typ HB/BV erläutert wurde, wird durch die seitlichen

Profilierungen noch verstärkt (Abb.5-39). Die mineralische Deckschicht lag bis zum endgültigen Biegezugversagen der Lamellen und Biegedruckbruchversagen des Betons fast komplett an. Dabei wurde die jeweilige Höchstlast erreicht, die einen plötzlichen Lastabfall ohne weitere Steigerungen bewirkte. Bei dem Verbundelement HB/BP/3 verschob sich die Deckschicht ab ca. 60,0 kN stärker in Richtung Achse G. Bei einer Last von 105,1 kN brach auch hier der Beton im mittleren Plattendrittel mit gleichzeitigem Lastabfall von 8,0 kN. In Folge trat eine Serie von Lamellenbrüchen ein. Abweichend vom Mittelwert löste sich der Verbund der Platte HB/BP/1 bereits bei 52,3 kN. Zum Versuchsende betragen die Stirnseitenverschiebungen 4,4 mm, die des Verbundelements HB/BP/2 dagegen lediglich 0,7 mm. Mit 106,85 kN erreichte das Element HB/BP/3 die maximale Last dieser geprüften Serien.

## 5.5.4 Probekörper mit Deckschicht aus Zementestrich

### 5.5.4.1 Höhenversetzte sägeraue Lamellen

Die Ergebnisse der Versuchsserie HB/ZV ähnelten wie erwartet den Ergebnissen der Serie HB/BV im Trag- und Verformungsverhalten. Mit einer mittleren Höchstlast von 83,1 kN wurden rund 97 % des Wertes der mittleren Höchstlast der Serie HB/BV erreicht. Im Gebrauchslastbereich bei einer Durchbiegung von  $l/300=16,0$  mm konnten mit einer Auflast von 14,6 kN jedoch nur 69 % gegenüber den Elementen mit Normalbetondeckschicht erreicht werden. Ansatzpunkt für die Interpretation ist das kleinere Größtkorn im Zementestrich gegenüber den im Normalbeton. Somit kommt es zu geringeren Eindrücken der Zuschläge im Holzelement. Das vollständige Durchplastizieren der Verbundfuge und der Überwindung der Reibung über dem Auflager wurde bei rund 38,0 kN festgestellt und ist aus Abb.5-40 durch rasch anwachsende Stirnseitenverschiebungen gekennzeichnet.

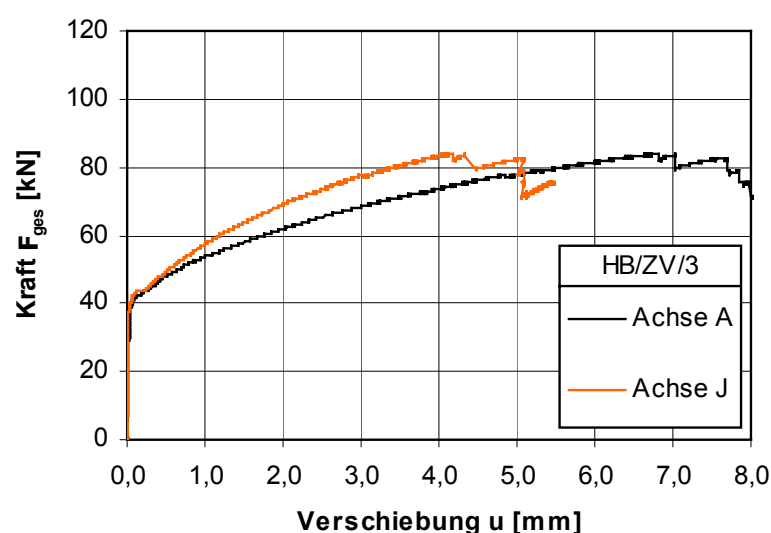


Abb.5-40: Verlauf der Stirnseitenverschiebungen während des Versuchs am Beispiel von HB/ZV/3

Die Stirnseitenverschiebungen betragen beim Verbundversagen maximal 0,2 mm. An den Plattenlängsseiten waren im Auflagerbereich beider Seiten von Versuchsbeginn an Relativver-



schiebungen messbar, die bis zur Schädigung des Verbundgefüges annähernd linear bis 0,6 mm anstiegen und anschließend in einen plastischen Verformungsverlauf übergingen. Während im Gebrauchslastbereich das Zusammenwirken zwischen Brettstapel und Deckschicht von großer Bedeutung ist, wird das Tragverhalten des Verbundelements im oberen Lastbereich nach Verlust der Verbundwirkung maßgeblich von der Tragwirkung des Brettstapelements bestimmt. Im Lastbereich ab 60,0 kN beginnen erste Lamellen begleitet von kleineren Lastabfällen zu brechen, dennoch nimmt die Belastung bei gleichzeitiger Zunahme der Verformungen weiter kontinuierlich zu. Allerdings konnte beim Probekörper HB/ZV/1 nach einem Lastabfall von ca. 6,0 kN die aufgebrachte Kraft nicht mehr nennenswert gesteigert werden. Sehr schön wiederzuerkennen war die Verklemmwirkung der Deckschicht im Brettstapel (Abb.5-41) durch die aufgestellten Lamellen, sodass ein Abheben dieser vom Holzelement erst bei sehr großen Durchbiegungen zu erfassen war. Das rasche Abheben ging einher mit erheblichem Biegezugversagen vieler Lamellen (Abb.5-42).



Abb.5-41: Geschlossene Fuge und zerstörte Biegezugzone im Brettstapelement



Abb.5-42: Gerissene Randlamelle

#### 5.5.4.2 Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen

Eine gleichmäßig gute Beschaffenheit der Deckschicht als auch der Kontaktfuge entlang des Elementrands vor Versuchsbeginn boten die Verbundelemente der Serie HB/ZP. Lediglich an einzelnen Stellen der Elementlängsseiten von HB/ZP/2 und HB/ZP/3 ließen die Fugen abschnittsweise kein geschlossenes Estrichgefüge erkennen. Aus Voruntersuchungen ist bekannt, dass diese Bereiche erst wieder durch Kontakt und somit Reibung als auch das mechanische Ineinandergreifen des Estrichmaterials in die eingefrästen Profilierungen der aufgestellten Lamellen Schubkräfte übertragen. Die so genannte Gleitschicht aus losem Zuschlagmaterial wird erst im Endstadium des Versuchs aktiviert. Dennoch wirkt sich diese Konstellation bereits bei der Durchbiegung von  $l/300=16$  mm auf die erreichte Last aus, welche mit  $F_{l/300}=12,84$  kN nur 62 % des Wertes der Serie HB/BP erzielte. Haarrisse infolge Schwindens an der Deckschichtoberfläche konnten dokumentiert werden, hatten allerdings keinen signifikanten Einfluss auf das Gesamttragverhalten. Wie dem Kraft-Durchbiegungs-Diagramm in Abb.5-43 entnommen werden kann, beschreiben die Kurvenverläufe, abgesehen von marginalen Lastabfällen bei Lamellenbrüchen, einen annähernd linearen Verlauf bis zum Erreichen der mittleren Höchstlast von 88,0 kN.

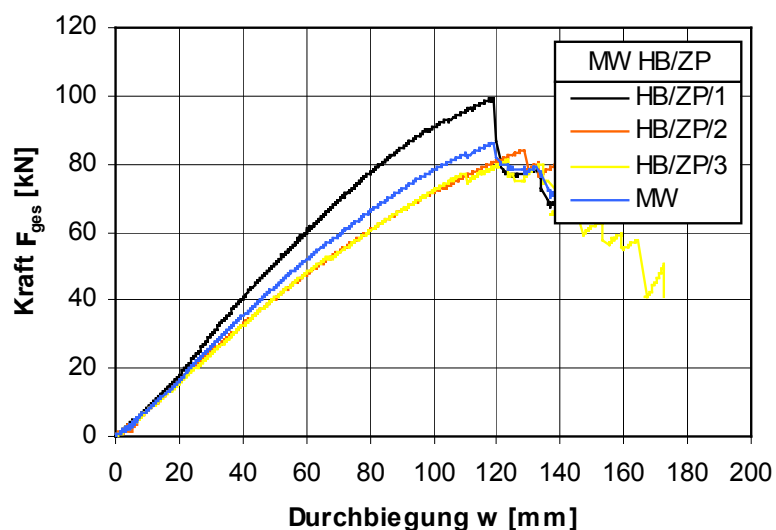


Abb.5-43: Kraft-Durchbiegungsdiagramm am Beispiel der Versuchsserie HB/ZP

Der Probekörper HB/ZP/1 erreichte eine Belastung von 99,1 kN, bei der ein Biegezugversagen der Holzlamellen und gleichzeitigem Biegedruckversagen im Estrich eintrat mit einhergehendem Lastabfall um ca. 11,0 kN. Das Versagen trat typischerweise in der Nähe eines Lasteinleitungspunktes auf und ist in Abb.5-44 dargestellt. Beim Zusammenfügen der Brettstapel wurde nicht darauf geachtet, dass durchaus vorhandene Äste in den Lamellen in der Biegedruckzone liegen. In Einzelfällen lagen diese in der Biegezugzone, wie am Beispiel des Versuchskörpers HB/ZP/3 in Abb.5-45. Solche Lamellen entziehen sich schon sehr früh ihrer Tragwirkung.



Abb.5-44: Biegedruckbruch im Zementestrich und gebrochene Randlamelle



Abb.5-45: Ast in einer einzelnen Lamelle in der Biegezugzone

Der lineare Kurvenverlauf der Stirnseitenverschiebungen bis 0,2 mm verdeutlicht eine tragfähige Verbundfuge bis zu einer aufgetragenen Gesamtlast von ca. 22,4 kN. Darauf folgten Verformungszunahmen bei stetiger Laststeigerung bis die Biegezugspannungen einzelner Holzlamellen hörbar überschritten wurden bzw. der Biegedruckbruch im Estrich der Platte HB/ZP/1 eintrat. Die Deckschicht dieser Platte drückte sich fast gleichmäßig über beide Stirnseiten hinweg. Die Schichten der Elemente HB/ZP/2 und HB/ZP/3 hingegen schoben sich deutlich sichtbar über die Achse A hinaus.

## 5.5.5 Probekörper mit Deckschicht aus Anhydritestrich

### 5.5.5.1 Höhenversetzte sägeraue Lamellen

Einer besonderen Aufmerksamkeit galt der Fugenausbildung bei der Deckschichtausführung mittels Anhydrit-Fließestrich der Serie HB/AV. Bedenken hinsichtlich der enorm fließfähigen und mit hohem Wasseranteil versehenen frischen Deckschicht sowie der bewehrungslosen Ausführung konnten nicht bestätigt werden. Zu Versuchsbeginn hatten alle Probekörper eine glatte rissfreie Oberflächen und eine optisch sehr gut ausgebildete Fugen aufzuweisen (Abb.5-46).



Abb.5-46: Geschlossene Verbundfuge am Verbundelement vor der Prüfung



Abb.5-47: Längsriss in der Anhydritestrichschicht am Probekörper HB/AV/1

Lediglich die Platte HB/AV/1 musste mit einem vorhandenen Riss in den Versuchsrahmen eingesetzt werden (Abb.5-47). Der Riss verlief von der Stirnseite der Achse A mit einer Länge von 106,0 cm im Abstand von 4,0 cm parallel zum Rand der Achse I und entstand beim Transport der Platte durch eine kurzzeitige konzentrierte Belastung der Randlamelle an dieser Stelle. Ursache dafür war das nicht vollständige Ausfüllen der für den Lamellenkontakt untereinander nötigen Bohrungen mit Hartholzdübeln. Diese Randlamelle wurde an jedem Hartholzdübel nur zu 50 % verklemmt. Daher öffnete sich der Riss unter Belastung kontinuierlich weiter bis zum Lasteinleitungspunkt in Achse F, sodass der 4,0 cm breite Estrichstreifen bei ca. 51,0 kN wegbrach. Offensichtlich hatte das keine signifikanten Auswirkungen auf das Trag- und Verformungsverhalten des gesamten Prüfkörpers, was auch aus den Last-Verformungs-Diagrammen ersichtlich wird. Im Vergleich mit den Ergebnissen der Serien HB/BV und HB/ZV stellt sich während der Versuche ein qualitativ ähnliches Verformungsverhalten ein. Obwohl die erreichte mittlere Höchstlast der Serie HB/AV mit 77,5 kN den niedrigsten Wert aller Serien mit höhenversetzten Lamellen darstellt, konnten bei der Durchbiegung von  $l/300=16$  mm die größten Belastungen auf die Verbundelemente dieser Serie aufgebracht werden. Mit einer mittleren Gesamtlast von 23,9 kN wurde hierbei im Vergleich zur Serie HB/BV eine um 13 % höhere Tragfähigkeit erreicht. Aus allen Last-Verschiebungskurven lässt sich bis zum Versagen der Verbundfuge bei ca.  $F_{ges}=30,2$  kN ein linear-elastisches Verformungsverhalten ableiten. Im Vergleich zu den Serien HB/BV und HB/ZV versagte die Verbundwirkung ruckartig, was sowohl visuell als auch akustisch während des Versuchs gut wahrzunehmen war. In der Auswertung lässt sich dass in Abb.5-48 durch kleinere Diskontinuitäten nachweisen.

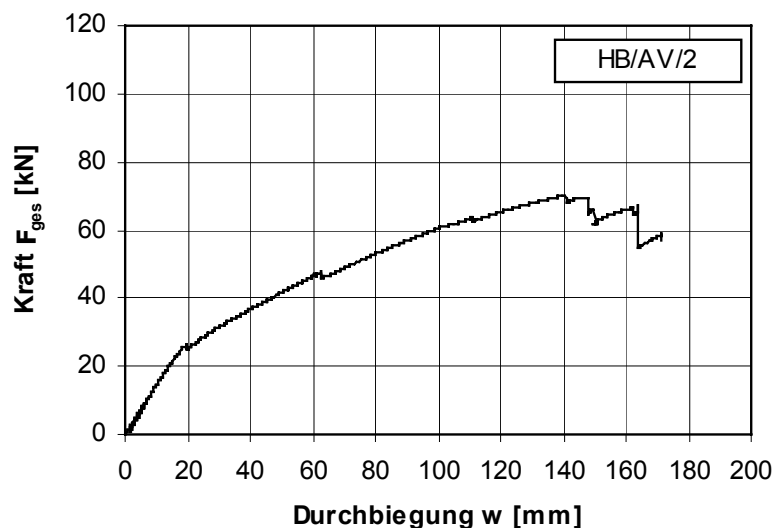


Abb.5-48: Kraft-Durchbiegungsdiagramm am Beispiel des Versuchskörpers HB/AV/2

Zu diesem Zeitpunkt begannen einzelne Holzlamellen sich hörbar gegeneinander zu verschieben, und bei stetig ansteigender Belastung waren sowohl eine größere Zunahme der Durchbiegung als auch Plastifizierungen an den Stirnseiten und an den Längsseiten im Auflagerbereich aus den Messwerten zu erkennen. Bis zum Erreichen der Höchstlast von 77,5 kN brachen auch hier mehrere Lamellen nacheinander im Biegezugbereich, was in den Last-Verformungsdiagrammen durch kleine Lastabfälle dokumentiert wird. Fortan konnten keine bedeutsamen Laststeigerungen mehr erfasst werden. An allen Prüfkörpern dieser Serie vollzogen sich die Relativverschiebungen zwischen Brettstapelelement und Anhydritdeckschicht nahezu symmetrisch zur Plattenmittelachse E.

Bei einer aufgetragenen Gesamtlast von ca. 47,0 kN war beim Versuch des Elements HB/AV/2 ein Bruchgeräusch im Estrich deutlich wahrnehmbar, mit dem ein durchgängiger Riss vom Lasteinleitungspunkt der Achse D bis zur Stirnseite in der Achse J einherging. Die Risslinie verlief in einer Entfernung von 12,0 cm exakt parallel zur Plattenachse I. Ein ebenfalls ausgeprägter Riss trat sich bei einer Belastung von ca. 54,0 kN direkt unter der Lasteinleitung in Achse D in der Deckschicht des Probekörpers HB/AV/3 auf. Bis etwa 85,0 kN öffnete sich der Riss kontinuierlich weiter in Richtung Plattenmitte (Achse E). Vornehmlich entstanden die Rissen natürlich unter den Lasteinleitungspunkten quer zur Spannrichtung.

### 5.5.5.2 Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen

Wie schon die Prüfkörper der Serie HB/AV, so präsentierten sich die Verbundelemente der Serie HB/AP sowohl mit einer glatten rissfreien Oberflächenqualität als auch mit einem hervorragend geschlossenen Fugenbild. In der Gegenüberstellung zu den der Probekörperserie HB/AV ist das Trag- und Verformungsverhalten der Platten dieser Versuchsserie bis zu den ersten Stirnseitenbewegungen bei rund 30,0 kN nahezu identisch. Über diese Laststufe hinaus waren allerdings deutlich größere Laststeigerungen bei gleichzeitig geringeren Verformungen messbar. Dies ist ein Indiz für die gesteigerte Verklemmwirkung durch die Profilierungen, welche erst ihre vollständige Aktivierung durch

gegenseitige Verschiebungen erfährt. Der exemplarisch dargestellte steilere Anstieg der Kurve in Abb.5-49 verdeutlicht diesen Effekt.

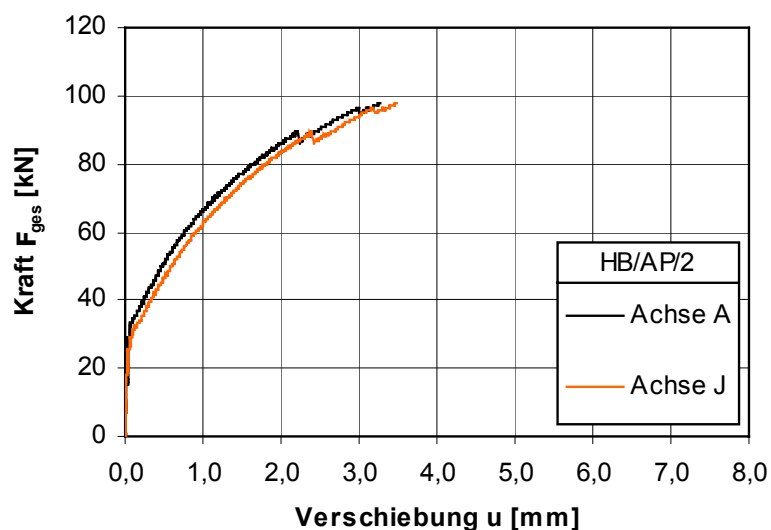


Abb.5-49: Verlauf der Stirnseitenverschiebungen während des Versuchs am Beispiel von HB/AP/2

Erst in der Weiterführung des Versuchs und dem Biegezugversagen einzelner Lamellen folgte gleichzeitig ein Biegedruckbruch in der Anhydritdeckschicht der Platte HB/AP/1 bei  $F_{\max}=90,6$  kN (Abb.5-50). Ein mittiger Längsriss zog von der Lasteinleitungsachse F bis zur Stirnseite der Achse A und eine sofortige Lastverringering um ca. 17,0 kN trat ein.



Abb.5-50: Versagen der Biegezug- und Druckzone in Plattenmitte



Abb.5-51: Geschlossene Fuge bei großer Durchbiegung und gerissener Zugzone

Der erste Lamellenbruch des Prüfkörpers HB/AP/2 ereignete sich bei 89,3 kN. Begleitet von marginalen Lastabfällen brachen nacheinander weitere Brettlamellen bis zum Erreichen der Höchstlast von 97,7 kN. Nach den damit einhergehenden Lastverringeringen waren jeweils nur noch geringfügige Laststeigerungen möglich, sodass die aufgebrachte Belastung tendenziell abnahm. Viele einzelne Querrisse über die Deckschicht verteilt ermöglichen bis kurz vor dem Gesamtversagen der Konstruktion ein ausgeprägt plastisches Tragverhalten. Die Deckschicht liegt bis kurz vor dem völligen Durchbrechen satt am Brettstapel an (Abb.5-51).

### 5.5.6 Prüfkörper mit Flachstahlschlössern

Wie dem Messstellenplan der Serie HB/F (Abb.5-30) zu entnehmen ist, wurden die Relativverschiebungen an den Plattenlängsseiten abweichend der bisherigen Versuchsanordnung nicht 32,5 cm von den Auflagerachsen entfernt gemessen, sondern direkt an den Flachstahlschlössern in den Achsen K, L und M sowie N, O und P. Alle weiteren zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhalten notwendigen Messungen hatten ihren Lage identisch mit Abb.5.29. Vor dem Versuchbeginn boten die Deckschichten beider Prüfkörper eine glatte ebene Oberfläche sowie ein qualitativ gutes Fugenbild. Der Beton des Probekörpers HB/BRF/1 war vollkommen rissfrei. Der Zementestrich der Platte HB/ZPF/1 hingegen zeigte leichte Haarrisse quer zur Tragrichtung. Mit dem bewussten Weglassen der Trennfolie zwischen den Verbundpartnern im Versuchkörper HB/BRF/1 sind ergänzende Aussagen über den Einfluss des Haftverbundes in Kombination mit den Schubverbindern möglich. Laut bauaufsichtlicher Forderung ist für die Flachstahlschlösser hierin eine Trennfolie einzulegen.

#### 5.5.6.1 Gleichhohe sägeraue Lamellen mit Betondeckschicht und Flachstahlschloss

Von Versuchsbeginn an ist ein linearer Anstieg der Kraft-Verformungskurven bis 45,0 kN zu erkennen (Abb. 5-52). Bei dieser Laststufe war der ruckartige Verlust des Haftverbundes deutlich merkbar, was die Kraft-Verschiebungs-Kurve bestätigt. Die bis dahin gemessenen Relativverschiebungen an den Stirnseiten und allen Flachstahlschlössern von ca. 0,3 mm nahmen dabei deutlich zu. Ab diesem Zeitpunkt erfolgte die Kraftübertragung in der Fuge ausschließlich über die Flachstähle.

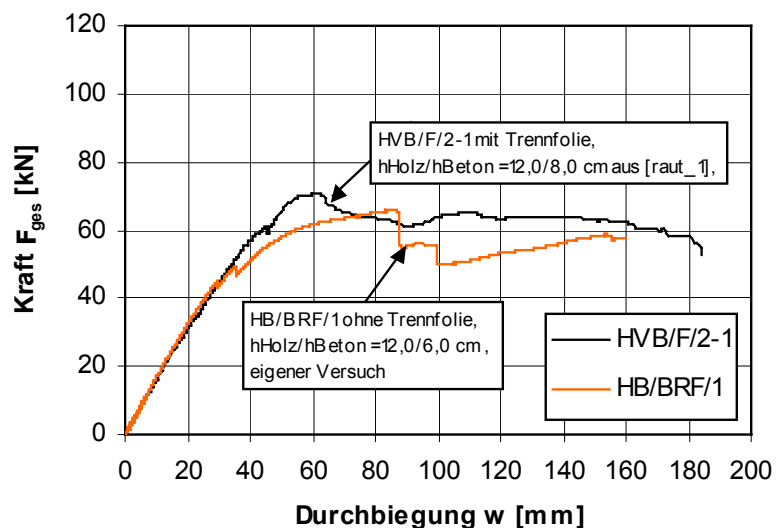


Abb.5-52: Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Prüfkörper HB/BRF/1 und HVB/F/2-1 in [raut\_1] mit und ohne Trennschicht aus Folie

Durch die Messungen wurden die ersten Verformungen an den auflagnernächsten Schlössern aufgezeichnet. Die Betonschicht drückte sich gegen die Flachstähle und bei 49,3 kN öffnete sich der erste Riss direkt in der Achse K.



Weitere Risse bildeten sich in den Achsen P und O schräg nach oben aus (Abb.5-53). Dabei brach auf der gedrückten Seite der Stahlteile jeweils ein Betonkeil weg, auf dem sich die Deckschicht dann nach oben herausschob (Abb.5-54).

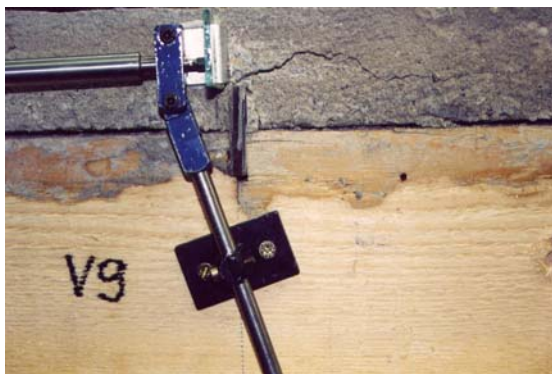


Abb.5-53: Rissbildung am Flachstahlschloss



Abb.5-54: Ablösen eines Betonkeils vor dem Flachstahlschloss

Die Risse öffneten sich gleichzeitig weiter in Richtung Plattenmitte, als bei 65,4kN schlagartig der Beton in der Achse O brach und infolge dessen in Richtung Achse P abhob. Gleichzeitig fiel die Last auf ca. 55,0 kN ab.

Die erste Lamelle brach bei 58,5 kN. Infolge extremer Verformungen durch weitere Biegezugbrüche musste der Versuch abgebrochen werden, um die Wegaufnehmer nicht zu beschädigen. Eine ausführliche Beschreibung der Deformationsphänomene erfolgte bereits in [lehm\_2] und [raut\_1]. In Abb.5-52 ist der Kraft-Durchbiegungsverlauf jeweils eines Versuchskörpers mit und ohne Trennfolie dargestellt. Vergleicht man beide Kurvenverläufe, so sind keine signifikanten Unterschiede im Tragverhalten deutlich. Im linearen Kurvenbereich verlaufen die Graphen sogar deckungsgleich. Erst mit Versuchfortschritt sind marginale Unterschiede erkennbar. Dies lässt den Schluss zu, dass das Weglassen der Trennfolie keinen erheblichen Einfluss auf das Gesamttragverhalten dieses Systems hat.

#### 5.5.6.2 Höhenversetzte und seitlich profilierte sägeraue Lamellen mit Zementestrichdeckschicht und Flachstahlschloss

Die Kraft-Verschiebungs-Kurve des Probekörpers HB/ZPF/1 (Abb.5-55) deutete bis ca. 55,0 kN auf ein annähernd linear-elastisches Verformungsverhalten hin. An den Stirn- und Längsseiten liessen sich zu diesem Zeitpunkt erste Verschiebungen von ca. 1,4 mm messen. Obwohl bei einer Last von etwa 57,0 kN die erste Holzlamelle brach, gefolgt von weiteren Lamellenversagen, konnte die Belastung ohne Verringerung weiter bis zur Maximallast von 65,7 kN stetig erhöht werden.

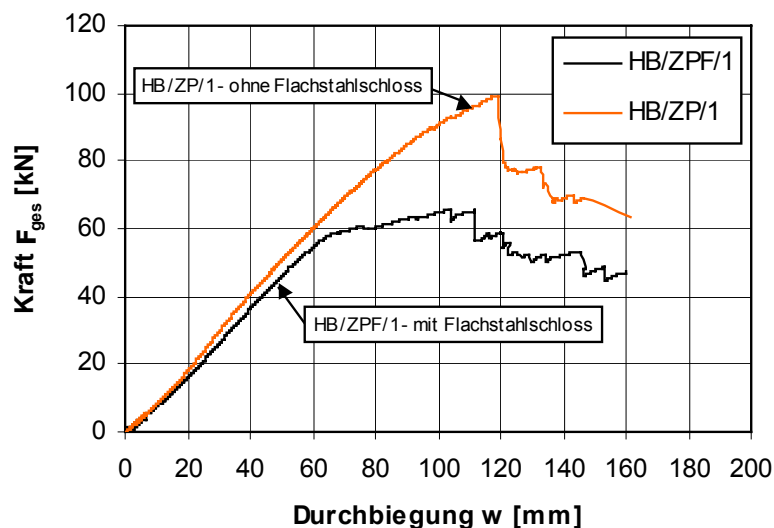


Abb.5-55: Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Prüfkörper HB/ZPF/1 mit Flachstahlschloss und HB/ZPF/1 ohne Flachstahlschloss

Nach dem Erreichen der Höchstlast 65,7 kN fiel die aufgebrauchte Last bis zu einer Durchbiegung von 145,0 mm jeweils ruckweise durch mehrere Lamellenbrüche bis auf 53,2 kN ab. Zu diesem Zeitpunkt hob sich die Deckschicht in Plattenmitte ab und in den Achsen A bis M stagnierten die Verschiebungen. In den Achsen N bis J waren bis Versuchsende nach Überschreiten der Höchstlast übermäßige Verformungen ohne deutliche Laststeigerungen zu erkennen.

Ein merkbarer Verlust der Haftverbundwirkung wie bei HB/BRF/1 konnte bei dieser Platte nicht bemerkt werden. Während beide Prüfkörper mit Flachstahlschlössern eine gleiche Höchstlast von rund 66,0 kN erreichten, konnte bei der Platte HB/ZPF/1 erstaunlicherweise trotz profilierter Lamellen bei einer Durchbiegung  $l/300 = 16$  mm mit 12,19 kN eine um 54 % niedrigere Belastung eingeleitet werden als bei dem Probekörper HB/BRF/1. Ausschlaggebend für dieses Phänomen ist die gleichsame Ausbildung der Estrichkeile vor den Flachstahlschlössern. Durch diese Keile und dem Aufgleiten der Deckschicht über diesen wird die Deckschicht abgehoben. Die angestrebte Verkeilung in den Profilierungen und die Verklemmwirkung durch die Krümmung infolge fortschreitender Durchbiegung der Platte wird demnach aufgehoben und bewirkt somit einen erheblichen Tragverlust des Verbundelements. Ein Einbau der Flachstähle ist für derartige Verbundfugenausführungen nicht empfehlenswert.

### 5.5.7 Entwicklung des Biegefortschritts

Die harmonische Entwicklung des Kraft-Durchbiegungsfortschrittes und somit des Biegefortschritts am Verbundbauteil während des Versuchs ist ausschlaggebend für die richtige Interpretation der Ergebnisse gewesen. Besonders das Argument des frühzeitigen Abhebens, wie es in den vorangegangenen Abschnitten bereits behandelt wurde, kann durch die grafische Aufbereitung der Messergebnisse aus einer photogrammetrischen Bilderfassung wiederum entkräftet werden. Während des Versuchsablaufs wurde sukzessive der Durchbiegungsfortschritt an mehreren Punkten vom



Auflager bis zur Elementachse gemessen. Mit der Methode der Photogrammetrie war dies möglich. In den Abb.5-56 und Abb.5-57 sind die Biegelinien der Probekörper HB/ZPF/1 und HB/BRF/1 jeweils für die mineralische Deckschicht und das Holz beispielhaft zum Zeitpunkt des Erreichens der zulässigen Durchbiegung von 16,0 mm und, da es sich hier um die Varianten mit eingebautem Flachstahlschloss handelt, bei den ersten Abheberscheinungen (ca.  $w = 87,0$  mm) aufgetragen. In beiden Fällen liegen die Teilquerschnitte bis kurz vor dem Erreichen der Höchstlast annähernd flächig aufeinander auf. Besonders stark ausgeprägt ist dies bei der Prüfkörpervariante HB/ZPF/1, da dort die seitlichen Profilierungen aktiviert wurden.

Das Phänomen des Aufgleitens der mineralischen Deckschicht über den Betonkeil vor den Flachstahlschlössern im Bruchzustand wurde durch die Profilierungen in den alternierenden Lamellen (Typ HB/ZPF/1) kompensiert und zeigte ein geringeres Aufgleiten über der Schubverbindern als beim Probekörper HB/BRF/1. Sehr schön deutlich wird dies beim Vergleich der Biegelinien bei einer Durchbiegung von ca. 87,0 mm .

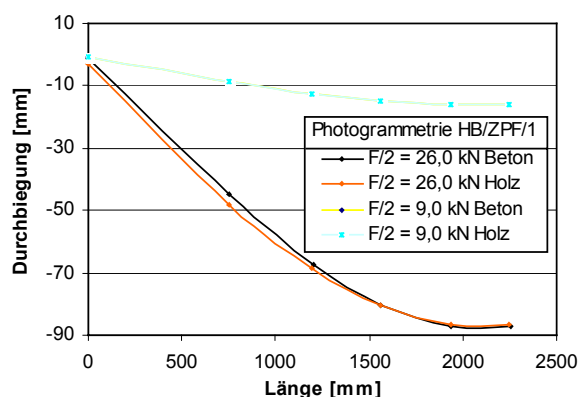


Abb.5-56: Biegelinie des Versuchskörpers HB/ZPF/1

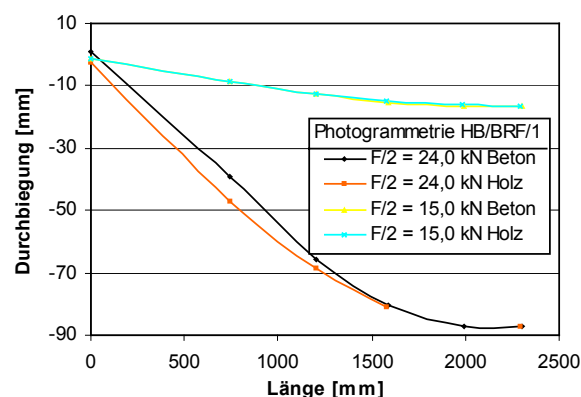


Abb.5-57: Biegelinie des Versuchskörpers HB/BRF/1

Grundsätzlich ist kein Abheben der mineralischen Deckschicht vom Brettstapelelement aller Verbundvarianten im Gebrauchs- und Traglastbereich existent. Alle flächigen Verbundvarianten ohne Flachstahlschloss lagen bis in den Versagensbereich auf Kontakt an. Lediglich im Nachbruchbereich lösen sich die Teilquerschnitte voneinander. Zu diesem Zeitpunkt ist die Höchstlast bereits überschritten.

## 5.5.8 Rechnerische Biegesteifigkeit des Verbundbauteils

### 5.5.8.1 Ermittlung der Biegesteifigkeiten

Grundanliegen dieser Arbeit war und ist es, die Vorzüge des Flächenverbundes darzustellen. Besonders aussagekräftig ist ein Vergleich einzelner Versuchsergebnisse als Ausgangsbasis für die Einschätzung des Flächenverbundes aller in dieser Arbeit geprüften Ausführungsvarianten. Wie in den ersten Abschnitten dieser Arbeit erwähnt, ist es das Ziel, dem starren Verbund so nahe wie möglich zu kommen. Der Anstieg und somit die Begrenzung der Biegesteifigkeit von starr verbundenen hybriden

Elementen dieser Ausführung steht somit fest. Dies gilt gleichermaßen für die untere Begrenzung durch den losen Verbund. Für die Berechnung der Grenzwerte wurden die Geometrien und zugehörige Parameter der Prüfkörpervariante HB/BR zugrunde gelegt.

Zum Vergleich der erreichten Verbundwirkung durch sägeraue gleichhohe, höhenversetzte sowie profilierte Brettlamellen mit Normalbetondeckschicht sind im Diagramm der Abb.5-58 einzelne repräsentative Kraft-Durchbiegungs-Kurven gezeigt. Die doch recht steilen Anstiege der Probekörper HB/BV/2 und HB/BP/3 kommen im unteren Traglastbereich dem Anstieg eines theoretisch starr verbundenen Elements sehr nah. Der Kurvenverlauf des Prüfkörpers HB/BR/2 beschreibt hingegen den typischen Kraft-Durchbiegungsverlauf von zwei lose aufeinandergelegten Teilquerschnitten dieser Kombination. Sehr schön erkennbar ist auch, dass die Platte HB/BV/2 bis weit über die Grenze der Gebrauchstauglichkeit hinaus ein nahezu identisches Trag- und Verformungsverhalten aufweist wie die Platte HB/BP/3. Dieser Tatsache ist bereits ausführlich erörtert worden und ist auf die Profilierungen zurückzuführen.

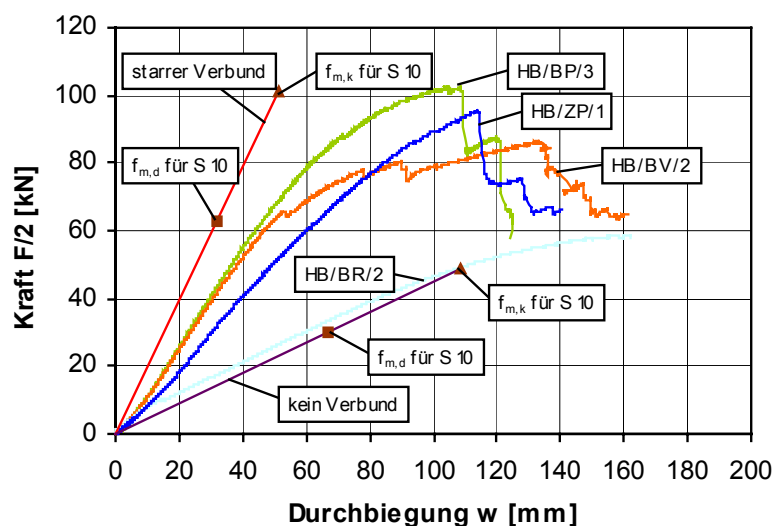


Abb.5-58: Vergleich der Verbundwirkung für einen Plattenstreifenbreite von 1,0 m mit höhenversetzten und profilierten Lamellen im Kraft-Durchbiegungsdiagramm

Beim Einsatz der Verbundelemente als Deckenbauteile ist für die Einhaltung der Gebrauchstauglichkeit bei den vorhandenen Abmessungen eine maximale Mittendurchbiegung von  $w = 4800,0 \text{ mm} / 300 = 16,0 \text{ mm}$  zulässig. Die eingezeichnete Markierung bei einer Mittendurchbiegung von  $w = 16,0 \text{ mm}$  zeigt, dass bei allen Verbundvarianten die Gebrauchstauglichkeit für die Bemessung maßgebend wird. Die zum Erreichend dieser Durchbiegung benötigte Belastung betrug 20,6 kN, was einer Laststeigerung um 72 % gegenüber dem Brettstapelelement mit Betondeckschicht ohne Verbund entspricht.

Über die Effektivität eines Verbundbauteils entscheidet nunmehr die wirksame Gesamtbiegesteifigkeit und explizit hierin die Wirksamkeit der Verbundfuge. Aus dem gewählten Versuchsaufbau lässt sich die Gesamtbiegesteifigkeit der einzelnen Verbundbauteile (Abb.5-59) ableiten.

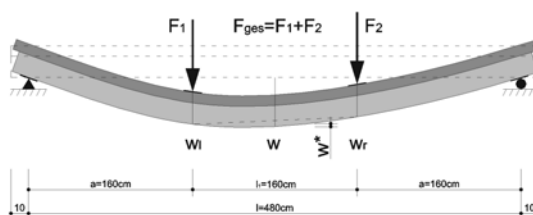


Abb.5-59: Versuchsaufbau nach DIN EN 408 mit Bezeichnung der verwendeten Messwerte zur Bestimmung der Biegesteifigkeit

Dazu wurden bei den durchgeführten Biegeversuchen die Durchbiegungen jeweils an den Plattenlängsseiten in den Achsen D, E und F (Abschnitt 5.4.2) gemessen. Die Mittelwerte der Verformungen in den entsprechenden Achsen und die aufgezeichneten Werte der eingeleiteten Lasten wurden für die weiteren Berechnungen herangezogen. Zum Ausgleich der Abweichungen in der Lasteinleitung wird die bezogene Durchbiegung in Feldmitte in den Achsen D und F nach Gl.(5.6) berechnet.

$$w^* = w - \frac{w_l + w_r}{2} \quad (5.6)$$

Entsprechend den Regeln der Statik ergibt sich im querkräftfreien Bereich zwischen den beiden Einzellasten für einen eingespannten Ersatzträger mit konstanter Momentenbelastung die Beziehung Gl.(5.7).

$$w^* \cdot E_m \cdot I = \frac{l_1^2}{16} \cdot 2 \cdot \frac{F_{ges}}{2} \cdot a \quad (5.7)$$

Somit kann aus der Verformungsdifferenz zweier beliebiger Laststufen  $F_1$  und  $F_2$  im linear-elastischen Bereich der Arbeitslinie der mittlere Biege-E-Modul  $E_m$  des Prüfkörpers zwischen den zwei Einzellasten nach Gl.(5.8) errechnet werden.

$$E_m = \frac{a \cdot l_1^2 \cdot (F_{ges,2} - F_{ges,1})}{16 \cdot I \cdot (w_2^* - w_1^*)} \quad (5.8)$$

Mit Berücksichtigung des quasi starren bzw. nachgiebigen Verbundes der Verbundträger ergibt sich die mittlere Biegesteifigkeit nach Gl.(5.9).

$$B_m = E_{m,H} \cdot efI = \frac{a \cdot l_1^2 \cdot (F_{ges,2} - F_{ges,1})}{16 \cdot (w_2^* - w_1^*)} \quad (5.9)$$

Bei einem 4-Punkt-Biegeversuch mit  $\alpha=1/3$  beträgt die scheinbare Biegesteifigkeit unter der Berücksichtigung der Schubverformungen des Gesamtverbundelements berechnet über die Durchbiegung  $w$  in Plattenmitte nach Gl.(5.10).

$$B_{m,app} = E_{m,app,H} \cdot e f I = \frac{l^3 \cdot \left(1 - \frac{4}{27}\right) \cdot (F_{ges,2} - F_{ges,1})}{48 \cdot (w_2 - w_1)} \quad (5.10)$$

Zusätzlich zu der oben genannten Vorgehensweise wurde die mittlere Biegesteifigkeit über eine im linearen Bereich der Kraft-Verformungskurve angepassten Regressionsgerade bestimmt. Der Anstieg der Regressionsgeraden entspricht der Biegesteifigkeit ( $E^*$ ) nach dem Durchlaufen der Hystereseschleife. In Anhang D-21 ff, Tab.D.5-9 und Tab.D.5-10 sind die berechneten mittleren Biegesteifigkeiten und die scheinbaren Biegesteifigkeiten sowie die Biegesteifigkeiten aus der Regressionsgeraden zusammengestellt. Zur besseren Orientierung sind in Abb.5-60 die Ergebnisse der erreichten mittleren Biegesteifigkeiten fiktiven Bauteilen mit starrem bzw. losem Verbund gegenübergestellt.

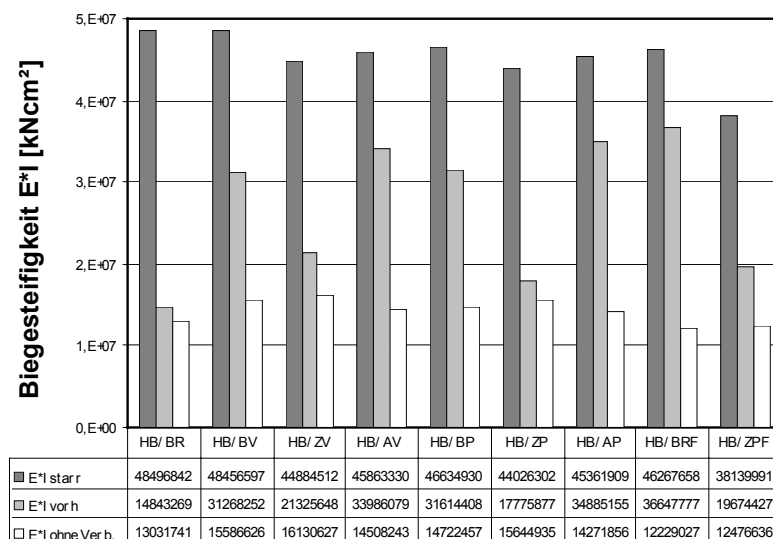


Abb.5-60: Vergleich der Mittelwerte der mittleren Biegesteifigkeit aus gemessenen und fiktiven Biegesteifigkeiten

Prinzipiell liegen alle ermittelten Biegesteifigkeiten über denen von lose aufeinander gelegten Teilquerschnitten. Dem ungeachtet sind erhebliche Unterschiede in den Biegesteifigkeiten zu erkennen. Besonders die Elementtypen HB/ZV und HB/ZP liefern ein enttäuschend schlechtes Ergebnis. Trotz aller Bemühungen bei der Herstellung dieser Deckschichtvarianten ist es dennoch durchaus möglich, dass herstellungsbedingte Mängel, wie zu schlechtes Verdichten als auch das Fehlen von ausreichend Wasser zum Abbinden der frischen Deckschicht direkt in der Kontaktfläche für den Haftverbund, dazu führten, dass deren Tragwirkung nachhaltig negativ beeinträchtigt wird. Durchaus bemerkenswert gute Ergebnisse lieferten indessen die Verbundelementvarianten HB/BV, HB/BP, HB/AV und HB/AP. Wobei diese Verbundvarianten dennoch nur maximal 77 % des theoretisch möglichen Zustands des starren Verbundes erreichten. Abzuleiten ist daher, dass die Effektivität und demzufolge die Wirksamkeit der Verbundfugenausführung abgemindert werden muss.

### 5.5.8.2 Wirksamkeit der Verbundfuge

Mit der Quantifizierung der Gesamtbiegesteifigkeit am Einzelelement im vorangestellten Abschnitt in Ergänzung mit den Kenntnissen über die Materialeigenschaften und -geometrien des entsprechenden Versuchskörpers sind die Grundvoraussetzungen geschaffen, um einen entsprechenden Faktor für die Wirksamkeit des Verbundes zu ermitteln. Das von [möhl\_1] propagierte und in der Norm DIN 1052 sowie in der Norm EC 5, Anhang B allgemein zugänglich gemachte  $\gamma$ -Verfahren bildet für die Ermittlung eines Abminderungsfaktors den theoretischen Ansatzpunkt. In diesem Verfahren wird die Biegesteifigkeit des Verbundbauteils infolge der Schubnachgiebigkeit der kontinuierlich angeordneten Verbindungsmittel auf eine effektive Biegesteifigkeit reduziert. Dabei wird zur Berechnung des Flächenmomentes 2. Grades jeweils der Steiner'sche Anteil des  $i$ -ten Teilquerschnitts mit dem Abminderungsfaktor  $\gamma_i$  multipliziert, der sich aus der Lösung der Differentialgleichung des Einfeldträgers mit sinusförmiger Belastung bei kontinuierlichen Abständen der Verbindungsmittel ergibt. In Bezug auf den Flächeverbund gilt dies als erfüllt. Nach Abb. 5-67 zeigen die Kraft-Durchbiegungskurven der untersuchten Prüfkörper, dass diese im Bereich zwischen starrem und losem Verbund liegen. Der über den  $\gamma$ -Faktor berücksichtigte Wirkungsgrad wird ferner bei der Berechnung der Abstände der Schwerachsen und bei der Berechnung der Rand-, Schwerpunkt- und Schubspannungen berücksichtigt. Nachfolgend wird deshalb ein als Wirkungsgrad der Deckschicht bezeichneter Faktor  $\tilde{\gamma}$  eingeführt. Für die Deckschicht gilt der Zustand I und so erhält man für den hergeleiteten Querschnitt Typ 4 des Verbundbauteils mit  $E_v = E_H$  aus  $ef E^* I = E_v \cdot ef I$  nach Gl.(5.11).

$$ef I = (n_{MD} \cdot I_{MD} + \tilde{\gamma} \cdot n_{MD} \cdot A_{MD} \cdot a_{MD}^2) + (I_H + A_H \cdot a_H^2) \quad (5.11)$$

Aus den zuvor aufgeführten Beziehungen und den gegebenen Material- und Querschnittskenngrößen der Teilquerschnitte ergibt sich der entsprechende Wirkungsgrad  $\tilde{\gamma}$  der Deckschicht. In Abb.5-61 sind die errechneten Wirkungsgrade vergleichend dargestellt.

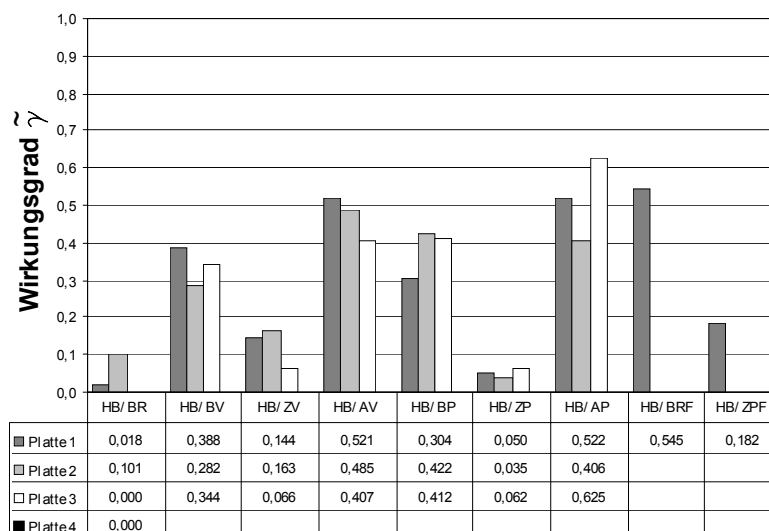


Abb.5-61: Vergleich der Wirkungsgrade  $\tilde{\gamma}$  aus den mittleren Biegesteifigkeiten

Die Wirkungsgrade sind mit den jeweiligen Biegesteifigkeiten und Materialkennwerten der einzelnen Verbundelemente in Anhang D-25, Tab.D.5-11 zusammengestellt. Alle bestimmten Wirkungsgrade liegen unter dem für den starren Verbund angegebenen Wert von  $\tilde{\gamma} = 1,0$ . Die bisherige Annahme des annähernd starren Verbundtragverhaltens ist somit nicht zu bestätigen, weshalb während der Biegeuntersuchen an ausgewählten Verbundelementen zusätzlich Dehnungen gemessen wurden.

### 5.5.9 Dehnungen und Normalspannungen

Aus der Tatsache heraus, dass sich ein  $\tilde{\gamma}$ -Faktor kleiner als 1,0 aus den Biegeversuchen ermitteln ließ, sind die Voraussetzungen der klassischen Biegelehre nicht mehr zutreffend. Durch diesen Sachverhalt gilt die Bernoulli'sche Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte nicht mehr und eine geradlinige Dehnungsverteilung über den Gesamtquerschnitt ist nicht möglich. Bei einem starren Verbund müssten die gemessenen Dehnungen direkt an den gegenüberliegenden Kontaktflächen der Teilquerschnitte gleich groß sein. Dies ist nicht mehr gegeben und demzufolge treten in der Kontaktfuge der Teilquerschnitte teilweise Dehnungs- bzw. Spannungssprünge auf, deren Größe durch die Stützweite, Querschnittsabmessung, Belastungsanordnung und die Wirksamkeit der Verbundfugenausführung betragsmäßig beeinflusst wird. Unter der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens lassen sich mit Hilfe des Hooke'schen Gesetzes aus den im Versuch gemessenen Dehnungen die entsprechenden Spannungen in den Teilquerschnitten errechnen. Die Dehnungsmessung erfolgte jeweils bei einem Prüfkörper pro Serie an den oberen und unteren Randbereichen der beiden Teilquerschnitte.

Nicht nur die Auswertung der Dehnungen quantitativ vielmehr auch dem Applizieren von Messgebern und das Aufzeichnen von Dehnungen an spröden mineralischen Deckschichten zeigt die Problematik von korrekten Dehnungsmessungen. Hierbei lassen sich die Dehnungsebenen infolge von Rissen der Deckschicht nicht eindeutig in eine lineare und kraftabhängige Darstellung einordnen, bestätigt auch [kene\_1]. Für die Quantifizierung der Dehnung an der Deckschichtunterseite solcher Verbundbauteile blieb lediglich der äußeren Randbereich direkt an der Kontaktfuge. In diesen Bereichen sind geringfügige Vorschädigungen durch lose Deckschichtpartikel an der Deckschicht nicht auszuschließen. Des Weiteren darf die Tatsache nicht unterschätzt werden, dass ein seitliches Ausweichen der Deckschicht durch Verkrümmung während des Versuchs zusätzliche negativ beeinflussende Werte liefert, deren Anteil an der Gesamtdehnung nicht ermittelt werden kann. Besonders augenscheinlich wird dieser Effekt bei den Probekörpern mit alternierenden Lamellen. Eine Messung der Dehnungen mittels Dehnungsmessstreifen an der Deckschichtoberseite ist hingegen problemlos möglich. In derselben Weise gilt dies auch für das Brettstapelelement, da hier die Holzoberflächen einen guten Untergrund für das Anbringen der Dehnungsmessgeber bieten.

Begründet durch das Hooke'schen Gesetz müsste folglich mit dem Vorhandensein des starren Verbundes und gleichgroßen Dehnungen in der Kontaktfuge und dem Verhältnis der E-Moduln von Brettstapelelement zu Deckschicht ein Spannungssprung auftreten. Aus diesem Sprung müsste hervorgehen, dass die Spannung in der Deckschicht aufgrund der E-Modulverhältnisse annähernd dreimal so groß ist wie die am direkt gegenüberliegenden Brettstapelelement.

Alle gemessenen Dehnungen mit den dazugehörigen Spannungen bei einer Durchbiegung von  $l/300$  sind im Anhang D-27, Tab.D.5-12 angegeben. Des Weiteren sind die Randspannungen im Holz unten und oben als auch in der Deckschicht unten und oben mit den jeweiligen Spannungsanteilen aus Normalkraft und Biegung sowie die Spannungsverteilungen über die Querschnittshöhe bei einer Durchbiegung von  $l/300$  sowie beim Versagen der Verbundwirkung in der Fuge für ausgewählte Probekörper in Diagrammen (Anhang D-28 und D-29) dargestellt.

Bei den Platten der Serie HB/BR konnten die Erkenntnisse über die Wirksamkeit der Verbundfuge des losen Verbunds bestätigt werden und sollen hier nicht weiter Beachtung finden. Betrachtet man den Dehnungs- und Spannungsverlauf der jeweils willkürlich ausgewählten Verbunddeckenplatte mit alternierenden bzw. den zusätzlich profilierten Brettlamellen, so wird unter den vorab genannten Randbedingungen deutlich, dass der Haftverbund sich frühzeitig im Versuchsaufbau löst und der angestrebte starre Verbund nicht mehr existent ist. Bestätigt wird dieser Sachverhalt insofern, dass die Dehnungen in der Kontaktfuge gewissermaßen von Anbeginn des Versuchs nicht gleichgroß sind und infolgedessen nicht die entsprechenden Spannungen liefert. Vielmehr ist aus der Abb.5-62 herauszulesen, dass die gewählte Verbundfugenausführung nicht die Wirksamkeit eines annähernd starren Verbundes erreicht. Hierin ist die Spannungsverteilung über die Höhe des Probekörpers HB/BP/1 bei einer Durchbiegung von  $l/300$  und kurz vor dem Beginn der ersten Stirnseitenverschiebung aufgezeigt. Die Betondeckschicht ist auf Grund der gewählten Parameter dennoch zu diesem Zeitpunkt überdrückt.

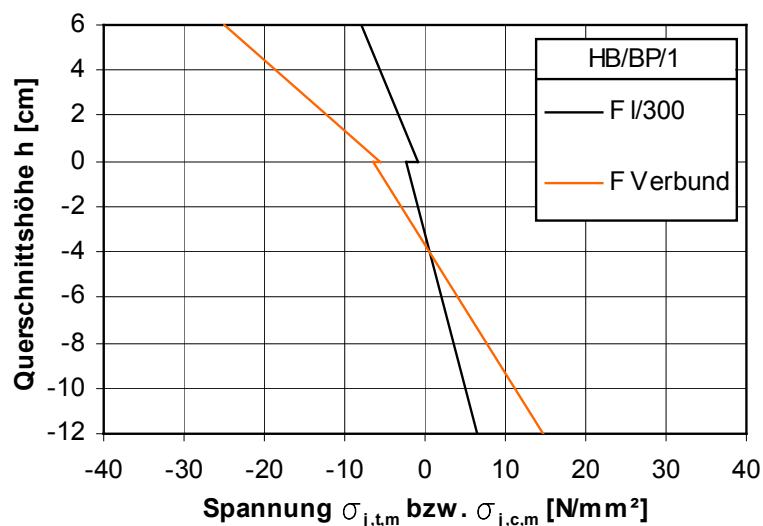


Abb.5-62: Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe der Verbundplatte HB/BP/1

Die doch recht erheblichen Divergenzen beim Vergleich einzelner Spannungsverläufe ausgewählter Probekörper lassen beschränkte, tendenzielle Aussagen über den wirklichen Spannungsverlauf zu. Insbesondere gilt dies für die Verteilung der Spannungen über die Höhe der Deckschicht, da es bei einigen Probekörpern (HB/ZP/1, HB/AP/2) zu den genannten Beeinträchtigungen der Messaufnehmer im Bereich der Kontaktfuge kam. Die Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe des Brettstapel-

elements dieser Probekörper darf trotzdem als richtig angenommen werden und wird durch die Auswertungen in Anlage D bestätigt.

Durch die ermittelten Wirkungsgrade  $\tilde{\gamma}$  verändert sich gleichfalls die Lage der Schwerachse des Gesamtquerschnitts, die zu Beginn des Versuchs nahe der Verbundfuge lag. Dabei verringert sich das gleich große Kräftepaar aus dem äußeren Moment betragsmäßig und in den Teilquerschnitten vergrößern sich die Biegeanteile entsprechend ihrer Einzelbiegesteifigkeiten. Mit Hilfe der gegebenen Spannungsverteilungen  $\sigma_B$  und  $\sigma_N$  können die Anteile aus Biegung und Normalkraft in den Teilquerschnitten bestimmt werden (Abb.5-63).

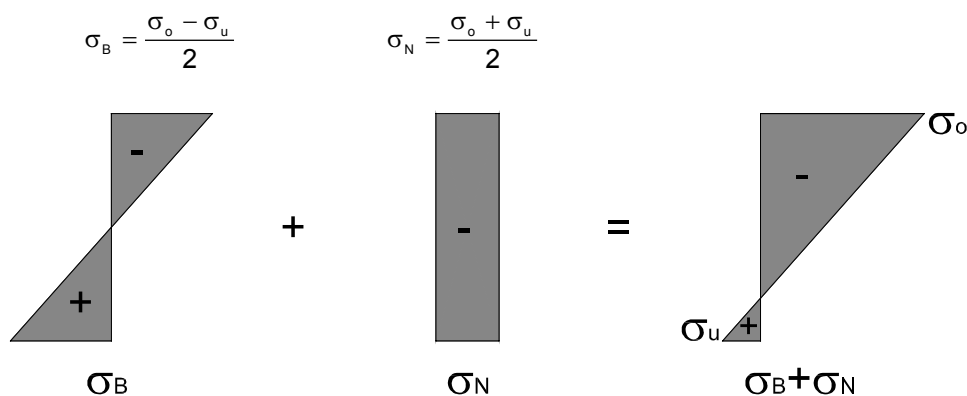


Abb.5-63: Spannungsanteile aus Biegung und Normalkraft

Mit der Beziehung nach Gl.(5.12)

$$N_i = \sigma_{N,i} \cdot A_i \quad (5.12)$$

ergeben sich die Normalkräfte der Teilquerschnitte aus den jeweiligen Spannungsanteilen. Im Anhang D-30 sind die Längskräfte im Holzelement mit denen in der Deckschicht in Diagrammform für ausgewählte Prüfkörper gegenübergestellt. Widersprüchlich zeigt sich ein bedeutender betragsmäßiger Unterschied der zusammengehörenden Werte der Versuche HB/ZP/1 und HB/AP/2. Die Ursache hierfür wurde bereits erläutert.

Für alle weiteren untersuchten Probekörper wird ersichtlich, dass der Holzquerschnitt im Vergleich zur Deckschicht entsprechend der größeren Biegesteifigkeit durch die alternierenden Lamellen einen höheren Momentenanteil erhält, der gegenüber der Normalkraft dominiert. Dagegen überwiegt in der Deckschicht der Spannungsanteil infolge Längskraft, sodass der komplette Teilquerschnitt bis zum Versagen der Verbundwirkung in der Fuge vollkommen überdrückt wird. Somit werden die Teilquerschnitte trotz nachgiebigen Verbundes entsprechend ihrer positiven Trageigenschaften beansprucht, Holz auf Biegung und die mineralischen Deckschicht auf Druck.



### 5.5.10 Diskussion der Ergebnisse

Mit der Analyse der gewonnenen Messergebnisse bestätigt sich der Zusammenhang von wahrer Holzoberfläche und dem Fugenschubtragverhalten dieser speziellen Verbundbauteile. Besonders deutlich wird diese Steigerung der Verbundwirkung durch die alternierenden Lamellen hin zu den zusätzlich profilierten Lamellen in Konfrontation mit den gleichhohen sägerauen Lamellen. Die weiterführend näher interpretierten Phänomene sind in Abb.5-64 grafisch dargestellt.

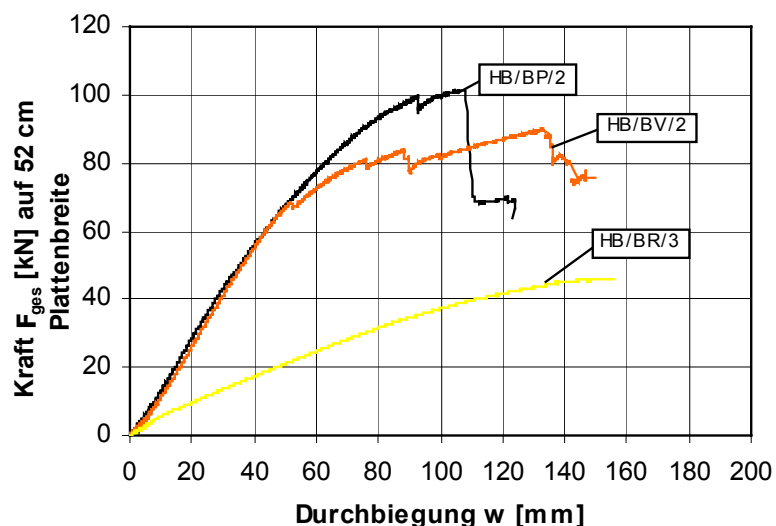


Abb.5-64: Vergleich der Kraft-Durchbiegungsverläufe für unterschiedliche Brettstapelmodifikationen

Während die Prüfkörper mit gleichhohen sägerauen Holzlamellen praktisch ohne erkennbaren Schubverbund lediglich im unteren Traglastbereich eine marginal höheren Anstieg durch Reibung infolge Auflast gegenüber einer theoretischen Kombination von lose aufeinander gelegten Teilquerschnitten aus gleichhohen Holzlamellen und Betondeckschicht erreichten, zeigten die Probekörper mit versetzten sowie versetzten Lamellen mit Profilierungen eine gesteigerte Lastaufnahmefähigkeit. Für die Probekörper der Serien HB/R gilt somit die grundlegende Aussage, die Möglichkeit der Übertragung von Schubkräften in Verbundbauteilen mit gleich hohen sägerauen Lamellen, welche durch eigene Slip-Block-Tests getroffen wurde, nicht weiter. Die Steigerung in Bezug auf die maximal erreichte Last  $F_{max}$  wird das Resultat aus HB/BR/3 als Anhaltspunkt gesetzt, zeigt für HB/BV/2 mit ca. 90 % und HB/BP/2 mit ca. 115 % signifikant größere Werte bei gleichen Deckenstärken aber unterschiedlichen Einzelträgheitsmomente der Teilquerschnitte. Nicht nur die unterschiedlichen Einzelträgheitsmomente haben hierin ihren Einfluss, vielmehr hinzu kommt der Anteil aus Verklemmwirkung und dem in diesem Zusammenhang stehenden Reibung zwischen den alternierenden Einzellamellen infolge der versuchsfortführenden Durchbiegung. Eine Abschätzung dieser Anteile ist nicht ohne Weiteres möglich. Auffallend ist das nahezu identische Kraft-Durchbiegungsverhalten der beiden Verbundvarianten HB/BV/2 und HB/BP/2 im linearen Bereich. Erst in der Fortführung des Versuchs flacht die Kurve von HB/BV/2 gegenüber HB/BP/2 ab. Hierin wird der Einfluss der zusätzlichen Profilierungen in den aufgestellten Lamellen wirksam und liefert

eine um ca. 15 %-ige Laststeigerung für den Nachweis der Tragfähigkeit. Gleiches gilt auch für eine Deckschicht aus Anhydritfließestrich. Für die Deckschichtvariante Zementestrich sind es nur ca. 8 %. Als Nebeneffekt soll an dieser Stellen nochmals auf die Abhubsicherung der mineralischen Deckschicht, welche in den Haftzugversuchen schon behandelt und quantifiziert wurde, aufmerksam gemacht werden. In der weiteren Versuchsfortführung ist das sukzessive Versagen der Verbundelemente durch einzelne Lamellenrisse, augenscheinlich durch einzelne Lastabfälle in der Grafik, dem Versagen der Deckschicht und schließlich dem absoluten Kollaps der Verbundplatte. Bis zu den jeweiligen Höchstlasten streuten die Ergebnisse aller Versuche kaum.

Die Diskussion über das Verbundtragverhalten solch flächig, kontinuierlich verbundenen Elemente kann erheblich durch messbare Verschiebungen charakterisiert werden. Dazu wurden die relativen Verschiebungen jeweils an den gegenüberliegenden Stirnseiten der Teilquerschnitte und überdies im Abstand von 32,5cm zur jeweiligen Auslagerachse aufgezeichnet.

Mit dem durch HB/BR/3 grafisch beschriebenen ausgeprägten losen Verbund im Kraft-Durchbiegungsdiagramm (Abb.5-64) zweier Verbundpartner ist gleichermaßen die gegenseitige Relativverschiebung der beiden Querschnitte durch die Theorie vorgegeben. Mit Beginn der weggesteuerten Durchbiegungszunahme HB/BR/3 schiebt der oben liegende Teilquerschnitt sich über den unten liegenden Holzquerschnitt nach außen hinweg und ist in Abb.5-65 prinzipiell demonstriert. Sehr schön zu erkennen ist die beidseitig gleichmäßige Stirnseitenverschiebung in den Achsen A / J.

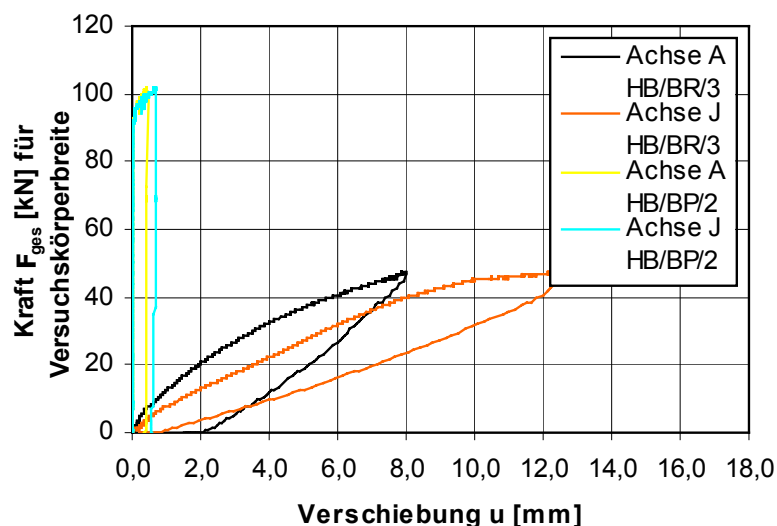


Abb.5-65: Vergleich der Stirnseitenverschiebungen von HB/BR/3 und HB/BP/2 in den Achsen A und J

Anders verhält sich hingegen der Verlauf der Stirnseitenverschiebungen am Beispiel des HB/BP/2. Bis kurz vor dem Erreichen der Höchstlast sind keine wesentlichen Relativverschiebungen messbar. Zurückzuführen ist dies auf die Verklemmwirkung und damit verbundene Flankenreibung zwischen den alternierenden Lamellen sowie den Profilierungen in den Lamellen. Ferner resultiert durch die Widerlagerkraft am Auflager eine senkrecht zur Fuge wirkende Kraft, welche zusätzlich eine Reibungskomponente aktiviert.

Die ersten wirklichen Fugenverschiebungen in den Achsen A / J sind erst im fortgeschrittenen Versuchablauf zu verzeichnen. Zu diesem Zeitpunkt ist die maximale Belastung der Verbundplatte fast erreicht und mit dem Versagen der Fuge nehmen auch deutlich sichtbar die Durchbiegungen zu. Begleitet wird dieses Fugenversagen mit einem kurzen Ruck des Elements, auch akustisch war dies wahrzunehmen.

Mit dem Beginn der Stirnseitenverschiebungen nehmen beim losen Verbund von HB/BR/3 die Relativverschiebungen an den Längsseiten im Abstand von 32,5 cm vom Auflager in den Achsen C / G adäquat zu und zeigt in Abb.5-66 gleiche Fugenbewegungen.

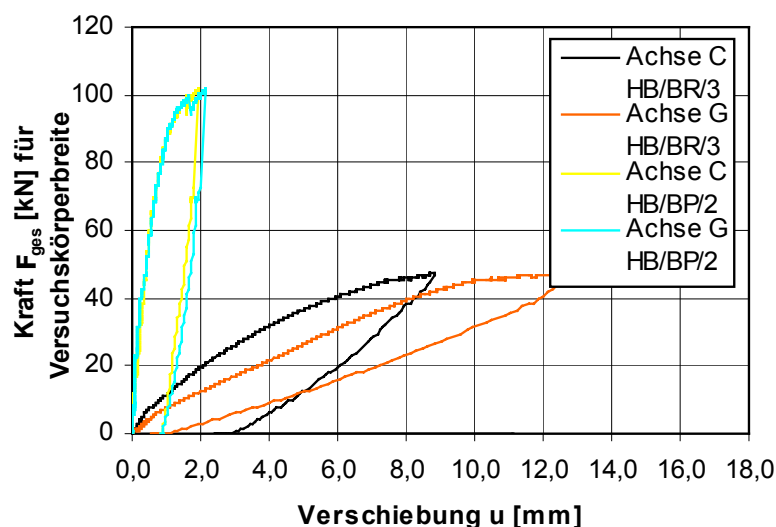


Abb.5-66: Vergleich der Relativverschiebungen von HB/BR/3 und HB/BP/2 in den Achsen C und G

Im Unterschied zu HB/BR/3, wo die Fugenbewegungen in den beiden gemessenen Achsen A / C bzw. J / G der jeweiligen Auflagerseite fast identisch verliefen, sind die Fugebewegungen von HB/BP/3 in diesen Achsen nicht ähnlich. Relativverschiebung in den Achsen C / G von HB/BP/2 sind mit dem Versuchbeginn abzulesen gewesen. Während an den Stirnseiten bis kurz vor dem Gesamtversagen kaum Werte über 0,1 mm messbar waren, konnten in den Achsen C / G ca. 1,0 mm gemessen werden. Werden grobe Messfehler und Verdrehungen der Messaufnehmer ausgeschlossen, so ist dies ein Indiz für die schon im Stahl-Verbundbau [mina\_1] propagierte Endverankerung durch Reibung über dem Auflager. Begründet wird das durch die senkrecht zur Auflagerplatte verlaufenden Druckspannungstrajektorien. Der Einfluss der Auflagertiefe von 20,0 cm wurde experimentell nicht untersucht und hat natürlich einen Einfluss auf diese Trageigenschaft. Eine Mindestauflagertiefe ist materialspezifisch einzuhalten.

Mit der Untersuchung der Deckschicht aus Anhydritestrich wurde eine Deckschichtvariante gewählt, die sowohl schwindarm ist als auch ohne zusätzliche konstruktive Schwindbewehrung auskommt. Bei der Prüfung dieser Deckschichtvariante ist es augenscheinlich geworden, dass das Weglassen einer Bewehrung frühzeitig zu einem Übergang vom Zustand I zum Zustand II der Deckschicht führt. Durch diese erhöhte Rissbildung, gerade in der Kontaktfuge, ist der Verbund im Makrobereich nicht mehr

vollständig gegeben und es resultiert unweigerlich ein Steifigkeitsverlust des Verbundelements, wodurch mit größeren Durchbiegungen bei gleicher Last verglichen mit HB/BV/2 zu rechnen ist (Abb.5-67). Besondere Bedeutung erfährt diese Konstellation für die Bemessung im Traglastbereich.

