

# **Entwicklung eines Bemessungsmodells für ein Verbundmittel zur richtungsunabhängigen Schubkraftübertragung in zweiachsig spannenden Holz-Beton-Verbunddecken**

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen  
der Rheinland-Pfälzischen Technischen Universität  
Kaiserslautern-Landau  
zur Verleihung des akademischen Grades

## **DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)**

genehmigte

### **DISSERTATION**

von

**Christian Sorg, M. Sc.**

aus Schmittweiler

Dekan

1. Berichterstatter

2. Berichterstatter

3. Berichterstatter

Tag der mündlichen Prüfung:

Prof. Dr.-Ing. Karsten Körkemeyer

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz

Prof. Dipl.-Ing. Tobias Götz

Prof. Dr.-Ing. Christian Glock

22.08.2024

Kaiserslautern 2024

(D 386)



Christian Sorg

**Entwicklung eines Bemessungsmodells für ein  
Verbundmittel zur richtungsunabhängigen  
Schubkraftübertragung in zweiachsig spannenden  
Holz-Beton-Verbunddecken**



## Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand in den Jahren 2020 bis 2024 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Stahlbau des Fachbereichs Bauingenieurwesen der Rheinland-Pfälzischen Technischen Universität Kaiserslautern-Landau.

An erster Stelle möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz ganz herzlich für die Ermöglichung meiner Promotion, das entgegengebrachte Vertrauen, die Unterstützung im Rahmen des Forschungsprojektes sowie die zahlreichen und intensiven Gespräche rund um meine Arbeit danken.

Herrn Prof. Dipl.-Ing. Tobias Götz und Herrn Prof. Dr.-Ing. Christian Glock gilt ebenfalls mein aufrichtiger Dank für die sorgfältige und kritische Begutachtung meiner Arbeit und die Erstellung der weiteren Gutachten. Zusätzlich haben mir die konstruktiven fachlichen Diskussionen im Rahmen gemeinsamer Projekte stets weitergeholfen. Mein Dank gilt ebenfalls Herrn Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission.

Für die sehr kollegiale und freundschaftliche Zusammenarbeit im fünften Stock des Gebäudes 14 möchte ich mich bei allen derzeitigen sowie ehemaligen Kolleginnen und Kollegen am Fachgebiet Stahlbau, am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion sowie am Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke bedanken. Aus dieser Zeit sind viele Freundschaften entstanden, die ich nicht mehr missen möchte. Besonderer Dank gilt Manuel Risch und Michael Heckmann für das sehr hilfreiche Lesen und Kommentieren meiner Arbeit.

Da diese Dissertation im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsprojektes entstanden ist, möchte ich ebenfalls Herrn Dr.-Ing. Arnaud Pavis D'Escurac und Herrn Joshua Schink für die vielen konstruktiven Besprechungen und wertvollen Hinweise aus bau-praktischer Sicht danken.

Dank gebührt allen Studentinnen und Studenten, die mich als wissenschaftliche Hilfskräfte oder im Rahmen von Studien-, Bachelor- und Masterarbeiten unterstützt haben. Ihr Engagement hat die umfangreichen Untersuchungen erst ermöglicht. Ebenso danke ich allen Mitarbeitern des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau der Rheinland-Pfälzischen Technischen Universität Kaiserslautern-Landau für ihre Unterstützung bei der Herstellung und Durchführung der praktischen Versuchsserien.

Zuletzt möchte ich mich von Herzen bei meiner Familie und meinem Freundeskreis bedanken, die mich auf meinem gesamten Lebensweg stets gefördert haben und auf deren Rückhalt ich immer zählen konnte. Ganz besonders danke ich Laura für ihre Geduld, ihr Verständnis und die großartige Unterstützung besonders in stressigen Phasen.

Kaiserslautern, im August 2024

Christian Sorg



# Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung . . . . .	v
Abstract . . . . .	vi
Bezeichnungen . . . . .	vii
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1 Einführung und Problemstellung . . . . .	1
1.2 Ziel der Arbeit . . . . .	2
1.3 Methodik . . . . .	2
<b>2 Stand der Kenntnisse</b>	<b>5</b>
2.1 Werkstoff Holz . . . . .	5
2.1.1 Materialeigenschaften bei Kurzzeitbeanspruchung . . . . .	5
2.1.2 Einfluss der Holzfeuchte auf die Festigkeit . . . . .	6
2.1.3 Einfluss des Kraft-Faser-Winkels . . . . .	6
2.1.4 Mittelwerte der Festigkeiten . . . . .	6
2.1.5 Spezifische Bruchenergie . . . . .	7
2.2 Brettsperrholz . . . . .	8
2.3 Holz-Beton-Verbunddecken . . . . .	9
2.3.1 Einachsig abtragende Holz-Beton-Verbunddecken . . . . .	9
2.3.2 Zweiachsig abtragende Holz-Beton-Verbunddecken . . . . .	10
2.3.3 Verbundmittel . . . . .	12
2.4 Berechnungsverfahren für Verbundquerschnitte . . . . .	15
2.4.1 Einachsiger Lastabtrag . . . . .	15
2.4.2 Zweiachsiger Lastabtrag . . . . .	19
<b>3 Grundlagen zu numerischen Simulationen</b>	<b>23</b>
3.1 Allgemeines . . . . .	23
3.2 Finite-Element-Methode . . . . .	23
3.3 Randbedingungen und Modellbildung . . . . .	24
3.4 Materialmodelle . . . . .	25
3.4.1 Allgemeines . . . . .	25
3.4.2 Concrete-Damaged-Plasticity (CDP) Betonmodell . . . . .	26
3.4.3 Holz . . . . .	29
3.4.4 Bewehrungsstahl . . . . .	34
3.4.5 Elastomer . . . . .	34
<b>4 Numerische Untersuchungen an Kleinteilversuchen</b>	<b>35</b>
4.1 Allgemeines . . . . .	35
4.2 Kalibrierung des numerischen Modells . . . . .	35
4.3 Simulation neuartiges Verbundmittel . . . . .	37
4.3.1 Aufbau des Referenzprobekörpers . . . . .	37
4.3.2 Zielsetzung . . . . .	38
4.3.3 Parameter: Durchmesser des Verbundmittels . . . . .	39
4.3.4 Parameter: Randabstand in Krafrichtung . . . . .	41

4.3.5	Parameter: Randabstand seitlich . . . . .	42
4.3.6	Weitere Parameter . . . . .	42
4.3.7	Versagensverhalten . . . . .	43
4.3.8	Einfluss der Materialfestigkeiten . . . . .	44
4.3.9	Interaktion der Verbundmittel . . . . .	45
4.3.10	Fazit . . . . .	46
4.4	Kalibrierung auf die Ergebnisse der Push-out-Serie 1 . . . . .	47
<b>5</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen an Kleinteilversuchen</b>	<b>51</b>
5.1	Allgemeines . . . . .	51
5.1.1	Gesamtübersicht über das Kleinteilversuchsprogramm . . . . .	51
5.1.2	Allgemeiner Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung . . . . .	52
5.1.3	Holzquerschnitt . . . . .	53
5.1.4	Herstellung Versuchskörper . . . . .	53
5.1.5	Materialeigenschaften . . . . .	54
5.1.6	Anmerkungen zur Auswertung . . . . .	55
5.2	Verbundmittel Betonnocke (Serie 1, 2 und 2a) . . . . .	55
5.2.1	Detaillierter Versuchsaufbau . . . . .	55
5.2.2	Zielsetzung . . . . .	56
5.2.3	Messtechnik . . . . .	57
5.2.4	Ausgewählte Beobachtungen und Versuchsergebnisse . . . . .	58
5.3	Interaktion der Verbundmittel (Serie 3, 4 und 5) . . . . .	67
5.3.1	Detaillierter Versuchsaufbau . . . . .	67
5.3.2	Zielsetzung . . . . .	68
5.3.3	Messtechnik . . . . .	68
5.3.4	Ausgewählte Beobachtungen und Versuchsergebnisse . . . . .	69
5.4	Fazit . . . . .	71
<b>6</b>	<b>Untersuchungen zum uniaxialen Tragverhalten der HBV-Decke</b>	<b>73</b>
6.1	Allgemeines . . . . .	73
6.2	Experimentelle Untersuchungen . . . . .	73
6.2.1	Querschnittsaufbau . . . . .	73
6.2.2	Probekörperherstellung . . . . .	74
6.2.3	Materialeigenschaften . . . . .	75
6.2.4	Versuchsaufbau . . . . .	75
6.2.5	Messtechnik . . . . .	75
6.2.6	Versuchsdurchführung . . . . .	77
6.2.7	Versuchsergebnisse . . . . .	77
6.3	Numerische Untersuchungen . . . . .	84
6.3.1	Modellbildung und Kalibrierung . . . . .	84
6.3.2	Betrachtung beider Tragrichtungen . . . . .	86
6.3.3	Tragverhalten der Betonnocke im Bauteil . . . . .	95
6.3.4	Variation Verbundfugeneigenschaften . . . . .	96
6.3.5	Variation Verbundmittelanordnung . . . . .	98
6.4	Fazit . . . . .	101
<b>7</b>	<b>Untersuchungen zum biaxialen Tragverhalten der HBV-Decke</b>	<b>103</b>
7.1	Allgemeines . . . . .	103

7.2	Experimentelle Untersuchungen zur Deckenplatte . . . . .	103
7.2.1	Vordimensionierung . . . . .	103
7.2.2	Querschnittsaufbau . . . . .	104
7.2.3	Probekörperherstellung und Materialeigenschaften . . . . .	105
7.2.4	Versuchsaufbau . . . . .	105
7.2.5	Messtechnik . . . . .	105
7.2.6	Versuchsdurchführung . . . . .	106
7.2.7	Versuchsergebnisse . . . . .	107
7.3	Numerische Untersuchungen . . . . .	113
7.3.1	Modellbildung und Kalibrierung . . . . .	113
7.3.2	Übertragung auf die großflächige Anwendung . . . . .	116
7.3.3	Vereinfachte Modellierung . . . . .	122
7.3.4	Einfluss der Auflagersteifigkeit . . . . .	125
7.3.5	Einfluss der Lagerung in den Eckbereichen und Einfluss der Drill- steifigkeit . . . . .	128
7.3.6	Einfluss der Steifigkeit der Verbundfuge . . . . .	130
7.3.7	Zeitabhängiges Verhalten . . . . .	130
7.4	Verbindung der BSP-Teilelemente . . . . .	130
7.4.1	Aufbau der Probekörper . . . . .	130
7.4.2	Versuchsdurchführung . . . . .	131
7.4.3	Versuchsergebnisse . . . . .	132
7.4.4	Auswirkungen auf das Deckensystem . . . . .	133
7.5	Empfehlungen zur Modellierung . . . . .	137
7.6	Fazit . . . . .	137
<b>8</b>	<b>Bemessungskonzept für das Verbundmittel Betonnocke</b>	<b>139</b>
8.1	Allgemeines . . . . .	139
8.2	Versagensmodi . . . . .	139
8.3	Lastabtragsmodell . . . . .	140
8.3.1	Randbedingungen . . . . .	140
8.3.2	Spannungsverteilung im Kontaktbereich . . . . .	142
8.4	Ingenieurmodell . . . . .	146
8.4.1	Lochleibungsversagen . . . . .	146
8.4.2	Abscheren des Vorholzes . . . . .	172
8.4.3	Abscheren Betonnocke . . . . .	174
8.5	Überführung in ein Bemessungsmodell . . . . .	175
8.5.1	Allgemeines . . . . .	175
8.5.2	Lochleibungsversagen . . . . .	175
8.5.3	Abscheren des Vorholzes . . . . .	179
8.5.4	Abscheren Betonnocke . . . . .	180
8.6	Vergleich . . . . .	180
8.7	Empfehlungen für die vereinfachte Bemessung . . . . .	182
8.8	Fazit . . . . .	184
<b>9</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>185</b>
9.1	Zusammenfassung . . . . .	185
9.2	Empfehlungen für die Bemessung . . . . .	187
9.3	Ausblick . . . . .	188

<b>Literatur</b>	<b>191</b>
<b>A Anhang: Stand der Kenntnisse</b>	<b>205</b>
<b>B Anhang: Numerische Untersuchungen an Kleinteilversuchen</b>	<b>207</b>
B.1 Materialkennwerte Vorkalibrierung . . . . .	207
B.2 Materialkennwerte finale Kalibrierung . . . . .	210
<b>C Anhang: Experimentelle Untersuchungen an Kleinteilversuchen</b>	<b>213</b>
C.1 Geprüfte Materialkennwerte . . . . .	213
C.2 Versagensverhalten Serie 1 und 2 . . . . .	214
C.3 Versagensverhalten Serie 3, 4 und 5 . . . . .	215
<b>D Anhang: Großmaßstäbliche Untersuchungen</b>	<b>219</b>
D.1 Geprüfte Materialkennwerte . . . . .	219
D.2 Experimentelle Untersuchung des Deckenstreifens . . . . .	220
D.3 Numerische Untersuchungen des Deckenstreifens . . . . .	224
D.4 Experimentelle Untersuchung der Deckenplatte . . . . .	226
D.5 Numerische Untersuchungen der Deckenplatte . . . . .	230
D.6 Verbindung der BSP-Elemente . . . . .	234
<b>E Anhang: Bemessungsmodell</b>	<b>235</b>
<b>Lebenslauf</b>	<b>237</b>

## **Kurzfassung**

In den letzten Jahrzehnten erfreut sich die Holz-Beton-Verbundbauweise (HBV-Bauweise) steigender Bedeutung und Nachfrage, da die Relevanz des nachhaltigen und ressourceneffizienten Bauens stark zugenommen hat. In der aktuell üblichen Baupraxis werden diese Verbundsysteme nahezu ausschließlich als einachsig spannende Tragkonstruktionen ausgeführt. Im Vergleich zu Flachdecken in Massivbauweise ist deswegen ein Wettbewerbsnachteil vorhanden, der die Wirtschaftlichkeit und Anwendbarkeit der HBV-Decke begrenzt. Um einen Beitrag zur Überwindung dieser Nachteile zu leisten, wird im Rahmen dieser Arbeit das Trag- und Verformungsverhalten eines biaxial abtragenden HBV-Deckensystems untersucht. Der zusammengesetzte Querschnitt besteht aus den beiden Verbundpartnern Beton und Brettsper Holz (BSP). Da die bisherigen Verbundmittel für den einachsigen Lastabtrag ausgelegt sind, wird ein neuartiges Verbundmittel zur richtungsunabhängigen Längsschubkraftübertragung zwischen den Verbundpartnern benötigt. Dazu werden zylindrische Ausnehmungen in den BSP-Querschnitt gefräst und anschließend im Zuge der Herstellung des Betongurtes mit Beton vergossen. Die Längsschubkraft wird durch Formschluss übertragen.

Da das Verbundmittel gänzlich neu entwickelt wird, ist zu Beginn eine ausführliche numerische und experimentelle Betrachtung der Trag- und Verformungseigenschaften der Betonnocke an Kleinteilversuchen unverzichtbar. Anschließend wird das globale Tragverhalten des Deckensystems an großmaßstäblichen Versuchen sowohl experimentell als auch numerisch verifiziert. Es kann gezeigt werden, dass eine ausgeglichene biaxiale Tragwirkung erzielt werden kann. Im Vergleich zu einachsig spannenden Bauteilen wird eine deutliche Verbesserung der Trag- und Verformungseigenschaften erreicht. Aufgrund von Größenbeschränkungen bei Transport und Herstellung wird eine Unterteilung der flächigen Brettsper Holzelemente notwendig. Deswegen wird eine stirnseitige Verbindung der Elemente entworfen und die Auswirkungen der Nachgiebigkeit dieses Stoßes auf das Gesamtsystem verifiziert.

Bei Verbundmitteln mit rundem Querschnitt wird oftmals die Versagensart Lochleibung des Holzquerschnitts maßgebend. Die bisherigen Ansätze zur Charakterisierung der Lochleibungsfestigkeit beruhen auf empirischen Näherungsgleichungen. Deshalb wird im Rahmen dieser Arbeit ein Ingenieurmodell zur Beschreibung der Spannungsverteilung um Öffnungen im orthotropen Werkstoff Holz entwickelt. Aus der Spannungsverteilung kann mittels Integration die Lochleibungsfestigkeit ermittelt werden. Das Modell wird unter Berücksichtigung der anderen möglichen Versagensmodi in ein Bemessungskonzept des neuartigen Verbundmittels überführt und erlaubt somit die Ermittlung der zulässigen Tragfähigkeit der Betonnocke unter Integration in das semi-probabilistische Sicherheitskonzept der Eurocodes.

## **Abstract**

In recent decades, the use of timber-concrete composite construction (TCC) has increased significantly, since the relevance of sustainable and resource-efficient construction has risen. In current building practice, these composite systems are almost exclusively designed as TCC slabs, which carry loads only in one direction. Compared to slabs in solid construction, there is therefore a competitive disadvantage, which limits the economic viability and applicability of the TCC slabs. As a contribution to overcoming these limitations, the load-bearing and deformation behaviour of a novel two-way spanning TCC-Slab is being investigated. The composite cross-section consists of the two composite partners concrete and cross-laminated timber (BSP). Since the existing shear connectors are designed for uniaxial load transfer, a new type of shear connector is needed to transfer longitudinal shear forces. For this purpose, cylindrical recesses are milled into the BSP cross-section and then poured with concrete during the production of the concrete belt. The novel shear connector is denoted as Betonnocke. The shear force is transmitted by interference fit.

Since this shear connector is being developed from scratch, an extensive numerical and experimental examination of the load-bearing and deformation behaviour of the Betonnocke is carried out on small specimen tests. Subsequently, the global load-bearing behaviour of the slab system is verified experimentally and numerically in large-scale tests. It can be shown that a balanced biaxial load-bearing effect can be achieved. Compared to one-way spanning TCC slabs, a significant improvement of the load-bearing and deformation properties is achieved. Due to size restrictions during transport and manufacture, a subdivision of the cross-laminated timber elements is necessary. For this reason, an end-face connection of the elements has been developed. The effects of the flexibility of this joint on the overall system are investigated afterward.

In the case of shear connectors with a cylindrical cross-section, the bearing resistance of the timber often becomes a relevant failure mode. The previous approaches to characterise the bearing resistance are based on empirical equations. Therefore, an engineering model for the description of the stress distribution around openings in the orthotropic material timber is developed within the scope of this work. The stress distribution can be integrated. This integrated formula can be used to determine the bearing resistance of the timber. The model is transferred into a design approach of the shear connector, which takes into account the other possible failure modes. This design approach allows the prediction of the load-bearing capacity of the Betonnocke with regard to the semi-probabilistic safety concept of the Eurocodes.

## Bezeichnungen

Die nachfolgend nicht aufgelisteten Formelzeichen und Abkürzungen werden an den entsprechenden Stellen im Text erläutert.

## Abkürzungen

0°	Beanspruchung Holz in Faserrichtung der oberen BSP-Lage
90°	Beanspruchung Holz senkrecht zur Faserrichtung der oberen BSP-Lage
BSP	Brettsperrholz
CDP-Modell	Concrete-Damaged-Plasticity Betonmodell
CV	Variationskoeffizient
D/m	Dübelpaare pro Meter Länge des stirnseitigen BSP-Stoßes
DAMAGEC	Numerisch ermittelte Druckschädigungen im Beton
DAMAGET	Numerisch ermittelte Zugschädigungen im Beton
DMS	Dehnungsmessstreifen
DP	Zweiachsig spannende Deckenplatte
DP-Kali	Verbundfugeneigenschaften kalibriert auf die experimentellen Untersuchungen der Deckenplatte
DS	Einachsig spannender Deckenstreifen
DS-Kali	Verbundfugeneigenschaften kalibriert auf die experimentellen Untersuchungen des Deckenstreifens
Ebene A	Schubanalogie: Zusammengefasste Eigenbiegesteifigkeiten
Ebene B	Schubanalogie: Zusammengefasste Steineranteile der Steifigkeiten
FCM	Fictitious Crack Model nach [Hillerborg et al. 1976]
FEM	Finite-Element-Methode
FM	Feldmitte
GLT	Brettschichtholz
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HBV	Holz-Beton-Verbundbau
KMD	Kraftmessdose
MW	Mittelwert
MW PO	Verbundfugeneigenschaften kalibriert auf den Mittelwert der Push-out-Versuche
PO	Push-out-Versuch
QS	Querschnitt
SA	Schubanalogie

SF	Faseroptische Messtechnik
SW	Stabwerkmodell
TK-S	Tellerkopfschraube
TR	Trägerrostmodell bestehend aus uniaxial spannenden Stabwerken
TR-SA	Trägerrostmodell modelliert nach dem Schubanalogieverfahren
UZ	Deckengleicher Unterzug
VUMAT	Benutzerdefiniertes Materialmodell in Abaqus
WA	Wegaufnehmer

### Lateinische Buchstaben

$a$	Vorholzlänge Betonnocke
$b$	Abstand Betonnocke zum freien Rand senkrecht zur Beanspruchungsrichtung
$b_A$	Breite des Ausbruchkörpers im BSP-Querschnitt
$b_L$	Breite einer Lamelle des BSP
$b_n$	Breite Verbundmittel
$c$	Abstand der Betonnocken untereinander
$c_\mu$	Hilfswert zur Erfassung der Gleitreibung
$C_i$	Hilfswert Bemessungsmodell
$c_s$	Schnittpunkt Bereich 1 mit Bereich 2
$c_w$	Abstand des Minimums der minimalen Hauptspannung zur Symmetrieachse
$d$	Durchmesser Verbundmittel
$d_i$	Schädigungsparameter Materialmodell, Dicke der Schicht $i$
$D$	Duktilitätsparameter, Drillsteifigkeit
$E_0$	Elastizitätsmodul Holz in Faserrichtung
$E_{90}$	Elastizitätsmodul Holz senkrecht zur Faserrichtung
$f_{c,0}$	Druckfestigkeit Holz in Faserrichtung
$f_{c,90}$	Druckfestigkeit Holz senkrecht zur Faserrichtung
$f_{cd}$	Designwert der Druckfestigkeit Beton
$f_{cm}$	Druckfestigkeit Beton auf Mittelwertniveau
$f_{ctm}$	Zugfestigkeit Beton
$F_{est}$	Geschätzte Maximallast
$f_{h,0}$	Lochleibungsfestigkeit bei Beanspruchung in Faserrichtung
$f_m$	Biegefestigkeit Holz
$F_{max}$	Tragfähigkeit aus experimentellen/numerischen Untersuchungen

$f_{mean}$	Festigkeit auf Mittelwertniveau
$f_{ref}$	Referenzfestigkeit
$f_{roll}$	Rollschubfestigkeit Holz
$f_{t,0}$	Zugfestigkeit Holz in Faserrichtung
$f_{t,90}$	Zugfestigkeit Holz senkrecht zur Faserrichtung
$F_v$	Schubbeanspruchung des Verbundmittels
$f_{v,cd}$	Bemessungswert der Schubfestigkeit Beton
$f_G$	Ersatzsteifigkeit zur Berücksichtigung der Schubweichheit der BSP-Lamellen
$f_v$	Längsschubfestigkeit Holz
$G_f$	Bruchenergie
$h_c$	Höhe Betonquerschnitt
$h_i$	Abstand Verbundmittel in Krafrichtung in Push-out-Versuchen
$h_t$	Höhe BSP-Querschnitt
$H1$	Obere Lamellenlage des BSP-Querschnitts
$k$	Steifigkeit des Verbundmittels
$k_{cr}$	Rissfaktor bei Bestimmung der Schubfestigkeit des Holzes
$k_{ser}$	Steifigkeit im GZG
$k_{ult}$	Steifigkeit im GZT
$l$	Longitudinal
$l_{min}$	Ansetzbare Vorholzlänge
$l_n$	Länge Verbundmittel
$l_v$	Vorholzlänge Verbundmittel
$L1$	Lasteinleitungsstelle 1
$M_{Ed}$	Global einwirkendes Biegemoment aus Gesamtbeanspruchung des Bauteils
$M_{t,ges}$	Summe der Eigenbiegung der einzelnen Lamellenlagen und der Verbundwirkung der Lamellenlagen des BSP
$M_{VB}$	Verbundmoment
$M_i$	Biegemoment im Teilquerschnitt $i$
$n$	Exponent für die Interaktionsformel nach [Hankinson 1921]
$N_i$	Normalkraft im Teilquerschnitt $i$
$N1$	Betonnocke 1, Benennung abhängig von Verbundmittlerraster
$P_{Rd}$	Tragfähigkeit des Verbundmittels auf Bemessungsniveau
$P_m$	Tragfähigkeit des Verbundmittels aus Ingenieurmodell auf Mittelwertniveau
$r$	Radius, radial
$R^2$	Bestimmtheitsmaß der Regression

## Bezeichnungen

---

$R1$	Erste Reihe der Verbundmittel in großmaßstäblichen Bauteilversuchen
$s$	Schlupf in der Verbundfuge
$t$	Dicke, tangential
$t_0$	Einbindetiefe des Verbundmittels in Schichten mit Beanspruchung in Faserrichtung
$t_{90}$	Einbindetiefe des Verbundmittels in Schichten mit Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung
$t_c$	Dicke Betonquerschnitt
$t_i$	Dicke Holzquerschnitt
$t_b$	Einbindetiefe Verbundmittel in BSP-Querschnitt
$V_i$	Variationskoeffizient
$w$	Feuchtegehalt, Rissbreite, Durchbiegung, Verhältnis Durchbiegung UZ zu Gesamtdurchbiegung in Feldmitte
$X_i$	Unabhängige Basisvariablen im Ingenieurmodell
$y$	Ordinatenabschnitt
$z_i$	Abstand der Schwerpunkte der Teilquerschnitte zum Gesamtschwerpunkt

## Griechische Buchstaben

$\alpha$	Winkel zwischen Beanspruchungsrichtung und Faserrichtung, Skalierungsfaktor zwischen Schlupf und abhebenden Verformungen im PO-Versuch
$\alpha_i$	Wichtungsfaktor der Variationskoeffizienten
$\alpha_\mu$	Hilfswert zur Erfassung der erhöhten Reibung im Randbereich der Betonbocke
$\beta$	Steigung der Näherungsfunktion
$\gamma$	Verbundfaktor
$\gamma_{Drill}$	Verbundfaktor Drillsteifigkeit
$\gamma_M$	Teilsicherheitsbeiwert für Materialeigenschaften
$\gamma_R$	Teilsicherheitsbeiwert ermittelt nach dem statistischen Auswerteverfahren nach [DIN EN 1990] Anhang D.8
$\delta$	Verhältnis Längsschubfestigkeit zu Druckfestigkeit in Beanspruchungsrichtung
$\epsilon$	Dehnung
$\zeta$	Neigungswinkel der Hauptspannung zur Horizontalen
$\eta$	Parameter der Dehnung, Viskoser Dämpfungsbeiwert
$\theta$	Winkel der Druckstrebe im Betonquerschnitt
$\kappa$	Zustandsvariable Materialmodell Holz
$x$	

$\mu$	Reibungskoeffizient der Gleitreibung
$\nu$	Querdehnzahl
$\rho$	Rohdichte
$\sigma$	Normalspannung
$\sigma_1$	Maximale Hauptspannung
$\sigma_{11}/\sigma_x$	Längsspannung in Richtung x-Achse
$\sigma_3$	Minimale Hauptspannung
$\sigma_{3,Min}$	Minimalwert der Hauptspannung $\sigma_3$
$\sigma_{3,Mitte}$	Wert der Hauptspannung $\sigma_3$ in der Mitte der Kontaktfläche der Betonnocke
$\tau$	Schubspannung
$\varphi$	Winkel des Kreisbogens
$\psi$	Linearer Korrekturfaktor



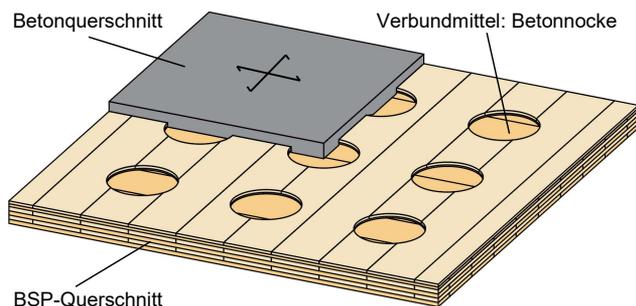
# 1 Einleitung

## 1.1 Einführung und Problemstellung

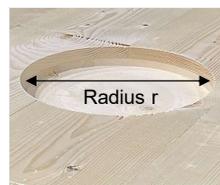
Im Wohnungs- und Bürobau sind vielfältige Anforderungen an die Tragkonstruktion und insbesondere an die Geschossdecken zu berücksichtigen. So sind neben der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit auch Wirtschaftlichkeit, Brandschutz, Schallschutz, eine möglichst geringe Stützenanzahl bei großen Spannweiten und das optische Erscheinungsbild als Zwangspunkte für das verwendete System zu nennen. Flachdecken in Stahlbetonbauweise, welche als zweiachsig tragende, punktgestützte Platten ausgeführt werden, haben sich dabei als eine effiziente und wirtschaftliche Bauweise etabliert.

Da in den letzten Jahrzehnten die Relevanz des nachhaltigen und ressourceneffizienten Bauens zugenommen hat, erfreut sich die Holz-Beton-Verbundbauweise (HBV-Bauweise) aktuell steigender Bedeutung und Nachfrage. Durch die Verwendung des nachwachsenden Rohstoffs Holz in der Zugzone im positiven Momentenbereich des Verbundbauteils kann im Vergleich zur reinen Massivdecke ein Teil des Betonquerschnitts und des Bewehrungsstahls eingespart und somit die Emissionen klimaschädlicher Gase reduziert werden. Da die aktuell in der Baupraxis eingesetzten Systeme im Allgemeinen auf eine einachsige Tragwirkung limitiert sind, stellt dies im Vergleich zur Flachdecke in Massivbauweise einen Wettbewerbsnachteil dar.

Um diese Lücke zu schließen, wird eine zweiachsig spannende HBV-Decke entwickelt, welche aus einem Beton- und einem Brettsperrholzquerschnitt (BSP-Querschnitt) besteht. Um ein Zusammenwirken des Verbundquerschnitts zu ermöglichen, müssen zwischen den beiden Verbundpartnern Längsschubkräfte übertragen werden. Da in einer biaxial tragenden Decke jedoch je nach Lage des Verbundmittels eine variierende Ausrichtung der Schubkräfte vorliegt, wird als Verbundmittel eine zylindrische Ausnehmung im BSP-Querschnitt vorgesehen. Im Zuge der Betoneinbringung wird die Ausnehmung mit Beton ausgefüllt und ermöglicht so eine Schubkraftübertragung durch Formschluss. Das neuartige Verbundmittel wird als Betonocke bezeichnet.



a) Schematische Darstellung Deckensystem



b) Detail Verbundmittel

Abb. 1.1: Übersicht über das entwickelte Deckensystem

Das neu entwickelte Deckensystem soll als punktgestützte Konstruktion ausgeführt werden. Somit wird die flexible Raumaufteilung mittels Trennwänden und eine uniforme Deckenuntersicht in Holzoptik ermöglicht. Als Stützenraster wird exemplarisch ein  $8,1 \text{ m} \times 8,1 \text{ m}$  Raster betrachtet, welches mit gängigen Fassadenrastern und dem Stützenraster einer eventuell vorhandenen Tiefgarage kompatibel ist. Um die Lasten aus den Deckenfeldern abzuleiten, werden zwischen den Stützen in die Flachdecke integrierte Unterzüge vorgesehen. Weiterhin bietet das System die Möglichkeit durch entsprechende Ausführung der Bereiche der Unterzüge ein mehrfeldriges Deckensystem mit Durchlaufwirkung zu erzeugen, was zur weiteren Verbesserung des Trag- und Verformungsverhaltens führen kann. Die Ausführung der Unterzüge und das Verhalten des Bauteils im Bereich negativer Momente sind nicht Gegenstand dieser Arbeit.

### 1.2 Ziel der Arbeit

Im Rahmen dieser Arbeit werden vier primäre Ziele verfolgt. Zunächst soll das neuartige Verbundmittel Betonnocke detailliert numerisch und experimentell untersucht und Kenngrößen zur Beschreibung der Verbundfugeneigenschaften ermittelt werden. Die richtungsunabhängige Schubkraftübertragung ist dabei die grundlegende Voraussetzung zur Entwicklung einer biaxial tragenden HBV-Decke. Anschließend soll die zweiachsige Tragwirkung an großmaßstäblichen Bauteilversuchen und begleitenden numerischen Betrachtungen bestätigt werden. Diese Versuche bilden das globale Tragverhalten der Verbundkonstruktion ab und sollen die Eignung der neuartigen Verbundfuge demonstrieren. Aufbauend auf den Erkenntnissen ist das Ziel, ein geeignetes Ingenieurmodell zur Bemessung des Verbundmittels zu entwickeln. Da die BSP-Elemente sowohl bei Herstellung als auch bei Transport Größenbeschränkungen unterliegen, müssen Stöße vorgesehen werden. Die stirnseitigen Verbindungen der einzelnen BSP-Teilelemente werden im Feldbereich und somit in der Zugzone angeordnet. Eine mögliche Variante der Zugstöße wird im Rahmen dieser Arbeit ebenfalls untersucht.

### 1.3 Methodik

Zur Durchführung der numerischen und experimentellen Untersuchungen ist die Kenntnis einiger spezifischer Eigenschaften des Werkstoffes Holz vonnöten. Deshalb werden diese nach Vorstellung des neuartigen Deckensystems im Stand der Kenntnisse in Kapitel 2 beschrieben. Anschließend wird die HBV-Bauweise allgemein erläutert. Ein Schwerpunkt dabei sind die bereits vorhandenen Verbundmittel, welche auf die Eignung zur richtungsunabhängigen Schubkraftübertragung überprüft werden sollen. Weiterhin wird auf die bestehenden HBV-Deckensysteme eingegangen und mögliche Berechnungsverfahren für nachgiebig verbundene Querschnitte beschrieben.

Um die experimentellen Untersuchungen möglichst effizient und wirtschaftlich durchführen zu können, werden eine Vielzahl an numerischen Betrachtungen mit dem Finite-Elemente-Programmpaket Abaqus durchgeführt. Dabei müssen die vorliegenden Materialien mit ausreichender Genauigkeit und realitätsnahem Verhalten abgebildet werden. In Kapitel 3 werden die verwendeten Materialmodelle beschrieben und auf allgemeine Randbedingungen der numerischen Untersuchungen eingegangen.

Da zum neuartigen Verbundmittel Betonnocke noch keine Vorkenntnisse vorliegen, werden in Kapitel 4 numerisch verschiedene Einflussgrößen auf das Tragverhalten charakterisiert. Dabei sind beispielsweise der notwendige Radius, der Randabstand in Krafrichtung oder einzelne Materialeigenschaften zu nennen. Um eine realitätsnahe Abbildung der Eigenschaften zu garantieren, wird im Vorfeld das numerische Modell an experimentellen Untersuchungen zu BSP mit Kerven kalibriert. Im letzten Abschnitt von Kapitel 4 wird im Nachgang zu den experimentellen Kleinteilversuchen in Kapitel 5 eine zweite Kalibrierung des Modells auf diese Ergebnisse vorgenommen.

Die Erkenntnisse aus den numerischen Voruntersuchungen fließen in die Konzeption der experimentellen Kleinteilversuche in Kapitel 5 ein. Ziel der Versuche ist es, die Eigenschaften der Betonnocke unter Abbildung der Streuung der Materialeigenschaften zu verifizieren. Dabei wird zunächst das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundmittels isoliert an doppelsymmetrischen Push-out-Versuchen betrachtet. Anschließend wird die Interaktion durch Anordnung mehrerer Verbundmittel je Probekörperseite untersucht. Somit liegen abgesicherte Kennwerte zu Tragfähigkeit und Steifigkeit des Verbundmittels vor.

Die experimentellen und numerischen Betrachtungen zum globalen Tragverhalten teilen sich in Untersuchungen zum uniaxialen Tragverhalten (Kapitel 6) und Untersuchungen zum biaxialen Tragverhalten (Kapitel 7) auf. Bei Betrachtung des uniaxialen Verhaltens kann gezielt eine Tragrichtung betrachtet und dabei die maßgebenden Versagensmechanismen charakterisiert werden. Durch Einsatz moderner faseroptischer Messtechnik ist eine Erfassung der Dehnung und damit eine Ermittlung der inneren Schnittgrößen möglich. Weiterhin wird die Möglichkeit der Abbildung eines nachgiebig verbundenen Querschnitts mit Hilfe von Stabwerkmodellen gezeigt. Diese stellen eine effiziente Möglichkeit dar, um bei der späteren Anwendung Teilschnittgrößen und zeitabhängige Verformungszustände zu ermitteln und eine wirtschaftliche Bemessung zu ermöglichen.

In Kapitel 7 wird eine vierseitig gelagerte Deckenplatte experimentell untersucht und das Potenzial des Verbundsystems verdeutlicht. Da eine experimentelle Betrachtung eines  $8,1\text{ m} \times 8,1\text{ m}$  spannenden Deckenfeldes nicht möglich ist, werden die Abmessungen reduziert. An diesem Versuch werden numerische Modelle kalibriert, mit denen eine Untersuchung ganzer Deckenfelder möglich ist. Dies erfolgt sowohl mit dreidimensionalen FE-Modellen in Abaqus als auch mittels stabstatischer Methoden. So wird die Eignung eines Trägerrostes bestehend aus einzelnen Stabwerkmodellen zur Bestimmung der maßgebenden Verformungen und Schnittgrößen verifiziert. Dadurch ist ein Modell zur Erfassung des biaxialen Kurz- und Langzeittragverhaltens mittels gängiger Programmpakete für die spätere Anwendung gegeben. Zusätzlich werden in Kapitel 7 der stirnseitige BSP-Stoß und die Auswirkungen der Nachgiebigkeit des Stoßes auf das Gesamtsystem untersucht.

Nachdem die Ermittlung der Teilschnittgrößen und Verformungszustände in der späteren Anwendung durch die vorgestellten Modelle ermöglicht wird, werden zum Nachweis des Systems ebenfalls die Kennwerte zur Bemessung des Verbundmittels benötigt. Die Steifigkeiten können den durchgeführten Versuchen entnommen werden. Die Tragfähigkeit wird mittels Bemessungsgleichungen für verschiedene mögliche Versagensarten bestimmt. Dabei ist besonders der Versagensmodus Lochleibung zu betrachten. In Kapitel 8 wird ein Vorschlag zur Bemessung der Betonnocke unter Integration des Modells in das vorliegende Nachweis- und Sicherheitskonzept der Eurocodes entwickelt.

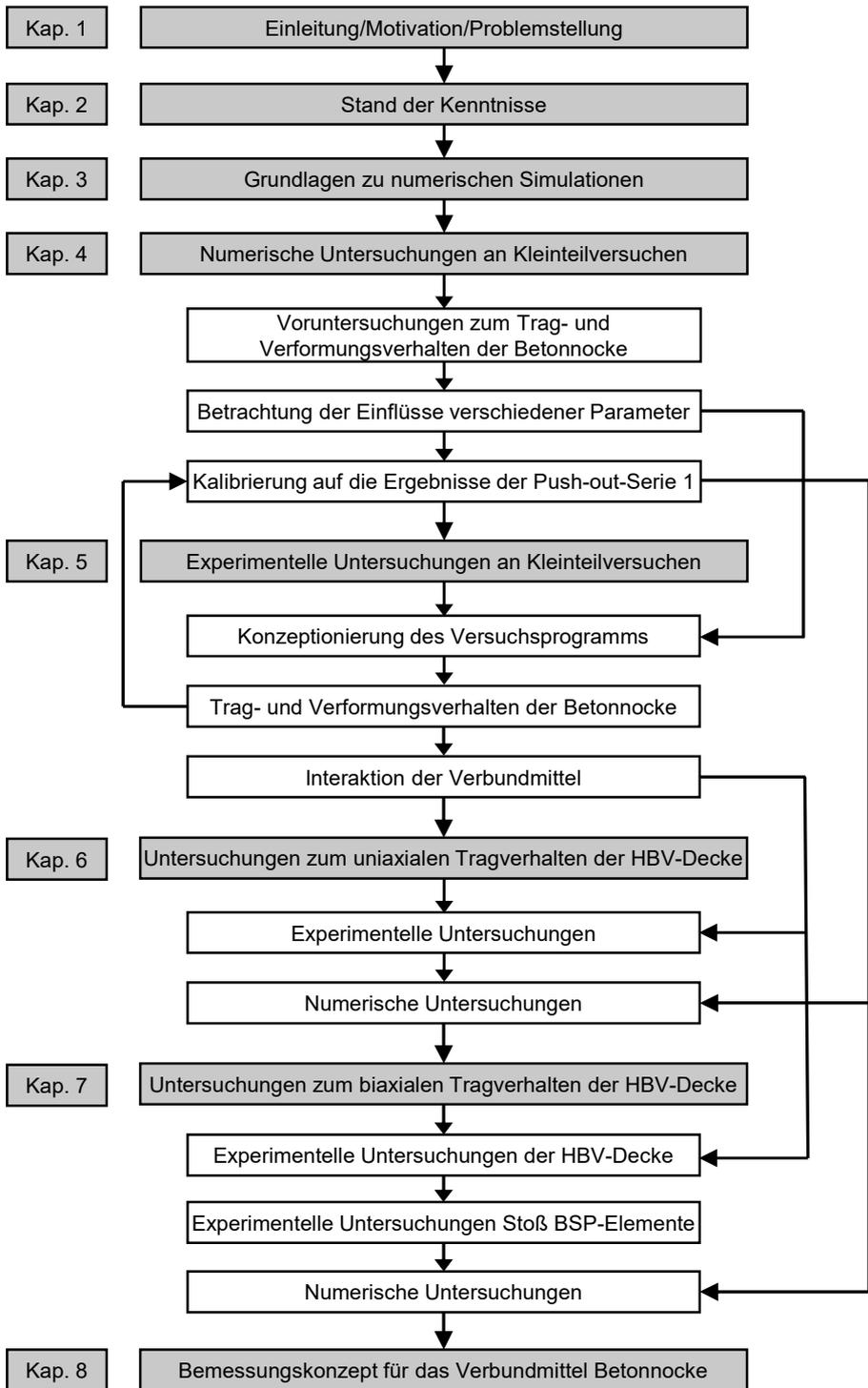


Abb. 1.2: Schematische Darstellung der Struktur dieser Arbeit

## 2 Stand der Kenntnisse

### 2.1 Werkstoff Holz

#### 2.1.1 Materialeigenschaften bei Kurzzeitbeanspruchung

Der Werkstoff Holz kann auf makroskopischer Ebene approximativ als ein orthotropes (rhombisch anisotropes) Material beschrieben werden und weist eine starke Abhängigkeit der Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften je Beanspruchungsrichtung auf [Keylwerth 1951][Kollmann 1951]. Dabei ist in Beanspruchung in Faserrichtung (longitudinal) und radial bzw. tangential zur Faserrichtung zu unterscheiden. Diese ausgeprägte Richtungsabhängigkeit ist schematisch in Abb. 2.1 dargestellt. Die Eigenschaften des Holzes in radialer und tangentialer Richtung sind sehr ähnlich. Deshalb findet oftmals eine Zusammenführung zu einer gemeinsamen Eigenschaft senkrecht zur Faserrichtung statt [Grosse 2005][Sandhaas 2012].

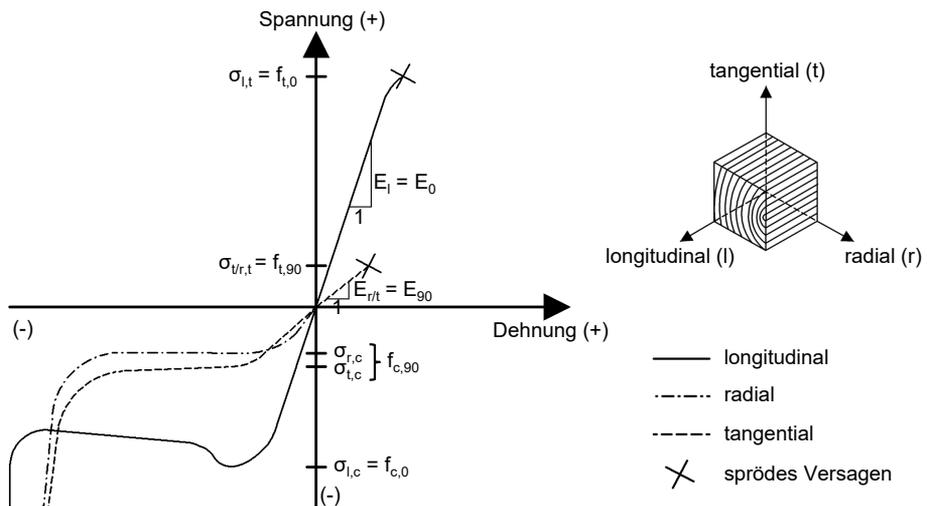


Abb. 2.1: Schematische Darstellung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von uniaxial beanspruchtem Fichtenholz (*Picea abies*) in Anlehnung an [Niemz 2005] - Darstellung nicht maßstäblich

Weiterhin ist eine Unterscheidung zwischen uniaxialer Druck- und Zugbeanspruchung notwendig, da sich das Materialverhalten nach Erreichen der Elastizitätsgrenze grundlegend unterscheidet. So kann allgemein ein sehr duktiles Verhalten des Holzes bei Druckbeanspruchung festgestellt werden. Bei Zug- sowie bei Schubbeanspruchung ist ein sprödes Entfestigungsverhalten charakteristisch. Weiterführende detaillierte Beschreibungen des Werkstoffs Holz sind beispielsweise [Niemz 2005], [Grosse 2005], [Colling 2008], [Sandhaas 2012] und [Neuhaus 2017] zu entnehmen.

### 2.1.2 Einfluss der Holzfeuchte auf die Festigkeit

Nach [Kollmann 1951] und [Hoffmeyer 1995] nehmen die Festigkeiten von Holz im hygroskopischen Bereich mit zunehmender Holzfeuchte ab. Im Feuchtigkeitsbereich zwischen 8 % und 20 % kann näherungsweise eine lineare Abnahme der Festigkeiten unterstellt werden [Neuhaus 2017]. In Tab. 2.1 sind die prozentualen Änderungen der Festigkeiten von Nadelholz je % Holzfeuchte gegeben. Wird die Holzfeuchte oberhalb von 20 % weiter erhöht, so ist die Reduktion der Festigkeiten geringer ausgeprägt.

Tab. 2.1: Änderungen der Festigkeiten für Nadelholz infolge Feuchteänderungen bezogen auf die Referenzfeuchte  $w = 12\%$  aus [Neuhaus 2017]

Festigkeiten im Bereich von $8\% \leq w \leq 20\%$	Zeichen	Reduzierung der Festigkeit in % je % Feuchteerhöhung
Druck longitudinal	$f_{c,0}$	6,0
Druckfestigkeit radial/tangential	$f_{c,90}$	5,0
Zugfestigkeit longitudinal	$f_{t,0}$	2,5
Zugfestigkeit radial/tangential	$f_{t,90}$	2,0
Schubfestigkeit	$f_v$	2,5

### 2.1.3 Einfluss des Kraft-Faser-Winkels

Wie bereits in den vorangegangenen Abschnitten beschrieben, unterscheiden sich die Festigkeiten und Steifigkeiten je Beanspruchungsrichtung sehr deutlich. Materialprüfungen werden in der Regel nur in ausschließlich longitudinaler, radialer oder tangentialer Richtung durchgeführt. Mit der Interaktionsformel nach Gl. 2.1 aus [Hankinson 1921] können sowohl Steifigkeits- als auch Festigkeitseigenschaften für einen beliebigen Beanspruchungswinkel zur Faserrichtung  $\alpha$  aus den Eigenschaften in und senkrecht zur Faser berechnet werden.

$$f_{\alpha} = \frac{f_0 \cdot f_{90}}{f_0 \cdot \sin^n(\alpha) + f_{90} \cdot \cos^n(\alpha)} \quad (2.1)$$

Der Exponent  $n$  wird empirisch festgelegt. Für Steifigkeitseigenschaften kann er mit  $n = 2$  bis 3, für die Druckfestigkeit mit  $n = 2$  bis 2,5, für die Zugfestigkeit mit  $n = 1,5$  bis 2,0 und für die Schubfestigkeit mit  $n = 2,5$  bis 3,0 angenähert werden [Niemz 2005]. In der Praxis hat sich die Verwendung von  $n = 2$  für alle Eigenschaften etabliert und wird von [Gehri et al. 1979], [Goodman et al. 1971] und [Eberhardsteiner 2002] experimentell bestätigt. [Woodward et al. 1988] gibt einen hyperbolischen Ansatz an, welcher besonders bei geringen Winkeln zur Faserrichtung bessere Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen zeigt.

### 2.1.4 Mittelwerte der Festigkeiten

Für numerische Nachrechnungen von experimentellen Untersuchungen sind Kenntnisse über Mittelwerte der einzelnen Materialparameter unerlässlich. Da nicht alle Eigenschaften des Holzes experimentell ermittelt werden können, muss für einige Festigkeitseigenschaften der Mittelwert aus Literaturstellen (Tab. 2.2) abgeleitet werden.

Tab. 2.2: Mittelwerte der Festigkeiten bei  $w_{ref} = 12\%$  von Fichtenholz (*Picea abies*) aus Literatur in [MPa]

	$f_m$	$f_{c,0}$	$f_{t,0}$	$f_{c,90}$	$f_{t,90}$	$f_v$	$f_{roll}$
[Eberhardsteiner 2002]*	-	40-50	70-100	2-4	1-2	-	-
[Kollmann 1951]*	-	50	90	5,8	2,7	6,7	-
[Welling 1987]*	-	-	-	-	3,9-4,8	-	-
[Neuhaus 2017]*	80	45	95	-	-	10	-
[Noack et al. 1986]	-	40	80	-	-	7,5	-
[Sell 1997]	71	40-50	80-90	-	-	5-7,5	-
[Grosse 2005]*	-	45	60	6,0	3,5	-	-
[Niemz et al. 2008]*	-	-	82,6	-	3-4	-	-
[Sandhaas 2012]	-	36	24	4,3	0,7	6,9	0,5
[Ehrhart 2014]	-	-	-	-	-	-	1,9
[Wagenführ et al. 2018]*	-	34,1	74,1	3,4-4,0	1,7-2,2	-	-
[JCSS 2006]	-	$5 \cdot f_m^{0,45}$	$0,6 \cdot f_m$	$0,008 \cdot \rho$	$0,015 \cdot \rho$	$0,2 \cdot f_m^{0,8}$	-

\*an fehlerfreien Proben ermittelt

Die angegebenen Werte weisen einen großen Streubereich auf und weichen je Literaturstelle teilweise deutlich voneinander ab. Erkennbar ist, dass die an fehlerfreien Proben bestimmte Zugfestigkeit longitudinal deutlich oberhalb der Druckfestigkeit in Faserrichtung liegt. Bei Betrachtung der charakteristischen Festigkeiten nach [DIN EN 338] kehrt sich dieser Sachverhalt jedoch um und verdeutlicht die starke Reduktion der Zugfestigkeit durch lokale Fehlstellen. Auf die Druckfestigkeit wirken sich diese deutlich weniger stark aus.

Ebenfalls erkennbar ist, dass die Festigkeiten bei Beanspruchung senkrecht zur Faser im Vergleich zur Beanspruchung in Faserrichtung stark reduziert sind. Die Druckfestigkeit ist dabei in allen Literaturstellen größer als die Zugfestigkeit senkrecht zur Faser. Nach [JCSS 2006] hängen beide Festigkeiten linear von der Rohdichte ab. Durch einen geringeren Vorfaktor errechnet [JCSS 2006] niedrigere Werte für die Druckfestigkeit im Vergleich zur Zugfestigkeit senkrecht zur Faser auf Mittelwertniveau. Zur Rollschubfestigkeit von Fichtenholz liegen kaum experimentelle Ergebnisse vor.