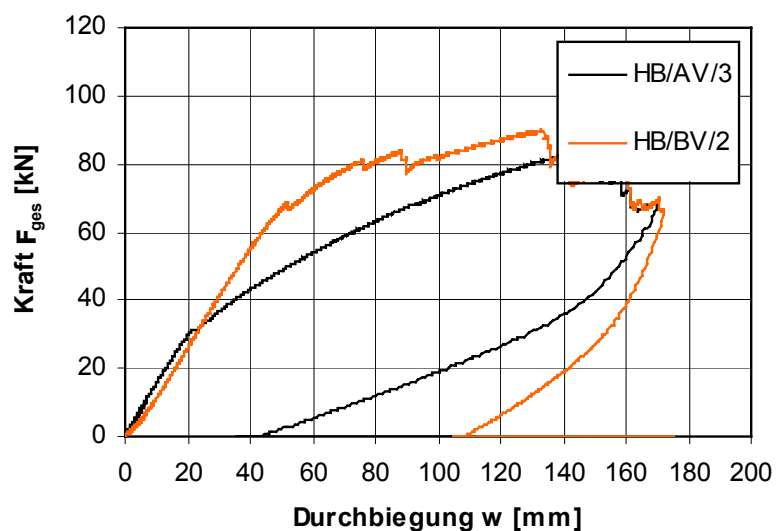


Abb.5-67: Einfluss der Bewehrung auf die Biegesteifigkeit am Beispiel von HB/BV/2 und HB/AV/3

Dass es trotzdem zu einem weiteren Anstieg der Kraft-Durchbiegungskurve kommt, ist im Einklemmen der Deckschicht zwischen den aufgestellten Lamellen durch die Verkrümmung der Platte und Querpressung an den Flanken begründet. Das Verbundelement versagt demzufolge nicht spröde. Der Einfluss der Rissbildung durch das Weglassen der Bewehrung beschränkt sich somit auf den Anstieg der Kraft-Durchbiegungskurve. Wie groß dieser Einfluss ist, konnte nicht eindeutig geklärt werden.

Eine mögliche Begründung ist darin zu suchen, dass im fortschreitenden Versuchsablauf sich die Kurven im Nachbruchbereich, also nach dem Erreichen der Höchstlast, wieder auf dem gleichen Niveau zusammenlaufen. Gerade dieser Sachverhalt spricht für den Einfluss der Bewehrung. Allerdings sollte das durch weitere Versuche abgesichert werden.

Die Einordnung aller durchgeführten Biegeversuche in Abb.5-68 veranschaulicht einen doch recht schmalen Korridor, in dem sich speziell diese Verbundplattenausführungen im Flächenverbund zeigen. In der grafischen Darstellung sind der Übersicht halber ausgesuchte Mittelwerte jeweils einer baugleichen Variante aufgeführt, wobei auf Grund unterschiedlicher Versagensverläufe die Kurven bei größeren Durchbiegungen entsprechend abgetrennt sind. Der Entlastungsast im Kurvenverlauf ist bewusst abgetrennt.

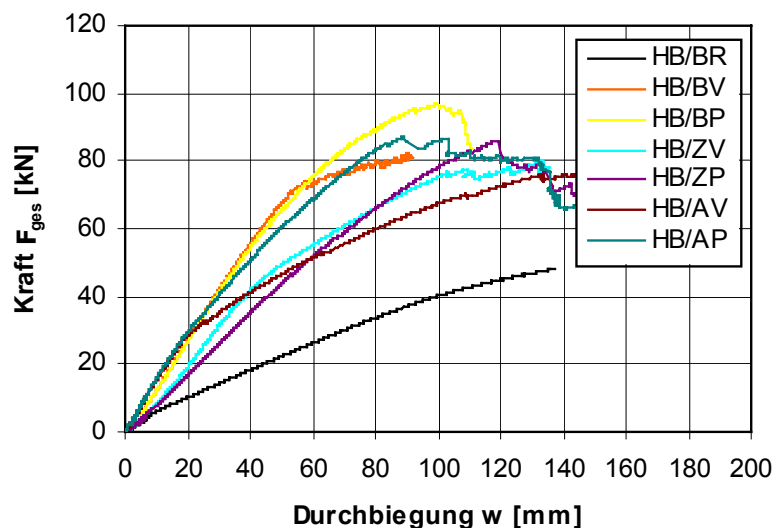


Abb.5-68: Vergleich aller Mittelwerte der Versuchserien im Kraft-Durchbiegungsdiagramm

Der überwiegende Teil der Resultate ordnet sich so ein, wie es sich schon durch theoretische Annahmen und praktische Voruntersuchen dargestellt hat. Nach oben hin wird der Korridor durch die Versuchskurve HB/BP abgegrenzt und nach unten durch den losen Verbund von HB/BR. Trotz des Steifigkeitsverlusts und dem Abknicken der Kurve von HB/AP nähert sich der Versuchsverlauf dem des HB/BP stark an und verdeutlicht nochmals das schlecht Tragverhalten der Verbundelemente mit einer Deckschicht aus Zementestrich auf profilierten Holzlamellen. Deren Ergebnis liegt weit unter dem Erwarteten und ist auf den minderwertigen Fugenkontakt zurückzuführen. Folgt man den Kurvenverläufen von HB/BV und HB/BP vom Ursprung bis zum Erreichen der Höchstlasten, so ist sehr schön erkennbar, dass die beiden Kurven bis ca. 75% von HB/BP geradezu deckungsgleich verlaufen und erst dann ein Steifigkeitsverlust von HB/BV infolge der Überbeanspruchung der Verklemmwirkung und demzufolge der Reibungseinflüsse eintritt. Deutlich wird somit auch der Einfluss der Profilierungen, welche zu weiteren Tragreserven führen.

Die unter denselben Prämissen betrachteten Kurvenverläufe von HB/AV und HB/AP dokumentieren ein recht abweichendes Tragverhalten gegenüber dem eben formulierten. Ein identischer Kurvenverlauf von HB/AV ist nur bis zu einem Drittel von HB/AP gegeben. Danach nimmt die Steifigkeit von HB/AV stark ab und fällt gleichsam unverhältnismäßig verglichen mit HB/BV. Dies ist eindeutig ein Indiz, was für Auswirkungen die nicht bewehrte Anhydritdeckschicht hat. Wird der Deckschicht allerdings eine Möglichkeit zur weiteren Verklammerung gegeben, wie es das Ziel der Profilierungen ist, so ist eine im Verhältnis zu HB/AV erhebliche Steigerung der Gesamtbiegesteifigkeit realisierbar. Erreicht wurden sogar Werte, die fast bis an die bewehrte Normalbetondeckschicht der Variante HB/BP heranreichten.

Die Einordnung für die Nutzung solcher Verbunddeckenplatten wird erleichtert durch die Einführung eines Ausnutzungsgrades. Zur besseren Orientierung werden die zulässige Durchbiegung von  $l/300 = 16,0$  mm und eine typische Deckenbelastung vorgesehen. Auf die 52,0 cm breiten Verbundelemente wirken zusätzlich zum Eigengewicht Anteile aus Fußbodenaufbau ( $1,50$  kN/m<sup>2</sup>),

Trennwandzuschlag ( $0,80 \text{ kN/m}^2$ ) und einer Verkehrslast ( $2,00 \text{ kN/m}^2$ ). Durch die allgemeine Beziehung nach Gl.(5.13) ergibt sich unter Annahme gleicher Momente zwischen den Lasteinleitungspunkten in Plattenmitte eine annähernd äquivalente Einzellast von  $P_{\text{ges}} = 8,00 \text{ kN}$ .

$$\frac{q \cdot l^2}{8} = P_{1,2} \cdot a \quad (5.13)$$

mit:  $q$  Gleichstreckenlast  
 $l$  Spannweite  
 $P_{1,2}$  Einzellasten  
 $a$  Abstand vom Auflager

Mit der Kenntnis, dass in der Mehrheit der biegebeanspruchten Bauteile der Gebrauchstauglichkeitsnachweis respektive der Durchbiegungsnachweis, maßgebend wird, wurde im ersten Schritt die ausführungsabhängige Belastung  $P_{\text{zul.f}=16,0\text{mm}}$  abgelesen und mit der Deckenbelastung mit  $P_{\text{ges}} = 8,00 \text{ kN}$  ins Verhältnis gestellt Tab.5-4.

Tab.5-4: Ausnutzungsgrad für eine typischen Deckenbelastung

Bezeichnung	$P_{\text{zul.f}=16,0\text{mm}}$ [kN]	Ausnutzung für eine typischen Deckenbelastung von $F_{\text{ges}}=8,0 \text{ kN}$ [%]	Faktor [-]
HB/BR - quasi lose	8,48	94,34	1,06
HB/BV	21,11	37,90	2,64
HB/BP	20,77	38,52	2,60
HB/ZV	14,56	54,95	1,83
HB/ZP	12,80	62,50	1,60
HB/AV	23,68	33,78	2,96
HB/AP	24,32	32,89	3,04
HB/BRF/1	26,07	30,69	3,26
HB/ZPF/1	12,19	65,63	1,52

Für die Verbundplattenvariante HB/BR bestätigt sich die sehr hohe Ausnutzung und ist nicht geeignet für derartige Verwendungszwecke. Demgegenüber liegen die Ausnutzungsgrade aller anderen Verbundplattenvariante durchaus im nutzbaren Bereich. Die Ausnutzungsgrade der Verbundplattenvarianten liegen zwischen den Schranken von 62,50 % für Variante HB/ZP bis nur 32,90 % für HB/AP. Die zusätzlich untersuchten Varianten HB/BRF/1 und HB/ZPF/1 zeigen gleichsam hohe Sicherheiten auf. Der Einsatz solcher Verbundvarianten ist demzufolge denkbar.

In den Abb.5-69 bis Abb.5-71 sind diese Referenzwerte in die Kraft-Durchbiegungsdiagramme eingefügt.

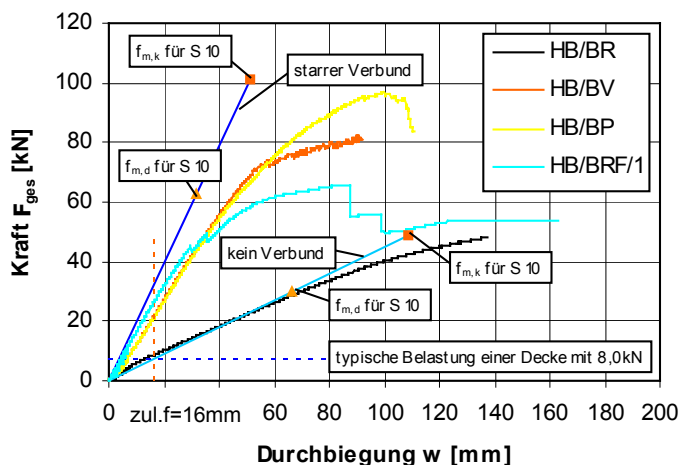


Abb.5-69: Einordnung des Tragverhaltens im Kraft-Durchbiegungsdiagramm für die Deckschicht aus Beton und unterschiedlichen Modifikationen der Brettstapelen

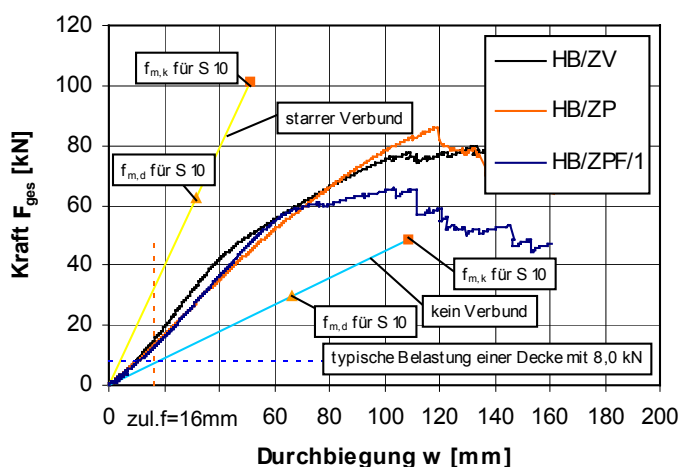


Abb.5-70: Einordnung des Tragverhaltens im Kraft-Durchbiegungsdiagramm für die Deckschicht aus Zementstrich und unterschiedlichen Modifikationen der Brettstapelen

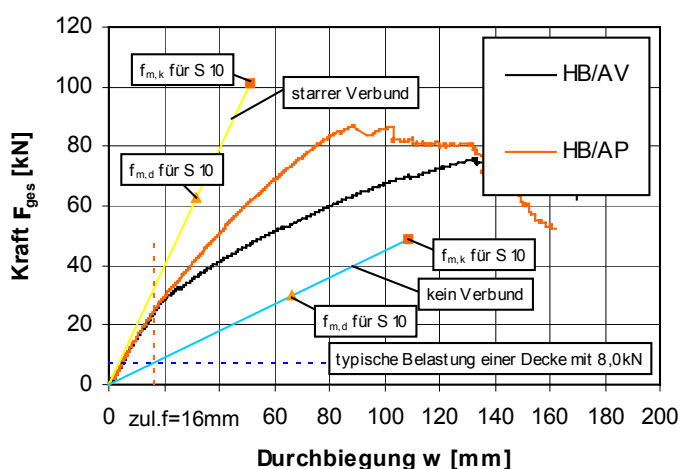


Abb.5-71: Einordnung des Tragverhaltens im Kraft-Durchbiegungsdiagramm für die Deckschicht aus Anhydritstrich und unterschiedlichen Modifikationen der Brettstapelen

## 5.6 Verifikation rechnerischer Ergebnisse aus dem Programm ANSYS

Für die Verifikation der numerischen Voruntersuchungen mit dem FE-Programm werden einzelne, spezielle Kurzzeitbiegeversuche aus den bereits gewählten Prüfkörpervarianten exemplarisch nachgerechnet und den Ergebnissen aus den Versuchen gegenübergestellt. In Tab.5-5 sind die Eingabeparameter für ausgesuchte Versuche zusammengetragen.

Tab.5-5: Eingabeparameter für das FE-Modell

Typ	$E_{\text{Holz}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{\text{MD}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{\text{Holz}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{\text{MD}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{\text{Fuge}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{\text{F,Schub}}$ [N/mm]	Kohäsion $c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Winkel $\varphi$ [°]
HB/BP/1	13012	28500	690	14250	350	45	0,420	55,6
HB/ZP/1	14375	21700	690	10850	350	45	0,380	60,4
HB/AP/2	12880	27930	690	13965	350	45	0,305	61,6

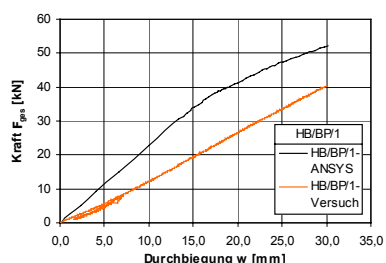


Abb.5-72: HB/BP/1 - Vergleich FE-Simulation und Versuch

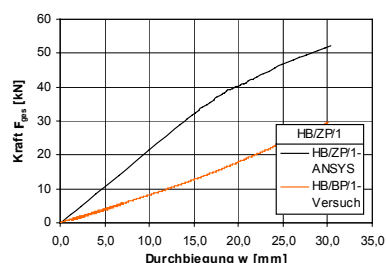


Abb.5-73: HB/ZP/1 - Vergleich FE-Simulation und Versuch

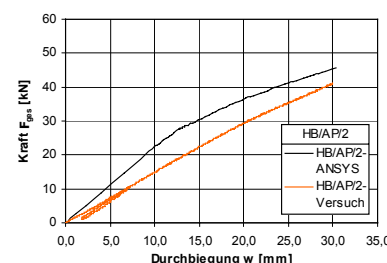


Abb.5-74: HB/AP/2 – Vergleich FE-Simulation und Versuch

In den Abb.5-72 bis Abb.5-74 sind die Kraft-Durchbiegungskurven der ausgewählten Verbundelemente dargestellt. Mit Ausnahme des Verbundplattentyps HB/AP/2 in Abb.5-74 weichen die Ergebnisse der FE-Rechnung vom aufgezeichneten Kurvenverlauf ab. Die realen Versuche deuten auf eine geringere Biegesteifigkeit des Elements hin, als es die Berechnungen wiedergeben. Streugrößen, wie die Elastizitätsmoduln, Schubmoduln, Bruchenergien u.a., haben einen erheblichen Einfluss auf die Biegesteifigkeit der Verbundbauteile. Allein die Schubmoduln wurden mit einem recht hohen Wert angenommen, schwanken jedoch an Einzelbauteilen erheblich. Besonders das Brettstapelelement, mit vielen zusammengefügt Einzellamellen unterliegt diesem Phänomen. Des weiteren berücksichtigt die numerische Simulation keine partiellen Fugenschädigungen infolge rein mechanischer Fugenabriss sowie dem unterschiedliche Quell- und Schwindverhalten der beteiligten Teilquerschnitte, welche durchaus möglich sind und dadurch auch die Gesamtbiegesteifigkeit herabsetzt. Dass der Schwindeinfluss doch erheblich sein kann, verdeutlicht ein Vergleich der Kurven in den Abb.5-72 bis Abb.5-74. Während die Simulation und die Versuchskurven der zementgebundenen Deckschichtvarianten (HB/BP/1 und HB/ZP/1) deutlich voneinander abweichen, kommen sich die Kurven des Probekörpers mit dem schwindarmen Anhydritestrich (HB/AP/2) aus dem Versuch und der FE-Simulation recht nah. Dahingehend ist das Rechenmodell anzupassen. Grundsätzlich ist dieses Modell geeignet, rechnerische Voruntersuchungen als auch Nachrechnungen zur besseren



Einschätzung des Trag- und Verformungsverhaltens solcher flächig verbundenen Bauteile durchzuführen und somit eine optimale Versuchsvor- und nachbereitung zu gewährleisten. Für dieses Rechenmodell sollte perspektivisch eine Parameterstudie die gewünschten Resultate liefern und realitätsgetreue Nachrechnungen möglich machen. In dieser Hinsicht besteht weiterhin Forschungsbedarf.

## 5.7 Das Simulationsprogramm ISOBEAM

### 5.7.1 Entwicklung eines Stabwerksmodell in ISOBEAM

Vorausblickend auf die Untersuchungen des Langzeittragverhaltens der hier geprüften Verbundbauteile ist die Verifikation des nachfolgend beschriebenen Stabwerksmodells unerlässlich. Für die anschließenden Betrachtungen wurde das im Rahmen der Forschung an der Professur für Holz- und Mauerwerksbau entwickelte Programm ISOBEAM ([raut\_2], [hart\_3], [raut\_5]) eingesetzt. Diese Simulationssoftware berechnet ebene Stabwerke auf Basis der Theorie finiter Elemente unter Einbeziehung von Langzeiteffekten, Klimaeinflüssen sowie geometrischen- und physikalischen Nichtlinearitäten. Für die Berechnung werden isoparametrische Balkenelemente mit 2 bis 4 Knoten verwendet. Die Verbundelemente werden in ISOBEAM mit drei definierten Stäben, dem Ober- und Untergurt- und den Koppellementen (Abb.5-75), dargestellt. Die Deckschichten sind durch die Obergurte und der Brettstapel durch die Untergurte abgebildet. Die einzelnen Gurtstäbe sind Stabelemente mit beidseitig biegesteifem Anschluss. Mit mehrgliedrigen Koppellementen sind Ober- und Untergurtstäbe verbunden. Diese bestehen aus zwei Stäben mit beidseitig biegesteifem Anschluss, die an die Gurtstabknoten angeschlossen werden. Aus rechentechnischen Gründen ist dazwischen ein dritter Stab mit jeweils einem Gelenk und einem biegesteifen Anschluss angeordnet, wobei sich das Gelenk in der Fugenebene befindet.

Durch die Koppellemente wird der Haftverbund zwischen dem Brettstapel und der direkt darauf aufgetragenen Deckschicht simuliert. Die Definition der Wirksamkeit der Verbundfuge erfolgt über die Biegesteifigkeit ( $E^*I$ ) der Koppelstäbe, welche senkrecht zur Fugenebene angeordnet sind. Laut Biegetheorie wird an jeder Stelle des Verbundquerschnitts die gleiche Durchbiegung der einzelnen Verbundmaterialien vorausgesetzt. Um dies zu gewährleisten und somit ein Aufreißen der Fuge zu vermeiden, ist die Normalsteifigkeit ( $E^*A$ ) der Koppelstäbe möglichst groß gewählt. Die Gesamtlänge eines Koppellementes ist abhängig von der Querschnittsgeometrie und der Fugenausbildung. Durch den Abstand der Koppelstäbe  $a_s$  wird die Länge der einzelnen Gurtsegmente und die Gesamtanzahl der Stäbe bestimmt. Mit steigender Anzahl der Stabelemente erhöhen sich sowohl die Rechengenauigkeit als auch die Berechnungsdauer. In Anlehnung an die numerische Simulation in [gros\_1] und [gros\_2] ist ein Abstand von  $a_s=10,0$  cm zwischen den Koppellementen gewählt worden. Dadurch wird eine gute Rechengenauigkeit bei angemessener Rechenzeit erreicht. Das Stabwerk wird nur bis zur vertikalen Symmetrieachse modelliert. Dadurch wird das System auf die Hälfte der sonst erforderlichen Stäbe reduziert. In der Symmetrieebene sind Lager festgelegt, die nur eine vertikale Verschiebung zulassen. Biegemomente und Normalkräfte können übertragen werden. Dieses Tragverhalten entspricht der Charakteristik eines Einfeldträgers in Trägermitte (Abb.5-75).

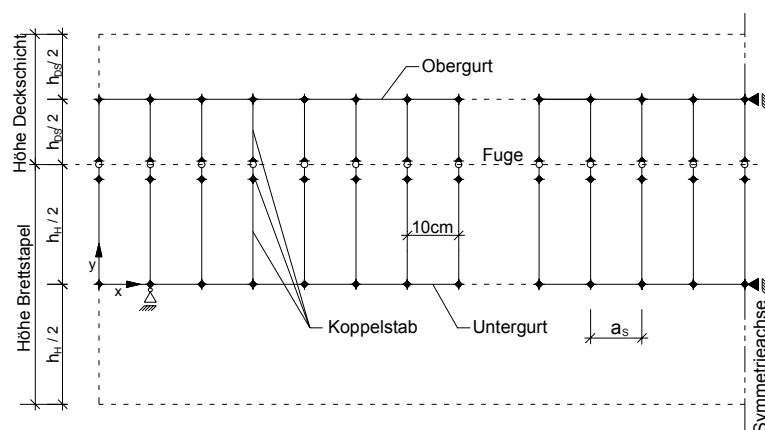


Abb.5-75: Im Programm ISOBEAM verwendetes Stabwerksmodell mit den Koppelstäben

Die Lage der Gurtstäbe befindet sich in den Schwerpunkten der jeweiligen Teilquerschnitte. Bei sägerauer Fugenausbildung vom Typ R haben Holz und Deckschicht konstante Höhen von 12,0 cm (Brettstapel) und 6,0 cm (mineralische Deckschicht), die den Gurtstabhöhen entsprechen. Für beide Gurtstabtypen wird als Stabquerschnittsbreite die Verbundelementbreite von 52,0 cm verwendet. Die Gurtstablängen sind abhängig von den Koppelstababständen  $a_s$  und betragen im Modell 10,0 cm. Die Gesamtlänge der Koppellemente ergibt sich durch die Lage der Gurtstäbe aus  $\frac{1}{2} \cdot (h_{DS} + h_H)$  zu 9,0 cm. Das Gelenk des mittleren Koppelstabes befindet sich in  $h_H/2 = 6,0$  cm Abstand von der Untergurtebene. Der Querschnitt der Koppelstäbe ist in Richtung der Längsachse gering zu halten, um Zwangkräfte zu minimieren. Bei einer Querschnittsbreite von 52,0 cm würde sich eine geringe Querschnittsfläche der Koppelstäbe und damit eine geringe Normalsteifigkeit ( $E \cdot A$ ) ergeben. Eine fast unendlich hohe Normalsteifigkeit ist jedoch wichtig um identische Biegelinien zu erzeugen, was einer Verhinderung des Aufreißens der Verbundfuge gleichzusetzen ist. Deshalb wird die Koppelstabbreite überhöht implementiert um die Querschnittsfläche zu vergrößern. Im Rahmen der Untersuchungen von Verbundelementen wurden bereits Biegeversuche mit Flachstahlschlössern und eine anschließende Simulation mit ISOBEAM durchgeführt [gros\_1] und [gros\_2]. Zwischen den Flachstahlschlössern wurden in dem angewandten Stabsystem ebenfalls Koppelstäbe zur Übertragung der Querkräfte verwendet. Die Geometrie mit  $b = 3,89975 \cdot 10^7$  cm und  $h = 0,06843$  cm erscheint infolge der Ähnlichkeiten der Bauteile auch hier sinnvoll und wird übernommen (Tab.5-6).

Tab.5-6: Stabgeometrien und Trägheitsmomente gleichhoher Lamellen

	Gleichhohe Lamellen mit sägerauer Holzoberfläche		
	Deckschicht	Brettstapel	Koppelstab
reelles Trägheitsmoment [cm <sup>4</sup> ]	936	7488	-
Querschnittsbreite [cm]	52	52	$3,89975 \cdot 10^7$
Querschnittshöhe [cm]	6	12	0,06843
Trägheitsmoment der modellierten Stäbe [cm <sup>4</sup> ]	936	7488	1041,35
Verhältnis modelliertes zu reellem Trägheitsmoment [%]	100	100	-

Für die alternierenden und mit Profilierung versehenen Lamellen sind geringfügige Modifikationen nötig. Die Stabquerschnitte in ISOBEAM sind rechteckig definiert. Da die Anzahl der tiefgestellten ( $n=6$ ) und hochgestellten Lamellen ( $n=7$ ) differiert, müssen äquivalente Rechteckquerschnitte für die Modellierung der Deckschichten und Brettstapel gefunden werden. Es wurde die Annahme getroffen, dass die Anzahl der aufgestellten Lamellen gleich der Anzahl der tiefstehenden ist. Die mittleren Querschnittshöhen der Verbundmaterialien werden aus dem arithmetischen Mittel der Höhe einer tief- und einer hochgestellten Lamelle für das Holz bzw. aus der Deckschicht berechnet. Die Querschnittshöhe der Deckschicht beträgt somit 5,0 cm, die des Holzes 13,0 cm bei einer Querschnittsbreite von 52,0 cm. Dadurch steigert sich die Querschnittsfläche des Holzes um  $4,0 \text{ cm}^2$ , während die der mineralisch gebundenen Deckschicht sich um denselben Betrag verringert. Dies hat einen Einfluss auf die Trägheitsmomente, wobei der Einfluss auf die Deckschicht am größten ist (Tab.5-7). Der Hebelarm der inneren Kräfte erhöht sich von 8,864 cm auf 9,0 cm. Die Veränderung des Teilflächenverhältnisses und der Trägheitsmomente bewirken eine Zunahme der Durchbiegungen während die leichte Erhöhung des inneren Hebelarms dem entgegenwirkt.

Um ein höheres und damit realitätsgetreueres Trägheitsmoment der Deckschicht zu erhalten, könnte der Querschnitt dieser Schicht überhöht implementiert werden. Dies würde eine Vergrößerung des effektiven Trägheitsmomentes bewirken und damit geringere Durchbiegungen hervorrufen. Es würde aber ebenso eine Steigerung der Deckschichtfläche und des Hebelarms der inneren Kräfte bedeuten, die aber unter den getroffenen Annahmen eine sehr gute Näherung darstellen. Des Weiteren geht der Hebelarm der inneren Kräfte in zwei von vier Summanden in die Berechnung des effektiven Trägheitsmomentes als Quadrat ein. Er hat somit einen wesentlich größeren Einfluss auf die Durchbiegungsermittlung als das Eigentragheitsmoment der Deckschicht. Aus diesen Gründen und auch im Hinblick auf die einfachere Handhabung in der Praxis werden die vorher genannten Annahmen mit einer gleichen Anzahl von Lamellen und der mittleren Querschnittshöhe zweier verschieden hoher Lamellen verwendet. Die Geometrien der einzelnen Stabquerschnitte können Tab.5-7 entnommen werden. Die Länge der Koppellemente ergibt sich aus  $\frac{1}{2}(13,0 \text{ cm} + 5,0 \text{ cm})$ , ebenfalls wie bei den gleichhohen Lamellen, zu 9,0 cm. Die Querschnittsbreiten und -höhen der Koppelstäbe wird von den gleichhohen Lamellen übernommen.

Tab.5-7: Stabgeometrien und Trägheitsmomente versetzte/profilierete Anordnung der Lamellen

	Versetzte bzw. versetzte und profilierte Lamellen mit sägerauer Holzoberfläche		
	Deckschicht	Brettstapel	Koppelstab
reelles Trägheitsmoment [ $\text{cm}^4$ ]	632	9520	-
Querschnittsbreite [cm]	52	52	$3,89975 \cdot 10^7$
Querschnittshöhe [cm]	5	13	0,06843
Trägheitsmoment der modellierten Stäbe [ $\text{cm}^4$ ]	541,67	9520,33	1041,35
Verhältnis modelliertes zu reellem Trägheitsmoment [%]	85,71	100,00	-

In ISOBEAM wird jedem einzelnen Stabelement ein Querschnittstyp zugeordnet. Die Diskretisierung des entsprechenden Querschnitts über die Höhe erfolgt durch so genannte Layer, das sind einzelne dünne Schichten (Abb.5-76). Diese Layer werden gleichmäßig oberhalb und unterhalb der Schwerachsen verteilt und den Querschnittstypen zugeordnet. Über die Höhe eines Layers werden die Spannungsverteilungen und Verformungen jeweils als konstant angenommen. Die Gesamtverformung eines Layers setzt sich zu jedem Zeitpunkt  $t_i$  aus elastischen sowie aus kriech-, temperatur- und feuchteabhängigen Dehnungen bzw. Verzerrungen zusammen. Die Kriechdehnungen resultieren wiederum nicht nur aus Temperatur und Feuchte, sondern auch aus mechanischer Belastung und bestehen aus teils reversiblen wie auch irreversiblen Anteilen, was in den folgenden Abschnitten detaillierter dargestellt wird. Mit Hilfe einer Zeitinkrementierung und der Newton-Raphson-Iteration im jeweiligen Zeitinkrement wird das entstehende nichtlineare zeitabhängige Gleichungssystem gelöst. Um den Fehler aus der vorgenommenen Linearisierungen in vernachlässigbaren Grenzen zu halten, sind bei der Belastungsgeschichte angepasste, hinreichend kleine Zeitinkremente  $\Delta t$  zu wählen.

Die Anzahl der Schichten wirkt sich direkt auf die Berechnungsdauer aus. Je mehr Layer verwendet werden, umso länger dauert die Berechnung, aber umso exakter sind auch die Berechnungsergebnisse. Mit der Auswahl von 20 Layern für die mineralisch gebundenen Deckschichten, 40 Layern für die Brettstapel und wiederum 20 Layern für die Koppelstäbe, wurde ein guter Kompromiss zwischen Rechengenauigkeit und Berechnungsdauer gefunden. Die Breite der Querschnitte wird nicht diskretisiert, da es sich um ein ebenes Stabwerk handelt.

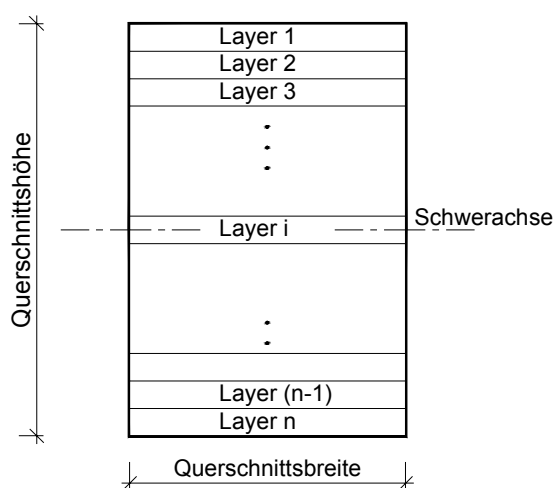


Abb.5-76: Symbolisierte Darstellung der Diskretisierung durch die Layer

Die Höhen der diskretisierten Elemente sind sehr gering. Bei der Ermittlung der Trägheitsmomente in ISOBEAM wird daher auf die Berücksichtigung der Eigenträgheitsmomente der Layer verzichtet und nur die "Steiner'schen Anteile" verwendet. Dadurch wird eine weitere Verringerung der Berechnungsdauer erzielt, wobei die Rechengenauigkeit nur unwesentlich beeinflusst wird. Dies zeigt auch die Gegenüberstellung der modellierten und der verwendeten Trägheitsmomente in Tab.5-8 und Tab.5-9.

Tab.5-8: Gegenüberstellung modellierter und verwendeter Trägheitsmomente bei gleichhohen Lamellen

	Gleichhohe Lamellen mit sägerauer Holzoberfläche		
	Deckschicht	Brettstapel	Koppelstab
Trägheitsmoment der modellierten Stäbe [cm <sup>4</sup> ]	936	7488	1041,35
Layerbreite [cm]	52	52	3,89975*10 <sup>7</sup>
Layerhöhe [cm]	0,3	0,3	0,0034215
Layeranzahl	20	40	20
Trägheitsmoment der Layer [cm <sup>4</sup> ]	933,66	7483,32	1038,74
Verhältnis zwischen Trägheitsmoment der Stäbe und der Layer [%]	99,75	99,93	99,75

Tab.5-9: Gegenüberstellung modellierter und verwendeter Trägheitsmomente versetzte/profilierete Verbundfuge

	Versetzte bzw. versetzte und profilierte Lamellen mit sägerauer Holzoberfläche		
	Deckschicht	Brettstapel	Koppelstab
Trägheitsmoment der modellierten Stäbe [cm <sup>4</sup> ]	541,67	9520,33	1041,35
Layerbreite [cm]	52	52	3,89975*10 <sup>7</sup>
Layerhöhe [cm]	0,25	0,325	0,0034215
Layeranzahl	20	40	20
Trägheitsmoment der Layer [cm <sup>4</sup> ]	540,31	9514,38	1038,74
Verhältnis zwischen Trägheitsmoment der Stäbe und der Layer [%]	99,75	99,94	99,75

## 5.7.2 Angenommenes Materialverhalten im Kurzzeittragverhalten

Die Eigenschaften der Materialien werden den Stabtypen, die das Material abbilden, zugeordnet. Die Festigkeitseigenschaften der einzelnen Materialien werden über die Arbeitslinien der Druck-, der Zug- und der Schubfestigkeit entlang der jeweiligen Stabachse definiert. Je erzeugten Stabquerschnitt sind somit drei Materialgesetze der Festigkeit mittels charakteristischer Spannung und zugehöriger Dehnung festzulegen. Die zugehörigen Dehnungen ergeben sich mit dem Hook'schen Gesetz  $\varepsilon = \sigma / E$  aus den Grenzspannungen und den E-Moduln. Die Interaktionen zwischen Normalspannungen und Schubspannung werden dabei vernachlässigt. Eine Abminderung der charakteristischen Normalspannungen durch gleichzeitig wirkende Schubspannungen erfolgt daher nicht. Das Hauptaugenmerk dieser Untersuchungen liegt auf der Beschreibung der Verbundfuge, die durch die Koppelstäbe dargestellt wird. Um den Einfluss des Haftverbundes exakt zu erfassen, ist die Anzahl der variablen Festigkeitseigenschaften der mineralischen Deckschichten sowie des Brettstapel, so gering wie möglich zu halten. In den folgenden Abschnitten werden die getroffenen Annahmen erläutert.

### 5.7.2.1 Holz/Brettstapelement

Für die Implementierung der materialspezifischen Arbeitslinien für das Holz wurden im vorliegenden Fall jeweils nichtlineare Spannungs- Dehnungsfunktionen verwendet. Die Druckfestigkeit von NH S10 beträgt nach Norm EC 5  $\sigma_D = f_{c,0,k} = 2,1 \text{ kN/mm}^2$ . Dabei wurde für Holz die charakteristische Bruchspannung für NH C 24 aus der Norm EC 5 (bzw. NH S10 nach DIN 4074-1) als Bruchspannung in die von [glos\_3] vorgeschlagene elastisch-plastische Arbeitslinie für Druckbeanspruchung eingesetzt. Das Materialgesetz wurde bereits in dieser Phase der Bearbeitung auf den plastischen Bereich erweitert. Als Grundlage dient dazu die Arbeitslinie nach [beck\_1] (Abb.5-77). Diese Funktionen werden durch eine multilineare Näherung mit 6 Kurvenpunkten [hart\_1] (Tab.5-10) bereichsweise linear angenähert und implementiert. Der Wert  $f_{cBA}$  kennzeichnet dabei den asymptotischen Endwert der Druckfestigkeit.

Tab.5-10: Kurvenpunkte der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Kurve des Holzdruckbereichs [hart\_1]

Kurvenpunkte	$\sigma$	$\varepsilon$
1	0	0
2	$0,85 \cdot f_{c,0,k} = f_{cBA}$	$0,85 \cdot f_{c,0,k} / E_H$
3	$f_{c,0,k}$	$0,925 \cdot 1,173633 \cdot f_{c,0,k} / E_H$
4	$f_{c,0,k}$	$1,075 \cdot 1,173633 \cdot f_{c,0,k} / E_H$
5	$f_{cBA}$	$1,700 \cdot 1,173633 \cdot f_{c,0,k} / E_H$
6	$f_{cBA}$	0,1

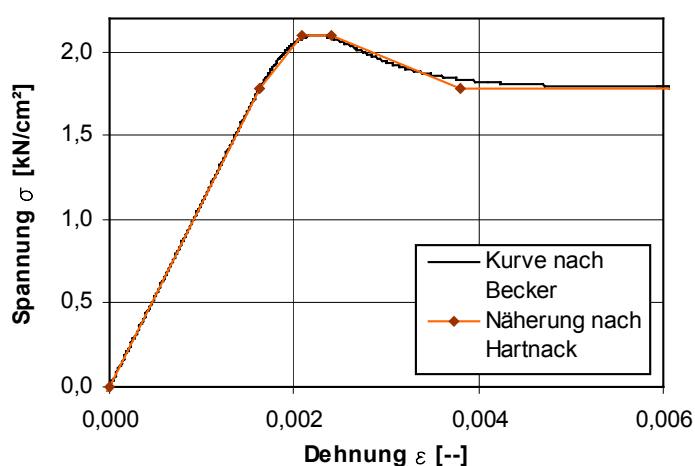


Abb.5-77: Arbeitslinie von Holz im Druckbereich nach [beck\_1] und der Näherung nach [hart\_1]

Im Zugbereich hingegen wurde von ideal elastisch-sprödem Materialverhalten ausgegangen. Da alle Brettstapel aus Nadelholz C 24 sind, wird als Zugfestigkeitskennwert  $\sigma_Z = f_{t,0,k} = 1,4 \text{ kN/cm}^2$  angenommen. Die entsprechende zugehörige Dehnung ergibt sich nach dem Hook'schen Gesetz mit dem E-Modul aus der Voruntersuchung der einzelnen rohen Brettstapelemente. Die Schubkraft eines auf Biegung beanspruchten Rechteckquerschnitts steigt am unteren Rand sprunghaft an, bleibt bis zum oberen Rand annähernd konstant und fällt dort ebenso sprunghaft wieder ab.

Die Schubfestigkeit nachgiebig zusammengesetzter Querschnitte dagegen ist in der Verbundfuge am geringsten. Das Verhältnis aus Schubfestigkeit zu einwirkender Schubkraft ist somit in der Kontaktfläche am ungünstigsten. Für die Gültigkeit der technischen Biegetheorie ist ein Ebenbleiben der Teilquerschnittsflächen vorauszusetzen. Aus diesen Gründen wird angenommen, dass die Layer aller Stabwerkstäbe quasi unendlich schubsteif verbunden sind. Dies wird durch eine Grenzdehnung von  $\varepsilon=0,00000001$  ausgedrückt. Als Grenzspannung für die Schubspannung  $f_{v,k}$  des Nadelholzes C 24 wird ein Wert von  $f_{v,k}=0,25 \text{ kN/cm}^2$  angenommen.

### 5.7.2.2 Mineralisch gebundene Deckschichten

Die Werte der Druckfestigkeiten und Elastizitätsmoduln der mineralisch gebundenen Deckschichten wurden aus den eigenen Versuchen verwertet. Diese Materialkennwerte sind in den Simulationen als eingeschränkt veränderlich behandelt, da die Entstehung von Schwindrissen oder andere Unregelmäßigkeiten bei der Herstellung der Verbundelemente nicht berücksichtigt werden können.

Die Deckschicht Beton wird im Druckbereich in Anlehnung an die Norm EC 2 elastisch-ideal plastisch abgebildet. Vorausgesetzt wurde, dass die Deckschicht ständig überdrückt wird. Für weite Bereiche der Betondeckschicht trifft diese Annahme zu, da dort die Randspannungen die zulässige Betonzugspannung für unbewehrten Beton nicht überschreiten. Genauere Untersuchungen haben dies ergeben. Der Fehler, welcher durch diese Näherung entsteht, kann im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen vernachlässigt werden. Es ist jedoch mit einer iterativen Vorgehensweise mit dem Programm ISOBEAM prinzipiell möglich, auch das lokale Aufreißen des Betons in der Zugzone und die damit verbundene Entfestigung zu erfassen. Dieses Vorgehen führt dann jedoch zu einer wesentlichen Erhöhung des Modellierungsaufwandes und soll Anregung für weiter Forschung sein.

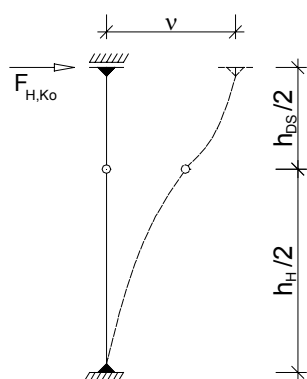
Erste Simulationen sind auf die Deckschicht mit Normalbeton begrenzt. Als Druckfestigkeit werden die aus den gemessenen Würfeldruckfestigkeiten errechneten Mittelwerte der Zylinderdruckfestigkeiten aus den eigenen Versuchen. Die zugehörigen Dehnungsänderungen ergeben sich laut Hook'schem Gesetz mit dem Mittelwert der E-Moduln. Nach Norm EC 2 sind die maximal zulässigen Dehnungen auf 3,5 ‰ begrenzt. Der an den linearen Bereich anschließende nichtelastische Bereich wird durch die Zunahme der Dehnungen bis 3,5 ‰ bei konstanter Druckfestigkeit beschrieben.

Die Zugfestigkeiten mineralisch gebundener Baustoffe sind verhältnismäßig gering. Aufgrund der teilweise auftretenden Spannungsspitzen am komplexen Stabsystem besteht die Gefahr, dass das System bei Überschreitung der Zugfestigkeit versagt und keine weiterführende Berechnung möglich ist. Um dies zu verhindern, wird für die Zugfestigkeit der mineralischen Baustoffe der Betrag ihrer Druckfestigkeiten verwendet. Der wurde der Zugbereich ideal elastisch abgebildet. Bei den eigenen durchgeführten Biegeversuchen war der Querschnitt der Deckschichten während der Belastung im definierten Gebrauchslastbereich vollständig überdrückt, also traten keine Zugspannungen am unteren Rand auf. Das, laut technischer Biegetheorie geforderte Ebenbleiben der Teilquerschnitte, ist nur bei schubsteif verbundenen Layern gegeben. Dies wird durch die Grenzdehnung von  $\varepsilon=0,00000001$  simuliert. Zur Vereinfachung wird als Grenzspannung die Schubfestigkeit von Holz  $f_{v,k}=0,25 \text{ kN/cm}^2$  verwendet.

### 5.7.2.3 Fugenausführung als Koppelstab

Die horizontale Nachgiebigkeit in der Verbundebene wird über die Biegesteifigkeit  $(E^*I)_{K_0}$  der senkrecht zur Fuge angeordneten Koppelstäbe simuliert (Abb.5-78). Das Flächenmoment  $I_{K_0}$  ergibt sich aus der angenommenen Geometrie der Koppelstäbe und bleibt unverändert. Somit kristallisiert sich der E-Modul als variable Größen heraus. Aus der Beziehung zweier gelenkig gekoppelter Kragarme ergibt sich nach [gros\_2], [gros\_3] die Biegesteifigkeit eines Koppelstabes nach Gl.(5.14).

$$(E \cdot I)_{K_0} = \frac{F_{H,K_0}}{v} \cdot \frac{(h_H / 2)^3 + (h_{MD} / 2)^3}{3} = k_{s,K_0} \cdot \frac{(h_H / 2)^3 + (h_{MD} / 2)^3}{3} \quad (5.14)$$



mit:	$E_{K_0}$	Elastizitätsmodul eines Koppelstabes
	$I_{K_0}$	Eigenträgheitsmoment eines Koppelstabes
	$F_{H,K_0}$	auf den Koppelstab senkrecht wirkende horizontale Normalkraft
	$v$	Verschiebung infolge $F_{H,K_0}$
	$h_{DS} = h_{MD}$	Höhe der Deckschicht
	$h_H$	Höhe des Holzes
	$k_{s,K_0}$	Verschiebungsmodul eines Koppelstabes

Abb.5-78: Statisches System und Verschiebung unter Schubbeanspruchung eines Koppellements

Das Verhältnis  $F_{H,K_0}/v$  kennzeichnet hierbei den Verschiebungsmodul eines Koppelstabes  $k_{s,K_0}$ . Durch die Summe der Verschiebungsmoduln aller Koppelstäbe wird die Wirksamkeit der Fuge charakterisiert. Die Längen  $h_H/2$  und  $h_{MD}/2$  sind durch die Geometrie des Verbundelements und das Flächenmoment  $I_{K_0}$  durch die Geometrie der Koppelstäbe gegeben. Der flächige Verbund in den Simulationen wird durch 26 Koppellemente dargestellt. Ein Koppelstab überträgt somit nur die Schubkraft seiner Einzugsfläche  $A_E$ , die sich aus dem Produkt der Verbundelementbreite  $b$  und dem Stababstand  $a_s$ , also  $A_E = b \cdot a_s$  errechnet (Abb.5-79).

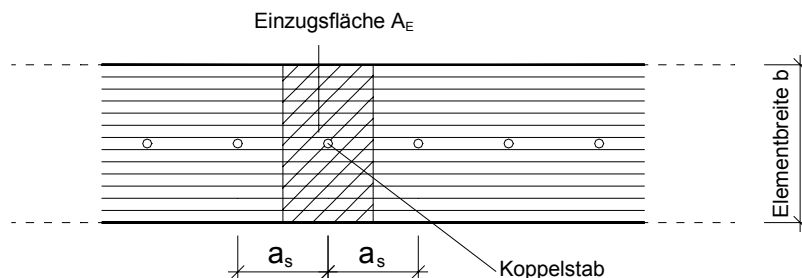


Abb.5-79: Draufsicht auf die Fugenfläche mit symbolischer Darstellung der Einzugsfläche eines Koppelstabes

Der Verschiebungsmodul ist demzufolge auf einen einzelnen Koppelstab zu beziehen und damit abhängig von der Anzahl der Koppelstäbe bzw. deren Abstand  $a_s$ .



Da der linear elastische Bereich simuliert wird, sollte die Zug-/Druckfestigkeit ausreichend groß gewählt werden. Daher wird der Betrag der linearen Druckfestigkeit des Holzes von  $\sigma=f_{c,BA}=1,785 \text{ kN/cm}^2$  angenommen. Aus dem E-Modul und den Festigkeiten kann nun die zugehörige Dehnung berechnet werden. Für die Definition der Schubfestigkeit wird auch bei den Koppelstäben die Schubfestigkeit von Holz  $f_{v,k}=0,25 \text{ kN/cm}^2$  bei einer Dehnung von  $\varepsilon=0,00000001$  verwendet.

### 5.7.3 Verifikation des Rechenmodells mit Hilfe der Kurzzeitbiegeversuche

Für die Nutzung des Rechenmodells in ISOBEAM ist die Verifikation der getroffenen Annahmen notwendig. Als Indikator für die Exaktheit dieses Modells dienen die Ergebnisse aus den eigenen Kurzzeitbiegeversuchen unter Laborbedingungen. Zur Vereinfachung wird der linear-elastische Kurvenbereich der aufgezeichneten Kraft-Durchbiegungs-Kurven nachgerechnet und in Bezug auf die Stimmigkeit der Kurvenneigung und deren entsprechende Werte mit denen der Kurzzeitsimulationen aus den Laborversuchen verglichen. Die Verifikationen erfolgen im Gebrauchslastbereich an der Stelle der maximalen Senkung in Plattenmitte. Der Gebrauchslastbereich ist durch die maximal zulässige Durchbiegung eines Verbundelements von  $L/300 = 480,0 \text{ cm}/300 = 1,60 \text{ cm}$  gekennzeichnet. In diesem Bereich zeigen die Durchbiegungen in den Biegeversuchen einen annähernd proportionalen Verlauf zur eingetragenen Last. Minimale Abweichungen von der Linearität der mittleren Durchbiegungen einer Serie sind durch die Mittelwertbildung aus den einzelnen Biegeversuchen bzw. materialspezifische Nichtlinearitäten zu erklären. Für die Simulation der Kurzzeitbiegeversuche wäre daher eine Modellierung mit linearen Materialeigenschaften ausreichend. Da aber im Stabwerkssystem partiell hohe Spannungsspitzen auftreten können und dieses Modell für weitere Langzeitsimulationen verwendet wird, wurden bekannte nichtlineare Materialeigenschaften der Druckbereiche der Brettstapel und Deckschichten mit einbezogen. Erste Simulationsergebnisse und der Vergleich mit den Ergebnissen aus den Kurzzeitbiegeversuchen haben gezeigt, dass die Bannbreite der Variationsmöglichkeiten zur Sicherstellung eines realistischen Simulationsmodells recht groß ist.

In der ersten Simulation wurde ganz pragmatisch vorgegangen. Ausgangspunkt waren die selbst ermittelten Materialkennwerte der Teilquerschnitte aus Voruntersuchungen und Normen. Die Biegesteifigkeit der Koppelstäbe, welche die Fuge charakterisieren, wurde anhand der Schubfestigkeiten aus den eigenen Scherversuchen festgelegt. Durch die Streuungen der Versuchsergebnisse erfolgte die Modellierung der Biegesteifigkeiten der Koppelstäbe lediglich im linearen Kurvenabschnitt der Scherversuche. Auf dieser Grundlage wurden die Biegeversuche unter Variation der Elastizitätsmoduln der mineralisch gebundenen Deckschichten und der wirksame Anteil des Haftverbundes simuliert. Die Verringerung einzelner Parameter zeigte nicht den gewünschten Erfolg. Auch eine kombinierte Variation brachte keine befriedigenden Ergebnisse.

Daraufhin wurde ein zusätzlicher Koppelstabtyp in das Stabwerkmodell implementiert und die Möglichkeit geschaffen, für die Bereiche vom Auflager bis zur Lasteinleitung (Rand) und zwischen den Lasteinleitungspunkten (Mitte) unterschiedliche Fugensteifigkeiten zu erzeugen. Diese Herangehensweise erschien sinnvoll, da durch den Versuchsaufbau unterschiedliche Schubbereiche existierten.

Eine Erweiterung des Fugenmodells um den Ansatz der ermittelten Zugfestigkeiten führte unter Einhaltung aller Grenzen zur Variierung der Materialkennwerte und Festigkeiten der beteiligten Materialien zu keinem überzeugenden Ergebnis. Die Variation der Simulationen unter Verwendung von Verschiebungsmoduln aus den Scherversuchen waren erschöpft, wobei die erzielten Ergebnisse noch nicht als ausreichend angesehen werden konnten.

Daher wurde auf eine andere Vorgehensweise zurückgegriffen, bei der die Verschiebungs- und Elastizitätsmoduln der Koppelstäbe aus den Biegeversuchen hergeleitet wurden. Grundlage waren die scheinbaren ("verschmierten") Biegesteifigkeiten  $(E^*I)_{app}$  aller untersuchten Verbundelemente. Die Mittelwerte der Serien sind in Tab.5-11 zusammengestellt.

Tab.5-11: Mittelwerte der scheinbaren Biegesteifigkeiten  $(E^*I)_{app}$

Bezeichnung	HB/BV	HB/BP	HB/ZV	HB/ZP	HB/AV	HB/AP
$(EI)_{app}$ [kN*cm <sup>2</sup> ]	28847340	28525594	21381356	16580651	29535582	31269009

Aus der Beziehung nach Gl.(5.15) erhält man die scheinbaren effektiven Trägheitsmomente der Probeserien.

$$I_{ef,app} = \frac{(E \cdot I)_{app}}{E_V} \quad (5.15)$$

Der Vergleichselastizitätsmodul  $E_V$  entspricht dabei dem Mittelwert der E-Moduln der Brettstapelelemente jeder Serie.

Aus den effektiven Trägheitsmomenten, den Teilquerschnittsgeometrien und den Mittelwerten der Elastizitätsmoduln der Verbundmaterialien errechnen sich die scheinbaren Wirksamkeiten  $\tilde{\gamma}_{app}$  der Verbundelemente nach Gl.(5.16). Diese Gleichung bezieht sich auf das für Verbundquerschnitte bekannte  $\gamma$ -Verfahren.

$$\tilde{\gamma}_{app} = n_H \cdot A_H \cdot \frac{I_{ef,app} - n_{MD} \cdot I_{MD} - n_H \cdot I_H}{A_{MD} \cdot n_{MD} \cdot (n_{MD} \cdot I_{MD} + n_H \cdot I_H - I_{ef,app} + a^2 \cdot n_H \cdot A_H)} \quad (5.16)$$

mit:  $n_H = E_H / E_H$  bzw.  $n_{MD} = E_{MD} / E_H$

$A_H = 672 \text{cm}^2$  bzw.  $A_{MD} = 264 \text{cm}^2$  Teilquerschnittsflächen

$I_H = 9688 \text{cm}^4$  bzw.  $I_{MD} = 693,09 \text{cm}^4$  Eigentragheitsmomente inkl. Steiner-Anteil

$a = 8,8636 \text{cm}$  Abstand der Teilflächenschwerpunkte der Serien versetzt und profiliert

Aus den  $\tilde{\gamma}_{app}$ -Werten lassen sich nun nach Gl.(5.17) die mittleren scheinbaren Verschiebungsmoduln der Koppelstäbe  $k_{s,Ko,app}$  jeder Serie ermitteln, welche von den gewählten Koppelstababständen  $e'$  und der Stützweite  $l$  abhängig sind.

$$C = k_{s,Ko,app} = \frac{\pi^2 \cdot E_{MD} \cdot A_{MD} \cdot e'}{l^2 \cdot \left(\frac{1}{\tilde{\gamma}_{app}} - 1\right)} \quad (5.17)$$

Die für die einzelnen Versuchsserien bestimmten Trägheitsmomente, Wirksamkeiten des Verbundes und Verschiebungsmoduln der Koppelstäbe sind in Tab.5-12 zusammengefasst.

Tab.5-12: Scheinbare Trägheitsmomente  $I_{ef,app}$ , Wirksamkeiten  $\tilde{\gamma}$  des Verbundes und Verschiebungsmoduln  $k_{s,Ko,app}$

Bezeichnung	BV	BP	ZV	ZP	AV	AP
$I_{ef,app}$ [cm <sup>4</sup> ]	21513,42	22029,19	14827,57	12883,18	24697,37	25649,26
$\tilde{\gamma}_{app}$ [-]	0,292	0,298	0,142	0,060	0,370	0,416
$k_{s,Ko,app}$ [kN/cm]	133,00	136,80	40,71	15,74	185,79	224,64

Mit der Beziehung nach Gl.(5.14) wird der E-Modul eines Koppelstabes errechnet und sowohl den Koppelstäben im Randbereich als auch denen im mittleren Bereich zugeordnet. Die ermittelten Elastizitätsmoduln  $E_{Ko,app}$  und die dazugehörigen Biegesteifigkeiten  $(E^*I)_{Ko,app}$  und Normalsteifigkeiten  $(E^*A)_{Ko,app}$  der Koppelstäbe sind Tab.5-13 zu entnehmen.

Tab.5-13: E-Moduln sowie Normal- und Biegesteifigkeiten der Koppelstäbe der Verbundelementtypen

Bezeichnung	BV	BP	ZV	ZP	AV	AP
$E_{Ko,app}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	12,36	12,71	3,78	1,46	17,26	20,87
$(E^*I)_{Ko,app}$ [kNcm <sup>2</sup> ]	12871,04	13235,51	3936,29	1520,37	17973,64	21732,90
$(E^*A)_{Ko,app}$ [kN]	32983883	33917892	10087304	3896154	46060017	55693660

Die Verbundwirkung und die E-Moduln der Baustoffe sind nicht abzumindern, da die  $k_{s,Ko,app}$ -Werte direkt aus den linearen Verformungsbereichen der Biegeversuche unter Verwendung der gemessenen Durchbiegungen errechnet wurden. Bei dieser Simulation sind folgende Abweichungen von den Versuchswerten festgestellt worden:

- ⇒ Abweichung bei erstem Lastinkrement ( $F/2=2,8$  kN): 0,07 mm (Serie AV) bis 1,6 mm (Serie HB/BP),
- ⇒ Abweichung im zulässigen Gebrauchslastzustand ( $w=16$  mm): 0,4 mm (Serie HB/AV) bis 2,0 mm (Serie HB/BP).

Eine Ausnahme bildet die Versuchsserie HB/ZV. Die Abweichungen betragen unter der Einwirkung des ersten Lastinkrements 1,9 mm und im maximal zulässigen Gebrauchslastzustand 2,5 mm. Abb.5-80 und Abb.5-81 zeigen auszugsweise die Ergebnisse der Serien HB/BP und HB/ZP.

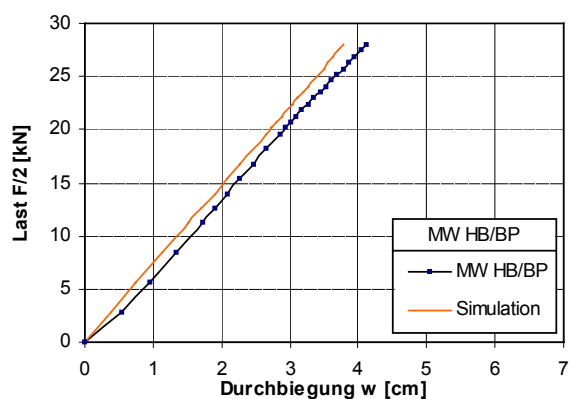


Abb.5-80: Simulation der Biegeversuchsreihe HB/BP

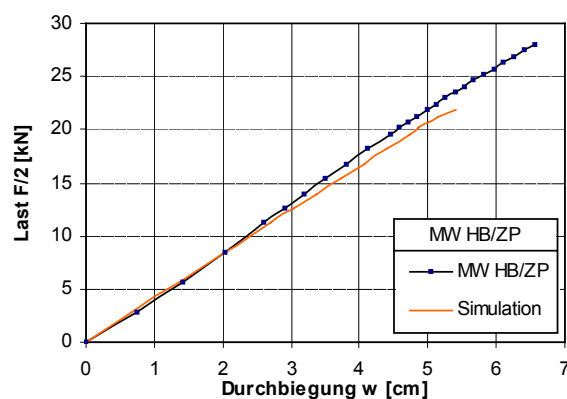


Abb.5-81: Simulation der Biegeversuchsreihe HB/ZP

In den Versuchskurven der Verbundelemente mit Anhydrit-Fließestrich als Deckschicht sind Neigungsänderungen im Anstieg wahrzunehmen, wobei die Kurven vor und nach dem Knick näherungsweise linear verlaufen (Abb.5-82). Das deutet auf ein Versagen der Estrichzugbereiche hin, da in den Anhydrit-Elementen, im Gegensatz zu den zementgebundenen Deckschichten, keine konstruktive Schwindbewehrung eingelegt war und nach dem Stand der Technik auch nicht erforderlich ist [schm\_1]. Diese Änderung konnte durch die Lastumlagerungen im komplexen Stabwerksystem jedoch nur in geringem Maße modelliert werden. Da die Simulationskurven mit Anhydrit-Deckschichten den Gebrauchslastbereich gut abbilden, wird auf eine umfangreiche Anpassung des Stabwerkmodells verzichtet und das ermittelte Materialmodell des Anhydrit-Estrichs unter Beschränkung auf den Gebrauchslastbereich verwendet.

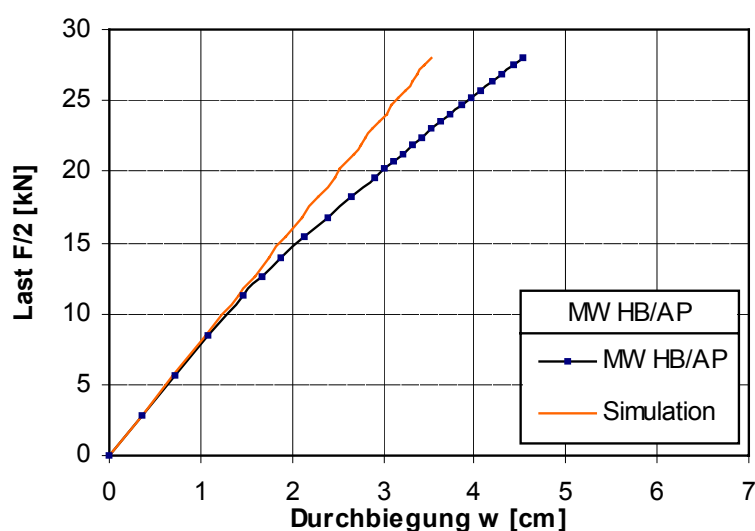


Abb.5-82: Simulation der Biegeversuchsreihe HB/AP

Das Tragverhalten der Verbundelemente ist äußerst komplex. Es ist von sehr vielen Parametern abhängig. So ist beispielsweise durch die Inhomogenität des Holzes immer ein unbekannter Faktor

vorhanden, der das Materialverhalten jedes Brettstapelelements unterschiedlich stark beeinflusst. Geringe Abweichungen zwischen Versuch und Simulation treten auch durch die begrenzte Anzahl der Versuche auf. Die Ergebnisse der Simulation stellen eine gute Näherung der Biegeversuche im Kurzzeittragverhalten dar und liefern die Ausgangsbasis zur Simulation von annähernd realitätsgetreuen Langzeitszenarien.

## 5.8 Zusammenfassung

In den Plattenbiegeversuchen wurden maßgebliche Einflussgrößen variiert und anhand der Messergebnisse analysiert. Die Verbundbundproblematik von Brettstapelelementen im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten macht dies zwingend notwendig. Gerade die Übertragbarkeit von Erkenntnissen aus kleinformatischen Versuchskörpern auf die Verbundplattenbiegeversuche stand im Vordergrund der Untersuchungen. Untersucht wurden Brettstapel aus sägerauen gleichhohen (R), abwechselnd höhenversetzten (V) und höhenversetzten profilierten (P) Lamellen mit mineralischen Deckschichten aus Beton, Zement- und Anhydritestrich. Der verwendete Versuchsaufbau als Vierpunkt-Biegeversuch ist grundsätzlich geeignet, solche Biegeprüfungen durchzuführen. Durch diesen Versuch können Trag-, Verformungs- und Bruchmechanismen näher erläutert werden, welche anhand kleinformatischer Scherversuche nicht zu erfassen sind. Anders als in den Scherversuchen treten im Plattenversuch mit zunehmender Mittendurchbiegung Verbundeffekte aus Plattenkrümmung auf. Dabei wird bei hinterschnittenen Profilen eine Verklemmwirkung aktiviert, die im Gegensatz zum Haftverbund auch durch die Rissbildung der mineralischen Deckschicht in der Zugzone nicht beeinträchtigt wird. Die Querdehnung aus der Zugkraft im Holz wird durch die Deckschicht behindert, sodass Anpresskräfte auftreten. Bei Verformungen der Decke entstehen also zusätzliche Reibungskräfte aus der Verklammerung infolge einer hinterschnittenen Profilgeometrie. Die Aktivierung der Reibungseffekte durch die Querkraft über dem Auflager können als eine Art Endverankerung angesehen werden und sind erst durch Biegeversuche herauszustellen. Die Versuche bestätigten Zusammenhänge zwischen den Ausführungsvarianten der Holzelemente und dem Tragverhalten der Verbundbauteile. Wenn man die Verbundfugenausführung mit gleichhohen sägerauen Lamellen (R) außer Acht lässt, ist die Tragwirkung aller untersuchten Verbundplattentypen sehr positiv zu bewerten. Durch die Ermittlung der einzelnen Biegesteifigkeiten konnte die Wirksamkeit  $\tilde{\gamma}$  der Fuge bzw. der mineralischen Deckschicht herausgerechnet werden. Diese und andere experimentelle Untersuchungen verdeutlichen, dass bei eingeschnürten Fugen die Annahme eines starren Verbundes nicht gerechtfertigt ist und in erheblichem Maße von der Spannweite, Geometrie und Biegesteifigkeit abhängt. Leider bestätigte sich nicht die Annahme des starren Verbundes. Lediglich die Ausführungsvariante mit Anhydritdeckschicht kam diesem Wert sehr nahe, obwohl dieser Deckschicht die Armierung auf Grund der geringen Schwindeinflüsse bewusst vorenthalten wurde. Als Reaktion konnte das Biegetragverhalten der Verbundelemente mit unbewehrter Deckschicht beurteilt werden. Zusätzlich wurden zwei Probekörper mit Flachstahlschlössern für die Schubübertragung geprüft. In diesen Tests wurde bewusst auf eine Trennlage aus Folie zwischen den Teilquerschnitten verzichtet.

Es konnte festgestellt werden, dass ein Fehlen der Trennschicht keinen signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten der Verbundplatten hat. Mit Hilfe der durchgeführten Biegeversuche ist es gelungen, die Kenntnisse des Trag- und Verformungsverhaltens von hybriden Verbundbauteilen zu erweitern.

Die Modellierung solcher Verbundbauteile für Voruntersuchungen und Nachrechnungen, gerade mit der Finiten Elemente Methode, ist in den letzten Jahren immer mehr in den Mittelpunkt gerückt. In den rechnerischen Voruntersuchungen mittels dem Programm ANSYS wurde die Lage der Messmimik durch die Auswertung der plastische Dehnungen im Fugenbereich optimiert.

Stabwerksmodelle auf der Basis der Finiten Elemente Methode eignen sich gleichfalls für die Nachrechnung von Versuchen. Allerdings ist es dort nicht einfach herauszufinden, an welcher Stelle entlang der Verbundfuge die ersten und im weiteren Verlauf die größten plastischen Dehnungen bzw. Fugenbewegungen auftreten. Mit dem Programm ISOBEAM wurden die Kurzzeitbiegeversuche mittels Stabwerksmodell nachgerechnet und bilden diese wirklichkeitsnah ab. Die Kurzzeitbiegeversuche berücksichtigten keine Langzeiteffekte durch Kriechen und Schwinden. Als Hilfsmittel zur Nachstellung dieser Szenarien wird ein Stabwerkmodells benutzt und an den Ergebnissen aus den Kurzzeitbiegeversuchen verifiziert.

## 6 Langzeittragverhalten

### 6.1 Allgemeines

Mit dem verstärkten Einsatz von Verbunddecken aus Holz und oben liegender mineralischer Deckschicht in den letzten zwei Jahrzehnten ist auch der Anspruch gewachsen, mehr über die Dauerstandfestigkeit und Dauerfestigkeit sowie der in diesem Zusammenhang stehenden Langzeittragfähigkeit zu erfahren. Dass die rheologischen Besonderheiten, wie das Quellen und Schwinden als auch das Kriechen der einzelnen Verbundpartner, einen erheblichen Einfluss dabei auf das Tragverhalten haben, wurde schon frühzeitig erkannt und verschiedentlich berücksichtigt. Das spiegeln die zahlreichen europäischen Veröffentlichungen renommierter Forscher in verschiedenen wissenschaftlichen Beiträgen wider. In [schä\_4] sind die Erkenntnisse der letzten Jahre aufgearbeitet und umfassend dokumentiert.

Im Gegensatz zu den herkömmlichen Bausystemen existieren für das Langzeitverhalten dieser Verbundkonstruktion, bedingt durch den enormen Zeit- und Raumbedarf, nur wenige versuchs-technische Ergebnisse [erle\_4], [timm\_1], [capr\_2], [capr\_1], [höhm\_1], [kene\_1], [blaß\_6], [schä\_4], [schm\_1]. Auf der Basis der in diesen Beiträgen gewonnen Erkenntnisse und dem bisherigen Theoriewissen über das Langzeitverhalten der Einzelwerkstoffe wurden verschiedene Rechenhilfen in [kupf\_1], [natt\_1], [cecc\_2], [wern\_1], [mung\_1], [mung\_2], [timm\_2], [blaß\_7], [lind\_1], [schä\_4], [schm\_1], [gros\_3] erarbeitet. Dabei ergänzen sich theoretische Untersuchungen mit den an Verbundelementen mit baupraktischen Abmessungen durchgeführten Versuchen. Der überwiegende Teil der genannten Arbeiten beschäftigt sich mit Verbundbauteilen, welche durch kontinuierlich bzw. diskontinuierlich angeordnete stiftförmige Verbindungsmittel punktuell zusammengefügt sind. In der Mehrheit wird der flächige Kontakt zwischen den Verbundpartnern durch eine Trennlage (z.B. Folie) unterbunden, um zum einen das intensive Eindringen von Feuchtigkeit in das Holz zu unterbinden und zum anderen den flächigen Haftverbund auszuschließen. Mit diesen Beiträgen soll die noch weit verbreitete Skepsis gegenüber der Anwendung solcher Verbundbauteile entkräftet werden. Grund dieser weitreichenden theoretischen als auch versuchstechnischen Analysen ist das unterschiedliche zeitabhängige Verformungsverhalten der verwendeten Baustoffe.

Am deutlichsten äußert sich dieser zeitliche Einfluss durch die Zunahme der Verformung im Verlauf der Belastungsdauer. Die Wirkung der Belastungsdauer auf ein Bauteil hat verschiedenartige Konsequenzen. Dieser als Kriechen bezeichnete Effekt ist in der Regel bei älteren Holzkonstruktionen visuell wahrnehmbar. Für derartige Verbundträger ist das Verformungsverhalten durch die verschiedenen Kriech- und Schwindeinflüsse der beteiligten Werkstoffe nicht einfach zu berechnen. Beeinflussend auf das Langzeitverhalten des Holzes wirkt sich das Kriechen, Quellen und Schwinden aus, welche von der Temperatur, Luftfeuchte und Belastung abhängig sind. Ebenso unterliegt die mineralische Deckschicht über die Nutzungsdauer maßgeblichen Kriech- und Schwindverformungen. In Anbetracht dieser materialspezifischen Gegebenheiten, welche in [schä\_4] zusammengefasst sind, ergeben sich naturgemäß aus dem sich ständig ändernden Umgebungsklima und führen teilweise zu gegenläufigen Verformungsanteilen der Teilquerschnitte.

Zusätzlich zu den augenscheinlich werdenden Auswirkungen des Kriechens gehen besonders bei Verbundbauteilen derartige Spannungs- und Schnittgrößenumlagerungen einher, wodurch neben der Gebrauchstauglichkeit auch die Standsicherheit solcher Bauteile beeinflusst wird. Folglich lassen sich bei einem zusammengesetzten Verbundträger die Auswirkungen auf die Dimensionierung nur bei Berücksichtigung dieses hygrothermischen Langzeittragverhaltens realistisch abschätzen. Dennoch sind nicht nur die materialspezifischen Eigenschaften der Verbundpartner für das Verformungsverhalten des Verbundbauteils maßgeblich, vielmehr auch das Langzeitverhalten der Verbundfuge. Deren Steifigkeit bestimmt in erheblichem Maße die Gesamtbiegesteifigkeit des Verbundbauteils. Besonders der Erforschung der Materialparameter, die den Kriechvorgang beschreiben, und deren stochastische Erfassung, die auf Grund des begrenzt zur Verfügung stehenden Datenmaterials nicht im gewünschten Umfang in dieser Arbeit einfließen kann, sind weitere Anstrengungen zu widmen.

Experimentelle Untersuchungen des Langzeittragverhaltens von Strukturen respektive Untersuchungen an Bauteilen mit baupraktischen Abmessungen stellen mit dem enormen Zeitbedarf das vordergründigste Problem dar. Da das zeitliche Zusammenwirken von sorptiven und mechanischen Einwirkungen äußerst komplex ist und geschlossene Lösungen somit kaum möglich sind, erscheint die Simulation als geeignete Methode, das Langzeittragverhalten eines Tragelements in Verbundbauweise zu untersuchen. Dies setzt natürlich eine genaue und realistische Modellierung der beteiligten Materialien voraus. Alle beobachteten Phänomene, die das Tragverhalten beeinflussen können, sollten darin enthalten sein. Erst mit der ingenieurmäßigen Erfassung dieser Phänomene und Parameter und der raschen Entwicklung der Rechentchnik sind rechnerische Simulationen möglich geworden und werden ständig verbessert.