### 2.1.5 Spezifische Bruchenergie

Zur numerischen Erfassung des Entfestigungsverhaltens bei spröden Versagensarten wird häufig auf die Definition des Entfestigungsverhaltens in Abhängigkeit der bei der Rissbildung dissipierten Bruchenergie zurückgegriffen. So basiert das *Fictitious Crack Model* nach [Hillerborg et al. 1976] bei der Abbildung des Zugverhaltens von Beton auf der Bruchenergie. Allgemein ist die Bruchenergie je Art der Rissöffnung als Fläche unterhalb der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung definiert [Boström 1992]. Abb. 2.2 gibt einen Überblick über die drei in der Bruchmechanik unterschiedenen Rissöffnungsarten. Modus I entspricht dem reinen Zugversagen. Modus II wird durch Schubversagen und Modus III bspw. durch Torsion ausgelöst. Weiterhin treten in der Realität häufig auch gemischte Versagensmoden auf. Für den Werkstoff Holz ist in den meisten Fällen entweder Rissmodus I oder ein gemischter Modus I + II maßgebend [Blaß et al. 2002a].

Um die Bruchenergie experimentell ermitteln zu können, ist ein stabiles Risswachstum notwendig. Dies ist besonders bei der Zugfestigkeit in Faserrichtung sehr schwer erreich-

bar. Die Probekörper versagen schlagartig und es kann keine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung ermittelt werden. Generell unterliegen die bestimmten Bruchenergien starken Streuungen und sind von vielen Randbedingungen abhängig [Grosse 2005]. In Tab. A.1 ist eine Übersicht über die experimentell ermittelten Bruchenergien in Abhängigkeit der Orientierung der Rissebene aus Literaturstellen gegeben.

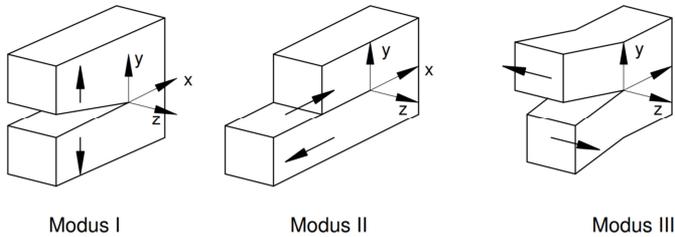


Abb. 2.2: Verschiedene Rissöffnungsarten in der Bruchmechanik aus [Blaß et al. 2002a]

## 2.2 Brettsperrholz

Die Verwendung des Werkstoffes Holz ist seit jeher auf stabförmige Bauteile, welche aus Vollholzquerschnitten bestehen, ausgelegt. Die uniaxiale Tragweise ist auf die geringe Tragfähigkeit und Steifigkeit senkrecht zur Faserrichtung zurückzuführen. Ende des 20. Jahrhunderts wurden erstmalig flächige Bauteile aus Holz erforscht und in der Praxis eingesetzt. Dabei werden einzelne Lamellen mit der Breite  $b_L$  (vgl. Abb. 2.3 a)) kreuzweise flächig miteinander verklebt. In der Regel werden die Schmalseiten der einzelnen Lamellen nicht verklebt. Die Lamellen bestehen aus nach festigkeitssortierten Vollholzquerschnitten, welche mittels Keilzinkenverbindungen zu beliebigen Längen zusammengefügt werden können. Durch die orthogonale Verklebung werden Bauteile mit zweiachsiger Tragwirkung möglich. Diese Bauart wird als Brettsperrholzbauweise (BSP-Bauweise) bezeichnet. Allerdings führt die orthogonale Verklebung neben der stofflich bedingten Orthotropie zu einer konstruktiven Orthotropie. Je Tragrichtung sind die Querlagen aufgrund des geringen Rollschubmoduls als schubweiche Schichten anzusehen. Dies führt dazu, dass die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben des Querschnitts im Allgemeinen ihre Gültigkeit verliert.

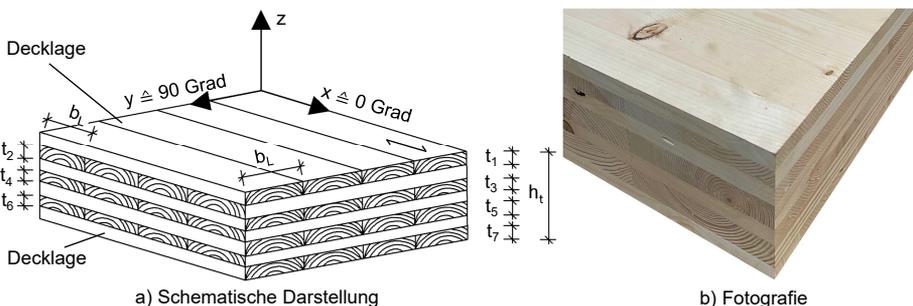


Abb. 2.3: Beispielhafte Darstellung eines BSP-Elements

Die Herstellung und die Materialkennwerte von BSP sind in den bauaufsichtlichen Zulassungen der jeweiligen Hersteller geregelt. Zukünftig soll die Produktnorm [DIN EN 16351] diese Aufgabe übernehmen. Je nach Herstellungsverfahren sind Längen von bis zu 20 m und Elementbreiten von bis zu 4,8 m möglich [Winter et al. 2009]. Das Verhältnis der Lamellenbreite  $b_L$  zur Dicke  $t$  ist in der Regel größer als vier. Die Bemessung erfolgt nach [DIN EN 1995-1-1] und den Angaben aus der bauaufsichtlichen Zulassung. Dabei darf BSP nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 eingesetzt werden. Durch den gesperrten Aufbau von BSP ist das Quell- und Schwindverhalten im Vergleich zu reinen Vollholzquerschnitten deutlich verbessert.

## 2.3 Holz-Beton-Verbunddecken

### 2.3.1 Einachsig abtragende Holz-Beton-Verbunddecken

Im modernen mehrgeschossigen Hochbau werden immer häufiger HBV-Decken geplant und realisiert. Dabei wird das Holzelement bei Wirkung von positiven Momenten im Zugbereich und der Betonquerschnitt in der Druckzone angeordnet, da so die Vorteile der beiden Verbundpartner effizient ausgenutzt werden können. Durch die Verwendung der Verbundbauweise wird im Vergleich zur reinen Holzbauweise eine Erhöhung der Steifigkeit und Tragfähigkeit und eine Verbesserung des Brand- und Schallschutzes erzielt. Weiterhin kann bedingt durch den flächigen Betonquerschnitt die Deckenplatte als aussteifende Scheibe angesetzt werden. Im Vergleich zum reinen Stahlbetonbau kann durch Einsatz des nachwachsenden Rohstoffes Holz der Anteil an notwendigem Beton und Bewehrungsstahl sowie das Eigengewicht reduziert werden. Weiterhin dient bei der Verwendung von flächigen Holzelementen das Holzelement als Schalung und verringert den vorliegenden Schalungsaufwand und die Anzahl an Hilfsunterstützungen deutlich. Weiterführende Angaben zum HBV-Bau sind [Blaß et al. 1995], [König et al. 2004], [Yeoh et al. 2011] und [Dias et al. 2018] zu entnehmen.

Die Übertragung der bei veränderlichen Biegemomenten auftretenden Längsschubkräfte zwischen den Teilquerschnitten wird mit Verbundmitteln sichergestellt. Diese sind maßgeblich für das Zusammenwirken der beiden Teilquerschnitte als ein Verbundquerschnitt verantwortlich. Gängige Verbundmittel, welche in der Regel für die einachsige Tragwirkung entwickelt und eingesetzt werden, sind in Abschnitt 2.3.3.1 beschrieben.

Die Bemessung der HBV-Decken wurde in der Vergangenheit hauptsächlich über die jeweiligen Zulassungen der Verbundmittel geregelt. Die [DIN CEN/TS 19103] stellt erstmalig allgemeine Regelungen zur HBV-Bauweise zur Verfügung und soll in eine zukünftige Version der [DIN EN 1995-1-1] implementiert werden. Dadurch, dass beide Verbundpartner zeit- und belastungsabhängigen Verformungen unterliegen, müssen die Auswirkungen bei der Bemessung sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) berücksichtigt werden (vgl. [Schänzlin 2003]). Dazu bietet [DIN CEN/TS 19103] ein mögliches Verfahren. Die Anwendung dieses Verfahrens wird exemplarisch in [Seck 2021] behandelt.

### 2.3.2 Zweiachsig abtragende Holz-Beton-Verbunddecken

Wie bereits in Kapitel 1 beschrieben, führt die Beschränkung auf eine einachsige Tragwirkung der HBV-Decken im Vergleich zu einer Flachdecke in Stahlbetonbauweise zu Wettbewerbsnachteilen und mindert die Wirtschaftlichkeit der Systeme. Die sowohl im Holz- als auch im HBV-Bau oftmals maßgebenden Verformungs- und Schwingungsnachweise verdeutlichen das Potenzial eines zweiachsigen Lastabtrags. Dies zeigt sich ebenfalls in einer steigenden Anzahl an Forschungsprojekten zu dieser Thematik, welche im Folgenden kurz zusammengefasst werden.

[Skidmore et al. 2014] führt eine Fallstudie zur Errichtung eines Hochhauses mit einem hohen Anteil an Konstruktionselementen aus Holz durch. Dabei werden verschiedene Deckenaufbauten betrachtet und festgestellt, dass eine zweiachsig spannde HBV-Decke mit BSP-Querschnitt die Anforderungen unter den gegebenen Gesichtspunkten am besten erfüllt. Die Decke soll als mehrfeldriges System mit Aktivierung der Durchlaufwirkung ausgeführt werden. In [Higgins et al. 2017] werden experimentelle Untersuchungen zu diesem Deckensystem durchgeführt. Dabei werden einheitlich geneigt angeordnete Schrauben (vgl. Abb. 2.4 a)) als Verbundmittel eingesetzt. Eine weitere Variante zur Entwicklung einer biaxial spannenden HBV-Decke stellt [Schuler 2018] vor. Dabei werden auf die BSP-Elemente 20 mm starke Holzquader aufgeklebt (vgl. Abb. 2.4 b)) und anschließend der Betonquerschnitt erstellt. In experimentellen Untersuchungen wird ein sprödes Versagen in der Klebefuge beobachtet, was zu einer verminderten Duktilität des Gesamtsystems führt.



a) [Higgins et al. 2017]



b) [Schuler 2018]

Abb. 2.4: Varianten von zweiachsig spannenden HBV-Deckensystemen

[Loebus et al. 2017] setzt ebenfalls BSP mit geneigten Schraubenpaaren ein und entwickelt damit ein zweiachsig spannendes HBV-Deckensystem (vgl. Abb. 2.5 a)). Die Schrauben werden näherungsweise nach der Richtung der Hauptspannungstrajektorien ausgerichtet und somit variiert die Ausrichtung je nach örtlicher Lage des Verbindungsmittels in der Platte. Dies führt zu einem erheblichen Arbeitsaufwand. Zusätzlich untersucht [Loebus et al. 2017] eine Variante mit Kerfen als Verbundmittel. Dabei werden in Haupt- und Nebentragrichtung (vgl. Abb. 2.5 b)) Kerfen im BSP angeordnet. Dies führt zu einer erheblichen Schwächung des Querschnitts im Kreuzungsbereich. Es wird festgestellt, dass eine Aktivierung der ersten beiden Lamellenlagen des BSP-Querschnitts zur Schubkraftübertragung für die Tragwirkung der Kerfe entscheidend ist. Nur so können ähnliche Steifigkeiten für beide Tragrichtungen erzielt werden. Außerdem wird in [Loebus et al. 2017] eine mögliche Ausführung des stirnseitigen Stoßes der einzelnen BSP-Elemente mit eingeklebten Bewehrungsstäben untersucht.

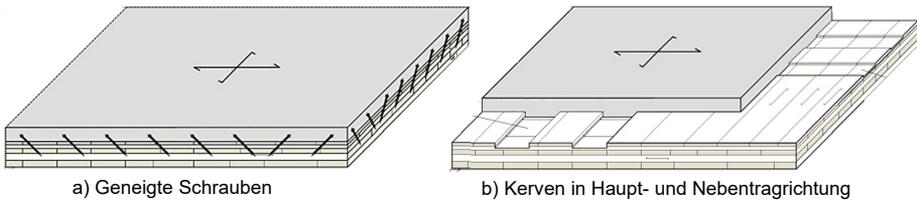


Abb. 2.5: Darstellung der untersuchten HBV-Deckensysteme nach [Loebus et al. 2017] (modifizierte Darstellung)

[Kreis 2021] entwickelt ein System zum Einsatz in zweiachsig spannenden HBV-Decken, bei dem als Verbundmittel mit Beton gefüllte Stahlrohre eingesetzt werden (vgl. Abb. 2.6). Statt der üblichen BSP-Elemente wird ein Buchenfurnierschichtholz in der Zugzone verwendet. Zwischen Beton- und Holzquerschnitt wird eine Zwischenschicht vorgesehen, in der Dämmmaterial angeordnet wird. Die Stahlrohre dienen als Verbundmittel. Über Kontaktpressungen können im Holz- bzw. Betonquerschnitt die aus der Längsschubkraftübertragung entstehende Rotation behindert und so eine Verbundwirkung des Querschnitts ermöglicht werden.

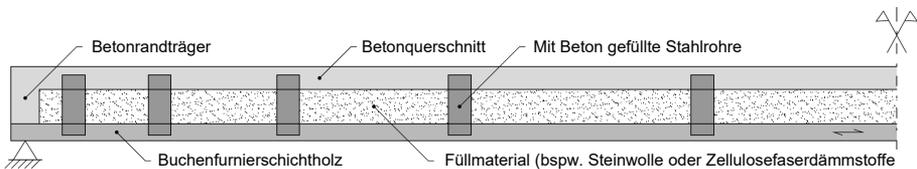
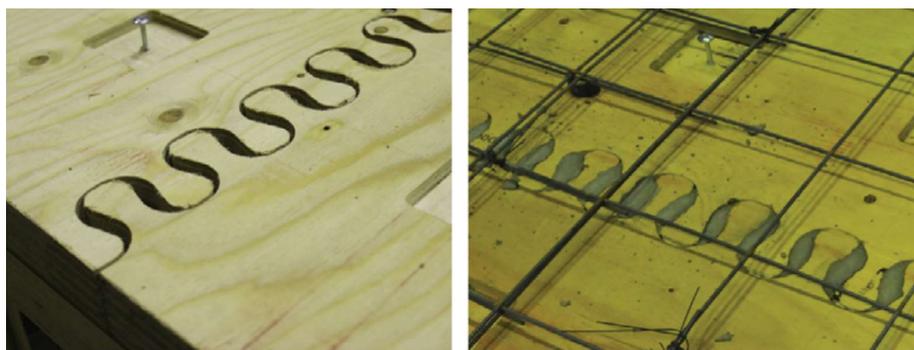


Abb. 2.6: Darstellung des entwickelten HBV-Deckensystems nach [Kreis 2021] (modifizierte Darstellung)

[Jaaranen et al. 2021] bzw. [Jaaranen et al. 2022] befasst sich mit der Entwicklung einer weiteren Variante zur Ausführung des stirnseitigen Zugstoßes der BSP-Elemente. Dabei wird eine schwalbenschwanzförmige Verbundfugegeometrie vorgeschlagen (vgl. Abb. 2.7). Um Toleranzen auszugleichen und eine gleichmäßige Lasteinleitung zu erzielen, wird zwischen den Kontaktflächen eine Zwischenschicht aus Mörtel vorgesehen. Die Steifigkeit des entwickelten Stoßes ist vergleichsweise gering und führt daher zu einer Erhöhung der Verformungen des Gesamtsystems. Das Gesamtsystem wird experimentell und numerisch an zweiachsig spannenden HBV-Decken mit quadratischen Ausnehmungen im BSP als Verbundmittel untersucht. Die Ausnehmungen orientieren sich an der Ausführung der gängigen Rechteckkerve. In den Versuchen kann nur eine sehr geringfügige zweiachsige Tragwirkung beobachtet werden.

Die vorgestellten Forschungsprojekte und die spätere Anwendung der Ergebnisse in einigen Pilotprojekten verdeutlichen die Relevanz dieser Bauart. Weiterhin führt die biaxiale Tragwirkung in allen durchgeführten Untersuchungen zu einer unterschiedlich stark ausgeprägten Reduktion der Durchbiegungen und Verbesserung des Schwingungsverhaltens der Deckensysteme. Jedoch weisen die vorgestellten Systeme entweder sehr arbeits- und materialintensive Herstellungsvarianten auf oder sind durch eine vergleichsweise geringfügige zweiachsige Tragwirkung gekennzeichnet. Deshalb wird im Rahmen dieser Arbeit ein neuartiges Deckensystem entwickelt, was sowohl



a) Vor Einbringung des Mörtels

b) Nach Einbringung des Mörtels

Abb. 2.7: Darstellung des entwickelten HBV-Deckensystems nach [Jaaranen et al. 2022] (modifizierte Darstellung)

wirtschaftlich herstellbar als auch eine ausgeglichene biaxiale Tragwirkung aufweisen soll.

Die genannten Forschungsprojekte befassen sich ausnahmslos mit dem Kurzzeittragverhalten. Umfassende Untersuchungen zum Langzeittragverhalten liegen aktuell nicht vor. In einigen Pilotprojekten mit zweiachsig tragenden Bauteilen werden Messsensoren angebracht, um Aussagen über das zeitabhängige Verhalten treffen und die Übertragbarkeit der Erkenntnisse von uniaxial spannenden HBV-Bauteilen verifizieren zu können. Einachsig tragende HBV-Decken wurden bereits in den letzten Jahrzehnten ausführlich betrachtet und sind in [DIN CEN/TS 19103] erfasst. Es kann davon ausgegangen werden, dass diese Regelungen auch auf zweiachsig tragende HBV-Decken angewendet werden können. Das im Rahmen dieser Arbeit vorgestellte System ist ebenfalls im grundsätzlichen Anwendungsbereich von [DIN CEN/TS 19103] enthalten.

### 2.3.3 Verbundmittel

#### 2.3.3.1 Arten von Verbundmitteln

Im HBV-Bau existiert eine Vielzahl von Verbundmitteln, welche sich in kraft- und formschlüssige Verbundmittel unterteilen lassen. So stellen beispielsweise Kerben [Kudla 2017] oder bewehrte Betonnocken [Glaser 2005] die Kraftübertragung mittels eines direkten Formschlusses der beiden Verbundpartner sicher. Weiterhin werden Schrauben [Z-9-1-342], HBV-Schubverbinder [Z-9-1-557], eingeklebte Bewehrungsstäbe [Jutila 2003], Flachstahlschlösser [Z-9-1-473], Klebeverbindungen [Rautenstrauch et al. 2017] und reibungsbasierte Systeme [Lehmann 2004] eingesetzt. Stabförmige Verbundmittel, eingeklebte Bewehrungsstäbe und Kerben sind in [DIN CEN/TS 19103] normativ für HBV-Bauteile geregelt. Außer bei auf Klebeverbindungen oder Haftreibung basierenden Systemen, sind alle Verbundmittel als nachgiebige Verbindungen anzusehen. Bei Beanspruchung stellt sich folglich eine Relativverschiebung zwischen den beiden Teilquerschnitten Beton und Holz ein, was gesonderte Berechnungsmethoden (vgl. Kapitel 2.4) erfordert. Anforderungen an das Verbundmittel sind eine hohe Steifigkeit,

eine ausreichende Tragfähigkeit zur Übertragung der Längsschubkräfte und ein duktileres Versagensverhalten mit Vorankündigung.

Grundsätzlich werden alle genannten Verbundmittel für den einachsigen Lastabtrag entwickelt und auch hauptsächlich eingesetzt. Nach [Dias et al. 2018] befasst sich ungefähr 45 % der Forschung im HBV-Bau mit stiftförmigen Verbundmitteln und 33 % mit Kerfen, was die Relevanz dieser beiden Arten der Ausführung der Verbundfuge verdeutlicht. Aufgrund der hohen Steifigkeit und des einfachen und automatisierbaren Herstellprozesses werden insbesondere Kerfen mit oder ohne Abhebesicherung in der Baupraxis häufig verwendet.

### 2.3.3.2 Bestimmung der Trag- und Verformungseigenschaften von Verbundmitteln

Die Eigenschaften eines Verbundmittels beeinflussen maßgeblich die Trag- und Verformungseigenschaften des Verbundquerschnitts. Deshalb ist eine Kenntnis der Tragfähigkeit und Steifigkeit des Verbundmittels unerlässlich. Diese Parameter lassen sich gezielt in einem Scherversuch ermitteln. Dabei werden aufgrund des deutlich reduzierten Aufwands und der geringeren Fehleranfälligkeit ca. 65 % der Scherversuche im HBV-Bau als doppelsymmetrische Push-out-Versuche durchgeführt [Dias et al. 2018]. [DIN CEN/TS 19103] empfiehlt den in Abb. 2.8 dargestellten Aufbau. Bei den angebrachten horizontalen Abspannungen ist darauf zu achten, dass keine Vorspannkraft aufgebracht wird, da dies die Reibungseffekte fälschlicherweise erhöhen würde.

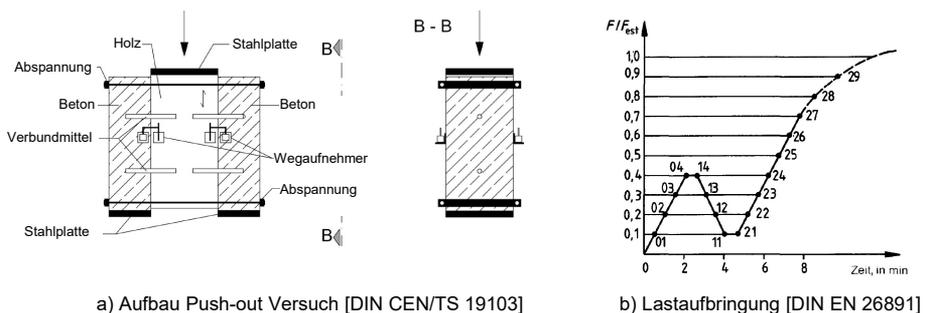


Abb. 2.8: Empfohlener Aufbau eines doppelsymmetrischen Push-out-Versuchs mit zugehörigem Belastungsverlauf (modifizierte Darstellung)

Die Tragfähigkeit  $F_{max}$  wird nach [DIN EN 26891] bei maximal 15 mm Relativverschiebung zwischen den beiden Verbundpartnern ermittelt. Weiterhin gibt [DIN EN 26891] Angaben zur Bestimmung der Steifigkeit  $k_{ser}$  im GZG bei 40 % der geschätzten Maximallast  $F_{est}$  und  $k_u$  im GZT bei 60 % der geschätzten Maximallast  $F_{est}$ .

### 2.3.3.3 Bemessung von Kerfen

Da das neuartige Verbundmittel die Schubkräfte ähnlich einer Rechteckkerve mittels Formschluss überträgt, sind auch die beobachteten Versagensmechanismen teilweise identisch. Zur Kerfe liegt nach [DIN CEN/TS 19103] ein Ansatz zur Bemessung vor, welcher in Kapitel 8 aufgegriffen wird. Dabei wird, um die Tragfähigkeit der Kerfe zu

ermitteln, das Minimum aus vier verschiedenen Versagensmodi nach Gl. 2.2 gebildet und als maßgebende Längsschubtragfähigkeit  $P_{Rd}$  angesetzt.

$$P_{Rd} = \min \begin{cases} f_{v,cd} \cdot b_n \cdot l_n & \text{Schubversagen Beton} \\ f_{cd} \cdot b_n \cdot t_v & \text{Druckversagen Beton} \\ f_{c,0,d} \cdot b_n \cdot t_v & \text{Druckversagen Holz} \\ k_{cr} \cdot f_{v,d} \cdot b_n \cdot l_{min} & \text{Schubversagen Holz} \end{cases} \quad (2.2)$$

Versagensmodus 1 bildet dabei ein mögliches Schubversagen des Betons in der Kervengrundfläche ab und beruht grundlegend auf der Bestimmung der maximal aufnehmbaren Druckstrebenkraft im Beton  $V_{Rd,max}$  nach [DIN EN 1992-1-1]. Weiterhin wird durch Multiplikation der Kontaktfläche mit der Druckfestigkeit des Betons bzw. des Holzes ein Druckversagen der jeweiligen Teilquerschnitte berücksichtigt. Als vierter Versagensmodus kann ein Abscheren des Vorholzes auftreten. Dabei wird die maximal ansetzbare Vorholzlänge  $l_{min}$  verwendet.

### 2.3.3.4 Ermittlung der Lochleibungstragfähigkeit

Neben den Versagensmodi einer Rechteckkerve ist für das Tragverhalten der Betonocke oftmals der Versagensmodus Lochleibung maßgebend. Aufgrund der ebenfalls näherungsweise zylindrischen Form können die Erkenntnisse zu Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln, welche bereits seit vielen Jahrzehnten im Holzbau weit verbreitet sind, teilweise übertragen werden. Die Lochleibungsfestigkeit  $f_h$  ist für die Tragfähigkeit der Verbindung die maßgebende Eigenschaft. Deshalb ist diese Kenngröße bereits seit Anfang des 20. Jahrhunderts Gegenstand intensiver Forschung. [Werner 1993], [Sandhaas 2012], [Schweigler et al. 2016] und [Ottenhaus et al. 2022] geben einen Überblick über eine Vielzahl von experimentellen Untersuchungen zur Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit für verschiedene Durchmesser, Holzfeuchten, Belastungswinkel zur Faserrichtung und Rohdichten. Dabei sind besonders die Arbeiten von [Whale et al. 1989] und [Ehlbeck et al. 1992] zu nennen, da sie Eingang in die Bemessungsgleichung nach [DIN EN 1995-1-1] fanden. Basierend auf den Erkenntnissen aus über 1000 durchgeführten Versuchen wird festgestellt, dass sich  $f_h$  in Abhängigkeit der Rohdichte  $\rho$  und des Durchmessers  $d$  anhand einer empirisch kalibrierten Gleichung bestimmen lässt. Gl. 2.3 gibt exemplarisch die Bestimmungsgleichung für  $f_{h,0,k}$  bei Stabdübeln in Vollholz mit Beanspruchung in Faserrichtung wieder. Diese Festigkeit darf als konstant über die gesamte Breite des Verbindungsmittels angesetzt werden.

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad (2.3)$$

Da diesen Bemessungsansätzen keine mechanisch begründeten Modelle zur Beschreibung der Spannungszustände zugrunde liegen, muss für jedes Verbindungsmittel und jede Holzart eine umfangreiche und aufwendige experimentelle Testserie durchgeführt werden. Zusätzlich wird die senkrecht zur Kraftrichtung entstehende Spaltgefahr nicht zahlenmäßig charakterisiert, sondern ausschließlich durch entsprechende Randabstände konstruktiv verhindert oder durch reduzierte Tragfähigkeiten berücksichtigt. Ein mechanisch begründeter Bemessungsansatz würde nicht nur zu einem vertieften Verständnis des Tragverhaltens unter veränderten Randbedingungen beitragen und die

notwendige experimentelle Versuchsanzahl drastisch reduzieren [Sjödín et al. 2006], sondern könnte auch die auftretende Spaltkraft beschreiben [Rodd 1973].

Die Komplexität der Spannungszustände bei Lochleibungsbeanspruchung in orthotropen Materialien wurde bereits zu Beginn der Forschung in diesem Fachgebiet erkannt (vgl. [Trayer 1932]) und führt dazu, dass bis heute kein allgemein akzeptiertes Modell existiert [T. Zhou et al. 2006] [Lemaître 2022]. Es existieren jedoch einige theoretische Ansätze. So versucht [Rodd 1973] einen Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und der Lochleibungsfestigkeit herzustellen. Mit seinem Modell ist es möglich, verschiedene Reibungszustände zu erfassen und sowohl die aufnehmbare Druck- als auch die vorliegende Spaltkraft zu ermitteln. Allerdings ist die Kenntnis der Beziehung zwischen der Druckfestigkeit senkrecht zur Faser aus Referenzversuchen und unter Teilflächenbeanspruchung durch ein Verbindungsmittel und die Breite des gestauchten Holzes notwendig. Dies hindert die allgemeingültige Anwendung.

[Werner 1993] entwickelt ein iteratives Rechenmodell zur Berechnung der Lochleibungsspannungen mittels Energiemethoden auf Grundlage des Ansatzes von [Rodd 1973]. In [Bléron 2000] wird das Modell auf beliebige Belastungswinkel zur Faserrichtung erweitert. Weiterhin befasst sich [Jorissen 1998] besonders mit der Spaltwirkung von Verbindungsmitteln und vergleicht den analytischen Ansatz von [Kuipers 1960] für Ringdübelverbindungen mit den Ergebnissen des nur numerisch lösbaren Ansatzes von [Werner 1993]. Dabei werden teilweise deutliche Unterschiede aufgezeigt.

Im Bereich der faserverstärkten Verbundwerkstoffe wird ebenfalls intensiv zu stiftförmigen Verbindungen in orthotropen Materialien geforscht. Basierend auf den fundamentalen Arbeiten von [Lekhnitskii 1968], welcher sich mit der generellen Form der komplexen Spannungsfunktionen in anisotropen Platten beschäftigt, geben [de Jong 1977] und [Zhang et al. 1984] Partikulärlösungen mit bestimmten Randbedingungen zur Beschreibung der Spannungsfunktion am belasteten Lochrand an. Diese sehr komplexen Funktionen zeigen gute Übereinstimmung mit numerischen Ergebnissen, sind jedoch nicht allgemeingültig und verletzen das Kräftegleichgewicht am freien Lochrand [Nguyen-Hoang et al. 2019]. Zur Beschreibung der Spannungsspitze durch die Kerbwirkung der Öffnung gibt [Kroll et al. 1999] einen Berechnungsansatz für orthotrope Materialien an. Ein umfassender und allgemein anerkannter Bemessungsansatz zur Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit ist nicht vorhanden. Vielmehr wird auf FEM-Modelle oder experimentelle Untersuchungen zurückgegriffen, um im Bereich der Faserverbundwerkstoffe Anschlüsse nachweisen zu können [Diem 2006].

## 2.4 Berechnungsverfahren für Verbundquerschnitte

### 2.4.1 Einachsiger Lastabtrag

#### 2.4.1.1 Differentialgleichung

Mit Differentialgleichungen können die Schnitt- und Verformungsgrößen von nachgiebig verbundenen Querschnitten exakt beschrieben werden. Bei den Herleitungen der Differentialgleichungen für HBV-Konstruktionen (vgl. [Kenel 2000]) muss neben anderen Randbedingungen auch die Bernoulli-Hypothese für die Teilquerschnitte gelten. BSP stellt hingegen selbst einen nachgiebig zusammengesetzten Querschnitt dar (vgl.

[Winter et al. 2009]), was besonders bei kurzen Spannweiten zur Ungültigkeit dieser These führt. Außerdem wird im Allgemeinen davon ausgegangen, dass die Verbundmittelsteifigkeit über die Trägerlänge verschmiert werden kann, was nach [Möhler 1956] für geringe und gleichmäßige Verbundmittelabstände im Holz- bzw. HBV-Bau zulässig ist. Weitere Randbedingungen der Anwendung sind in [Holschemacher et al. 2013] gegeben.

Trotz der unterstellten Randbedingungen und Annahmen ist die Lösung der Differentialgleichungen sehr aufwendig und von einer Vielzahl von Unbekannten abhängig. Die geschlossenen Lösungen weisen komplexe Formen auf und müssen zudem für jede Auflagerungsart und jede Belastungssituation neu ermittelt werden [D. Zhou et al. 2014]. Deshalb kommt diese Berechnungsmethode selten in der Praxis zur Anwendung.

### 2.4.1.2 $\gamma$ -Verfahren

Basierend auf der Lösung der Differentialgleichung für einen Einfeldträger mit einer sinusförmigen Belastung hat [Möhler 1956] das  $\gamma$ -Verfahren für mehrteilige, nachgiebig verbundene Biegestäbe hergeleitet. Der Faktor  $\gamma$  stellt entsprechend Gl. 2.4 die Abminderung der Steineranteile des Verbundquerschnitts bei der Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeiten dar und kann als Effektivität des Verbundes interpretiert werden [Schänzlin 2017]. Die Extremwerte  $\gamma = 0$  und  $\gamma = 1$  spiegeln keinen bzw. starren Verbund der Teilquerschnitte wider.

$$EI_{eff} = \sum EI_i + \sum \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2 \quad (2.4)$$

Mit:

$EI_{eff}$	effektive Biegesteifigkeit des Verbundträgers
$EI_i$	Biegesteifigkeit des Teilquerschnitts $i$
$\gamma_i$	Verbundfaktor: $\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{EA_i \cdot \pi^2 \cdot s_i}{k \cdot L^2}}$
$k$	Steifigkeit Verbundmittel als Kraft pro Verschiebungseinheit
$a_i$	Abstand SP Teilquerschnitt zu SP Gesamtquerschnitt
$L$	Abstand der Momentennullpunkte

Die Anwendung ist allgemein auf drei Teilquerschnitte beschränkt, lässt sich aber nach [Scholz 2003] auf eine beliebige Anzahl von Teilquerschnitten erweitern. Eine weitere Randbedingung zur Anwendung des Verfahrens ist, dass nur Verbundmittel mit geringen und gleichmäßigen Abstand eingesetzt werden dürfen. Innerhalb des Anwendungsbereiches liefert das Verfahren sehr gute Ergebnisse, welche teilweise sogar mit der exakten Lösung übereinstimmen. Da das Rechenverfahren sowohl mechanisch nachvollziehbar als auch gut in Handrechnung anwendbar ist, ist es in der Praxis etabliert (vgl. [Winter et al. 2009] und [Rautenstrauch et al. 2003]).

Im Zuge der Weiterentwicklung des  $\gamma$ -Verfahrens und der normativen Erfassung in [DIN EN 1995-1-1] Anhang B für Holz-Holz-Verbindungen wird das Näherungsverfahren auf weitere Anwendungsfälle erweitert. Eine entscheidende Verallgemeinerung ist, dass auch eine abgestufte Verbundmittelanordnung entsprechend der Querkraft, wie sie in der Praxis üblich ist, in gewissen Grenzen zugelassen wird (vgl. [DIN EN 1995-1-1]). In [König et al. 2004] und [Rautenstrauch et al. 2003] wird festgestellt, dass sich das  $\gamma$ -Verfahren auch auf HBV-Konstruktionen anwenden lässt und in [DIN CEN/TS 19103]

ist das Verfahren auch für HBV-Konstruktionen empfohlen. Dort wird als Maximalwert des Verbundmittelabstands 5 % des Abstands der Momentennullpunkte festgelegt.

### 2.4.1.3 Schubanalogie-Verfahren

Das Schubanalogie-Verfahren ist durch die Aufteilung des mehrschichtigen Verbundquerschnitts in zwei idealisierte Teilquerschnitte bzw. zwei Tragsysteme charakterisiert. Das erste System (Ebene A) bildet die Biegesteifigkeit der Einzelquerschnitte  $EI_A$  ab, welche von der Nachgiebigkeit der Verbundfuge unbeeinflusst sind. Das zweite System (Ebene B) repräsentiert die Verbundtragwirkung des Gesamtquerschnitts. Abb. 2.9 stellt exemplarisch die Transformation des Verbundquerschnitts in die beiden idealisierten Ebenen dar.

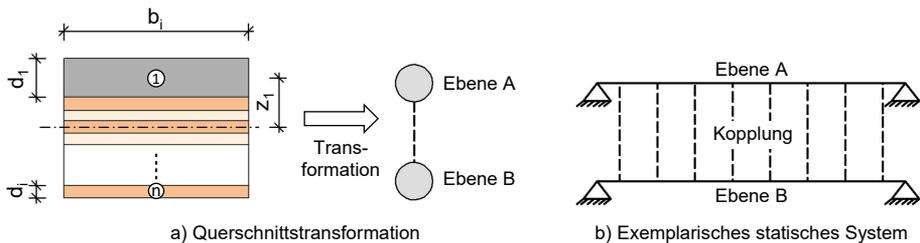


Abb. 2.9: Darstellung der Modellierung nachgiebig verbundener Querschnitte mithilfe des Schubanalogie-Verfahrens in Anlehnung an [Scholz 2003]

Eine Nachgiebigkeit der Verbundmittel kann durch eine effektive Schubsteifigkeit  $S_B$  des zweiten Systems nach Gl. 2.8 berücksichtigt werden. Weitere Erläuterungen sind [Kreuzinger 2000],[Scholz 2003], [Winter et al. 2009] und [Schänzlin 2017] zu entnehmen.

$$EI_A = \sum E_i \cdot \frac{b_i \cdot d_i^3}{12} \quad (2.5)$$

$$EI_B = \sum E_i \cdot A_i \cdot z_i^2 \quad (2.6)$$

$$S_A = \infty \quad (2.7)$$

$$\frac{1}{S_B} = \frac{1}{a^2} \cdot \left[ \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{k_i} + \frac{d_1}{2 \cdot G_1} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{G_i} + \frac{d_n}{2 \cdot G_n} \right] \quad (2.8)$$

Mit:

- $b_i/d_i$  Breite bzw. Dicke der jeweiligen Schicht
- $a$  Abstand Schwerachse von Schicht 1 zu Schicht n
- $k$  bezogene Nachgiebigkeit der Verbundfuge in Kraft zu (Länge)<sup>3</sup>

Sind die Steifigkeitswerte für die beiden idealisierten Teilquerschnitte ermittelt, kann mithilfe von gängiger Statiksoftware die Durchbiegung und die Schnittgrößen der Ebenen A und B berechnet werden. Dabei wird das System entsprechend Abb. 2.9 b) modelliert und die Verschiebungen der beiden Teilebenen in vertikaler Richtung gekoppelt. Im Gegensatz zum  $\gamma$ -Verfahren ist eine händische Berechnung schwierig möglich. Aus den sich ergebenden Schnittgrößen können dann die resultierenden Spannungen im Querschnitt zurückgerechnet werden. Die Anteile aus Ebene A entsprechen dabei den Eigenbiegebeanspruchungen der Teilquerschnitte und die Anteile aus Ebene B

den Verbundtraganteilen. Bei diesem Verfahren wird ebenfalls unterstellt, dass das Verschmieren der Verbundmittel zulässig ist. Als maximaler Abstand wird die doppelte Querschnittshöhe [König et al. 2004] bzw. 5 % des Abstands der Momentennullpunkte [DIN CEN/TS 19103] empfohlen. Bei größeren Abständen kann der zweite Querschnitt (Ebene B) in mehrere Bereiche unterteilt werden. Im Bereich, in dem das Verbundmittel angeordnet ist, wird eine hohe Schubsteifigkeit modelliert. In den anderen Abschnitten wird die Steifigkeit des zweiten Querschnitts zu null gesetzt.

**2.4.1.4 Stabwerkmodell**

Eine weitere Möglichkeit zur Modellierung von nachgiebig verbundenen Querschnitten stellen Stabwerkmodelle dar. Dabei wird jeder Teilquerschnitt auf Höhe seiner jeweiligen Schwerachse im Gesamtquerschnitt über die gesamte Länge des Bauteils als eindimensionaler Balkenquerschnitt oder zweidimensionales Schalenelement modelliert. Damit die Durchbiegungen der Teilquerschnitte identisch sind, werden sie an vielen diskreten Punkten durch gelenkig angeschlossene Koppelstäbe miteinander verbunden. Weitere Erläuterungen sind in [Grosse et al. 2003], [Rautenstrauch et al. 2003], [Winter et al. 2009] und [Schänzlin 2017] zu finden.

Mit Hilfe von Stabwerkmodellen lassen sich beliebige Abstände von Verbundmitteln exakt abbilden. Es existieren dabei verschiedene Ansätze, um die Nachgiebigkeit der Verbundfuge zu erfassen. Nach [Rautenstrauch et al. 2003] wird das Verbundmittel in der jeweiligen Lage mittels biegesteif angeschlossener Stabelemente mit einem Endgelenk in Höhe der Verbundfuge abgebildet. Die biegesteif angeschlossenen Stäbe verbinden die jeweiligen Stabelemente der Teilquerschnitte in ihren Schwerachsen. Die Biegesteifigkeit der Stabelemente berücksichtigt dabei die Schubnachgiebigkeit des Verbundmittels. Eine weitere Möglichkeit stellt [Kudla 2017] vor. Dabei werden dehn- und biegesteife Koppelstäbe zwischen den jeweiligen Schwerachsen der Teilquerschnitte eingefügt. Auf Höhe der Verbundfuge wird eine Dehnfeder modelliert, welche die Eigenschaften des Verbundmittels direkt abbildet. Auch nichtlineare Verbundmitteleigenschaften können somit implementiert werden. Zusätzlich kann bei dieser Modellierung die jeweilige Beanspruchung der Verbundmittel direkt aus der Berechnung abgelesen werden. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Modellierung nach Abb. 2.10 verwendet.

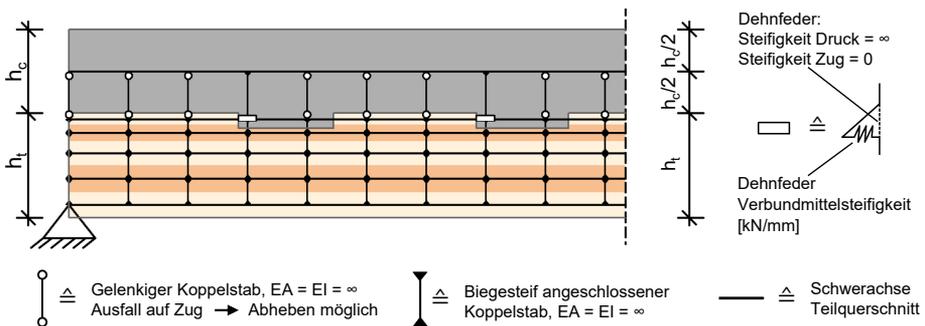


Abb. 2.10: Modellierung einer einachsigen spannenden HBV-Decke mit fünfteiligem BSP-Querschnitt

Dabei wird das Verbundmittel analog zu dem Modell nach [Kudla 2017] abgebildet. Allerdings wird eine zusätzliche vertikale Feder eingefügt. Ihr werden auf Druck unendliche Steifigkeit (Druckkontakt zwischen Holz und Beton) und auf Zug eine Steifigkeit von null zugewiesen. So kann ein Abheben der beiden Teilquerschnitte abgebildet werden. Weitere Vorteile von Stabwerkmodellen sind die einfache Handhabung mittels gängiger Statiksoftware und das Erhalten der Schnittkraftverläufe ohne Umrechnung direkt am System. Auch bei der Lagerung der Bauteile sowie bei der Belastungsart gibt es keine Einschränkungen. Werden die Einzelquerschnitte nicht als eindimensionale Balkenquerschnitte, sondern als Schalen modelliert, lassen sich zudem nichtlineare Materialantworten abbilden.

### 2.4.1.5 Segment-Lamellen-Verfahren

[Kludka-Lempert 2023] entwickelt basierend auf der Grundlage der in [D. Zhou et al. 2014] für einige Lastfälle gelösten Differentialgleichung des elastischen Verbundes das Segment-Lamellen-Verfahren. Dabei wird der Verbundquerschnitt in horizontal in Trägerlängsrichtung verlaufende Lamellen und in vertikal verlaufende Segmente unterteilt. Für jedes Segment wird nun für einzelne Laststufen die kritische Spannung an der Randfaser ermittelt. Erreicht innerhalb dieses Segmentes eine Lamelle eine definierte Grenzspannung (beispielsweise die Betonzugfestigkeit), so kann über eine Reduktion der Steifigkeit dieser Lamelle ein Ausfallen des Teilquerschnitts abgebildet werden. Bei Aufbringung der folgenden Laststufe wird mit dem verbleibenden effektiven Querschnitt die vorliegende Spannungsverteilung neu ermittelt. Nach [Hauser 2023] kann mit diesem Verfahren sowohl die Nichtlinearität der Werkstoffe als auch der Verbundfuge berücksichtigt werden.

## 2.4.2 Zweiachsiger Lastabtrag

### 2.4.2.1 Flächenmodell

Um das zweiachsige Tragverhalten von nachgiebig verbundenen Querschnitten abbilden zu können, stellt das Flächenmodell eine vereinfachte Modellierungsvariante dar. Dabei wird analog zum Schubanalogie-Verfahren bei einachsig abtragenden Verbundquerschnitten eine Unterteilung in mehrere Ebenen vorgenommen (vgl. Abb. 2.11). Ebene A bildet die Eigensteifigkeiten der Teilquerschnitte und Ebene B die Steineranteile der effektiven Biegesteifigkeiten des Verbundquerschnitts ab. Die Verschiebungen der jeweiligen Ebenen sind in vertikaler Richtung gekoppelt. Das Vorgehen ist in [DIN EN 1995-1-1/NA] beschrieben und wurde aus Anhang D der inzwischen zurückgezogenen [DIN 1052] übernommen. Dort wird eine Unterteilung in drei Ebenen (Ebene A, B und C) für den allgemeinen Fall vorgesehen. Da im Rahmen dieser Arbeit nur die Plattenbeanspruchung betrachtet wird, kann die Ebene C, welche die Scheibentragwirkung berücksichtigt, vernachlässigt werden.

Durch die flächige Anwendung wird eine Berechnung der jeweiligen anzusetzenden Steifigkeiten nach Gl. 2.5 bis Gl. 2.8 je Tragrichtung notwendig. Weiterhin muss die Drillsteifigkeit  $D_{xy}$  nach Gl. 2.9 für Ebene A und nach Gl. 2.10 für Ebene B berechnet werden. Während die Eigenanteile der Drillsteifigkeit ungeachtet der vorliegenden

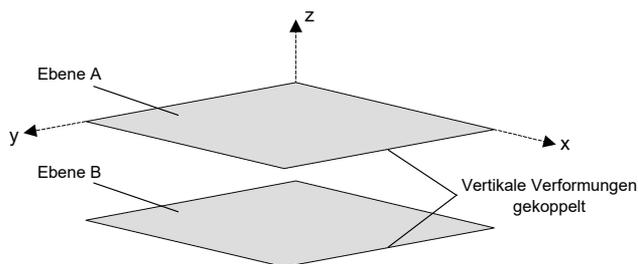


Abb. 2.11: Schematische Darstellung des Flächenmodells mit zwei Ebenen in Anlehnung an [Kreuzinger et al. 1999]

Verbundsteifigkeit wirken, werden die Steineranteile maßgeblich von dieser beeinflusst und unterliegen einer Reduktion in Abhängigkeit der Verbundwirkung. Nach [DIN EN 1995-1-1/NA], [Higgins et al. 2017] und [Kreis 2021] existiert aktuell keine gesicherte Berechnungsmethode der Drillsteifigkeit unter Berücksichtigung einer nachgiebigen Verbundfuge. [DIN EN 1995-1-1/NA] schlägt auf der sicheren Seite liegend vor, den Anteil der Ebene B zu null ( $\gamma_{Drill} = 0$ ) zu setzen.

$$D_{A,xy} = \sum G_{xy,i} \cdot \frac{d_i^3}{12} \quad (2.9)$$

$$D_{B,xy} = \gamma_{Drill} \cdot \sum 2 \cdot G_{xy,i} \cdot d_i \cdot z_i^2 \quad (2.10)$$

Zur Berechnung der sich ergebenden Verformungen und Schnittgrößen können in einem Statikprogramm die beiden Flächen mit ihrer jeweiligen orthotropen Steifigkeitsmatrix (Steifigkeiten je Tragrichtung nach Gl. 2.5 bis Gl. 2.10) modelliert werden. Die numerischen Berechnungen basieren dabei üblicherweise auf der Biegetheorie nach [Kirchhoff 1850] ohne Berücksichtigung der Schubverformungen oder auf der Theorie nach [Mindlin 1951] mit Berücksichtigung der Schubverformungen.

Bei der Abbildung von Flächen in numerischen Berechnungen ist auf Singularitäten wie beispielsweise Einzellasten zu achten. Diese müssen über einen gewissen Lasteinleitungsbereich eingeleitet werden. Zusätzlich stellt die Verschmierung der Verbundfugeneigenschaften eine weitere Vereinfachung dar. Die Eigenfrequenz der Platte, welche für Schwingungsnachweise benötigt wird, kann mittels Modalanalyse aus dem Flächenmodell abgeleitet werden.

#### 2.4.2.2 Trägerrostmodell

Eine zweiachsige Tragwirkung mit Hilfe eines Trägerrostes abzubilden, stellt eine in der Baupraxis etablierte Modellierungsvariante dar. Dabei wird das flächige Bauteil in einzelne Roststäbe zerlegt, welche die Haupt- und Nebentragrichtung der Platte darstellen. Jeder Roststab ist mit der entsprechenden Steifigkeit eines Plattenstreifens mit der Breite des gewählten Rasters zu modellieren. In den Kreuzungspunkten der Roststäbe müssen die vertikalen Verschiebungen identisch sein. Durch die separate Zuweisung von Steifigkeiten je Tragrichtung können auch orthotrope Materialien wie Holz mit ausreichender Genauigkeit abgebildet werden. Weiterhin findet durch die Einführung eines gleichmäßigen Rasters bereits indirekt eine Mittelung der Schnittgrößen

statt. Dies reduziert den negativen Einfluss von Spannungsspitzen durch beispielsweise lokale Lasteinleitungen in numerischen Betrachtungen.

Für den Aufbau des Trägerrostes gibt es verschiedene Möglichkeiten. Es können zum einen die einachsige tragenden Stabwerkmodelle für jede Tragrichtung modelliert und zu einem kreuzweise angeordneten Trägerrost zusammengefasst werden. Der Aufbau der jeweils uniaxial spannenden Stabwerke je Tragrichtung der Platte erfolgt entsprechend zu Abschnitt 2.4.1.4. Eine weitere Möglichkeit ist, das Verfahren der Schubanalogie je Tragrichtung anzuwenden und somit einen Trägerrost mit den beiden Ebenen A und B je Tragrichtung zu generieren. Die Berechnung der Steifigkeiten erfolgt jeweils nach Gl. 2.5 bis Gl. 2.8. Zusätzlich müssen die Torsionssteifigkeiten, welche die Drilltragwirkung der Platte abbilden, eingegeben werden. Dabei kann auf die Ausführungen zum Flächenmodell verwiesen werden. Die Eigenanteile der Drillsteifigkeit nach Gl. 2.9 müssen jedoch mit dem Quotienten 6 statt 12 errechnet werden (vgl. Gl. 2.11), da nur so die korrekte Drilltragwirkung im Trägerrost abgebildet wird [Scholz 2003]. Die Angaben zum Steineranteil der Drillsteifigkeit sind identisch zu den Ausführungen des Flächenmodells (vgl. Gl. 2.10).

$$D_{A,xy,TR} = \sum G_{xy,i} \cdot \frac{d_i^3}{6} \quad (2.11)$$

Bei einem Trägerrostmodell bestehend aus Stabwerken ist keine gesonderte Bestimmung der Torsionssteifigkeiten notwendig, da diese automatisch durch die Eingabe der jeweiligen Querschnittsbreite berücksichtigt werden. Genauere Erläuterungen zum Aufbau der Trägerrostmodelle sind Kapitel 7 und [Scholz 2003], [Winter et al. 2009] zu entnehmen.



# 3 Grundlagen zu numerischen Simulationen

## 3.1 Allgemeines

Der Großteil der numerischen Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit wird mit dem Finite-Element-Programmpaket Abaqus 2019 der Entwicklergruppe Simulia, welche zur Firmengruppe Dassault Systèmes gehört, durchgeführt. Mit Abaqus sind nichtlineare numerische Simulationen möglich und es bietet Python-Schnittstellen, welche eine skriptbasierte Modellierung und Auswertung ermöglichen. Außerdem lassen sich benutzerdefinierte Materialmodelle implementieren. Für Stabwerk- und Trägerrostberechnungen wird das Softwarepaket RFEM6 der Firma Dlubal verwendet.