Das Ziel dieser Arbeit besteht in der Anwendung eines komplexen Simulationsmodells für Langzeitszenarien. Durch Variantenuntersuchungen soll eine bessere Einschätzung des Sicherheitsniveaus bei dauerbeanspruchten Flächenverbundelementen möglich werden.

## 6.2 Angaben in der Normung

Die rasche Entwicklung dieser Bauweise führte in den letzten Jahren zu einer Resonanz in den Richtlinien. In diesem Abschnitt soll vorwiegend ein kurzer Einblick gegeben werden, wie aussagekräftig die Normung hinsichtlich der Langzeitphänomene bei Verbundelementen aus Holz und anderen mineralischen Deckschichten ist. Für die separat betrachteten Verbundpartner sind in den Normen DIN 1052 (04/1988), DIN V ENV 1995: EC 5, DIN 1045-1 (2001), EC 2 (1992) lediglich für die getrennt betrachteten Materialien Angaben zum Langzeittragverhalten zu finden.

Während in der Norm DIN 1052 (04/1988) für Holz-Beton-Verbundträger keine expliziten Hinweise zur Berücksichtigung der Langzeiteffekte gegeben sind und die in dieser Norm ausschließlich zum Holzkriechen enthaltenen Angaben aufgrund neuerer Forschungsergebnisse weitgehend als überholt gelten und somit nicht auf die hier vorliegende Problemstellungen angewendet werden, stellt sich der Sachverhalt in DIN V ENV 1995, Teil 1-1 (06/1994) hingegen anders dar. In diesem Regelwerk wird darauf hingewiesen, dass das im Anhang B beschriebene Rechenverfahren für nachgiebig zusammengesetzte Bauteile ( $\gamma$ -Verfahren) auch „...zur Berechnung von aus Holz und anderen



Baustoffen zusammengesetzten Bauteilen...“ (Fußnote 14) angewendet werden darf. Mit dem Schlussentwurf der DIN 1052 (10/2002) werden weitere Aussagen konkretisiert. Wiederholt wird auch die in Abschnitt 8.4 des betreffenden Normentwurfes die Vorgehensweise dargestellt, wenn einzelne Teilquerschnitte eines nachgiebig verbundenen Bauteils aus Beton bestehen.

Beinahe gleichlautend in Eurocode und Schlussentwurf der DIN 1052 sind die Absätze, die auf den Einfluss der Langzeiteffekte hinweisen. An dieser Stelle wird gefordert, die Schnittgrößen bzw. die Spannungen für den „Anfangs- und den Endzustand“ ([DIN ENV 1995], Abs. 5.3.3 (5) [DIN 1052 (10/2002)], Abs. 8.4.1 (5)) zu berechnen. Dabei sind die Elastizitäts-, die Schub- und die Verschiebungsmoduln mit dem Faktor  $[1/(1+k_{def})]$  zu multiplizieren. Der Faktor  $k_{def}$ , hängt dabei vom Baustoff und einer der jeweiligen Einwirkungsgröße zuzuordnenden Klasse der Lasteinwirkungsdauer ab. Die Langzeiteffekte finden folglich über eine Reduktion der Materialsteifigkeiten sowie Federkonstanten der Verbundelemente. Berücksichtigung. Für einen Tragfähigkeitsnachweis sieht die Norm DIN 1052 (Schlussentwurf) vor, dass der Mittelwert der Steifigkeitskennwerte (Elastizität-, Schub- und Verschiebungsmoduln) durch den Materialteil-sicherheitsfaktor  $\gamma_M$  dividiert werden soll. Nach der Norm DIN V ENV 1995 soll dagegen laut Anhang B2 (1) stets der Mittelwert der Elastizitätsmoduln eingesetzt werden, als Verschiebungsmodul ist nach Abschnitt 5.3.3 (3)  $K_U = 2/3 \cdot K_{ser}$  zu verwenden. Im informativen Anhang B des NAD ist wiederum die Verwendung von  $E_{0,05}$  und  $K_U$  zum Nachweis der Tragfähigkeit vorgesehen.

Für die Berücksichtigung der Langzeiteffekte des Betons wird in der Norm DIN 1052 (10/2002) Absatz 8.4.1 (8) vorgeschlagen, dass Betonkriechen durch den vereinfachenden Ansatz eines Kriechmoduls, welcher aus der Division des Elastizitätsmodul des Betons durch den Faktor  $(1+\phi) = 3,5$  bestimmt wird, zu berücksichtigen.

## 6.6 Langzeittragverhalten

### 6.6.1 Holz/Brettstapelement

Holz ist ein ausgeprägt hygroskopisches Material. Dadurch ist es in der Lage, bedingt durch den ständigen Luftfeuchtewechsel der Umgebung, Wasser abzugeben oder aufzunehmen. Durch den Austausch mit der Umgebung stellt sich im Holz eine Ausgleichsfeuchte ein. Diese Gleichgewichtsfeuchte kann für Fichte im Keylwerth-Diagramm [moor\_1] in Abhängigkeit der Temperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit abgelesen werden und ist auch für die hier untersuchten Holzelemente von Bedeutung. Im Bereich „darrtrocken“ bis zum Fasersättigungspunkt, der für Fichte bei ca. 30% liegt, ist die Abgabe von Feuchtigkeit mit Schwindverkürzungen und die Aufnahme von Feuchtigkeit mit Quellen verbunden. Bei Holzfeuchten oberhalb des Fasersättigungspunktes wird Feuchtigkeit als freies Porenwasser eingelagert und in diesem Bereich treten keine Quell- und Schwindvorgänge auf. Die durchschnittliche Ausgleichsfeuchte für Nadelhölzer beträgt für offene überdachte Bauwerke 20% und bei geschlossenen, beheizten Bauwerken 12% (Tab.6-1).

Tab.6-1: Vergleich der Ausgleichsholzfeuchten  $u_{\text{Ausgleich}}$  [%] nach Norm EC 5 und DIN 1052 (04/88)

Bezeichnung	Eurocode 5	DIN 1052
allseitig geschlossene und beheizte Bauwerke; NK1 (EC 5)	5%-15% (12%) <sup>1</sup>	6%-12% (9%) <sup>2</sup>
überdachte, offene Bauwerke; NK2 (EC 5)	10%-20% (20%) <sup>1</sup>	12%-18% (15%) <sup>2</sup>
der Witterung ausgesetzte Konstruktion; NK3 (EC 5)	12%-24%	12%-24% (18%) <sup>2</sup>

<sup>1)</sup> gilt für die meisten Nadelhölzer

<sup>2)</sup> Mittelwerte

Quelldehnungen und Schwindverkürzungen sind betragsmäßig gleich groß. Sie sind von den Hauptrichtungen des Holzkörpers abhängig. Die Längenänderungen verhalten sich tangential : radial : longitudinal = 2 : 1 : 0,5 [ried\_1]. In [beck\_1] wird die Veränderung der Querschnittsfläche zu ca. 0,5% und der Dehnung in longitudinaler Richtung mit 0,008% je % Holzfeuchteänderung angegeben.

Mit dem direkten Aufbringen der frischen mineralischen Deckschicht auf den Brettstapel wird ein Feuchtigkeitsaustausch an der Kontaktfläche bewirkt. Je größer die Differenz der volumenbezogenen Feuchtegehalte der Baustoffe ist, desto intensiver ist der Feuchteausgleich. Um einen effektiven Verbund zwischen Deckschicht und Brettstapel zu erreichen, ist eine gute Festigkeitsentwicklung der mineralisch gebundenen Platte gerade in der Fuge von großer Bedeutung. Dazu wird wiederum ausreichend Wasser benötigt, was entweder einen hohen Herstellungswassergehalt bzw. ein Befeuhen der Holzoberfläche erfordert. In beiden Fällen wird dem Brettstapel Wasser zugeführt, was von Quelleffekten begleitet ist. Während der Festigkeitsentwicklung wird ein Teil des Wassers von der Deckschicht zur Hydratation herangezogen und in das Kristallgitter eingelagert. Das restliche Wasser wird durch Kapillarität bzw. Diffusion zur luftumspülten Seite des Brettstapels transportiert, wodurch der Brettstapel mit der Zeit seine Ausgleichsfeuchte annimmt. Da der Brettstapel schubfest mit der mineralisch gebundenen Schicht verbunden sein soll, wird das begleitende Schwinden des Holzes von der Deckschicht behindert. Demzufolge werden der mineralisch gebundenen Schicht Druckspannungen und dem Holz Zugspannungen aufgezwungen.

In eigenen Voruntersuchungen wurde festgestellt, dass sich bei einer Ausgleichsfeuchte von 12% nach 28 Tagen eine Holzfeuchte von  $u=15\%$  im Schwerpunkt des Brettstapels einstellt. Die Messungen direkt vor den Kurzzeitbiegeversuchen ergaben eine durchschnittliche Holzfeuchte von 11,8%.

Bekannt ist auch, dass sich die Holzfeuchte auf die mechanischen Eigenschaften des Holzes auswirkt. Bei steigender Holzfeuchte nehmen der E-Modul und die Festigkeiten ab, wobei die Festigkeiten stärker beeinflusst werden. Je nach Beanspruchungsart (Druck, Zug, Biegung) differieren die Änderungen der mechanischen Eigenschaften infolge Holzfeuchteänderung [beck\_1].

Unter einer aufgetragenen Belastung verformt sich das Holzbauteil elastisch. Bleibt diese Belastung über einen längeren Zeitraum bestehen, nimmt die Verformung weiter zu. Dieser Effekt wird als Kriechen bezeichnet. Die Kriechverformungen können in drei Anteile untergliedert werden [gres\_1]: das primäre, das sekundäre und das tertiäre Kriechen.

Die Verformungen infolge primären Kriechens erfolgen annähernd exponentiell, sind reversibel und bilden sich nach einer längeren Entlastungsphase vollständig wieder zurück. Durch einen fast linear ansteigenden Verlauf der Formänderung bzw. eine stetige Verringerung der Formänderungsgeschwindigkeit ist das sekundäre Kriechen gekennzeichnet, welches auf das viskoelastische Verhalten des Holzes zurückgeführt wird. Im tertiären Kriechbereich ist ein stetiges Ansteigen der Kriechgeschwindigkeit zu verzeichnen, was unmittelbar zum Kriechbruch führt. [beck\_1] beschreibt diese Phänomene ausführlich.

Kriechen ist vom Beanspruchungsgrad, dem Verhältnis der Spannung infolge Belastung zur Bruchspannung unter Kurzzeitbeanspruchung, abhängig. Bis etwa 40% der Bruchspannung ist zu beobachten, dass kein tertiäres Kriechen und somit auch kein Versagen infolge Kriechverformung auftritt [raut\_2]. In Abb.6-1 ist zu erkennen, dass sich mit zunehmender Spannung die Dauer bis zum Erreichen des tertiären Kriechbereichs verringert, wobei der Anstieg der Verformungen stark zunimmt. Eine langfristige Beanspruchung ist demnach so zu begrenzen, dass mit ausreichender Sicherheit tertiäres Kriechen ausgeschlossen werden kann.

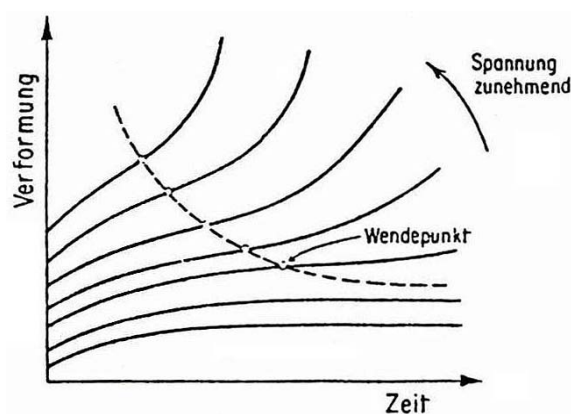


Abb.6-1: Verlauf der Kriechverformungen von Holz in Abhängigkeit der Spannung [kene\_1]

Die Beschreibung des Kriechens erfolgt in den Normen über die Kriechzahl  $\varphi$  nach Gl.(6.1) (DIN 1052(04/1988) bzw.  $k_{def}$  (DIN V ENV 1995)). Sie drückt das Verhältnis der Verformung infolge des Kriechens zur elastischen Anfangsverformung aus und entspricht dem Kriechendwert.

$$\varphi = \frac{\varepsilon_K}{\varepsilon_{el}} \quad (6.1)$$

Liegen die Temperatur und die Luftfeuchtigkeit im Rahmen unserer natürlichen Umgebungsbedingungen, kann man davon ausgehen, dass das relative Kriechen, ausgedrückt durch die Kriechzahl  $\varphi$ , in unterschiedlichen konstanten Klimata unverändert ist [beck\_1].

Das Kriechen des Holzes wird in das viskoelastische und das mechano-sorptive Kriechen unterteilt. Dabei wird das Kriechen unter konstanten klimatischen Bedingungen als viskoelastisches Kriechen bezeichnet.

Das viskoelastische Materialverhalten beschreibt den Bereich der Verformungen, in dem Proportionalität zwischen Spannung und Dehnung besteht, und wird von der so genannten Linearitätsgrenze begrenzt. Die Linearitätsgrenze ist von der Holzfeuchte abhängig und fällt mit steigendem Feuchtegehalt erheblich ab [beck\_1]. Die Existenz eines Kriechendwertes ist davon abhängig, dass die Verformungen die Primärkriechphase nicht überschreiten. Da dies vom Beanspruchungsgrad und der Holzfeuchte beeinflusst wird, ist dies kein materialspezifischer konstanter Wert, sondern eine Funktion von mechanischer und klimatischer Beanspruchung. Der Kriechendwert steht somit in direktem Zusammenhang mit der Linearitätsgrenze. Bis zur Linearitätsgrenze bilden sich die Kriechverformungen wieder vollständig zurück. Dazu sind jedoch mehrere Feuchtewechsel während der Entlastung nötig, wobei unter Adsorption eine beschleunigte und bei Desorption verlangsamte Rückbildung der Kriechverformungen beobachtet werden kann.

Ist das Holz neben der langfristigen Belastung einer wechselnden Umgebungsluftfeuchte ausgesetzt, tritt zusätzlich zum viskoelastischen Kriechen ein weiterer Kriecheffekt, das mechano-sorptive Kriechen, auf. Eine Verringerung der Luftfeuchte bewirkt aufgrund des hygroskopischen Verhaltens ein Austrocknen des Holzes. Dieser Vorgang ist mit einer erheblichen Zunahme der Verformungen verbunden. Unter einer Erhöhung der Luftfeuchtigkeit hingegen bilden sich teilweise die Verformungen wieder zurück. Die Kriechverformungen bei der ersten Feuchteänderung vergrößern sich hingegen auch bei einer Zunahme der Luftfeuchtigkeit.

Die Rückbildung der mechano-sorptiven Kriechverformung erfolgt nur unter Feuchtewechselbeanspruchung. Ist das Bauteil nach einer Feuchtigkeitsänderung einem konstanten Klima ausgesetzt, bleibt der mechano-sorptive Kriechanteil bestehen. Das mechano-sorptive Kriechen steht in Verbindung mit dem Quell- und Schwindverhalten des unbelasteten Holzes und ist im hygroskopischen Bereich zu beobachten. Es tritt unter allen Arten und Richtungen der Belastung auf, wobei sich die Beträge der Verformungen unterscheiden. Das mechano-sorptive Kriechen ist von der Größe und der Oberfläche des Bauteils, die dem Wechselklima ausgesetzt ist, abhängig. Bei einer Luftfeuchtigkeitsänderung stellt sich aufgrund des Feuchtetransports die Ausgleichsfeuchte im Zentrum erst wesentlich später ein. Somit erklärt sich auch die Abhängigkeit des mechano-sorptiven Kriecheffektes von der Dauer des Feuchtigkeitswechselzyklus. Der tägliche Feuchtewechsel ist demnach vernachlässigbar. Maßgebend für das mechano-sorptive Kriechen ist die jährliche Wechselrate der Luftfeuchtigkeit [beck\_1].

### **6.6.2 Normalbeton**

Die Formänderungseigenschaften von Beton lassen sich in lastabhängig und lastunabhängig unterteilen. Zur Veranschaulichung soll Abb.6-2 dienen, in der die Verformungen infolge der einzelnen Materialeigenschaften im Verlauf der Zeit schematisch dargestellt sind.

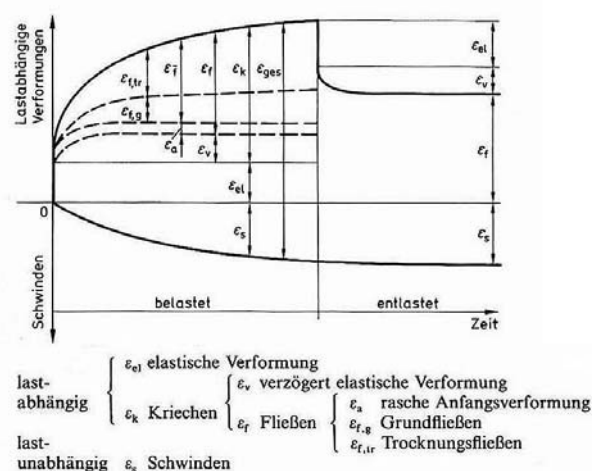


Abb.6-2: Formänderungen von austrocknendem Beton unter länger andauernder, konstanter Belastung [weig\_1]

Das Schwinden des Betons ist hauptsächlich auf das Schwinden des Zementsteins zurückzuführen und hängt vor allem von den Umgebungsbedingungen und dem Zementleimgehalt ab. Der Zementleimgehalt wird durch die Betonzusammensetzung bestimmt. Die Umgebungsbedingungen wirken sich auf den zeitlichen Verlauf und das Endschwindmaß aus. Je trockener die Umgebungsbedingungen, umso mehr schwindet der Beton. Die Haupteinflussgröße ist der Wassergehalt. Je weniger Wasser verwendet wird, desto geringer sind die Schwindverkürzungen. Bei konstantem w/z-Wert und steigendem Zementgehalt nimmt die Menge des Zementleims und damit das Schwinden zu. Dem wirkt eine Zunahme des Zuschlags entgegen, da sich somit der Anteil des Zementleims verringert. Die Zementart beeinflusst bei gleichbleibendem Wassergehalt kaum das Schwindverhalten [wesc\_1]. Ebenso die Geometrie der Bauteile hat einen Einfluss auf das Schwinden. Dünne und feingliedrige Teile trocknen aufgrund der kürzeren Feuchttransportwege schneller aus und haben ein größeres Endschwindmaß als dicke und kompakte. Man unterscheidet zwischen dem plastischen Schwinden im Anfangsstadium des Erhärtens und dem Schwinden des erhärteten Betons.

Das plastische Schwinden ist abgeklungen, wenn der Beton eine Festigkeit von ca. 1,0 N/mm<sup>2</sup> erreicht hat [weig\_1]. Es ist somit vor dem Gebrauch der Verbunddeckenelemente abgeklungen und hat keinen Einfluss auf die Langzeittragfähigkeit. Trotzdem ist es durch sorgfältige Auswahl der Ausgangsstoffe und geeignete Nachbehandlung des Betons so gering wie möglich zu halten, um einen vollflächigen Verbund zu gewährleisten. Außerdem wird dadurch die zusätzliche Einleitung von Zwangsspannung in den Verbundquerschnitt minimiert.

Das Kriechen des Betons setzt sich aus der verzögert elastischen Verformung und einem plastischen Anteil, dem Fließen, zusammen. Die Verformungszunahme ist anfangs relativ groß und nimmt im Laufe der Zeit ab. Das Kriechen bis zu einem Belastungsgrad von  $\sigma_{c,k}/f_{c,k}=0,4$  ist annähernd proportional zur kriecherzeugenden Spannung. Wird das Spannungsverhältnis  $\sigma_{c,k}/f_{c,k}$  größer als 0,4, steigen die Kriechverformungen überproportional bis zum Kriechbruch an. Die Verformungen infolge Kriechen können die sofort eintretenden, elastischen Verformungen um ein Vielfaches übersteigen. Der Mechanismus und die Ursachen des Kriechens sind noch nicht vollständig geklärt. Man geht

davon aus, dass im Wesentlichen der Zementstein kriecht. Das Kriechen der Zuschläge ist bei üblichem Normalbeton hingegen kaum von Bedeutung. Der Vorgang des Kriechens wird hauptsächlich auf die Bewegung und Umlagerung des Wassers im Zementstein zurückgeführt. Diese Eigenschaften des Zementsteins werden wiederum von der Betonzusammensetzung, speziell vom w/z-Wert und dem Zementgehalt, beeinflusst. Von großer Bedeutung sind außerdem der Erhärtungsgrad (Belastungsalter), die Feuchte bei der Lastaufbringung (mittlere Dicke  $d_m$ ) und die Umweltbedingungen während der Belastungsdauer (Abb.6-3).

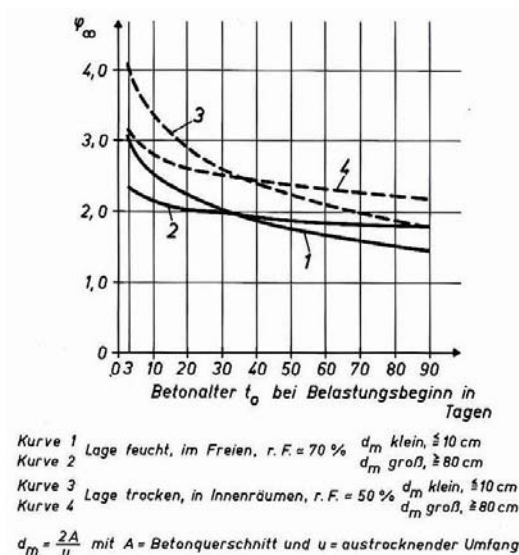


Abb.6-3: Endkriechzahlen  $\varphi_\infty$  in Abhängigkeit der Lage des Bauteils, der mittleren Dicke  $d_m$  und dem Belastungsalter  $t_0$  [wesc\_1]

Verzögert elastische Verformungen kennzeichnen den Teil der Kriechverformung, der sich bei Entlastung nach einer Dauerbelastung im Laufe der Zeit wieder vollständig zurückbildet. Sie treten bereits während der Belastung auf und erstrecken sich über mehrere Monate. Verzögert elastische Verformungen sind bis ins hohe Betonalter zu beobachten und erreichen einen Endwert der etwa das 0,2 bis 0,3-fache der elastischen Anfangsverformung beträgt.

Der plastische Anteil der Kriechverformung wird als Fließen bezeichnet. Fließverformungen, die sich ohne die Änderung des Wassergehalts einstellen, bezeichnet man als Grundfließen. Wie bei Holz bestimmt nicht nur der Wassergehalt, sondern seine zeitliche Änderung wesentlich die nichtelastischen Formänderungen. Die Kriechverformungen vergrößern sich bedeutend, trocknet der Betons unter einer Dauerlast aus. Dieser durch Austrocknung hervorgerufenen Zuwachs der Verformungen wird als Trocknungsfließen bezeichnet. Jedoch bewirkt auch eine Zunahme des Feuchtegehalts erhöhte Verformungen. Je stärker und schneller sich der Gehalt der Feuchtigkeit ändert, umso größer sind die Formänderungen. Das Trocknungsfließen kann ein mehrfaches des Grundfließens betragen [domo\_1]. Das Fließen nimmt zu, je früher der Beton belastet wird und je länger die Dauerlast wirkt. Das Fließen ist auch noch in sehr hohem Betonalter vorhanden, jedoch bedeutend kleiner als bei jungem Beton. Dünne Bauteile trocknen schneller aus, wodurch das

Trocknungsfließen gefördert wird. Je kleiner die Abmessungen des Betonkörpers sind, desto schneller und stärker fließt er bei frühzeitiger Belastung. Dicke Bauteile hingegen trocknen langsamer aus, das Trocknungsfließen hält länger an, wodurch das Fließen in hohem Alter stärker ausgeprägt ist [weig\_1].

### 6.6.3 Zementestrich

Zementestrich schwindet ebenso wie Beton durch die Reduzierung des Wassergehalts infolge Hydratation und Austrocknung. Das Endschwindmaß von Zementestrich wird in [aurn\_1] mit 0,4 bis 1,0 ‰ als relativ hoch angegeben. Durch das kleinere Zuschlags-Größtkorn von Estrichen ist eine im Vergleich zum Beton größere Kornoberfläche je Volumeneinheit vorhanden, die von Zementleim umhüllt wird. Weiterhin wird dem Estrich aufgrund der Estrichtechnologie so genanntes "Überschusswasser" zugegeben, um eine verarbeitbare, hohlraumfreie und verdichtbare Konsistenz des Estrich-Frischmörtels zu erzielen [aurn\_1]. Dadurch ist die Zementleimenge im Zementestrich bei gleicher Geometrie der Bauteile, größer als bei Beton, wodurch sich die Schwindneigung erhöht.

Das Schwinden erfolgt wie beim Beton anfangs rasch (chemisches Schwinden) und nimmt im Verlauf der Austrocknung stetig ab (physikalisches Schwinden). Es kommt erst nach Jahren zum Stillstand und nähert sich asymptotisch dem Endschwindmaß an (Abb.6-4). Aufgrund der gleichen Ausgangsstoffe kann das Schwinden des Zementestrichs unter Berücksichtigung der angesprochenen Abweichungen vom Beton nach Norm EC 2 beschrieben werden.

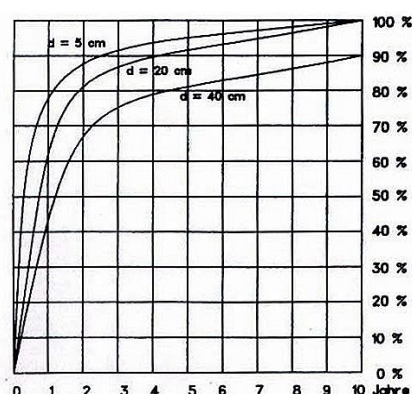


Abb.6-4: Zeitdiagramm des Schwindens von Zementestrich in Abhängigkeit der Dicke  $d$  [aurn\_1]

Speziell für den hier gewählten Zementestrich sind in der Literatur kaum Angaben zu finden, da Estriche vorwiegend auf sehr biegesteifen Untergründen eingebaut werden. So wird beispielsweise in [scho\_1] Holz als tragender Untergrund für Verbundestriche als ungeeignet eingeschätzt. Diese Aussage bezieht sich jedoch auf die Sanierung von Holzbalkendecken mit bekanntlich ausgeprägten Durchbiegungen und ist auf die geringe Biegezugfestigkeit des Zementestrichs zurückzuführen.

Aufgrund der gleichen Ausgangsstoffe und Herstellung von Beton und Zementestrich kann von denselben Ursachen und Einflüssen auf das Kriechen ausgegangen werden. Eine Abschätzung der Kriechneigung kann über den Vergleich der Druckfestigkeiten von Beton und Zementestrich erfolgen unter Anwendung der Kriechfunktion für Beton nach Norm EC 2.

### 6.6.4 Anhydrit-Fließestrich

Anhydrit-Fließestrich zeigt für den hier vorgesehen Anwendungsfall ein sehr günstiges Verformungsverhalten. Einem sehr geringen Schwinden wirkt in der Kristallisationsphase ein leichtes Quellen etwa in derselben Größenordnung entgegen. Daher wird Estrich mit Anhydritbindemittel als kaum schwindend angesehen. Dies zeigen auch die aktuellen Forderungen des Estrich- und Belaggewerbes, die Bewegungsfugen i.d.R. als nicht erforderlich halten.

In [müll\_1] wird für Calciumsulfatestriche ein Endschwindwert von 0,15 bis 0,17 ‰ angegeben. Er begründet diese geringen Werte mit einer günstigen Porenstruktur mit relativ großen Kapillarporen. Im Gegensatz zum Zementestrich hat Anhydrit-Estrich keine Gelporen und somit ein günstigeres Austrocknungsverhalten. Dadurch ist sein Endfeuchtegehalt geringer als der von Zementestrich, was auch ein geringeres Schwinden des erstarrten Anhydrit-Fließestrichs bewirkt.

Weiterhin bemerkt [schm\_1], dass das Schwinden nach 28 Tagen abgeklungen ist und über diesen Zeitpunkt hinaus nicht betrachtet werden muss. Aufgrund dieser Aussagen wird Schwinden und Quellen von Anhydrit-Estrich in den vorgesehenen Langzeitsimulationen nicht berücksichtigt. In [schm\_1] wird das Kriechverhalten von Calciumsulfatestrich untersucht und für thermischen (synthetischen) Anhydritestrich eine Endkriechzahl von  $\varphi_{\infty}=1,5$  angegeben. Er verifiziert das Kriechverhalten des Estrichs anhand von Experimenten und Simulationen. Für die durchzuführenden Langzeitsimulationen mit ISOBEAM wird dieses Kriechgesetz für die Verbundelemente mit der Deckschicht Anhydrit-Fließestrich verwendet.

## 6.4 Numerische Langzeituntersuchungen

### 6.4.1 Berücksichtigung der Langzeiteffekte von Holz

Durch ein rheologisches Modell auf der Basis von Zustandsvariablen [raut\_2] erfolgt die Berücksichtigung der Langzeiteffekte in diesem Programm von Holz. Eine hinreichende Übereinstimmung für das verwendete rheologische Modell kann nach [beck\_1] vorausgesetzt werden, da dieses anhand veröffentlichter Daten von Langzeitversuchen aus der Literatur verifiziert wurde.

Das insgesamt nichtlineare zeit- und klimaabhängige Verhalten wird im Hinblick auf die numerische Behandlung als so genannte Kelvinkette abgebildet, die aus vier in Reihe geschalteten Kelvinelementen für das viskoelastische Kriechen und einem weiteren in Reihe geschalteten Kelvinelement für das mechano-sorptive Kriechen besteht (Abb.6-5).

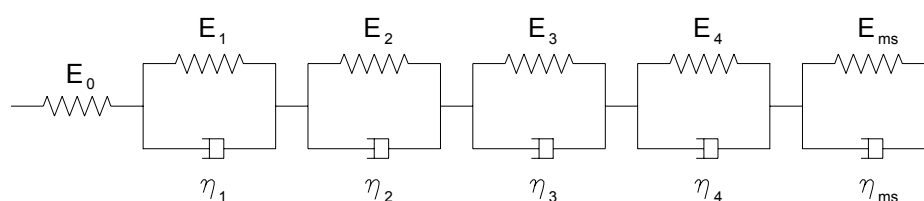


Abb.6-5: Abbildung des nichtlinearen zeit- und klimaabhängigen Materialverhaltens durch eine angepasste Kelvinkette nach [gros\_3]



Aus einem elastischen sowie aus einem zeit- und feuchteabhängigen Kriechanteil und einem spannungsunabhängigen Quell- bzw. Schwindanteil setzt sich somit die Summe der auftretenden Dehnungen und Schubverzerrungen zusammen.

Hinzu kommen Verformungen aus der Feuchteabhängigkeit der Materialsteifigkeitsparameter (E-, G-Modul) [beck\_1], [raut\_2], [raut\_4], [raut\_5], [raut\_6], woraus wiederum ein zusätzliches spannungsbedingtes Kriechen resultiert. Die für diese Untersuchung ermittelten Parameter des viskoelastischen Kriechverhaltens sind in Tab.6-2 angegeben und aus den nachfolgenden Beziehungen Gl.(6.2) bis Gl.(6.4) berechnet.

$$J_{(t)} = \frac{1}{E_0} \cdot \left[ 1 + \sum_{i=1}^4 \varphi_i \cdot \left( 1 - e^{-\frac{t}{\theta_i}} \right) \right] \quad (6.2)$$

mit:  $\varphi_i = \frac{E_0}{E_i}$  *Kriechfaktoren* (6.3)

$\theta_i = \frac{\eta_i}{E_i}$  *Retardationszeiten* (6.4)

Tab.6-2: Parameter der Kelvinkette für Holz nach [beck\_1]

Kelvinelement	Retardationszeit $\theta_i$ [h]	Kriechfaktor $\varphi_i$ [--]
1	15	0,08
2	400	0,08
3	4000	0,22
4	28000	0,22

Durch die gewählte Vorgehensweise wird der feuchteabhängige mechano-sorptive Kriechanteil auf der Basis der von [beck\_1] angegebenen Ansatzfunktion beschrieben. Diese ist allein von der aufgetragenen Spannung  $\sigma$  und der maximalen Holzfeuchtedifferenz  $\Delta u$  nach Gl.(6.5) abhängig.

$$\frac{d\varepsilon_{ms}}{du} = \frac{\sigma - E_{ms} \cdot \varepsilon_{ms}}{\eta_{ms}} \quad (6.5)$$

Die Parameter  $E_{ms}$  und  $\eta_{ms}$  errechnen sich dabei aus  $E_{ms} = m/\Delta u$  und  $\eta_{ms} = E_{ms} \cdot \Delta u = m$ . Die Variable  $m$  kennzeichnet einen empirisch bestimmten mechano-sorptiven Parameter nach Gl.(6.6)

$$m = \frac{E}{\alpha_L} \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} [MPa] \quad (6.6)$$

In Gl.(6.6) drückt  $E$  den E-Modul des Holzes und  $\alpha_L$  die longitudinale Quellung bzw. Schwindverkürzung aus. Dadurch wird das mechano-sorptive Kriechen des Holzes in direkter Abhängigkeit vom Quellen und Schwinden berücksichtigt. Becker verwendet für Nadelholz als

Mittelwert  $\alpha_L = 0,007\%$  Längenänderung je % Holzfeuchtedifferenz  $\Delta u$ . Dabei ergaben sich Endkriechfaktoren zum Zeitpunkt  $t = 20a$  für das viskoelastische Kriechen von  $\varphi_{ve} = 0,6$  und für das mechano-sorptive Kriechen von  $\varphi_{ms} = 0,4$ . Die Qualität des gewählten Holz-Kriechmodells wird in [gros\_3] durch die Gegenüberstellung mit den Ergebnissen von [moor\_1] durchgeführten Dauerstandsbiegeversuche an Bauteilen mit baupraktischen Abmessungen sowie unter in situ auftretenden Klimaverhältnissen mit einer Laufzeit von mehr als 7 Jahren wiedergespiegelt. Ein Vergleich der Ergebnisse des Simulationsmodells mit den Messwerten zeigt insbesondere auch für die aus den jahreszeitlichen Klimaphasen resultierenden mechano-sorptiven Kriechverformungen eines Holzbiegeträgers eine sehr gute Übereinstimmung.

Die Holzfeuchte ist die Steuergröße sowohl für das mechano-sorptive Kriechen als auch für die Effekte aus Quellen und Schwinden sowie dem daraus resultierenden spannungsabhängigen Kriechen. Für dessen Bestimmung wird daher in jedem Zeitinkrement die Holzfeuchteverteilung über den Querschnitt benötigt. Wiederum ist die Holzfeuchte von den klimatischen Umgebungsbedingungen abhängig, die in erster Linie von der relativen Luftfeuchte und der Temperatur charakterisiert werden.

Aufgrund seiner porösen Struktur und der Diffusionsvorgänge im Holz stellt sich im klimatisch üblichen Gebrauchsbereich nach einiger Zeit eine dem Umgebungsklima entsprechende Gleichgewichtsholzfeuchte ein. Dies geschieht an der Oberfläche relativ kurzfristig und ist im Querschnittszentrum im Wesentlichen vom Wasserdampfdruckgefälle abhängig. Im Programm wird daher aus vorgegebenen Klimadaten in jedem Zeitinkrement die Holzfeuchteverteilung des Querschnitts ermittelt. Mittels der so bestimmten Holzfeuchteverteilung können dann an diskreten Punkten im Querschnitt die Änderungen der Dehnungen infolge des mechano-sorptiven Kriechens bzw. des Quellens oder Schwindens gewonnen werden. Besonders wichtig wurde diese Untersuchung durch das Weglassen der sonst üblichen Trennfolie zwischen den Verbundpartnern und das somit erhöhte Befeuchten des Holzes in der Kontaktfuge.

Schon längst bewiesen ist der Einfluss der Holzfeuchte auf die mechanischen Eigenschaften des Holzes. Es wurde festgestellt, dass der Elastizitätsmodul und die Festigkeiten bei steigender Holzfeuchte abnehmen. Für die Langzeitsimulationen ist die Änderung des Elastizitätsmoduls maßgebend. Nach [beck\_1] wird die Veränderung des E-Moduls im Mittel zu 1,5 % je % Holzfeuchtedifferenz angenommen. Dabei wird der E-Modul auf eine Holzfeuchte von 12 % bezogen. Der entsprechende Faktor  $A$  zur Abminderung des E-Moduls errechnet sich nach Gl.(6.7).

$$A[\%] = \Delta u[\%] \cdot 1,5[\% / \%] = (u_{12} - u_{mess}) \cdot 1,5[\%] \quad (6.7)$$

$$\text{mit: } A > 0; E_{H,red} = E_{H,mess} \cdot (1 - A)$$

$$A \leq 0; E_{H,red} = E_{H,mess}$$

Das klimatische Szenario wurde in Anlehnung an die Normen EC 5 bzw. E DIN 1052 und den dort festgelegten Serviceklassen angenommen. Weitere Details in Zusammenhang mit der Berücksichtigung des Umgebungsklimas können aus [hart\_2] entnommen werden.

#### 6.4.2 Berücksichtigung der Langzeiteffekte von Normalbeton

Die Langzeiteffekte infolge Kriechen im Teilquerschnitt Beton werden ebenfalls durch das in Abb.6-5 vermittelte rheologische Modell einer Kelvinkette mit vier Elementen beschrieben. Dabei wurde das Kriechverhalten für den Beton C20/25 aus der Norm EC 2 durch eine vierparametrische Kelvinkette [gros\_2], [gros\_3] mit ausreichender Genauigkeit angenähert. Der Zeitpunkt  $t_0$  ist dabei der Zeitpunkt des ausgehärteten Betons nach 28 Tagen.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t-t_0) \quad (6.8)$$

mit:  $\varphi_0$  Grundkriechzahl nach Eurocode 2  
 $\varphi(t, t_0)$  Kriechzahl während des Zeitraums  $t_0$  bis  $t$   
 $\beta_c(t, t_0)$  Beiwert, der den zeitlichen Verlauf des Kriechens beschreibt

Der Zeitpunkt  $t_0$  ist durch den erhärteten Beton nach 28 Tagen charakterisiert. Die Kriechfunktion  $\varphi(t, t_0)$  wird durch das rheologische Modell ausreichend genau angenähert. Die Parameter der Kelvinkette sind Tab.6-3 zu entnehmen.

Tab.6-3: Parameter der Kelvinkette für Beton

Kelvinelement	Retardationszeit $\Theta_i$ [h]	Kriechfaktor $\varphi_i$ [--]
1	83,73	0,885
2	2162,91	0,948
3	13611,76	0,800
4	88997,77	0,252

Ebenso wird das Schwinden des Betons durch die Vorgaben der Norm EC 2 berücksichtigt. Das Schwinden des erhärteten Betons verläuft nach abklingender Zeitfunktion und nähert sich asymptotisch dem Endschwindmaß  $\varepsilon_{cs\infty}$  an Gl.(6.9).

$$\varepsilon_{cs}(t - t_s) = \varepsilon_{cs} \cdot \beta_s(t-t_s) \quad (6.9)$$

mit:  $\varepsilon_{cs}(t-t_s)$  Schwindmaß während des Zeitraums  $t$  bis  $t_s$   
 $\varepsilon_{cs0}$  Grundschildmaß  
 $\beta_s(t-t_s)$  Funktion des zeitlichen Verlaufs

Das Endschwindmaß  $\varepsilon_{cs\infty}$  für den verwendeten Beton C 20/25 beträgt somit 0,590‰. Die Schwindverkürzungen des Betons können äquivalent einer Längenänderung infolge gleichmäßigen Temperatureinflusses erzeugt werden [gros\_3]. Das Schwindverhalten des Beton wird also über einen Temperaturlastfall implementiert, wobei sich die notwendige Temperaturdifferenz  $\Delta T$  aus dem Quotienten des Endschwindmaßes  $\varepsilon_{cs\infty}$  und der Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  nach Gl.(6.10) errechnet.

$$\Delta T [K] = \frac{\varepsilon_{cs\infty}}{\alpha_T} \quad (6.10)$$

### 6.4.3 Berücksichtigung der Langzeiteffekte von Zementestrich

Über das Kriechen von Zementestrich wird in der Fachliteratur und den Estrichnormen kaum diskutiert. Allerdings haben Zementestrich und Beton aufgrund der Baustofftechnologie die gleichen Ausgangsstoffe, wobei sie sich hauptsächlich im Größtkorn unterscheiden. Eine Mischung mit kleinem Größtkorn beansprucht unter Verwendung des gleichen w/z-Wertes mehr Wasser als eine Mischung mit einem größeren. Mit steigendem Wasser- und damit Zementleimgehalt erhöhen sich auch die Kriechverformungen. In [weig\_1] wird die Abhängigkeit des Wasseranspruchs von der Kornzusammensetzung des Zuschlags und dem Verdichtungsmaß behandelt. Es wird angenommen, dass die frischen Beton- und Zementestrichmischungen weiche Konsistenz, also Regelkonsistenz (KR), haben. Diesem Konsistenzbereich entspricht ein mittleres Verdichtungsmaß von  $n=1,05$ . Weiterhin wird bei beiden Deckschichten von einer Sieblinie zwischen den Sieblinien A und B ausgegangen. Das Größtkorn des Zementestrich wird mit 8,0 mm angenommen. Damit ergibt sich im Mittel ein Wasseranspruch für Beton von  $WA_{\text{Beton}} \approx 192,5 \text{ kg/m}^3$  und von Zementestrich von  $WA_{\text{ZE}} \approx 215 \text{ kg/m}^3$ . Zementestrich hat also einen etwa 10% größeren Wasser- und somit Zementleimgehalt als Beton. Unter Voraussetzung linearer Abhängigkeit der Kriechfunktionen von Zementestrich und Beton lässt sich die Funktion für Zementestrich nach Gl.(6.11) ableiten.

$$\varphi(t, t_0)_{\text{ZE}} = \frac{\beta(f_{cm, \text{ZE}})}{\beta(f_{cm, \text{Beton}})} \cdot \varphi(t, t_0)_{\text{Beton}} \quad (6.11)$$

Die daraus ermittelte Kriechfunktion  $\varphi(t, t_0)_{\text{ZE}}$  wird wiederum durch das rheologische Modell ausreichend genau angenähert. Die Parameter der Kelvinkette für Zementestrich sind Tab.6-4 zu entnehmen.

Tab.6-4: Parameter der Kelvinkette für Zementestrich

Kelvinelement	Retardationszeit $\Theta_i$ [h]	Kriechfaktor $\varphi_i$ [--]
1	83,73	0,9735
2	2162,91	1,0428
3	13611,76	0,8800
4	88997,77	0,2772

Nach [aurn\_1] beträgt das Endschwindmaß für Zementestrich mit 0,4-1,0‰. Das Endschwindmaß für Normalbeton wird bei einer Lagerung "innen" in der Norm EC 2 vereinfacht mit 0,5-0,6‰ angegeben. Somit ist das Endschwindmaß von Zementestrich im Mittel ca. 30% größer, als das von Beton. Zur Berücksichtigung des Schwindens von Zementestrich wird das Endschwindmaß von Zementestrich nach Gl.(6.12) ermittelt.

$$\varepsilon_{CS}(t-t_s)_{ZE} = 1,30 \cdot \varepsilon_{CS}(t-t_s)_{Beton} \quad (6.12)$$

Das Schwindverhalten des Beton wird also über einen Temperaturlastfall implementiert. Die Berechnung der Temperaturdifferenz zur Berücksichtigung des Schwindens des äquivalenten Temperaturlastfalls erfolgt nach Gl.(6.10), in die das Endschwindmaß  $\varepsilon_{CS\infty, ZE}$  einzusetzen ist.

#### 6.4.4 Berücksichtigung der Langzeiteffekte von Anhydrit-Fließestrich

Auch bei dieser Deckschichtvariante wurde auf das bereits in den vorangegangenen Abschnitten beschriebene rheologische Modell und dessen Abbildung durch eine Kelvinkette zurückgegriffen. In der Arbeit von [schm\_1] wurde für synthetischen Anhydrit-Estrich eine Endkriechzahl von  $\varphi_\infty=1,5$  ermittelt. Das Kriechgesetz beschreibt er über eine Potenzfunktion nach Gl.(6.13), die für den Zeitraum  $0 \leq t \leq 100.000$  h gilt. Über diesen Zeitpunkt hinaus bleibt die Kriechzahl  $\varphi_\infty=1,5$  unverändert.

$$\varphi_t = 0,067 \cdot t^{0,27} \quad (6.13)$$

mit:  $\varphi_t$  Kriechzahl zum Zeitpunkt  $t$   
 $t$  Zeitpunkt [h]

Die von [schm\_1] ermittelte Kriechfunktion wird mittels der Kelvinkette angenähert, wobei für den verbleibenden Zeitraum bis 175.000 h (20a) als Kriechzahl ebenfalls der Endwert  $\varphi_\infty=1,5$  angenommen wird. Dies ergibt folgende Parameter der Kelvinkette (Tab.6-5).

Tab.6-5: Parameter der Kelvinkette für Anhydrit-Estrich

Kelvinelement	Retardationszeit $\Theta_i$ [h]	Kriechfaktor $\varphi_i$ [--]
1	34,04	0,240
2	1383,56	0,224
3	1484,23	0,086
4	35378,84	0,954

Nach [schm\_1] ist ein Großteil der Schwindverkürzungen des Anhydrit-Estrichs bereits nach 28 Tagen abgeklungen. Eine Betrachtung dieses Effektes ist demnach für baupraktische Zwecke irrelevant. Da die Simulationen sich auf eine Betrachtungsdauer von 20 Jahren beziehen und man von einer

vorausgegangenem Trocknungsdauer der Verbundelemente von mindestens 28 Tagen ausgeht, wird das Schwinden des Anhydrit-Estrichs vernachlässigt.

## **6.5 Eigene Langzeitbiegeversuche**

### **6.5.1 Allgemeines**

Wie eingangs bereits erörtert sind Langzeitbiegeversuche mit baupraktischen Abmessungen durch ihren enormen Zeit- und Raumbedarf als auch entsprechender Bereitstellung von Messtechnik in ihren Möglichkeiten sehr eingeschränkt. Dennoch ist es unabdingbar die rechnerische Modellierungen des Langzeittragverhaltens durch realistische Versuche tendenziell zu verifizieren. Zu diesem Zweck wurden zwei typische Ausführungsvarianten, HB/BV/4-höhenversetzte Lamellen (12,0/14,0 cm) mit Betondeckschicht (4,0/6,0 cm) und HB/BP/4-höhenversetzte Lamellen (12,0/14,0 cm) sowie seitlichen Profilierungen mit Betondeckschicht (4,0/6,0 cm), aus der Gesamtheit der untersuchten Verbundvarianten ausgewählt und als Langzeitbiegeversuch begonnen. Allerdings dürfen so wenige Versuche nicht als repräsentativ betrachtet werden, da ihr statistische Aussagefähigkeit eine untergeordnete Bedeutung haben.

### **6.5.2 Prüfkörper**

Für die Vergleichbarkeit und die Übertragung der Erkenntnisse aus dem Kurzzeitbiegetragverhalten der bereits durchgeführten Versuche wurden für die nachfolgenden Langzeituntersuchungen Verbundelemente verwendet, die im Aufbau, in den Abmessungen und in der Ausführung der Verbundfuge mit den Probekörpern der Kurzzeitbiegeversuche identisch sind. Daher soll an dieser Stelle lediglich auf den Abschnitt 5 verwiesen werden, worin alle Detailangaben enthalten sind. Für die spätere rechnerische Modellierung und zur besseren Einschätzung des Langzeittragverhaltens wurden die Biegesteifigkeiten der rohen Brettstapelelemente entsprechend Norm DIN EN 408 ermittelt und lieferten somit die Voraussetzung zur Bestimmung der Elastizitätsmoduln. Der Elastizitätsmodul am rohen Holzelement beträgt 13742 N/mm<sup>2</sup> für HB/BV/4 und 12980 N/mm<sup>2</sup> für HB/BP/4. Diese Probekörper wurden von Anbeginn in gleicher Weise wie die Probekörper für die Kurzzeitbiegeversuche hergestellt und behandelt und stammen aus gleicher Charge.

Gleiches gilt für die mineralische Deckschicht. Der Transportbeton wurde nach der selben Rezeptur wie die Prüfkörper der Kurzzeitbiegeversuche ausgeführt und da dieser zudem noch aus derselben Lieferung stammte, dürfen die in den Kurzzeitbiegeversuchen ermittelten Materialeigenschaften angenommen werden. Da die Langzeitbiegeversuche erst nach den Kurzzeitversuchen unter Last gesetzt werden konnten, betrug das Alter der Verbundelemente zum Zeitpunkt der Lastaufbringung 263 Tage (23.01.2004).

### **6.5.3 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung**

Mit den hier untersuchten Verbundbauteilen handelt es sich vorwiegend um Decken als Innenbauteile. Bei Innenbauteilen in Wohnungs- und Verwaltungsbauten ist davon auszugehen, dass sich durch den normalen Gebrauch eine Holzfeuchte von unter 12 % einstellen wird und somit dieses Bauteil der

Nutzungsklasse 1 nach Norm EC 5 zugeordnet werden kann. Unter dieser Prämisse wurden die Langzeitversuche in einer beheizten Versuchshalle mit dem entsprechenden Umgebungsklima vorgesehen. Begonnen wurde mit der Lastaufbringung am 23.01.2004 (Winter) in der Heizperiode. Neben dem Eigengewicht der Deckenelemente wurden, ausgehend von einem typischen Lastszenarium, folgende Belastungen für eine Innenraumdecke ohne Eigengewichtsanteil ermittelt.

⇒ Fußbodenaufbau	1,50 kN/m <sup>2</sup>
⇒ unbelastete, leichte Trennwände	0,80 kN/m <sup>2</sup>
⇒ Verkehrslast für Büroraum	2,00 kN/m <sup>2</sup>
⇒ für den quasi-ständigen Lastanteil aus Verkehrslasten nach EC 1 sind 30% anzusetzen	0,60 kN/m <sup>2</sup>
⇒ zusätzliche Auflast für die Langzeitbetrachtung	Σ <u>2,90 kN/m<sup>2</sup></u>

Die Lasterzeugung wurde durch zwei Lagen Betonpflaster realisiert, welche abweichend von den Kurzzeitbiegeversuchen eine gleichmäßig verteilte Flächenlast simulieren. Durch die mehrwöchige Lagerung des Betonpflasters in der Versuchshalle haben diese sich dem Umgebungsbedingungen angeglichen und stellen somit eine konstante Last dar. Zu diesem Zeitpunkt beträgt die zusätzlich aufgebrachte Flächenlast 2,81 kN/m<sup>2</sup> und stimmt annähernd mit dem vorgegebenen Wert von 2,90 kN/m<sup>2</sup> überein. Beim Aufbringen der Last wurde darauf geachtet, dass dieses symmetrisch aus der Mitte der Platten heraus zum jeweiligen Auflager hin erfolgt. Die Verbundplatten mit einer Spannweite von 4,80 m als Einfeldträger liegen beidseitig auf 20,0 cm tiefen Stahlplatten auf. Zur gleichmäßigen Auflagerung wurde zwischen Brettstapel und Auflagerplatte eine Weichfaserplatte eingelegt.

#### 6.5.4 Messeinrichtung

Im Hinblick auf das Versuchsziel die Einschätzung des Langzeitbiegetragverhaltens respektive des Schubtragverhaltens parallel zur Verbundfuge sowie die entsprechende Beurteilung der in diesem Zusammenhang stehenden Einflüsse sind verschiedene Messgrößen gemessen und elektronisch aufgezeichnet worden. Auf Grund der eingeschränkten Möglichkeit, Messinstrumente längerfristig zu binden, wurden nur die wesentlichsten Messungen vorgenommen. Erfasst wurde dabei die Mittendurchbiegung axial zwischen beiden Auflagern. Durch die paarweise gegenüberliegenden Wegaufnehmer ist eine Mittlung dieser Werte möglich. Alle Weggeber für die Durchbiegung zeichnen die Summe aus vertikaler Durchbiegung des Elements und Auflagerdurchbiegung auf. Allerdings ist die Auflagerdurchbiegung marginal, so dass diese im Folgenden keine Berücksichtigung findet. Des Weiteren wurden die Relativverschiebungen in der Verbundfuge zwischen Brettstapелеlement und Deckschicht mit induktiven Wegaufnehmern an den beiden gegenüberliegenden Stirnseiten gemessen. Der Messbereich der verwendeten Messinstrumente war der jeweils erwarteten Verformung angepasst und die Linearitätsabweichung der induktiven Wegaufnehmer beträgt +/-0,1%. Während der Langzeituntersuchung wurde kontinuierlich der Verlauf der Temperatur und der Verlauf der relativen Luftfeuchte des Umgebungsklimas kontinuierlich aufgezeichnet. Die Erfassung der Messdaten startete am 23.01.2004 und erfolgt rechnergestützt in den ersten vier Stunden jede Sekunde,

die darauffolgenden drei Tage alle fünf Sekunden und nach Ablauf dieses Zeitraums werden die Daten alle zwei Stunden registriert.

## 6.6 Versuchsergebnisse und Verifikation des FE-Modells

### 6.6.1 Voruntersuchungen

Für die Sensibilisierung des Rechenmodells sind zahlreiche Parameterstudien unvermeidlich gewesen. Da fast alle Materialkennwerte der Verbundelemente HB/BV/4-L und HB/BP/4-L bekannt sind, sind diese ins Modell übertragen worden. Alle Parameter zur rechnerischen Sensibilisierung des Rechenmodells sind in Tab.6-6 zusammengefasst, einschließlich der gemessenen und berechneten Anfangsdurchbiegungen.

Tab.6-6: Zusammenfassung der Simulationsannahmen der Langzeitbiegeversuche HB/BP/4-L und HB/BV/4-L

	Anfangsdurchbiegung		$E_{\text{Beton}}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$E_{\text{Holz}}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Verbundwirksamkeit	Ausgleichsholzfeuchte $u_{\text{Ausgleich}}$ [%]	$\Delta u = 12 - u_{\text{mess}}$ [%]
	BP	BV					
Biegeversuch	5,99	5,67	-	-	-	-	-
Simulation 1	7,27	7,05	5%-Fraktile der Messwerte		$\tilde{\gamma} = 0$ (kein Verbund)	12,0	-
Simulation 2	2,20	2,16	5%-Fraktile der Messwerte		$\tilde{\gamma} = 1$ (voller Verbund)	12,0	-
Simulation 3	3,85	3,58	1995 (70% vom Mittelwert)	HB/BP/4-L 94,6% (Messwert HB/BP/4-L)	wie Kurzzeit	12,5 (oben 20%, unten 5%)	HB/BP/4-L 3,6
				HB/BV/4-L 103,15% (Messwert HB/BV/4-L)			HB/BV/4-L -2,1
Simulation 4	3,96	3,69	1995 (70% vom Mittelwert)	HB/BP/4-L 94,6% (Messwert HB/BP/4-L)	$\tilde{\gamma}$ wie Kurzzeit	14,5 (oben 24%, unten 5%)	HB/BP/4-L 3,6
				HB/BV/4-L 103,15% (Messwert HB/BV/4-L)			HB/BV/4-L -2,1
Simulation 5	4,05	4,08	2030 (70% nach EC 2)	1100 (EC 5)	$\tilde{\gamma}$ wie Kurzzeit	12,0	-



Als Variierungsmöglichkeit in den Simulationen wurde vorzugsweise die Anfangsholzfeuchte vorgesehen, da die Elemente vor dem Versuch im Freien überdacht gelagert und somit unterschiedlichen Klimaszenarien ausgesetzt waren. Nach Gl.(6.14) sind die Holzgleichsfeuchten an der Holzoberfläche, welche sich in dem gemessenen Klima einstellen, zu jedem Messzeitpunkt berechenbar.

$$u_{OF,Ausgleich} = 0,01 \cdot \left[ \frac{-T \cdot \ln(1 - 0,01 \cdot RH)}{\left(0,13 \cdot \left(1 - \frac{T}{647,1}\right)\right)^{-6,46}} \right]^{\frac{1}{110 \cdot T^{-0,75}}} \quad (6.14)$$

mit:  $T$  Temperatur [K]  
 $RH$  relative Luftfeuchte [%]

Die so erhaltenen Holzoberflächenfeuchten werden dem untersten Holzlayer zugewiesen und dadurch die Klimaschwankungen der Umgebung und im Speziellen der Versuchshalle berücksichtigt. Zur besseren Einordnung der eigenen Langzeitversuche und deren rechnerischen Modellierung wurden Simulationen unter gleichen Bedingungen mit lose aufeinandergelegten (Simulation 1) als auch starr verbundenen Teilquerschnitten (Simulation 2) bei einer Anfangsholzfeuchte von 12,0 % durchgeführt. Die Messkurven der Versuche HB/BV/4-L und HB/BP/4-L ordnen sich in einem Zwischenbereich ein (Abb.6-6 und 6-7).

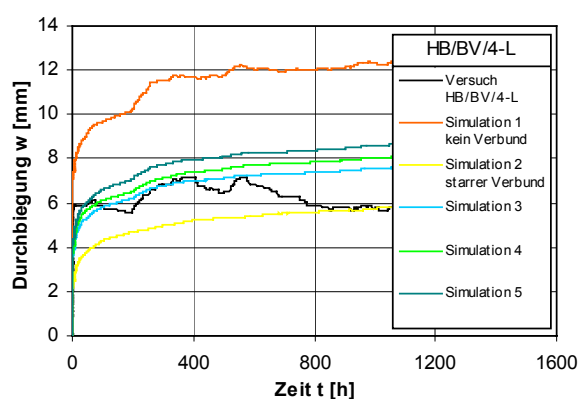


Abb.6-6: Gegenüberstellung der Simulationskurven des Biegeversuchs HB/BV/4-L

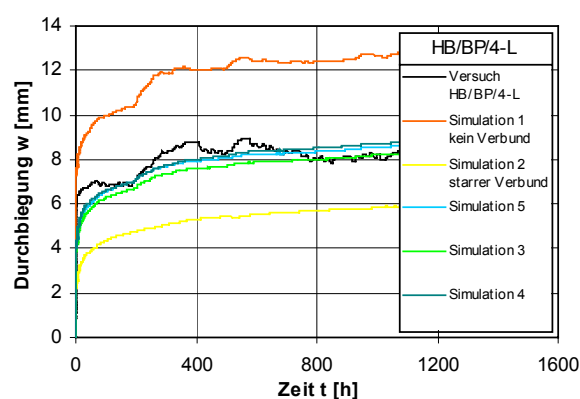


Abb.6-7: Gegenüberstellung der Simulationskurven des Biegeversuchs HB/BP/4-L

In den Simulationen 3 und 4 wurde eine Abminderung des gemessenen Elastizitätsmoduls des Holzes, begründet durch die Differenz zwischen der gemessenen Holzfeuchte und der Bezugs-holzfeuchte in ISOBEAM, vorgenommen. Des Weiteren wird eine erhöhte mittlere Holzfeuchte durch das direkte Aufbringen der frischen Deckschicht auf dem Brettstapelelement berücksichtigt. Zur Ermittlung der mittleren Holzfeuchte wurden Berechnungen der Holzfeuchteverteilung mit dem

Programm DELPHIN [grun\_1] unter Annahme einer linearen Holzfeuchteverteilung vorgenommen. Dabei wurde nach einem Zeitraum von 2184 h (ca. 3 Monaten) ein Holzfeuchte im Fugenbereich von  $u_o \approx 20\%$  ermittelt.

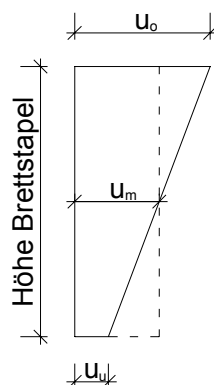


Abb.6-8: Schematische Holzfeuchteverteilung im Brettstapel durch Aufbringen von Frischbeton

In (Abb.6-8) entspricht  $u_u$  der Holzgleichsfeuchte, die sich in dem gemessenen Klima einstellt. Sie beträgt  $u_u = 4,95 \approx 5\%$ . Nach Gl.(6.15) wird dann die mittlere Holzfeuchte  $u_m$  bestimmt.

$$u_m = \frac{u_o + u_u}{2} \quad (6.15)$$

Sie ergibt sich somit zu  $u_m = 12,5\%$ . Der Brettstapel-E-Modul von HB/BP/4-L wurde bei einer Holzfeuchte  $u = 8,4\%$  bestimmt. Nach Gl.(6.7) errechnet sich der Abminderungsfaktor  $A = 5,4\%$ . Somit ergibt sich für den reduzierten Elastizitätsmodul  $E_{H,12\%} = 0,946 \cdot 1298,0 \text{ kN/cm}^2$  zu  $1228 \text{ kN/cm}^2$ . Der Holz-Elastizitätsmodul des Brettstapels HB/BV/4-L wurde bei einer Holzfeuchte von  $u = 14,1\%$  ermittelt. Der Faktor  $A$  nach Gl.(6.7) ist demnach  $A = -3,15\%$ . Daraus resultiert der erhöhte E-Modul  $E_{H,12\%} = 1,0315 \cdot 1374,2 \text{ kN/cm}^2 = 1418 \text{ kN/cm}^2$ .

Nach [wesc\_1] beträgt die Druckfestigkeit von Beton nach 28 d unter Luftlagerung nur etwa 70 % der Druckfestigkeit unter Wasserlagerung (Prüfbedingungen der Probekörper). Bei Annahme konstant bleibender Grenzdehnungen ergibt sich aufgrund der linearen Abhängigkeit zwischen Festigkeit und E-Modul des Betons eine Reduzierung des Betonelastizitätsmoduls auf ebenfalls 70%. Die Abminderung auf 70% des Elastizitätsmoduls des Betons bezieht sich auf den gemessenen Mittelwert der Probekörper und ergibt sich zu  $E_{B,0,7(MW)} = 0,7 \cdot 2850 \text{ kN/cm}^2 = 1995 \text{ kN/cm}^2$ . Die Darstellung der Verbundwirkung erfolgt über die in den Kurzzeitsimulationen ermittelten Biegesteifigkeiten der Koppelstäbe nach Abschnitt 5.7.

Anhand der Simulationskurve 3 ist eine gute Näherung an den Kurvenverlauf von HB/BV/4-L bzw. HB/BP/4-L veranschaulicht. Eine über diesen Zeitpunkt hinaus zu erwartende Abweichung der Durchbiegungen zwischen Simulation und dem Biegeversuch ist aufgrund der ähnlichen Neigungen gegen Ende des simulierten Abschnittes minimal. Lediglich die Anfangsdurchbiegungen weichen zwischen gemessener und berechneter Durchbiegung um ca. 2,0 mm mit diesen Annahmen ab. In der

Simulation 4 sind die Differenzen gegen Ende des simulierten Bereichs in der Neigung und den Durchbiegungen zwischen Simulation und Biegeversuch zu groß. Daher ist diese Kennwertkonstellation als nicht geeignet anzusehen. Ein Grund für die Abweichungen zwischen Biegeversuchen und Simulationen könnte der durch die lange Lagerung der Platten (7,5 Monate) infolge des Betonschwindens veränderte Verbund bzw. E-Modul des Betons sein. Ebenso hat das Schwinden und Quellen des Holzes Einfluss auf die Verbundwirkung. Insbesondere ist es möglich, dass das Schwinden des Holzes nach der Umlagerung der Platten vom überdachten Freigelände in die Versuchshalle dem durch die Belastung einsetzenden Kriechen entgegengewirkt hat. Durch das komplexe Zusammenwirken vieler verschiedener Einflüsse ist eine genaue Zuordnung der Ursachen dieser Abweichungen nicht eindeutig möglich.

Vorausblickend auf die Parameterstudie sollte auf übliche Annahmen zurückgegriffen werden. Um diese Annahmen nach den normativen Angaben als gerechtfertigt anzusehen, wurden in der Simulation 5 derartige Nachrechnungen durchgeführt. Der für diese Simulation verwendete Elastizitätsmodul von Holz (S 10) nach Norm EC 5 ist allerdings wesentlich geringer als der gemessene der Brettstapelelemente. Der Elastizitätsmodul des Betons wird nach Norm EC 2 angesetzt und gleichfalls auf 70% seines Wertes reduziert. Im aufgetragenen Messzeitraum bis 1079 h sind die simulierten Gesamtdurchbiegungen etwas größer als die gemessenen, wobei der Anstieg der Simulationskurve geringfügig größer ist als der der Versuchskurve. Daher kann die Simulation 5 für die Parameterstudie aufgrund der allgemeinen und bekannten Materialeigenschaften in Betracht gezogen werden. Vorrangiges Ziel dieser Gegenüberstellung ist nicht die Annäherung der Simulation an die Versuchsergebnisse, sondern vielmehr die kritische Beurteilung der Modifikationen innerhalb des Systems und seiner Übertragbarkeit auf die Realität.

Zur Abschätzung des weiteren Verformungsverlaufs der Biegeversuche HB/BV/4-L und HB/BP/4-L sind die Simulationen auf einen Zeitraum von vier Jahren erweitert. Dazu wird das Materialmodell der Langzeitsimulation 3 verwendet. Tab.6-7 und Tab.6-8 zeigen eine Zusammenfassung der für die weiterführende Simulation der Biegeversuche verwendeten Materialkennwerte.

Tab.6-7: Zusammenfassung der Materialfestigkeiten und E-Moduln der Stabwerkstäbe

	Holz		Beton	Koppelstab	
	HB/BP/4-L	HB/BV/4-L		HB/BP/4-L	HB/BV/4-L
Druckfestigkeit [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{cBA}=1,785$		$0,7 \cdot 2,72 = 1,904$	$f_{cBA}=1,785$	
Zugfestigkeit [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{t,0,k}=1,4$				
Schubfestigkeit [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{v,k}=0,25$				
E-Modul [kN/cm <sup>2</sup> ]	$0,946 \cdot 1298 = 1228$	$1,0315 \cdot 1374,2 = 1417$	$0,7 \cdot 2850 = 1995$	12,71	12,36

Tab.6-8: Zusammenfassung der Festigkeiten und E-Moduln der Stabwerkstäbe

	Holz		Beton	Koppelstab	
	HB/BP/4-L	HB/BV/4-L		HB/BP/4-L	HB/BV/4-L
Druckfestigkeit	lineare Druckfestigkeit $f_{cBA}$ von NH [beck_1]		70% (Mw der gemessenen Druckfestigkeiten)	lineare Druckfestigkeit $f_{cBA}$ von NH nach [beck_1]	
Zugfestigkeit	Zugfestigkeit $f_{t,0,k}$ von NH S10 nach EC 5				
Schubfestigkeit	Schubfestigkeit $f_{v,k}$ von NH S10 nach EC 5				
E-Modul	94,6% vom Messwert HB/BP/4-L	103,15% vom Messwert HB/BV/4-L	70% (Mw der gemessenen E-Moduln)	aus $\tilde{\gamma}$ -Werten nach Kurzzeitsimulation	

Das Umgebungsklima, dem die Verbundelemente der Langzeitbiegeversuche ausgesetzt sind, ist nur für den Bereich der ersten 1079 h bekannt. Es wird daher angenommen, dass dieses Klima sich annähernd zyklisch wiederholt, bis die vorgesehene Simulationsdauer von vier Jahren erreicht ist. Dazu werden die nach Gl.(6.14) aus den gemessenen relativen Luftfeuchten errechneten Holzgleichsfeuchten um ein Vielfaches aneinandergereiht und dem untersten Layer des Holzquerschnitts zugewiesen. Die relativen Luftfeuchten wurden in unregelmäßigen Zeitabständen gemessen. Dadurch erhält man 15010 Messwerte je 1079 h, die eine Simulationsdauer von ca. 15 Minuten erforderten. Eine Aneinanderreihung dieser großen Anzahl von Holzfeuchten würde eine Simulationsdauer von etwa 8,25 Stunden beanspruchen. Um die Simulationsdauer zu begrenzen wird festgelegt, das Klimaszenario für die Simulation von vier Jahren auf einen von Wert je vier Stunden zu reduzieren. In Abb.6-9 ist zu erkennen, dass damit eine sehr gute Annäherung der gemessenen relativen Luftfeuchten erreicht wird.

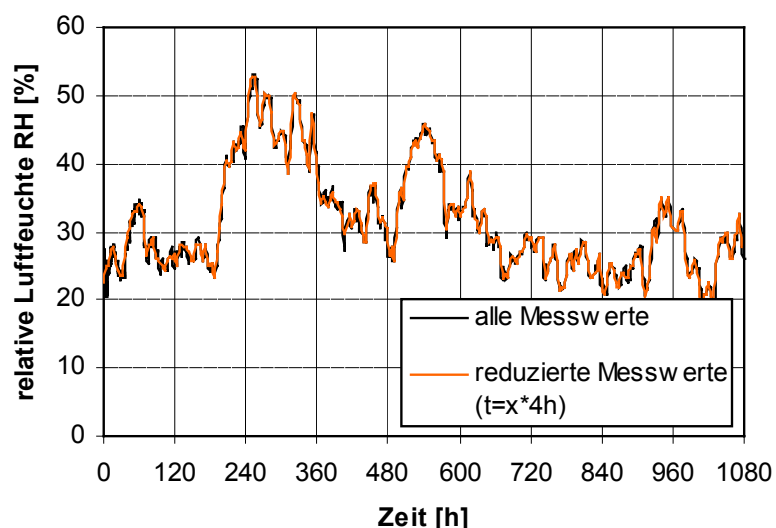


Abb.6-9: Gegenüberstellung des gemessenen und des reduzierten Klimaszenarios

Die Differenz zwischen dem letzten Messwert bei 1079 h und der anfänglichen relativen Luftfeuchte entspricht 5,1 %. Durch die sprunghafte Änderung im Übergangsbereich tritt eine zusätzliche mechano-sorptive Kriechverformung auf. Der Verlauf der Luftfeuchten aus den Messwerten zeigt jedoch, dass diese Sprünge im vorhandenen Klima ebenfalls vorkommen und sogar noch ausgeprägter sind. Auf eine Anpassung an den Übergängen wird daher verzichtet.

### 6.6.2 Auswertung der Simulation und Vergleich mit Versuchsdaten

In Abb.6-10 sind die simulierten und die gemessenen Mittendurchbiegungen des Verbundelements HB/BP/4-L im Verlauf von vier Jahren dargestellt. Dabei wurden die aktuellen Messwerte eingeholt, so dass nun ein Vergleichszeitraum von 2190 h, was einem viertel Jahr entspricht, zur Verfügung steht. Die angenommene relative Luftfeuchte ist auf der Sekundärachse aufgetragen.