Numerische Simulationen stellen einen Schwerpunkt dieser Arbeit dar. So wird das neuartige Verbundmittel Betonnocke im Vorfeld der experimentellen Versuche detailliert untersucht, um vielversprechende Konfigurationen identifizieren zu können. Damit kann der Versuchsumfang und folglich der Ressourcenverbrauch deutlich reduziert werden. Auch die späteren Bauteilversuche werden durch numerische Simulationen unterstützt. Dadurch können beispielsweise die inneren Teilschnittgrößen und Spannungszustände des Verbundquerschnitts betrachtet und das Verständnis der Tragmechanismen verbessert werden. Auch die Erstellung des Ingenieurmodells zur Bemessung der Betonnocke basiert hauptsächlich auf Ergebnissen numerischer Betrachtungen.

## 3.2 Finite-Element-Methode

Um komplexe Problemstellungen untersuchen zu können, hat sich in den letzten Jahrzehnten in nahezu allen Fachbereichen die Finite-Element-Methode (FEM) etabliert. Im Gegensatz zur analytischen und damit exakten Lösung partieller Differentialgleichungen für ein bestimmtes Problem, handelt es sich hierbei um ein numerisches Näherungsverfahren. Diese Näherung wird notwendig, da die geschlossene Lösung der Differentialgleichungen in der Regel nur für einfache Probleme möglich ist [Zienkiewicz et al. 2013], [Hahn et al. 2018]. In der FEM werden die Problemstellungen in eine endliche (finite) Anzahl von Teilelementen diskretisiert. In Abb. 3.1 sind die drei im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Elementtypen dargestellt.

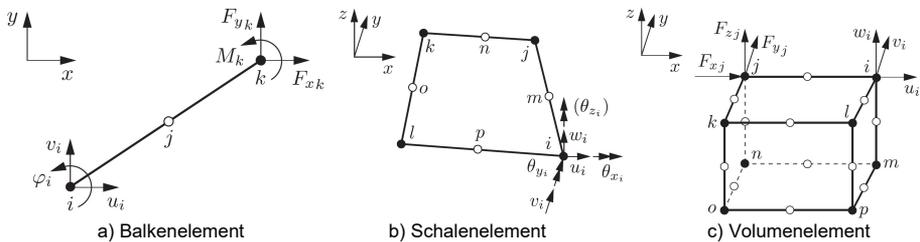


Abb. 3.1: Unterschiedliche Elementtypen in der FEM (Auszug aus [Steinke 2015] (modifizierte Darstellung)

Für jedes Element wird bei der Berechnung eine Ansatzfunktion niedriger Ordnung gewählt. Die Kontaktbereiche zwischen den einzelnen Elementen stellen dabei Stützstellen der Ansatzfunktionen dar. Bezogen auf Problemstellungen der Kontinuumsmechanik beschreibt die Ansatzfunktion das Verhalten eines Elements unter einer gegebenen Beanspruchung. Dies führt zur Steifigkeitsmatrix des jeweiligen Teilelements, welche additiv zur Gesamtsteifigkeitsmatrix überlagert werden können. Diese Matrix stellt gleichzeitig die Koeffizientenmatrix des betrachteten, nun linearen Gleichungssystems dar, welches sich effizient rechnerbasiert lösen lässt. So kann die unbekannte Verformung des Systems ermittelt und mittels Rückrechnung alle anderen relevanten Größen bestimmt werden [Steinke 2015].

### 3.3 Randbedingungen und Modellbildung

Da verschiedene Versuchsaufbauten im Rahmen dieser Arbeit numerisch nachgebildet werden, ist der detaillierte Aufbau der numerischen Modelle den entsprechenden Kapiteln bzw. dem jeweiligen Anhang zu entnehmen. In Abb. 3.2 ist exemplarisch der Aufbau zur Untersuchung des zweiachsigen Tragverhaltens der HBV-Decke aus Kapitel 7 dargestellt. Um den Modellierungs- und Rechenaufwand zu reduzieren, wird dabei sowohl in x-, als auch y-Richtung die Symmetrie des Systems ausgenutzt. Die Lasteinleitungs-konstruktion besteht aus Querschnitten mit hohen Biegesteifigkeiten, welche ausschließlich der gleichmäßigen Lastaufbringung dienen. Um Spannungsspitzen zu vermeiden, werden Elastomere zwischen Lasteinleitung und Betonquerschnitt und bei der Auflagerung vorgesehen.

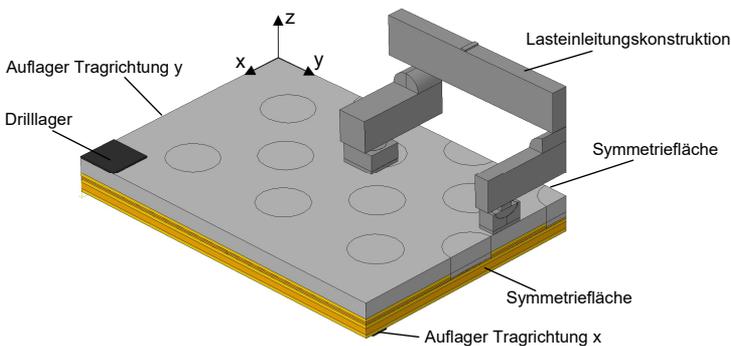


Abb. 3.2: Exemplarische Visualisierung des dreidimensionalen Volumenmodells in Abaqus am Beispiel einer zweiachsigen tragenden Deckenplatte

Als Vernetzungselemente werden dreidimensionale Volumenelemente (Abb. 3.1 c)) mit reduzierter Integration C3D8R verwendet, da so der Rechenaufwand deutlich verringert werden kann und keine negative Beeinflussung der Qualität der Ergebnisse zu beobachten ist. Da es sich bei den untersuchten Querschnitten in der Regel um quaderförmige Querschnitte handelt, ist eine gleichmäßige Diskretisierung möglich. Lediglich im Bereich der Verbundfuge ist aufgrund der zylindrischen Betonbocke eine detailliertere Betrachtung notwendig. Abb. 3.3 stellt die erfolgte Vernetzung des Beton- und Holzquerschnitts im Bereich der Verbundfuge dar. Trotz der zylindrischen Geometrie kann eine gleichmäßige Diskretisierung erreicht werden. Dadurch sollen

Spannungsspitzen vermieden werden. Um die Spannungsverteilung über die Höhe der Betonbocke in z-Richtung zielführend abbilden zu können, werden am Betonquerschnitt drei Elemente, in Holzschicht H1 vier Elemente und in Holzschicht H2 zwei Elemente vorgesehen. Die geringere Anzahl an Elementen des Betonquerschnitts ist durch die Definition der primären und sekundären Kontaktflächen bedingt. Detaillierte Angaben zur Ausführung der Verbundfuge sind Kapitel 5 zu entnehmen. Auch für die Stabwerk- und Trägerrostmodelle wird in RFEM 6 eine Vernetzung der Elemente notwendig. Hier werden aufgrund der eindimensionalen bzw. zweidimensionalen Abbildung Balken- und Schalenelemente (Abb. 3.1 a) und b)) verwendet.

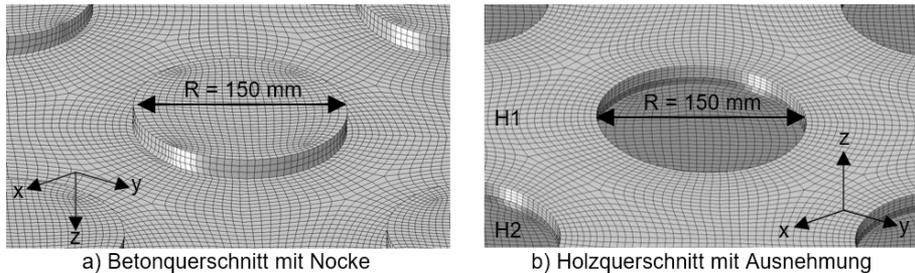


Abb. 3.3: Detailansicht der verwendeten Diskretisierung im Bereich der Verbundfuge

Wie bereits in Abb. 3.3 b) erkenntlich, werden die einzelnen Teillamellen des BSP-Querschnitts nicht separat modelliert. Es wird lediglich jede Lamellenlage (z. B. Holzschicht H1 bzw. H2) als je ein zusammengehöriger Vollholzquerschnitt abgebildet. Dies ist durch die Verwendung vieler einzelner Teillamellen und der damit einhergehenden Homogenisierung der Eigenschaften zulässig. Allerdings wird dabei die in der Regel fehlende Schmalseitenverklebung vernachlässigt und nicht abgebildet.

## 3.4 Materialmodelle

### 3.4.1 Allgemeines

Die Wahl der Materialmodelle weist einen großen Einfluss auf die Qualität der Simulationsergebnisse auf. Bei Belastung durch Druck sind die Materialantworten von Holz und Beton durch ein duktileres Verhalten charakterisiert. Im Gegensatz dazu verhalten sich beide Werkstoffe im Zugbereich spröde. Insbesondere die Erfassung der spröden Materialverhalten und die Rissmodellierung stellt in numerischen Simulationen einen neuralgischen Punkt dar. Das schlagartige Versagen eines Werkstoffs und der damit verbundene sprunghafte Lastabfall führt zu Singularitäten im Modell, welche eine Konvergenz der Berechnung erschweren. Auftretende Risse können diskret oder verschmiert abgebildet werden. Bei diskreten Rissen stellt sich im numerischen Modell ein Riss ein, die jeweiligen Elementkanten lösen sich voneinander (vgl. Abb. 3.4 a)). Im Gegensatz dazu wird bei der verschmierten Rissbildung kein tatsächliches Ablösen erfasst, sondern der Riss wird durch eine Steifigkeitsreduzierung der Elemente, welche die maximal aufnehmbare Spannung überschritten haben, abgebildet (vgl. Abb. 3.4 b)).

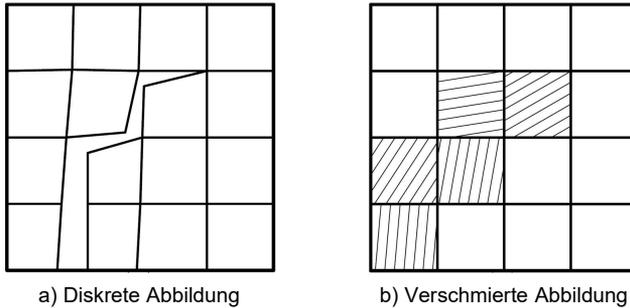


Abb. 3.4: Möglichkeiten zur Abbildung von Rissen in numerischen Simulationen aus [Cervera et al. 2006]

Für Beton wird im Rahmen dieser Arbeit das Concrete-Damaged-Plasticity Betonmodell (CDP-Modell) angewandt, da dieses Modell eine Schädigung von Beton auf Druck und gleichzeitig das spröde Werkstoffverhalten im Zugbereich erfassen kann [Simulia 2019]. Das CDP-Modell basiert im Zugbereich auf der verschmierten Rissbildung, was aufgrund der großmaßstäblichen Bauteile und der vermiedenen Diskontinuität im Vergleich zur diskreten Rissbildung als zielführend erscheint. Weiterhin wurden mit diesem Modell bereits in vielen wissenschaftlichen Untersuchungen zu Verbundquerschnitten zufriedenstellende Ergebnisse erzielt [Claßen 2016], [Seck 2021]. Auch das benutzerdefinierte Materialmodell für den Werkstoff Holz (siehe Abschnitt 3.4.3), welches grundlegend auf den Angaben in [Sandhaas 2012] beruht, basiert auf der verschmierten Rissbildung.

### 3.4.2 Concrete-Damaged-Plasticity (CDP) Betonmodell

#### 3.4.2.1 Verhalten bei uniaxialer Zug- oder Druckbeanspruchung

Im CDP-Modell wird der uniaxiale Druckbereich mit dem Ansatz von [Sargin 1971] abgebildet. Er beschreibt das plastische Verhalten mittels einer gebrochen rationalen Funktion mit parabelförmigen Verlauf. Die Gleichung zur Berechnung der Betondruckspannungen in Abhängigkeit der Betondehnung  $\varepsilon_c$  ist Gl. 3.1 zu entnehmen. In [Kueres et al. 2015] wird festgestellt, dass sich dieser Ansatz für die Simulation von Normalbeton gut eignet und plausible Ergebnisse liefert.

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta + (D - 1) \cdot \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta + D \cdot \eta^2} \quad (3.1)$$

Mit:

- $\sigma_c$  Druckspannung im Beton
- $k$  Parameter, berechnet nach:  $k = (E_0 \cdot f_{cm}) / \varepsilon_{c1}$
- $E_0$  Mittlerer Elastizitätsmodul als Tangente im Ursprung:  $E_0 \approx 1,05 \cdot E_{cm}$  nach [DIN EN 1992-1-1]
- $\eta$  Parameter der Dehnung, berechnet nach:  $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$
- $\varepsilon_c$  Dehnung des Betons unter Druck
- $\varepsilon_{c1}$  Dehnung des Betons unter maximaler Druckspannung
- $D$  Duktilitätsparameter

Über den Duktilitätsparameter  $D$ , welcher zwischen 0 und 1 variiert werden kann, lässt sich die Neigung des abfallenden Astes nach Erreichen der maximalen Betondruckspannung steuern. Je größer  $D$  gewählt wird, umso langsamer fällt die Druckspannung mit zunehmender Betondehnung ab. Dies ist in Abb. 3.5 a) exemplarisch veranschaulicht. Der in [DIN EN 1992-1-1] verwendete Ansatz entspricht dem Ansatz nach [Sargin 1971], wobei der Duktilitätsparameter  $D$  zu null gesetzt wird.

Zur Abbildung des uniaxialen Zugverhaltens existieren verschiedene Ansätze. Im Rahmen dieser Arbeit wird das fiktive Rissmodell (Fictitious Cracking Model - FCM) nach [Hillerborg et al. 1976] verwendet. Bei diesem Ansatz wird bis zum Erreichen der maximalen Zugspannung  $f_{ctm}$  von einem linear-elastischen Werkstoffverhalten ausgegangen. Wird in einem diskreten Bereich diese maximale Zugspannung überschritten, findet eine Entfestigung dieses Bereiches, auch Bruchprozesszone genannt, statt. Da mit dem Spannungsabfall im geschädigten Bereich eine lokal sehr stark zunehmende Dehnung einhergeht, nehmen die Dehnungen im ungeschädigten Bereich ab. Die Dehnungen konzentrieren sich somit in der Bruchprozesszone.

Nach Überschreiten der maximalen Zugspannung können bedingt durch die Kornverzahnung weiterhin Kräfte zwischen den Rissufern übertragen werden, welche durch die Verschmierung des Risses als Resttragfähigkeit der Elemente aufgefasst werden kann [Strack 2007]. In der Bruchmechanik gilt jedoch die Grundannahme, dass Risse spannungsfrei sind. Diese Annahme lässt sich nicht mit den Überlegungen des FCM vereinbaren und deswegen bezeichnet [Hillerborg et al. 1976] einen solchen Riss als fiktiven Riss. Die in der Rissebene auftretende Verschiebung kann als Rissöffnung dieses fiktiven Risses über die gesamte Breite des Elements aufgefasst werden [Trunk 1999]. Folglich beschreibt der Ansatz eine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung [Kueres et al. 2015].

Maßgeblich für den Verlauf dieser Beziehung sind die Bruchenergie  $G_f$  und die Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$ . Die Bruchenergie beschreibt die notwendige Energie zur Erzeugung eines Trennrisses über eine Einheitsfläche und entspricht der Fläche unterhalb der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung (vgl. Gl. 3.2).

$$\int_0^{w_1} \sigma_t(w) dw = G_f \quad (3.2)$$

Mit:

$\sigma_t$	Zugspannung im Beton
$w_1 = \frac{G_f}{f_{ctm}}$	nach [Model Code 2010]
$G_f = 73 \cdot f_{ctm}^{0,18}$	nach [Model Code 2010]
$w$	Rissbreite

Da die Bruchenergie nur mit großem Aufwand experimentell ermittelt werden kann, wird die Näherungsfunktion zur Bestimmung der Bruchenergie nach [Model Code 2010] angesetzt. Um die Abnahme der übertragbaren Zugspannung nach Überschreiten der maximalen Zugfestigkeit zu beschreiben, wählt [Hillerborg et al. 1976] einen exponentiellen Ansatz zur Abbildung des Verlaufs der Zugspannung  $\sigma_t$  in Abhängigkeit der Rissöffnung  $w$  (Gl. 3.3). Dieser ist in Abb. 3.5 b) dargestellt.

$$\sigma_t = f_{ctm} \cdot e^{-\frac{w}{w_1}} \quad (3.3)$$

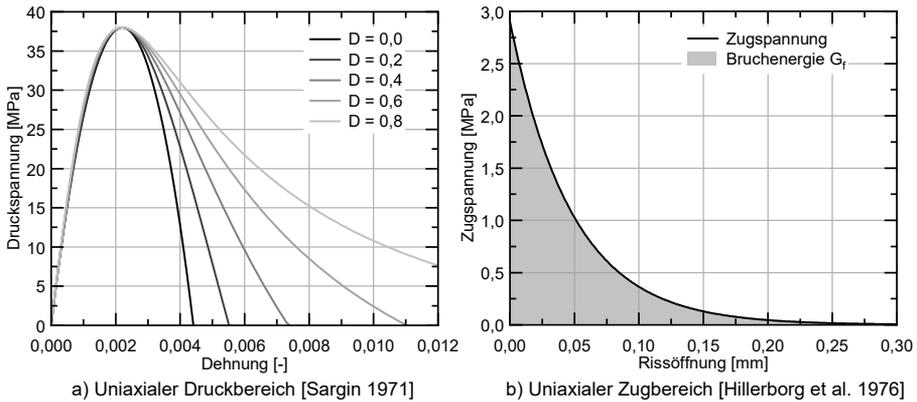


Abb. 3.5: Uniaxiales Materialverhalten des Betons im CDP-Modell

Nach [Strack 2007] ergibt sich durch die hohe Verformungskonzentration im Riss bei Verwendung einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Überschreiten der Zugfestigkeit eine starke Netzabhängigkeit, da die Dehnung eines Elements je nach Elementgröße zu einer unterschiedlichen absoluten Verformung führt. Das FCM zeigt bedingt durch die Definition der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung diesen Effekt nicht, wodurch die Netzabhängigkeit der Lösung verringert werden kann [Gödde 2012] [Kures et al. 2015]. Auch [Sandhaas 2012] stellt fest, dass die Verwendung der Bruchenergie nicht zu einer Netzabhängigkeit führt, wenn kein lokal begrenztes Versagen zu erwarten ist.

**3.4.2.2 Schädigungsparameter**

Um die Schädigungen des Betons durch uniaxiale Druck- bzw. Zugbeanspruchung im CDP-Modell abbilden zu können, werden die Schädigungsparameter  $d_c$  und  $d_t$  eingeführt, welche die Steifigkeit des Materials reduzieren. Das Intervall der Schädigung reicht von null, was keiner Schädigung entspricht, bis eins. Der Wert eins entspricht einer vollständigen Schädigung des jeweiligen Elements, was dazu führt, dass dieses Element keine Spannung mehr aufnehmen kann. Aus numerischen Gründen wird der Maximalwert des Schädigungsparameters deshalb auf  $d_c$  bzw.  $d_t \leq 0,95$  begrenzt, da komplett ausfallende Bereiche zu Singularitäten führen und die Konvergenz verschlechtern [Simulia 2019]. In [Mark 2006] wird Gl. 3.4 zur Berechnung des Druckschädigungsparameters  $d_c$  vorgeschlagen.

$$\begin{aligned}
 d_c &= 1 - \frac{\sigma_c \cdot E_0^{-1}}{\sigma_c \cdot E_0^{-1} + \epsilon_c^{in} \cdot (1 - b_c)} \leq 0,95 \\
 d_t &= 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \leq 0,95
 \end{aligned}
 \tag{3.4}$$

Mit:

- $E_0$  Ungeschädigter Elastizitätsmodul des Betons
- $b_c$  Verhältnis der plastischen zur inelastischen Druckstauchung:  $b_c = \epsilon_c^{pl} / \epsilon_c^{in}$
- $\epsilon_c^{in}$  Inelastische Druckstauchung

Dadurch, dass im Zugbereich eine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung definiert wird, ist die berechnete Zugschädigung  $d_t$  über einen linearen Zusammenhang der vorlie-

genden Zugspannung  $\sigma_t$  zur Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  und nicht über die Dehnung beschrieben. Detaillierte Ausführungen zu den einzelnen Komponenten sind in [Simulia 2019] und [Seck 2021] enthalten. Als Verhältnis der plastischen zur inelastischen Druckstauchung  $b_\varepsilon$  wird in [Seck 2021] für Normalbeton der Wert 0,7 als Standardwert empfohlen. Eine Übersicht über die verschiedenen Dehnungsanteile, die im Rahmen des CDP-Modells verwendet werden, gibt Abb. 3.6.

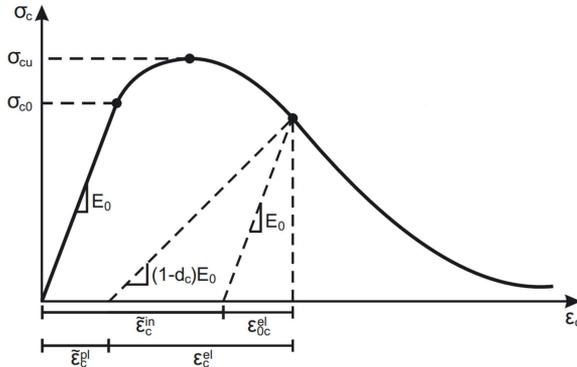


Abb. 3.6: Definition der verschiedenen Dehnungsanteile im CDP-Modell nach [Simulia 2019]

### 3.4.2.3 Mehraxiales Materialverhalten

Um auf Grundlage der Plastizitätstheorie die werkstoffspezifischen Eigenschaften im mehraxialen Spannungszustand beschreiben zu können, wird nach [Gödde 2012] die Formulierung folgender Elemente erforderlich. Zunächst ist es notwendig, die Fließfunktion, welche die Fließfläche umschreibt, zu definieren. Sie dient als Abgrenzung zwischen elastischen, elasto-plastischen und unzulässigen Materialzuständen. Als zweiter Bestandteil ist die Fließregel zu definieren. Sie legt die plastische Dehnungsrate fest. Weiterhin muss ein Ver- bzw. Entfestigungsgesetz bestimmt sein, welches die Änderung der Fließfunktion bei fortschreitender Plastifizierung beschreibt. Genauere Erläuterungen sind in [Mark 2006], [Gödde 2012] und [Simulia 2019] gegeben.

Die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Parameter zur Beschreibung des mehraxialen Spannungsverhaltens im CDP-Modell sind Anhang B, Anhang C und Anhang D zu entnehmen.

## 3.4.3 Holz

### 3.4.3.1 Elastomechanische Eigenschaften

Wie bereits in Kapitel 2 beschrieben, sind bei Holz bedingt durch die Zellstruktur auf mikrostruktureller Ebene und die Wuchsrichtung eine ausgeprägte Inhomogenität und Orthotropie gegeben. Um das Materialverhalten zielführend im Rahmen dieser Arbeit erfassen zu können, müssen die Eigenschaften auf makrostruktureller Ebene abgebildet werden. Holz kann dabei näherungsweise als orthotropes Material aufgefasst werden. Dabei werden lokale Fehlstellen wie Risse und Äste vernachlässigt. Es wird

folglich ein makroskopisch fehlerfreies Material unterstellt. Dadurch, dass bei BSP viele einzelne Teillamellen verwendet werden, ist im Vergleich zu Vollholz eine deutlich erhöhte Homogenisierung zu erwarten, was die getroffenen Vereinfachungen weiter rechtfertigt.

Da Gestaltänderungen nur durch deviatorische Anteile der Steifigkeitsmatrix hervorgerufen werden, kann der linear-elastische Bereich eines orthotropen Materials unter Vernachlässigung von Temperatur- und Feuchteinflüssen auf Grundlage des *Hook'schen* Gesetzes nach Gl. 3.5 beschrieben werden. Dabei werden die einzelnen Steifigkeitselemente der Nachgiebigkeitsmatrix durch die Ingenieurkonstanten Elastizitätsmodul, Schubmodul und Querdehnzahl beschrieben. Der Index 1 entspricht der longitudinalen, der Index 2 der radialen und Index 3 der tangentialen Beanspruchungsrichtung.

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{13} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_{11}} & -\frac{\nu_{12}}{E_{22}} & -\frac{\nu_{13}}{E_{33}} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{21}}{E_{11}} & \frac{1}{E_{22}} & -\frac{\nu_{23}}{E_{33}} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{31}}{E_{11}} & -\frac{\nu_{32}}{E_{22}} & \frac{1}{E_{33}} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{23}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{13}} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{23} \\ \tau_{13} \end{pmatrix} \quad (3.5)$$

Bei numerischen Lösungsansätzen wird in der Regel davon ausgegangen, dass die Nachgiebigkeitsmatrix in Gl. 3.5 symmetrisch aufgebaut ist. Deshalb muss für die Querdehnzahlen Gl. 3.6 gelten.

$$\frac{\nu_{12}}{E_{22}} = \frac{\nu_{21}}{E_{11}} \quad \text{bzw.} \quad \frac{\nu_{13}}{E_{33}} = \frac{\nu_{31}}{E_{11}} \quad \text{bzw.} \quad \frac{\nu_{23}}{E_{33}} = \frac{\nu_{32}}{E_{22}} \quad (3.6)$$

Nach [Neuhaus 2017] ist dieser Zusammenhang für den Werkstoff Holz nicht gegeben. Folglich müsste die Nachgiebigkeitsmatrix einen unsymmetrischen Aufbau aufweisen. Sind die Zwängungen infolge Querdehnung jedoch von untergeordneter Wichtigkeit, so nimmt die Bedeutung der Verformungsanteile aus den Elementen der Nebendiagonalen ab. Deshalb wird aufbauend auf den Untersuchungen aus [Grosse 2005] trotzdem ein symmetrischer Aufbau unterstellt. Somit werden neun verschiedene Materialparameter benötigt, um das Verhalten im linear-elastischen Bereich beschreiben zu können. Die Auffassung als orthotropes Material ist zwingend notwendig, da bei der Unterstellung eines transversal-isotropischen Verhaltens nur ein Schubmodul berücksichtigt wird [Altenbach 2015]. Dies führt besonders bei Rollschubbeanspruchung zu einer verfälschten Abbildung des Rollschubmoduls  $G_{23}$  [Grosse 2005].