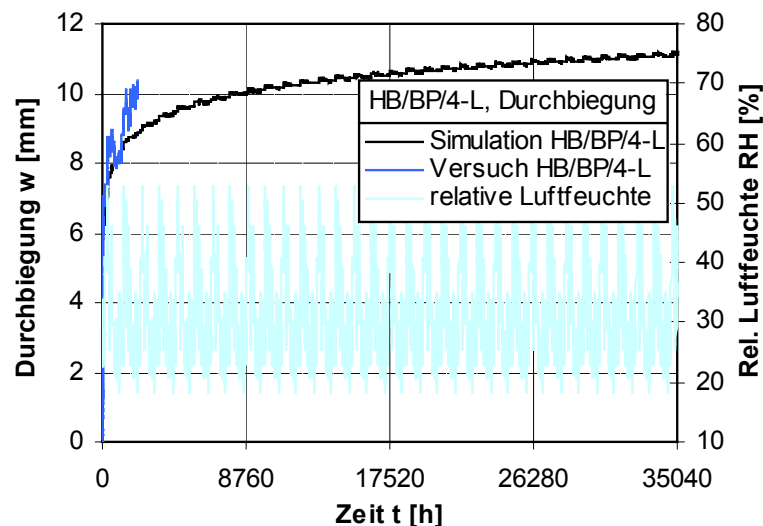


Abb.6-10: Zeitliche Entwicklung der Durchbiegung in der Simulation vier Jahre HB/BP/4-L

Die Simulation des Biegeversuchs HB/BP/4-L ergab nach 2190 h eine ca. 1,0 mm geringere Mittendurchbiegung als die des realen Versuchs HB/BP/4-L. Der Vergleichszeitraum ist rheologisch dem primären Kriechbereich zuzuordnen. Stellt man die Anstiege der Simulation und des Versuchs gegenüber, ist bis zum sekundären Kriechbereich sogar noch eine Zunahme der Abweichung zwischen den beiden Kurven zu erwarten, von wo an sie annähernd parallel verlaufen. Dieser sekundäre Kriechbereich beginnt laut Simulation nach etwa einem Jahr und setzt sich bis zum Ende der Simulation fort. Für die weiterführenden Untersuchungen an diesem Langzeitversuch ist festzustellen, ob die Differenzen nach einem Jahr zwischen Versuch und Simulation einem konstanten Betrag entsprechen oder sich vergrößern. Weiterhin ist die Größe der Abweichungen zu beachten, entspricht sie etwa dem Unterschied der Anfangsdurchbiegungen zwischen Simulation und Versuch und ist außerdem konstant, so ist den Vorgängen während der Lagerung der Elemente besondere Aufmerksamkeit zu schenken und diese ausführlich zu untersuchen. Bei einer größeren Differenz bzw. einer weiteren Zunahme im sekundären Kriechbereich empfiehlt sich eine Überarbeitung des

Material- bzw. des Stabwerkmodells. Des Weiteren ist zu beobachten, dass die Simulation direkt auf Feuchtwechsel reagiert. Die Schwankungen der Simulationskurve sind jedoch geringer als die des Langzeitversuchs. Eine ähnlich ausgeprägte Simulationskurve konnte in den Voruntersuchungen unter Annahme des losen Verbundes beobachtet werden. Ein Erklärungsansatz wäre ein zu steifes Materialmodell. Dem könnte durch eine Reduzierung der Festigkeitskennwerte der Verbundmaterialien, insbesondere der Elastizitätsmoduln, entgegengewirkt werden. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Materialkennwerte der Verbundmaterialien bereits weitestgehend minimiert wurden. Demnach ergibt sich als einzige Variable im Materialmodell der Elastizitätsmodul der Koppelstäbe und damit die Wirkung des Verbundes. Aus den elastischen Anfangsdurchbiegungen und den Durchbiegungen zum Zeitpunkt  $t$  Simulation wurde nach Gl.(6.16) die Kriechzahl  $\varphi(t)$  ermittelt.

$$\varphi(t) = \frac{W_{ges} - W_{el}}{W_{el}} \quad (6.16)$$

Die simulierten Kriechverformungen ergeben das ca. 1,90-fache der elastischen Anfangsverformung und betragen im Einzelnen nach vier Jahren  $\varphi_{HB/BV/4-L}(4a) = 1,86$  und  $\varphi_{HB/BP/4-L}(4a) = 1,88$ . Zur Beschreibung des Kriechverhaltens beider Verbundplatten mittels Kriechfunktion dienen die logarithmischen Regressionen nach Gl.(6.17) und Gl.(6.18).

$$\varphi_{HB/BV/4-L}(t) = 0,2043 \cdot \ln(t) - 0,2801 \quad (6.17)$$

$$\varphi_{HB/BP/4-L}(t) = 0,2058 \cdot \ln(t) - 0,268 \quad (6.18)$$

Abb.6-11 zeigt beispielhaft die zeitliche Entwicklung der Kriechzahl  $\varphi_{HB/BP/4-L}$  und ihre Regression für die Verbundvariante mit den profilierten Lamellen und der Betondeckschicht über den simulierten Zeitraum.

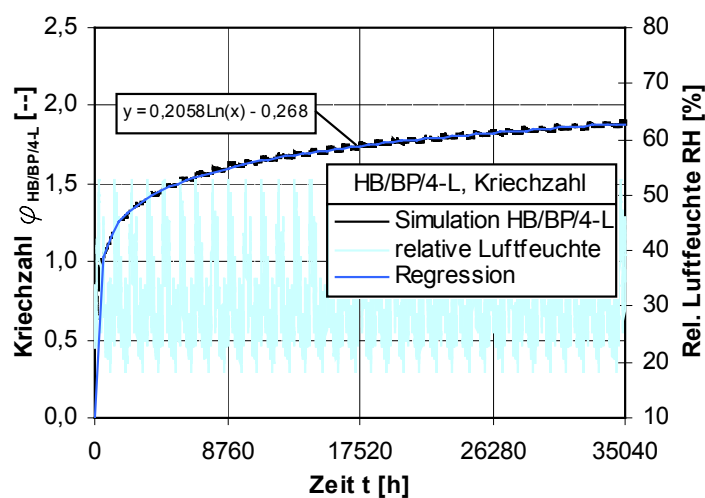


Abb.6-11: Entwicklung der Kriechzahl  $\varphi_{HB/BV/4-L}$  über eine Simulationsdauer von 4 Jahren für die Verformungen in Feldmitte

Die Auswertung der Stirnseitenverschiebungen brachte ein anderes Ergebnis als erwartet. Hierin ist ein deutlicher Unterschied zwischen der Simulation und dem Versuch zu erkennen. Für die Verbundplattenvariante HB/BP/4-L sind die ermittelten Stirnseitenverschiebungen aus der Simulation und der gemessenen Werte im Biegeversuch veranschaulicht (Abb.6-12).

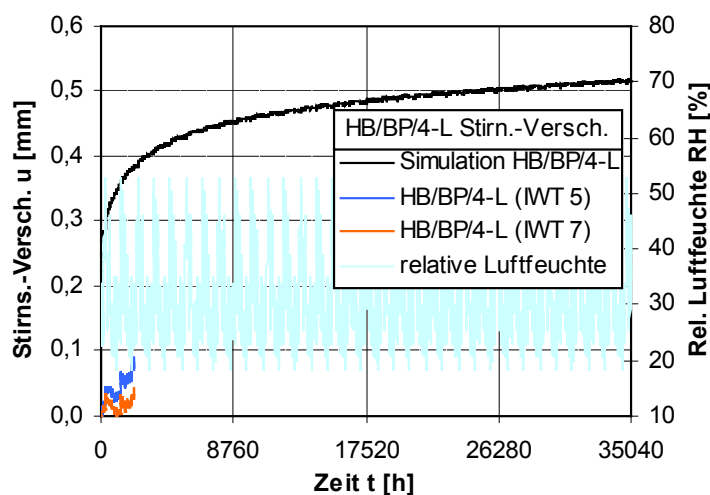


Abb.6-12: Zeitliche Entwicklung der Stirnseitenverschiebungen in der Simulation über vier Jahre von HB/BP/4-L

Die gemessenen Stirnseitenverschiebungen entsprechen nach 3 Monaten nur ca. 10 % der Simulationsergebnisse. Während bei der Simulation die Stirnseitenverschiebungen infolge der Zusatzlast (ohne Eigengewicht) 0,12 mm betragen, wurden an den induktiven Wegaufnehmern 0,007 mm und auf der gegenüberliegenden Seite 0,004 mm gemessen. Diese doch erheblichen Abweichungen lassen auf eine größere Verbundwirkung schließen. Anteile aus Verklemmwirkung infolge Durchbiegung sowie aus Reibung im Auflagerbereich als auch im Feldbereich des Einfeldträgers zeigen ihre Wirkung. Gerade die Auflagerquerkraft erzeugt einen gesteigerten Reibungswiderstand in Auflagernähe. Dieser Effekt wurde bereits in den Kurzeitbiegeversuchen beobachtet. Auch dort waren vernachlässigbar kleine Stirnseitenverschiebungen bis kurz vor dem Schubbruchversagen in der Verbundfuge zu verzeichnen. Bei der Simulation wurde ein konstanter über die gesamte Fugenfläche "verschmierter" nachgiebiger Verbund angenommen. Dadurch sind diese geringen Stirnseitenverschiebungen mit einem Stabwerkmodell nicht simulierbar. Mit den gewonnenen Erkenntnissen sollte die ermittelte gesamte Verbundwirkung eines Elements in einen Auflagerbereich und einen Feldbereich untergliedert werden. Für diese Bereiche ist die Wirksamkeit des Verbundes ähnlich der Schubbewehrung eines Stahlbetonbalkens zu staffeln. So erhält man für den Randbereich eine höhere und für den Feldbereich eine geringere Verbundwirkung als angenommen bei gleichzeitiger Anwendung der berechneten "verschmierten" Verbundwirkungsgrade  $\tilde{\gamma}$ . Dadurch werden geringere Stirnseitenverschiebungen und größere Durchbiegungen in den Simulationen und somit eine exaktere Modellierung des tatsächlichen Tragverhaltens solcher Verbundelemente erreicht.

Die Schwankungen der Messkurven im Verlauf der Messungen sind auf den Einfluss der hygothermischen Langzeiteffekte wie das Schwinden des Betons und das longitudinale Schwinden und Quellen des Holzes, zurückzuführen. Sie sind ebenfalls wie bei den Durchbiegungen ausgeprägter als die Schwankungen der Simulation.

Grundsätzlich sind die vorangestellten Aussagen gleichermaßen auf die Verbundplatte HB/BV/4-L übertragbar. Die Ergebnisse dieser Simulation sind im Anhang E-1 (Abb.E.6-1 bis Abb.E.6-3) zusammengestellt.

### 6.6.3 Parameteruntersuchungen

Für den Einsatz der Verbunddeckenelemente ist das Langzeittragverhalten über den eben untersuchten Zeitraum von 4 Jahren hinaus interessant. In den nachfolgenden Berechnungen wird der Zeitraum daher auf 20 Jahre ausgedehnt. Mit dem Materialmodell aus Simulation 5 der Voruntersuchungen wird die Parameterstudie an den Verbundelementtypen BV-L, BP-L, ZP-L, ZV-L, AV-L und AP-L, welche in den Kurzzeitbiegeversuchen untersucht wurden, durchgeführt. Der Elastizitätsmodul der Brettstapel wird mit  $E_{0,mean}=1100$  kN/cm<sup>2</sup> angenommen. Der Elastizitätsmodul des Betons C 20/25 von 2900 kN/cm<sup>2</sup> wird um 30 % auf 2030 kN/cm<sup>2</sup> reduziert. Die Elastizitätsmoduln der Estrich-Deckschichten werden nach demselben Verfahren ebenfalls auf 70% abgemindert. Damit ergeben sich  $E_{ZE,0,7(Mw)} = 1519$  kN/cm<sup>2</sup> und  $E_{AFE,0,7(Mw)} = 1955$  kN/cm<sup>2</sup>. Die Implementierung der Verbundwirkung erfolgt über die in der Kurzzeitsimulation ermittelten Biegesteifigkeiten der Koppelstäbe. Alle in den vorangegangenen Simulationen ermittelten und in der Parameterstudie verwendeten Materialkennwerte sind in Tab.6-9 und Tab.6-10 zusammengestellt.

Tab.6-9: Materialkennwerte der Verbundmaterialien

	Holz	Beton	Zementestrich	Anhydrit-Estrich
Druckfestigkeit [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{cBA}=1,785$	$0,7*2,8= 1,96$	$0,7*3,94= 2,76$	$0,7*4,28= 3,00$
Zugfestigkeit [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{t,0,k}=1,4$			
Schubfestigkeit [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{v,k}=0,25$			
E-Modul [kN/cm <sup>2</sup> ]	1100	$0,7*2900 = 2030$	$0,7*2170 = 1519$	$0,7*2793,3 = 1955$

Tab.6-10: Materialkennwerte der Koppelstäbe

	Koppelstab					
	BV-L	BP-L	ZV-L	ZP-L	AV-L	AP-L
Druckfestigkeit [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{cBA}=1,785$					
Zugfestigkeit [kN/cm <sup>2</sup> ]						
Schubfestigkeit [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{v,k}=0,25$					
E-Modul [kN/cm <sup>2</sup> ]	12,36	12,71	3,78	1,46	17,26	20,87



Im Hinblick auf den Einsatz der Verbundelemente wird die Parameteruntersuchung mit den klimatischen Bedingungen der Nutzungsklasse 1 für Innenbauteile durchgeführt. Gl.(6.19) enthält eine leichte Modifizierung gegenüber der in [hart\_2] angegebenen Gleichung zur Beschreibung der relativen Luftfeuchte. Diese berücksichtigt durchschnittlich zu erwartende jährliche Schwankungen der relativen Luftfeuchte für die geographische Lage Deutschlands.

$$RH[\%] = 1,3 \cdot 45\% + (0,8 \cdot 20\%) \cdot \sin\left(t \cdot \frac{2 \cdot \pi}{365}\right) \quad (6.19)$$

Darin bedeutet  $t$  die Zeit in Tagen. Durch die Modifikation wird die Amplitude der relativen Luftfeuchte geringfügig verkleinert, um einem unnatürlich starken mechano-sorptiven Kriechen des Holzes zu begegnen. Aus den relativen Luftfeuchten und einer konstanten Temperatur von  $T = 293 \text{ K}$  wurden die Holzoberflächenausgleichsfeuchten dem untersten Holzlayer zugewiesen. Die Ausgleichsholzfeuchte des gesamten Holzquerschnitts zu Beginn der Simulation wird gemäß Nutzungsklasse 1 mit  $u_{\text{Ausgleich}} = 12 \%$  angenommen.

Wie die zuvor durchgeführten Untersuchungen zeigen, wird das Tragverhalten von Verbundquerschnitten aus Holz und mineralisch gebundenen Deckschichten durch eine Vielzahl von Parametern beeinflusst. Neben den bereits angesprochenen Einflussgrößen sind auch weitere materialspezifische Eigenschaften nicht zu unterschätzen. Bei den mineralisch gebundenen Deckschichten sind das beispielsweise die Sieblinie und die Kornform der Zuschläge oder Rohdichte. Die Materialeigenschaften von Holz sind aufgrund seiner Inhomogenität und Anisotropie mit besonderer Sorgfalt und Sensibilität zu verwenden. Ebenso sind z.B. unentdeckte Harzgallen oder Äste ungewollte Beeinträchtigungen des Tragverhaltens von Holz. Die Gesamtheit dieser Parameter beeinflussen direkt die Festigkeiten oder den Elastizitätsmodul der Verbundbaustoffe sowie deren Verbundwirkung. Im Rahmen dieser Arbeit ist es jedoch nicht möglich, diese enorme Menge von Variationen erschöpfend zu bearbeiten. Weiterhin sind die genannten Eigenschaften bereits durch die durchgeführten Untersuchungen beschrieben worden. Wichtig war dabei, auf allgemein bekannte und abgesicherte Materialeigenschaften zurückzugreifen und so weitere numerische Analysen zu vereinfachen. Die Parameterstudie beschäftigt sich daher mit baupraktischen Parametern der bisher untersuchten Teilquerschnittsgeometrien unter Verwendung der zuvor beschriebenen Eigenschaften.

Der Stützweitenbereich von 4,0 – 6,0 m wurde so gewählt, dass er sich an den für Vollholzquerschnitte wirtschaftlichen Bereich von ca. 4,0 – 4,5 m nahtlos anschließt. Dies ermöglicht die Verwendung von Vollholz über größere Spannweiten und trägt den Ansprüchen an ein leistungsstarkes Verbundelement Rechnung.

Je nach Nutzungsart der Räume unterliegen Deckenelemente unterschiedlichen Lasteinwirkungen. Neben den ständig wirkenden Lasten aus Eigengewicht und Fußbodenaufbau ist in Langzeituntersuchungen auch ein quasi-ständig wirkender Lastanteil der Verkehrslast zu berücksichtigen. Dieser errechnet sich nach Norm EC 2 durch Multiplikation der Verkehrslast mit dem Kombinationsbeiwert  $\psi_2$ , welcher von der Größe der Verkehrslast abhängig ist. In der Regel beträgt dieser quasi-ständige Lastanteil aus Verkehrslast ca. 30%.

Die Lastannahmen erfolgen nach Norm EC 1. Es sollen entsprechend der angedachten Nutzung die Lastkategorien B1 für z.B. Büroflächen und C2 beispielsweise Versammlungsräume gegenübergestellt werden. Wegen der Vergleichbarkeit bleibt die Stützweite konstant bei 4,80 m. Mit der ausgewählten Lastkategorie B1 werden auch die Belastungen auf Wohnraumdecken mit berücksichtigt. Abgesehen vom Eigengewicht der Verbundplatten werden noch ein Fußbodenaufbau und der Trennwandzuschlag als ständig wirkende Einwirkungen angesetzt. Alle Einwirkungen sind Flächenlasten, die für das Stabwerkmodell in Linienlasten umgerechnet werden. Die Lastannahmen und Gesamteinwirkungen sind Tab.6-11 und Tab.6-12 zu entnehmen.

Tab.6-11: Ermittlung des quasi-ständigen Lastanteils der Verkehrslast

Lastkategorie	B1	C2
Nutzung	Büroflächen Flure	Versammlungsräume
$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	2,0	4,0
Kombinationsfaktor $\psi_2$	0,3	0,5
quasi-ständiger Lastanteil $q_{q-s}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0,6	2
Breite $b$ [m]	0,52	0,52
quasi-ständiger Lastanteil $q_{q-s}$ [kN/cm]	0,0031	0,0104

Tab.6-12: Zusammenfassung der Lastanteile und der Gesamtlast

Lastkategorie	B1	C2	B1	C2	B1	C2
Deckschicht	Beton		Zementestrich		Anhydrit-Estrich	
$p_{\text{Eigengewicht, Holz}}$ [kN/cm]	0,0040	0,0040	0,0040	0,0040	0,0040	0,0040
$p_{\text{Eigengewicht, MD}}$ [kN/cm]	0,0066	0,0066	0,0058	0,0058	0,0056	0,0056
$p_{\text{Trennwand}}$ [kN/cm]	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042	0,0042
$p_{\text{Fußboden}}$ [kN/cm]	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078
quasi-ständiger Lastanteil $q_{q-s}$ [kN/cm]	0,0031	0,0104	0,0031	0,0104	0,0031	0,0104
Gesamtlast [kN/cm]	0,0257	0,0330	0,0249	0,0322	0,0247	0,0320
Gesamtlast [kN/m <sup>2</sup> ]	4,945	6,345	4,785	6,185	4,754	6,154

#### 6.6.4 Auswertung der Parameterstudie

Die vollständigen Ergebnisse der Parameterstudie sind im Anhang E-2 (Tab.E.6-1) tabellarisch zusammengefasst und werden nachfolgend kurz diskutiert.

Zunächst soll auf die berechneten Durchbiegungen eingegangen werden. Dabei ist festzustellen, dass bei fast allen Ausführungsvarianten die elastischen Anfangsdurchbiegungen  $w_{el}$  die Grenzdurchbiegungen in Abhängigkeit der Stützweite  $l$  nach Norm DIN V ENV 1995, Teil 1-1 (Tab.6-13) nicht überschreiten.

Tab.6-13: Grenzdurchbiegungen  $w_{Grenz}$ 

Stützweite $l$ [mm]	3800	4800	5800
Grenzdurchbiegung $w_{Grenz}=l/300$ [mm]	12,67	16,00	19,33

Erst unter Simulation der Langzeitbeanspruchungen nehmen die Durchbiegungen  $w_{ges,20a}$  Werte an, welche die zulässigen Grenzdurchbiegungen teilweise überschreiten. Andere Ausführungsvarianten wie BV-L, BP-L, AV-L und AP-L halten die Grenzwerte hingegen ein. Bei den untersuchten Elementen handelt es sich um schlanke Deckenbauteile, deren Teilquerschnittsgeometrien für 4,80 m Stützweite vorbemessen waren. Die Anwendung für größere Stützweiten unter Einhaltung der Grenzdurchbiegungen ist durch die Anpassung der Teilquerschnittshöhen an die Stützweite einfach erzielbar. Des weiteren liefert die Auswertung des zeitlichen Verlaufs der Durchbiegung die Kriechzahlen  $\varphi_{20a}$  für die Verbundplatten nach 20 Jahren Simulationsdauer, welche in Tab.6-14 zusammengefasst sind.

Tab.6-14: Verbundkriechzahlen  $\varphi_{20a}$  der Verbundvarianten nach 20 Jahren Simulationsdauer

	BV-L	BP-L	ZV-L	ZP-L	AV-L	AP-L
Kriechzahl $\varphi_{20a}$	1,20	1,21	1,02	0,94	1,03	1,05

Die in der Simulation über 20 Jahre ermittelten Kriechzahlen  $\varphi_{20a}$  sind geringer als diejenigen, welche in der Nachrechnung der eigenen Langzeitversuche von HB/BV/4-L und HB/BP/4-L über vier Jahre hinweg vermutet wurden. Zum Ende des Prüfzeitraums von vier Jahren wurde dort eine Kriechzahl von ca.  $\varphi_{4a} \cong 1,90$  registriert. Durch den doch recht unterschiedlichen Ansatz der Materialkennwerte ist diese Differenz zu erklären. Für das Verbundkriechen aus der Durchbiegung gibt [kene\_1] eine Kriechzahl  $\varphi_{end} \cong 2,0...3,0$  und [blaß\_6]  $\varphi_{end} \cong 2,13...2,73$  an. Allerdings beziehen sich die ermittelten Kriechzahlen auf nachgiebig verbundene Teilquerschnitte und nicht auf den hier untersuchten Flächenverbund. Für die Funktion der Kriechzahlen wurde eine logarithmische Regression ermittelt (Anhang E-2 (Tab.E.6-1)). An den Amplituden der Simulationskurven sowohl der Durchbiegungen als auch der Kriechzahlen ist eine direkte Abhängigkeit von der Verbundwirkung offenkundig. So sind bei den Elementen mit Zementestrich-Deckschicht mit geringerer Verbundwirkung ausgeprägte Sinuswellen zu registrieren, während die Kurven bei der Deckschichtausführung mittels Anhydritestrich, diejenigen mit dem stärksten Verbund, geglättet sind. Dieses Phänomen wurde bereits bei der Simulation des Anfangsbereichs der Voruntersuchungen augenscheinlich. Hierin wird die Sensibilität der einzelnen Baustoffe und ihre hygrothermische Reaktionsfähigkeit offensichtlich.

Mit den unterschiedlichen Lastkategorien B1 und C2 in der Parameterstudie sollten lediglich für die hier untersuchten Elementlängen 4,0 m bis 6,0 m Grenzfallbetrachtungen erzeugt werden. Da der Flächenverbund zwischen den Teilquerschnitten einen erheblichen Einfluss auf das Langzeittragverhalten des Verbundelements hat, aber dieses nicht im Programm berücksichtigt ist, sind solchen Schwellwerten besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Vorausblickend ist es notwendig, das Simulationsprogramm dahingehend zu sensibilisieren, die Langzeiteffekte der Verbundfuge zu berücksichtigen. Dazu sind weitere Untersuchungen notwendig.

## 6.7 Zusammenfassung

Die hygrothermischen Langzeiteffekte haben einen erheblichen Einfluss auf die Schnittgrößen und Verformungen von Verbundkonstruktionen aus Holz und mineralischen Deckschichten. Mit Hilfe des Computerprogramms ISOBEAM, welches auf Grundlage der Finite-Elemente-Methode basiert und diese Effekte realistisch abbildet, können die Veränderungen der Schnittgrößen und die Vergrößerungen der Verformungen angegeben werden. Dazu wird ein Stabwerksmodell generiert, mit dem eine gute Rechengenauigkeit bei angemessener Rechenzeit erreicht wird.

Für die Bestimmung der Verformungen zum Zeitpunkt  $t = \infty$  muss das Modell modifiziert werden, um näherungsweise die Effekte aus dem Kriechen und dem Schwinden zu erfassen. Mit dem Wissen über die Bedeutung der Holzfeuchtehistorie sind alle Szenarien, einschließlich dem Anfeuchten und Aufbringen der frischen Deckschicht bei der Herstellung der Verbundelemente, berücksichtigt worden. Für das Kriechen wird hier der Ansatz der Reduktion der Elastizitätsmoduln verfolgt und in der Kelvinkette berücksichtigt. Zusätzlich wurde ein Modifizierungsfaktor  $k_L$  eingeführt. Dieser Faktor berücksichtigt, dass lediglich aus ständig wirkenden Lasten wesentliche Kriechverformungen resultieren, und ist daher vom Anteil der ständigen Last an der Gesamtlast abhängig.

Für den Baustoff Beton kann der Kriechfaktor  $\varphi$  als Endkriechfaktor in Abhängigkeit der Betongüte und der wirksamen Dicke nach EC 2 bestimmt werden. Für die weiterhin untersuchten Deckschichten wurde der Endkriechfaktor  $\varphi_{\text{end}}$  anhand von Literaturangaben entsprechend angeglichen.

Beim Holz wurden zwei Kriechmechanismen berücksichtigt. Aus dem viskoelastischen und dem mechano-sorptivem Kriechenanteil ergab sich für den Holzquerschnitt daher ein Gesamtkriechfaktor von  $\varphi_{\text{Holz}} = \varphi_{\text{Holz,ve}} + \varphi_{\text{Holz,ms}} = 1,00$  zur Berechnung der Verformungen zum Zeitpunkt  $t = \infty$ .

Das Schwinden der Deckschicht als weiterer Einflussfaktor darf dem Effekt eines äquivalenten Temperaturlastfalls gleichgesetzt werden. Aus dem Endschwindmaß  $\varepsilon_{s\infty}$  und der Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  der Deckschicht errechnet sich die erforderliche Temperaturdifferenz  $\Delta T$ .

Die Simulation der Langzeitbiegeversuche ergab eine recht gute Übereinstimmung der gemessenen Durchbiegungen im modellierten Bereich. Die Kriechzahlen beider Verbundelementvarianten betragen nach vier Jahren  $\varphi_{4a} \cong 1,90$ .

Die gegenseitigen Stirnseitenverschiebungen der Teilquerschnitte laut Simulationen sind erheblich größer als die der realen Biegeversuche. Phänomene, wie Verklemmwirkungen und Reibung, können mit dem Stabwerksmodell nicht abgebildet werden. Desgleichen ist die Abbildung des Flächenverbundes durch eine Art Nachgiebigkeit der Verbundfuge im Programm durch Unstetigkeitsstellen nicht eindeutig. Durch eine Aufteilung der angenommenen gleichmäßig verteilten Verbundwirkung in einen Auflager- und einen Feldbereich könnte dieser Erkenntnis Rechnung getragen werden.

Durch die Validierung der Ergebnisse aus der Parameterstudie, welche mit üblichen Materialkennwerten aus der Normung durchgeführt wurde, wird augenscheinlich, dass die Kriechzahl der vergleichbaren Simulationen über einen Zeitraum von 20 Jahren geringere Kriechzahlen erwarten

lässt. Bei einer vergleichbaren Nachrechnung eines Verbundelements mit 4,8 m Stützweite und der Lastkategorie B1 beträgt  $\varphi_{20a} = 1,21$  und liegt somit unter dem vorausgesagten Wert des eigenen Langzeitbiegeversuchs. Durch die Anzahl zum Teil unbekannter Einflüsse ist es schwierig, exakte Aussagen zu treffen. Für die weitere Bearbeitung dieses Themas empfiehlt es sich, nach fortgeschrittenen Langzeitbiegeversuchen das Materialmodell neu zu überdenken und anzupassen.

## 7 Bemessungskonzept

### 7.1 Allgemeines

Für die Bemessung solch hybrider Bauteile sind in der gegenwärtigen Literatur verschiedene analytische (z.B. mittels Differentialgleichungen) als auch numerische (z.B. Stabwerksmodelle und FEM) Berechnungsansätze existent.

Wie bereits in der Auswertung des eigenen Versuchsprogramms offensichtlich, ist die Wirksamkeit der Verbundfuge ähnlich dem eines nachgiebigen Verbundes. Mit dem von [möhl\_1] allgemein zugänglich gemachten  $\gamma$ -Verfahren unter den Voraussetzungen, dass eine sinusförmige Belastung vorliegt, keine Staffelung des Schubverbundes und dies für Einfeldträger gilt, darf die Übertragung auf einen derartigen flächigen Verbund erfolgen. Zur Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen für die Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit wird daher das in Norm DIN V ENV 1995: EC 5 wiedergegebene  $\gamma$ -Verfahren vorgeschlagen. Die Grundlage bildet somit das europäische Sicherheitskonzept mittels Teilsicherheitsbeiwerten.

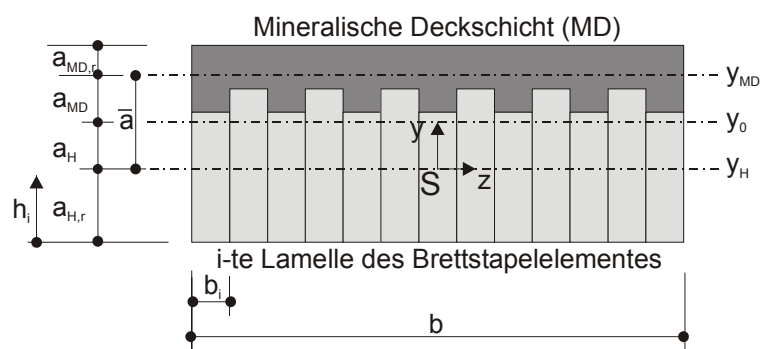


Abb.7-1: Verbundelement im Querschnitt mit Bezeichnung

Für den zweiteiligen Verbundquerschnitt nach Abb.7-1 berechnet sich das wirksame Flächenmoment 2. Grades  $ef I$  unter der Prämisse, dass die maßgebende Spannungsnulllinie durch die eingeschränkte Wirksamkeit der Verbundfuge bzw. mineralischen Deckschicht im Brettstapelquerschnitt liegt nach Gl.(7.1).

$$ef I = I_H + A_H \cdot a_H^2 + n_{MD} \cdot I_{MD} + \tilde{\gamma} \cdot n_{MD} \cdot A_{MD} \cdot a_{MD}^2 \quad (7.1)$$

$$I_i = \sum_{i=1}^n \left( \frac{b_i \cdot h_i^3}{12} + b_i \cdot h_i \cdot a_i^2 \right) \quad (7.2)$$

$$A_i = \sum_{i=1}^n (b_i \cdot h_i) \quad (7.3)$$

mit:  $A_i$       Flächen der Teilquerschnitte

$i$             Zeiger für Einzellamelle

$n$             Anzahl der Lamellen

für die Summe aller Teilquerschnitte  $i = 1$  bis  $n$  gilt:

$$a_H = \frac{\bar{\gamma} \cdot n_{MD} \cdot A_{MD} \cdot \bar{a}}{\bar{\gamma} \cdot n_{MD} \cdot A_{MD} + A_H} \quad (7.4)$$

$$\bar{a} = a_{MD} + a_H = h - a_{MD,r} - a_{H,r} \quad (7.5)$$

für  $a_{H,r}$  und  $a_{MD,r}$  gilt folgender Ansatz:

$$a_r = \frac{\sum (b_i \cdot h_i \cdot \frac{h_i}{2})}{\sum (b_i \cdot h_i)} \quad (7.6)$$

$$n_{MD} = \frac{E_{MD}}{E_H} \text{ und } E_H = E_V \quad (7.7)$$

$$a_{MD} = \bar{a} - a_H \quad (7.8)$$

Für die Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Verbundkonstruktionen aus Holz und mineralischer Deckschicht (MD) sind die komplexen Einflüsse von Kriechverformungen und Feuchteänderungen sowie das Schwindverhalten, insbesondere der Deckschicht, zu berücksichtigen. Daher sind diese Nachweise sowohl im Anfangszustand  $t = 0$ , d.h. ohne jegliche Berücksichtigung der Kriecheinflüsse als auch im Endzustand  $t = \infty$  zu führen.

Für Holz ist zur Berücksichtigung von Kriecheinflüssen üblicherweise der Deformationsfaktor  $k_{def}$  nach Norm DIN V ENV 1995: EC 5 einzusetzen. [schm\_1] schlägt allerdings vor, diesen Faktor durch den Endkriechfaktor für Holz  $\varphi_H$  zu ersetzen und begründet dies durch eine größere Flexibilität in der Bemessung. Davon abweichend wird für die Berechnung der in [gros\_3] angegebene Endkriechfaktor für Holz  $\varphi_H$  mit den Anteilen aus viskoelastischem und mechano-sorptivem Kriechen nach Gl.(7.9) verwendet. Für die Nutzungsklasse 2 beträgt der Anteil aus  $\varphi_{H,ve}=0,6$  und für  $\varphi_{H,ms}=0,4$ .

$$\varphi_H = \varphi_{H,ve} + \varphi_{H,ms} \quad (7.9)$$

Für die Werkstoffe der mineralischen Deckschicht dürfen die Kriechfaktoren  $\varphi_{MD}$  zum Zeitpunkt  $t=\infty$  eingesetzt werden. Für die Betondeckschicht gelten dabei die normativen Regelungen des EC 2 bzw. DIN 1045-1. Bei der Ermittlung des Langzeiteinflusses von Anhydritestrich wird auf die Angaben in [schm\_1] zurückgegriffen, da es für diese Deckschichtvariante keine normative Regelung gibt.

Die Kriecheinflüsse der unterschiedlichen Materialien werden im Endzustand  $t = \infty$  durch eine Abminderung der entsprechenden Mittelwerte der Elastizitätsmoduln  $E_{mean}$  nach Gl.(7.10) abgeschätzt [gros\_3].

$$E_{H(t=\infty)} = \frac{E_{H,mean(t=0)}}{1 + k_L \cdot (\varphi_{H,ve} \cdot \varphi_{H,ms})} \quad E_{MD(t=\infty)} = \frac{E_{MD,mean(t=0)}}{1 + k_L \cdot \varphi_{MD}} \quad (7.10)$$

*Brettstapel-Holz*

*mineralische Deckschicht*

Der Modifikationsfaktor  $k_L$  berücksichtigt den Einfluss der Lasteinwirkungsdauer auf den Kriechprozess. Im Wesentlichen sind die Kriechverformungen lediglich vom ständig wirkenden Lastanteil an der Gesamtlast abhängig. Diese ständigen Lastanteile resultieren nicht nur aus dem Eigengewicht, vielmehr auch aus einem quasi-ständigen Verkehrslastanteil. Nach Norm EC 1 beträgt dieser Anteil ca. 30%. Um dennoch die Langzeiteffekte ausschließlich im Lastfall „Volllast“ (g+p) untersuchen zu können, wird vorgeschlagen den entsprechenden Kriechfaktor mit dem in der Superposition beider Lastanteile ermittelten Modifizierungsfaktor  $k_L$  nach Gl.(7.11) abzumindern.

$$k_L = 0,7 \cdot \frac{g}{q} + 0,3 \quad (7.11)$$

Für den flächigen Kontakt von Verbundbauteilen mittels solcher Verbundfugenausführungen existieren derzeit keine fundierten Aussagen über das Langzeittragverhalten der Verbundfuge, und somit wird dieser Einfluss in dem verwendeten Stabwerksprogramm nicht berücksichtigt. Dieser Umstand ist nicht befriedigend und derzeit noch rechnerischer sowie versuchstechnischer Forschungsgegenstand.

Der nicht zu unterschätzende Einflussfaktor des Schwindens der mineralischen Deckschicht, insbesondere des Betons, wird einem Temperaturlastfall gleichgesetzt und über die vollständige Spannweite angesetzt. Aus dem Endschindmaß  $\varepsilon_{S\infty}$  und der Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  der Deckschicht bestimmt sich die Temperaturdifferenz  $\Delta T$  nach Gl.(7.12).

$$\Delta T = \frac{\varepsilon_{S\infty}}{\alpha_T} \text{ in [K]} \quad (7.12)$$

Alle für die Bemessung notwendigen Schnittgrößen und Bemessungswerte der Baustoffeigenschaften sind auf der probabilistischen Grundlage des europäischen Sicherheitskonzeptes zu ermitteln. Abweichend von der prinzipiellen Prozedur wird empfohlen, erst die jeweils mit dem Stabwerksmodell bestimmten Schnittgrößen zum Zeitpunkt  $t = 0$  und  $t = \infty$  mit dem lastseitigen Sicherheitsbeiwert  $\gamma_F$  zu multiplizieren [gros\_3].

Mit der Gesamtheit der Angaben sind nun die Voraussetzungen für die Bemessung gegeben und in Abb.7-2 wird die prinzipielle Vorgehensweise für die Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen nochmals vereinfacht zusammengefasst.



1. Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen für den Zeitpunkt $t = 0$ , z.B. durch das in dieser Arbeit vorgestellte Stabwerksmodell nach [gros_3]
2. Bestimmung des Verhältnisses von $g/q$
3. Berechnung des Kriechfaktors $\varphi_H$ für das Holz
4. Berechnung des Kriechfaktors $\varphi_{MD}$ für die mineralischen Deckschichten
5. Ermittlung des Modifikationsfaktors $k_L$
6. Berechnung des Elastizitätsmoduls zum Zeitpunkt $t = \infty$ für das Holz
7. Berechnung des Elastizitätsmoduls zum Zeitpunkt $t = \infty$ für die mineralische Deckschicht
8. Bestimmung der Temperaturänderung des äquivalenten Lastfalls aus Schwinden der mineralische Deckschicht
9. Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen für den Zeitpunkt $t = \infty$ , z.B. durch das in dieser Arbeit vorgestellte Stabwerksmodell nach [gros_3]

Abb.7-2: Vorgehensweise bei der Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen

## 7.2 Nachweise der Tragfähigkeit

⇒ Normalspannungen

Für die allein auf reine Biegung beanspruchten Verbundbauteile sind die Randspannungen der jeweiligen Verbundpartner als auch die Schwerpunktspannung im Holz nachzuweisen. Die Berechnung der unteren Randspannung für den Holzquerschnitt infolge Biegung erfolgt nach Gl.(7.13).

$$\sigma_{H,m,d} = \frac{M_d}{ef I} \cdot (a_H + a_{H,r}) \quad (7.13)$$

Die Zugspannung im Holzschwerpunkt berechnet sich aus Gl.(7.14).

$$\sigma_{H,t,d} = \frac{M_d}{ef I} \cdot a_H \quad (7.14)$$

Mit dem im  $\gamma$ -Verfahren ermittelten effektiven Flächenmoment 2. Grades  $ef I$  des Verbundelements werden die maßgeblichen Randspannungen an der Ober- und Unterseite der mineralischen Deckschicht gemäß Gl.(7.15) und Gl.(7.16) bestimmt.

$$\sigma_{MD,m,o,d} = \frac{M_d}{ef I} \cdot [\tilde{\gamma} \cdot (-a_{MD}) - a_{MD,r}] \cdot n_{MD} \quad \text{für die Deckschicht oben} \quad (7.15)$$

$$\sigma_{MD,m,u,d} = \frac{M_d}{efI} \cdot [\tilde{\gamma} \cdot (-a_{MD}) - a_{MD,r} + h_{MD}] \cdot n_{MD} \quad \text{für die Deckschicht unten} \quad (7.16)$$

Aus den Erkenntnissen der experimentellen Untersuchungen wird vorgeschlagen, bei der Bemessung darauf zu achten, dass die mineralische Deckschicht im Gebrauchslastbereich über die gesamte Höhe überdrückt bleibt. Unter dieser Prämisse wird die Voraussetzung für eine funktionsfähige Verbundfuge gewährleistet, da größere Risse an der Deckschichtunterseite zu einem frühzeitigen Versagen des Verbundes führen und somit die Gebrauchstauglichkeit einschränken.

*Nachweise nach DIN V ENV 1995: EC 5*

Im Nachweis der Tragfähigkeit des Holzquerschnitts werden die Bemessungswerte der Spannungen aus Biegung und Zug normenkonform denen der Bemessungswerte für die Biegezugfestigkeit  $f_{H,m,d}$  bzw. der Holzzugfestigkeit  $f_{H,t,d}$  in Kombination nach Gl.(7.17) gegenübergestellt.

$$\frac{\sigma_{H,m,d}}{f_{H,m,d}} + \frac{\sigma_{H,t,d}}{f_{H,t,d}} \leq 1,0 \quad (7.18)$$

Ähnlich ist der Nachweis für die unterschiedlichen mineralischen Deckschichten zu führen. Verglichen werden dabei die Bemessungswerte der Biegedruckspannung am oberen Rand bzw. die Biegezugspannung am unteren Rand mit den Werten zur Bemessung der entsprechenden Druckfestigkeit  $f_{MD,c,d}$  bzw. Biegezugfestigkeit  $f_{MD,m,d}$  nach Gl.(7.19) und Gl.(7.20).

$$\frac{\sigma_{MD,m,o,d}}{f_{MD,c,d}} \leq 1,0 \quad \text{für die Deckschicht oben} \quad (7.19)$$

$$\frac{\sigma_{MD,m,u,d}}{f_{MD,m,d}} \leq 1,0 \quad \text{für die Deckschicht unten} \quad (7.20)$$

Zur Ermittlung der Bemessungswerte der Baustoffeigenschaften werden die Teilsicherheitsbeiwerte der Baustoffeigenschaften  $\gamma_M$  benötigt. Während der Teilsicherheitsbeiwert für den Normalbeton bzw. den Zementestrich mit  $\gamma_M=1,5$  in der Normung angegeben wird, kann bei der Wahl der Deckschichtvariante Anhydritestrich lediglich nur eine Orientierung an der Normung erfolgen. Da die Anhydritdeckschicht unbewehrt eingebaut wurde, kann davon ausgegangen werden, dass diese sich ähnlich eines unbewehrten Betons nach Norm DIN 1045-1 verhält und daher ein  $\gamma_M=1,8$  eingesetzt werden darf. Jüngst wurde darauf bei Holz/Estrich-Verbundkonstruktionen in [schm\_1] zurückgegriffen.

⇒ *Schubspannungen*

In Höhe der maßgebenden Spannungsnullebene treten die größten Schubspannungen auf. Unter der Voraussetzung, dass diese im Brettstapelelement liegt, errechnet sich die Schubspannung  $\tau_{max,H,d}$  nach Gl.(7.21).  $V_{max,d}$  ist der Bemessungswert der Querkraft. Bauteile, die am unteren Rand aufgelagert werden und am oberen Rand belastet werden, dürfen nach Norm DIN V ENV 1995: EC 5

mit einer abgeminderten Querkraft  $V_{red}$  nachgewiesen werden. Dabei wird der Bemessungswert der Querkraft  $V_{max,d}$  mit den Faktoren  $k_F$  für Einzellasten und  $k_Q$  für Gleichstreckenlasten multipliziert.

$$\tau_{max,H,d} = \frac{V_{max,d}}{b \cdot e f I} \cdot b \cdot (a_{H,r} + a_H) \cdot \frac{(a_{H,r} + a_H)}{2} \quad (7.21)$$

Die zugehörige maximale Schubspannung in der Verbundfuge bezogen auf die Grundfläche über die gesamte Schublänge ( $l_s + l_o$ ) berechnet sich nach Gl.(7.22).

$$\tau_{j,s,d} = \frac{V_{max,d}}{b \cdot e f I} \cdot \tilde{\gamma} \cdot n_{MD} \cdot S_{MD} \quad (7.22)$$

$$\text{mit: } S_{MD} = \sum (b_{MD,i} \cdot h_{MD,i}) \cdot a_{MD} \quad (7.23)$$

*Nachweis nach DIN V ENV 1995: EC 5*

Für den Nachweis der Schubspannung im Brettstapel wird der Bemessungswert der Schubspannung der Schubfestigkeit  $f_{v,d}$  nach Gl.(7.24) gegenübergestellt.

$$\frac{\tau_{max,H,d}}{f_{v,d}} \leq 1,0 \quad (7.24)$$

Ohne den Ansatz der Reibungskomponente wird für den Nachweis der Schubspannung in der Verbundfuge nach Gl.(7.25) geführt.

$$\frac{\tau_{j,s,d}}{f_{j,s,d}} \leq 1,0 \quad (7.25)$$

$$\text{mit: } f_{j,s,d} = \frac{f_{j,s,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (7.26)$$

Hierin ist  $f_{j,s,k}$  der Mittelwert der Hafts Schubfestigkeit unter Ausnutzung plastischer Tragreserven und rührt aus eigenen Versuchen. Der Modifikationsfaktor  $k_{mod}$  ist nach den üblichen Regeln in DIN V ENV 1995: EC 5 herauszulesen. Für den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  sollte pragmatisch vorgegangen werden. Auf Grund des flächigen Verbundes ist eine Orientierung an der Norm DIN V ENV 1994: EC 4 durchaus denkbar, da es für den hier behandelten Verbund noch keine gesonderten Angaben in Regelwerken gibt. In der Norm DIN V ENV 1994: EC 4 wird ein Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{vs} = \gamma_M = 1,25$  für die Verbundwirkung in Platten ohne Endverankerung angegeben. Dieser Wert liegt in gleicher Größenordnung wie der in [blaß\_7] vorgeschlagene  $\gamma_M$ -Wert von 1,3 und sichert die getroffene Annahme ab.

Durch die Auswertung der eigenen Reibungsversuche ist eine Steigerung des Schubtragpotentials um den Anteil aus Reibung denkbar. Dieser Ansatz ist bereits durch [min\_1] im Stahl-Beton-Verbundbau

erfolgreich auf die Teilverbundtheorie übertragen worden. Für den Nachweis der Schubspannungen mit dem Ansatz der Reibungskomponente in der Verbundfuge gilt Gl.(7.27).

$$\frac{\tau_{j,s,d}}{f_{j,s,\mu,d}} \leq 1,0 \quad (7.27)$$

$$\text{mit: } f_{j,s,\mu,d} = \frac{f_{j,s,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} + \mu_f \cdot \sigma_{j,A,d} \quad (7.28)$$

$\sigma_{j,A,d}$     *Normalspannung aus Auflast senkrecht zur Verbundfuge*

$\mu_f$         *spezifischer Reibungsbeiwert aus eigenen Versuchen*

Die Normalspannung  $\sigma_{j,A,d}$  resultiert aus dem Eigengewicht der mineralischen Deckschicht, einem Anteil aus Ausbaulasten, wie Fußbodenaufbau und gegebenenfalls Trennwandzuschlag sowie einem nicht unwesentlichen Anteil aus quasi-ständiger Belastung.

Durch den Ansatz des Reibungsanteils kann gerade in Grenzfallbetrachtungen der Nachweis der Tragfähigkeit der Verbundfuge und somit des Gesamtsystems erbracht werden.

Auf den gesonderten Nachweis der Schubtragfähigkeit der mineralischen Deckschicht wird hier verzichtet. Allerdings sollte darauf geachtet werden, dass dort vorkommende Schubspannungen von der mineralischen Deckschicht aufgenommen werden können und zwar ohne die Berücksichtigung der gerissenen Zugzone. Ansonsten ist eine zusätzliche Schubkraftdeckung notwendig.

Der Nachweis der Auflagerpressung ist ausschließlich für den Holzquerschnitt zu führen und hat nach Norm DIN V ENV 1995: EC 5 zu erfolgen.

### 7.3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Neben der Tragfähigkeit eines Systems ist auch seine Gebrauchstauglichkeit ausschlaggebend über den Einsatz dieses Systems. Im Allgemeinen sind die Verformungen unter Eigen- und Verkehrslast, das Schwingverhalten sowie der Schallschutz und Feuerwiderstand maßgebend. Hauptaugenmerk dieser Arbeit soll der Nachweis zur Beschränkung der Durchbiegungen unter Beachtung der Schwinganfälligkeit sein.

In den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit darf der Nachweis durch eine Begrenzung der Verformungen erfolgen. Auf der Einwirkungsseite sind die charakteristischen Werte der Einwirkungen  $E_k$  zu verwenden. Bei Querschnitten aus Werkstoffen mit unterschiedlichem Kriechverhalten wird die Steifigkeit jedes Teilquerschnitts entsprechend den Vorgaben abgemindert. Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit darf mit den Mittelwerten der Elastizitäts- und Schubmoduln im Endzustand  $t = \infty$  der Werkstoffe gerechnet werden. Auf diese Abminderung wurde bereits in Abschnitt 7.2 eingegangen. Mit der abgeminderten Biegesteifigkeit und einer Gleichlast werden die Durchbiegungsanteile verschiedener Lastszenarien allgemein nach Gl.(7.29) berechnet.

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot (E \cdot I)_{ef,t=\infty}} \quad (7.29)$$

mit:  $q$                     *Belastung*  
 $l$                          *Spannweite*  
 $(EI)_{ef,t=\infty}$          *Biegesteifigkeit zum Zeitpunkt  $t = \infty$*

Zusätzliche Durchbiegungsanteile liefert die Schubverformung. Ein expliziter Ansatz dieses Verformungsanteils an der Gesamtdurchbiegung wird in den gültigen Regelungen nicht gefordert, sollte dennoch bei Verbundbauteilen solcher Ausführung berücksichtigt werden. Dieser Anteil beziffert sich allein für das Brettstapelelement unter Voraussetzung einer Streckenlast  $q$  und einem rechteckigen Querschnitt nach Gl.(7.30).

$$w_{\tau} = \frac{1,2 \cdot q \cdot l^2}{8 \cdot G_{H,t=\infty} \cdot A_H} \quad (7.30)$$

Für den hier vorliegenden Fall der alternierenden Lamellenanordnung ist die vereinfachende Annahme verschmierter Rechteckquerschnitt mit konstanter Höhe, durchaus denkbar.

In der Norm DIN V ENV 1995: EC 5 werden verschiedene Grenzwerte abhängig von der Belastungsart empfohlen. Für den allgemein üblichen Fall eines Biegeträgers gelten folgende Grenzwerte:

$$w_{Q,inst} < l/300 \quad (7.31)$$

$$w_{fin} - w_{G,inst} < l/200 \quad (7.32)$$

Lastfreie Überhöhungen, wie sie in der Normung zur Begrenzung der Durchbiegung wiedergegeben werden, sind nicht einfach auf die hier beschriebenen Verbundelemente übertragbar. Grund dafür ist die aufgebrachte mineralische Deckschicht. Im frischen Zustand nivelliert sich die Deckschicht annähernd selbst und erfährt somit unterschiedliche Schichtdicken. Gerade dieser Sachverhalt wurde bisher nicht geprüft.

Ferner wird in der Norm E DIN 1053 (05/2000) der Nachweis einer allgemeinen Benutzbarkeit zur Gewährleistung des ästhetischen Erscheinungsbildes von Decken gefordert. Dabei darf die Durchbiegung unter quasi-ständiger Last den Grenzwert von 6,0 mm nicht überschreiten. Andernfalls ist eine Resonanzuntersuchung notwendig. Der quasi-ständige Lastanteil bestimmt sich aus dem Eigengewicht und einem ca. 30 %-igen Lastanteil der veränderlichen Einwirkungen.

$$w_{G,inst,q-s} < 6,0 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{keine Resonanzuntersuchung} \quad (7.33)$$

$$w_{G,inst,q-s} > 6,0 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Resonanzuntersuchung notwendig} \quad (7.34)$$

Wie auch für die reine Brettstapelbauweise ist auch für die hier behandelten Verbunddeckenplatten der Schwingnachweis nach zu führen. Darin wird gefordert, dass die Eigenfrequenz  $f_0$  den Grenzwert von 8,0 Hz nicht unterschreitet. Andernfalls ist eine Resonanzuntersuchung notwendig. Bei Einfeldplatten ist die erste Eigenform sinusförmig, daher wird für die Bestimmung der Eigenfrequenz  $f_0$  nach Gl.(7.35) die wirksame Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts eingesetzt.

$$f_0 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{(E \cdot I)_{ef}}{m}} \quad (7.35)$$

mit:  $l$       *Spannweite*

$(EI)_{ef}$     *wirksame Biegesteifigkeit des Verbundelements*

$m$         *Masse [t/m<sup>2</sup>]*

Die selbst getesteten Verbundelementvarianten liegen in der Regel über den geforderten 8,0 Hz und müssen somit keiner Resonanzuntersuchung unterzogen werden.

Für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit können die üblichen Regeln für nachgiebig verbundene Teilquerschnitte mit einigen Modifikationen auch auf die vorgestellten Brettstapелеlemente im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten angewandt werden.

## 8 Zusammenfassung und Ausblick

### 8.1 Zusammenfassung

Durch die Anforderungen nach immer größeren Spannweiten, höherem Vorfertigungsgrad, besserem Schall- und Brandschutz ist der Holzbau gezwungen alternative Konstruktionen und Bauelemente zu entwickeln. Hybride Verbundelemente aus dem nachwachsenden Baustoff Holz sind im Zusammenwirken mit mineralischen Deckschichten eine wirtschaftliche sowie unter ökologischen, bauphysikalischen und statischen Aspekten, innovative Lösung für zukünftige bauliche Aufgaben. Die Brettstapelelementdecke im Verbund mit mineralischen Deckschichten wird diesen Anforderungen in hohem Maße gerecht. Für den Verbund der Brettstapelelemente mit einer mineralischen Deckschicht wurden bisher keine vollflächigen Kontaktfugenausbildungen untersucht. Besonders stiftförmige Verbindungsmittel eignen sich auf Grund der erforderlichen Randabstände senkrecht zur Kraft- und Faserrichtung der Lamellen nur bedingt und sind zudem sehr teuer. Die praktische Anwendung von Brettstapelelementen im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten ohne zusätzliche Verbindungsmittel ist in Deutschland bisher nicht möglich, da für diesen Werkstoffverbund keine normativen Regelungen bzw. bautechnischen Zulassungen vorliegen.

Ziel dieser Arbeit war es, das Tragverhalten hybrider Verbunddecken aus Brettstapelelementen im Verbund mit mineralisch gebundenen Deckschichten auf theoretischer als auch versuchstechnischer Basis mit besonderer Berücksichtigung des Flächenverbundes zwischen den Baustoffschichten zu erforschen. Die theoretischen und experimentellen Untersuchungen liefern einen Beitrag für die wirklichkeitsnahe Erfassung des Gesamttragverhaltens von Verbundplatten im Flächenverbund und sollen perspektivisch als Grundlage allgemein gültiger Regelungen dienen. Durch kleinformatische Scher- und Haftzugversuche als auch großformatige Plattenbiegeversuche wurde dies versuchstechnisch untersucht und durch numerische Simulationen verifiziert.

Die Verzahnung des Holzes mit der mineralischen Deckschicht stellt einen wesentlichen Anteil des Verbundmechanismus dar. Dazu wurden Analysen zur Holzoberflächenbeschaffenheit in Abschnitt 2 durchgeführt. Bei einem Vergleich unterschiedlicher Holzoberflächentopografien zeigte sich bereits der Nutzen zur Bestimmung und Definition der Oberflächenrauigkeit. Deutlich konnten Rauigkeiten charakterisiert werden und dies selbst im Hinblick auf ihre tatsächliche mechanische Tragwirkung. Nach heutigem Stand der Technik stellt die Schaffung der notwendigen Daten durch exakte Rauigkeitsmessungen kein ernsthaftes Problem mehr dar. Die rechnerische Auswertung über einfache geometrische Zusammenhänge ist mit Unterstützung der Rechentechnik leicht möglich. Das System TRACEIT ist für instationäre Messungen geeignet. Grundsätzlich kann gesagt werden, dass trotz aller beeinflussenden Parameter durchschnittlich eine Rautiefe  $R_z$  von mehr als  $90,0 \mu\text{m}$  für sägeraue Holzoberflächen zu erwarten ist und dieser Wert im Einzelnen weit überschritten wird. Kann dieser Wert auf der Holzoberfläche nachgewiesen werden, so darf auch der Reibungsbeiwert  $\mu$  von 0,8 bis 1,0 für eine sägeraue Oberfläche zur Ermittlung des Reibungswiderstands eingesetzt werden. Die Optimierung des Verbundtragverhaltens wurde durch Holzoberflächenmodifikationen verwirklicht.

Welchen Einfluss die Oberflächenstruktur der Fuge und die Ausführung der mineralischen Deckschicht hatte, konnte durch so genannte Slip-Block-Tests gezeigt werden (Abschnitt 3). Durch die Annahme des starren Verbundes zwischen den Teilquerschnitten bewährte sich der einschnittige Versuchsaufbau. Im Ergebnis der Tests ist es möglich gewesen, das Trag- und Verformungsverhalten der untersuchten Varianten zu dokumentieren. Es bestätigte sich die Annahme, dass die Holzoberflächenmodifikation mit alternierenden Lamellen sowie die mit alternierenden Lamellen und zusätzlichen Profilierungen nachweisrelevante Werte liefern. Für die Ausführungsvariante alternierende Lamellen mit Profilierungen und Betondeckschicht konnte eine Fugenschubfestigkeit im Mittel von  $f_{j,s} = 0,42 \text{ N/mm}^2$  erreicht werden. Bei der Kombination der Materialien für die mineralische Deckschicht erwies es sich als günstig, wenn diese basische Eigenschaften aufwies. So ist die Haftung der Deckschicht am Holz beim Einsatz von Geopolymerbeton besonders stark. In den Scherversuchen wurden bis kurz vor dem Erreichen der Höchstlast kaum Fugenbewegungen gemessen. Nach dem Überschreiten dieser Höchstlast aktivierte sich bei Fugenbewegungen die Reibungskomponente und durch die exakte Abstufung der definierten Auflast konnte somit die theoretisch ermittelbare Haftzugfestigkeit  $f_{j,t}$  senkrecht zur Verbundebene abgeschätzt werden. Die Reibungskoeffizienten unterschiedlicher Brettstapelelementtopografien wurden ermittelt. Die Trennung der Anteile von mechanischer Verdübelung (Profilierung) und Reibung an der gesamten Verbundwirkung mit Hilfe des Slip-Block-Tests ermöglichte die Quantifizierung der Einzelanteile.

Durch den so genannten Stirnabzugs-Test konnten die Gesetzmäßigkeiten für das Tragverhalten der Verbundfuge vervollständigt werden (Abschnitt 4). Mit der Entwicklung eines speziellen Versuchsaufbaus, der Messungen der Fugenbewegungen zuließ, wurden ebenso Bedingungen für die Gewinnung bruchmechanischer Kennwerte geschaffen. Die grundlegenden Anforderungen an einen Stirnabzugs-Test wurden herausgearbeitet. Die Versuche bestätigten die Vermutung, dass die tatsächlichen Haftzugfestigkeiten  $f_{j,t}$  kleiner als die aus den Scher- und Reibungsversuchen erhaltenen theoretischen Haftzugfestigkeit  $f_{j,t}^*$  sind. Im Ergebnis zeigten die Forschungen, dass die Varianten mit Deckschichten aus Normalbeton, Zementestrich und Anhydrit-Fließestrich prinzipiell zur Aufnahme von Zugkräften senkrecht zur Fuge geeignet sind. Für die Variante HZ/BP betrug die Haftzugfestigkeit im Mittel  $f_{j,t} = 0,18 \text{ N/mm}^2$ . Geopolymerbeton hingegen ist nicht geeignet und wurde nicht weiter betrachtet.

Durch Plattenbiegeversuche mit baupraktischen Abmessungen wurde die Übertragbarkeit von Erkenntnissen aus kleinformatischen Versuchskörpern nachgeprüft (Abschnitt 5). Der verwendete Versuchsaufbau als 4-Punkt-Biegeversuch ist grundsätzlich geeignet solche Biegeprüfungen durchzuführen. Durch diesen Versuch konnten Trag-, Verformungs- und Bruchmechanismen näher erläutert werden, welche anhand kleinformatischer Scherversuche nicht zu erfassen waren. Besonders die Verklammerung bei hinterschnittenen Profilgeometrien infolge der Plattenkrümmung hatte einen deutlichen Einfluss auf das Tragverhalten. Allerdings konnte dieser Anteil, welcher einen Steifigkeitszuwachs in sich birgt, nicht quantifiziert werden. Die Aktivierung der Reibungseffekte durch die Querkraft am Auflager konnte als eine Art Endverankerung definiert werden. Eine Verbundwirkung bei der Verbundvariante mit gleichhohen sägerauen Lamellen und Betondeckschicht ist nicht erreicht worden.



Durch die Ermittlung der einzelnen Elementbiegesteifigkeiten  $(E^*I)_{ef}$  konnte die Wirksamkeit  $\tilde{\gamma}$  der Verbundfuge bzw. der mineralischen Deckschicht herausgerechnet werden. Im Ergebnis der Biegeversuche liegt kein starrer Verbund vor.

Besonders günstig auf das Verbundverhalten wirkt sich das Auftragen einer schwindarmen Anhydritdeckschicht aus. Trotz des im frischen Zustand sehr flüssigen Mediums sind infolge des günstigen Schwindverhaltens der Deckschicht keine frühzeitigen Fugenschädigungen erkennbar. Mit der Möglichkeit des Wegfalls einer Schwindarmierung wird der Einfluss von unbewehrten Deckschichten verdeutlicht. Der Einsatz einer Anhydritestrichdeckschicht ist unkompliziert und verhält sich im Gebrauchslastbereich ähnlich einer herkömmlichen Deckschichtvariante aus Normalbeton.

Laut Allgemeiner Bauaufsichtlicher Zulassung (Z-9.1-473) ist für Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Flachstahlschlössern eine Trennfolie zwischen den Teilquerschnitten gefordert. Bei der Verbundplattenvariante HB/BRF/1 wurde auf eine Trennfolie verzichtet. Wie die Versuchsergebnisse zeigten, hatte dies keinen signifikanten Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundplatte.

Der Vergleich der ausgewerteten Ergebnisse aus den Slip-Block-Tests, Stirnabzugstests als auch der Plattenbiegeversuche verbessert das Verständnis der grundlegenden Zusammenhänge zwischen Brettstapelgeometrie und dem Gesamttragverhalten.

Mit dem FE-Programm ISOBEAM wurden die Kurzzeitbiegeversuche mittels Stabwerksmodell nachgerechnet und bildeten diese wirklichkeitsnah ab. Die Kurzzeitbiegeversuche berücksichtigten keine Langzeiteffekte durch Kriechen und Schwinden. Als Hilfsmittel zur Nachstellung dieser Szenarien wurde das in ISOBEAM generierte Stabwerksmodell genutzt (Abschnitt 6). Zur Verifizierung des Modells dienten eigene Langzeitversuche. Für die Bestimmung der Verformungen zum Zeitpunkt  $t = \infty$  musste das Modell modifiziert werden. Mit dem Wissen über die Bedeutung der Holzfeuchtehistorie sind alle Szenarien, einschließlich dem Anfeuchten und Aufbringen der frischen Deckschicht bei der Herstellung der Verbundelemente, berücksichtigt worden. Das rheologische Verhalten der Baustoffe wurde durch die Reduktion der Elastizitätsmoduln berücksichtigt, welche durch das Modell einer Kelvinkette berechnet wurden. Zusätzlich wurde ein Modifizierungsfaktor  $k_L$  eingeführt, der ausschließlich ständig wirkende Lasten berücksichtigt. Die Simulation der Langzeitbiegeversuche ergab eine recht gute Übereinstimmung der gemessenen Durchbiegungen im modellierten Bereich. Die Kriechzahlen beider Verbundelementvarianten HB/BV/4-L und HB/BP/4-L betragen rechnerisch nach vier Jahren  $\varphi_{4a} \cong 1,90$ .

Die in den Simulationsrechnungen sich ergebenden gegenseitigen Stirnseitenverschiebungen der Teilquerschnitte sind erheblich größer als die gemessenen Verschiebungen der realen Biegeversuche. Phänomene, wie Verklemmwirkungen und Reibung, konnten mit dem Stabwerksmodell nicht abgebildet werden.

Durch die Validierung der Ergebnisse aus der Parameterstudie, welche mit üblichen Materialkennwerten aus der Normung durchgeführt wurde, wurde augenscheinlich, dass die Kriechzahl der vergleichbaren Simulationen über einen Zeitraum von 20 Jahren geringere Kriechzahlen zu erwarten waren. Bei einer vergleichbaren Nachrechnung eines Verbundelements mit 4,8 m Stützweite

und der Lastkategorie B1 betrug  $\varphi_{20a} = 1,21$  und liegt somit unter dem vorausgesagten Wert des eigenen Langzeitbiegeversuchs.

Mit Hilfe der Versuche sowie der numerischen Simulationen ist es gelungen, die Gesetzmäßigkeiten der Verbundelemente aus Brettstapeln und mineralischen Deckschichten, insbesondere die der Verbundfuge, zu erweitern und zu vervollständigen. Darauf aufbauend war es möglich, ein einfaches Bemessungskonzept zu entwickeln (Abschnitt 7).

Es wurde gezeigt, dass Brettstapelelementverbunddecken mit einer mineralisch gebundenen Deckschicht alle Anforderungen der Baupraxis an ein Deckenbauteil erfüllen können. Die Verformung der hybriden Verbunddeckenelemente im Gebrauchszustand sind gering (Steifigkeit), sie haben hohe Tragfähigkeit, Risse in der Deckschicht sind feinverteilt und klaffen nicht. Das Erreichen des Bruchzustand kündigt sich durch größere Verformungen rechtzeitig an, so das ein plötzliches Versagen ausgeschlossen werden kann.

## **8.2 Ausblick**

Die Auswertung dieser Arbeit hat das in der Baupraxis nutzbare Anwendungspotential solch hybrider Verbundbauteile im Flächenverbund aufgezeigt. Aus der Sicht des Verfassers dieser Arbeit sollten die Kenntnisse über das Trag- und Verformungsverhalten weiter komplettiert werden. Dazu ist es wünschenswert, auch Versuche unter zyklischer Schwellbelastung durchzuführen, um zu prüfen, inwiefern sich diese Beanspruchung auf das Verbundtragverhalten auswirkt.

Desgleichen ist eine Optimierung der so genannten Endverankerung durch die Aktivierung der Reibung über dem Auflager wünschenswert. Dahingehend sollten Untersuchungen über die Mindestauflagertiefe des Elements und entsprechende lokale Holzoberflächenmodifikationen zur Steigerung der Effektivität näher betrachtet werden. In diesem Zusammenhang ist der Einfluss der Stützweite auf das Schubtragverhalten in der Verbundfuge zu beurteilen.

Zukünftigen Arbeiten sollten sich in verstärktem Maße dem Langzeittragverhalten des Flächenverbundes respektive der Verbundfuge widmen, da der Flächenverbund zwischen den Teilquerschnitten einen erheblichen Einfluss auf das Langzeittragverhalten des Verbundelements hat. Vorausblickend ist es notwendig, das Simulationsprogramm dahingehend zu sensibilisieren, die Langzeiteffekte der Verbundfuge zu berücksichtigen. Daher sollten zur weiteren Verbesserung der Beurteilung des Langzeitverbundverhaltens sowie für die baupraktische Bemessung zukünftig einfachere Verfahren entwickelt werden, welche durch experimentelle Untersuchungen zu verifizieren sind.

## 9 Literaturverzeichnis

- [aich\_1] Aicher, S.; Roth, W. von: Konstruktion und Berechnung von Verbundelementen. Holz-Zentralblatt, Jg. 14, Nr. 92/93, 1988, S. 1327
- [allg\_1] BVD-Ankerdübel-Verbindung; Z – 9.1 – 233, Dipl.-Ing. P. Bertsche
- [allg\_2] Dennert Holz-Beton-Verbundelemente, Z – 9.1 – 274, Veit Dennert KG
- [allg\_3] EW-Holz-Beton-Verbundelement, Z – 9.1 – 331, Hedareds Sand & Betong
- [allg\_4] SFS-Verbundschrauben VB-48-7,5 x 100 als Verbindungsmittel für das SFS Holz-Beton-Verbundsystem, Z – 9.1 – 342, Aichach
- [allg\_5] Timco II Schrauben als Verbindungsmittel für das Timco Spezialschraube Holz-Beton-Verbundsystem, Z – 9.1 – 445, Weiland Engineering AG
- [allg\_6] Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Flachstahlschlössern, Z – 9.1 – 473, Dipl.-Ing. W. Bauer, Waldau
- [allg\_7] Holz-Beton-Verbundsystem mit eingeklebten Schubverbindern, Z – 9.1 – 557, Bathon & Bahmer GbR
- [amad\_1] Amadio, C.; Ceccotti, A., Di Marco, R., Fragiaco, M.: Numerical evaluation of long-term behaviour of timber-concrete composite beams. World Conf. Timber Engineering WCTE 2000, British Columbia, Canada
- [ange\_1] Angel, P., Santiago, A.: Alkaliaktivierte Flugaschen, Neue zementartige Materialien für Betonbauteile. BFT 11/ 2000, S. 68-75.
- [aurn\_1] Aurnhammer, Klaus G.: Schäden an Estrichen (Schadenfreies Bauen; Bd.15), 2.ergänzende Auflage, Stuttgart: Fraunhofer-IRB-Verlag, 1999
- [bath\_1] Bathe, K.-J.: Finite-Elemente-Methode. Springer-Verlag, Berlin, 1990
- [bath\_1] Bathon, L.H., Gysler, M.: Zweck-Ehe, Zur Konstruktion und Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken. Deutsche Bauzeitung, Heft2, 1998, S. 106-109
- [baye\_1] Bayer, E.: Beton – Prüfung nach Norm. Bundesverband der Deutschen Zementindustrie, Köln, 1996
- [baza\_1] Bazant, Z.P.: Fracture Mechanics of Concrete, State of the Art Report, Proceedings of the First International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures (FraMCoS1 held at Beaver Run Resort. Breckenridge, Colorado, USA, 1-5 June 1992, pp. 3-140
- [baza\_2] Bazant, Z.P.; Oh, B.H.: Crack band theory for fracture of concrete. Matériaux et Constructions 16, Nr.93, S.155-177, 1983
- [beck\_1] Becker, P.: Modellierung des zeit- und feuchteabhängigen Materialverhaltens zur Untersuchung des Langzeittragverhaltens von Druckstäben aus Holz. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2002
- [berg\_1] Bergfelder, J.: Näherungsverfahren zur Berechnung hölzerner Biegeträger. Bauingenieur 49 (1974) S. 350-357
- [bisc\_1] Bischof, C.; Passart, W.: Adhäsion, Theoretische und experimentelle Grundlagen. Akademie-Verlag Berlin, 1982
- [blas\_1] Blaschke, F.: Zugtragverhalten von Beton. Dissertation, Universität Kassel, 1993
- [blaß\_1] Blaß, H. J.: Langzeitverhalten von Holz- Beton- Konstruktionen (E-1997/05); Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktion der Universität Karlsruhe
- [blaß\_2] Blaß, H. J.: Lastverteilung, Tragwirkung und Verformungsverhalten für nachgiebig miteinander verbundene Brettstapelelemente (E-1998/13). Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktion der Universität Karlsruhe
- [blaß\_3] Blass, H. J.: Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Verbundkonstruktionen. Forschungsbericht, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Stein, Universität Karlsruhe, 1996

- [blaß\_4] Blaß, H. J.; Schlager, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Bauen mit Holz; Teil 1 (05/96) S. 392-398; Teil 2 (06/96) S. 472-477
- [blaß\_5] Blaß, H.J.: Tragfähigkeit von Druckstäben aus Brettschichtholz unter Berücksichtigung streuender Einflußgrößen. Dissertation Universität Karlsruhe, 1987
- [blaß\_6] Blaß, H. J.; Romani, M.: Langzeitverhalten von Holz-Beton-Konstruktionen. Bericht der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abteilung Ingenieurholzbau, Karlsruhe, 2002
- [blaß\_7] Blaß, H. J.; Ehlbeck, J.; VAN DER Linden, M.L.R; Schlager, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Forschungsbericht der Universität Karlsruhe. Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, 1995
- [bml\_1] Bundesministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten: Nachwachsende Rohstoffe Programm des Bundesministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten zur Förderung von Forschungs-, Entwicklungs- und Demonstrationsvorhaben, Bonn, 2000
- [bode\_1] Bode, H.: Verbundbau. Werner-Verlag, 1. Auflage, Düsseldorf, 19987
- [bona\_1] Bonamini, G., Ceccotti, A., Uzielli, L.: Short and Long Term Analyses with historical timber-concrete-composite elements from oak and larch. C.T.E. Congress 241-251, 16-18 Nov 1990, Bologna, Italy
- [brau\_1] Braun, H. J.; Schaal, W.; Schneck, F.: Der Brettstapel als Verbundelement – Vorschlag für einen Berechnungsansatz. Bautechnik 75 (1998), Heft 8 S. 539-547
- [burk\_1] Burkhardt, M.: Zum Tragverhalten von Stahlbeton-Verbundträgern mit nachgiebiger Verbundfuge unter Berücksichtigung nichtlinearen Tragverhaltens. Dissertation Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar 1991
- [capr\_1] Capretti, S.; Ceccotti, A.: Service Behaviour of Timber-Concrete Composite Beams: a 5-Year Monitoring and Testing Experience. Proceeding of the International Wood Engineering Conference 3, New Orleans, 1996
- [capr\_2] Capretti, S.; Ceccotti, A.: On the experimental determination of factor  $k_{def}$  und slip modulus  $k_{ser}$  from the short- and longterm tests on a timber-concrete composite beam. CIB-W18A Paper 27-20-2, Sydney, Australien, 1994
- [cecc\_1] Ceccotti, A.: Composite concrete-timber structures. Progress in Structural Engineering and Materials. Vol. 4 No. 3. July - September 2002
- [cecc\_2] Ceccotti, A., Covan, C.: Behaviour of Timber and Concrete Composite Load-Bearing Structures. IUFRO Timber Engineering Group Meeting, Saint John, New Brunswick, Kanada, 1990
- [coll\_1] Colling, F. (1990): Tragfähigkeit von Biegeträgern aus Brettschichtholz in Abhängigkeit von den festigkeitsrelevanten Einflußgrößen. Dissertation Universität Karlsruhe
- [coll\_2] Colling, F.: Einfluß des Volumens und der Spannungsverteilung auf die Festigkeit eines Rechteckträgers. Holz als Roh- und Werkstoff 44, 1986, 121-125, 179-183.
- [coll\_3] Colling, F.: Tragfähigkeit von Biegeträgern aus Brettschichtholz in Abhängigkeit von den festigkeitsrelevanten Einflußgrößen. Dissertation Universität Karlsruhe, 1990
- [daba\_1] Dabaon, M.; Tschemmernegg, F., Hassen, K.: Zur Tragfähigkeit von Verbundträgern bei teilweiser Verdübelung. Stahlbau 62, Nr.8, 1998, S. 3-6
- [dasc\_1] Daschner, F.; Kupfer, H.: Versuche zur Schubkraftübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton. Bauingenieur 57, 1982, S. 57-60
- [dasc\_2] Daschner, F.: Versuche zur notwendigen Schubübertragung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton. DAfStb, Heft 372, 1986
- [david\_1] Davidovits, J.: Geopolymers: Inorganic polymeric new materials. J. Thermal Anal. 37, 1991, S. 1633-1656
- [dibt\_1] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-10.7.2-41, Sanierungsverfahren schadhafter Holzbauteile mittels Reaktionsharzbeton, Reaktionsharzmörtel und Stäben aus textilglasverstärktem ungesättigtem Polyesterharz. Berlin, 1996

- [domo\_1] Domone, P.L.: Uniaxiale tensile creep and failure of concrete. Magazine of concrete Research Vol.26, No. 88 (1974), S.144-152
- [droe\_1] Droese, S.; Hemmy, O.: Verbunddecke aus Holzbalken und Elementdecken mit Stahlfaserbeton – Versuche mit Verbundmitteln. Bautechnik 77 (2000), Heft 4, S. 221-228.
- [duda\_1] Duda, H.: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung. DAfStb, Heft 419, Beuth Verlag Berlin, 1991
- [dutr\_1] Dutko, P., Bulko, P.: Rheologie von Trägern mit homogenem Querschnitt bei Langzeitbelastung und nach Entlastung. Holz als Roh- und Werkstoff 53, 1995, 177-181.
- [ebel\_1] Ebeling, K.: Beton – Herstellung nach Norm. Bundesverband der Deutschen Zementindustrie, Köln, 1997
- [egh\_1] Entwicklungsgesellschaft Holz: Brettstapelbauweise. Teil 1.17.1, Bemessung nach Eurocode 5-1-1. Teil 2.1.1, Konstruktionsvollholz. Teil 4.2.1, Holzbauhandbuch, Düsseldorf, 2002
- [eibl\_1] Eibl, J.: Beton-Kalender 1993. Teil I und II, Taschenbuch für Beton – Stahlbeton - und Spannbetonbau sowie die verwandten Fächer. 82. Jg., Berlin, 1993
- [erle\_1] Erler, K.: Versuche zum Ersatz geschädigter Holzbauteile durch Polyesterharzbeton und Bewehrung. Bauzeitung Nr. 12, 1986, S. 539 – 541
- [erle\_2] Erler, K.: Verbundträger aus Holz und Polymerbeton. Kurzberichte aus der Bauforschung Nr. 11, 1994
- [erle\_3] Erler, K.: Festlegung bautechnischer Maßnahmen zum Erhalt alter Holzkonstruktionen. Bauzeitung (renova). Nr. 12, 1995, S. 51 - 53
- [erle\_4] Erler, K.: Verbundträger aus Holz und Polymerbeton. Bauforschung T 2533 (12/92), Fraunhofer IRB Verlag 1998
- [eybe\_1] Eyberg, T.: Geschlossene Darstellung der Spannungsumlagerungen in Verbundkonstruktionen. Beton- und Stahlbeton Nr.12, 1981, S.301-304
- [faus\_1] Faust, T., Selle, R., Der Einfluss verschiedener Verbindungsmittel auf das Tragverhalten der Verbundfuge in Holz-Leichtbeton-Verbunddecken. Bautechnik, 79, Heft 1, 2002
- [feix\_1] Feix, J.: Ertüchtigung und Sanierung aus der Sicht des Tragwerksplaners. Bauingenieur 73 (1998) Nr. 7/8 S. 314-318
- [fied\_1] Fiedler, D.: Theoretische Untersuchungen des Langzeittragverhaltens hybrider Verbundelemente aus Holz und mineralischen Deckschichten unter besonderer Berücksichtigung des Haftverbundes zwischen den Baustoffschichten. Diplomarbeit, Bauhaus-Universität Weimar, 2002
- [fitz\_1] Fitz, P.: Verbunddecke mit Schubverbindern. Sonderdruck von Bauen mit Holz 2, 1998, S. 4-6
- [font\_1] Fontana, M., Frangi, A.: Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken. Kurzbericht zum KTI-Forschungsprojekt N. 3285.1, Institut für Baustatik und Konstruktion, Stahl- und Holzbau, ETH Zürich, 1999
- [font\_2] Fontana, M., Frangi, A.: Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken. Fachtagung, 16.April 1999, Institut für Baukonstruktion und Holzbau, Technische Universität Dresden
- [four\_1] Fornuely, E., Racher, P.: Cyclic and seismic performances of a timber-concrete system – local and full scale experimental results. CIB-W18, Meeting thirty-five, Kyoto, Japan, September 2002
- [frag\_1] Fragiaco, M., Schänzlin, J.: Modelling of Timber-Concrete Floor Structures Workshop Timber Construction in the new Millenium. 29. Sept. 2000, Venice, Italy
- [fran\_1] Frangi, A., Fontana, M.: Versuche zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur und Normbrandbedingungen. Basel, 2000
- [gehr\_1] Gehri, E.: Brettschichtholz, 28. Fortbildungskurs der Schweizerischen Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung SAH, 6./7.11.1995, Weinfelden

- [glos\_1] Glos, P., Burger, N.: Einfluss der Holzabmessungen auf die Zugfestigkeit von Bauschnittholz. AIF-Bericht 91501, 1995, München
- [glos\_2] Glos, P., Heimeshoff, B., Kelletshofer W.: Einfluß der Belastungsdauer auf die Zug- und Druckfestigkeit von Fichten-Brettlamellen. Holz als Roh- und Werkstoff 45, 1987, 243-249
- [glos\_3] Glos, P.: Zur Bestimmung des Festigkeitsverhaltens von Brettschichtholz bei Druckbeanspruchung aus Werkstoff- und Einwirkungskenngrößen. Dissertation TU München, 1978
- [glos\_4] Glos, P.: Zur Modellierung des Festigkeitsverhaltens von Bauholz bei Druck-, Zug- und Biegebeanspruchung. Berichte zur Zuverlässigkeit der Bauwerke, Heft 61/81, 1981, SFB 96
- [gody\_1] Godycki, T., Pawlica, J., Kleszczewski, J.: Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte. Bauingenieur 59, 1984, S. 477-483
- [gres\_1] Gressel, P. (1984): Kriechverhalten von Holz und Holzwerkstoffen. Bauen mit Holz 86, S. 216-223
- [grif\_1] Griffith, A. A.: The Phenomena of Rupture and Flow in Solids; Philosophical Transaction. Royal Society of London, Series A, Vol. 221, 1920, pp. 163-198
- [gros\_1] Grosse, M., Lehmann, S., Rautenstrauch, K.: Testing Connector Types of Laminated Timber-Concrete Composite Elements. International Council for Research and Innovation in Building and Construction, CIB - W18 Meeting Thirty-Four, Venice, Italy, August 2001
- [gros\_2] Grosse, M.; Hartnack, R.; Lehmann, S.; Rautenstrauch, K.: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen – Teil 1: Kurzzeittragverhalten. Bautechnik 80 (2003), Heft 8, S.534-541
- [gros\_3] Grosse, M.; Hartnack, R.; Lehmann, S.; Rautenstrauch, K.: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen – Teil 2: Langzeittragverhalten. Bautechnik 80 (2003), Heft 10, S.693-701
- [grun\_1] Grunewald, J. Diffusiver und konvektiver Stoff- und Energietransport in kapillarporösen Baustoffen. Dissertation TU Dresden, 1999
- [hall\_1] Haller, P.: Brettstapelbauweise und ökologische Dämmstoffe. Fachtagung, 16. April 1999, Institut für Baukonstruktion und Holzbau, Technische Universität Dresden.
- [hanh\_1] Hanhijärvi, A.: Modelling of creep deformation mechanisms in wood. VTT Publication 231, Technical Research Centre of Finland, Espoo. 1995
- [hart\_1] Hartmann, H.: Die Berücksichtigung elastisch-plastischer Verformungseigenschaften mechanischer Verbindungsmittel bei Verbundkonstruktionen im Ingenieurholzbau. Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 3/2000.
- [hart\_2] Hartnack, R., Schober, K.-U., Rautenstrauch, K. (2002) - Computer Simulations on the Reliability of Timber Columns regarding Hygrothermal Effects. CIB-W18-Proceedings, Paper 35-2-1, Kyoto, Japan
- [hart\_3] Hartnack, R. (2002) - Computer Simulations on the Reliability of Timber Columns. 4th International PhD Symposium on Civil Engineering, München, Deutschland
- [heim\_1] Heimeshoff, B., Glos, P.: Zugfestigkeit und Biege-E-Modul von Fichten-Brettlamellen. Holz als Roh- und Werkstoff 38, 1980, 51-59
- [hemm\_1] Hemmy, O., Droese, S.: Verbunddecken aus Holzbalken und Elementdecken mit Stahlfaseraufbeton. Versuche mit Verbindungsmitteln. Bautechnik, 77, Heft 4, 2000, S. 221 – 228
- [hill\_1] Hillerborg, A.; Modeer, M.; Petersson P.-E.: Analysis of crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of fracture Mechanics and Finite Elements. Cement and Concrete Research, Vol.6 (1976), pp. 773-782
- [hils\_1] Hilsdorf, K., Reinhardt, H.-W.: Betonkalender Teil I. 1999, S. 1-156
- [hoef\_1] Hoef, M.: Zur Berechnung von Verbundträgern mit beliebig gefügtem Querschnitt. Dissertation EPFL Lausanne (02/94)

- [höhm\_1] Höhmann, R., Siemers, M.: Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern. Bautechnik 75, Nr. 11, 1998, S. 922-929
- [horn\_1] Hornemann, B.: Haftzugversuche auf dem Gebiet des Schachtausbaues. Forschungsbericht Nr. 783, Westdeutscher Verlag Köln, 1960
- [imer\_1] IMERYS: MetaStar™ Reduces Efflorescence. PMA300MK, MetaStar™ Reduces Acide Attack. PMA301MK, MetaStar™ in Lime Mortars and Putties. PMA305MK, Handling Properties of Fresh MetaStar™ Concrete. Minerals Ltd, 1, March 2000
- [jahr\_1] Jahreis, M.: Kurzzeitscherversuche zur experimentellen Untersuchungen hybrider Verbundbauteile aus Brettstapelelementen mit mineralischen Deckschichten. Diplomarbeit, Bauhaus-Universität Weimar, 2002
- [jasm\_1] Jasmund, K.: Tonminerale und Tone; Struktur, Eigenschaften und Einsatz in Industrie und Umwelt. Darmstadt, 1993
- [kene\_1] Kenel, A.; Meierhofer, U. A.: Holz-Beton-Verbund unter langfristiger Beanspruchung. EMPA Forschungs- und Arbeitsberichte 115/39 (10/98)
- [kern\_1] Kern., A.: Untersuchung von diffusionsinduzierten isotropen Volumenexpansionen in dünnen Gold/Silber-Proben. Dissertation, Universität - Oldenburg, 2000.
- [kleb\_1] Klebetechnik Infomaterial; (20.11.2002)
- [knei\_1] Kneidel, R.: Ein numerisches Verfahren zur Berechnung von Trägern mit veränderlichem Verbund. Bauingenieur 65 (1990) S. 448-452
- [knei\_2] Kneidl, R.; Hartmann, H.: Träger mit nachgiebigem Verbund - Eine Berechnung mit Stabwerksprogrammen. Bauen mit Holz, (1995), S. 285-290
- [köni\_1] König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F.: Holz-Beton-Verbund. Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, Bauwerk Verlag GmbH, Berlin, 2004
- [krät\_1] Krätzig, W.B.; Basar, Y.: Tragwerke 3 – Theorie und Anwendung der Methode der Finiten Elemente. Springer-Verlag, Berlin, 1997
- [kneu\_1] Kreuzinger, H.: Holz-Beton-Verbundbauweise. Tagungsband Informationsdienst Holz. 1996
- [kneu\_2] Kreuzinger, H.: Träger und Stützen aus nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen. Arbeitsgemeinschaft Holz e. V. (Hrsg.): Step 1: Holzbauwerke nach EC 5 – Bemessung und Baustoffe; 1. Aufl. Fachverlag Holz, Düsseldorf (1995), S. B11/1-B11/9
- [kneu\_3] Kreuzinger, H.; Scholz, A.: Wirtschaftliche Ausführungs- und Bemessungsmethoden von ebenen Holzelementen (Brücken, Decken, Wände). Zwischenbericht zu Forschungsprojekt, Technische Universität München, 10/98
- [kufn\_1] Kufner, M.: Elastizitätsmodul und Zugfestigkeit von Holz verschiedener Rohdichte in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt. Holz als Roh- und Werkstoff 36, 1978, 435-439
- [kuhl\_1] Kuhlmann, U.; Gerold, M., Schänzlin, J.: Trag- und Verformungsverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Bauingenieur, Band77, 01/2002
- [kuhl\_2] Kuhlmann, U.: Erweiterung des Anwendungsbereiches von Holz- Beton- Verbunddecken durch Erfassung von Kriechen und Schwinden am Beispiel der Brettstapel-Beton-Verbunddecke (FV12421). Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart
- [kupf\_1] Kupfer, H.; Kirmair, H.: Verformungsmoduln zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme aus zwei Komponenten mit unterschiedlichen Kriechzahlen. Bauingenieur 62, 371-377, 1987
- [lehm\_1] Lehmann, S., Grosse, M. Rautenstrauch, K.: New connector types of laminated timber-concrete composite element joints. Proceedings of the International RILEM Symposium, Univertiy of Stuttgart, 2001
- [lehm\_2] Lehmann, S.; Grosse, M.; Rautenstrauch, K.: Neuartige Schubverbindung für Brettstapel-Beton-Verbunddeckenplatten. Bautechnik 80 (2003), Heft 6, S.385-392

- [leon\_1] Leonhardt, F.: Kritische Bemerkungen zur Prüfung der Dauerfestigkeit von Kopfbolzendübeln für Verbundträger. Bauingenieur 63 (1988) S. 307-310
- [lind\_1] Linden, van der, M.L.R.: Timber-Concrete Composite Floor Systems. Dissertation, Technische Universität Delft, 1999
- [lohm\_1] Lohmeyer, G.: Stahlbetonbau – Bemessung – Konstruktion – Ausführung. B.G. Teubner, Stuttgart, 1994
- [lude\_1] Ludewig, D.: Untersuchung zur Haftfestigkeit in Kunststoff-Verbundsystemen und über die Rolle der Schwerkraft bei der Benetzung. Dissertation, Universität Erlangen, 1999.
- [lü\_1] Lü, S.: Einfluss von Sekundärzuschlägen auf die bemessungsrelevanten Eigenschaften von Stahlbeton (F/05). Forschungsbericht Universität Bochum, 1997
- [lüde\_1] Lüders, F.: Beitrag zur Untersuchung des Verbundverhaltens unterschiedlicher Betone. Dissertation, Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, 1988
- [mads\_1] Madsen, B.: Structural behaviour of timber. Timber Engineering Ltd., North Vancouver. B.C., Canada, 1992
- [maga\_1] Magalhaes, L.N., Souza, A. J.: Timber/Concrete composite Beam with partial interaction. Department of Civil Engineering, University of Minas Gerais, Brazil, Proceeding, 5<sup>th</sup> World Conference on Timber Engineering, Montreaux, Switzerland, 1998
- [maie\_1] Maierhofer, U.A.: Anwendung von Holz-Beton-Verbund im Hochbau. Schweizer Ingenieur und Architekt Nr.37, 8. September 1994, S. 700-704.
- [mart\_1] Martensson, A. - Creep behaviour of structural timber under varying humidity conditions. J. of Structural Engineering 120, 1992, 2565 - 2582
- [mayer\_1] Mayer, G.; Busler, H.: Holz- Beton- Verbunddecken eines Schulgebäudes in Lemgo. Bauingenieur 72 (1997) S. 199-205
- [meier\_1] Meierhofer, U. A.: Anwendung von Holz-Beton-Verbund im Hochbau. Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 37, 09/94
- [mein\_1] Meinhart, C.: Deckenelement in Holz-Beton-Verbundbauweise bestehend aus einer Pfostenlage und Aufbeton mit einem formschlüssigen Verbund aus hinterschnittenen Ausfräsungen. Diplomarbeit, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, 1999
- [merk\_1] MERK GmbH: SFS Verbundsystem VB; Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Nr. Z-9.1-342; Europäisches Patent, Nr. 0432484 und Nr. 0528450
- [mina\_1] Minas, F.: Beitrag zur versuchsgestützten Bemessung von Profiblechverbunddecken mit nachgiebiger Verdübelung. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1999
- [möhl\_1] Möhler, K.: Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln. Habilitation, Technische Universität Karlsruhe
- [moor\_1] Moorkamp, W., Zum Kriechverhalten hölzerner Biegeträger und Druckstäbe im Wechselklima, Untersuchungen auf der Grundlage von Langzeitversuchen unter baupraktischen Bedingungen. Dissertation Universität Hannover, 2002
- [müll\_1] Müller, P.: Patent, Nr. 334431, Kl. 371, Beton und Eisen, 1922, Heft XVII, S. 244
- [müll\_2] Müller, C.; Wiens, U.: Bestimmung mechanischer und feuchtetechnischer Kennwerte von Estrichen auf Calcium-Sulfatbasis. Prüfbericht A3058/1 und A3058/2, Institut für Bauforschung (nicht veröffentlicht)
- [mung\_1] Mungwa , M.S.; Kenmou, D.A.: Instantaneous and time-dependent analysis of composite wood-concrete cross-sections using Dischinger's equation of state: Part I – Instantaneous analysis. Material and structures 26, pp.98-102, 1993
- [mung\_2] Mungwa , M.S.; Kenmou, D.A.: Instantaneous and time-dependent analysis of composite wood-concrete cross-sections using Dischinger's equation of state: Part II Time-dependent analysis. Material and structures 26, pp.176-180, 1993



- [natt\_1] Natterer, J.; Hoefft, M.: Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Forschungsbericht CERS Nr. 1345, 03/87
- [neuh\_1] Neuhaus, F.H.: Elastizitätszahlen von Fichtenholz in Abhängigkeit von der Holzfeuchte. Techn.-wissenschaftl. Mitteilung Nr. 81-1 Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum
- [patr\_1] Patrick, M.: Slip Block Test Results. BHP Research, Australia, June 1990
- [pert\_1] Perthen: Die Trennung von Welligkeit und Rauheit bei Oberflächenmessungen. Zeitschrift Werkstatttechnik, Springer Verlag und VDI-Verlag, 51.Jahrgang (1961) Heft 9, S.480-488
- [perk\_1] Perkitny, T., Hoffmann, Z.: Zur Relaxation von Holz nach verschieden langer, konstanter Durchbiegung. Holz als Roh- und Werkstoff 34, 1976, 167-170.
- [phil\_1] Philpot, T.A., Rosowsky, D.V., Fridley, K.J. (1995): Reliability of wood joist floor systems with creep. J. of Structural Engineering 121, 946-954.
- [pisc\_1] Pischl, R.: Die Berechnung zusammengesetzter hölzerner Biegeträger auf Grund der elastischen Verbundtheorie. Dissertation, Technische Hochschule Graz, 1966.
- [pogg\_1] Poggel, H.: Untersuchung zur mechanischen Haftung in Verbundsystemen. Dissertation, Universität Siegen, 2001
- [post\_1] Postulka, J.: Holz-Beton-Verbunddecken – 36 Jahre Erfahrung. Bautechnik 74 (1997), Heft 7; S. 478-480
- [post\_2] Postulka, J.; Sandanus, J.: Berechnungsverfahren für eine Holz-Beton-Verbunddecke mit Nägeln als Verbindungsmittel. Bautechnik 76 (11/99) Heft 11, S. 1026-1030
- [prob\_1] Probst, R.: Beitrag zur Bestimmung der Haftfestigkeit im Verbund Fliese/ Mörtel/ Beton. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1971
- [raus\_1] Rauschenberg, D.: Experimentelle Bestimmung der Verbundfugenzug- bzw. Haftzugfestigkeit hybrider Verbundbauteile aus Brettstapelelementen mit mineralischen Deckschichten durch Kurzzeitzugversuche. Diplomarbeit, Bauhaus-Universität Weimar, 2002
- [raut\_1] Rautenstrauch, K., Lehmann, S., Grosse, M.: Untersuchung des Tragverhaltens von Brettstapel-Beton-Verbunddeckenplatten mit neuartigen Verbindungsmitteln aus Flachstahlschlössern. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Professur für Holz- und Mauerwerksbau, Bauhaus-Universität Weimar (2000)
- [raut\_2] Rautenstrauch, K.: Untersuchungen zur Beurteilung des Kriechverhaltens von Holzbiegeträgern. Dissertation, Universität Hannover, 1989
- [raut\_3] Rautenstrauch, K., Lehmann, S., Grosse, M.: Verbindungsmittel für flächige Holz-Beton-Verbund-Deckenplatten. Forschungsbericht, Bauhaus-Universität Weimar 2001
- [raut\_4] Rautenstrauch, K., Hartnack, R.: Zuverlässigkeit von Druckstäben aus Holz unter Berücksichtigung des zeit- und feuchteabhängigen Materialverhaltens. DFG-Abschlussbericht, Weimar, 2002
- [raut\_5] Rautenstrauch, K., Hartnack, R., Becker, P. (2003) - The reliability of timber columns – Computer simulations on the reliability regarding long-time effects. Second International Conference of the European Society for Wood Mechanics, Stockholm, Schweden
- [raut\_6] Rautenstrauch, K., Hartnack, R.: The reliability of timber columns based on stochastic principles. CIB-W18-Proceedings, Paper 36-2-1, Colorado, USA, 2003
- [ried\_1] Riedel, K.: Holz als Werkstoff. Schriften der Bauhaus-Universität Weimar 108, Weimar, 1998
- [ross\_1] Rossmannith, H.-P.: Grundlagen der Bruchmechanik. Springer Verlag Wien, 1982
- [rug\_1] Rug, W.: Verbunddecken aus Holz und Beton. Bautechnik 72, 7/95, S. 454 – 458
- [rusk\_1] Ruske, W.: Die Brettstapelbauweise. Bauhandwerk, Nr. 6, 1996, S. 67-71
- [rusk\_2] Ruske, W.: Holz-Beton-Verbund bei Geschossdecken. Deutsche Bauzeitschrift (07/98) S. 75-80

- [rusk\_3] Ruske, W.: Holz-Beton-Verbund im Deckenbau. Bauhandwerk (10/98) S. 37-42
- [scha\_1] Schaal, W., Braun, H.-J., Gerold, M.: Brettstapel als Konstruktionselement. Bauen mit Holz, Nr.1, 1997, S. 20-29
- [scha\_2] Schaal, W., Braun, H.-J., Gerold, M.: Brettstapel als Konstruktionselement. Bauen mit Holz, Nr.2, 1997, S. 89-96
- [schä\_3] Schäfer, H.G.; Block, K.; Drell, R.: Oberflächenrauheit und Haftverbund. Forschungsbericht Betonbau, Heft Nr. 16, Universität Dortmund, 1992
- [schä\_4] Schänzlin, J.: Zum Langzeittragverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Dissertation, 2003
- [scha\_4] Schatz, T.: Zur bruchmechanischen Modellierung des Kurzzeit-Bruchverhaltens von Holz im Rissöffnungsmodus I. Dissertation, Universität Stuttgart, 1994
- [schl\_1] Schlegel, R.; Fratzscher, M.; Rautenstrauch, K.: Eine neue Materialroutine zur nichtlinearen Berechnung von ein- und mehrschaligem Natursteinmauerwerk mit ANSYS. Tagungsband 18. CAD-FEM USER'S MEETING, Internationale FEM-Technologietage 20.-22. September 2000, Friedrichshafen
- [schl\_2] Schlegel, R.; Rautenstrauch, K.: Ein elastoplastisches Berechnungsmodell zur räumlichen Untersuchung von Mauerwerkstrukturen. Bautechnik 77 (2000) Heft 6, S. 426-436
- [schl\_3] Schlegel, R.; Rautenstrauch, K.: Numerische Simulation von Mauerwerk als Kontinuum. 15. IKM – Internationales Kolloquium über Anwendungen der Informatik und Mathematik in Architektur und Bauwesen, Weimar, 22.-24. Juni 2000
- [schl\_4] Schlegel, R.; Rautenstrauch, K.: Konsistente numerische Umsetzung anisotroper Ver- und Entfestigungsmodelle bei Verwendung mehrflächiger Fließfunktionen. 20. CAD-FEM USER'S MEETING, Internationale FEM-Technologietage, Friedrichshafen, 2002
- [schm\_1] Schmidt, J.: Holz/Calciumsulfatfließestrich-Verbunddecken. Dissertation, Universität-Leipzig, 2003
- [schn\_1] Schneider, K.J.: Bautabellen für Ingenieure. 13. Auflage; Werner Verlag Düsseldorf (1998).
- [scho\_1] Scholz, W.; Heise, W.: Baustoffkenntnis. 15., neubearbeitete und erweiterte Auflage, Werner-Verlag, 2003
- [schr\_1] Schröder, A.: Möglichkeiten und Grenzen des abbildenden Streulichtverfahrens TRACEiT zur Charakterisierung von Natursteinoberflächen. Diplomarbeit, Bauhaus-Universität Weimar, 2000
- [seid\_1] Seidler, P.: Handbuch Industrieböden – Planung, Ausführung, Instandhaltung, Sanierung. Expert-Verlag Renningen-Malmsheim, 1994
- [shwk\_1] Schweizerische Holzwirtschaftskonferenz, Merkblatt Brandschutz, Deckensysteme Holz-Beton-Verbund mit 60 Minuten Feuerwiderstand. Zürich, 2001
- [sfs\_1] Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung, SFS-Verbundschrauben als Verbindungsmittel für das SFS Holz-Beton-Verbundsystem, Zulassungsnummer Z-9.1-342, 1998
- [sori\_1] Soriano, J., Mascia, N., K.: Mechanical behavior of flexible connections in timber-concrete composite beams. Proceedings of the International RILEM Symposium, University of Stuttgart, 2001
- [sper\_1] Sperle, E.: Holzbewehrter Beton, Beton- und Stahlbetonbau. 1943, S. 45-48
- [stüs\_1] Stüssi, F.: Beiträge zur Berechnung und Ausbildung zusammengesetzter Vollwandträger. Schweizerische Bauzeitung 61 (1943) S. 87-89 und 102-103
- [temp\_1] Tempel, M.: Holz-Beton-Verbund in der Sanierung. Diplomarbeit, Technische-Universität Dresden, 1995
- [thor\_1] Thormälen, U.: Zum Einfluss von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund auf Rissbildung und Rissbreitenbeschränkung bei teilweise vorgespannten Konstruktionen. Dissertation, RETH Aachen, 1978
- [timc\_1] Prospektunterlagen der Timco GbR, Friedrich, M.; Will, U.: Hofer Strasse 21, 2002

- [timm\_1] Timmermann, K.; Meierhofer, U. A.: Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton. EMPA Forschungs- und Arbeitsberichte 115/30 (11/93)
- [timm\_2] Timmermann, K., Meierhofer, U. A.: Berechnung von Holz-Beton-Verbundbalken mit der Differentialmethode. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 45, 1994
- [tora\_1] Toratti, T.: Creep in timber beams in a variable environment. Dissertation, Helsinki University of Technology, 1992
- [trac\_1] Bedienungsanleitung – TRACEiT, Fa Innowep, Würzburg
- [trät\_1] Trätner; Helmerich; Pötke: Prüfung der Abrißfestigkeit der Spaltklinkerverblendung von der Feinbetonschicht bzw. vom Leichtbeton. Anlage 2 zur Forschungsarbeit, Bericht 1-1/1994, IRB-Verlag Stuttgart, 1994
- [trun\_1] Trunk, B.: Einfluss der Bauteilgröße auf die Bruchenergie von Beton; Building Materials Reports No.11, Aedificatio Verlag Freiburg, 2000
- [weig\_1] Weigl, H.: Beton: Arten – Herstellung – Eigenschaften. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 1989
- [wern\_1] Werner, H., Holz-Beton-Verbunddecke mit einer neuartigen Fugenausbildung. Bauen mit Holz, 4/92
- [wesc\_1] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile, Bd.2, Beton, Mauerwerk. Wiesbaden, Berlin: Bauverlag GmbH, 1993
- [will\_1] Will, N.: Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung. Dissertation, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 1997
- [yttr\_1] Yttrup, P.: Concrete and Timber Composite Construction for Enhanced Strength, Stiffness and Service Life for Timber Bridges. Authorised Publication of the Faculty of Science and Engineering, University of Tasmania, 2000
- [zaji\_1] Zajicek, P.: Bemessungsvorschlag für Holz-Beton-Verbund. ÖIAZ 134. 1989,S. 456-462
- [zaji\_2] Zajicek, P.: Holz-Beton-Verbunddecken mit nachgiebigem Verbund. ÖIAZ 134. 1989,S. 94-100
- [zaji\_3] Zajicek, P.: Verstärkung von Holzdecken durch Ergänzung zu einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion. Dissertation TU Wien, 1989
- [zien\_1] Zienkiewicz, O.C.: Methode der Finiten Elemente. Carl Hanser Verlag, München, 1984

### **Zitierte Normen, Vornormen und Normenentwürfe**

DIN EN 384	Bauholz für tragende Zwecke-Bestimmung charakteristischer Werte für mechanische Eigenschaften und Rohdichte, Deutsche Fassung EN 384:2004, 05/2004
DIN EN 408:1995	Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz- Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften, 04/96
DIN 488	T 1 – 4 - Betonstahl, Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen, 09/1984
DIN EN 582	Thermisches Spritzen, Bestimmung der Haftzugfestigkeit, 01/1994
DIN EN 1015	Prüfverfahren für Mörtel und Mauerwerk, T 12 - Bestimmung der Haftzugfestigkeit von erhärtenden Putzmörteln, 06/2000
DIN 1045-1	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, T 1 - Bemessung und Konstruktion, 2001

---

DIN 1048	Prüfverfahren für Beton, T 5 - Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper, 06/1991
DIN 1052	Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken: Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau, Schlußentwurf Bemessungsnorm Holzbau, 10/2002
E DIN 1052	Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau, 05/2000
DIN 1052	Holzbauwerke. T 1 - Berechnung und Ausführung, T 2 - Mechanische Verbindungen, 04/1988 (Änderungen 1996)
DIN 1164	Zement mit besonderen Eigenschaften - Zusammensetzung, Anforderungen, Übereinstimmungsnachweis, 11/2000
DIN 1319	Grundlagen der Messtechnik, T 1 - Grundbegriffe, 01/1995
DIN EN 1348	Mörtel und Klebstoffe für Fliesen und Platten, Bestimmung der Haftzugfestigkeit zementhaltiger Mörtel für innen und außen, 03/1999
DIN 4074	Sortierung von Nadelholz nach der Tragfähigkeit, T 1 - Nadelschnittholz, 09/1989
DIN 4208	Anhydritbinder, 07/1965
DIN 4226	Gesteinskörnungen für Beton und Mörtel – T 1 - Normale und schwere Gesteinskörnungen, 07/2001
DIN EN ISO 4287	Oberflächenbeschaffenheit: Tastschnittverfahren. Regeln und Verfahren für die Beurteilung der Oberflächenbeschaffenheit, 04/1988
DIN 4760	Gestaltabweichungen, Begriffe und Ordnungssysteme, 06/1982
DIN 4768	Ermittlung der Rauigkeitsgrößen $R_a$ , $R_z$ , $R_{max}$ mit elektrischen Tastschnittgeräten. Begriffe und Messungen, 05/1990
DIN EN 13495	Wärmedämmstoffe für das Bauwesen, Bestimmung der Abreißfestigkeit von außenseitigen Wärmedämm-Verbundsystemen, 06/1999 (Entwurf)
DIN EN 13863	Fahrbahnbefestigungen aus Beton, T 3 - Bestimmung des Verbundes zwischen zwei Betonschichten, 06/2000
DIN EN 13892	Prüfverfahren für Estrichmörtel, T 8 - Bestimmung der Haftzugfestigkeit (Entwurf), 02/2001
DIN 18555	Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln, T 3 - Festmörtel, Bestimmung der Biegezugfestigkeit, Druckfestigkeit und Rohdichte, 09/1982
DIN 18560	Estriche im Bauwesen, T 1 - Begriffe, Allgemeine Anforderungen, Prüfung, 05/1992
DIN EN 10027	Bezeichnungssysteme für Stähle – T 1 Kurznamen, Deutsche Fassung prEN 10027-1:2001, 08/2001
DIN EN 26891	Holzbauwerke. Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln. Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens, 07/1991
DIN 50014	Klimate und ihre technische Anwendung, Normalklimate, 07/1985
Eurocode 1	Einwirkungen auf Tragwerke – T 1-1 - Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewichte, Nutzlasten im Hochbau, Deutsche Fassung ENV 1991- 1:1994
Eurocode 2	T 1 - Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, 1992
DIN V ENV 1992	EC2: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, T 1-1 - Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau

- DIN V ENV 1994 Eurocode 4, Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, T 1 – 1 - Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, 02/1994
- DIN V ENV 1995 Eurocode 5, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauteilen: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, 1994
- DIN V ENV 1995 Eurocode 5, Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, T 2 - Brücken, 8/1999

## Abbildungsverzeichnis

### Abbildungen

- Abb.2-1: Qualitative Darstellung der Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe eines Verbundträgers
- Abb.2-2: Ausgewählte Eigenschaften von Verbundkonstruktionen
- Abb.2-3: Qualitative Darstellung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach [will\_1]
- Abb.2-4: Verbundkomponenten in der Verbundfuge [burk\_1]
- Abb.2-5: Schubspannungsspitzen am Riss in der Betonzugzone [bode\_1]
- Abb.2-6: Übersicht über die Einflussfaktoren auf Verbundfugen
- Abb.2-7: Ordnungssystem nach [pert\_1] für die Gestaltabweichung
- Abb.2-8: Mittenrauwert  $R_a$
- Abb.2-9: Rautiefe  $R_z$
- Abb.2-10: Beispiel des Intensitätsabfall des Lichts – System TRACEiT
- Abb.2-11: Oberfläche und Rauigkeitswerte der Vergleichsprobe 1 (gehobelt), System Rodenstock
- Abb.2-12: Oberfläche und Rauigkeitswerte der Vergleichsprobe 2 (sägerau), System Rodenstock
- Abb.2-13: Messergebnisse –Flächenschnitt und Linienschnitt
- Abb.2-14: Oberfläche der Probe Nr.1; gehobelt; 10-fache Vergrößerung
- Abb.2-15: Oberfläche der Probe Nr.6; sägerau; 10-fache Vergrößerung
- Abb.2-16: Rauigkeitswerte Probe Nr.1
- Abb.2-17: Rauigkeitswerte Probe Nr.6
- Abb.2-18: Vergleich der Rautiefen von Probe 1 und Probe 6
- Abb. 2-19: Ansicht des Hirnholzes-sägerau, bei 5-facher Vergrößerung
- Abb. 2-20: Ansicht des Hirnholzes-versetzt mit NaOH-Lösung bei 5-facher Vergrößerung
- Abb.2-21: Ansicht des Hirnholzes mit einer Deckschicht aus Geopolymer bei 5-facher Vergrößerung
- Abb.2-22: Ansicht des Hirnholzes mit einer Deckschicht aus Zementestrich bei 5-facher Vergrößerung
- Abb.2-23: Einordnung der Rautiefen  $R_z$  von gehobelten und sägerauen Holzoberflächen
- Abb.3-1: Prinzipieller Aufbau des Slip-Block-Test
- Abb.3-2: Versuchsaufbau nach [lind\_1]
- Abb.3-3: Übersicht zur Kombination der mineralischen Deckschichten und der Holzoberflächen
- Abb.3-4: Kräfteverlauf in den seitlichen Profilierungen der Lamellen
- Abb.3-5: Ansicht des Holzkörpers „sägerau“ von vorn und oben sowie Schrägbild;  $A_G=400 \text{ cm}^2$
- Abb.3-6: Ansicht des Holzkörpers „versetzt“ von vorn und oben sowie Schrägbild;  $A_G=456 \text{ cm}^2$
- Abb.3-7: Ansicht des Holzkörpers „profilert“ von vorn und oben sowie Schrägbild;  $A_G=364,8 \text{ cm}^2$
- Abb.3-8: Versuchsrahmen-Gesamtansicht
- Abb.3-9: Lasteinleitung bei höhenversetzter Lamellenanordnung
- Abb.3-10: Prinzipskizze eines Versuchskörpers im Versuchsrahmen
- Abb.3-11: Originalprobe im Versuchsrahmen

- Abb.3-12: Messstellenplan des Slip-Block-Tests
- Abb.3-13: Messstellenanordnung
- Abb.3-14: Hystereseverlauf am Beispiel des Versuchskörpers HVS/BR/1
- Abb. 3-15: Lastregime für sägeraue Lamellen
- Abb.3-16: Lastregime für versetzte Lamellen
- Abb.3-17: Lastregime für profiliert Lamellen
- Abb.3-18: Zulässiger Bereich der Kraffteinleitung mit Ausmitte am Beispiel für  $F_{est} = 60,0$  kN
- Abb.3-19: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/BR – Mittelwert
- Abb.3-20: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/BV - Mittelwert
- Abb.3-21: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/BP - Mittelwert
- Abb.3-22: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/ZR – Mittelwert
- Abb.3-23: Ausfräsung mit Betonrückständen nach dem Versuch, Beispiel HVS/ZP/4
- Abb.3-24: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/ZP - Mittelwert
- Abb.3-25: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/AR – Mittelwert
- Abb.3-26: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/AP - Mittelwert
- Abb.3-27: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/GR - Mittelwert
- Abb.3-28: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/GV - Mittelwert
- Abb.3-29: Schwindrisse im Geopolymerbeton am Beispiel HVS/HV/GP/6
- Abb.3-30: Schwinden des Geopolymerbetons an den Seitenrändern
- Abb.3-31: Schubspannungs-Verschiebungs-Diagramm für HVS/GP - Mittelwert
- Abb.3-32: Vergleich der Schubfestigkeit  $f_{j,s,mean}$  und des pH-Wertes
- Abb.3-33: Anschnitt einer aufgestellten Lamelle mit Geopolymerbeton
- Abb.3-34: Aufgeraute Holzoberfläche unter dem Geopolymerbeton
- Abb.3-35: Arbeitslinie am Beispiel von HVS/HV/BR/8 – komplettes Belastungsszenarium
- Abb.3-36: Betonrückstände am Holz am Beispiel von HVS/BP/5
- Abb.3-37: Aufgeriebene Holzoberfläche am Beispiel von HVS/GR/8
- Abb.3-38: Entwicklung des Reibungskoeffizient während des Versuches am Beispiel HVS/HV/ZP
- Abb.3-39: Mohr'scher Spannungskreis
- Abb.3-41: Vergleich der Rautiefen von Probe 4 und Probe 6
- Abb.4-1: Coulomb-Bruchkriterium im Mohr-Diagramm
- Abb.4-2: Theoretische Haftverbundfestigkeit nach [pogg\_1], kurze Pfeile: chemische/physikalische Kräfte, lange Pfeile: mechanische Kräfte (Hinterschneidungen)
- Abb.4-3: Adhäsionsmodelle nach [Bisc\_1]
- Abb.4-4: Fiktives Rissmodell aus [trun\_1]
- Abb.4-5: Entfestigungsmodell von Beton aus [duda\_1]
- Abb.4-6: Abmessungen der Probekörper Typ R, V und P in [cm]
- Abb.4-7: Alternierende Lamellen mit Profilierung
- Abb.4-8: Standardholzoberfläche
- Abb.4-9: Gewählter Versuchsaufbau

- Abb.4-10: Stirnabzugstest DIN EN 582
- Abb.4-11: Messkreis-Schema
- Abb.4-12: Versuchsaufbau mit den Messstellen
- Abb.4.13: Messstellenplan des Messkreises 2, Abmessungen in [mm]
- Abb.4-14: Versuch ohne Hilfskonstruktion
- Abb.4-15: Versuch mit Hilfskonstruktion
- Abb.4-16: Gegenüberstellung der gewonnenen Messkurven
- Abb.4-17: Berechnung der Vorlast
- Abb.4-18: Korrektur der Kraftmessdaten
- Abb.4-19: Verbundkörper Typ HZ/V
- Abb.4-20: Detail Verbundkörper
- Abb.4-21: Hydromette RTU 600 und Messstellen der Feuchtemessungen
- Abb.4-22: Kurvenverlauf der Prüfkörper HZ/BR, HZ/BV und HZ/BP
- Abb.4-23: Phasen der Entfestigung im Spannungs-Rissöffnungs-Diagramm (Probekörper mit Betondeckschicht)
- Abb.4-24: Holzseitiger Grenzschichtbruch am Beispiel von HZ/BR/3
- Abb.4-25: Deckschichtseitiger Grenzschichtbruch am Beispiel von HZ/ZV/4
- Abb.4-26: Zugfestigkeiten  $f_{j,t,m}$  der Phase I (reiner Haftverbund)
- Abb.4-27: Aufteilung der Zugkraft in Entfestigungsphasen
- Abb.4-28: Belastung und Rissverlauf
- Abb.4-29: Spannungstrajektorien im Detail
- Abb.4-30: Vergleich der Zugspannungen der Phase II
- Abb.4-31: Vergleich aller ermittelten Zugfestigkeiten  $f_{j,t,m}$
- Abb.4-32: Vergleich aller ermittelten Bruchenergien  $G_F$
- Abb.4-33: Prinzipielle Verformungen aus Quellen und Schwinden
- Abb.4-34: Aufbau des Stirnabzugstests ohne und mit Hilfskonstruktion
- Abb.4-35: Auswirkung der Hilfskonstruktion auf den Kurvenverlauf
- Abb.4-36: Vergleich der theoretischen Zugfestigkeit mit gemessener Zugfestigkeit (Typ R)
- Abb.4-37: Vergleich der theoretischen Zugfestigkeit mit gemessener Zugfestigkeit (Typ P)
- Abb.4-38: Vergleich der theoretischen Zugfestigkeit mit gemessener Zugfestigkeit für Beton in Abhängigkeit der Holzoberflächenmodifikation
- Abb.4-39: Darstellung der Fugengesetze
- Abb.5-1: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Biege-Elastizitätsmoduls der rohen Brettstapel-elemente
- Abb.5-2: Kritische Schnitte für mögliche Versagensarten
- Abb.5-3: Seitenansicht des Verbundbauteils mit Anordnung der Dübelholzstangen
- Abb.5-4: Querschnitte der Prüfkörper mit gleichhohen Brettlamellen Serie HB/R, mit versetzten Lamellen Serie HB/V und der Prüfkörper mit profilierten Lamellen Serie HB/P
- Abb.5-5: Anordnung der Flachstahlschlösser in den Deckenplatten HB/BRF/1 und HB/ZPF/1
- Abb.5-6: Querschnitt des Prüfkörpers HB/BRF/1 mit gleichhohen Lamellen und Flachstahlschlössern



- Abb.5-7: Querschnitt des Prüfkörpers HB/ZPF/1 mit profilierten Lamellen und Flachstahlschlössern
- Abb.5-8: Astlöcher in aufgestellten Lamellen
- Abb.5-9: Teilweise verdeckte Profilierungen infolge gebogener Lamellen
- Abb.5-10: Brettstapelelement des Typs V mit gebogener Randlamelle
- Abb.5-11: Reinigung der Holzelemente
- Abb.5-12: Befeuchtung der Platten vor dem Betonieren
- Abb.5-13: Frische Deckschicht und Nachbehandlung
- Abb.5-14: Zugband mit Druckbogen und dem Verlauf der Spannungstrajektorien im Stahlbetonbalken aus [lohm\_1]
- Abb.5-15: Diskretisierung des Verbundbauteils unter Symmetriebedingung
- Abb.5-16: Modell zur Kopplung der Teilquerschnitte, unten Holz, oben mineralische Deckschicht
- Abb.5-17: Versuch und Kontinuums mechanisches Modell
- Abb.5-18: Plastische Vergleichsdehnungen am Beispiel der Verbundvariante HB/BP a) Anfangszustand bei  $w_x=1,35$  cm und b) vollständig aufgerissene Verbundfuge bei  $w_x=3,40$  cm
- Abb.5-19: Trajektorienverlauf am Beispiel der Verbundvariante HB/BP in Auflagernähe
- Abb.5-20: Schematischer Versuchsaufbau des 4-Punkt-Biegeversuchs
- Abb.5-21: Umsetzen der Verbundplatten mittels Lastgeschirr
- Abb.5-22: Versuchsrahmen mit Verbundelement
- Abb.5-23: Auflagerung der Versuchskörper auf einem Kipplager (unverschieblich)
- Abb.5-24: Auflagerung der Versuchskörper auf einem Rollenlager
- Abb.5-25: Induktiver Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegung
- Abb.5-26: Induktiver Wegaufnehmer zur Messung der Relativverschiebung an den Stirnseiten
- Abb.5-27: Induktiver Wegaufnehmer zur Messung der Relativverschiebung in Auflagernähe
- Abb.5-28: Dehnungsaufnehmer DD1 oben und Dehnungsmessstreifen (DMS) unten
- Abb.5-29: Messstellenplan
- Abb.5-30: Messstellenplan der Serie HB/BRF/1 und HB/ZPF/1
- Abb.5-31: Lastregime für weggesteuerte Belastung
- Abb.5-32: Deutlich sichtbare Stirnseitenverschiebung
- Abb.5-33: Abheben der Betonplatte zwischen den Lasteinleitungspunkten
- Abb.5-34: Verlauf der Stirnseitenverschiebungen des Probekörpers HB/BV/3 während des Versuchs
- Abb.5-35: An Dübelstangen fortschreitender Riss in der Randlamelle
- Abb.5-36: Gleichmäßig durchgebogene Teilquerschnitte bis kurz vor dem Versagen
- Abb.5-37: Verlauf der Stirnseitenverschiebungen während des Versuchs beispielhaft HB/BP/2
- Abb.5-38: Zerstörte Biegedruckzone in Plattenmitte am Beispiel von HB/BP/2
- Abb.5-39: Abheben der Deckschicht vom Holzelement im Versagenszustand
- Abb.5-40: Verlauf der Stirnseitenverschiebungen während des Versuchs am Beispiel von HB/ZV/3
- Abb.5-41: Geschlossene Fuge und zerstörte Biegezugzone im Brettstapelelement
- Abb.5-42: Gerissene Randlamelle

- Abb.5-43: Kraft-Durchbiegungsdiagramm am Beispiel der Versuchsserie HB/ZP
- Abb.5-44: Biegedruckbruch im Zementestrich und gebrochene Randlamelle
- Abb.5-45: Ast in einer einzelnen Lamelle in der Biegezugzone
- Abb.5-46: Geschlossene Verbundfuge am Verbundelement vor der Prüfung
- Abb.5-47: Längsriss in der Anhydritestrichschicht am Probekörper HB/AV/1
- Abb.5-48: Kraft-Durchbiegungsdiagramm am Beispiel des Versuchskörpers HB/AV/2
- Abb.5-49: Verlauf der Stirnseitenverschiebungen während des Versuchs am Beispiel von HB/AP/2
- Abb.5-50: Versagen der Biegezug- und Druckzone in Plattenmitte
- Abb.5-51: Geschlossene Fuge bei großer Durchbiegung und gerissener Zugzone
- Abb.5-52: Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Prüfkörper HB/BRF/1 und HVB/F/2-1 in [raut\_1] mit und ohne Trennschicht aus Folie
- Abb.5-53: Rissbildung am Flachstahlschloss
- Abb.5-54: Ablösen eines Betonkeils vor dem Flachstahlschloss
- Abb.5-55: Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Prüfkörper HB/ZPF/1 mit Flachstahlschloss und HB/ZP/1 ohne Flachstahlschloss
- Abb.5-56: Biegelinie des Versuchskörpers HB/ZPF/1
- Abb.5-57: Biegelinie des Versuchskörpers HB/BRF/1
- Abb.5-58: Vergleich der Verbundwirkung für einen Plattenstreifenbreite von 1,0 m mit höhenversetzten und profilierten Lamellen im Kraft-Durchbiegungsdiagramm
- Abb.5-59: Versuchsaufbau nach DIN EN 408 mit Bezeichnung der verwendeten Messwerte zur Bestimmung der Biegesteifigkeit
- Abb.5-60: Vergleich der Mittelwerte der mittleren Biegesteifigkeit aus gemessenen und fiktiven Biegesteifigkeiten
- Abb.5-61: Vergleich der Wirkungsgrade  $\tilde{\gamma}$  aus den mittleren Biegesteifigkeiten
- Abb.5-62: Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe der Verbundplatte HB/BP/1
- Abb.5-63: Spannungsanteile aus Biegung und Normalkraft
- Abb.5-64: Vergleich der Kraft-Durchbiegungsverläufe für unterschiedliche Brettstapelmodifikationen
- Abb.5-65: Vergleich der Stirnseitenverschiebungen von HB/BR/3 und HB/BP/2 in den Achsen A und J
- Abb.5-66: Vergleich der Relativverschiebungen von HB/BR/3 und HB/BP/2 in den Achsen C und G
- Abb.5-67: Einfluss der Bewehrung auf die Biegesteifigkeit am Beispiel von HB/BV/2 und HB/AV/3
- Abb.5-68: Vergleich aller Mittelwerte der Versuchserien im Kraft-Durchbiegungsdiagramm
- Abb.5-69: Einordnung des Tragverhaltens im Kraft-Durchbiegungsdiagramm für die Deckschicht aus Beton und unterschiedlichen Modifikationen der Brettstapelelemente
- Abb.5-70: Einordnung des Tragverhaltens im Kraft-Durchbiegungsdiagramm für die Deckschicht aus Zementestrich und unterschiedlichen Modifikationen der Brettstapelelemente
- Abb.5-71: Einordnung des Tragverhaltens im Kraft-Durchbiegungsdiagramm für die Deckschicht aus Anhydritestrich und unterschiedlichen Modifikationen der Brettstapelelemente
- Abb.5-72: HB/BP/1 - Vergleich FE-Simulation und Versuch
- Abb.5-73: HB/ZP/1 - Vergleich FE-Simulation und Versuch

- Abb.5-74: HB/AP/2 – Vergleich FE-Simulation und Versuch
- Abb.5-75: Im Programm ISOBEAM verwendetes Stabwerksmodell mit den Koppelstäben
- Abb.5-76: Symbolisierte Darstellung der Diskretisierung durch die Layer
- Abb.5-77: Arbeitslinie von Holz im Druckbereich nach [beck\_1] und der Näherung nach [hart\_1]
- Abb.5-78: Statisches System und Verschiebung unter Schubbeanspruchung eines Koppelements
- Abb.5-79: Draufsicht auf die Fugenfläche mit symbolischer Darstellung der Einzugsfläche eines Koppelstabes
- Abb.5-80: Simulation der Biegeversuchsreihe HB/BP
- Abb.5-81: Simulation der Biegeversuchsreihe HB/ZP
- Abb.5-82: Simulation der Biegeversuchsreihe HB/AP
- Abb.6-1: Verlauf der Kriechverformungen von Holz in Abhängigkeit der Spannung [kene\_1]
- Abb.6-2: Formänderungen von austrocknendem Beton unter länger andauernder, konstanter Belastung [weig\_1]
- Abb.6-3: Endkriechzahlen  $\phi_{\infty}$  in Abhängigkeit der Lage des Bauteils, der mittleren Dicke  $d_m$  und dem Belastungsalter  $t_0$  [wesc\_1]
- Abb.6-4: Zeitdiagramm des Schwindens von Zementestrich in Abhängigkeit der Dicke  $d$  [aurn\_1]
- Abb.6-5: Abbildung des nichtlinearen zeit- und klimaabhängigen Materialverhaltens durch eine angepasste Kelvinkette nach [gros\_3]
- Abb.6-6: Gegenüberstellung der Simulationskurven des Biegeversuchs HB/BV/4-L
- Abb.6-7: Gegenüberstellung der Simulationskurven des Biegeversuchs HB/BP/4-L
- Abb.6-8: Schematische Holzfeuchteverteilung im Brettstapel durch Aufbringen von Frischbeton
- Abb.6-9: Gegenüberstellung des gemessenen und dem reduzierten Klimaszenario
- Abb.6-10: Zeitliche Entwicklung der Durchbiegung in der Simulation vier Jahre HB/BP/4-L
- Abb.6-11: Entwicklung der Kriechzahl  $\phi_{HB/BV/4-L}$  über eine Simulationsdauer von 4 Jahren für die Verformungen in Feldmitte
- Abb.6-12: Zeitliche Entwicklung der Stirnseitenverschiebungen in der Simulation vier Jahre von HB/BP/4-L
- Abb.7-1: Verbundelement im Querschnitt mit Bezeichnung
- Abb.7-2: Vorgehensweise bei der Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen

### **Tabellen**

- Tab.1-1: Nutzbare Vorteile der Brettstapelbauweise und Bauweisen mit mineralischen Deckschichten
- Tab.1-2: Probekörperbezeichnung der Vorversuche
- Tab.1-3: Ergebnisse der Voruntersuchung
- Tab.2-1: Optische Messmethoden
- Tab.2-2: Bezeichnung der Probekörper für die Oberflächenanalyse
- Tab.2-3: Vergleich der Rauigkeitsmesswerte
- Tab.2-4: Vergleich der aufgetretenen Rauigkeiten
- Tab.3-1: Holzoberflächentopographie und mechanische Modifikationen
- Tab.3-2: Darstellung der Grundvarianten für Scherversuche

Tab.3-4:	Probekörperbezeichnung
Tab.3-5:	Prinzip des Lastregimes nach Norm DIN EN 26891
Tab.3-6:	Werte für Lastregime-sägerau
Tab.3-7:	Werte für Lastregime-versetzt
Tab.3-8:	Werte für Lastregime-profiliert
Tab.3-9:	Belastungsverlauf der Auflast
Tab.3-10:	Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/BR
Tab.3-11:	Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/BV
Tab.3-12:	Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/BP
Tab.3-13:	Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/ZR
Tab.3-14:	Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/ZP
Tab.3-15:	Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/AR
Tab.3-16:	Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/AP
Tab.3-17:	Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/GR
Tab.3-18:	Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/GV
Tab.3-19:	Schubkräfte und Schubfestigkeiten für Reihe HVS/GP
Tab.3-20:	Ergebnisse der Scherversuche mit Reibungsanteil-Mittelwerte
Tab.3-21:	Ermittlung des Reibungskoeffizienten $\mu_f$ aus der ersten Laststufe
Tab.3-22:	Vergleich der Reibungskoeffizienten $\mu_f$ nach Oberflächenform
Tab.3-23:	Mittelwerte der Schubfestigkeit $f_{j,s,mean}$ ohne Reibung
Tab.3-24:	Vergleich von Schubwerten $\tau_{j,s,mess}$ einschließlich Reibung mit den Rauigkeitswerten
Tab.4-1:	Querschnittsabmessungen der Brettlamellen
Tab.4-2:	Probekörperbezeichnung
Tab.4-3:	Übersicht der Messtechnik
Tab.4-4:	Überblick Versuchsbedingungen
Tab.4-5:	Mögliche Brucharten nach [schä_3]
Tab.4-6:	Zusammenstellung der Kenndaten
Tab.4-7:	Entfestigungsphasen der Prüfvarianten
Tab.4-8:	Teilflächen und Kraftabtragung (Typ HZ/P)
Tab.4-9:	Vergleich der lokalen Zugspannungen in der Phase II
Tab.4-10:	Berechnung der Schwindverformung von Beton zum Zeitpunkt 1-4
Tab.4-11:	Berechnung der Quell- bzw. Schwindverformung im Holz zum Zeitpunkt 1-4
Tab.5-1:	Probekörperbezeichnung der Biegeversuche
Tab.5-2:	Eingabeparameter in das FE-Modell
Tab.5-3:	Tabellarische Übersicht der Messstellen
Tab.5-4:	Ausnutzungsgrad für eine typischen Deckenbelastung
Tab.5-5:	Eingabeparameter für das FE-Modell
Tab.5-6:	Stabgeometrien und Trägheitsmomente gleichhoher Lamellen
Tab.5-7:	Stabgeometrien und Trägheitsmomente versetzte/profilierete Anordnung der Lamellen

Tab.5-8:	Gegenüberstellung modellierter und verwendeter Trägheitsmomente bei gleichhohen Lamellen
Tab.5-9:	Gegenüberstellung modellierter und verwendeter Trägheitsmomente versetzte/profilierter Verbundfuge
Tab.5-10:	Kurvenpunkte der $\sigma$ - $\varepsilon$ -Kurve des Holzdruckbereichs [hart_1]
Tab.5-11:	Mittelwerte der scheinbaren Biegesteifigkeiten $(E^*I)_{app}$
Tab.5-12:	Scheinbare Trägheitsmomente $I_{ef,app}$ , Wirksamkeiten $\tilde{\gamma}$ des Verbundes und Verschiebungsmoduln $k_{s,Ko,app}$
Tab.5-13:	E-Moduln sowie Normal- und Biegesteifigkeiten der Koppelstäbe der Verbundelementtypen
Tab.6-1:	Vergleich der Ausgleichsholzfeuchten $u_{Ausgleich}$ [%] nach Norm EC 5 und DIN 1052 (04/88)
Tab.6-2:	Parameter der <i>Kelvinkette</i> für Holz nach [beck_1]
Tab.6-3:	Parameter der <i>Kelvinkette</i> für Beton
Tab.6-4:	Parameter der <i>Kelvinkette</i> für Zementestrich
Tab.6-5:	Parameter der <i>Kelvinkette</i> für Anhydrit-Estrich
Tab.6-6:	Zusammenfassung der Simulationsannahmen der Langzeitbiegeversuche HB/BP/4-L und HB/BV/4-L
Tab.6-7:	Zusammenfassung der Materialfestigkeiten und E-Moduln der Stabwerkstäbe
Tab.6-8:	Zusammenfassung der Festigkeiten und E-Moduln der Stabwerkstäbe
Tab.6-9:	Materialkennwerte der Verbundmaterialien
Tab.6-10:	Materialkennwerte der Koppelstäbe
Tab.6-11:	Ermittlung des quasi-ständigen Lastanteils der Verkehrslast
Tab.6-12:	Zusammenfassung der Lastanteile und der Gesamtlast
Tab.6-13:	Grenzdurchbiegungen $w_{Grenz}$
Tab.6-14:	Verbundkriechzahlen $\varphi_{20a}$ der Verbundvarianten nach 20 Jahren Simulationsdauer

Tab.A.2-1: Ergebnisse der optischen Untersuchungen aller Probekörper

	Flächenschnitt					Linienchnitt				
	Mean	R <sub>a opt</sub> [μm]	R <sub>z opt</sub> [μm]	R <sub>q opt</sub> [μm]	L <sub>opt</sub> [%]	Mean	R <sub>a opt</sub> [μm]	R <sub>z opt</sub> [μm]	R <sub>q opt</sub> [μm]	L <sub>opt</sub> [%]
HB/BR/1	158,09	28,42	102,77	34,15	7,07	157,39	25,98	91,55	31,11	7,76
HB/BR/2	161,17	27,12	95,47	32,38	6,79	160,16	26,58	92,05	30,87	7,94
HB/BR/3	162,43	26,15	90,81	31,31	6,73	163,01	25,15	84,30	29,34	7,55
HB/BR/4	160,76	26,25	90,43	31,46	7,03	159,76	25,04	90,72	29,88	7,91
Mittelwert	160,61	26,99	94,87	32,33	6,91	160,08	25,69	89,66	30,30	7,79
HB/BV/1	162,75	25,82	89,78	31,04	6,28	162,63	22,48	84,75	26,94	6,87
HB/BV/2	163,93	27,56	85,88	32,49	6,38	162,12	26,14	80,75	30,08	6,66
HB/BV/3	160,84	27,63	90,18	32,78	6,90	162,88	27,10	86,45	31,34	7,29
HB/BV/4	158,66	27,23	90,01	32,59	6,65	159,18	24,91	86,40	29,89	7,39
Mittelwert	161,55	27,06	88,96	32,23	6,55	161,70	25,16	84,59	29,56	7,05
HB/BP/1	160,70	28,09	96,94	33,54	6,62	159,07	25,57	91,98	30,10	7,18
HB/BP/2	160,35	25,93	91,30	31,11	7,23	160,54	24,70	83,15	28,94	7,76
HB/BP/3	158,53	26,98	91,11	32,30	6,65	158,75	25,23	82,78	29,68	6,76
HB/BP/4	163,08	26,40	85,05	31,48	6,02	162,01	25,03	81,02	29,26	6,57
Mittelwert	160,67	26,85	91,10	32,11	6,63	160,09	25,13	84,73	29,50	7,07
HB/ZV/1	159,35	26,88	92,15	32,20	6,75	158,81	24,79	86,97	29,27	7,46
HB/ZV/2	160,36	27,61	93,73	32,81	7,09	158,20	25,54	85,98	30,07	7,69
HB/ZV/3	163,63	27,52	92,69	32,83	6,71	159,97	27,31	86,75	31,78	7,24
Mittelwert	161,11	27,34	92,86	32,61	6,85	158,99	25,88	86,57	30,37	7,46
HB/ZP/1	159,24	26,40	87,96	31,49	7,35	159,05	24,27	88,58	28,86	7,91
HB/ZP/2	163,31	28,78	89,28	33,96	6,32	160,15	25,57	87,22	30,47	6,96
HB/ZP/3	162,64	28,69	101,39	34,41	7,09	162,64	26,64	88,43	31,37	7,24
Mittelwert	161,73	27,96	92,88	33,29	6,92	160,61	25,49	88,08	30,23	7,37
HB/AV/1	161,87	26,91	81,90	32,02	5,97	163,41	25,59	79,35	30,23	6,22
HB/AV/2	161,05	27,50	92,62	32,90	6,83	157,62	25,00	87,45	29,65	7,59
HB/AV/3	158,51	26,27	90,26	31,44	6,57	158,58	25,57	85,87	29,92	7,01
Mittelwert	160,48	26,89	88,26	32,12	6,46	159,87	25,39	84,22	29,93	6,94
HB/AP/1	158,50	26,10	88,23	31,21	6,92	158,00	24,00	88,30	28,30	7,73
HB/AP/2	158,14	27,13	86,56	32,16	6,90	157,05	25,60	83,22	29,88	7,15
HB/AP/3	160,38	29,27	107,12	34,87	7,43	160,24	27,64	103,50	32,79	7,89
Mittelwert	159,01	27,50	93,97	32,75	7,08	158,43	25,75	91,67	30,32	7,59

Tab.A.2-2: Ergebnisse der optischen Untersuchungen für HB/BRF/1

	Flächenschnitt					Linienschnitt				
	Mean	R <sub>a opt</sub>	R <sub>z opt</sub>	R <sub>q opt</sub>	L <sub>opt</sub>	Mean	R <sub>a opt</sub>	R <sub>z opt</sub>	R <sub>q opt</sub>	L <sub>opt</sub>
HB/BRF/1	161,56	27,26	94,62	32,62	7,07	160,51	25,30	95,77	30,13	7,88

Tab.A.2-3: Ergebnisse der optischen Untersuchungen für HB/ZPF/1

	Flächenschnitt					Linienschnitt				
	Mean	R <sub>a opt</sub>	R <sub>z opt</sub>	R <sub>q opt</sub>	L <sub>opt</sub>	Mean	R <sub>a opt</sub>	R <sub>z opt</sub>	R <sub>q opt</sub>	L <sub>opt</sub>
HB/ZPF/1	153,12	27,29	101,67	32,84	7,56	151,95	24,51	89,88	29,29	7,39

Tab.A.2-4: Ergebnisse der optischen Querprofiluntersuchungen für HB/BR/1

Querschnitt	Flächenschnitt					Linienschnitt				
	Mean	R <sub>a opt</sub>	R <sub>z opt</sub>	R <sub>q opt</sub>	L <sub>opt</sub>	Mean	R <sub>a opt</sub>	R <sub>z opt</sub>	R <sub>q opt</sub>	L <sub>opt</sub>
HB/BR/1	158,74	33,93	122,38	40,27	8,26	157,40	31,30	116,45	36,15	9,50

Tab.B.3-1: Betondruckfestigkeit 150-mm-Würfel

Nr. Würfel	Bruchkraft [kN]	Druckfestigkeit $\beta_{W150}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Rohdichte [g/cm <sup>3</sup> ]
Probe 1	697	30,98	2,30
Probe 2	635	28,22	2,31
Probe 3	665	29,56	2,29
Mittelwert	666	29,59	2,30

Tab.B.3-2: Klassifizierung des Betons nach DIN 1045

Nr. Würfel	Druckfestigkeit $\beta_{W150}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Druckfestigkeit $\beta_{W200} = 0,95 \beta_{WN,150}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anforderung an Druckfestigkeit für B 25 [N/mm <sup>2</sup> ]	
Probe 1	30,98	29,43	> 25	erfüllt
Probe 2	28,22	26,81	> 25	erfüllt
Probe 3	29,56	28,08	> 25	erfüllt
Mittelwert	29,59	28,11	> 30	nicht erfüllt

Tab.B.3-3: Klassifizierung des Betons nach EC2

Nr. Würfel	Druckfestigkeit $\beta_{W150}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Druckfestigkeit $f_{ck,cube} = 0,92 * \beta_{WN,150}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anforderung an Druckfestigkeit für C 20/25 [N/mm <sup>2</sup> ]	
Probe 1	30,98	28,50	> 25	erfüllt
Probe 2	28,22	25,96	> 25	erfüllt
Probe 3	29,56	27,20	> 25	erfüllt
Mittelwert	29,59	27,22	-	

Tab.B.3-4: Elastizitätsmodul des Betons

Nr. Zylinder	Durchmesser [mm]	Höhe [mm]	Masse [g]	Rohdichte [g/cm <sup>3</sup> ]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ] $\times 10^3$	Bruchkraft [kN]	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
Probe 1	149,6	300,9	12047	2,278	28,8	435	24,7
Probe 2	149,6	301,7	12002	2,263	28,2	433	24,6
Probe 3	149,6	301,7	12011	2,265	28,5	400	22,8
Mittelwert				2,269	28,50	423	24,05



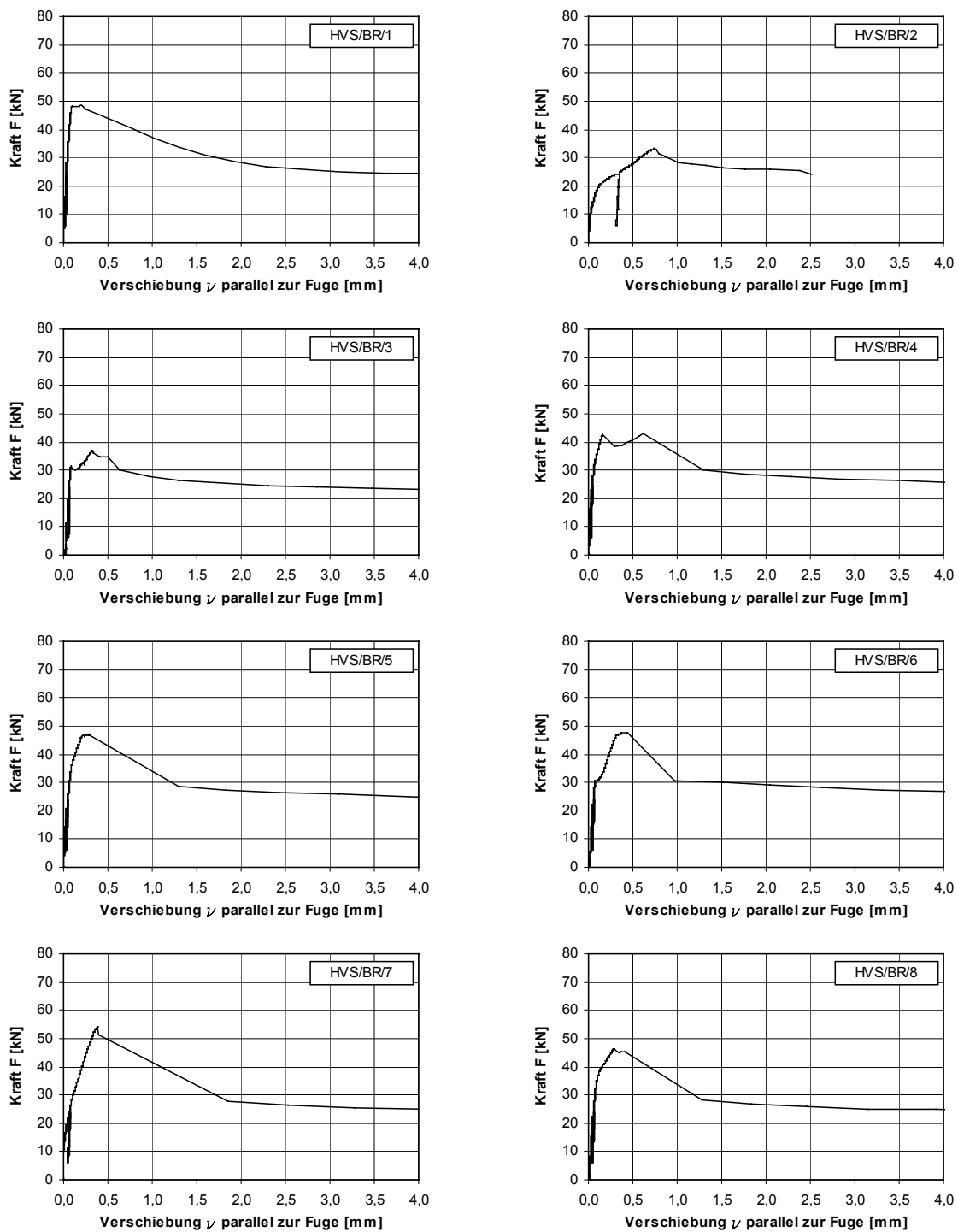


Abb.B.3-1: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Versuchserie HB/BR - Einzelauswertung