Da sowohl in wissenschaftlichen Betrachtungen (vgl. [Kreuzinger et al. 1999], [Sandhaas 2012]) als auch normativ [DIN EN 338] keine Unterscheidung zwischen radialer und tangentialer Beanspruchung vorgenommen wird, wird im Rahmen dieser Arbeit ebenfalls nur zwischen Beanspruchung in Faserrichtung und senkrecht zur Faserrichtung unterschieden.

Die linear-elastische Materialantwort kann sowohl mittels des bereits in Abaqus implementierten Moduls Engineering Constants, als auch vom benutzerdefinierten Materialmodell abgebildet werden. Dabei kann auf die in Kapitel 3.1 erwähnte Python-Schnittstelle zurückgegriffen werden. Mittels dieser Schnittstelle können beliebige benutzerdefinierte Materialgesetze, auch User-Subroutine VUMAT genannt, in der

Programmiersprache Fortran90 definiert und erfasst werden. Dabei steigt jedoch der programmertechnische Aufwand stark an und es ist unerlässlich, diese Modelle ausführlich zu testen.

Die Grundlagen dazu sind [Sandhaas 2011] und [Sandhaas 2012] zu entnehmen. Dort wird eine elasto-plastische User-Subroutine UMAT zur Beschreibung des Materialverhaltens von Holz entwickelt, welche bei impliziten Lösungsverfahren angewendet werden kann. Aufgrund der Verwendung des CDP-Betonmodells und der verbesserten Konvergenz bei nichtlinearen Berechnungen wird im Rahmen dieser Arbeit ein expliziter Lösungsalgorithmus verwendet [Simulia 2019]. Deshalb ist eine Überführung in eine VUMAT für explizite Lösungsverfahren notwendig. Dabei unterscheidet sich die programmspezifische Umsetzung der Berechnungsschritte bei expliziter Berechnung von der impliziten Berechnung.

### 3.4.3.2 Uniaxiales Bruch- und Versagensverhalten

Eine rein linear-elastische Modellierung ist im Rahmen dieser Arbeit nicht zielführend, da die maßgebenden Versagensarten des Verbundmittels bewertet werden sollen und ein mögliches Lochleibungsversagen im Holzquerschnitt durch stark nichtlineare Effekte charakterisiert ist. Um der Nichtlinearität Rechnung zu tragen, werden idealisierte Spannungs-Dehnungs-Beziehungen nach Erreichen der Elastizitätsgrenze definiert. Diese orientieren sich am realen Werkstoffverhalten (vgl. Abb. 2.1) und ergeben somit sowohl für den Druck-, Zug- und Schubbereich als auch je Beanspruchungsrichtung unterschiedliche Materialantworten.

Dabei wird nach Abb. 3.7 a) im Druckbereich eine ideal plastische Beziehung verwendet. Nach Erreichen der uniaxialen Druckfestigkeit  $f_{c,0}$  bzw.  $f_{c,90}$  verbleibt die Spannung auf diesem Niveau. Es wird kein Lastabfall modelliert. Auch die Verfestigung bei sehr großen Verformungen (vgl. Abb. 2.1) wird nicht abgebildet.

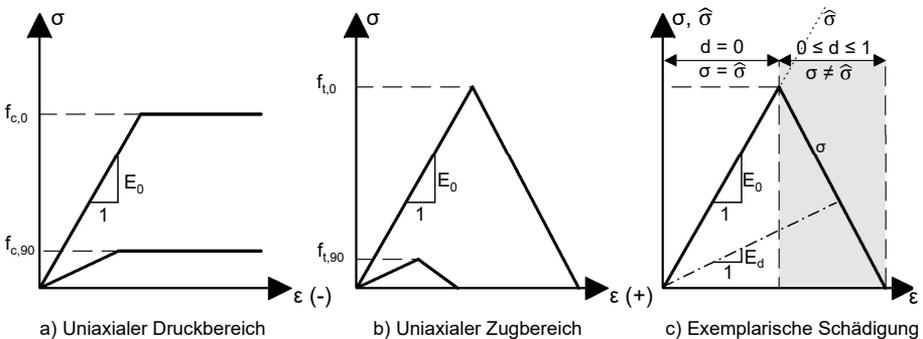


Abb. 3.7: Idealierte Materialantworten im uniaxialen Druck- und Zugbereich - nicht maßstäblich

Im Zugbereich wird nach anfänglichem linear-elastischen Verhalten nach Erreichen der uniaxialen Zugfestigkeit  $f_{t,0}$  bzw.  $f_{t,90}$  eine lineare Entfestigung nach Abb. 3.7 b) modelliert. Dieses Vorgehen ist analog zum modellierten Materialverhalten von Beton auf Zug, dem jedoch eine nichtlineare Entfestigungsvorschrift zugrunde liegt. Der Abfall der aufnehmbaren Spannung wird über die experimentell bestimmbare Bruchenergie als Fläche unter der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung definiert. Das Verhalten nach

Erreichen der Schubfestigkeit ähnelt sehr stark dem Querzugversagen. Deshalb wird bei Schubversagen ebenfalls eine lineare Entfestigungsvorschrift vorgesehen. Folglich sind neun verschiedene Spannungs-Dehnungs-Beziehungen bei der Materialmodellierung im uniaxialen Bereich zu berücksichtigen.

Das im vorangegangenen Abschnitt bereits erwähnte Modul Engineering Constants kann ebenfalls plastische Bereiche abbilden. Allerdings kann nur eine charakteristische Arbeitslinie für den Druck- und den Zugbereich definiert werden. Über Skalarfaktoren kann dieser Bereich je Beanspruchungsrichtung gestreckt oder gestaucht werden. Somit kann den unterschiedlichen Festigkeiten je nach Faserwinkel Rechnung getragen werden. Allerdings ist eine Unterscheidung zwischen Druck- und Zugbereich nicht vorgesehen. Folglich ist es nicht möglich, zwischen dem spröden Verhalten des Werkstoffs im Zugbereich und dem duktilen Verhalten im Druckbereich zu unterscheiden. Das benutzerdefinierte Materialmodell nach [Sandhaas 2012] kann alle neun verschiedenen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen berücksichtigen. Die Auswirkung der beiden Materialmodelle auf die Ergebnisse der numerischen Simulationen wird in Kapitel 4 dargestellt.

### 3.4.3.3 Schädigungsparameter

Um die beschriebenen Materialantworten im Rahmen des benutzerdefinierten Materialmodells abbilden zu können, wird die geschädigte Nachgiebigkeitsmatrix  $C^{dam}$  auf Grundlage der kontinuierlichen Schädigungsmechanik (Continuum Damage Mechanics CDM) eingeführt. Folglich wird nach Gl. 3.7 die linear-elastische Steifigkeit entsprechend reduziert und somit die auftretende Schädigung abgebildet. Dieser Ansatz wird im Bereich der Faserverbundwerkstoffe, welche ebenfalls durch eine ausgeprägte Orthotropie gekennzeichnet sind, häufig angewendet [Matzenmiller et al. 1995], [Maimí et al. 2007], [Lopes 2009].

$$\varepsilon = C^{dam} \cdot \sigma \quad (3.7)$$

Die Nachgiebigkeitsmatrix  $C^{dam}$  wird nach Gl. 3.8 durch Einführung von Schädigungsparametern  $d$  bestimmt. Diese können Werte von null bis eins annehmen. Der Wert eins entspricht einer vollständigen Schädigung des Materials. Die verbleibende Reststeifigkeit des Elements wird zu null. Der grau markierte Bereich in Abb. 3.7 c) stellt den Bereich der Schädigungsentwicklung am Beispiel einer Entfestigung dar.

$$C^{dam} = \begin{pmatrix} \frac{1}{(1-d_0)E_{11}} & \frac{-\nu_{12}}{E_{22}} & \frac{-\nu_{13}}{E_{33}} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{21}}{E_{11}} & \frac{1}{(1-d_{90R})E_{22}} & \frac{-\nu_{23}}{E_{33}} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{31}}{E_{11}} & \frac{-\nu_{32}}{E_{22}} & \frac{1}{(1-d_{90T})E_{33}} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{(1-d_{\theta R})G_{12}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{(1-d_{\theta 01})G_{23}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{(1-d_{\theta T})G_{13}} \end{pmatrix} \quad (3.8)$$

Wie beispielsweise in [Matzenmiller et al. 1995] und [Donhauser 2022] beschrieben, muss zur Erfüllung der grundlegenden Annahmen der klassischen Kontinuumsmechanik die Symmetrie der Nachgiebigkeitsmatrix auch im geschädigten Zustand gelten.

Deshalb werden die Elemente der Nebendiagonalen in Gl. 3.8 von der Schädigung entkoppelt. Es wird folglich unterstellt, dass Schädigungen keinen Einfluss auf die Querkontraktionszahl haben.

Der Schädigungsparameter definiert die Schädigungsentwicklung und somit das Materialverhalten. Dabei sind beliebige Formulierungen möglich. Wie im Vorangegangenen festgelegt, soll im Druckbereich eine ideal-plastische Beziehung und im Zug- bzw. Schubbereich eine lineare Entfestigung modelliert werden. Dies führt zur Definition der Parameter  $d_c$  bzw.  $d_t$  und  $d_v$  nach Gl. 3.9.

$$d_c = 1 - \frac{1}{\kappa} \leq 0,95$$

$$d_t = d_v = 1 - \frac{1}{f_{max}^2 - 2 \cdot G_f \cdot E} \cdot \left( f_{max}^2 - \frac{2 \cdot G_f \cdot E}{\kappa} \right) \leq 0,95 \quad (3.9)$$

Mit:

$d$	Schädigungsparameter im Druck- (c) bzw. Zug- (t) und Schubbereich (v)
$\kappa$	Zustandsvariable
$f_{max}$	Maximale Festigkeit in der jeweiligen Beanspruchungsrichtung
$G_f$	Bruchenergie der jeweiligen Versagensart

Dabei wird über die Zustandsvariable  $\kappa$  die Irreversibilität der Schädigungen berücksichtigt. Weiterhin werden mit dieser Variable die einzelnen Versagensmodi des Holzes und damit auch das mehraxiale Werkstoffverhalten abgebildet. Die Zusammenhänge werden im folgenden Abschnitt behandelt. Durch die Einführung von neun verschiedenen Schädigungsparametern (vgl. Tab. 3.1) kann bei der Auswertung der numerischen Ergebnisse die maßgebende Versagensart visualisiert werden.

Dadurch, dass bei diesem Ansatz die modifizierte Steifigkeitsmatrix mit den vorliegenden Dehnungen multipliziert wird, werden keine plastischen Dehnungen erfasst [Sandhaas 2012]. Die Unterstellung ist in der Realität nicht korrekt, da bei plastischen Beanspruchungszuständen auch plastische Dehnungen im Material verbleiben. Allerdings werden im Rahmen dieser Arbeit keine Beanspruchungszustände untersucht, bei denen eine ausgeprägte plastische Verformung mit anschließender Lastumkehr (z. B. zyklische Beanspruchung) auftritt. Deshalb ist die Vereinfachung zulässig.

### 3.4.3.4 Mehraxiales Werkstoffverhalten

Wird das Versagen auf Mikrostrukturebene des Holzes betrachtet, kann festgestellt werden, dass die Versagensebenen größtenteils in verschiedenen lokalen Bereichen auftreten und somit unabhängig voneinander sind [Eberhardsteiner 2002], [Grosse 2005]. So werden die Schädigungen im Druck- und Zugbereich je Beanspruchungsrichtung nicht voneinander beeinflusst. Weiterhin findet durch Schädigung in longitudinaler Richtung ( $\sigma_{11}$ ) keine Beeinflussung der Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung statt. Lediglich zwischen den Beanspruchungen senkrecht zur Faser, Längsschub und Rollschub ist aufgrund der identischen Gleitflächen eine Interaktion zu berücksichtigen. Nach [Sandhaas 2012] wird das mehraxiale Werkstoffverhalten nicht durch eine Versagensfläche (vgl. [Hill 1948], [O. Hoffmann 1967]), sondern durch ein mehrflächiges Fließkriterium  $F(\sigma)$  beschrieben. Dies führt zu den acht Versagenskriterien in Tab. 3.1. Dabei werden die Interaktion von Querkzug- mit Schubspannungen mittels quadratischer

Interaktion und die restlichen Versagensmodi mit Hilfe eines Maximalspannungskriteriums berücksichtigt. Der linear-elastisch ermittelte Schätzwert der Spannung  $\hat{\sigma}$  bestimmt dabei den Zustand von  $F(\sigma)$ . Eine Erhöhung der Schubfestigkeit bei vorliegendem Querdruck wird konservativ nicht berücksichtigt.

Tab. 3.1: Überblick über die Versagensmodi (VM) des benutzerdefinierten Materialmodells mit Kennzeichnung der Versagenscharakteristik: (=) duktil; (-) lineare Entfestigung

VM	Bedingung	Schädigungsparameter	Versagenskriterium
I (=)	$\sigma_{11} \geq 0$	$d_{t,0}$	$F_{t,0}(\sigma) = \frac{\hat{\sigma}_{11}}{f_{t,0}} \leq 1$
II (-)	$\sigma_{11} < 0$	$d_{c,0}$	$F_{c,0}(\sigma) = \frac{ \hat{\sigma}_{11} }{f_{c,0}} \leq 1$
III (-)	$\sigma_{22} \geq 0$	$d_{t,90,r}, d_{v,r}, d_{roll}$	$F_{t,90,r}(\sigma) = \left(\frac{\hat{\sigma}_{22}}{f_{t,90}}\right)^2 + \left(\frac{\hat{\sigma}_{12}}{f_0}\right)^2 + \left(\frac{\hat{\sigma}_{23}}{f_{roll}}\right)^2 \leq 1$
IV (=)	$\sigma_{22} < 0$	$d_{c,90,r}$	$F_{c,90,r}(\sigma) = \frac{ \hat{\sigma}_{22} }{f_{c,90}} \leq 1$
V (-)	$\sigma_{22} < 0$	$d_{v,r}, d_{roll}$	$F_{v,r}(\sigma) = \left(\frac{\hat{\sigma}_{12}}{f_0}\right)^2 + \left(\frac{\hat{\sigma}_{23}}{f_{roll}}\right)^2 \leq 1$
VI (-)	$\sigma_{33} \geq 0$	$d_{t,90,t}, d_{v,t}, d_{roll}$	$F_{t,90,t}(\sigma) = \left(\frac{\hat{\sigma}_{33}}{f_{t,90}}\right)^2 + \left(\frac{\hat{\sigma}_{13}}{f_0}\right)^2 + \left(\frac{\hat{\sigma}_{23}}{f_{roll}}\right)^2 \leq 1$
VII (=)	$\sigma_{33} < 0$	$d_{c,90,t}$	$F_{c,90,t}(\sigma) = \frac{ \hat{\sigma}_{33} }{f_{c,90}} \leq 1$
VIII (-)	$\sigma_{33} < 0$	$d_{v,t}, d_{roll}$	$F_{v,t}(\sigma) = \left(\frac{\hat{\sigma}_{13}}{f_0}\right)^2 + \left(\frac{\hat{\sigma}_{23}}{f_{roll}}\right)^2 \leq 1$

Ist  $F(\sigma) < 1$ , befindet sich das Material im linear-elastischen Zustand. Wird der Wert eins erreicht, so beginnt die Entwicklung der Schädigungen. Daraus folgt, dass die Zustandsvariable  $\kappa$  in Gl. 3.9 als das Maximum aus eins und  $F(\sigma)$  aufzufassen ist. Um die Konvergenz des numerischen Modells zu verbessern, werden die Schädigungsparameter unter Berücksichtigung einer viskosen Dämpfung (Beiwert  $\eta$ ) berechnet.

### 3.4.4 Bewehrungsstahl

Der Bewehrungsstahl wird als isotropes Material mit bilinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehung modelliert. Dabei müssen die aus Zugprüfungen ermittelten Spannungen und Dehnungen von technischen Werten in wahre Spannungen und Dehnungen umgerechnet werden [Simulia 2019]. Die jeweiligen Materialkennwerte des Bewehrungsstahls sind Anhang D zu entnehmen.

### 3.4.5 Elastomer

Die zur Vermeidung von Spannungsspitzen eingesetzten Elastomere werden linear-elastisch abgebildet, da sie nur der Auflagerung bzw. Lasteinleitung dienen. Die verwendeten Materialkennwerte sind in Anhang B, Anhang C und Anhang D gegeben.

## 4 Numerische Untersuchungen an Kleinteilversuchen

### 4.1 Allgemeines

Zum neuartigen Verbundmittel Betonnocke liegen noch keine Erkenntnisse zum Trag- und Verformungsverhalten vor. Deshalb werden zunächst umfangreiche numerische Betrachtungen durchgeführt. Da eine Kalibrierung der numerischen Simulationen unerlässlich ist, wird auf bereits durchgeführte Versuche mit dem Verbundmittel Kerbe zurückgegriffen. Mit dem kalibrierten Modell werden die Einflüsse verschiedener Parameter auf das Tragverhalten der Betonnocke untersucht. Die Kalibrierung findet in Zusammenarbeit mit [Fleischer 2020] und die Parametervariation unter Mithilfe von [A. Müller 2021] statt. Durch Kenntnis der maßgebenden Parameter auf das Trag- und Verformungsverhalten der Betonnocke können die experimentellen Untersuchungen in Kapitel 5 zielführend konzipiert und materialsparend durchgeführt werden.

Nach Durchführung der experimentellen Kleinteilversuche zur Betonnocke in Kapitel 5 wird das numerische Modell final an diesen Versuchsergebnissen kalibriert und für weitergehende Betrachtungen verwendet.

### 4.2 Kalibrierung des numerischen Modells

Da kein vergleichbares Verbundmittel im HBV-Bau in den betrachteten Literaturstellen existiert, muss zur Kalibrierung auf Versuche mit anderen Verbundmitteln zurückgegriffen werden. Als gut geeignet zeigen sich die Push-out-Versuche in [Loebus et al. 2017]. Dabei wird ein innenliegender BSP-Querschnitt mit zwei außenliegenden Betonquerschnitten mittels Kerven verbunden. Die Kerven binden nur in die äußere Schicht des BSP ein, welches in zwei verschiedenen Konfigurationen ( $0^\circ$  und  $90^\circ$ ) geprüft wird.  $0^\circ$  bedeutet, dass die äußere Lamellenlage in Faserrichtung beansprucht wird.  $90^\circ$  meint, dass die Faserrichtung dieser Schicht senkrecht zur Belastungsrichtung ist. Abb. 4.1 a) zeigt exemplarisch den Versuchsaufbau.

Dieser Aufbau wird unter Ausnutzung der Symmetriebedingungen in Abaqus überführt. Das verwendete BSP ist nicht seitenverklebt und nach [ETA-09/0036] bauaufsichtlich zugelassen. Der Querschnitt wird durch separates Modellieren der einzelnen Lamellenlagen abgebildet. Jeder Lage wird dann entsprechend der Faserrichtung ein lokales Koordinatensystem zugeordnet (vgl. Abb. 4.4). Der Beton ist bei Prüfbeginn der Festigkeitsklasse C20/25 zuzuordnen. Die zur Verfügung stehenden Materialkennwerte sind Tab. B.1 und Tab. B.2 in Anhang B zu entnehmen. Es werden keine Festigkeiten des Holzes experimentell ermittelt.

Wie bereits in Kapitel 3 beschrieben, wird die Materialantwort des Betons mittels des CDP-Modells abgebildet. Die Eingabeparameter sind in Tab. B.3 und Tab. B.4 gegeben. Zur Modellierung der Materialeigenschaften des Holzes werden die beiden in Kapitel 3 aufgezeigten Möglichkeiten betrachtet.

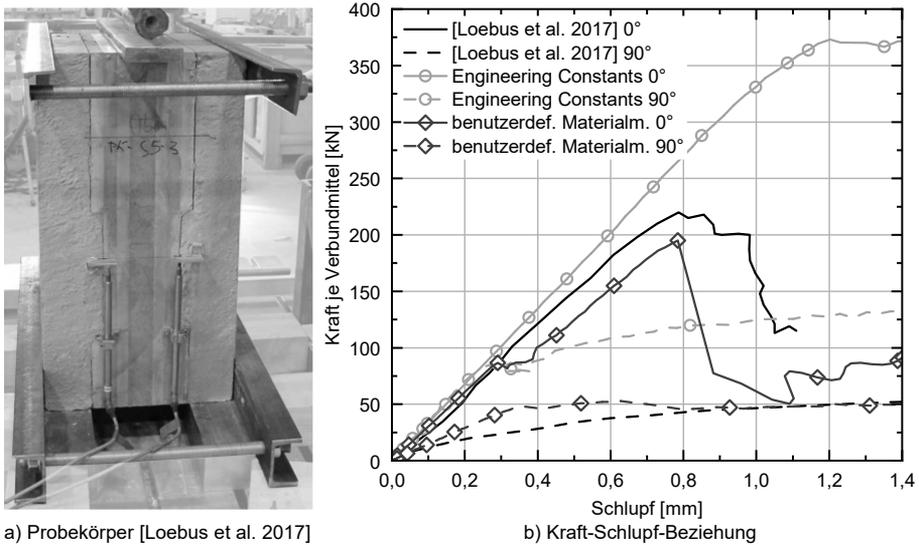


Abb. 4.1: Gegenüberstellung der experimentell ermittelten Kraft-Schlupf-Beziehung aus [Loebus et al. 2017] mit numerischen Simulationen

In Abb. 4.1 b) sind die experimentell ermittelten Kraft-Schlupf-Beziehungen den numerischen Ergebnissen gegenübergestellt. Verglichen mit den Versuchsergebnissen beider Konfigurationen weist die Simulation mit dem bereits standardmäßig in Abaqus implementierten Materialmodell eine sehr deutliche Überschätzung der maximalen Prüfkraft auf. Die fehlende Unterscheidung zwischen Druck- und Zugbereich und die nur bedingt mögliche Anpassung der Eigenschaften zwischen longitudinaler und radialer/tangentialer Richtung lässt eine zufriedenstellende Abbildung nicht zu. Folglich kann das Materialmodell im Rahmen dieser Arbeit nicht zielführend eingesetzt werden und wird im Folgenden nicht weiter betrachtet.

Die Modellierungsvariante mittels benutzerdefiniertem Materialmodell bildet die Versuchsergebnisse deutlich realitätsnäher ab und stimmt bezüglich des Versagenszeitpunktes und des Lastabfalls in der Konfiguration 0° mit dem Versuch überein. Da keine experimentelle Ermittlung der Holzfestigkeiten in [Loebus et al. 2017] durchgeführt wird, können die benötigten Mittelwerte nur abgeschätzt werden. Sie sind in Tab. B.5 gegeben und liegen näherungsweise im Wertebereich aus Tab. 2.2. Auch die Tragfähigkeit der 90° Konfigurationen wird mit den gleichen Materialparametern gut angenähert. Auf ein iteratives Anpassen der Materialfestigkeiten zur besseren Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen wird verzichtet. Ein weiterer Vorteil des benutzerdefinierten Materialmodells ist die Möglichkeit zur Visualisierung von Schädigungsparametern. In Abb. 4.2 wird das Versagen der 0° Konfiguration (Rollschubversagen in Schicht 2) mit den Rollschubschädigungen der Simulation verglichen. Unmittelbar nach Maximallast (Abb. 4.2 c)) nehmen die Schädigungen sehr stark zu und führen zum Lastabfall.

Folglich stellt das benutzerdefinierte Materialmodell eine wirkungsvolle Möglichkeit zur Untersuchung des neuartigen Verbundmittels Betonnocke dar. Neben den Zielparametern der richtungsunabhängigen Tragfähigkeit und Steifigkeit können auch die bisher nicht bekannten Versagensmodi im Vorfeld untersucht werden.

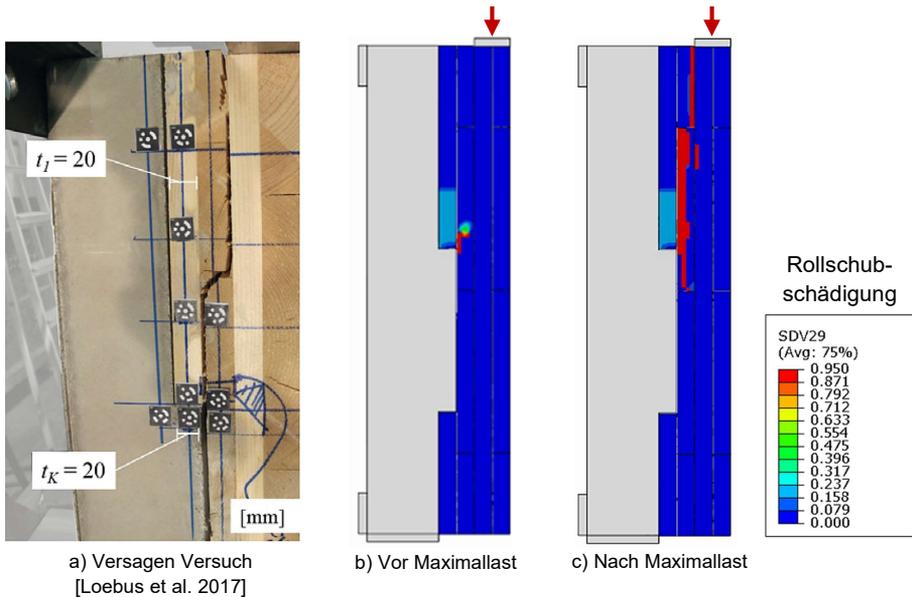


Abb. 4.2: Gegenüberstellung der maßgebenden Schädigungen des BSP-Querschnitts der Konfiguration  $0^\circ$  aus [Loebus et al. 2017] mit den Ergebnissen aus numerischen Simulationen

Eine weitere Folgerung aus den Betrachtungen ist, dass Kerfen in dieser Ausführung nicht für eine richtungsunabhängige Lastübertragung geeignet sind. Die Steifigkeiten und Tragfähigkeiten unterscheiden sich je Konfiguration sehr stark. [Loebus et al. 2017] stellt fest, dass ein Einbinden des Verbundmittels in die ersten beiden Schichten des BSP diesen negativen Effekt bei Kerfen etwas verbessert. Die Richtungsabhängigkeit bleibt jedoch weiterhin bestehen.

## 4.3 Simulation neuartiges Verbundmittel

### 4.3.1 Aufbau des Referenzprobekörpers

Um das Verbundmittel gezielt untersuchen zu können, wird ein doppelsymmetrischer Push-out-Aufbau mit außenliegenden Betonquerschnitten in Anlehnung an [DIN GEN/TS 19103] konzipiert. In Abb. 4.3 sind die Abmessungen des Referenzkörpers in Abhängigkeit des Nockendurchmessers gegeben. Der Lagenaufbau und die Dicke des BSP-Querschnitts werden nicht variiert. Die Einbindetiefe der Betonnocke beträgt bei allen Simulationen konstant 30 mm. Dabei wird die erste Schicht vollständig und die zweite Schicht zur Hälfte durchtrennt. Im Betonquerschnitt wird keine Bewehrung vorgesehen.

Da zunächst gezielt die Eigenschaften des einzelnen Verbundmittels überprüft werden sollen, wird je Seite nur eine Betonnocke angeordnet. Die Interaktion der Verbundmittel wird anschließend gesondert untersucht. Wie in Abschnitt 2.3.3.2 beschrieben, werden horizontale Abspannungen angeordnet, welche ein Abheben des Betonquerschnitts vom BSP-Querschnitt an dieser Stelle verhindern.

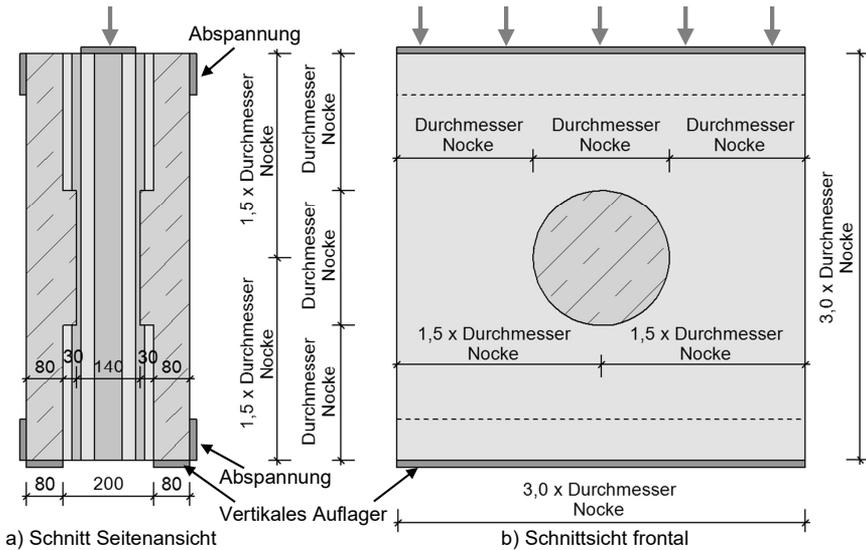


Abb. 4.3: Aufbau des Referenzprobekörpers in Abhängigkeit des Nockendurchmessers

Um die Richtungsunabhängigkeit des Verbundmittels verifizieren zu können, werden drei verschiedene Ausrichtungskonfigurationen untersucht. Es wird zwischen  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  und  $90^\circ$  unterschieden. Diese Konfigurationen werden aus der schematisch dargestellten Längsschubbeanspruchung der Verbundmittel in Abb. 4.4 a) bei einer zweiachsigen Tragwirkung unter einer konstanten Flächenlast abgeleitet. In der Mitte der jeweiligen Bauteilkante wird die Betonnocke je nach Ausrichtung in  $0^\circ$  oder  $90^\circ$  Richtung belastet.  $0^\circ$  bedeutet, dass die Faser der ersten Schicht in Beanspruchungsrichtung verläuft. In den Ecken wird das Verbundmittel in einem gewissen Winkel schräg zur Faserrichtung beansprucht, was durch die Konfiguration  $45^\circ$  abgedeckt wird.

Abb. 4.4 b) gibt einen detaillierten Überblick über den exemplarischen Aufbau des BSP-Querschnitts für die Konfiguration  $0^\circ$ . Die unterschiedlichen lokalen Koordinatensysteme sind ebenfalls dargestellt. Diese sind notwendig, um die ausgeprägte Richtungsabhängigkeit der einzelnen Lamellenlagen des BSP numerisch abbilden zu können. Die Ausrichtung der lokalen Koordinatensysteme für alle anderen Konfigurationen sind analog durch die jeweilige Rotation der Koordinatensysteme zu erhalten. Die Materialkennwerte werden aus der vorangegangenen Kalibrierung übernommen, lediglich die Referenzbetonfestigkeitsklasse wird auf C30/37 erhöht. Dieser Beton soll im späteren Deckensystem verwendet werden. Detaillierte Angaben zum Aufbau des numerischen Modells in Abaqus sind Anhang B zu entnehmen.

### 4.3.2 Zielsetzung

Im Folgenden werden einzelne Parameter untersucht und ihre Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten dargestellt. Der im vorherigen Abschnitt gezeigte Aufbau stellt dabei immer die Referenz dar. Zielkriterien bei der Variation sind ein identisches Trag- und Verformungsverhalten mit gleichzeitig ausreichender Tragfähigkeit und hoher Steifigkeit für alle Konfigurationen. Dies ist für eine zweiachsige Tragwirkung der

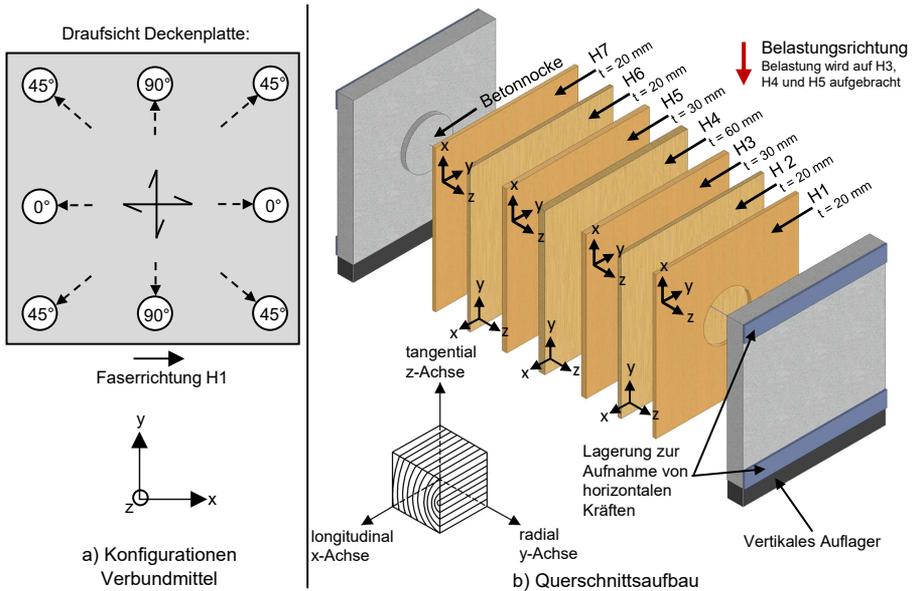


Abb. 4.4: Lage der Verbundmittel in der Deckenplatte mit schematischer Darstellung der Beanspruchung in Richtung der Hauptschubbeanspruchung a) und Querschnitt des Probekörpers mit lokalen Koordinatensystemen für die Konfiguration 0° b)

HBV-Decke unerlässlich. Außerdem wird eine ausreichende Duktilität angestrebt. Das Versagen soll sich durch große Verformungen ohne Lastabfall ankündigen. Ein sprödes und damit schlagartiges Versagen soll ausgeschlossen werden. Um eine hohe Beanspruchung durch die lokale Lasteinleitung einzelner Verbundmittel zu vermeiden, ist ein weiteres Ziel, die Betonnocke flächig verteilen zu können. Dazu werden geringe Abstände zwischen den Nocken benötigt.

### 4.3.3 Parameter: Durchmesser des Verbundmittels

Zunächst wird der Durchmesser des Verbundmittels variiert. Für die drei Konfigurationen ergibt sich mit Durchmesser  $d = 150 \text{ mm}$  die in Abb. 4.5 dargestellte Kraft-Schlupf-Beziehung. Im linear-elastischen Bereich bis ca. 0,6 mm Schlupf sind nahezu identische Steifigkeiten zu verzeichnen. Bei knapp 70 kN weisen 0° und 45° einen sehr ausgeprägten und schlagartigen Lastabfall auf. Die entstehenden Schädigungen im Beton sind exemplarisch für den Zeitpunkt vor und nach Maximallast in der Schnittsicht dargestellt. Vor Erreichen der Maximallast sind keine Schädigungen erkennbar. Erst auf Tragfähigkeitsniveau entwickeln sich deutliche Schädigungen. Entlang der Grundfläche der Betonnocke findet ein vollständiges Abscheren des Verbundmittels, was sich in Druck- und Zugschädigungen im Beton zeigt, statt.

Bei 90° tritt das spröde Abscherversagen der Betonnocke erst bei einem Schlupf von knapp 4 mm auf. Der vorherige Abfall ist auf eine leichte Schädigung im BSP-Querschnitt zurückzuführen. Aufgrund des spröden Versagens in der Grundfläche ist der Durchmesser  $d = 150 \text{ mm}$  als ungeeignet anzusehen.

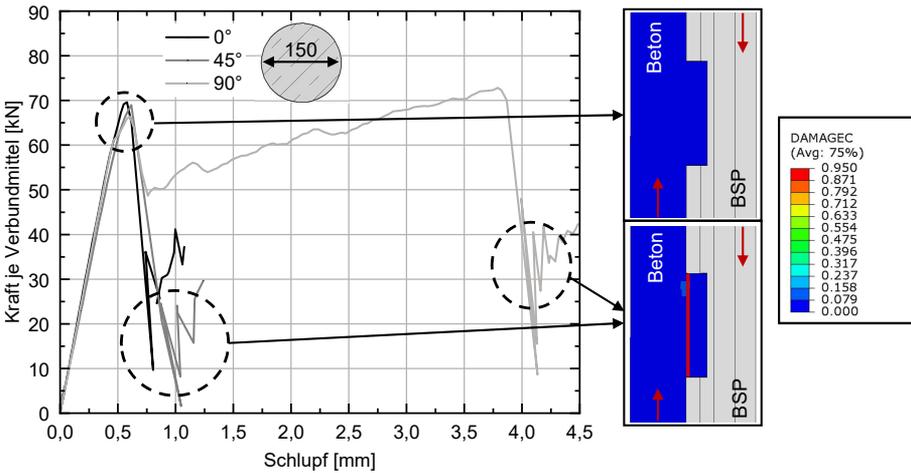


Abb. 4.5: Kraft-Schlupf-Beziehung der Betonnocke mit Durchmesser  $d = 150$  mm und maßgebendes Versagen

Anschließend wird der Durchmesser sukzessive bis auf 300 mm erhöht. Die prozentualen Auswirkungen der Erhöhung auf die Tragfähigkeit und Steifigkeit des Verbundmittels in Bezug auf  $d = 150$  mm sind in Abb. 4.6 dargestellt. Die Steifigkeit wird im Bereich bis 60 % von  $F_{max}$  bestimmt. Bei  $0^\circ$  findet bei  $d = 200$  mm weiterhin ein Abscherversagen statt. Die erreichte prozentuale Erhöhung der Tragfähigkeit stimmt mit der quadratischen Zunahme der Scherfläche überein. Bei größeren Durchmessern nimmt die Tragfähigkeit nicht mehr quadratisch zu, steigt jedoch überproportional zum Durchmesser an. Eine Erhöhung des Durchmessers von 150 auf 300 mm führt zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit um ca. 160 %. Sie beträgt also das 2,6-fache der Ausgangstragfähigkeit.

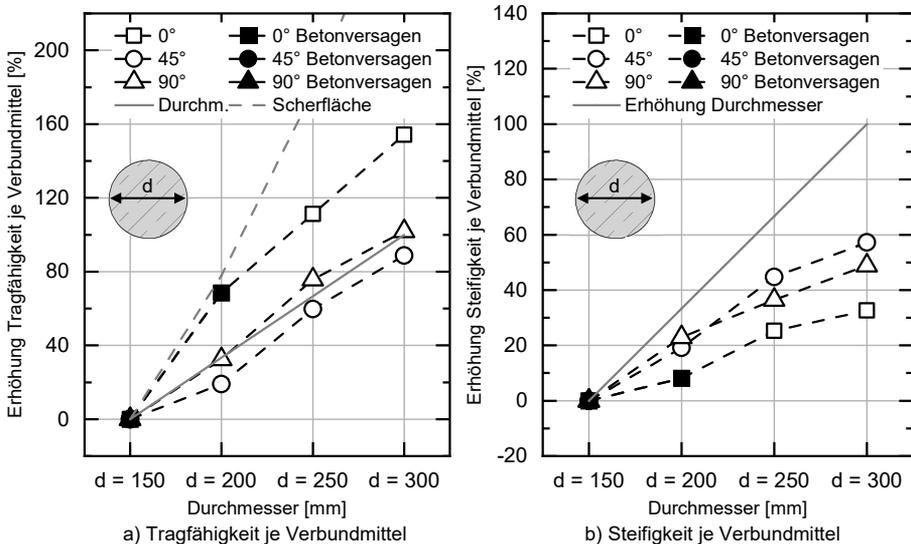


Abb. 4.6: Prozentuale Erhöhung der Eigenschaften der Betonnocke in Bezug auf  $d = 150$  mm

Bei  $d = 200$  mm ist bei  $45^\circ$  und  $90^\circ$  kein sprödes Abscherversagen der Betonbocke erkennbar. Das Versagen wird in den BSP-Querschnitt umgelagert und führt zu einem sehr duktilen Verhalten des Verbundmittels nach Erreichen der Tragfähigkeit. Folglich kann ab  $d = 250$  mm bei den drei Konfigurationen ausschließlich Holzversagen festgestellt werden. Auf das Versagensverhalten des BSP-Querschnitts wird in Abschnitt 4.3.7 detailliert eingegangen. Die Tragfähigkeiten von  $45^\circ$  und  $90^\circ$  nehmen näherungsweise linear mit der Erhöhung des Durchmessers zu. Alle untersuchten Steifigkeiten in Abb. 4.6 b) zeigen im Vergleich zum Durchmesser eine unterproportionale Zunahme.  $0^\circ$  weist dabei die geringste Zunahme auf. Trotzdem kann approximativ von einer gleichen Steifigkeit für die drei Konfigurationen ausgegangen werden.

Um ein sprödes Abschneiden der Betonbocke auch bei Auftreten einer lokalen Fehlstelle oder niedriger Betonfestigkeitsklasse zuverlässig vermeiden zu können, wird der Durchmesser  $d = 300$  mm als Durchmesser der Betonbocke festgelegt und nicht weiter variiert. Alle weiteren Simulationen werden mit diesem Durchmesser durchgeführt.

#### 4.3.4 Parameter: Randabstand in Krafrichtung

Ein weiterer entscheidender Parameter ist der Randabstand  $a$  in Krafrichtung, welcher oft auch als Vorholzlänge bezeichnet wird. Abb. 4.7 gibt einen Überblick über den Einfluss des Randabstands auf die absoluten Werte für Tragfähigkeit und Steifigkeit des Verbundmittels. Auffällig ist, dass die Konfiguration  $0^\circ$  eine sehr starke Abhängigkeit vom Randabstand aufweist. Bei geringen Vorholzlängen nimmt die Tragfähigkeit stark ab. Diese Abhängigkeit liegt im Versagensverhalten der jeweiligen Konfiguration (vgl. Abschnitt 4.3.7) begründet.

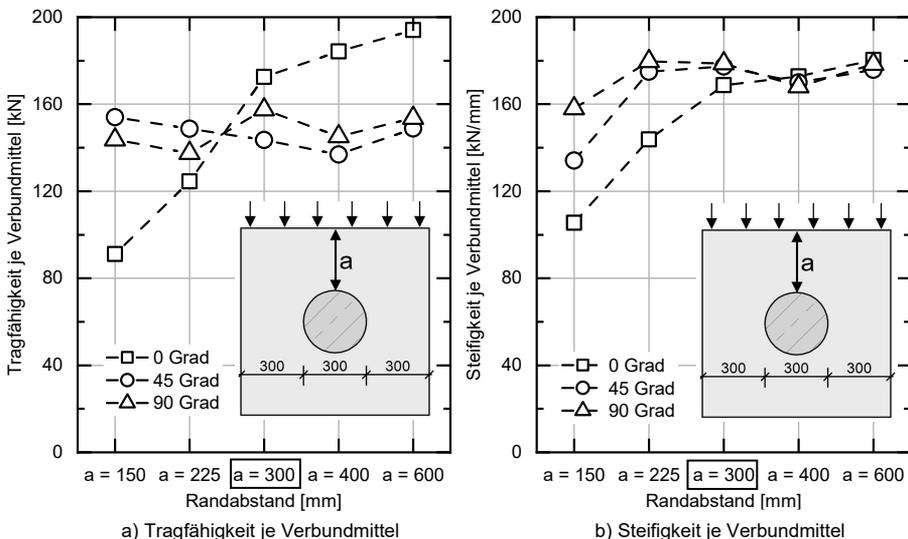


Abb. 4.7: Einfluss des Randabstands  $a$  auf Tragfähigkeit und Steifigkeit der Betonbocke

Entspricht  $a$  mindestens dem Durchmesser  $d = 300$  mm, liegt die Tragfähigkeit von  $0^\circ$  oberhalb der beiden anderen Konfigurationen  $45^\circ$  und  $90^\circ$ , welche nahezu keine Beeinflussung durch die Variation des Abstandes  $a$  zwischen 150 mm und 600 mm

aufweisen. Die leichten Schwankungen der Tragfähigkeit sind durch numerische Effekte begründet. Der Einfluss auf die Steifigkeit ist bei  $0^\circ$  ebenfalls am stärksten ausgeprägt. Bei  $a = 150 \text{ mm}$  nimmt sie im Vergleich zu  $a = 300 \text{ mm}$  um bis zu 70 % ab. Auch  $45^\circ$  zeigt für geringe Randabstände eine negative Beeinflussung der Steifigkeit. Ab  $a = 300 \text{ mm}$  weisen alle drei Konfigurationen nahezu identische Steifigkeitswerte auf. Eine weitere Vergrößerung des Randabstands führt zu keiner Erhöhung der Steifigkeit.

Da die Tragfähigkeiten für  $a = 300 \text{ mm}$  nur um ca. 30 kN voneinander abweichen und die Steifigkeiten nahezu identisch sind, wird dieser Randabstand im Weiteren als Referenzabstand festgelegt und nicht weiter variiert.

### 4.3.5 Parameter: Randabstand seitlich

Nach Untersuchung des Randabstandes in Krafrichtung wird der seitliche Abstand variiert. Er wird auf 200 mm reduziert bzw. auf 400 mm erhöht. Die Auswirkungen auf Tragfähigkeit und Steifigkeit des Verbundmittels sind Abb. 4.8 zu entnehmen. Dabei werden die Ergebnisse auf den Referenzabstand von  $b = 300 \text{ mm}$  bezogen.

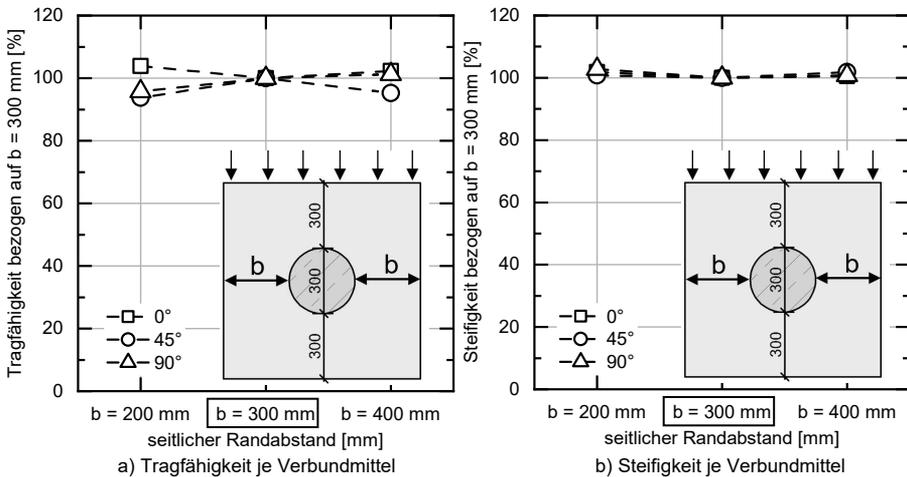


Abb. 4.8: Einfluss des seitlichen Randabstands  $b$  auf Tragfähigkeit und Steifigkeit der Betonnocke

Für den betrachteten Wertebereich zeigen sich nur vernachlässigbar kleine Auswirkungen und auch die Versagensverhalten der einzelnen Konfigurationen ändern sich nicht. Im Weiteren wird der Abstand von  $b = 300 \text{ mm}$  beibehalten.

### 4.3.6 Weitere Parameter

Zusätzlich werden noch weitere Parameter variiert. Die Dicke des unbewehrten Betonquerschnitts des Referenzprobekörpers beträgt 80 mm. Eine Erhöhung dieser Dicke zeigt keinen Einfluss auf das Tragverhalten. Eine Verringerung der Abmessungen ist nicht möglich, da aus den abhebenden Kraftkomponenten im Bereich des Verbundmittels eine lokale Biegebeanspruchung des Betonquerschnitts resultiert und diese bei geringeren Dicken nicht aufgenommen werden kann. Auch die Abmessungen der

horizontalen Lager werden variiert. Die Referenzhöhe beträgt 100 mm. Für 50 mm und 150 mm zeigt sich keine Beeinflussung des Trag- und Verformungsverhaltens.

Die Einbindetiefe des Verbundmittels wird nicht variiert, da ein Einbinden in die ersten beiden Lamellenlagen nach [Loebus et al. 2017] für eine richtungsunabhängige Tragwirkung zwingend erforderlich ist. Eine Erhöhung der Dicke der ersten beiden BSP-Lagen (Dicke jeweils 20 mm) scheint ebenfalls nicht zielführend, da dies die Exzentrizität der Schubkrafteinleitung erhöht.

#### 4.3.7 Versagensverhalten

Wie bereits in den vorangegangenen Abschnitten erwähnt, lässt sich aus den numerischen Simulationen das maßgebende Versagen des Verbundmittels abschätzen. Dies stellt bezogen auf die experimentellen Untersuchungen einen großen Vorteil dar, da so der Versuchsaufbau und die eingesetzte Messtechnik entsprechend angepasst werden können. Abb. 4.9 gibt einen schematischen Überblick über die beobachteten Versagensverhalten für die Konfiguration  $0^\circ$  und  $90^\circ$ . Das Versagen der  $45^\circ$  Konfiguration ist nahezu identisch zu  $90^\circ$ .

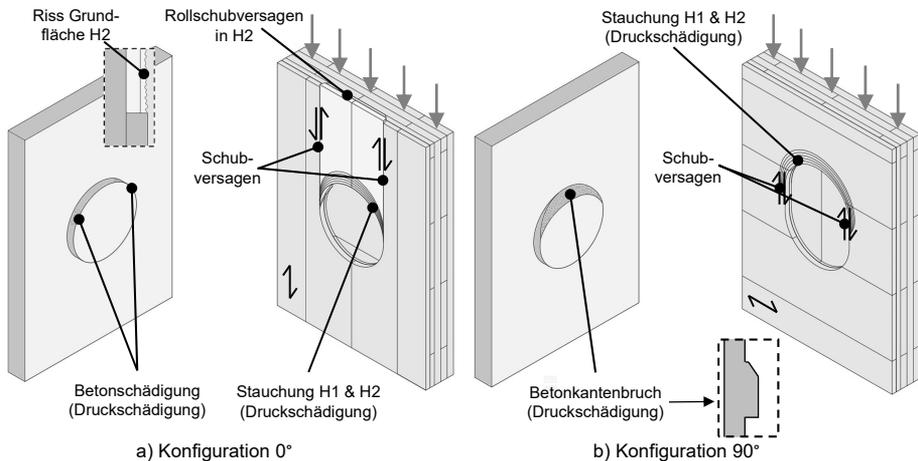


Abb. 4.9: Versagensverhalten des Verbundmittels Betonnocke, abgeleitet aus numerischen Simulationen

Bei Belastung des Verbundmittels in der Konfiguration  $0^\circ$  (H1 wird in Faserrichtung beansprucht) stellen sich zunächst lokal begrenzte Druckstauchungen in den ersten beiden Lamellenlagen (H1 und H2) ein (Abb. 4.9 a)). Maßgebend für die Versagenslast ist jedoch die Rollschubbeanspruchung der zweiten Lage des BSP. Dort verlaufen die Fasern senkrecht zur Krafrichtung. Durch die geringe Rollschubfestigkeit wird die Bildung einer Scherfläche in H2 begünstigt. Zusätzlich entwickeln sich zum Versagenszeitpunkt Schubschädigungen entlang der seitlichen Flanken des Verbundmittels, welche senkrecht zur Oberfläche von Holzschicht 1 bis zur Mitte von Schicht 2 verlaufen. Dadurch bildet sich ein Ausbruchkörper oberhalb des Verbundmittels, welcher sich nach oben zum freien Rand hin aus dem BSP-Querschnitt löst. Deshalb wird die Tragfähigkeit von  $0^\circ$  sehr stark durch die Vorholzlänge beeinflusst. Das Versagen ist als spröde und ohne

merkliche Vorankündigung einzustufen. Eine genauere Verifizierung des Versagens findet in Kapitel 5 statt. Der Betonquerschnitt weist nahezu keine Schädigungen auf, lediglich an den seitlichen Flanken sind leichte Druckschädigungen erkennbar.