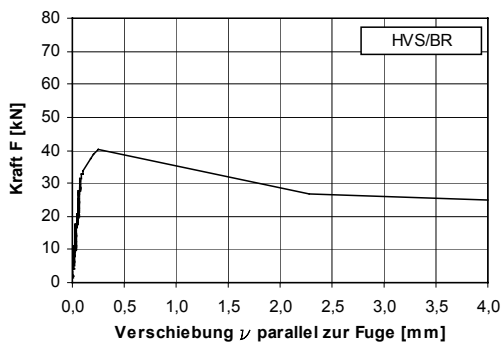


Abb.B.3-2: Kraft-Verschiebungsdiagramm der Versuchserie HB/BR - Mittelwert

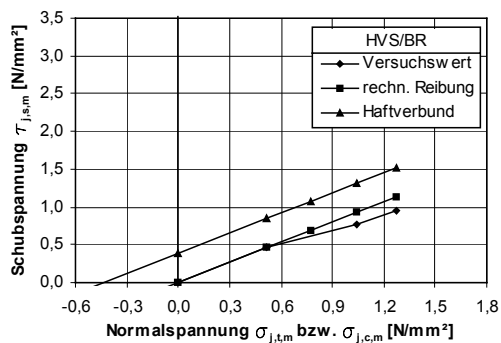


Abb.B.3-3: Schub-Normalspannungsdiagramm der Versuchserie HB/BR

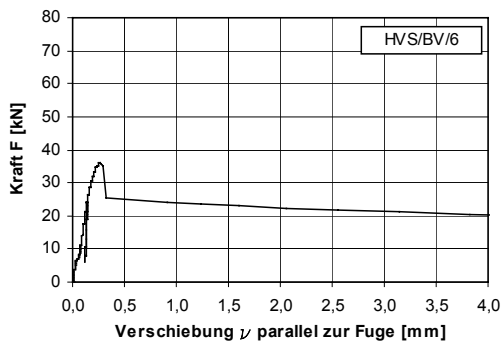
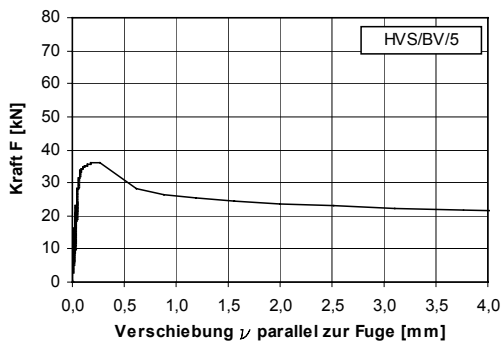
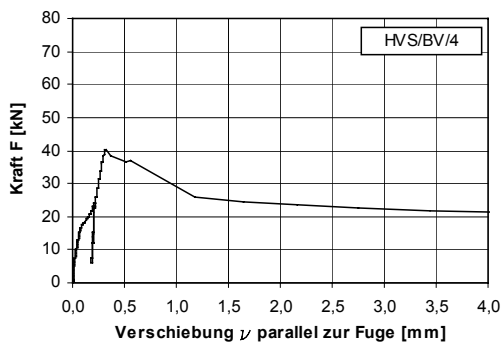
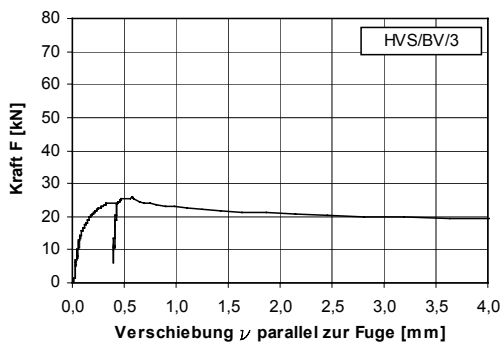
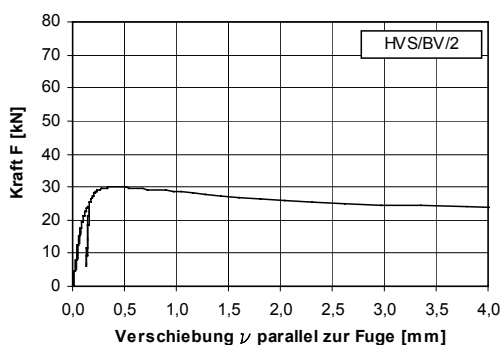
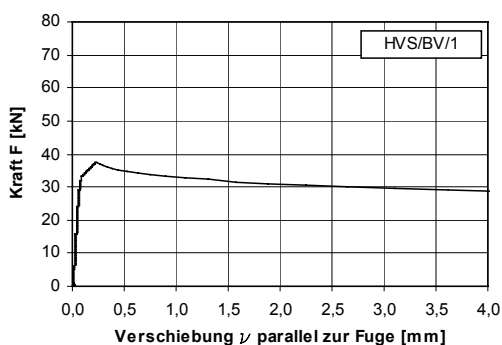


Abb.B.3-4: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Versuchserie HB/BV - Einzelauswertung

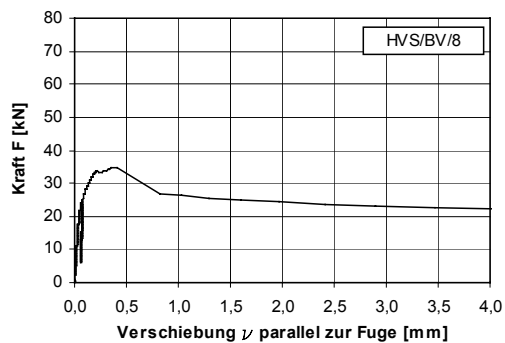
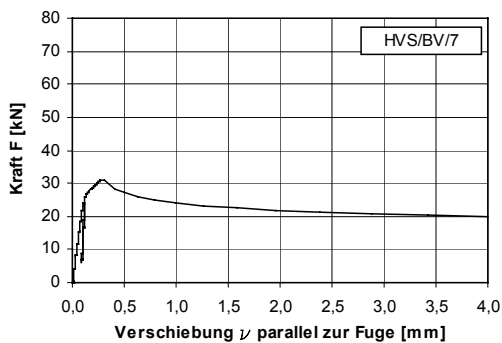


Abb.B.3-5: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Versuchserie HB/BV - Einzelauswertung

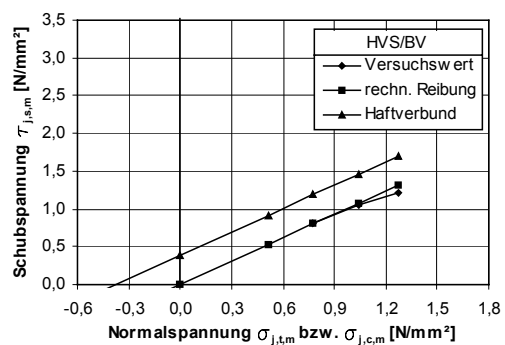
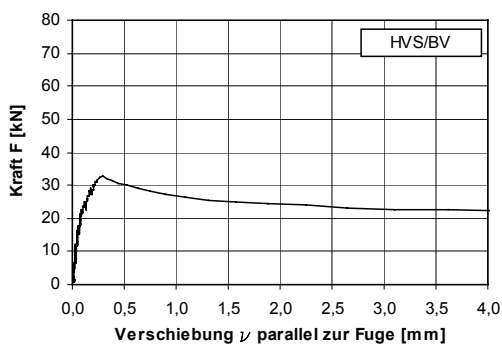


Abb.B.3-6: Kraft-Verschiebungsdiagramm der Versuchserie HB/BV - Mittelwert

Abb.B.3-7: Schub-Normalspannungsdiagramm der Versuchserie HB/BV

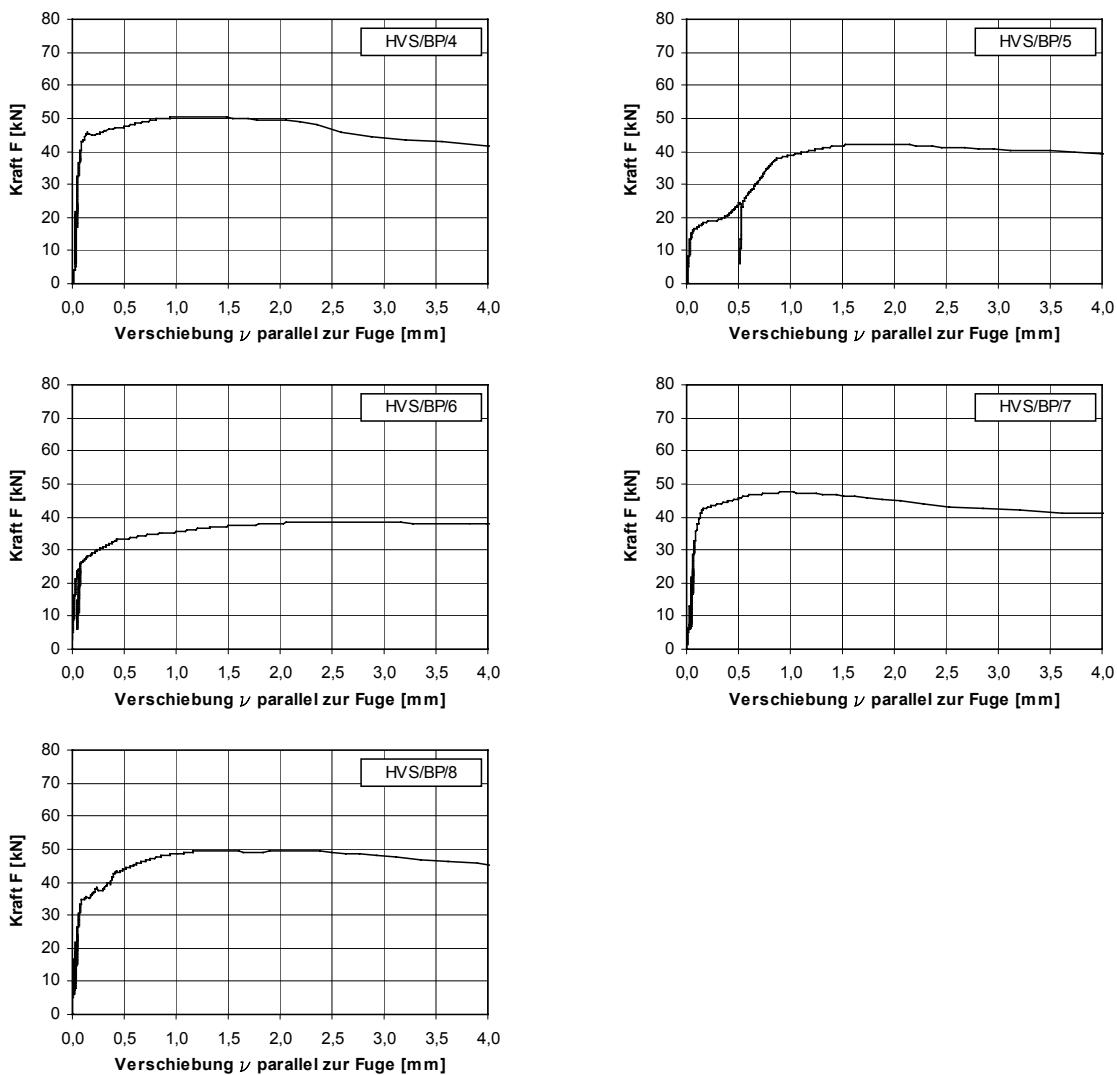


Abb.B.3-8: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Versuchserie HB/BP - Einzelauswertung

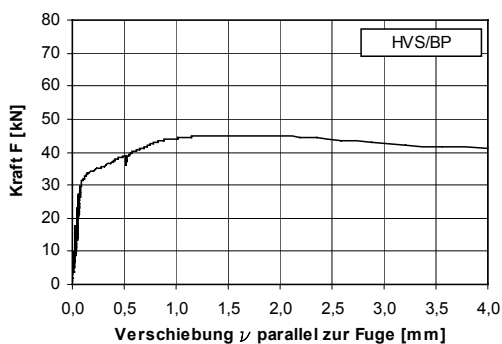


Abb.B.3-9: Kraft-Verschiebungsdiagramm der Versuchserie HB/BP - Mittelwert

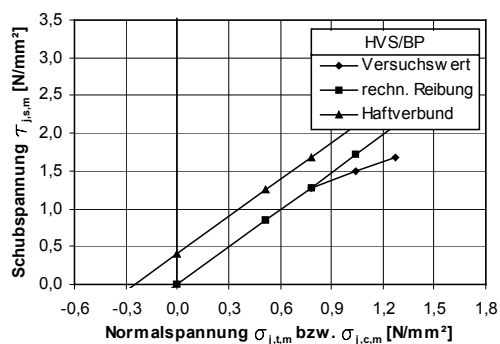


Abb.B.3-10: Schub-Normalspannungsdiagramm der Versuchserie HB/BP

Versagen des Prüfkörpers HVS/ZR/4 vor Versuchsbeginn

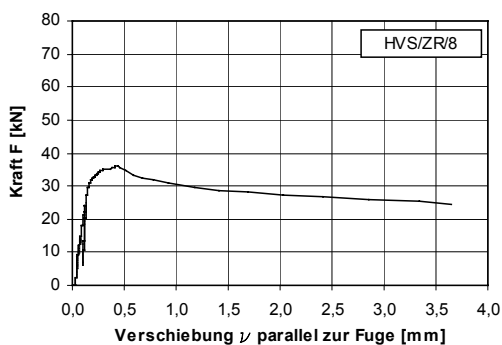
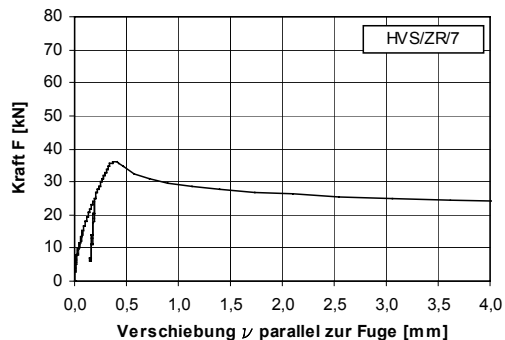
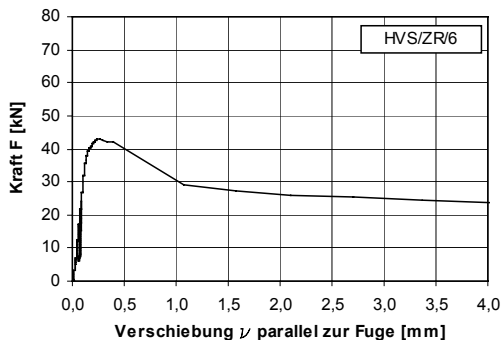
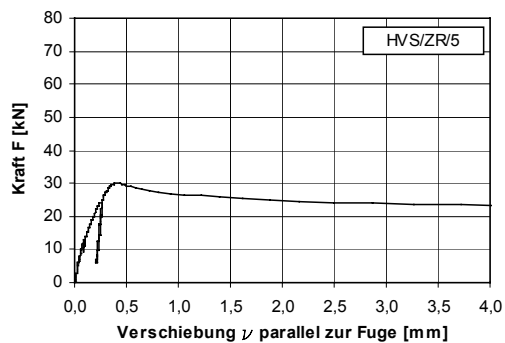


Abb.B.3-11: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Versuchserie HB/ZR - Einzelauswertung

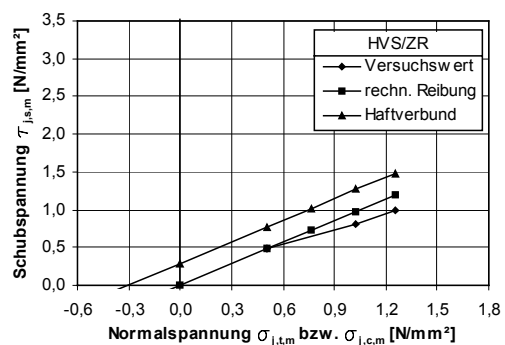
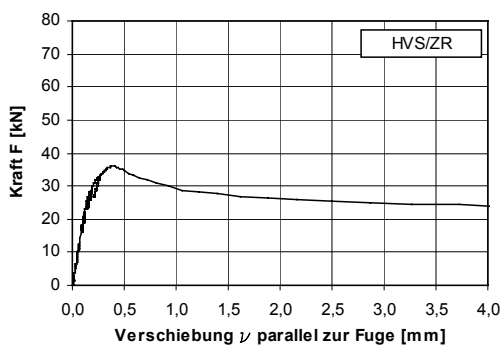


Abb.B.3-12: Kraft-Verschiebungsdiagramm der Versuchserie HB/ZR - Mittelwert

Abb.B.3-13: Schub-Normalspannungsdiagramm der Versuchserie HB/ZR

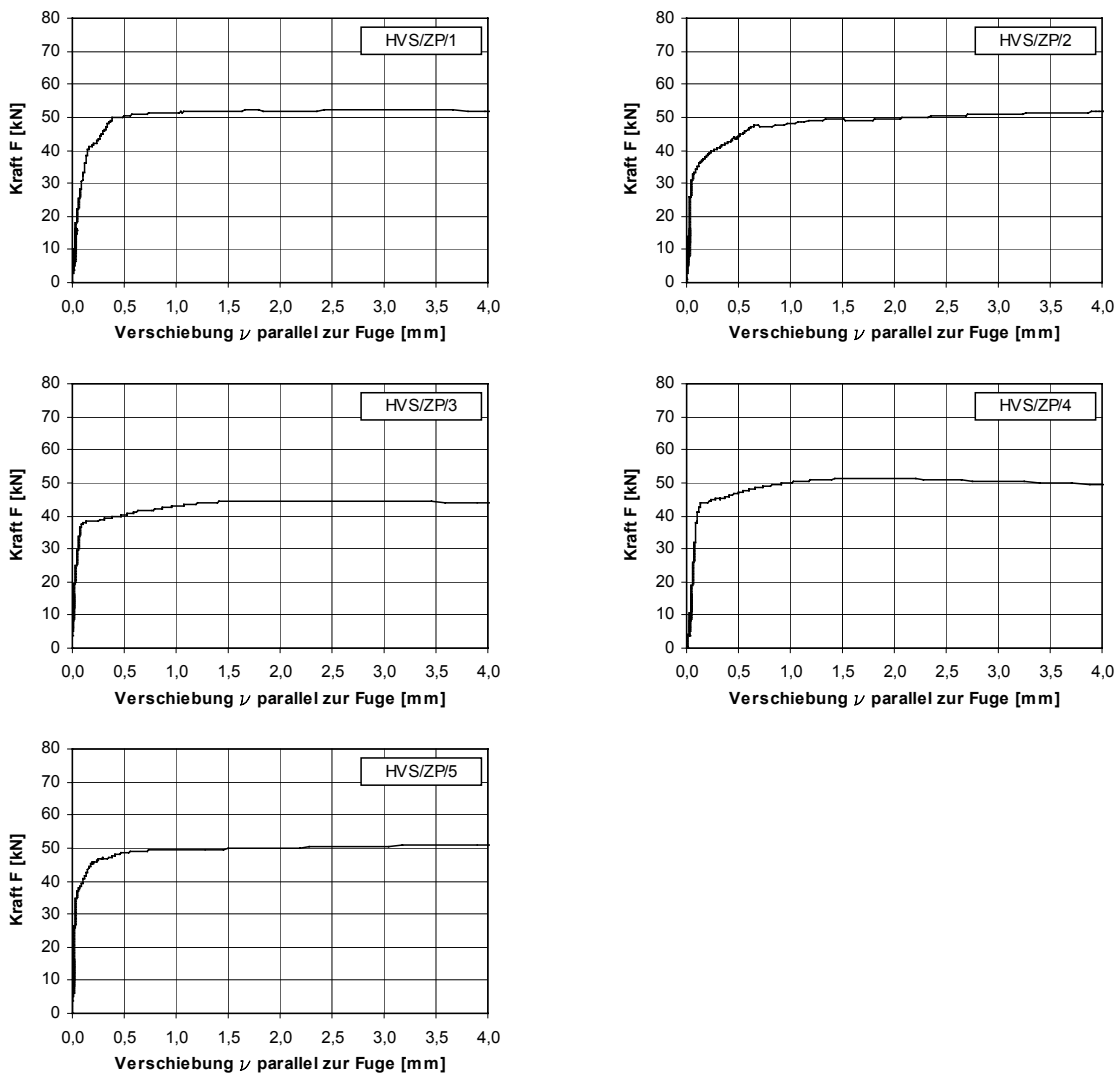


Abb.B.3-14: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Versuchserie HB/ZP - Einzelauswertung

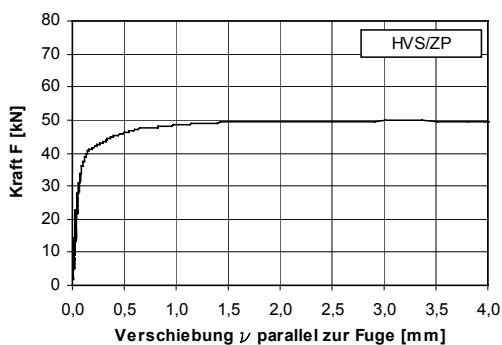


Abb.B.3-15: Kraft-Verschiebungsdiagramm der Versuchserie HB/ZP - Mittelwert

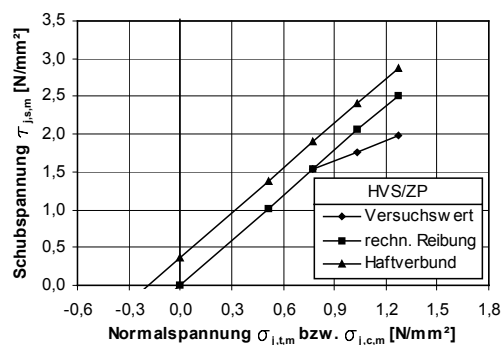


Abb.B.3-16: Schub-Normalspannungsdiagramm der Versuchserie HB/ZP

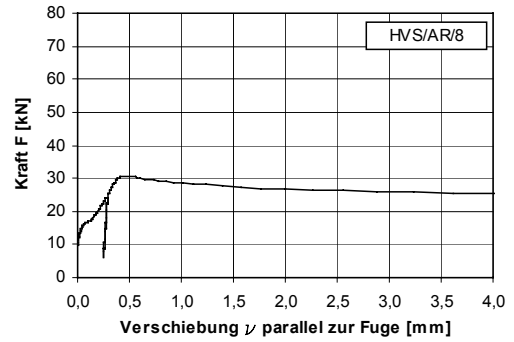
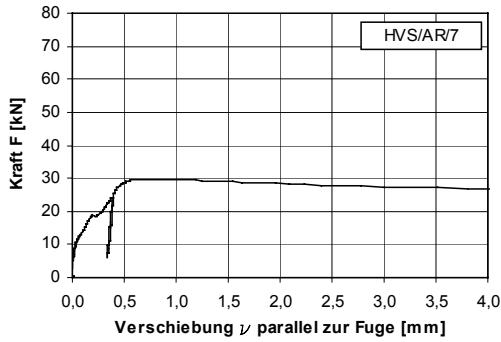


Abb.B.3-17: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Versuchserie HB/AR - Einzelauswertung

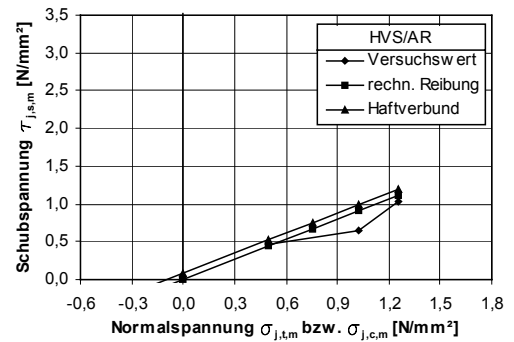
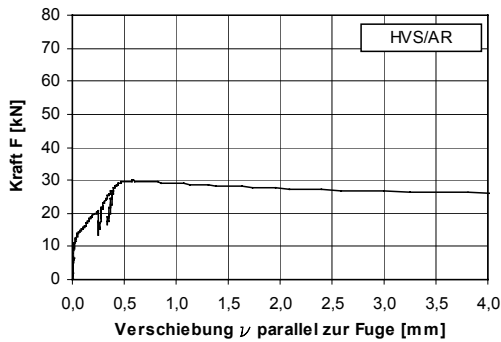


Abb.B.3-18: Kraft-Verschiebungsdiagramm der Versuchserie HB/AR - Mittelwert

Abb.B.3-19: Schub-Normalspannungsdiagramm der Versuchserie HB/AR

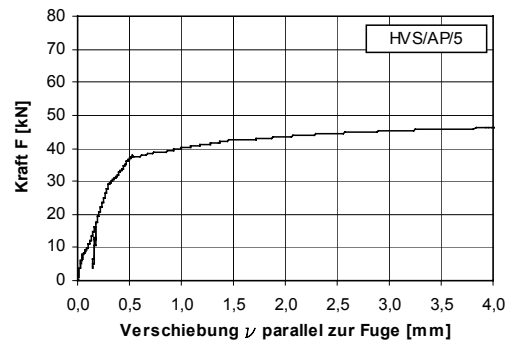
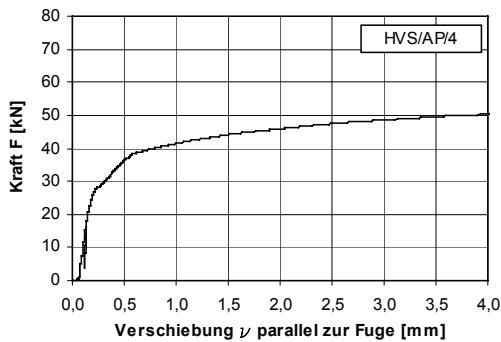


Abb.B.3-20: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Versuchserie HB/AP - Einzelauswertung

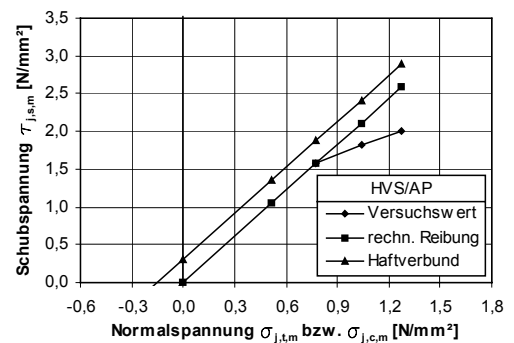
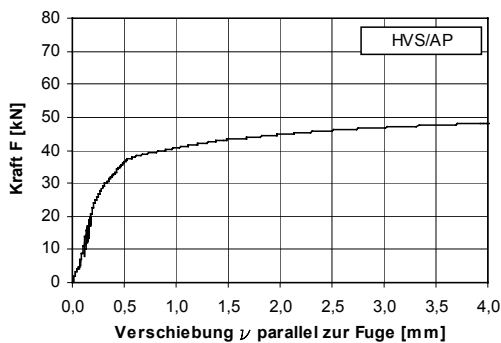


Abb.B.3-21: Kraft-Verschiebungsdiagramm der Versuchserie HB/AP - Mittelwert

Abb.B.3-22: Schub-Normalspannungsdiagramm der Versuchserie HB/AP

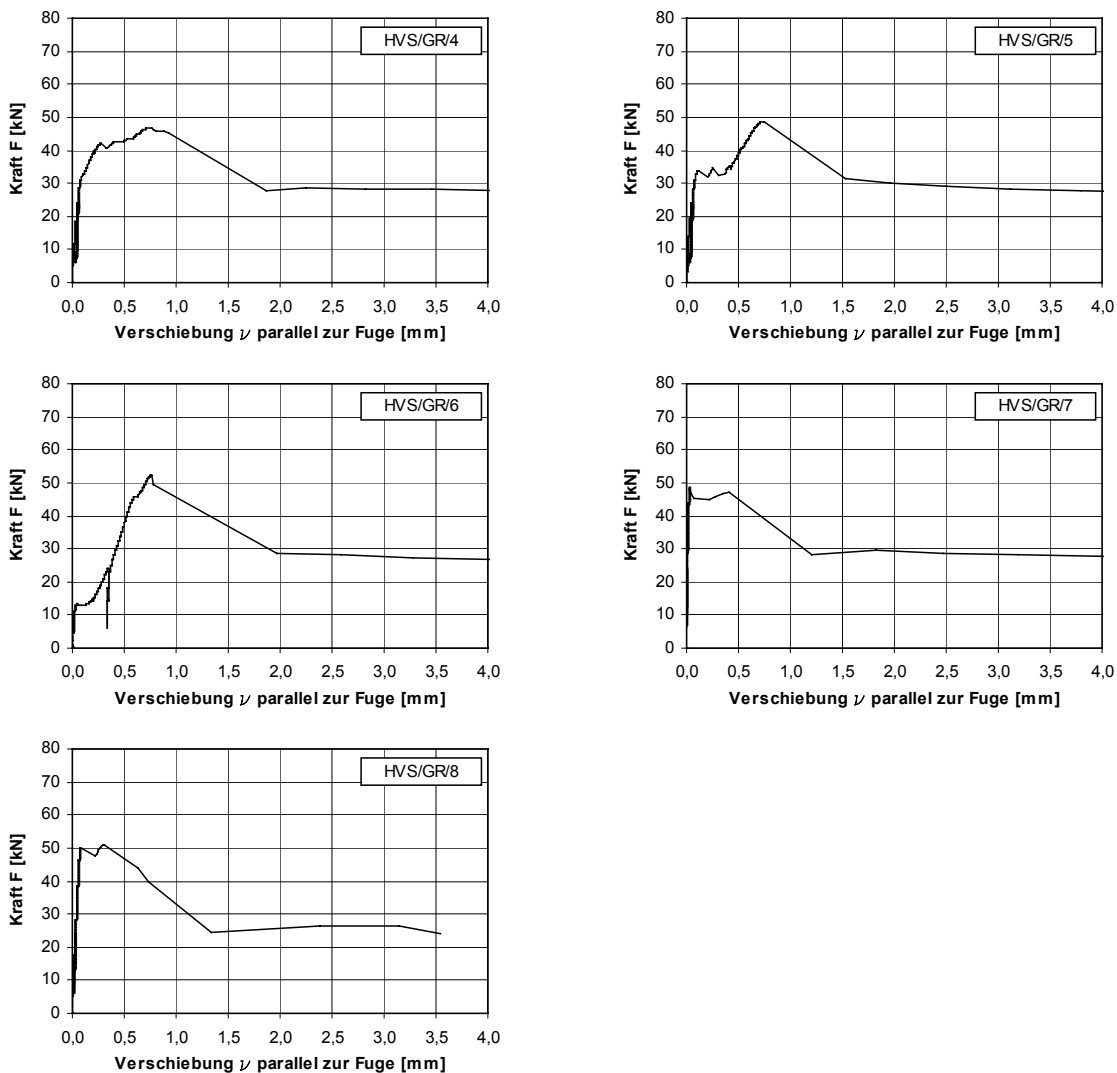


Abb.B.3-23: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Versuchserie HB/GR - Einzelauswertung

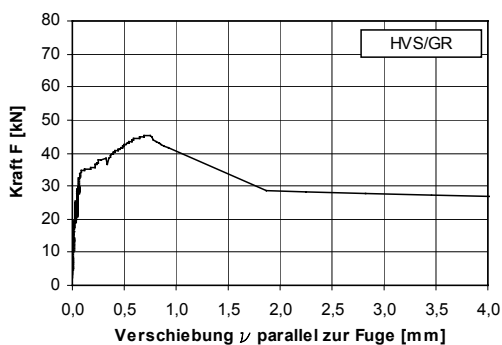


Abb.B.3-24: Kraft-Verschiebungsdiagramm der Versuchserie HB/GR - Mittelwert

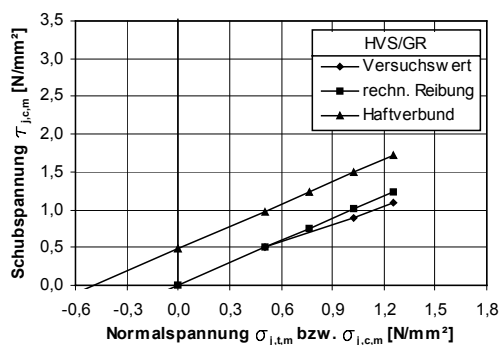


Abb.B.3-25: Schub-Normalspannungsdiagramm der Versuchserie HB/GR



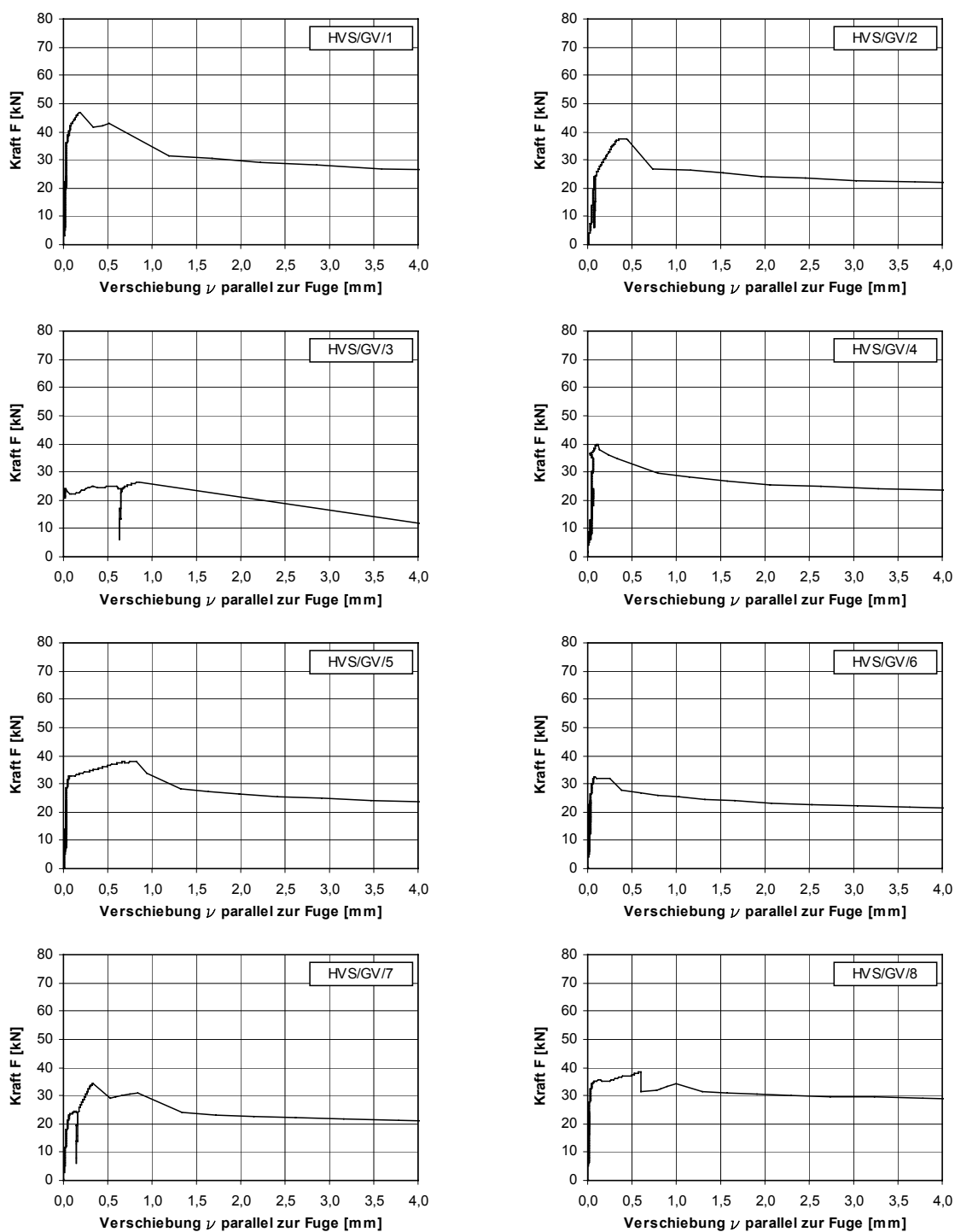


Abb.B.3-26: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Versuchserie HB/GV - Einzelauswertung

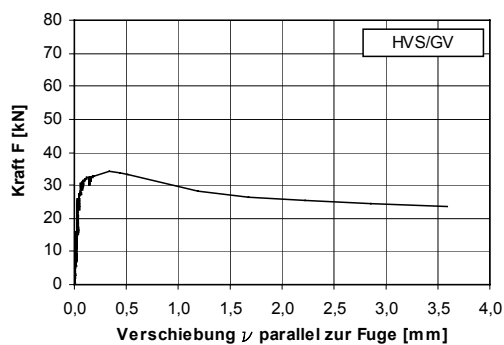


Abb.B.3-27: Kraft-Verschiebungsdiagramm der Versuchserie HB/GV - Mittelwert

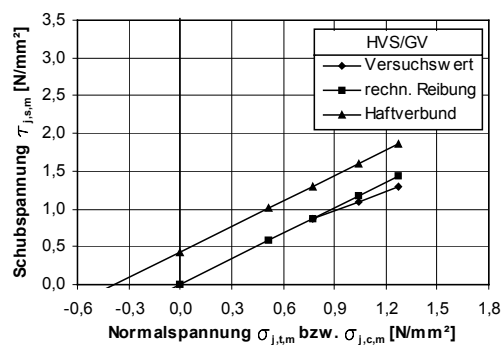


Abb.B.3-28: Schub-Normalspannungsdiagramm der Versuchserie HB/GV

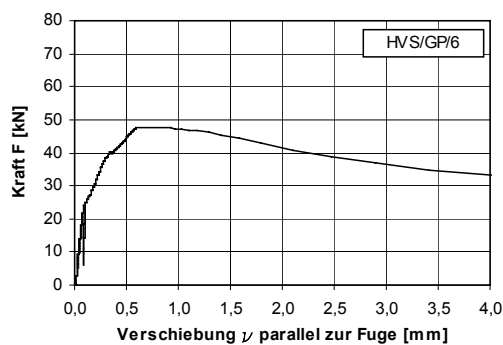
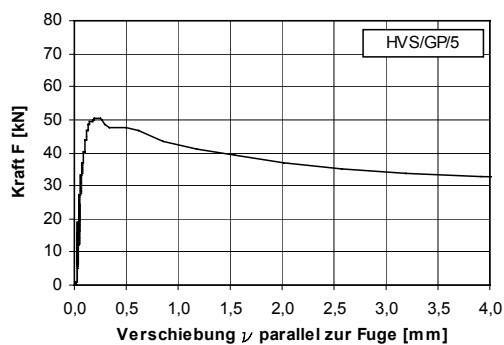
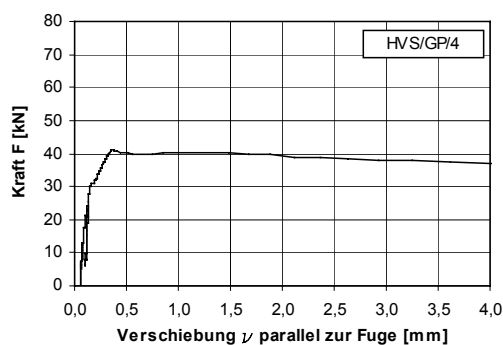
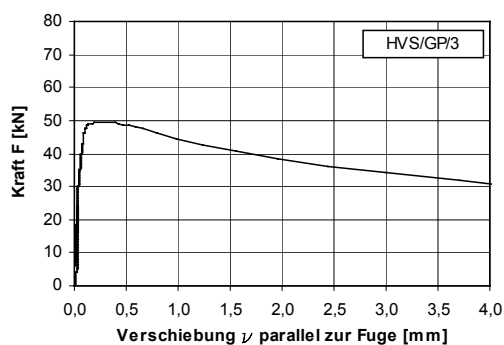
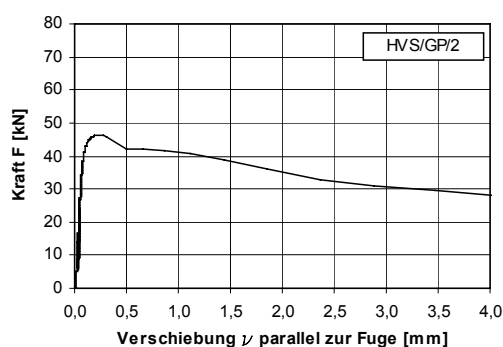
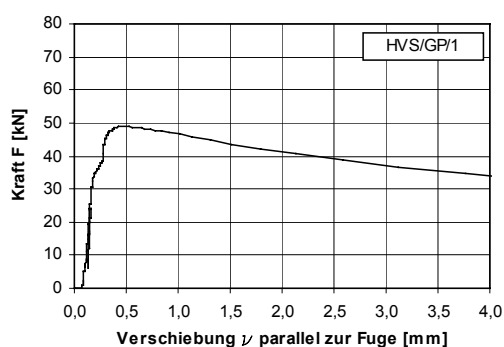


Abb.B.3-29: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Versuchserie HB/GP - Einzelauswertung

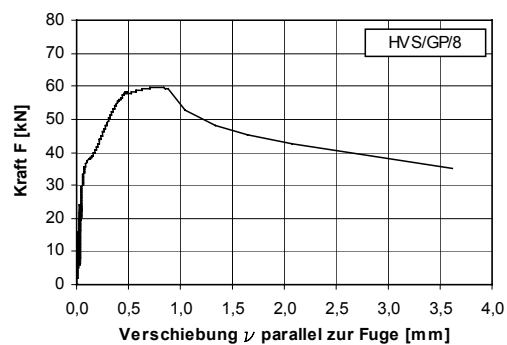
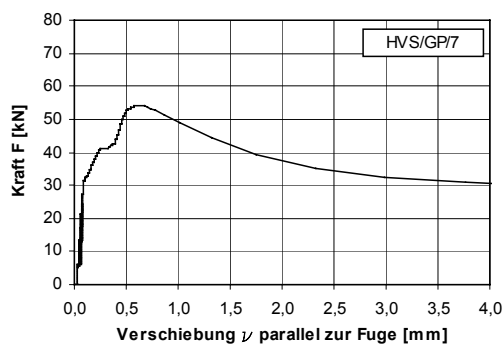


Abb.B.3-30: Kraft-Verschiebungsdiagramme der Versuchserie HB/GP - Einzelauswertung

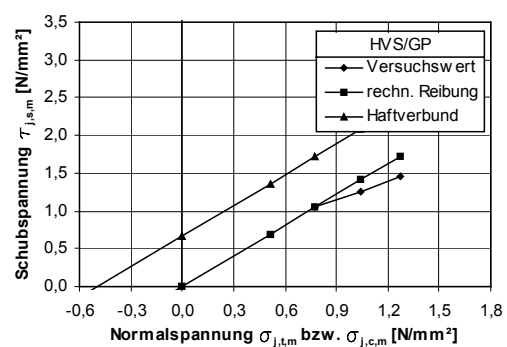
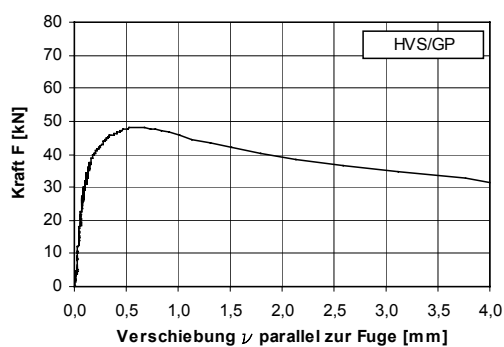


Abb.B.3-31: Kraft-Verschiebungsdiagramm der Versuchserie HB/GP - Mittelwert

Abb.B.3-32: Schub-Normalspannungsdiagramm der Versuchserie HB/GP

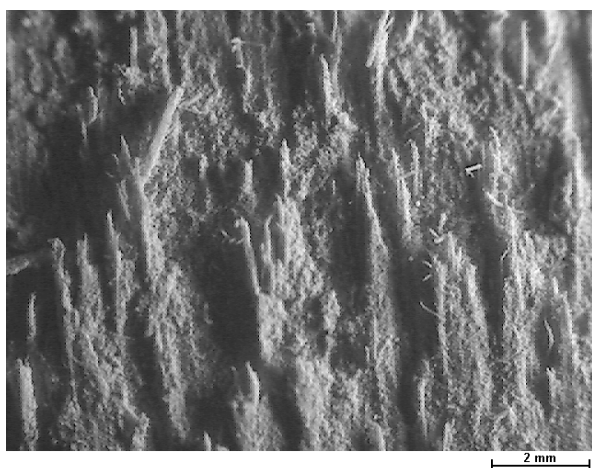


Abb.B.3-33: Oberfläche der Probe Nr.4; Anhydrit; 10-fache Vergrößerung

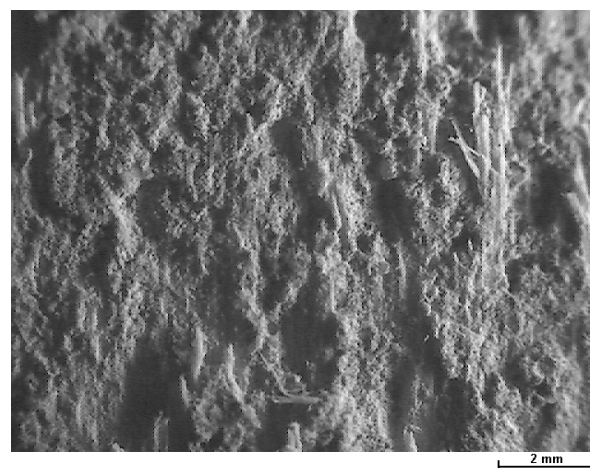


Abb.B.3-34: Oberfläche der Probe Nr.8; Zementestrich; 10-fache Vergrößerung

**Rauheit - Flächenschnitt -**

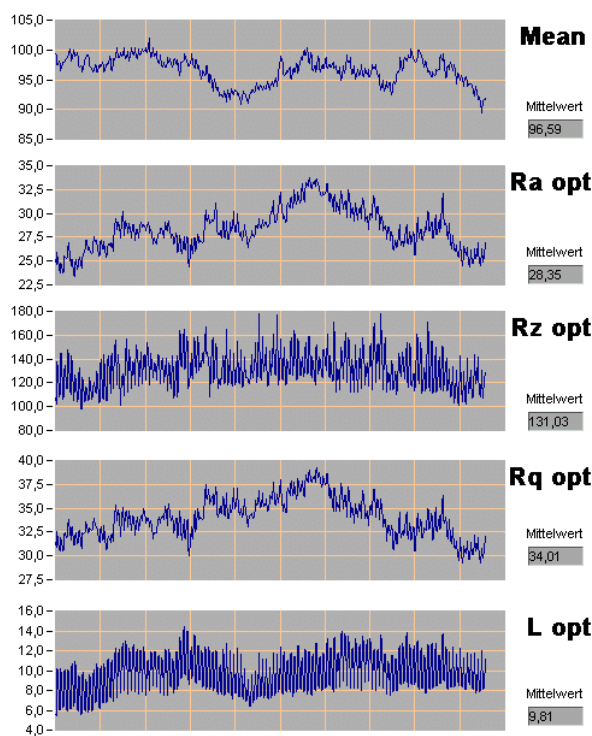


Abb.B.3-35: Rauigkeitswerte Probe Nr.4

**Rauheit - Flächenschnitt -**

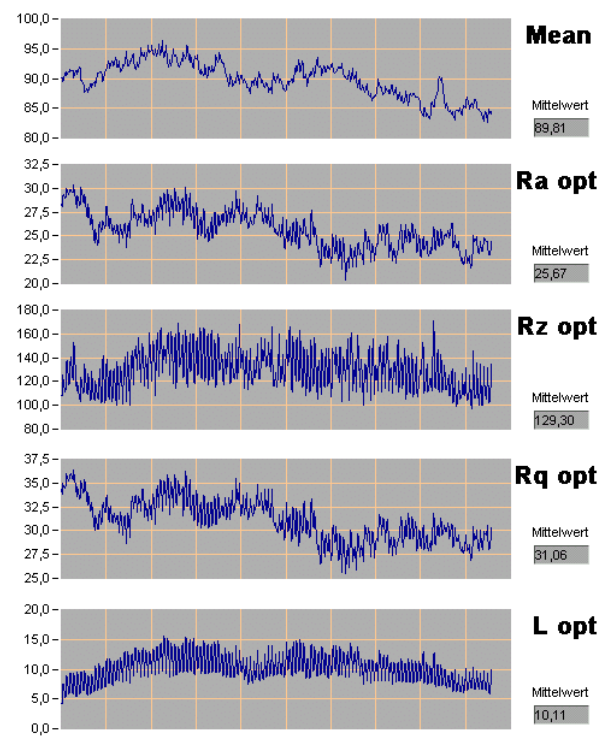


Abb.B.3-36: Rauigkeitswerte Probe Nr.8

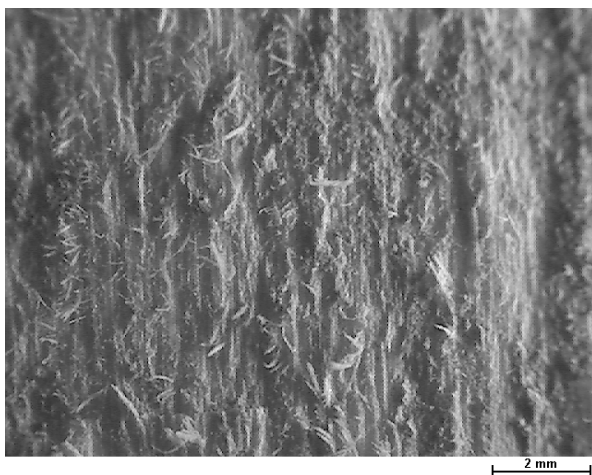


Abb.B.3-37: Oberfläche der Probe Nr. 10; Beton; 10-fache Vergrößerung

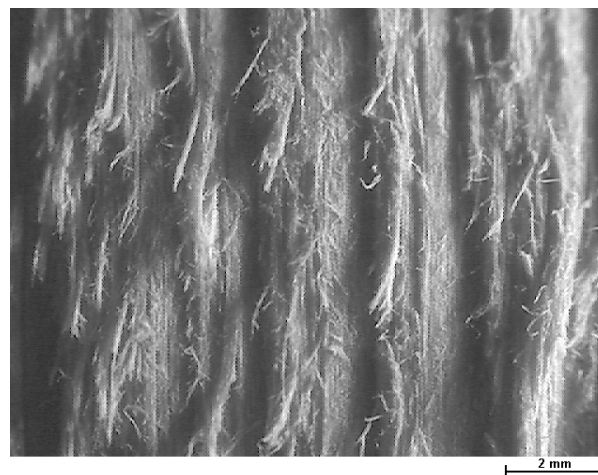


Abb.B.3-38: Oberfläche der Probe Nr. 12; Geopolymer; 10-fache Vergrößerung

**Rauheit - Flächenschnitt -**

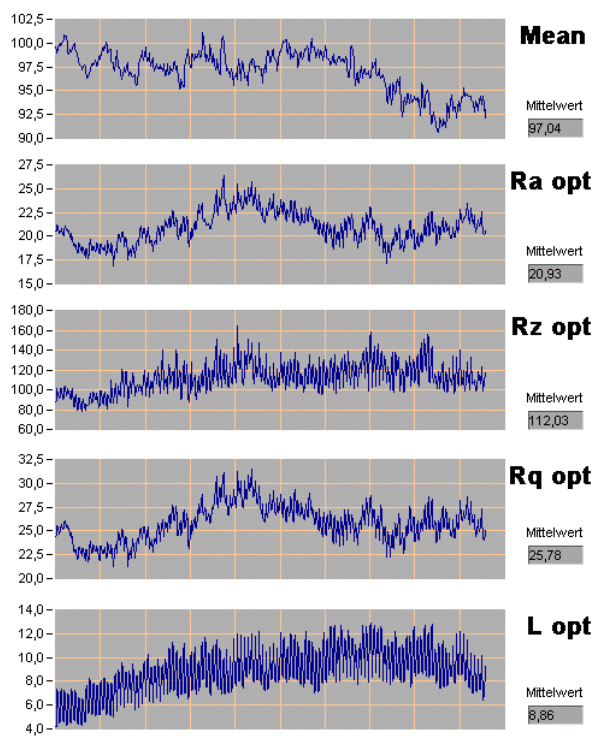


Abb.B.3-39: Rauigkeitswerte Probe Nr.10

**Rauheit - Flächenschnitt -**

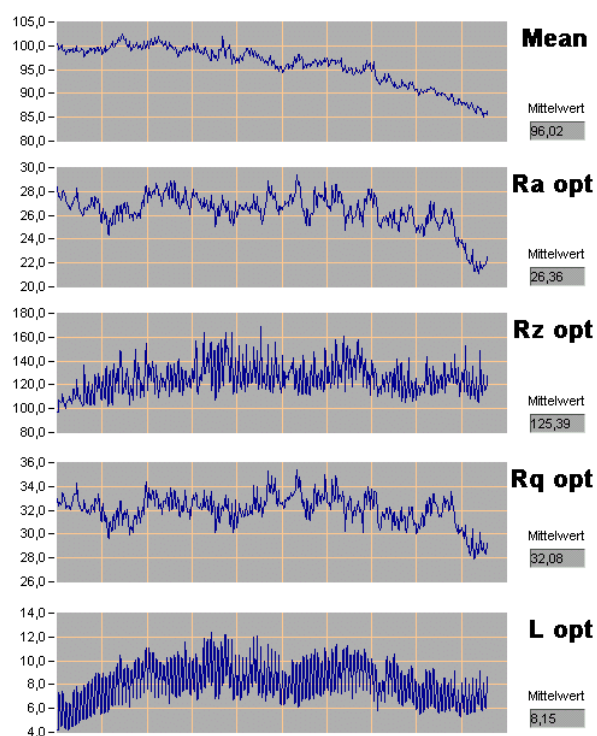


Abb.B.3-40: Rauigkeitswerte Probe Nr.12

Tab.C.4-1: Beurteilung der Brettstapeloberfläche

Bezeichnung	Beurteilung der		
	Oberflächenrauigkeit	Verfärbung	Fehlstellen
HZ/BR/1	normal	3 Lamellen Blaufärbung	keine
HZ/BR/2	normal	2 Lamellen Blaufärbung	keine
HZ/BR/3	normal	keine	1 cm starker Ast
HZ/BR/4	Stufen in den Lamellen	keine	10 cm langer Riss
HZ/BV/1	normal	keine	keine
HZ/BV/2	teils stark faserig	keine	keine
HZ/BV/3	normal	keine	keine
HZ/BV/4	teils stark faserig	keine	keine
HZ/BP/1	normal	keine	1cm starker Ast
HZ/BP/2	normal	keine	1cm starker Ast, seitlich
HZ/BP/3	relativ glatt	keine	keine
HZ/BP/4	normal	2 Lamellen Blaufärbung	keine
HZ/ZR/1	normal	1 Lamelle Blaufärbung	3 cm starker Ast, 4 mm tief
HZ/ZR/2	normal	keine	keine
HZ/ZR/3	normal	keine	1 cm starker Ast
HZ/ZR/4	normal	keine	keine
HZ/ZV/1	normal	keine	2 cm lange Faserablösungen
HZ/ZV/2	normal	keine	2 cm lange Faserablösungen
HZ/ZV/3	normal	2 Lamellen Blaufärbung	keine
HZ/ZV/4	normal	keine	keine
HZ/ZP/1	normal	keine	keine
HZ/ZP/2	normal	keine	keine
HZ/ZP/3	normal	keine	keine
HZ/ZP/4	normal	2 Lamellen Blaufärbung	1 cm starker Ast
HZ/AR/1	normal	keine	keine
HZ/AR/2	normal	keine	relativ weite Fugen
HZ/AR/3	normal	keine	3x Faserablösung, 2 cm
HZ/AR/4	normal	keine	keine
HZ/AV/1	teils stark faserig	keine	1 cm lange Faserablösung
HZ/AV/2	normal	keine	1,5 cm starker Ast
HZ/AV/3	Stufen in den Lamellen	keine	1 cm lange Faserablösung
HZ/AV/4	Stufen in den Lamellen	keine	1 cm lange Faserablösung

Fortsetzung Tab.C.4-1

Bezeichnung	Beurteilung der		
	Oberflächenrauigkeit	Verfärbung	Fehlstellen
HZ/AP/1	normal	keine	keine
HZ/AP/2	normal	keine	keine
HZ/AP/3	stark faserig	keine	2x 1cm starke Äste, sehr tief
HZ/AP/4	normal	2 Lamellen Blaufärbung	keine
HZ/GR/1	leicht faserig	keine	4 cm langer Riss
HZ/GR/2	normal	3 Lamellen Blaufärbung	keine
HZ/GR/3	normal	2 Lamellen Blaufärbung	keine
HZ/GR/4	relativ glatt	keine	4 cm langer Riss
HZ/GV/1	normal	keine	3 cm lange Faserablösungen
HZ/GV/2	normal	2 Lamellen Blaufärbung	keine
HZ/GV/3	normal	1 Lamelle Blaufärbung	1 cm starker Ast
HZ/GV/4	normal	keine	2 cm Faserablösungen
HZ/GP/1	relativ glatt	keine	2x 1cm starke Äste
HZ/GP/2	Stufen in den Lamellen	keine	2 cm lange Einkerbung
HZ/GP/3	normal	keine	1 cm starker Ast
HZ/GP/4	teils stark faserig	keine	2 cm starker Ast

Tab.C.4-2: Berechnung der Vorlast

Bezeichnung	Masse	Masse	Masse	Gewichtskraft	Kraft <sub>ein</sub> spann	Vorlast
	unterer Probeteil	Anbauteile			entlastend	
	$M_{u1}$	$M_{u2}$	$M_u = M_{u1} + M_{u2}$	$F_u = 0,981 * M_u$	$F_e$	$F_0 = F_u + F_e$
	[g]	[g]	[g]	[N]	[N]	[N]
HZ/BR/1	1521,5	3188,0	4709,5	46,2	-7,6	38,6
HZ/BR/2	1451,2	3188,0	4639,2	45,5	-12,4	33,1
HZ/BR/3	1410,1	3188,0	4598,1	45,1	-5,2	39,9
HZ/BR/4	1262,7	3188,0	4450,7	43,7	-8,4	35,3
HZ/BV/1	1206,0	3188,0	4394,0	43,1	-5,2	37,9
HZ/BV/2	1374,5	3188,0	4562,5	44,8	-10,8	34,0
HZ/BV/3	1278,3	3188,0	4466,3	43,8	0,0	43,8
HZ/BV/4	1189,5	3188,0	4377,5	42,9	-3,9	39,0
HZ/BP/1	1391,5	3188,0	4579,5	44,9	-4,9	40,0
HZ/BP/2	1374,0	3188,0	4562,0	44,8	-4,7	40,1
HZ/BP/3	1289,5	3188,0	4477,5	43,9	-11,1	32,8
HZ/BP/4	1397,0	3188,0	4585,0	45,0	-15,0	30,0

Fortsetzung Tab.C.4-2

Bezeichnung	Masse	Masse	Masse	Gewichtskraft	Kraft <sub>einspann</sub>	Vorlast
	unterer Probeteil	Anbauteile			entlastend	
	$M_{u1}$	$M_{u2}$	$M_u = M_{u1} + M_{u2}$	$F_u = 0,981 * M_u$	$F_e$	$F_0 = F_u + F_e$
	[g]	[g]	[g]	[N]	[N]	[N]
HZ/ZR/1	1525,0	3188,0	4713,0	46,2	-45,0	1,2
HZ/ZR/2	1334,5	3188,0	4522,5	44,4	-12,4	32,0
HZ/ZR/3	1312,0	3188,0	4500,0	44,1	-42,8	1,3
HZ/ZR/4	1347,3	3188,0	4535,3	44,5	-5,3	39,2
HZ/ZV/1	1268,0	3188,0	4456,0	43,7	-8,7	35,0
HZ/ZV/2	1214,5	3188,0	4402,5	43,2	0,0	43,2
HZ/ZV/3	1385,5	3188,0	4573,5	44,9	-12,1	32,8
HZ/ZV/4	1191,5	3188,0	4379,5	43,0	-3,6	39,4
HZ/ZP/1	1391,5	3188,0	4579,5	44,9	-4,7	40,2
HZ/ZP/2	1351,5	3188,0	4539,5	44,5	-8,5	36,0
HZ/ZP/3	1294,5	3188,0	4482,5	44,0	-3,0	41,0
HZ/ZP/4	1402,0	3188,0	4590,0	45,0	-9,0	36,0
HZ/AR/1	1349,5	3188,0	4537,5	44,5	-4,5	40,0
HZ/AR/2	1359,0	3188,0	4547,0	44,6	-0,8	43,8
HZ/AR/3	1350,8	3188,0	4538,8	44,5	-3,4	41,1
HZ/AR/4	1359,8	3188,0	4547,8	44,6	-4,6	40,0
HZ/AV/1	1293,5	3188,0	4481,5	44,0	-0,1	43,9
HZ/AV/2	1285,5	3188,0	4473,5	43,9	-0,8	43,1
HZ/AV/3	1269,5	3188,0	4457,5	43,7	0,0	43,7
HZ/AV/4	1318,0	3188,0	4506,0	44,2	-3,8	40,4
HZ/AP/1	1387,0	3188,0	4575,0	44,9	-1,2	43,7
HZ/AP/2	1383,5	3188,0	4571,5	44,8	-12,0	32,8
HZ/AP/3	1372,5	3188,0	4560,5	44,7	-35,8	8,9
HZ/AP/4	1359,5	3188,0	4547,5	44,6	-4,5	40,1
HZ/GR/1	1263,9	3188,0	4451,9	43,7	-17,7	26,0
HZ/GR/2	1377,0	3188,0	4565,0	44,8	-4,8	40,0
HZ/GR/3	1171,1	3188,0	4359,1	42,8	-23,8	19,0
HZ/GR/4	1346,1	3188,0	4534,1	44,5	-4,5	40,0
HZ/GV/1	2008,0	3188,0	5196,0	51,0	-1,0	50,0
HZ/GV/2	1735,9	3188,0	4923,9	48,3	-7,9	40,4
HZ/GV/3	1727,0	3188,0	4915,0	48,2	-20,1	28,1
HZ/GV/4	1844,1	3188,0	5032,1	49,4	-15,6	33,8



Fortsetzung Tab.C.4-2

Bezeichnung	Masse	Masse	Masse	Gewichtskraft	Kraft <sub>ein</sub> spann	Vorlast
	unterer Probeteil	Anbauteile			entlastend	
	$M_{u1}$	$M_{u2}$	$M_u = M_{u1} + M_{u2}$	$F_u = 0,981 * M_u$	$F_e$	$F_0 = F_u + F_e$
	[g]	[g]	[g]	[N]	[N]	[N]
HZ/GP/1	1794,0	3188,0	4982,0	48,9	-0,5	48,4
HZ/GP/2	1765,5	3188,0	4953,5	48,6	0,0	48,6
HZ/GP/3	1733,5	3188,0	4921,5	48,3	-2,3	46,0
HZ/GP/4	1736,5	3188,0	4924,5	48,3	-3,3	45,0

Tab.C.4-3: Prüfalter / Haftzugfestigkeit / Bruchenergie

Bezeichnung	Prüfalter	Haftzugfestigkeit $f_{j,t}$	Bruchenergie $G_F$
	[d]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm]
HZ/BR/1	68	0,0459	0,0064
HZ/BR/2	68	0,0264 *	0,00399 *
HZ/BR/3	69	0,1475	0,0335
HZ/BR/4	69	0,1121	0,0349
min		0,0459	0,0064
max		0,1475	0,0349
Mittelwert		0,1018	0,0249
Standardabweichung		0,0516	0,02
Varianz		0,0027	0,00
Variationskoeffizient [%]		50,64	64,35
HZ/BV/1	57	0,1337	1,0677
HZ/BV/2	57	0,1127	0,7419
HZ/BV/3	57	0,1387	0,5737
HZ/BV/4	57	0,1080	0,7663
min		0,1080	0,5737
max		0,1387	0,7663
Mittelwert		0,1233	0,7874
Standardabweichung		0,0152	0,21
Varianz		0,0002	0,04
Variationskoeffizient [%]		12,32	26,10

Fortsetzung Tab.C.4-3

Bezeichnung	Prüfalter	Haftzugfestigkeit $f_{j,t}$	Bruchenergie $G_F$
	[d]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm]
HZ/BP/1	52	0,1877	1,1876
HZ/BP/2	52	0,1949	1,2774
HZ/BP/3	52	0,1829	1,1736
HZ/BP/4	52	0,1474	0,8242
min		0,1474	0,8242
max		0,1949	1,2774
Mittelwert		0,1782	1,1157
Standardabweichung		0,0211	0,20
Varianz		0,0004	0,04
Variationskoeffizient [%]		11,86	17,90
HZ/ZR/1	68	0,0389	0,0096
HZ/ZR/2	68	0,0317	0,0071
HZ/ZR/3	68	0,0536	0,0143
HZ/ZR/4	68	0,0715	0,0141
min		0,0317	0,0071
max		0,0715	0,0143
Mittelwert		0,0489	0,0113
Standardabweichung		0,0176	0,00
Varianz		0,0003	0,00
Variationskoeffizient [%]		35,96	31,37
HZ/ZV/1	58	0,1153	1,2475
HZ/ZV/2	58	0,0873	0,8709
HZ/ZV/3	58	0,0894	0,5456
HZ/ZV/4	58	0,0799	0,5748
min		0,0799	0,5456
max		0,0894	0,8709
Mittelwert		0,0930	0,8097
Standardabweichung		0,0154	0,33
Varianz		0,0002	0,11
Variationskoeffizient [%]		16,60	40,36

Fortsetzung Tab.C.4-3

Bezeichnung	Prüfalter	Haftzugfestigkeit $f_{j,t}$	Bruchenergie $G_F$
	[d]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm]
HZ/ZP/1	55	0,1071	0,8874
HZ/ZP/2	55	0,1217	1,1297
HZ/ZP/3	55	0,0967	0,5270
HZ/ZP/4	55	0,1254	0,9705
min		0,0967	0,5270
max		0,1254	1,1297
Mittelwert		0,1127	0,8787
Standardabweichung		0,0133	0,26
Varianz		0,0002	0,07
Variationskoeffizient [%]		11,79	29,03
HZ/AR/1	68	0,0122	0,0091
HZ/AR/2	69	0,0213	0,0265
HZ/AR/3	69	0,0036 *	0,00464 *
HZ/AR/4	69	0,0189	0,0070
min		0,0122	0,0070
max		0,0213	0,0265
Mittelwert		0,0175	0,0142
Standardabweichung		0,0047	0,01
Varianz		0,0000	0,00
Variationskoeffizient [%]		27,00	75,27
HZ/AV/1	58	0,0520	0,4011
HZ/AV/2	58	0,0667	0,4784
HZ/AV/3	59	0,0566	0,3456
HZ/AV/4	59	0,0478	0,3295
min		0,0478	0,3295
max		0,0667	0,4784
Mittelwert		0,0558	0,3886
Standardabweichung		0,0081	0,07
Varianz		0,0001	0,00
Variationskoeffizient [%]		14,56	17,30

Fortsetzung Tab.C.4-3

Bezeichnung	Prüfalter	Haftzugfestigkeit $f_{j,t}$	Bruchenergie $G_F$
	[d]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm]
HZ/AP/1	56	0,0962	0,7721
HZ/AP/2	56	0,0823	0,4631
HZ/AP/3	56	0,1066	1,3470
HZ/AP/4	56	0,1257	0,8848
min		0,0823	0,4631
max		0,1257	1,3470
Mittelwert		0,1027	0,8667
Standardabweichung		0,0183	0,37
Varianz		0,0003	0,13
Variationskoeffizient [%]		17,80	42,28
HZ/GR/1	69	0,0243	0,0055
HZ/GR/2	69	0,0204	0,0046
HZ/GR/3	69	0,00131 *	0,0004 *
HZ/GR/4	69	0,0275	0,0041
min		0,0204	0,0041
max		0,0275	0,0046
Mittelwert		0,0241	0,0047
Standardabweichung		0,0036	0,00
Varianz		0,0000	0,00
Variationskoeffizient [%]		14,77	15,57
HZ/GV/1	68	0,0150	0,0135
HZ/GV/2	68	0,0185	0,0209
HZ/GV/3	68	0,0163	0,0192
HZ/GV/4	68	0,0136	0,0286
min		0,0136	0,0135
max		0,0185	0,0286
Mittelwert		0,0159	0,0205
Standardabweichung		0,0021	0,01
Varianz		0,0000	0,00
Variationskoeffizient [%]		13,14	30,18

## Fortsetzung Tab.C.4-3

Bezeichnung	Prüfalter	Haftzugfestigkeit $f_{j,t}$	Bruchenergie $G_F$
	[d]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm]
HZ/GP/1	56	0,0149	0,0127
HZ/GP/2	56	0,0165	0,0139
HZ/GP/3	57	0,0157	0,0144
HZ/GP/4	57	0,0144	0,0213
min		0,0144	0,0127
max		0,0165	0,0213
Mittelwert		0,0154	0,0156
Standardabweichung		0,0009	0,00
Varianz		0,0000	0,00
Variationskoeffizient [%]		5,99	25,12

\*) Messwert geht nicht in Mittelwert ein, da Probekörper vorgeschädigt war

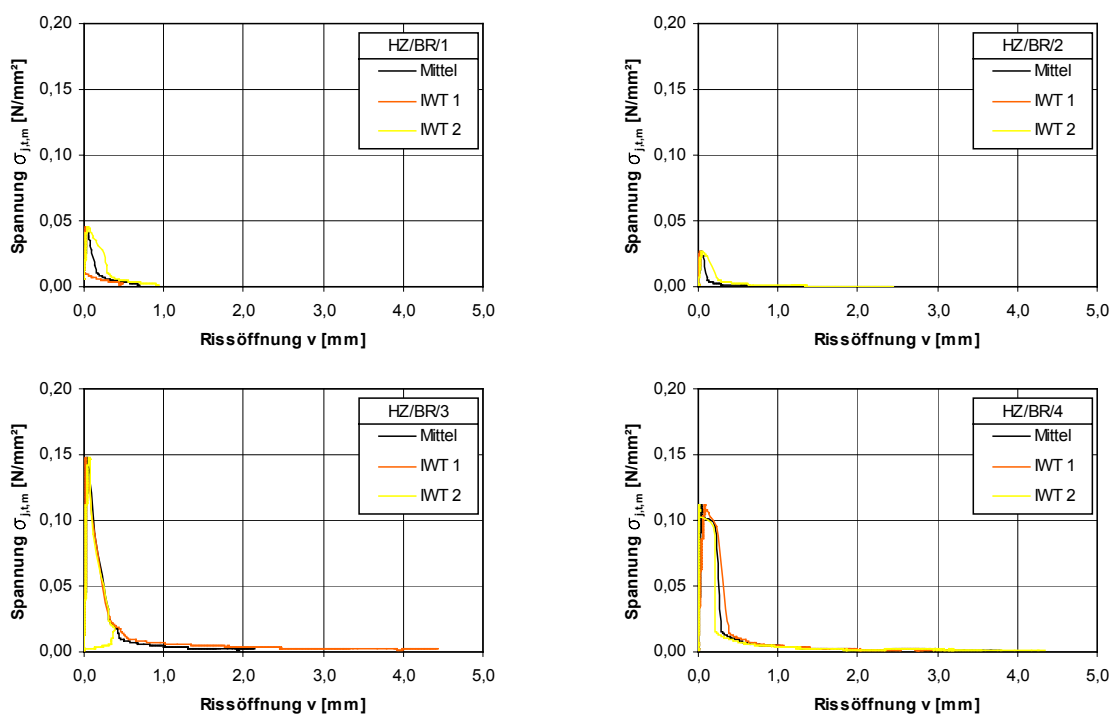


Abb.C.4-1: Spannungs-Rissöffnungsdiagramme der Versuchserie HB/BR - Einzelauswertung

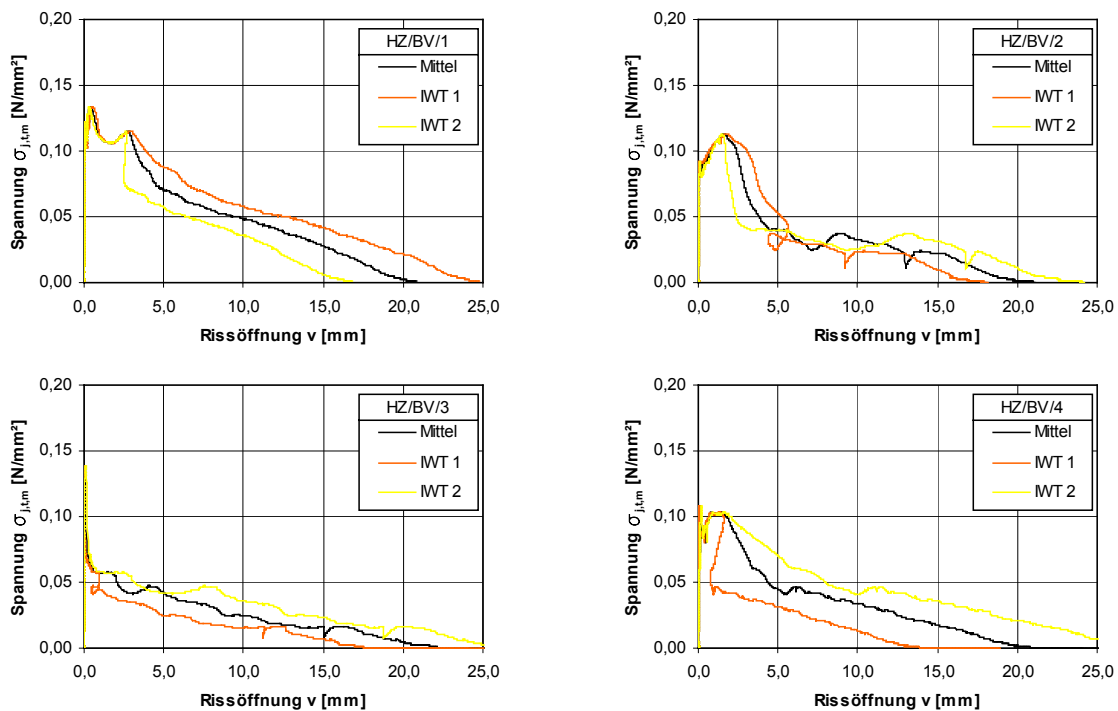


Abb.C.4-2: Spannungs-Rissöffnungsdiagramme der Versuchserie HB/BV - Einzelauswertung

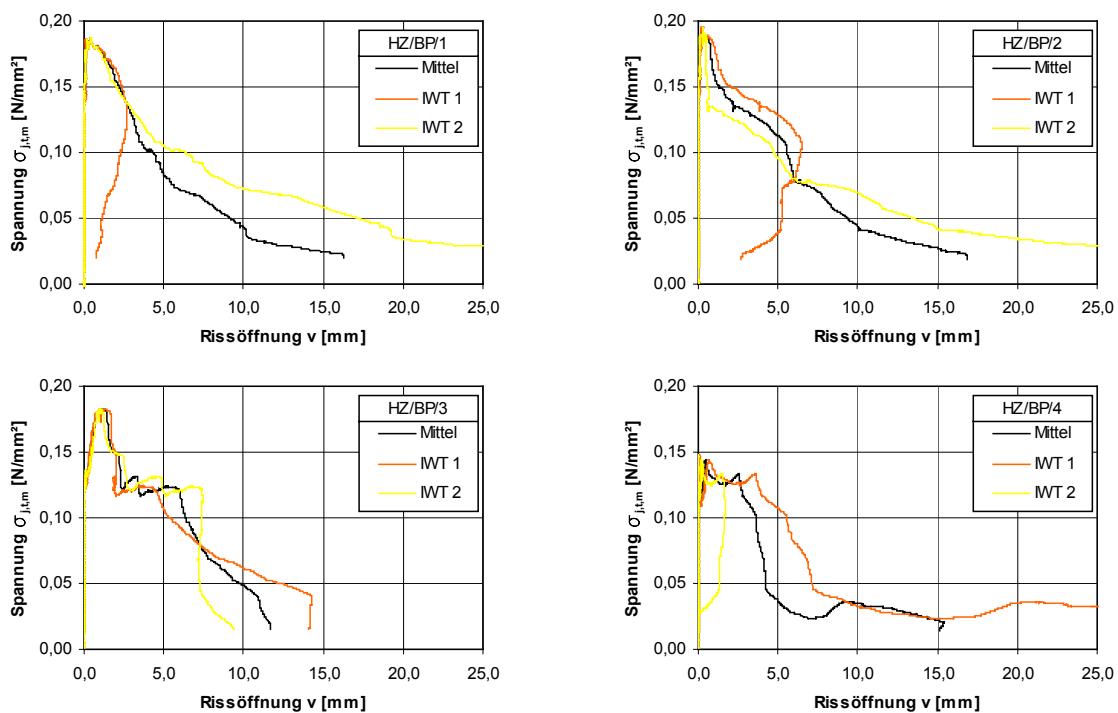


Abb.C.4-3: Spannungs-Rissöffnungsdiagramme der Versuchserie HB/BP - Einzelauswertung

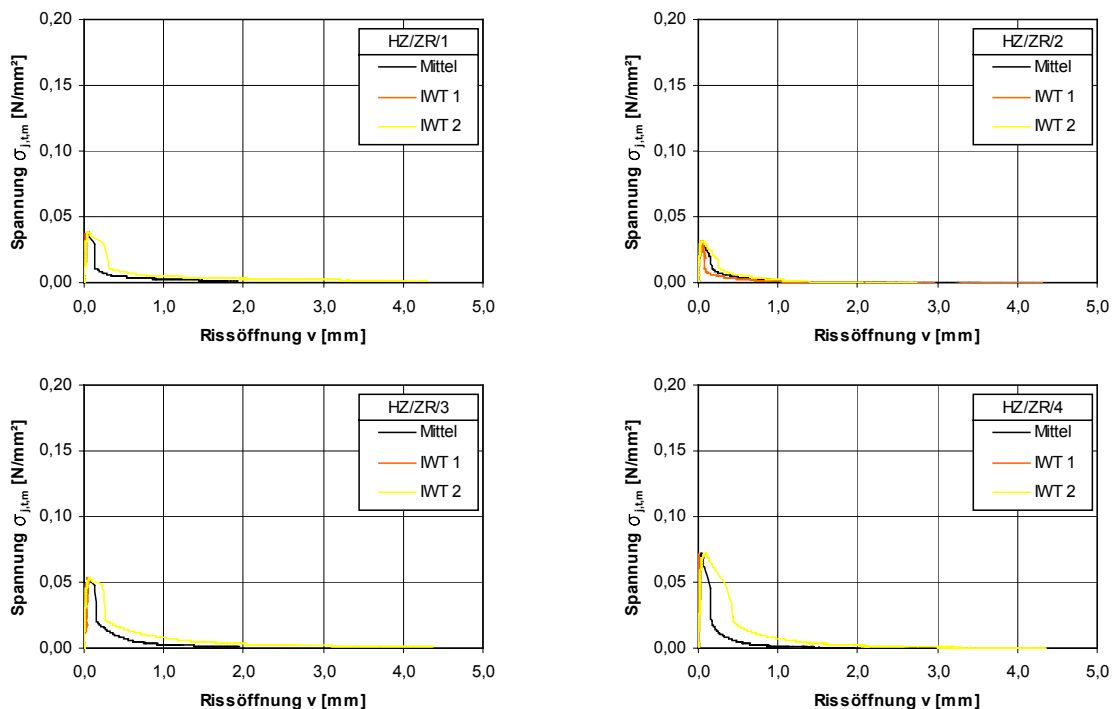


Abb.C.4-4: Spannungs-Rissöffnungsdiagramme der Versuchserie HB/ZR - Einzelauswertung

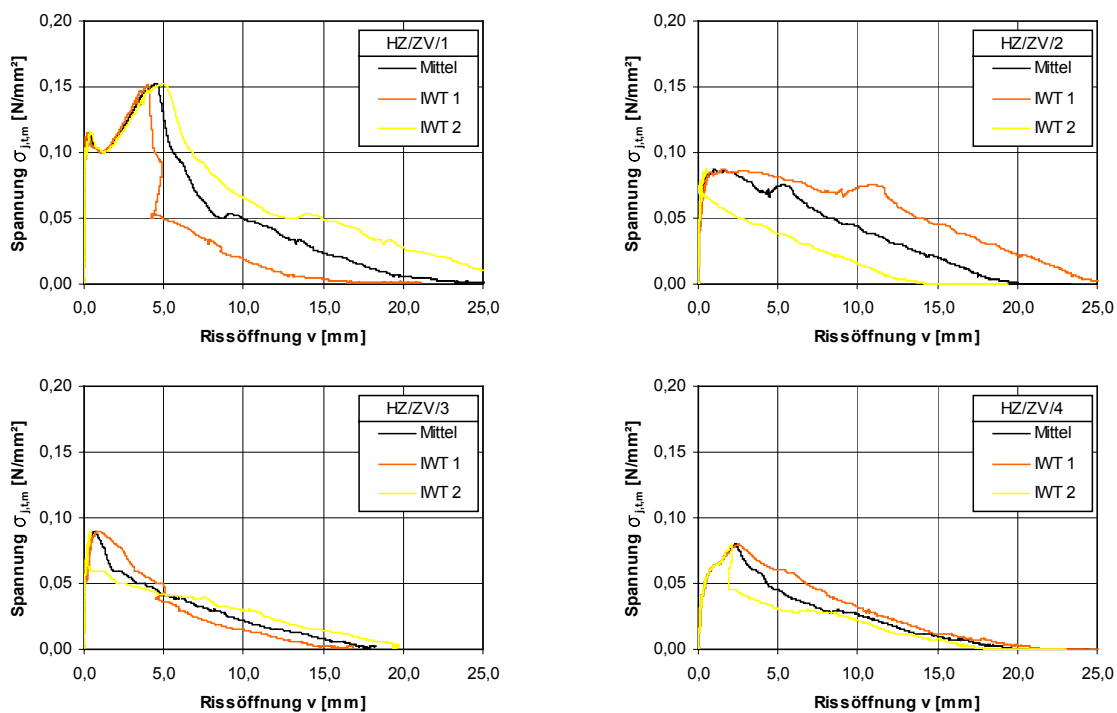


Abb.C.4-5: Spannungs-Rissöffnungsdiagramme der Versuchserie HB/ZV - Einzelauswertung

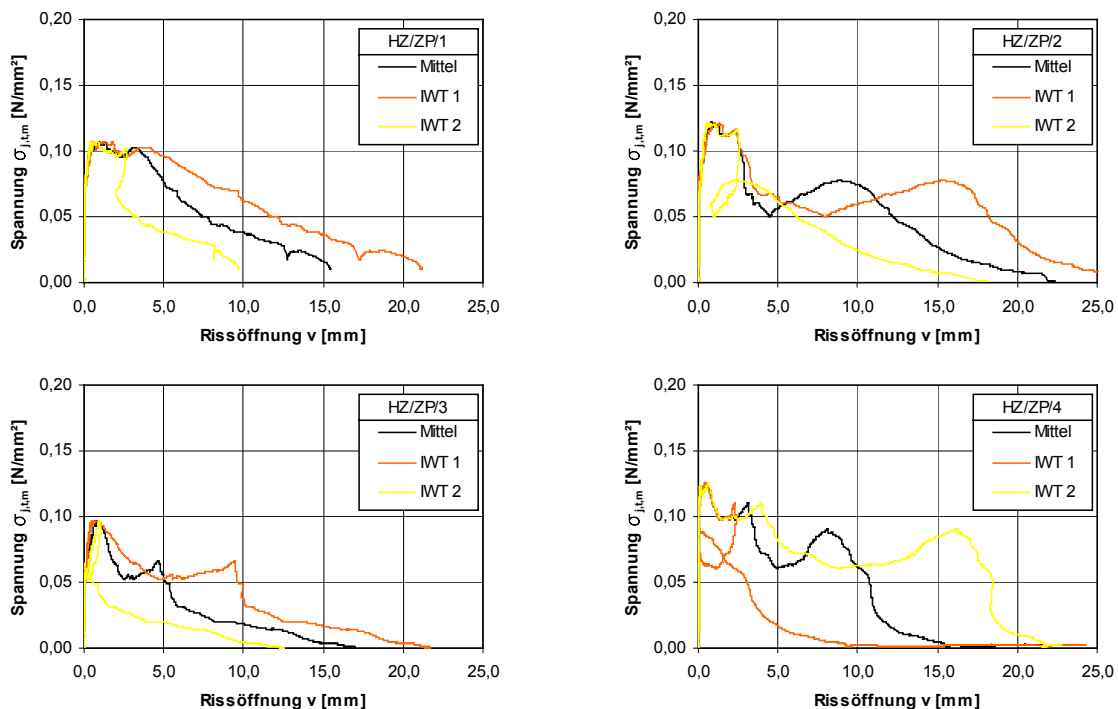


Abb.C.4-6: Spannungs-Rissöffnungsdiagramme der Versuchserie HB/ZP - Einzelauswertung

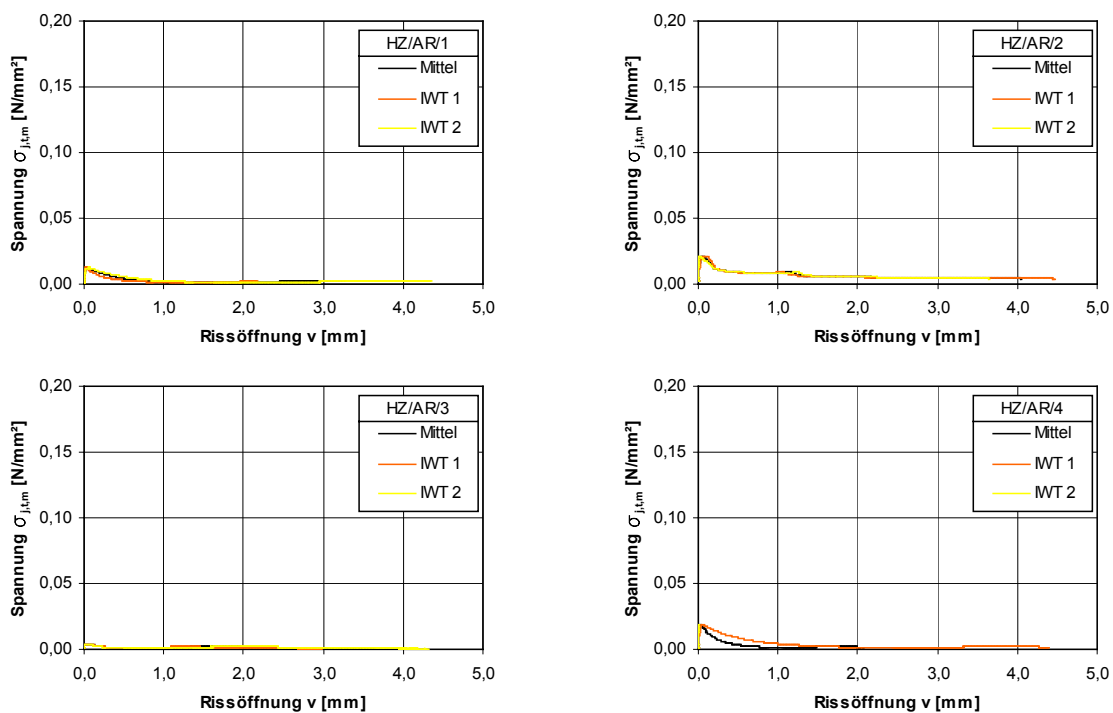


Abb.C.4-7: Spannungs-Rissöffnungsdiagramme der Versuchserie HB/AR - Einzelauswertung



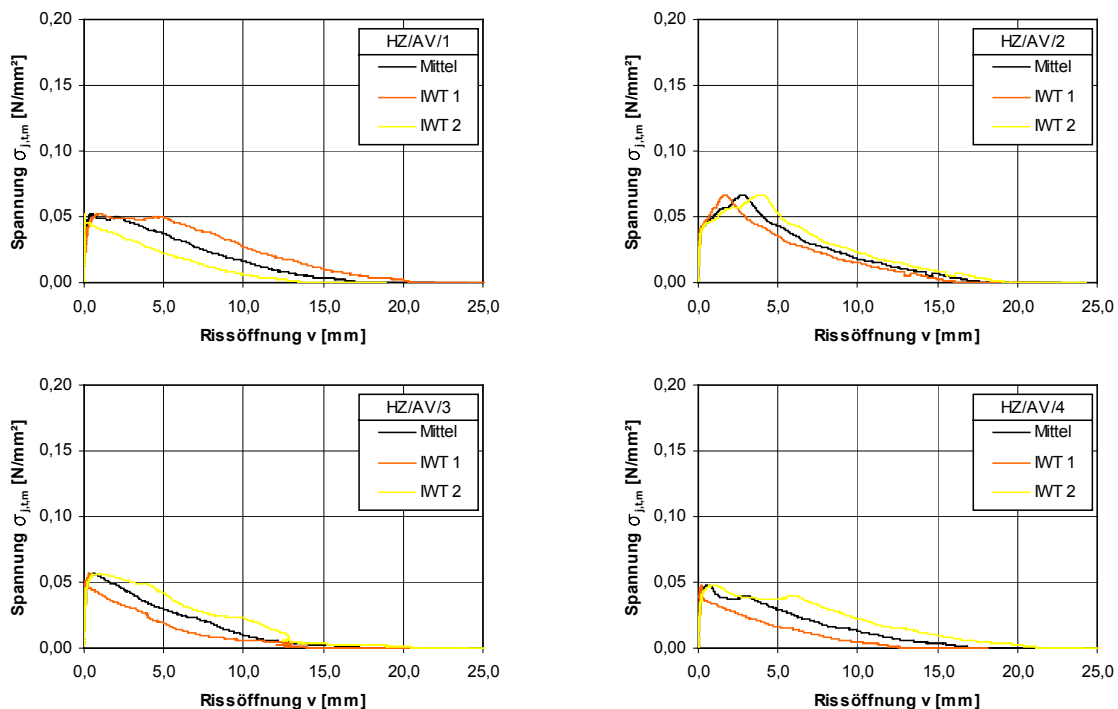


Abb.C.4-8: Spannungs-Rissöffnungsdiagramme der Versuchserie HB/AV - Einzelauswertung

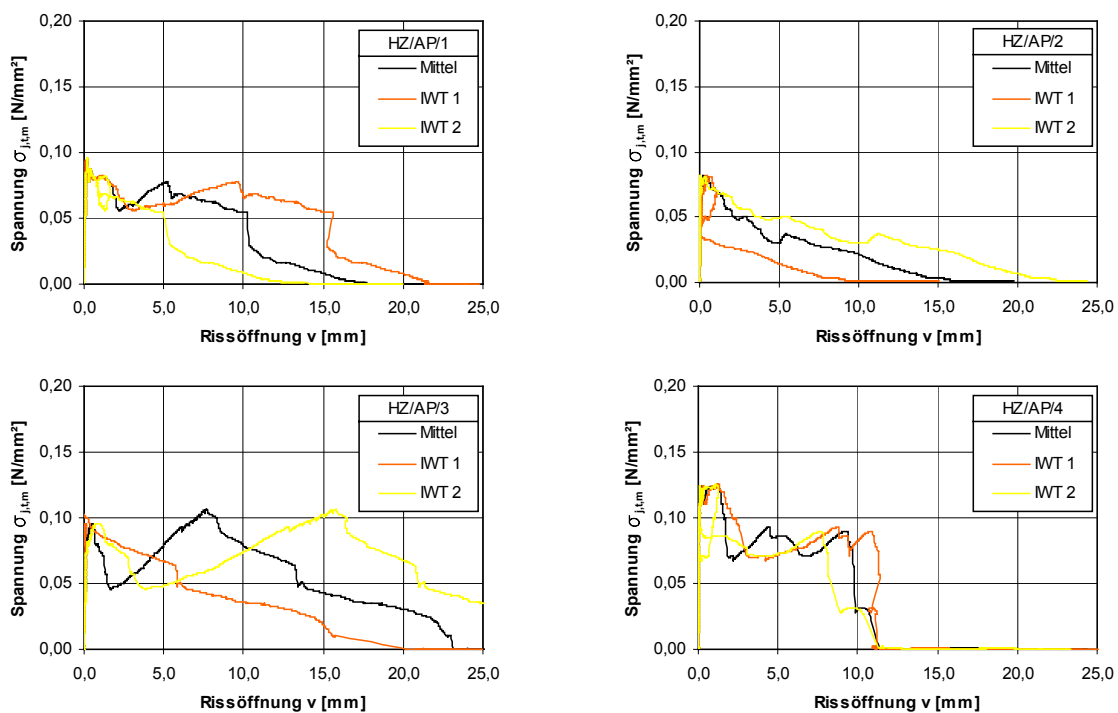


Abb.C.4-9: Spannungs-Rissöffnungsdiagramme der Versuchserie HB/AP - Einzelauswertung

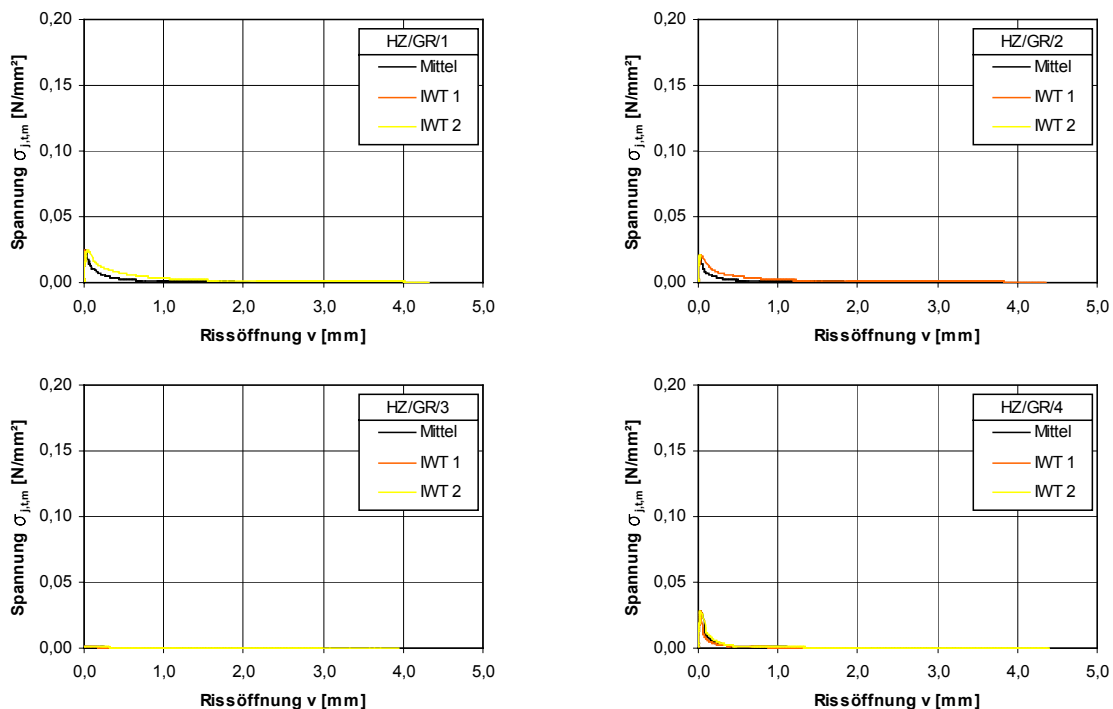


Abb.C.4-10: Spannungs-Rissöffnungsdiagramme der Versuchserie HB/GR - Einzelauswertung

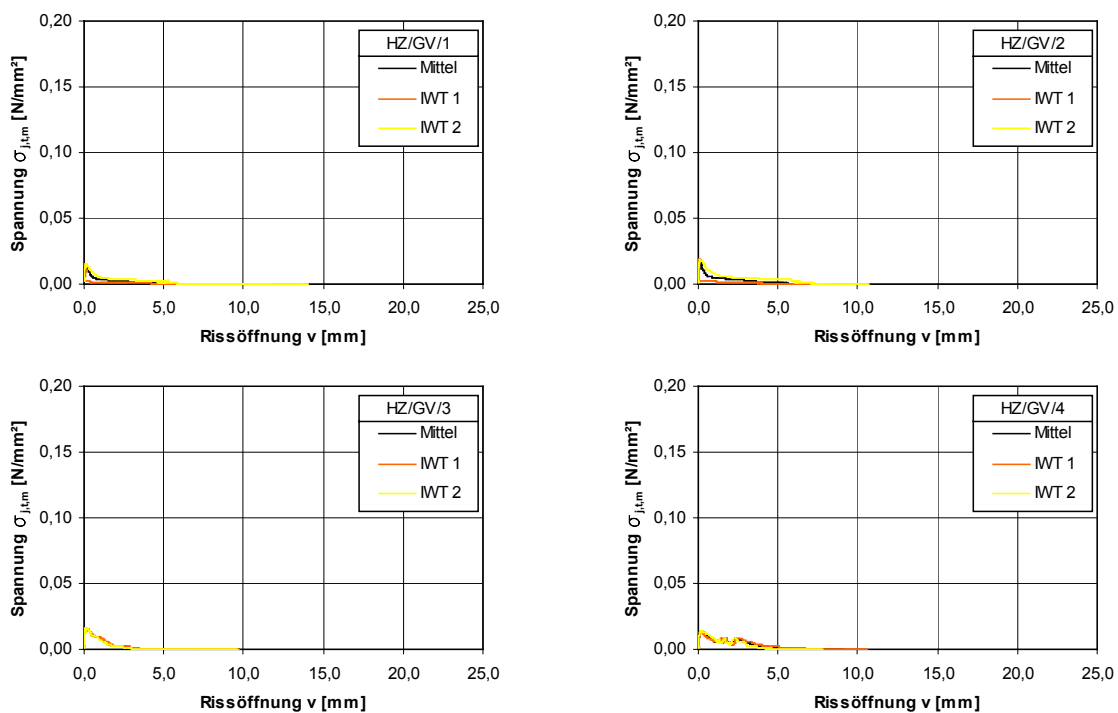


Abb.C.4-11: Spannungs-Rissöffnungsdiagramme der Versuchserie HB/GV - Einzelauswertung

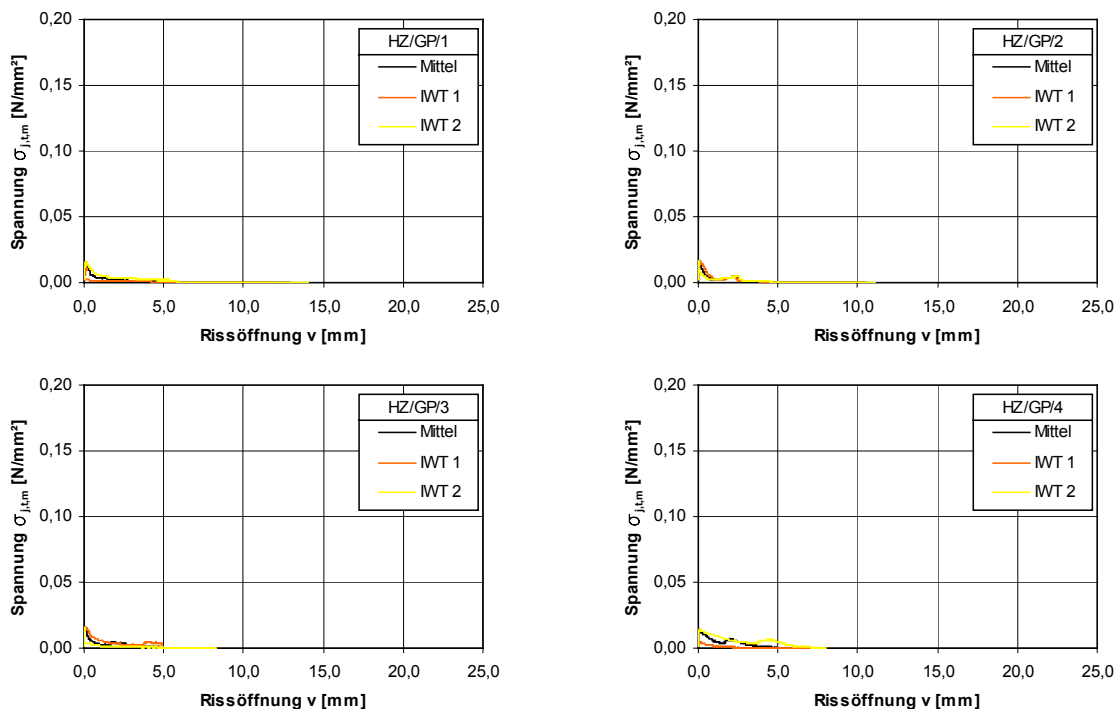


Abb.C.4-12: Spannungs-Rissöffnungsdiagramme der Versuchserie HB/GP - Einzelauswertung



Abb.C.4-13: Bruchbilder links des Probekörpers HZ/BR/3 und rechts des Probekörpers HZ/ZR/3



Abb.C.4-14: Bruchbilder links des Probekörpers HZ/AR/2 und rechts des Probekörpers HZ/GR/1



Abb.C.4-15: Bruchbilder links des Probekörpers HZ/BV/1 und rechts des Probekörpers HZ/ZV/1



Abb.C.4-16: Bruchbilder links des Probekörpers HZ/AV/3 und rechts des Probekörpers HZ/GV/1



Abb.C.4-17: Bruchbilder links des Probekörpers HZ/BP/3 und rechts des Probekörpers HZ/ZP/4



Abb.C.4-18: Bruchbilder links des Probekörpers HZ/AP/2 und rechts des Probekörpers HZ/GP/2

Tab.C.4-4: Messdaten der Feuchtemessung

Bezeichnung	Holzfeuchte 1	Holzfeuchte 2	Holzfeuchte 3	Holzfeuchte 4
	[%]	[%]	[%]	[%]
HZ/BR/1	29,1	28,2	17,5	16,1
HZ/BR/2	27,6	26,4	17,6	16
HZ/BR/3	26,4	25,4	15,1	15,6
HZ/BR/4	24,5	23,1	14,7	14,8
min	24,50	23,10	14,70	14,80
max	27,60	26,40	17,60	16,00
Mittelwert	26,90	25,78	16,23	15,63
Standardabweichung	1,94	2,13	1,54	0,59
Varianz	3,78	4,52	2,37	0,35
Variationskoeffizient [%]	7,23	8,25	9,49	3,78
HZ/BV/1	36,3	24,3	15,6	16,6
HZ/BV/2	38,1	27,4	16,5	15,7
HZ/BV/3	26,1	20,4	12,9	14,4
HZ/BV/4	26,6	23,5	14,9	15,3
min	26,10	20,40	12,90	14,40
max	38,10	27,40	16,50	15,70
Mittelwert	31,78	23,90	14,98	15,50
Standardabweichung	6,31	2,88	1,53	0,91
Varianz	39,82	8,27	2,34	0,83
Variationskoeffizient [%]	19,86	12,03	10,22	5,89
HZ/BP/1	37,6	30,9	22,2	16,9
HZ/BP/2	44,6	29,1	28,8	16,6
HZ/BP/3	39,8	32,5	24,3	15,3
HZ/BP/4	37,6	27,5	28,8	16,8
min	37,60	27,50	22,20	15,30
max	44,60	32,50	28,80	16,80
Mittelwert	39,90	30,00	26,03	16,40
Standardabweichung	3,30	2,17	3,32	0,74
Varianz	10,89	4,71	11,00	0,55
Variationskoeffizient [%]	8,27	7,23	12,75	4,54

Fortsetzung Tab.C.4-4

Bezeichnung	Holzfeuchte 1	Holzfeuchte 2	Holzfeuchte 3	Holzfeuchte 4
	[%]	[%]	[%]	[%]
HZ/ZR/1	31,6	24,4	18,6	16,0
HZ/ZR/2	29,5	27,7	17,1	16,5
HZ/ZR/3	26,5	22,2	16,1	15,4
HZ/ZR/4	28,3	24,8	16,9	15,2
min	26,50	22,20	16,10	15,20
max	29,50	27,70	17,10	16,50
Mittelwert	28,98	24,78	17,18	15,78
Standardabweichung	2,14	2,26	1,04	0,59
Varianz	4,58	5,11	1,09	0,35
Variationskoeffizient [%]	7,39	9,12	6,08	3,75
HZ/ZV/1	42,5	27,3	18	16,1
HZ/ZV/2	32,3	24,6	16,5	17,1
HZ/ZV/3	36,3	22,1	17,2	17,1
HZ/ZV/4	33,1	25,4	16,8	16,5
min	32,30	22,10	16,50	16,10
max	36,30	25,40	17,20	17,10
Mittelwert	36,05	24,85	17,13	16,70
Standardabweichung	4,63	2,15	0,65	0,49
Varianz	21,48	4,64	0,42	0,24
Variationskoeffizient [%]	12,86	8,67	3,80	2,93
HZ/ZP/1	39,8	24,9	18,8	16,6
HZ/ZP/2	40,4	23,8	18,3	16,4
HZ/ZP/3	39,6	24,2	17,3	15,8
HZ/ZP/4	42,4	22,6	18	17,1
min	39,60	22,60	17,30	15,80
max	42,40	24,20	18,30	17,10
Mittelwert	40,55	23,88	18,10	16,48
Standardabweichung	1,28	0,96	0,63	0,54
Varianz	1,64	0,93	0,39	0,29
Variationskoeffizient [%]	3,15	4,04	3,46	3,26

Fortsetzung Tab.C.4-4

Bezeichnung	Holzfeuchte 1	Holzfeuchte 2	Holzfeuchte 3	Holzfeuchte 4
	[%]	[%]	[%]	[%]
HZ/AR/1	30,5	29,8	15,9	15,4
HZ/AR/2	33,3	31,7	15,5	15,4
HZ/AR/3	27,7	27,1	16,9	15,0
HZ/AR/4	27,6	25,2	15,3	13,2
min	27,60	25,20	15,30	13,20
max	33,30	31,70	16,90	15,40
Mittelwert	29,78	28,45	15,90	14,75
Standardabweichung	2,71	2,87	0,71	1,05
Varianz	7,33	8,26	0,51	1,10
Variationskoeffizient [%]	9,09	10,10	4,48	7,12
HZ/AV/1	52,2	25,8	16,1	17,3
HZ/AV/2	53,7	27,3	15,9	15,9
HZ/AV/3	51,6	30,6	16,9	17,6
HZ/AV/4	44,5	27,8	15,8	16,5
min	44,50	25,80	15,80	15,90
max	53,70	30,60	16,90	17,60
Mittelwert	50,50	27,88	16,18	16,83
Standardabweichung	4,10	2,01	0,50	0,77
Varianz	16,78	4,02	0,25	0,60
Variationskoeffizient [%]	8,11	7,20	3,09	4,59
HZ/AP/1	42,7	33,8	16,0	17,1
HZ/AP/2	51,2	39,9	16,9	17,9
HZ/AP/3	58,2	32,8	15,7	14,8
HZ/AP/4	62,9	26,5	17,5	17,2
min	42,70	26,50	15,70	14,80
max	62,90	39,90	17,50	17,90
Mittelwert	53,75	33,25	16,53	16,75
Standardabweichung	8,80	5,49	0,83	1,35
Varianz	77,38	30,10	0,68	1,82
Variationskoeffizient [%]	16,37	16,50	5,00	8,05

Fortsetzung Tab.C.4-4

Bezeichnung	Holzfeuchte 1	Holzfeuchte 2	Holzfeuchte 3	Holzfeuchte 4
	[%]	[%]	[%]	[%]
HZ/GR/1	46,3	42,2	15,5	16,7
HZ/GR/2	74,5	70,3	18,5	14,0
HZ/GR/3	74,3	60,6	17,8	17,0
HZ/GR/4	73,0	70,5	17,4	16,7
min	46,30	42,20	15,50	14,00
max	74,50	70,50	18,50	17,00
Mittelwert	67,03	60,90	17,30	16,10
Standardabweichung	13,83	13,30	1,28	1,41
Varianz	191,34	176,77	1,65	1,98
Variationskoeffizient [%]	20,64	21,83	7,42	8,74
HZ/GV/1	99,9	*	14,5	18,9
HZ/GV/2	99,9	*	15,9	17,3
HZ/GV/3	76,3	*	14,4	16,9
HZ/GV/4	81,2	*	14,5	13,9
min	76,30		14,40	13,90
max	99,90		15,90	17,30
Mittelwert	89,33		14,83	16,75
Standardabweichung	12,37		0,72	2,09
Varianz	153,11		0,52	4,36
Variationskoeffizient [%]	13,85		4,84	12,46
HZ/GP/1	84,1	*	16,5	18,9
HZ/GP/2	99,9	*	15,8	15,2
HZ/GP/3	99,9	*	15,5	19,7
HZ/GP/4	79,5	*	15,5	18,7
min	79,50		15,50	15,20
max	99,90		15,80	19,70
Mittelwert	90,85		15,83	18,13
Standardabweichung	10,62		0,47	2,00
Varianz	112,73		0,22	3,99
Variationskoeffizient [%]	11,69		2,98	11,02

\*) Messung nicht möglich, da nach der Prüfung mit Deckschicht überdeckt!



Tab.D.5-1: Experimentell bestimmte Würfeldruckfestigkeiten nach 28 Tagen sowie Rohdichten und statische Elastizitätsmoduln des Betons

Probe	Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Rohdichte $\rho_B$ [kg/dm <sup>3</sup> ]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
Beton 1	29,72	2,200	29300
Beton 2	29,70	2,210	28300
Beton 3	29,28	2,190	27900
Mittelwert	29,57	2,200	28500

Tab.D.5-2: Experimentell bestimmte Zylinderdruckfestigkeiten nach 28 Tagen sowie Rohdichten und statische Elastizitätsmoduln der Estriche

Probe	Zylinderdruckfestigkeit $f_{ik,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Rohdichte $\rho_i$ [kg/dm <sup>3</sup> ]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
Zementestrich 1	40,9	2,185	23200
Zementestrich 2	38,9	2,189	21300
Zementestrich 3	38,4	2,181	20600
Mittelwert	39,4	2,185	21700
Anhydritestrich 1	42,5	2,126	29400
Anhydritestrich 2	42,8	2,121	26800
Anhydritestrich 3	43,1	2,128	27600
Mittelwert	42,8	2,125	27930

Tab.D.5-3: Elastizitätsmoduln der rohen Brettstapelelemente aus Versuchen nach DIN EN 408

	Typ R		Typ V		Typ P	
	Versuchsserie	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Versuchsserie	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Versuchsserie	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
Beton	HB/BR/1	12902	HB/BV/1	13844	HB/BP/1	13012
	HB/BR/2	14586	HB/BV/2	14499	HB/BP/2	13245
	HB/BR/3	14455	HB/BV/3	13806	HB/BP/3	13216
	HB/BR/4	13421	HB/BV/4	13742	HB/BP/4	12980
Mittelwert		13841		13973		13113
Stand.-abw.		814		353		137
Varianz		663381		124856		18641
Variation [%]		5,9		2,5		1,0
5% Quantil		12501		13391		12889

Fortsetzung Tab.D.5-3

	Typ R		Typ V		Typ P	
	Versuchsserie	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Versuchsserie	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Versuchsserie	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
Zementestrich	-		HB/ZV/1	15113	HB/ZP/1	14375
	-		HB/ZV/2	15502	HB/ZP/2	15739
	-		HB/ZV/3	14678	HB/ZP/3	13675
Mittelwert				15098		14596
Stand.-abw.				412		1050
Varianz				169920		1101765
Variation [%]				2,7		7,2
5% Quantil				14420		12870
Anhydritestrich	-		HB/AV/1	13579	HB/AP/1	12356
	-		HB/AV/2	12342	HB/AP/2	12880
	-		HB/AV/3	13011	HB/AP/3	12964
Mittelwert				12977		12733
Stand.-abw.				619		329
Varianz				383392		108549
Variation [%]				4,8		2,6
5% Quantil				11959		12191
Flachstahlschloss	HB/BRF/1	12769			HB/ZPF/1	11326
Gesamtstatistik	Typ R		Typ V		Typ P	
Mittelwert		13627		14012		13252
Stand.-abw.		853		957		1118
Varianz		727372		914997		1249177
Variation [%]		6,3		6,8		8,4
5% Quantil		12224		12438		11413

Tab.D.5-4: Holzfeuchte der rohen Brettstapelelemente bei der E-Modulbestimmung sowie der Verbundelemente beim Biegeversuch

Bezeichnung	Holzfeuchte u [%]	Holzfeuchte u [%] der Verbundelemente beim Biegeversuch			Alter der Probekörper [d]
		Oben	Mitte	Unten	
HB/BR/1	14,5	-	13,0	-	49
HB/BR/2	13,7	-	13,3	-	49
HB/BR/3	13,2	-	12,6	-	50
HB/BR/4	12,0	-	12,0	-	45
HB/BV/1	12,8	14,7	11,8	9,3	51
HB/BV/2	10,1	20,0	15,0	12,9	59
HB/BV/3	11,7	16,9	12,2	10,4	60
HB/BV/4	14,1	-	-	-	-
HB/ZV/1	13,2	18,1	15,7	14,5	62
HB/ZV/2	12,5	17,4	14,3	12,7	63
HB/ZV/3	13,8	18,4	15,2	11,8	63
HB/AV/1	13,5	18,4	16,6	15,5	68
HB/AV/2	11,6	19,7	13,2	13,0	67
HB/AV/3	10,5	19,2	14,1	14,0	67
HB/BP/1	11,4	15,8	12,4	10,1	63
HB/BP/2	11,9	17,3	13,8	12,5	64
HB/BP/3	12,2	17,7	14,5	12,8	64
HB/BP/4	8,4	-	-	-	-
HB/ZP/1	13,0	14,3	13,1	11,7	67
HB/ZP/2	13,0	16,0	13,4	13,7	64
HB/ZP/3	12,3	16,1	14,4	12,1	64
HB/AP/1	13,8	18,9	13,6	11,8	68
HB/AP/2	12,8	17,1	12,3	11,3	69
HB/AP/3	13,5	22,3	14,9	12,2	69
HB/BRF/1	11,3	16,6	13,4	13,3	77
HB/ZPF/1	11,6	12,9	12,9	12,2	76

Tab.D.5-5: Zusammenstellung der Höchstlasten  $F_{max}$ , Lasten  $F_{l/300}$  bei einer Durchbiegung von  $l/300=16\text{mm}$  sowie Belastung  $F_{Verbund}$  und Stirnseitenverschiebung  $u_{Verbund}$  beim Versagen der Verbundfuge

Bezeichnung	$F_{max}$ [kN]	$F_{l/300}$ [kN]	$F_{Verbund}$ [kN]	$u_{Verbund}$ [mm]	Auslastung von $F_{max}$ [%] bei		Versagensart
					$F_{l/300}$	$F_{Verbund}$	
HB/BR/1	51,28	8,45	0	–	16,5	0	Verbundfuge
HB/BR/2	60,40	9,69	0	–	16,0	0	Verbundfuge
HB/BR/3	47,58	8,05	0	–	16,9	0	Verbundfuge
HB/BR/4	41,96	7,80	0	–	18,6	0	Verbundfuge
Mittelwert	50,31	8,50			17,0		
Stand.-abw.	7,74	0,84			1,1		
Varianz	59,97	0,70			1,2		
Variation [%]	15,4	9,9			6,5		
5% Quantil	37,57	7,12			15,1		
HB/BV/1	89,04	21,74	77,1	0,16	24,4	86,6	Verbundfuge
HB/BV/2	89,85	19,00	68,1	0,06	21,1	75,8	Verbundfuge
HB/BV/3	79,13	22,61	65,1	0,02	28,6	82,3	Verbundfuge
Mittelwert	86,01	21,12	70,1	0,08	24,7	81,6	
Stand.-abw.	5,97	1,88	6,24	0,07	3,7	5,4	
Varianz	35,63	3,55	39,0	0,01	13,9	29,5	
Variation [%]	6,9	8,9	8,9	90,1	15,1	6,7	
5% Quantil	76,19	18,02	59,8	-0,04	18,6	72,6	
HB/ZV/1	76,90	15,67	33,4	0,21	20,4	43,4	Verbundfuge
HB/ZV/2	88,07	14,59	38,8	0,53	16,6	44,1	Verbundfuge
HB/ZV/3	84,17	13,48	42,9	0,09	16,0	51,0	Verbundfuge
Mittelwert	83,05	14,58	38,4	0,28	17,7	46,2	
Stand.-abw.	5,67	1,10	4,8	0,23	2,4	4,2	
Varianz	32,14	1,20	22,7	0,05	5,6	17,5	
Variation [%]	6,8	7,5	12,4	82,2	13,5	9,1	
5% Quantil	73,72	12,78	30,5	-0,10	13,7	39,3	
HB/AV/1	78,37	24,68	35,1	0,25	31,5	44,8	Verbundfuge
HB/AV/2	70,26	22,56	25,5	0,18	32,1	36,3	Verbundfuge
HB/AV/3	83,80	24,32	30,0	0,09	29,0	35,8	Verbundfuge
Mittelwert	77,48	23,85	30,2	0,17	30,9	39,0	
Stand.-abw.	6,81	1,13	4,8	0,08	1,6	5,1	
Varianz	46,43	1,29	23,1	0,01	2,7	25,5	
Variation [%]	8,80	4,80	15,9	46,3	5,3	13,0	
5% Quantil	66,27	21,99	22,3	0,04	28,2	30,6	

Fortsetzung Tab.D.5-5

Bezeichnung	$F_{\max}$ [kN]	$F_{I/300}$ [kN]	$F_{\text{Verbund}}$ [kN]	$u_{\text{Verbund}}$ [mm]	Auslastung von $F_{\max}$ [%] bei		Versagensart
					$F_{I/300}$	$F_{\text{Verbund}}$	
HB/BP/1	87,51	20,73	52,3	0,11	23,7	59,8	Verbundfuge
HB/BP/2	101,61	22,19	91,7	0,04	21,8	90,2	Längsriss im Beton
HB/BP/3	106,85	19,35	85,5	0,03	18,1	80,0	Verbundfuge
Mittelwert	98,66	20,76	76,5	0,06	21,2	76,7	
Stand.-abw.	10,00	1,42	21,2	0,04	2,8	15,5	
Varianz	100,05	2,02	448,8	0,00	8,1	240,7	
Variation [%]	10,1	6,8	27,7	72,6	13,4	20,2	
5% Quantil	82,20	18,42	41,7	-0,01	16,5	51,2	
HB/ZP/1	99,12	13,70	36,6	0,12	13,8	36,9	Verbundfuge
HB/ZP/2	84,04	12,56	18,5	0,21	14,9	22,0	Verbundfuge
HB/ZP/3	80,97	12,26	12,0	0,23	15,1	14,8	Verbundfuge
Mittelwert	88,04	12,84	22,4	0,19	14,6	24,6	
Stand.-abw.	9,71	0,76	12,8	0,06	0,7	11,3	
Varianz	94,38	0,58	162,5	0,00	0,5	127,1	
Variation [%]	11,0	5,9	57,0	31,4	4,9	45,9	
5% Quantil	72,06	11,59	1,4	0,09	13,5	6,0	
HB/AP/1	90,63	23,49	28,2	0,16	25,9	31,1	Verbundfuge
HB/AP/2	97,72	22,35	31,6	0,12	22,9	32,3	Verbundfuge
HB/AP/3	94,22	25,05	28,6	0,08	26,6	30,4	Verbundfuge
Mittelwert	94,19	23,63	29,5	0,12	25,1	31,3	
Stand.-abw.	3,55	1,36	1,9	0,04	2,0	1,0	
Varianz	12,57	1,84	3,5	0,00	3,9	1,0	
Variation [%]	3,8	5,7	6,3	33,3	7,9	3,2	
5% Quantil	88,36	21,40	26,4	0,05	21,9	29,6	
HB/BRF/1	65,87	26,36	45,0	0,24	40,0	68,3	Verbundfuge
HB/ZPF/1	65,70	12,19	52,4	1,42	18,6	79,8	Verbundfuge

Tab.D.5-6: Vergleich der Lasten im Gebrauchstauglichkeitsbereich

Bezeichnung	$F_{I/300}$ [kN]	$w_{7,96kN}$ [mm]	$\frac{7,96 \text{ kN}}{F_{I/300}}$ [%]
HB/BR/1	8,45	14,9	94,2
HB/BR/2	9,69	11,3	82,1
HB/BR/3	8,05	15,8	98,9
HB/BR/4	7,80	16,2	102,1
HB/BV/1	21,74	7,2	36,6
HB/BV/2	19,00	7,5	41,9
HB/BV/3	22,61	5,8	35,2
HB/BP/1	20,73	6,8	38,4
HB/BP/2	22,19	6,4	35,9
HB/BP/3	19,35	7,7	41,1
HB/ZV/1	15,67	9,3	50,8
HB/ZV/2	14,59	9,4	54,6
HB/ZV/3	13,48	10,2	59,1
HB/ZP/1	13,70	9,7	58,1
HB/ZP/2	12,56	10,5	63,4
HB/ZP/3	12,26	10,6	64,9
HB/AV/1	24,68	4,9	32,3
HB/AV/2	22,56	5,5	35,3
HB/AV/3	24,32	4,9	32,7
HB/AP/1	23,49	5,2	33,9
HB/AP/2	22,35	5,2	35,6
HB/AP/3	25,05	4,6	31,8
HB/BRF/1	26,36	4,6	30,2
HB/ZPF/1	12,19	11,3	65,3

Tab.D.5-7: Zusammenstellung der unter Höchstlast gemessenen Durchbiegungen in Plattenmitte, Stirnseitenverschiebungen und Relativverschiebungen in Auflagernähe

Bezeichnung	Durchbiegung in Plattenmitte [mm]	Stirnseiten- verschiebung Achse A [mm]	Stirnseiten- verschiebung Achse J [mm]	Verschiebung in Auflager- nähe Achse C [mm]	Verschiebung in Auflager- nähe Achse G [mm]
HB/BR/1	145,22	5,50	13,47	5,44	13,45
HB/BR/2	164,52	15,72	5,94	15,76	5,95
HB/BR/3	174,51	7,99	12,55	8,81	12,61
HB/BR/4	136,27	8,23	8,68	8,12	9,10
HB/BV/1	90,49	0,06	4,71	1,07	5,25
HB/BV/2	138,14	3,78	5,74	4,99	6,63
HB/BV/3	124,86	5,12	3,04	6,03	3,62
HB/BP/1	99,57	3,07	2,44	4,16	3,18
HB/BP/2	107,55	0,45	0,69	1,94	2,16
HB/BP/3	112,85	0,08	1,47	0,86	3,61
HB/ZV/1	103,22	3,62	4,75	3,82	5,52
HB/ZV/2	152,30	3,79	9,84	5,09	9,85
HB/ZV/3	136,71	6,82	4,17	7,89	5,07
HB/ZP/1	118,04	2,38	2,95	2,98	2,46
HB/ZP/2	128,33	7,25	4,27	6,45	4,07
HB/ZP/3	123,21	6,87	2,68	7,41	2,42
HB/AV/1	133,68	6,82	7,71	7,04	7,75
HB/AV/2	140,60	7,30	8,59	7,92	9,42
HB/AV/3	143,15	8,28	7,67	9,12	8,18
HB/AP/1	91,77	2,89	2,92	3,51	3,32
HB/AP/2	104,14	3,27	3,48	3,34	3,54
HB/AP/3	148,52	5,68	6,13	6,03	7,61
HB/BRF/1	85,53	3,32	4,43	–	–
HB/ZPF/1	103,56	1,19	6,37	–	–

Tab.D.5-8: Zusammenstellung der unter Höchstlast gemessenen Relativverschiebungen an den Flachstahlschlössern

Bezeichnung	Relativverschiebung an den Flachstahlschlössern					
	Achse K	Achse L	Achse M	Achse N	Achse O	Achse P
HB/BRF/1	3,44	2,51	1,64	2,35	3,63	4,17
HB/ZPF/1	2,23	1,15	0,37	4,37	5,60	7,25

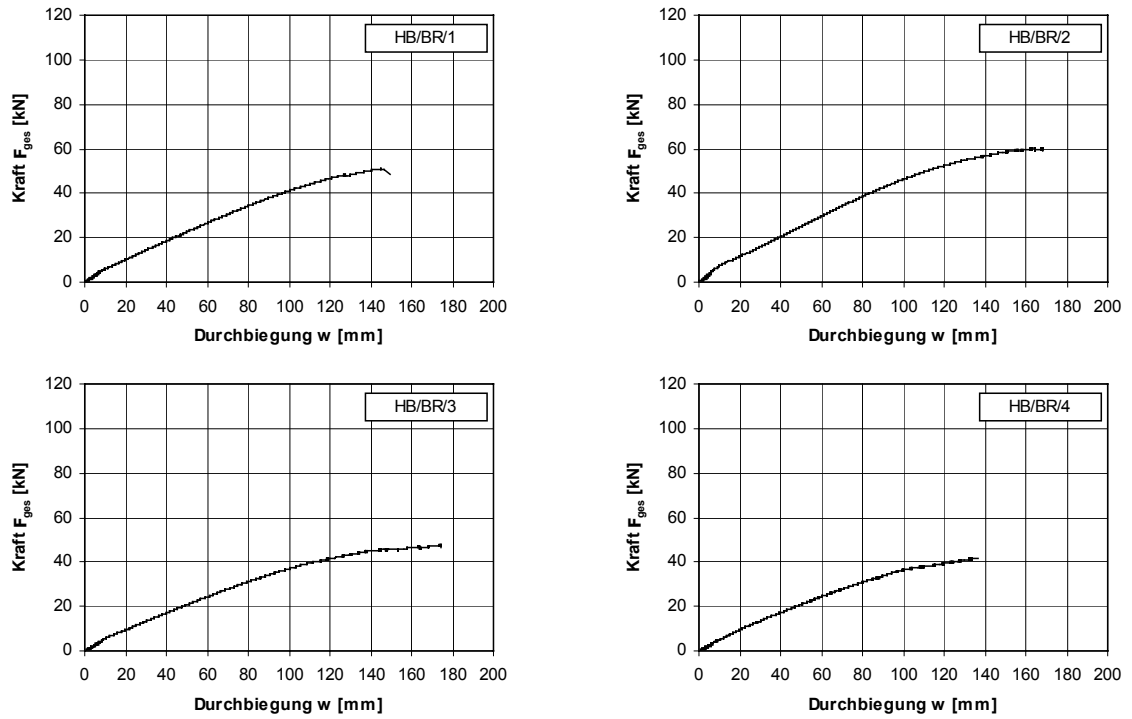


Abb.D.5-1: Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Versuchserie HB/BR - Einzelauswertung

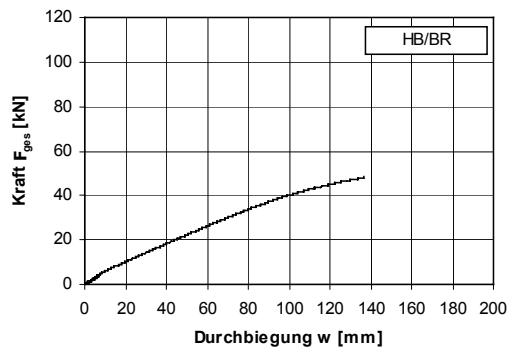


Abb.D.5-2: Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Versuchserie HB/BR - Mittelwert



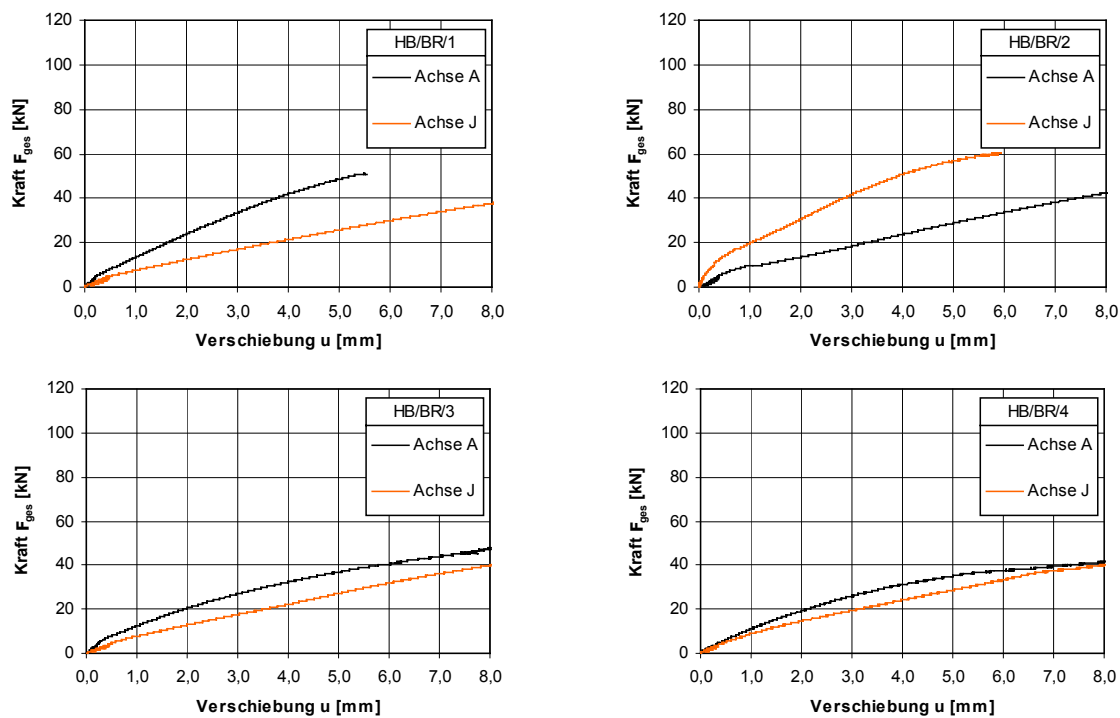


Abb.D.5-3: Kraft-Stirnseitenverschiebung der Versuchserie HB/BR - Einzelauswertung

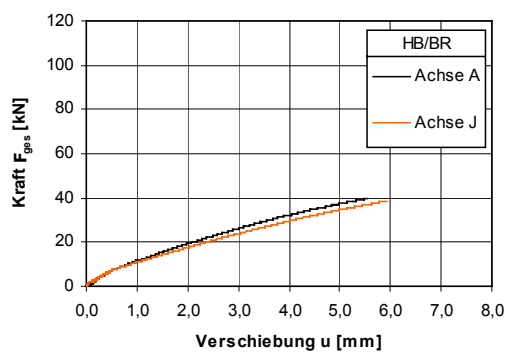


Abb.D.5-4: Kraft-Stirnseitenverschiebung der Versuchserie HB/BR - Mittelwert

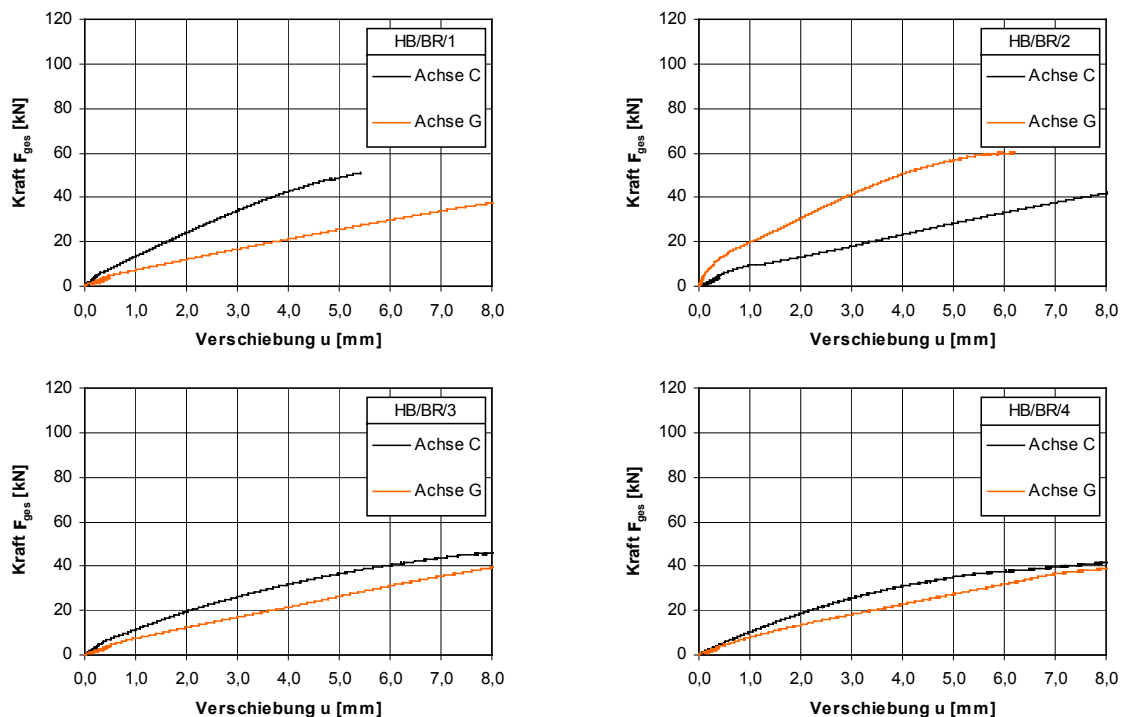


Abb.D.5-5: Kraft-Verschiebung im Abstand von 32,5 cm vom Auflager der Versuchserie HB/BR - Einzelauswertung

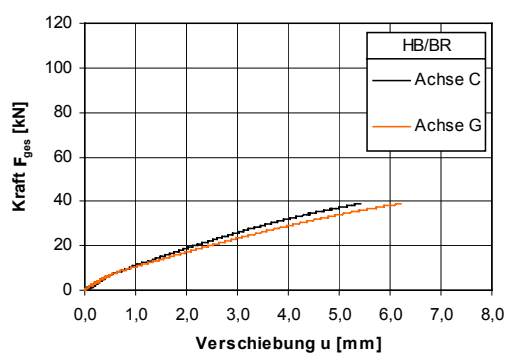


Abb.D.5-6: Kraft-Verschiebung im Abstand von 32,5 cm vom Auflager der Versuchserie HB/BR - Mittelwert

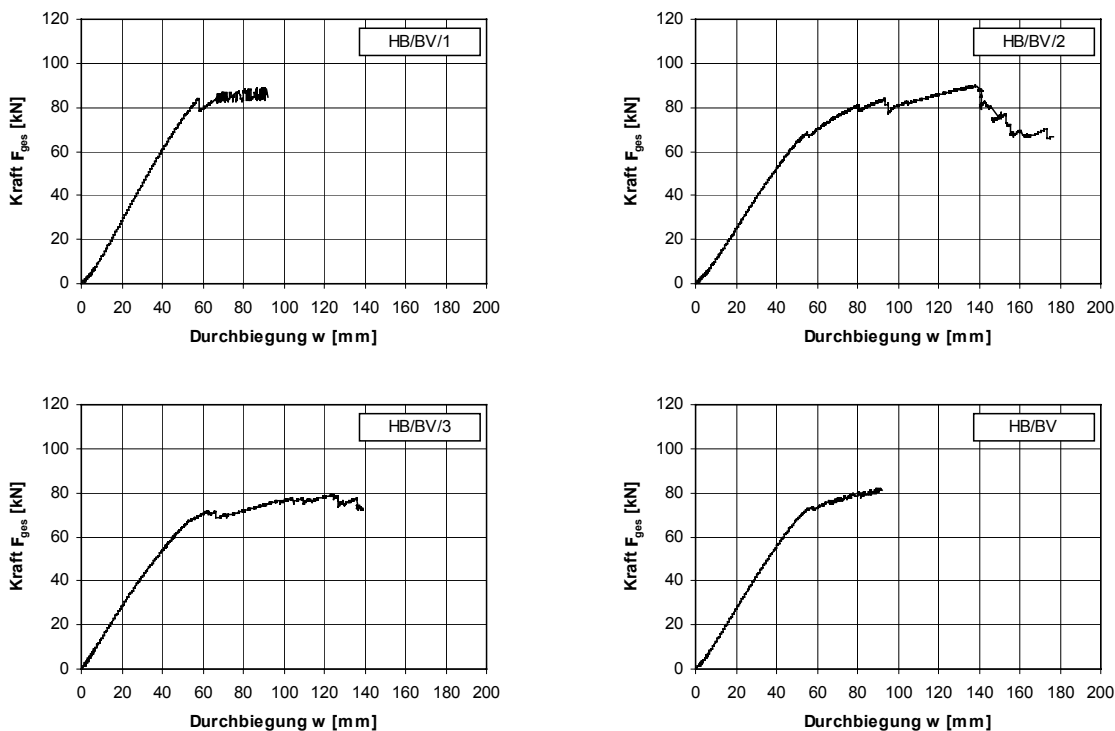


Abb.D.5-7: Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Versuchserie HB/BV – Einzelauswertung und als Mittelwert

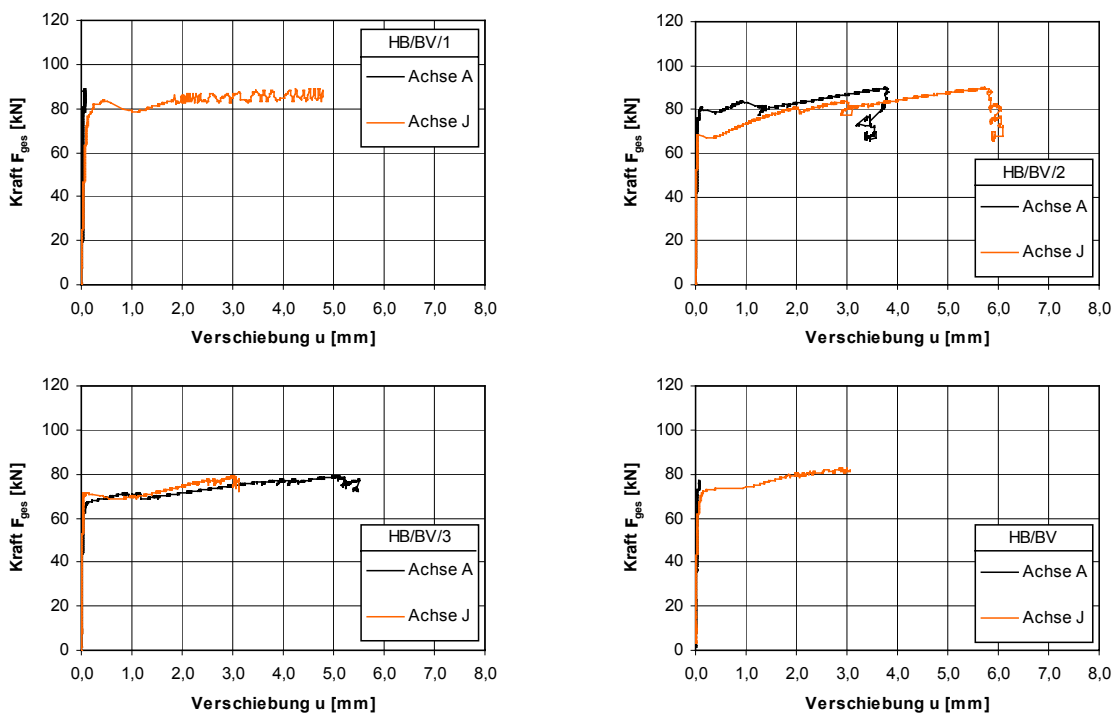


Abb.D.5-8: Kraft-Stirnseitenverschiebung der Versuchserie HB/BV – Einzelauswertung und als Mittelwert

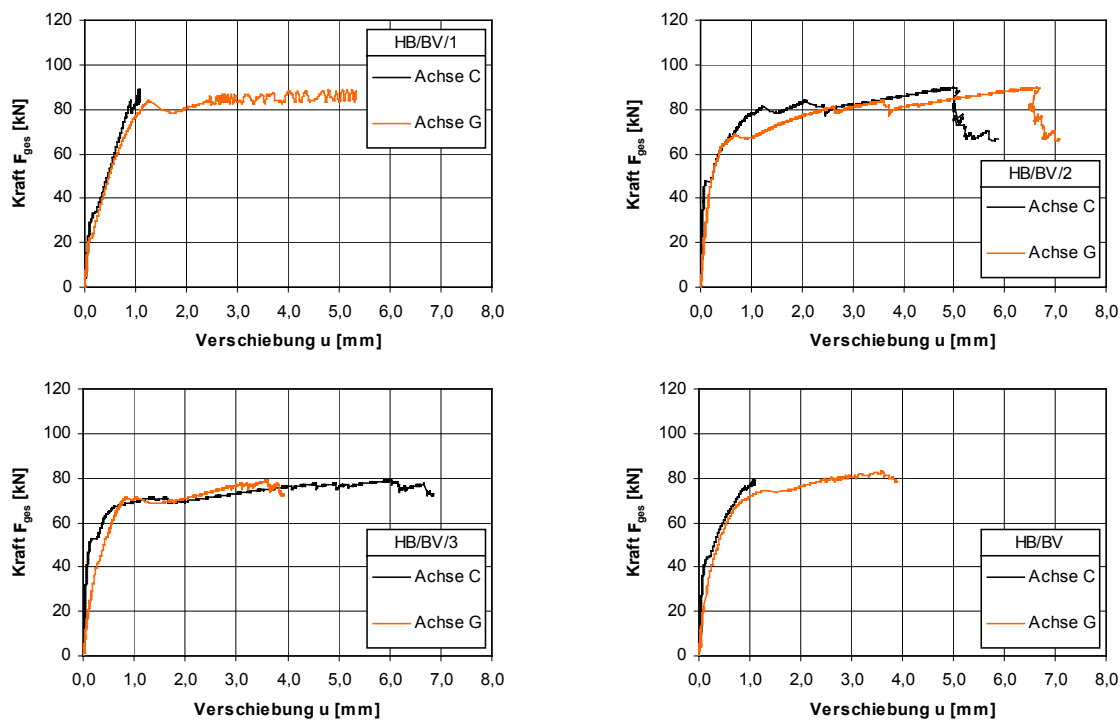


Abb.D.5-9: Kraft-Verschiebung im Abstand von 32,5 cm vom Auflager der Versuchserie HB/BV – Einzelauswertung und als Mittelwert

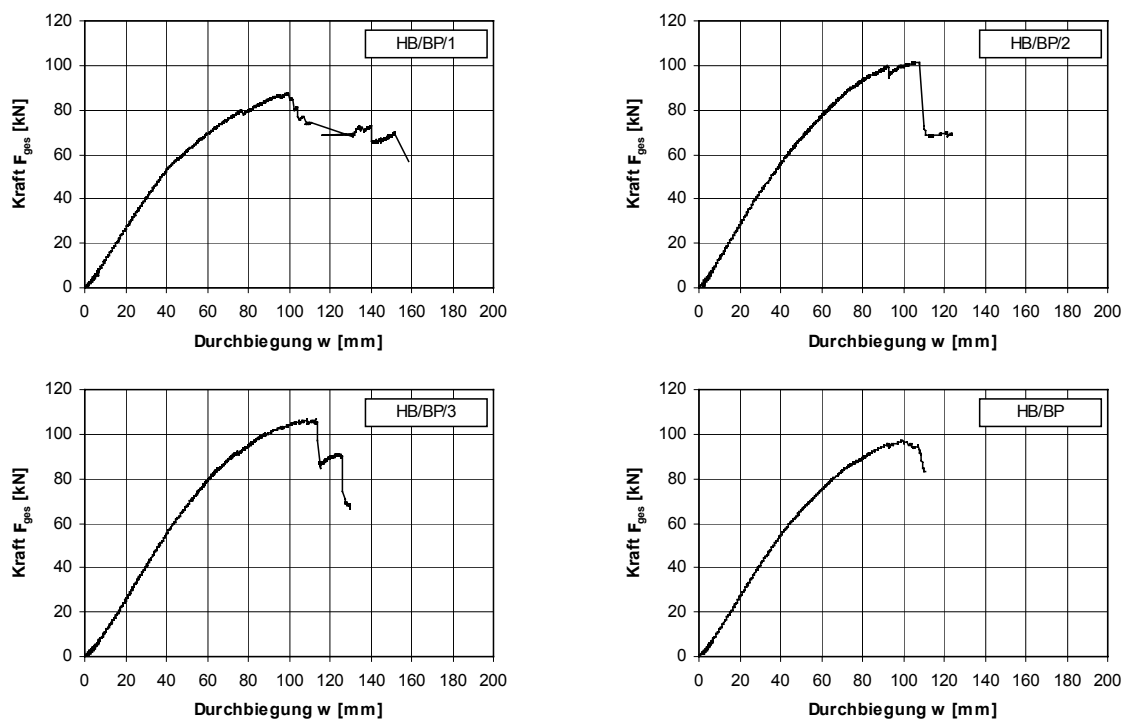


Abb.D.5-10: Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Versuchserie HB/BP – Einzelauswertung und als Mittelwert

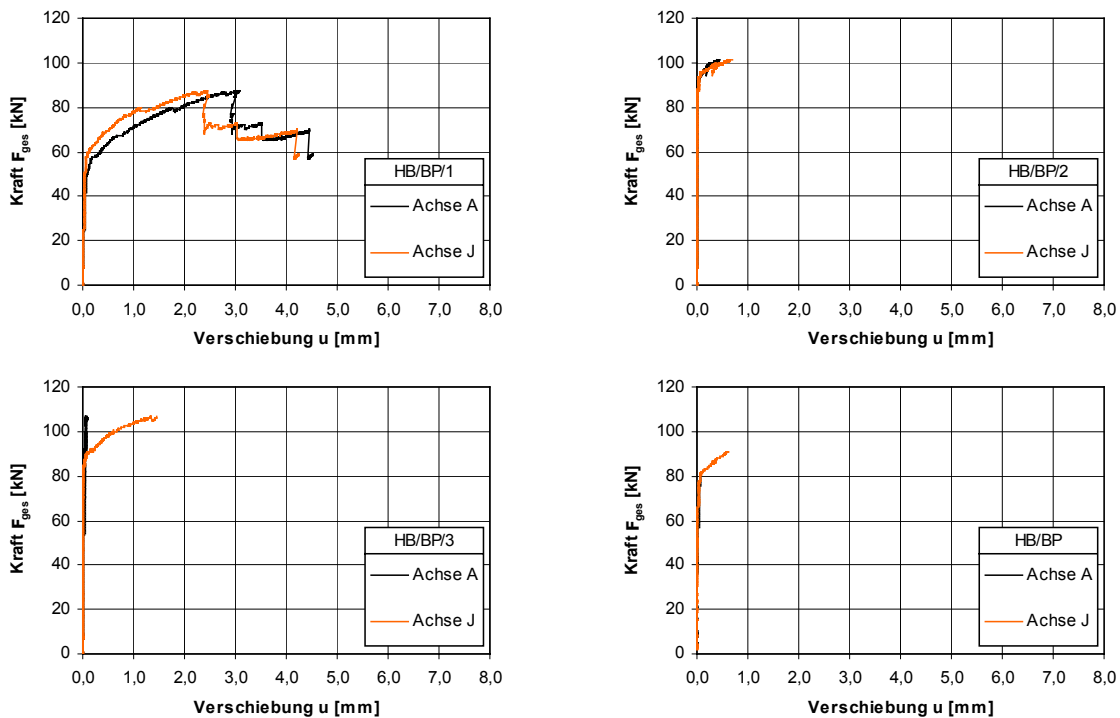


Abb.D.5-11: Kraft-Stirnseitenverschiebung der Versuchserie HB/BP – Einzelauswertung und als Mittelwert

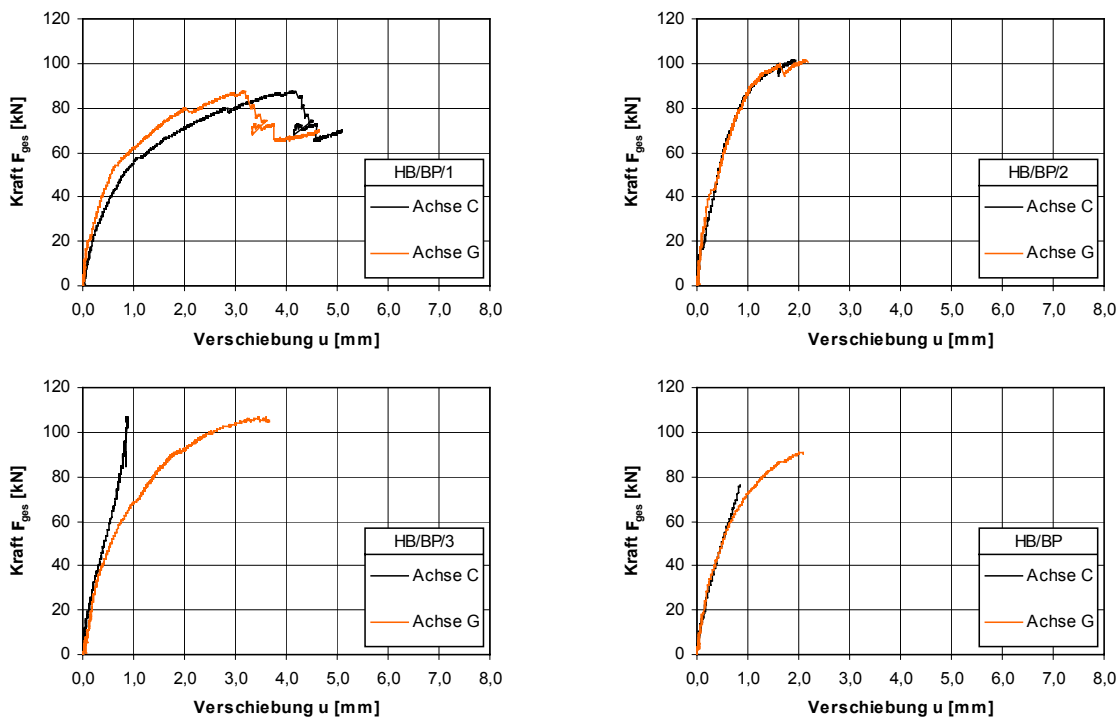


Abb.D.5-12: Kraft-Verschiebung im Abstand von 32,5 cm vom Auflager der Versuchserie HB/BP – Einzelauswertung und als Mittelwert

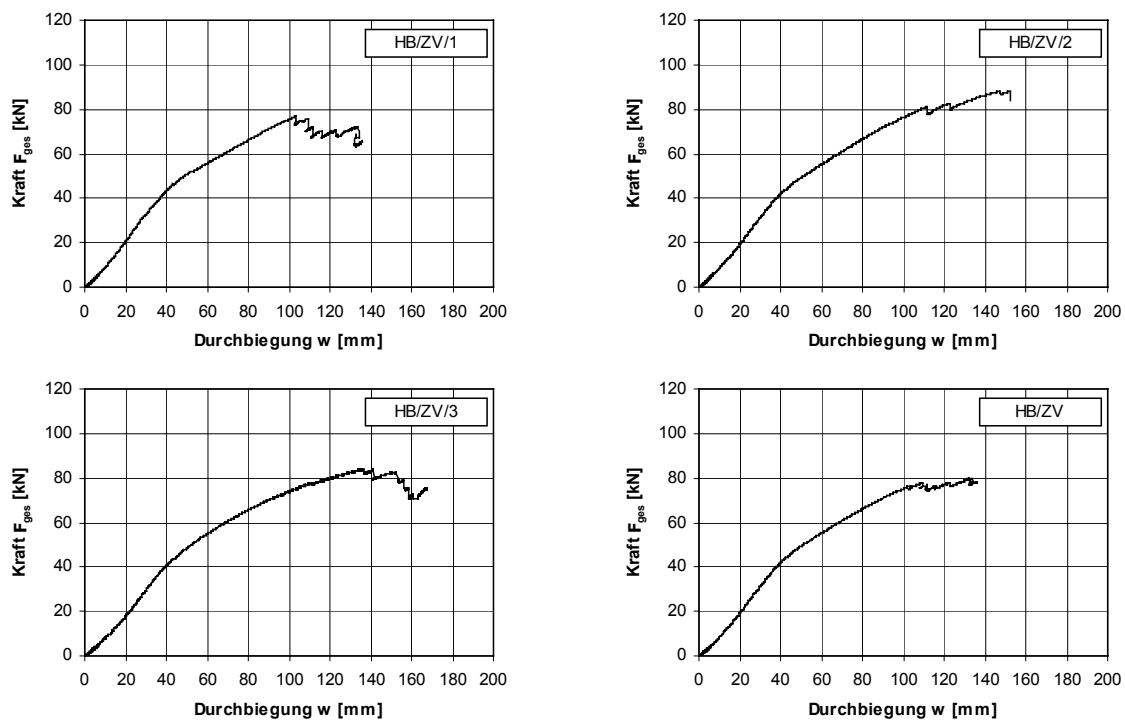


Abb.D.5-13: Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Versuchserie HB/ZV – Einzelauswertung und als Mittelwert

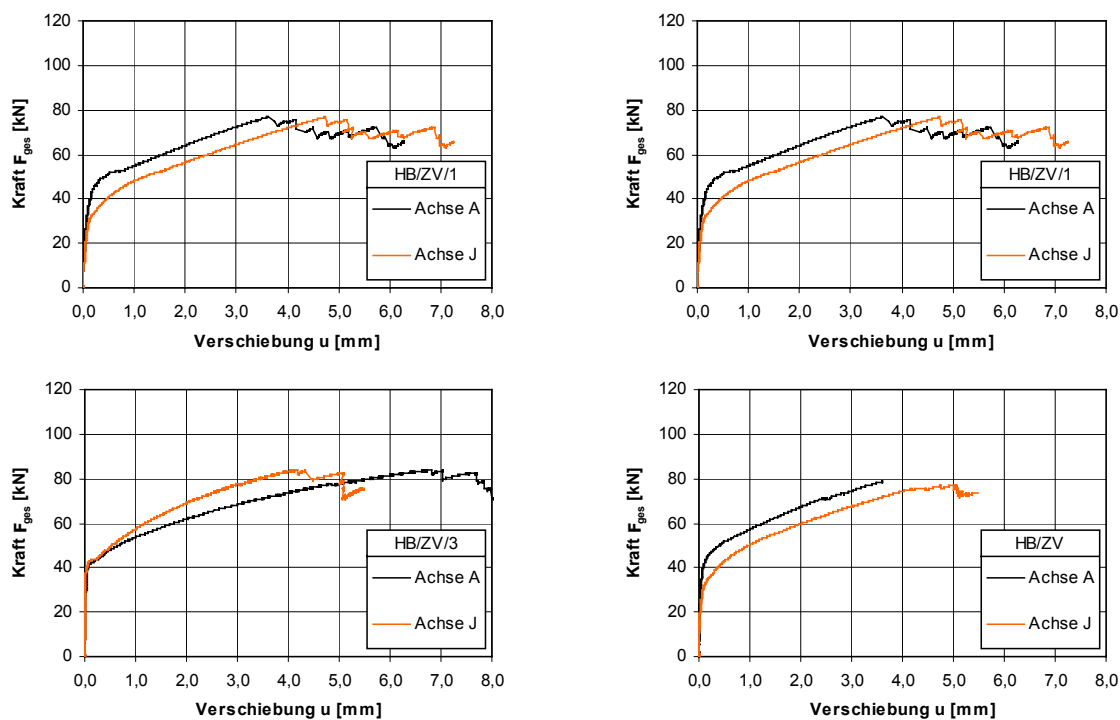


Abb.D.5-14: Kraft-Stirnseitenverschiebung der Versuchserie HB/ZV – Einzelauswertung und als Mittelwert

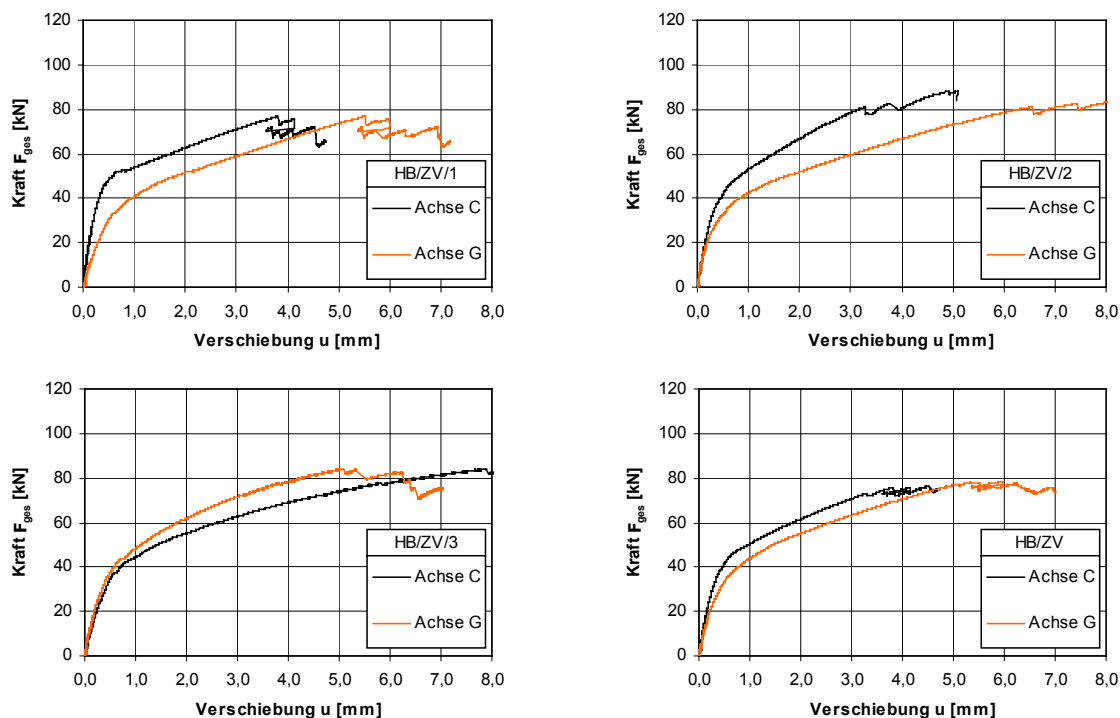


Abb.D.5-15: Kraft-Verschiebung im Abstand von 32,5 cm vom Auflager der Versuchserie HB/ZV – Einzelauswertung und als Mittelwert

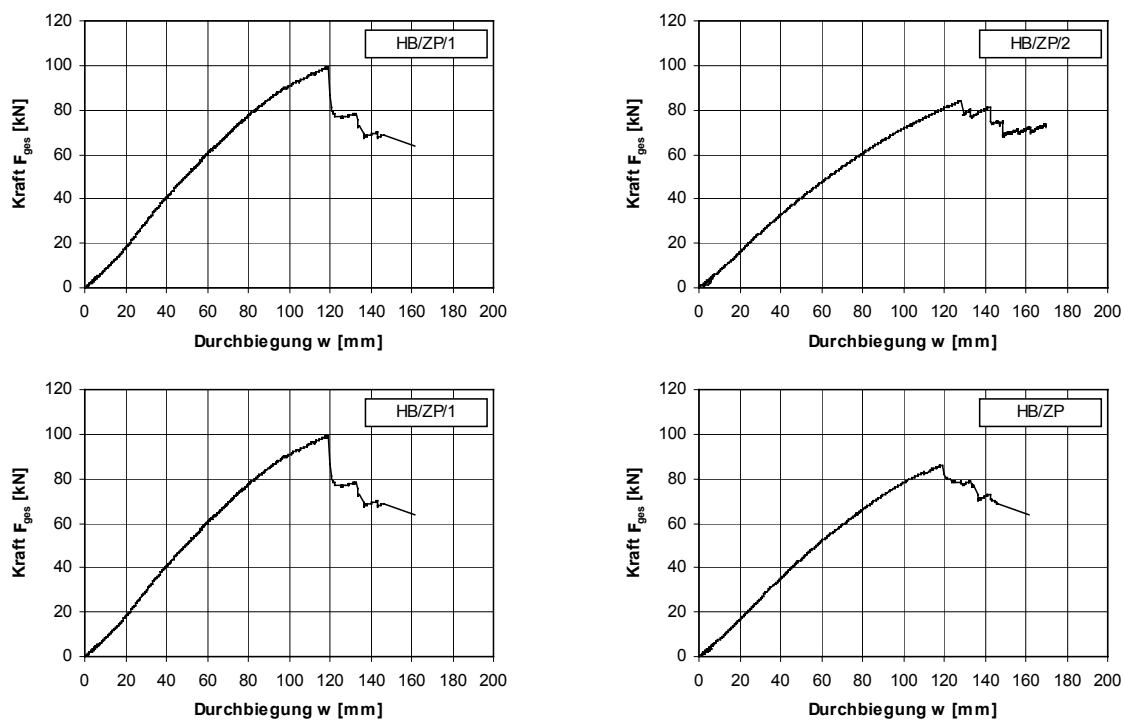


Abb.D.5-16: Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Versuchserie HB/ZP – Einzelauswertung und als Mittelwert

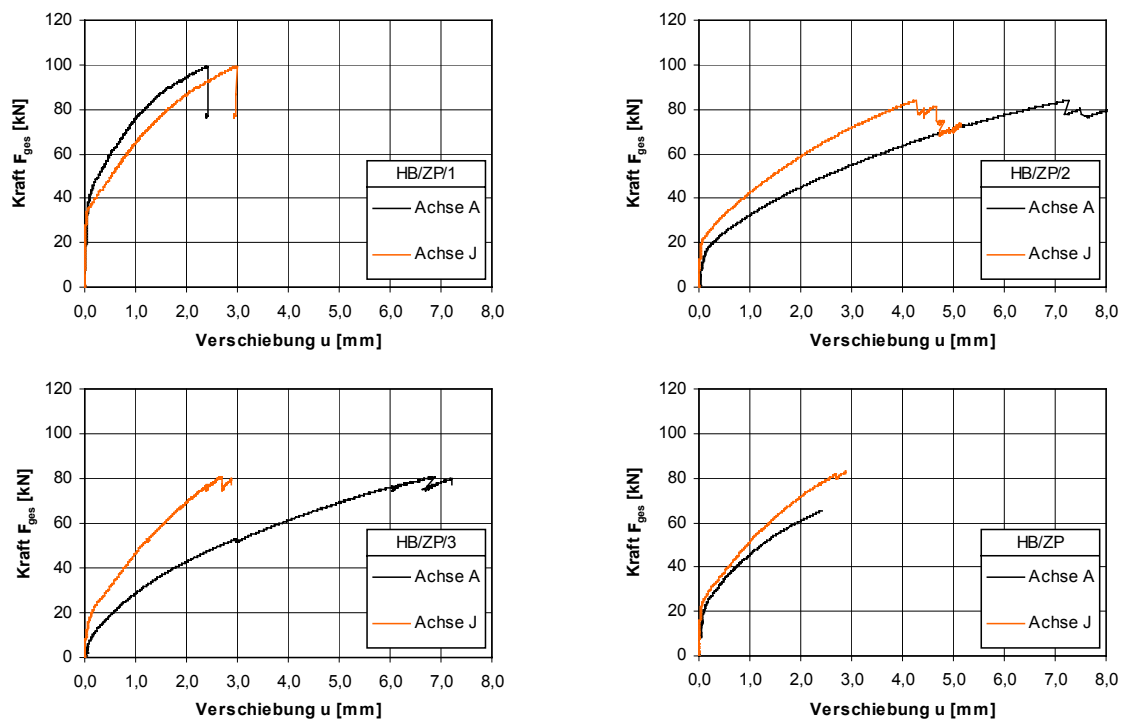


Abb.D.5-17: Kraft-Stirnseitenverschiebung der Versuchserie HB/ZP – Einzelauswertung und als Mittelwert

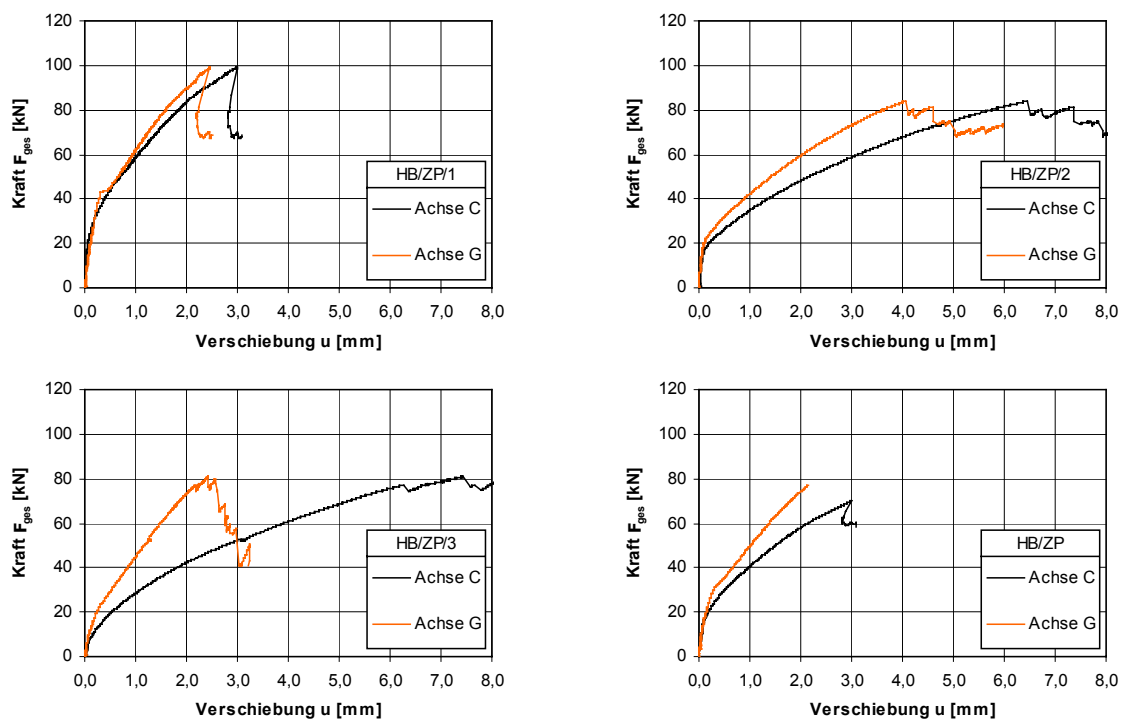


Abb.D.5-18: Kraft-Verschiebung im Abstand von 32,5 cm vom Auflager der Versuchserie HB/ZP – Einzelauswertung und als Mittelwert



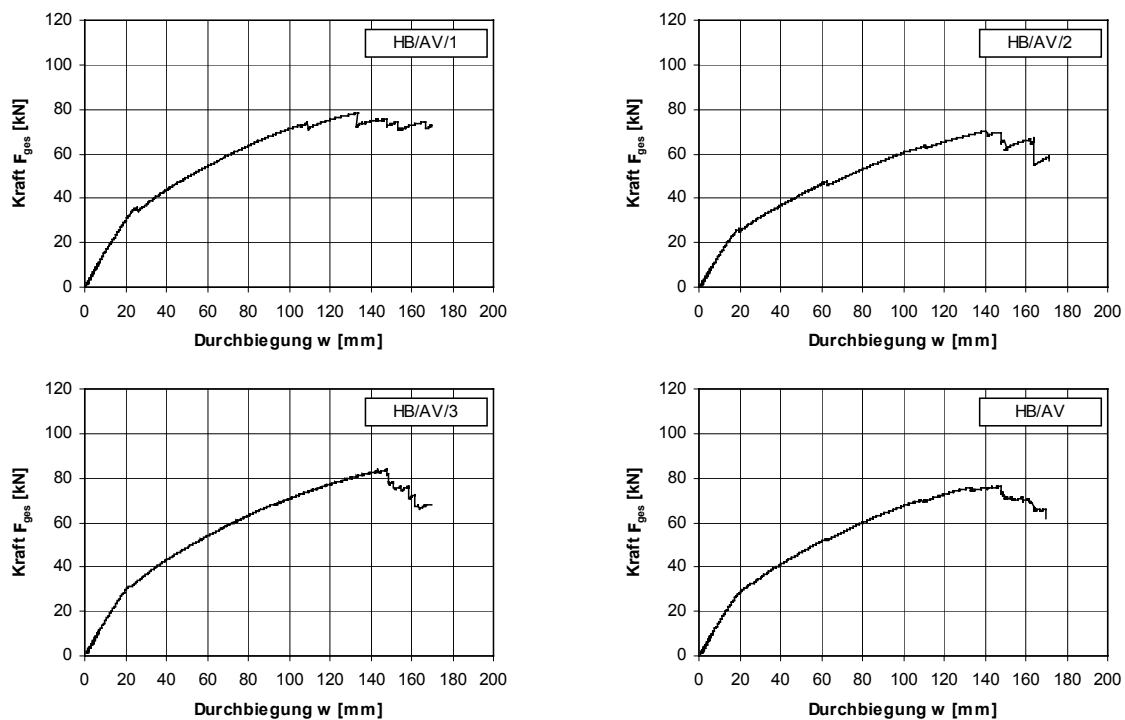


Abb.D.5-19: Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Versuchserie HB/AV – Einzelauswertung und als Mittelwert

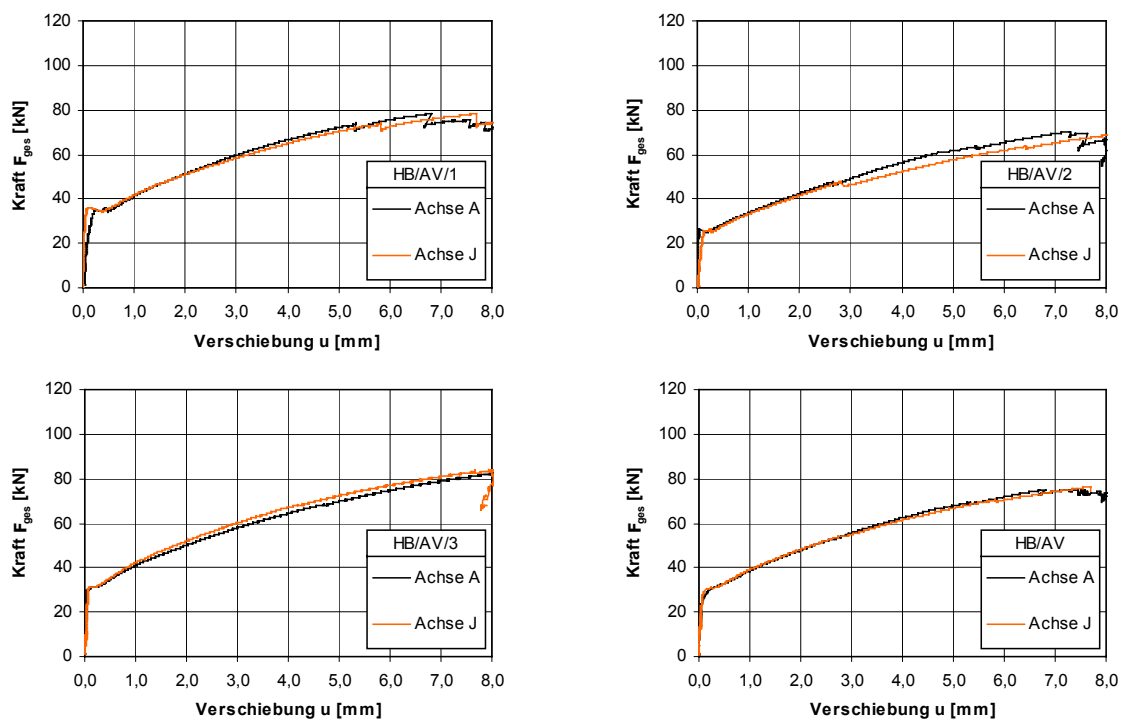


Abb.D.5-20: Kraft-Stirnseitenverschiebung der Versuchserie HB/AV – Einzelauswertung und als Mittelwert

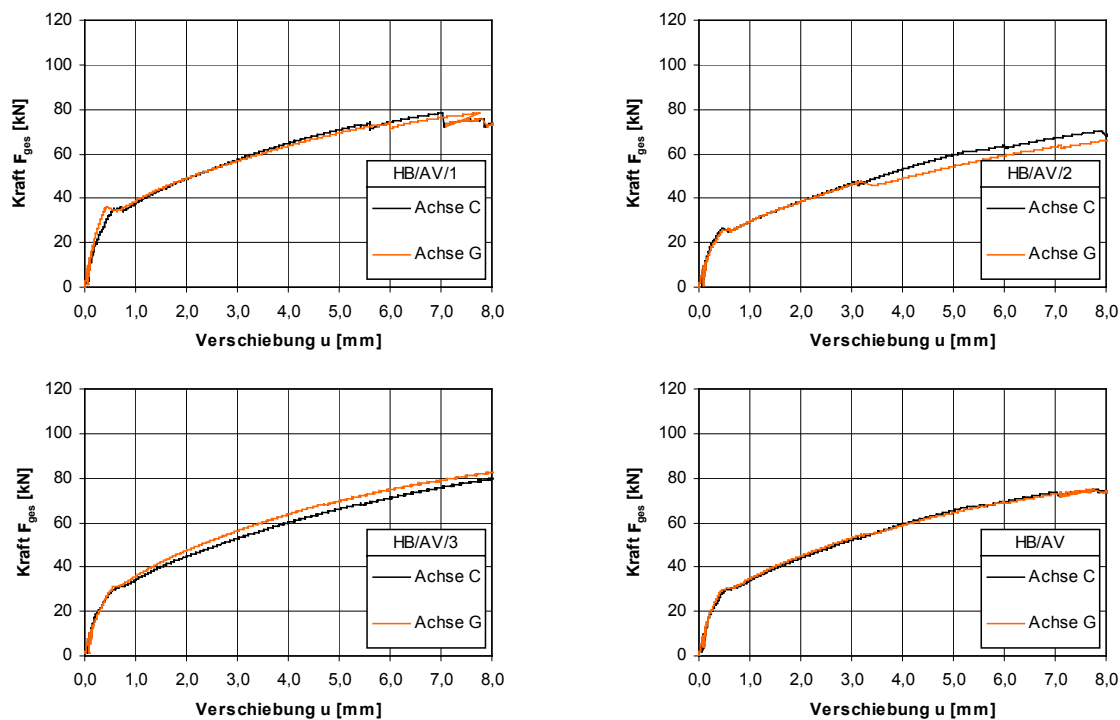


Abb.D.5-21: Kraft-Verschiebung im Abstand von 32,5 cm vom Auflager der Versuchserie HB/AV – Einzelauswertung und als Mittelwert

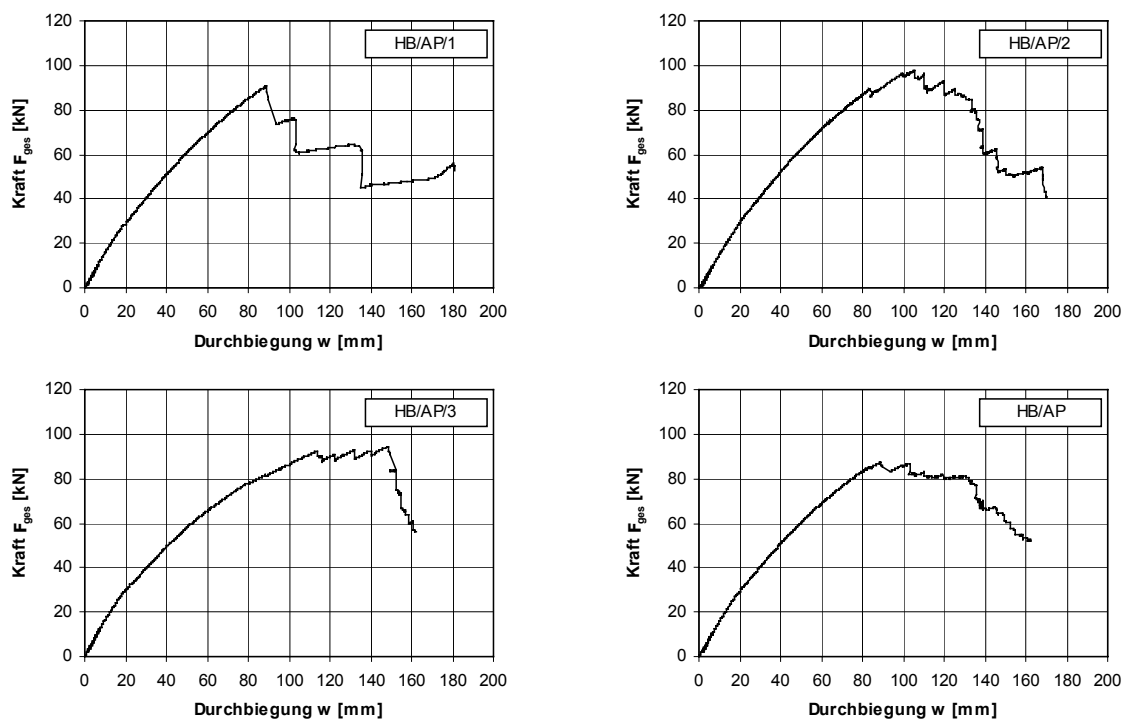


Abb.D.5-22: Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Versuchserie HB/AP – Einzelauswertung und als Mittelwert

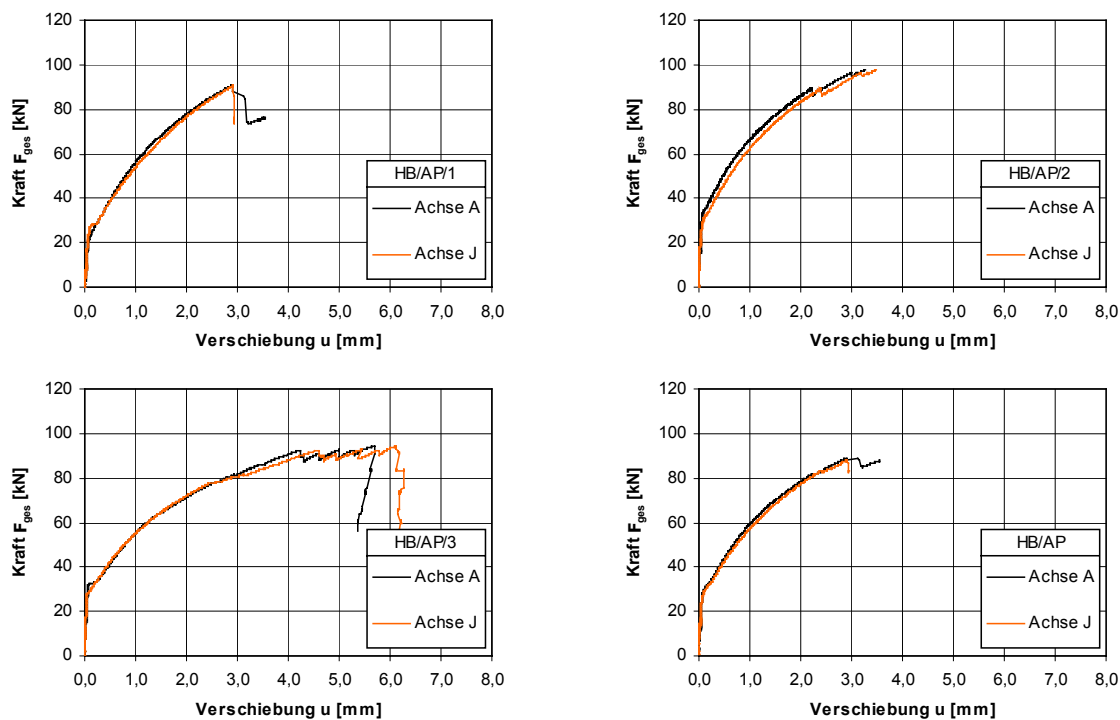


Abb.D.5-23: Kraft-Stirnseitenverschiebung der Versuchserie HB/AP – Einzelauswertung und als Mittelwert

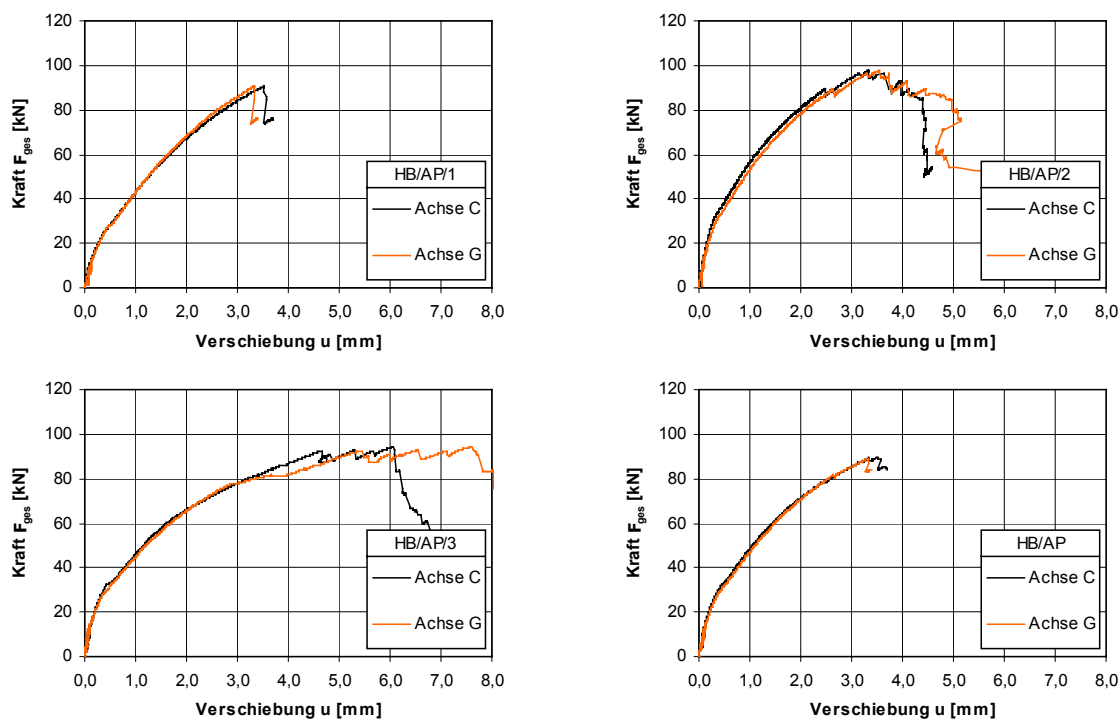


Abb.D.5-24: Kraft-Verschiebung im Abstand von 32,5 cm vom Auflager der Versuchserie HB/AP – Einzelauswertung und als Mittelwert

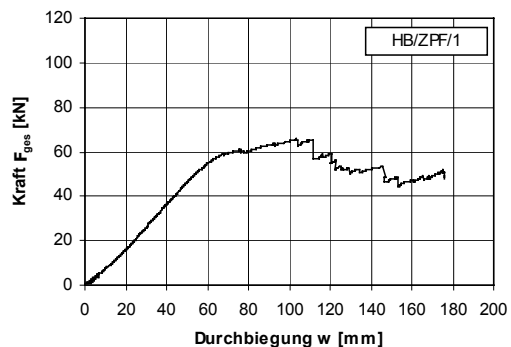
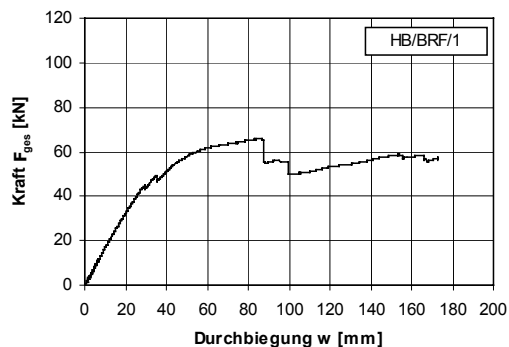


Abb.D.5-25: Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Versuchserie HB/BRF/1 und HB/ZPF/1

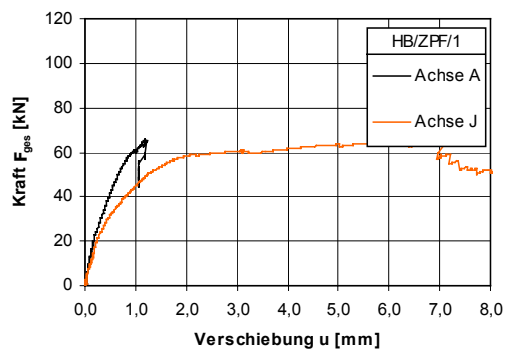
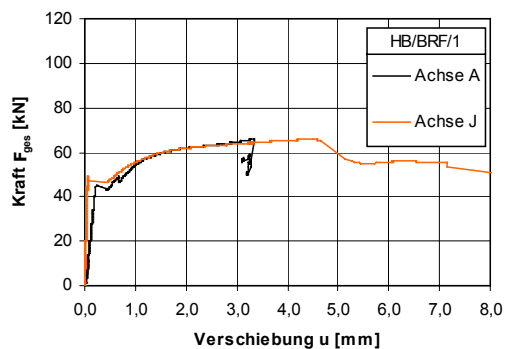


Abb.D.5-26: Kraft-Stirnseitenverschiebung der Versuchserie HB/BRF/1 und HB/ZPF/1

Tab.D.5-9: Mittlere rechnerische Biegesteifigkeiten  $E^*I$  der Verbundplatten

Bezeichnung	Messwerte				in Anlehnung an DIN EN 408		mittels Anstieg der Regressionsgeraden	
	$\approx F_{ges,1}$ [kN]	$w^*_1$ [mm]	$\approx F_{ges,2}$ [kN]	$w^*_2$ [mm]	rechn. Anstieg	$E^*I$ [kNcm <sup>2</sup> ]	Anstieg	$E^*I$ [kNcm <sup>2</sup> ]
HB/BR/1	2,14	0,55	5,14	1,11	5,30	13576350	5,36	13730970
HB/BR/2	2,31	0,40	6,03	0,87	7,89	20206644	8,08	20698762
HB/BR/3	2,37	0,98	4,74	1,44	5,16	13211088	4,17	10684158
HB/BR/4	2,21	0,47	4,19	0,88	4,83	12378995	4,69	12008681
Mittelwert						14843269		14280643
St.-abw.						3610519		4456864
Varianz						$1,30 \cdot 10^{13}$		$1,98 \cdot 10^{13}$
Variation [%]						24,3		31,2
5% Quantil						8903965		6949102
HB/BV/1	8,94	0,94	18,57	1,69	12,82	32829459	13,03	33366134
HB/BV/2	8,96	1,06	35,91	3,38	11,60	29719453	10,69	27366819
HB/BV/3	7,92	1,04	31,67	2,99	12,20	31255845	8,94	22891041
Mittelwert						31268252		27874665
St.-abw.						1555040		5255980
Varianz						$2,42 \cdot 10^{12}$		$2,76 \cdot 10^{13}$
Variation [%]						5,0		18,9
5% Quantil						28710212		19228578
HB/BP/1	8,73	1,02	35,02	3,36	11,26	28833277	8,69	22269221
HB/BP/2	10,15	0,99	40,68	3,35	12,96	33192478	12,68	32464556
HB/BP/3	10,63	1,26	42,74	3,76	12,81	32817470	12,15	31117703
Mittelwert						31614408		28617160
St.-abw.						2415818		5538569
Varianz						$5,84 \cdot 10^{12}$		$3,07 \cdot 10^{13}$
Variation [%]						7,6		19,4
5% Quantil						27640388		19506214
HB/ZV/1	7,68	1,19	15,67	2,118	8,64	22133284	7,53	19294491
HB/ZV/2	8,81	1,27	14,58	1,912	9,08	23256608	8,09	20714925
HB/ZV/3	8,41	1,44	13,43	2,136	7,26	18587053	6,57	16824916
Mittelwert						21325648		18944777
St.-abw.						2437292		1968443
Varianz						$5,94 \cdot 10^{12}$		$3,88 \cdot 10^{12}$
Variation [%]						11,4		10,4
5% Quantil						17316303		15706689

Forstsetzung Tab.D.5-9

Bezeichnung	Messwerte				in Anlehnung an DIN EN 408		mittels Anstieg der Regressionsgeraden	
	$\approx F_{\text{ges.1}}$ [kN]	$w^*_1$ [mm]	$\approx F_{\text{ges.2}}$ [kN]	$w^*_2$ [mm]	rechn. Anstieg	$E \cdot I$ [kNcm <sup>2</sup> ]	Anstieg	$E \cdot I$ [kNcm <sup>2</sup> ]
HB/ZP/1	5,49	0,93	9,90	1,57	6,87	17595066	6,25	15999243
HB/ZP/2	8,38	1,33	33,62	4,86	7,15	18308255	6,34	16235332
HB/ZP/3	8,08	1,45	32,38	5,02	6,80	17424310	5,26	13489162
Mittelwert						17775877		15241245
St.-abw.						468891		1521934
Varianz						$2,20 \cdot 10^{11}$		$2,32 \cdot 10^{12}$
Variation [%]						2,6		10,0
5% Quantil						17004551		12737664
HB/AV/1	7,85	0,51	24,38	1,68	14,19	36340116	15,73	40279660
HB/AV/2	10,57	0,83	22,55	1,75	13,09	33519086	13,53	34658517
HB/AV/3	10,88	0,80	24,32	1,87	12,53	32099036	13,68	35034329
Mittelwert						33986079		36657502
St.-abw.						2158761		3142504
Varianz						$4,66 \cdot 10^{12}$		$9,88 \cdot 10^{12}$
Variation [%]						6,4		8,6
5% Quantil						30434917		31488084
HB/AP/1	4,44	0,28	9,07	0,62	13,50	34571853	13,78	35283103
HB/AP/2	5,26	0,44	9,72	0,80	12,45	31895164	13,93	35661927
HB/AP/3	5,24	0,39	9,44	0,68	14,91	38188449	12,90	33042151
Mittelwert						34885155		34662394
St.-abw.						3158319		1415898
Varianz						$9,98 \cdot 10^{12}$		$2,01 \cdot 10^{12}$
Variation [%]						9,1		4,1
5% Quantil						29689721		32333242
HB/BRF/1	6,59	0,43	26,36	1,81	14,31	36647777	14,84	38012656
HB/ZPF/1	2,12	0,30	6,57	1,01	6,33	16226114	6,04	15462337

Tab.D.5-10: Scheinbare rechnerische Biegesteifigkeiten  $(E^*I)_{app}$  der Verbundplatten

Bezeichnung	$\approx F_{qes,1}$ [kN]	$w_1$ [mm]	$\approx F_{qes,2}$ [kN]	$w_2$ [mm]	Anstieg aus Regression [kN/mm]	$(E^*I)_{app}$ [kNcm <sup>2</sup> ]
HB/BR/1	5,146	8,675	20,513	44,450	0,430	8430635
HB/BR/2	6,036	8,591	24,143	47,660	0,463	9096175
HB/BR/3	4,747	8,450	19,028	43,892	0,403	7907977
HB/BR/4	4,196	7,612	16,784	38,698	0,405	7947426
Mittelwert						8345553
St.-abw.						553971
Varianz						$3,07 \cdot 10^{11}$
Variation [%]						6,6
5% Quantil						7434271
HB/BV/1	8,94	7,54	18,57	13,79	1,53	30212702
HB/BV/2	8,96	7,99	35,91	27,12	1,40	27647104
HB/BV/3	7,92	5,96	31,67	22,22	1,46	28682214
Mittelwert						28847340
St.-abw.						1290745
Varianz						$16,66 \cdot 10^{11}$
Variation [%]						4,5
5% Quantil						26724064
HB/BP/1	8,73	7,44	35,02	26,09	1,41	27664964
HB/BP/2	10,15	8,05	40,68	28,21	1,51	29717717
HB/BP/3	10,63	9,52	42,74	31,87	1,43	28194099
Mittelwert						28525594
St.-abw.						1065770
Varianz						$1,14 \cdot 10^{12}$
Variation [%]						3,7
5% Quantil						26772402
HB/ZV/1	7,682	9,001	30,751	29,731	1,113	21842125
HB/ZV/2	8,815	10,152	35,247	34,040	1,106	21716514
HB/ZV/3	8,418	10,454	33,650	34,511	1,049	20585429
Mittelwert						21381356
St.-abw.						692148
Varianz						$4,79 \cdot 10^{11}$
Variation [%]						3,2
5% Quantil						20242772

Forstsetzung Tab.D.5-10

Bezeichnung	$\approx F_{ges,1}$ [kN]	$w_1$ [mm]	$\approx F_{ges,2}$ [kN]	$w_2$ [mm]	Anstieg aus Regression [kN/mm]	$E \cdot I_{app}$ [kNcm <sup>2</sup> ]
HB/ZP/1	5,493	6,828	9,907	11,990	0,855	16779946
HB/ZP/2	8,387	10,868	33,624	40,699	0,846	16604553
HB/ZP/3	8,088	10,816	32,381	39,965	0,833	16357453
Mittelwert						16580651
St.-abw.						212259
Varianz						$4,50 \cdot 10^{10}$
Variation [%]						1,3
5% Quantil						16231485
HB/AV/1	7,859	5,061	31,361	20,383	1,534	30103970
HB/AV/2	7,063	5,157	28,120	19,715	1,446	28388796
HB/AV/3	8,394	5,471	33,523	21,849	1,534	30113980
Mittelwert						29535582
St.-abw.						993159
Varianz						$9,86 \cdot 10^{11}$
Variation [%]						3,4
5% Quantil						27901836
HB/AP/1	4,44	3,17	9,07	6,15	1,55	30462549
HB/AP/2	5,26	3,94	9,72	6,67	1,63	32043477
HB/AP/3	5,24	3,22	9,44	5,85	1,59	31301001
Mittelwert						31269009
St.-abw.						790949
Varianz						$6,26 \cdot 10^{11}$
Variation [%]						2,5
5% Quantil						29967897
HB/BRF/1	6,59	4,12	26,36	15,79	1,69	33235012
HB/ZPF/1	6,575	9,510	26,262	32,291	0,864	16961365



Tab.D.5-11: Zusammenstellung der mittleren Biegesteifigkeiten mit entsprechenden effektiven Trägheitsmomenten und Wirkungsgraden  $\tilde{\gamma}$

Bezeichnung	$(E \cdot I)_m$ nach DIN EN 408 mittlerer [kNcm <sup>2</sup> ]	E-Modul Brettstapel [N/mm <sup>2</sup> ]	$n_B$	ef I [cm <sup>4</sup> ]	Wirkungs- grad $\tilde{\gamma}$
HB/BR/1	13576350	12902	2,209	10523	0,018
HB/BR/2	20206644	14586	1,954	13853	0,101
HB/BR/3	13211088	14455	1,972	9139	0,000
HB/BR/4	12378995	13421	2,124	9224	0,000
Mittelwert	14843269	13841	2,065	10685	0,030
St.-abw.	3610519	814	0,123	2205	0,048
Varianz	1,30*10 <sup>13</sup>	663381	0,015	4863273	0,002
Variation [%]	24,3	5,9	5,9	20,6	162,7
5% Quantil	8903965	12501	1,863	7057	-0,050
HB/BV/1	32829459	13844	2,059	23714	0,388
HB/BV/2	29719453	14499	1,966	20498	0,282
HB/BV/3	31255845	13806	2,064	22639	0,344
Mittelwert	31268252	14050	2,030	22284	0,338
St.-abw.	1555040	390	0,055	1637	0,053
Varianz	2,42*10 <sup>12</sup>	151786	0,003	2681000	0,003
Variation [%]	5,0	2,8	2,7	7,3	15,7
5% Quantil	28710212	13409	1,938	19590	0,251
HB/BP/1	28833277	13012	2,190	22159	0,304
HB/BP/2	33192478	13245	2,152	25060	0,422
HB/BP/3	32817470	13216	2,156	24832	0,412
Mittelwert	31614408	13158	2,166	24017	0,379
St.-abw.	2415818	127	0,021	1613	0,065
Varianz	5,84*10 <sup>12</sup>	16124	0,000	2602229	0,004
Variation [%]	7,6	1,0	1,0	6,7	17,2
5% Quantil	27640388	12949	2,132	21363	0,272
HB/ZV/1	22133284	15113	1,436	14645	0,144
HB/ZV/2	23256608	15502	1,400	15002	0,163
HB/ZV/3	18587053	14678	1,478	12663	0,066
Mittelwert	21325648	15098	1,438	14104	0,124
St.-abw.	2437292	412	0,039	1260	0,051
Varianz	5,94*10 <sup>12</sup>	169920	0,002	1587887	0,003
Variation [%]	11,4	2,7	2,7	8,9	41,3
5% Quantil	17316303	14420	1,373	12031	0,040

Forstsetzung Tab.D.5-11

Bezeichnung	$E \cdot I_m$ nach DIN EN 408 mittlerer [kNcm <sup>2</sup> ]	E-Modul Brettstapel [N/mm <sup>2</sup> ]	$n_B$	ef I [cm <sup>4</sup> ]	Wirkungs- grad $\tilde{\gamma}$
HB/ZP/1	17595066	14375	1,510	12240	0,050
HB/ZP/2	18308255	15739	1,379	11632	0,035
HB/ZP/3	17424310	13675	1,587	12742	0,062
Mittelwert	17775877	14596	1,492	12205	0,049
St.-abw.	468891	1050	0,105	555	0,013
Varianz	2,20	1101765	0,011	308579	0,000
Variation [%]	2,6	7,2	7,1	4,6	27,1
5% Quantil	17004551	12870	1,319	11291	0,027
HB/AV/1	36340116	13579	2,057	26762	0,521
HB/AV/2	33519086	12342	2,263	27159	0,485
HB/AV/3	32099036	13011	2,147	24671	0,407
Mittelwert	33986079	12977	2,156	26197	0,471
St.-abw.	2158761	619	0,103	1337	0,058
Varianz	$4,66 \cdot 10^{12}$	383392	0,011	1786713	0,003
Variation [%]	6,4	4,8	4,8	5,1	12,4
5% Quantil	30434917	11959	1,985	23998	0,375
HB/AP/1	34571853	12356	2,260	27980	0,522
HB/AP/2	31895164	12880	2,168	24763	0,406
HB/AP/3	38188449	12964	2,154	29457	0,625
Mittelwert	34885155	12733	2,194	27400	0,518
St.-abw.	3158319	329	0,058	2400	0,110
Varianz	$9,98 \cdot 10^{12}$	108549	0,003	5760364	0,012
Variation [%]	9,1	2,6	2,6	8,8	21,2
5% Quantil	29689721	12191	2,100	23452	0,337
HB/BRF/1	36647777	12769	2,232	28701	0,545
HB/ZPF/1	19674427	11326	1,916	17371	0,182

Tab.D.5-12: Zusammenstellung der gemessenen Dehnungen in Plattenmitte (Achse E) sowie der entsprechenden Biegespannungen bei einer Durchbiegung von  $l/300$

Bezeichnung	Dehnungen in Plattenmitte bei $l/300$				Spannungen in Plattenmitte bei $l/300$			
	Holz		Deckschicht		Holz		Deckschicht	
	unten [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	oben [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	unten [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	oben [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	unten [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]	oben [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]	unten [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]	oben [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]
HB/BR/1	976,1	745,9	–	–	5,04	-3,85	–	–
HB/BR/2	–	-298,1	–	-179,1	–	-4,35	–	-4,93
HB/BR/3	305,0	-292,6	–	–	8,39	-4,23	–	–
HB/BR/4	–	–	–	–	–	–	–	–
HB/BV/1	551,2	-236,4	-12,0	-98,8	7,63	-3,27	-0,34	-2,82
HB/BV/2	512,2	–	-69,9	–	7,43	–	-1,92	–
HB/BV/3	570,8	-146,8	-44,3	-519,0	7,88	-2,03	-1,22	-14,27
HB/BP/1	504,8	-149,3	-40,8	-278,3	6,57	-1,94	-1,16	-7,93
HB/BP/2	482,3	–	-150,8	–	6,39	–	-4,15	–
HB/BP/3	419,7	–	-171,0	–	5,55	–	-4,70	–
HB/ZV/1	405,9	-222,3	-45,8	-84,6	6,13	-3,36	-1,00	-1,84
HB/ZV/2	368,2	–	-203,9	–	5,71	–	-4,43	–
HB/ZV/3	407,4	–	295,2	–	5,98	–	-6,41	–
HB/ZP/1	376,4	-347,5	-1259,4	-1162,1	5,41	-5,00	-27,33	-25,22
HB/ZP/2	340,6	–	-281,2	–	5,36	–	-6,10	–
HB/ZP/3	405,5	–	-282,8	–	5,55	–	-6,14	–
HB/AV/1	50,9	–	-27,6	–	0,69	–	-0,77	–
HB/AV/2	397,2	–	-207,9	–	4,90	–	-5,81	–
HB/AV/3	624,5	-158,2	-74,2	-406,1	8,13	-2,06	-2,07	-11,34
HB/AP/1	76,9	–	-38,1	–	0,95	–	-1,06	–
HB/AP/2	629,7	-167,1	-869,8	-364,6	8,11	-2,15	-24,3	-10,18
HB/AP/3	517,8	–	-155,8	–	6,72	–	-4,35	–
HB/BRF/1	587,4	-43,3	-99,1	-389,4	7,50	-0,55	-2,82	-11,10
HB/ZPF/1	493,9	-201,7	-107,6	-55,6	5,59	-2,29	-2,34	-1,21

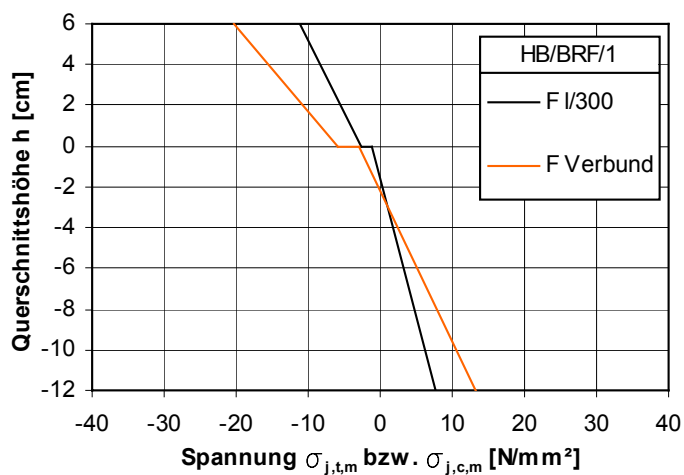
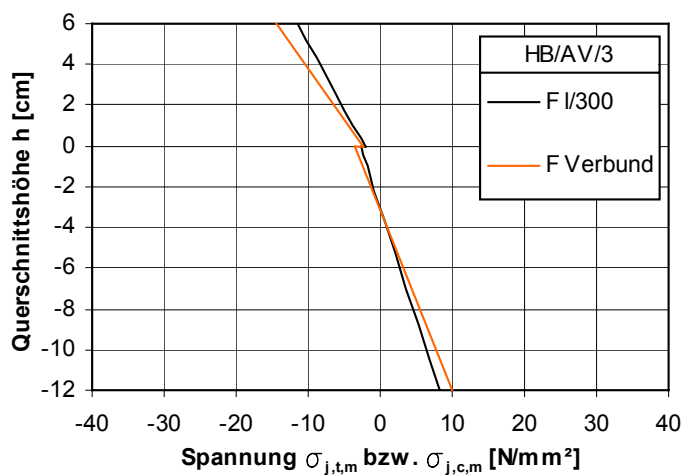
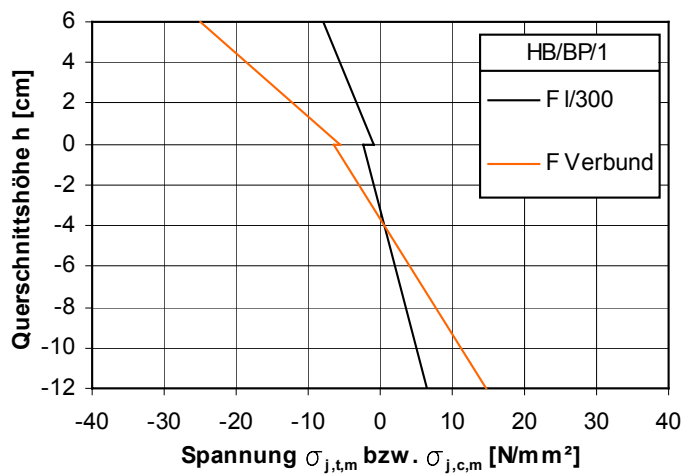


Abb.D.5-27: Spannungsverteilung über die Verbundquerschnittshöhe von HB/BP/1, HB/AV/3 und HB/BRF/1 beim Erreichen der zulässigen Durchbiegung und kurz bevor die Verbundfuge versagt

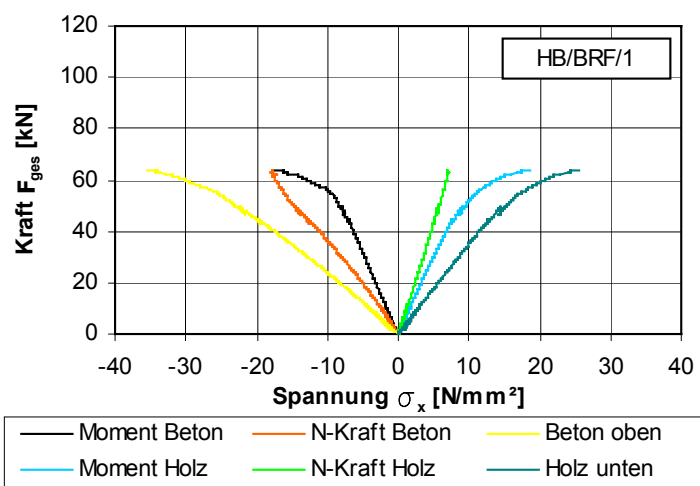
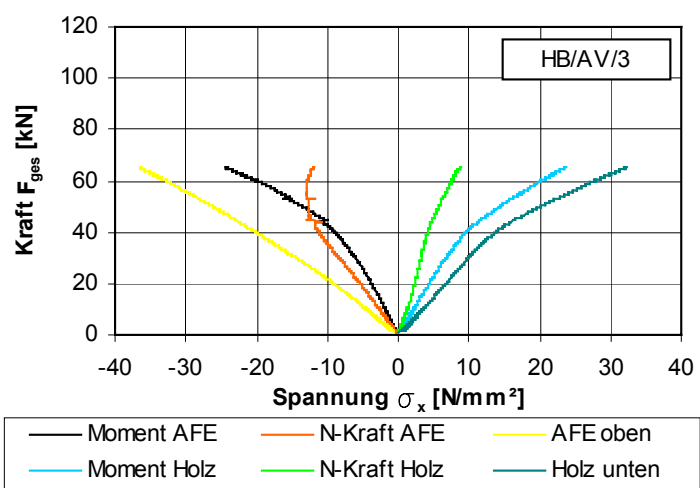
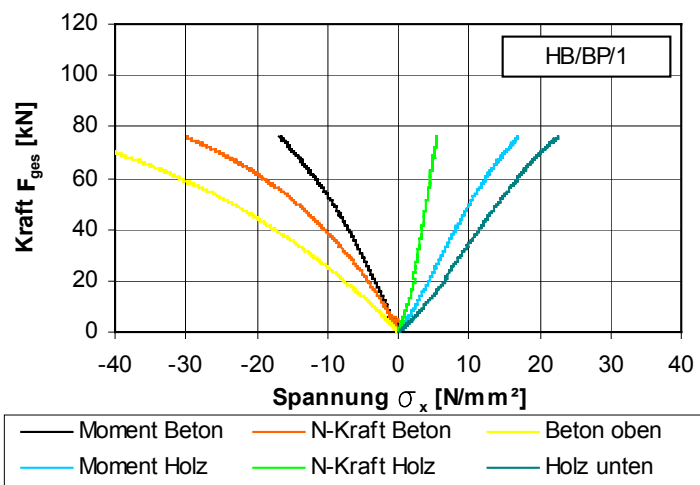


Abb.D.5-28: Spannungsanteile in den Teilquerschnitten der Prüfkörper HB/BP/1, HB/AV/3 HB/BRF/1

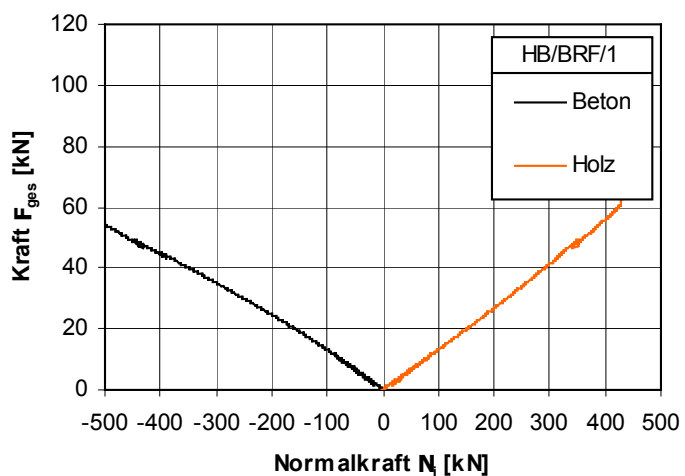
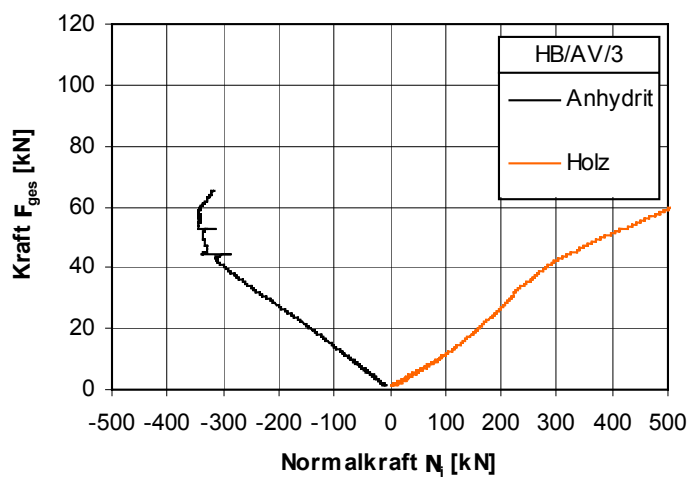
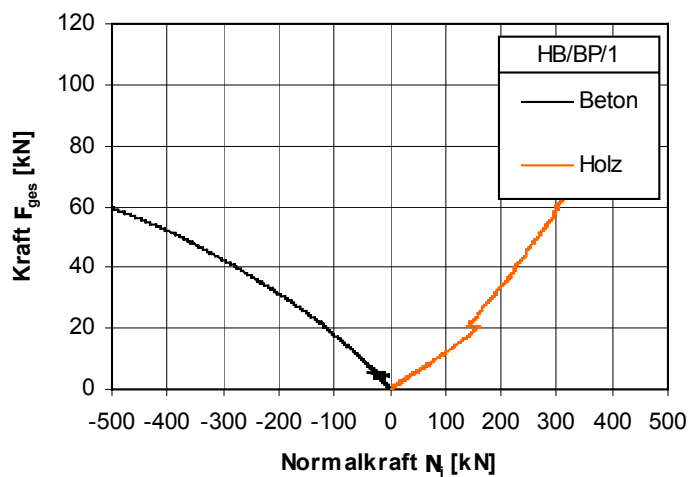


Abb.D.5-29: Aufteilung der Normalkräfte in den Teilquerschnitten der Prüfkörper HB/BP/1, HB/AV/3 HB/BRF/1

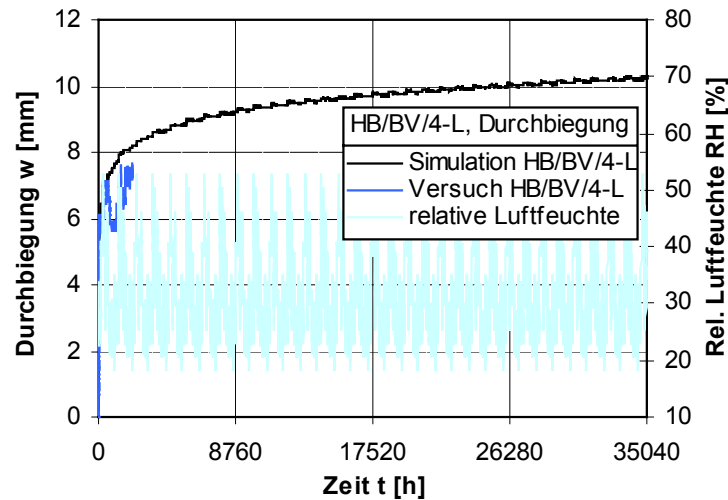


Abb.E.6-1: Zeitliche Entwicklung der Durchbiegung in der Simulation über vier Jahre HB/BP/4-L

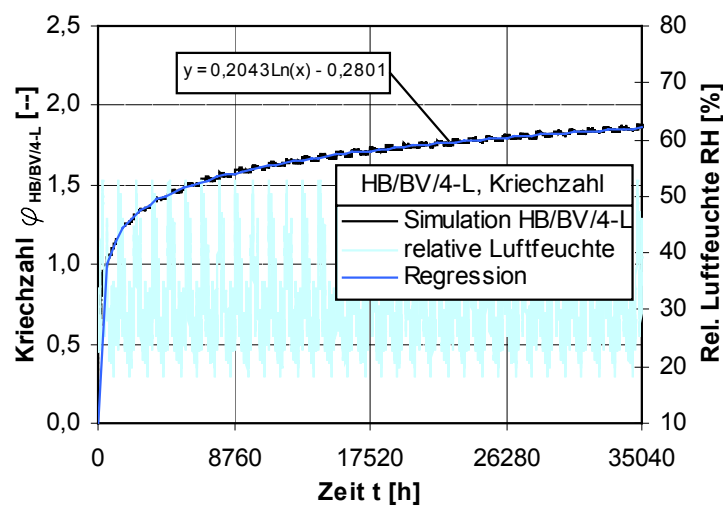


Abb.E.6-2: Entwicklung der Kriechzahl  $\varphi_{HB/BV/4-L}$  über eine Simulationsdauer von 4 Jahren für die Verformungen in Feldmitte

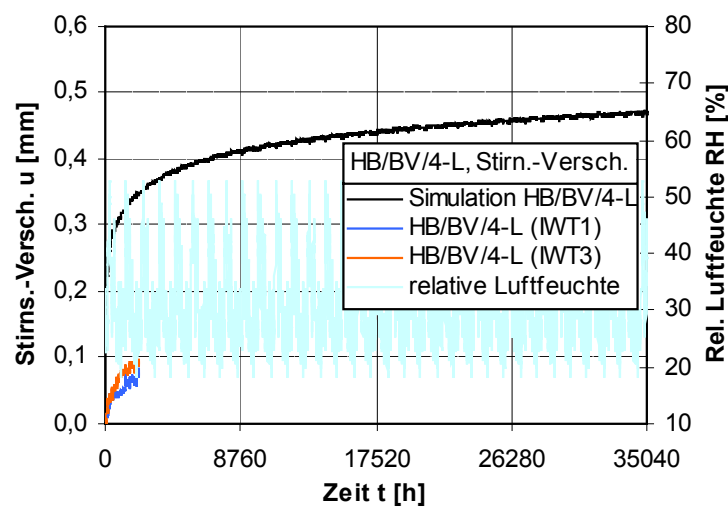


Abb.E.6-2: Zeitliche Entwicklung der Stirnseitenverschiebungen in der Simulation über vier Jahre von HB/BV/4-L

Tab.E.6-1: Numerische Ergebnisse der Parameterstudien, Kriechzahlen/Kriechfunktionen und Durchbiegungen zum Zeitpunkt  $t=0$  und  $t=20$  a

Typ	Stützweite [m]	Verkehrslast- kategorie	Kriechzahl $\varphi_{20a}$ [-]	logarithmische Regression der Kriechfunktion	Durchbiegung	
					$w_{el}$ [mm]	$w_{ges,20a}$ [mm]
BV-L	3,8	B1	1,100	$y = 0,1098\ln(x) + 0,8265$	3,16	6,63
	4,8	B1	1,205	$y = 0,1193\ln(x) + 0,9066$	7,15	15,78
	4,8	C2	1,205	$y = 0,1193\ln(x) + 0,9066$	9,12	20,24
	5,8	B1	1,299	$y = 0,1282\ln(x) + 0,9763$	14,01	32,21
BP-L	3,8	B1	1,107	$y = 0,1103\ln(x) + 0,8315$	3,13	6,60
	4,8	B1	1,213	$y = 0,1199\ln(x) + 0,9123$	7,10	15,72
	4,8	C2	1,212	$y = 0,1199\ln(x) + 0,9123$	9,12	20,17
	5,8	B1	1,306	$y = 0,1288\ln(x) + 0,982$	13,93	32,11
ZV-L	3,8	B1	0,964	$y = 0,1002\ln(x) + 0,7156$	4,30	8,43
	4,8	B1	1,018	$y = 0,1059\ln(x) + 0,7544$	9,87	19,91
	4,8	C2	1,018	$y = 0,1059\ln(x) + 0,7544$	12,75	25,73
	5,8	B1	1,089	$y = 0,1135\ln(x) + 0,8043$	19,21	40,13
ZP-L	3,8	B1	0,937	$y = 0,0996\ln(x) + 0,6915$	5,09	9,85
	4,8	B1	0,937	$y = 0,1008\ln(x) + 0,687$	12,12	23,47
	4,8	C2	0,937	$y = 0,1007\ln(x) + 0,687$	15,66	30,33
	5,8	B1	0,955	$y = 0,104\ln(x) + 0,6946$	24,12	47,14
AV-L	3,8	B1	0,967	$y = 0,119\ln(x) + 0,6615$	2,80	5,50
	4,8	B1	1,029	$y = 0,1293\ln(x) + 0,6956$	6,42	13,02
	4,8	C2	1,029	$y = 0,1292\ln(x) + 0,6956$	8,31	16,85
	5,8	B1	1,081	$y = 0,1377\ln(x) + 0,724$	12,73	26,49
AP-L	3,8	B1	0,995	$y = 0,1234\ln(x) + 0,6774$	2,67	5,33
	4,8	B1	1,058	$y = 0,1337\ln(x) + 0,7126$	6,17	12,70
	4,8	C2	1,058	$y = 0,1337\ln(x) + 0,7126$	8,00	16,44
	5,8	B1	1,108	$y = 0,1417\ln(x) + 0,7401$	12,33	25,98