Die 90° Konfiguration (Abb. 4.9 b)) zeigt ein grundlegend anderes Versagensverhalten. Es bilden sich zwar ebenfalls lokal begrenzte Druckstauchungen in H1 und H2, jedoch bildet sich kein Ausbruchkörper, da H2 in Faserrichtung beansprucht wird und daher die Schubfestigkeit dieser Grundfläche (Längsschub) deutlich erhöht ist. Da das Druckversagen von Holz generell als duktil einzustufen ist, tritt bei 90° kein sprödes Versagen auf. Die Beanspruchung wird hauptsächlich durch H2 auf die Betonnocke übertragen. Dies resultiert in einer lokal sehr hohen Druckbeanspruchung der Nockenvorderkante und führt im weiteren Belastungsverlauf zu einer Schädigung dieser Vorderkante. Durch die entstandene schräge Lasteinleitungsfläche entstehen deutlich größere Verformungen senkrecht zur Verbundfuge.

### 4.3.8 Einfluss der Materialfestigkeiten

Ein weiterer maßgebender Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundmittels sind die Materialparameter der beiden Teilquerschnitte. Zunächst wird die Betonfestigkeitsklasse zwischen C20/25 und C40/50 variiert und mit der Referenzfestigkeitsklasse C30/37 verglichen. Ein Einfluss auf die Tragfähigkeit kann nicht festgestellt werden und ein sprödes Abscherversagen der Betonnocke ist in keinem Fall zu beobachten. Die Steifigkeitsänderung ist vernachlässigbar klein.

Da ein Betonversagen im genannten Wertebereich ausgeschlossen werden kann, wird im Folgenden der Einfluss der Holzfestigkeiten auf die Tragfähigkeit untersucht. Abb. 4.10 stellt die Änderung der Tragfähigkeit für einzelne Festigkeitsparameter des Holzes für die Konfigurationen 0° und 90° dar.

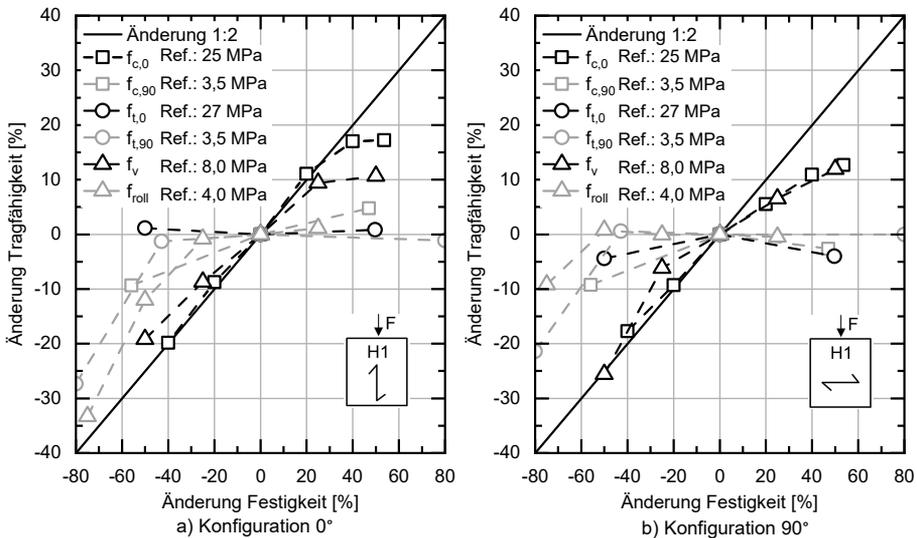


Abb. 4.10: Auswirkung der einzelnen Materialfestigkeiten auf die Tragfähigkeit der Betonnocke mit Angabe der Referenzfestigkeit

Die Druckfestigkeit in Faserrichtung und die Längsschubfestigkeit zeigen die größten Effekte auf die Tragfähigkeit, welche ungefähr im Verhältnis von 1:2 zur Reduktion der jeweiligen Festigkeit abnimmt. Die Rollschubfestigkeit hat bei  $0^\circ$  im Bereich von -25 % bis zu +25 % keinen Einfluss auf die Maximallast. Erst bei einer stärkeren Reduktion ist eine deutliche Abnahme der Tragfähigkeit zu verzeichnen. Dies ist durch das maßgebende Versagen zu erklären. Unterschreitet die Rollschubfestigkeit einen bestimmten Wert, wird das Rollschubversagen vor Ausnutzung der Druckfestigkeit maßgebend. Ähnliche Einflüsse sind bei der Zugfestigkeit senkrecht zur Faser zu beobachten. Ein solches Verhalten ist nicht auf ein maßgebendes Versagen zurückzuführen, sondern rührt aus der Definition der Schädigungsfaktoren des Materialmodells her (vgl. Abschnitt 3.4.3.3). Die Zug- und die Schubschädigung beeinflussen sich gegenseitig. Deshalb führen geringe Zugfestigkeiten zu einer erhöhten Schädigung, was auch die weiterhin übertragbare Schubspannung reduziert und deshalb zu einer verringerten Tragfähigkeit führt. Die Zugfestigkeit in Faserrichtung hat keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Auch der Einfluss der Druckfestigkeit senkrecht zur Faserrichtung ist recht gering und beeinflusst die Tragfähigkeit im Verhältnis von ca. 1:5.

Die getroffenen Aussagen stimmen grundsätzlich mit dem Tragverhalten der Konfiguration  $90^\circ$  in Abb. 4.10 b) überein. Allerdings sind Effekte aus Reduktion der Rollschubfestigkeit und der Zugfestigkeit senkrecht erst bei unrealistisch hohen Reduktionen dieser Festigkeiten zu beobachten. Eine Erhöhung der Druckfestigkeit in Faserrichtung oder der Längsschubfestigkeit führt zu einer verringerten Zunahme der Tragfähigkeit im Vergleich zu  $0^\circ$ . Dies ist auf die geringere Einbindetiefe in Schicht H2, welche in Faserrichtung beansprucht wird, zurückzuführen. Weiterhin wird überprüft, ob eine höhere Holzfestigkeit zu einem spröden Abscherversagen der Betonnocke führen kann. Dabei wird das Holz der Festigkeitsklasse C50 auf geschätztem Mittelwertniveau zugeordnet (verwendete Kennwerte siehe Tab. B.6) und mit einem Beton der Festigkeitsklasse C20/25 kombiniert. Auch für diese Kombination kann kein sprödes Abscherversagen beobachtet werden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Druckfestigkeit in Faserrichtung und die Längsschubfestigkeit maßgeblich für die Tragfähigkeitsentwicklung sind. Die Rollschubfestigkeit zeigt besonders bei  $0^\circ$  ab einer gewissen Grenze ebenfalls sehr deutliche Einflüsse. Auf diese Erkenntnisse wird bei der Entwicklung des Bemessungsmodells für das Verbundmittel in Kapitel 8 Bezug genommen.

#### 4.3.9 Interaktion der Verbundmittel

Für die zu entwickelnde Verbunddecke wird ein symmetrisches, flächiges Verbundmitteleraster benötigt. So können in beide Tragrichtungen nahezu identische Schubkräfte bei gleicher Steifigkeit übertragen werden. Bereits im frühen Entwurfsstadium des Rasters (vgl. Abb. 6.2) kann festgestellt werden, dass der schräge Abstand zwischen den versetzt angeordneten Verbundmittelreihen maßgebend wird. Deshalb ist es von besonderer Bedeutung, dass die Betonnocken in Konfiguration  $45^\circ$  auch mit geringeren Abständen in Krafrichtung keine Tragfähigkeits- und Steifigkeitseinbußen verzeichnen.

In Abb. 4.11 ist der Einfluss des Abstandes  $c$  auf Trag- und Verformungsverhalten dargestellt. Analog zur Tragfähigkeit der Einzelnocke zeigt sich bei  $0^\circ$  der stärkste Einfluss eines verringerten Abstandes  $c$ , da für geringe Werte ein Abscheren des Vorholzes

der unteren Nocke verfrüht auftritt. Die Konfigurationen  $45^\circ$  und  $90^\circ$  verzeichnen bis zu einem Abstand von  $c = 125$  mm kaum Einbußen bei Tragfähigkeit und Steifigkeit. Die Schwankungen der Tragfähigkeit sind auf numerische Effekte zurückzuführen. Der Traganteil der unteren Nocke N2 (Abb. 4.11 a) - grau dargestellt, bezogen auf die rechte Ordinatenachse) beträgt für alle Konfigurationen näherungsweise 50 %. Bei geringeren Abständen reduziert sich der Anteil auf ungefähr 45 %. Durch diese vergleichsweise niedrige Reduktion des Anteils von N2 kann von einer gleichmäßigen Aktivierung beider Verbundmittel ausgegangen werden.

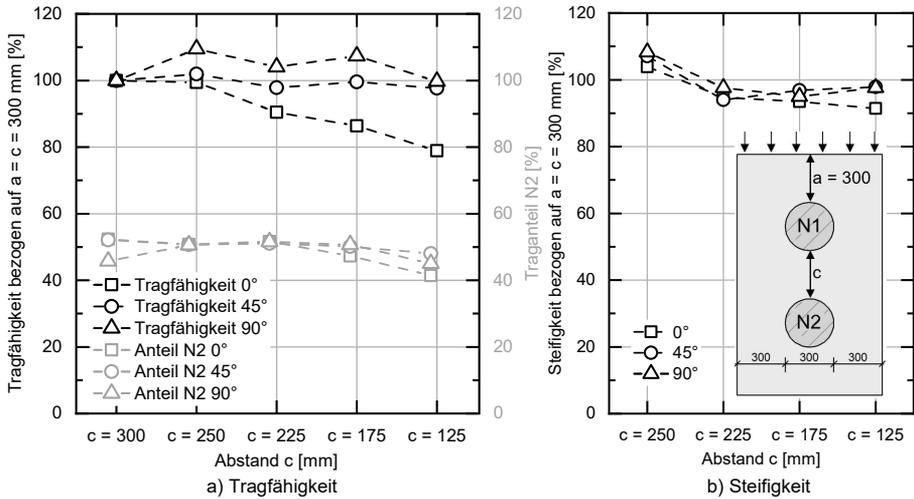


Abb. 4.11: Einfluss des Abstands  $c$  auf Tragfähigkeit und Steifigkeit der Betonnocke

Durch den maßgebenden schrägen Abstand im flächigen Raster, werden in  $0^\circ$ - und  $90^\circ$ -Richtung keine Abstände unterhalb 300 mm, was den Referenzabstand darstellt, erreicht. In schräger Richtung ergibt sich dafür ein Abstand von ungefähr 175 mm, was bei der  $45^\circ$  Konfiguration zu vernachlässigbaren Einbußen bei Tragfähigkeit und Steifigkeit führt.

### 4.3.10 Fazit

Das Potenzial des Verbundmittels Betonnocke kann in den vorangegangenen numerischen Untersuchungen sehr deutlich aufgezeigt werden. Unter Berücksichtigung der betrachteten Parameter ist es möglich, eine nahezu identische Steifigkeit in alle Tragrichtungen zu erzeugen. Die Tragfähigkeit nimmt von  $0^\circ$  zu  $45^\circ$  zu  $90^\circ$  leicht ab. Eine mögliche negative Interaktion zwischen den Verbundmitteln lässt sich bereits mit geringen Abständen effektiv verhindern.

Weiterhin wird der große Vorteil, welcher sich durch numerische Voruntersuchungen ergibt, verdeutlicht. Es ist eine effiziente Abschätzung der Einflüsse einzelner Parameter und die Charakterisierung von Versagensarten möglich. So können die experimentellen Untersuchungen in Kapitel 5 zielgerichtet und mit erfolgversprechenden Konfigurationen durchgeführt werden. Zusätzlich kann die Anordnung von Messtechnik entsprechend geplant werden.

## 4.4 Kalibrierung auf die Ergebnisse der Push-out-Serie 1

Da es sich bei den bisher verwendeten Materialparametern um geschätzte Mittelwerte handelt, wird das Materialmodell nach Durchführung der ersten experimentellen Untersuchungen (Kapitel 5.2) auf die Versuchsergebnisse kalibriert. Dabei kann teilweise auf experimentell ermittelte Kennwerte zurückgegriffen werden. Nicht experimentell bestimmte Materialfestigkeiten werden nach [JCSS 2006] errechnet oder iterativ angepasst und der realistische Wertebereich der Festigkeiten (vgl. Abschnitt 2.1.4) wird dabei berücksichtigt. Damit steht für die weiteren numerischen Betrachtungen des globalen Bauteilverhaltens ein speziell auf die Betonnocke kalibriertes Materialmodell zur Verfügung. Der sonstige Simulationsaufbau und alle zusätzlichen Annahmen entsprechen den vorangegangenen Ausführungen. Die numerischen Randbedingungen wie bspw. Kontakteigenschaften sind Tab. B.7 in Anhang B zu entnehmen. Der Lagenaufbau des BSP-Querschnitts und die Dicke des Betonquerschnitts werden an die experimentell betrachteten Querschnitte angepasst. Abb. 4.12 stellt die Kraft-Schlupf-Beziehung der experimentellen Untersuchungen der Serie 1 mit den Simulationsergebnissen für die Konfigurationen  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  und  $90^\circ$  gegenüber.

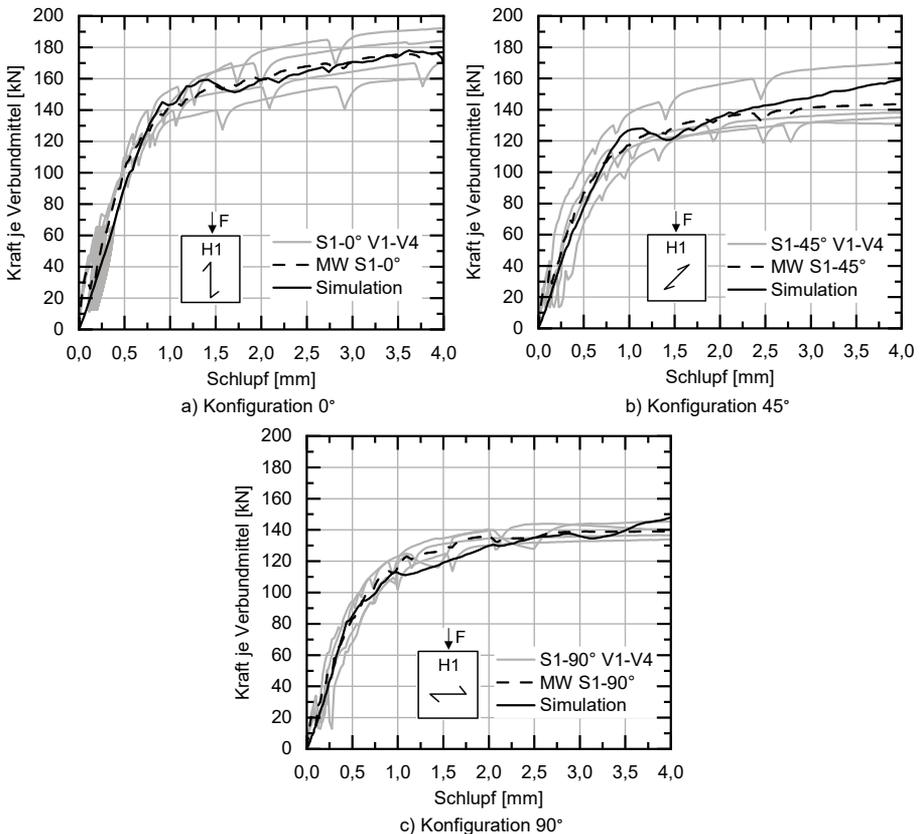


Abb. 4.12: Gegenüberstellung der experimentell und numerisch ermittelten Kraft-Schlupf-Beziehungen der Push-out-Versuche Serie 1

Die Simulationsergebnisse liegen für alle Ausrichtungen in der Nähe des Mittelwertes der experimentellen Untersuchungen und zeigen folglich eine hohe Übereinstimmung (vgl. Abb. 4.12). Alle drei Konfigurationen werden dabei mit identischen Materialkennwerten und Parametern numerisch betrachtet. Lediglich im unmittelbaren Kontaktbereich müssen je Konfiguration geringfügige Modifikationen durchgeführt werden. Diese werden im Folgenden beschrieben und sind Grundlage der Ergebnisse in Abb. 4.12. Die Abbildung des Übergangs des linear-elastischen Bereichs in den plastischen Bereich ist dabei eine besondere Herausforderung. Dieser Bereich ist durch beginnende Druckstauchungen im Kontaktbereich und einen Anriss in der Nockengrundfläche (Mitte von H2), welcher durch die dort auftretende Schubspannungsspitze begründet ist, gekennzeichnet. Diese Spannungsspitze ist in Abb. 4.13 a) schematisch und in Abb. 4.13 b) anhand von Ergebnissen aus numerischen Untersuchungen (blauer Bereich entspricht Schubspannungskonzentration) dargestellt. Wird das Vorholz in H1 und H2 durch die Belastung gestaucht, schert ein lokal begrenzter Bereich in den experimentellen Untersuchungen entlang der Grundfläche ab, was zu einem Abbau der Spannungskonzentration führt.

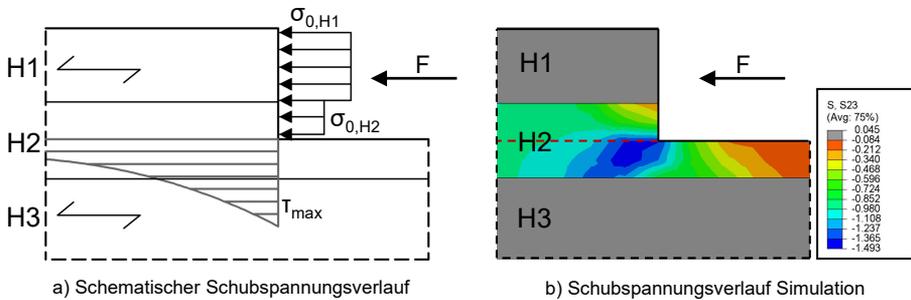


Abb. 4.13: Maximale Schubspannung in der Mitte von H2 durch Schubkrafteinleitung der Betonbocke.

Dieses lokal begrenzte Abscheren kann im vorliegenden numerischen Modell nicht abgebildet werden, da eine Schädigung nur durch Steifigkeitsreduzierung (verschmierte Rissbildung, vgl. Kapitel 3) der jeweiligen Elemente abgebildet wird. Die Bildung einer Scherfuge mit Ablösen der Elementkanten voneinander ist hier nicht möglich. Die lokale Überschreitung der Schubfestigkeit führt folglich zu einer hohen Schädigung und dadurch zu einem numerischen Reißverschlusseffekt. Die gesamte Scherfuge versagt bei 0° verfrüht unter der Bildung eines Ausbruchkörpers. Um dieser numerischen Instabilität entgegenzuwirken, werden, wie im Folgenden erläutert, einzelne Materialparameter erhöht. Eine Modellierung mittels Cohesive Behavior (vgl. [Kudla 2017]) führt nicht zu einer Verbesserung.

Die verwendeten Materialkennwerte des Holzes sind in Tab. B.10 gegeben. Der Elastizitätsmodul in Faserrichtung, die Druck- und Zugfestigkeit in Faserrichtung, die Rohdichte und der Feuchtegehalt werden experimentell ermittelt. Die restlichen Kennwerte werden aus Literaturwerten abgeleitet oder mittels [JCSS 2006] berechnet. Die Rollschubfestigkeit der Holzschicht H2 wird mit 4 MPa angesetzt, was deutlich über der realistischen Rollschubfestigkeit auf Mittelwertniveau (vgl. Tab. 2.2) liegt. Dies ist dem oben beschriebenen Effekt der numerischen Instabilität und des fehlenden Abbaus der Spannungsspitze geschuldet.

Bei 45° und 90° ist der maßgebende Schubspannungszustand in H2 als Längsschub zu identifizieren. Dieser wird mit der Festigkeit  $f_b = 7$  MPa modelliert. Wird das Holz mit diesen Festigkeiten abgebildet, so führt dies zu einem linear-elastischen Anstieg der Kraft-Schlupf-Beziehung mit anschließendem leichten Lastabfall. Nach dem Lastabfall nimmt die Last wieder zu und erreicht im plastischen Bereich den Wertebereich der experimentellen Untersuchungen. Dieses Verhalten ist noch angedeutet in Abb. 4.12 b) erkennbar. Der Lastabfall ist ebenfalls auf den Aufbau der Spannungsspitze in der Nockengrundfläche zurückzuführen, welche zu einer schlagartig einsetzenden und sehr ausgeprägten Schädigung in diesem Bereich führt. Es handelt sich folglich um einen numerischen Effekt. Um diesen Effekt vermeiden zu können, werden im unmittelbaren Kontaktbereich der Betonnocke mit H2 die Festigkeiten  $f_b$  und  $f_{t,90}$  mit dem Faktor 0,5 beaufschlagt. So wird dem Aufbau einer hohen Schubspannung im Kontaktbereich entgegengewirkt und der Übergang von linear-elastischen zum plastischen Bereich deutlich besser abgebildet.

Da besonders im Kontaktbereich zwischen Beton und BSP ein erhöhter Feuchtegehalt infolge der Betonage zu verzeichnen ist, führt dies entsprechend Tab. 2.1 zu einer lokalen Reduktion der Festigkeiten. Dies wirkt sich maßgeblich auf die Druckfestigkeit in Faserrichtung aus, da durch das Einfräsen der Nocke ein senkrechter Anschnitt der Fasern vorliegt. So wird eine Feuchtigkeitsaufnahme in den Holzquerschnitt begünstigt. Die reduzierte Festigkeit wird aufbauend auf Tab. 2.1 nach Gl. 4.1 abgeschätzt.

$$f_{c,0,mean,w} = f_{c,0,mean} \cdot (1 - (w_{gemessen} - w_{ref}) \cdot 0,06) \quad (4.1)$$

Auf die Druckfestigkeit senkrecht zur Faser ist die Auswirkung deutlich geringer, da hier die Fasern nicht senkrecht angeschnitten werden. Die restlichen Festigkeiten werden nicht im Bereich der Schubkrafteinleitung, sondern im Inneren des Querschnitts maßgebend. Deshalb wird auf eine Reduktion dieser Festigkeiten verzichtet.

Die verwendeten Materialkennwerte und die Eingangsparameter für das CDP-Modell sind in Tab. B.8 bzw. Tab. B.9 angegeben. Dabei muss angemerkt werden, dass der experimentell ermittelte Elastizitätsmodul (Tab. C.1) sehr gering ausfällt und damit keine zufriedenstellende Abbildung der Versuchsergebnisse möglich ist. Deshalb wird der Elastizitätsmodul des Betons auf 28.000 MPa erhöht. Die Parameter des CDP-Modells liegen im üblichen Wertebereich (vgl. [Zangeneh 2012], [Simulia 2019] und [Broschart 2020]).

Die Erkenntnisse aus der Vorsimulation haben trotz der beschriebenen Änderungen weiterhin Bestand. Die gezeigten Auswirkungen der einzelnen Parameter ergeben sich analog mit dem kalibrierten Modell. Lediglich die Absolutwerte der Tragfähigkeiten und Steifigkeiten ändern sich geringfügig.



# 5 Experimentelle Untersuchungen an Kleinteilversuchen

## 5.1 Allgemeines

### 5.1.1 Gesamtübersicht über das Kleinteilversuchsprogramm

Es werden insgesamt 45 doppelsymmetrische Push-out-Versuche mit außenliegenden Betonquerschnitten im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführt. Dabei werden verschiedene Parameter variiert. Tab. 5.1 gibt eine Übersicht über die durchgeführten Versuche und die betrachteten Parameter. Alle untersuchten Betonnocken weisen einen Durchmesser von  $d = 300$  mm auf.

Tab. 5.1: Übersicht über das Versuchsprogramm

	Breite $h_{ges}$	Höhe $h_{ges}$	Betondicke $t_c$	Abstand $h_i$	Nocken je Seite	Betonfestigkeits- klasse	Konfiguration	Ohne TK-S	Mit TK-S	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
Teil 1	Serie 1	900	900	100	-	1	C30/37	0°	4x	-
								45°	4x	-
								90°	4x	-
Teil 1	Serie 2	900	900	100	-	1	C20/25	0°	1x	2x
								45°	1x	2x
								90°	1x	2x
Teil 1	Serie 2a	900	900	100	-	1	C20/25	0°	-	1x
				100				90°	-	1x
				180				90°	-	1x
Teil 2	Serie 3	900	1480	120	300	2	C20/25	0°	3x	-
								45°	3x	-
								90°	3x	-
Teil 2	Serie 4	900	1375	120	175	2	C20/25	45°	3x	-
								0°	3x	-
								90°	3x	-
Teil 2	Serie 5	1570	1480	120	370	5	C20/25	0°	3x	-
								45°	3x	-
								90°	3x	-

Die experimentellen Untersuchungen dienen der Validierung und Erweiterung der Ergebnisse aus numerischen Simulationen. Außerdem können durch die Versuche Erkenntnisse über die Größe der Streuung der Materialeigenschaften gewonnen werden. In numerischen Simulationen lässt sich diese Kenngröße nicht quantifizieren.

Im ersten Teil der Versuche werden die Serien 1, 2 und 2a (S1, S2 und S2a) geprüft. Je Betonquerschnitt ist ein Verbundmittel mittig angeordnet und bei einigen Versuchen wird eine zentrisch angeordnete Tellerkopfschraube (TK-S) als Abhebesicherung vorge-

sehen. Es werden die Eigenschaften der Nocke ohne Einflüsse aus Randabstand und Beeinflussung durch weitere Verbundmittel geprüft. Die Ergebnisse dieser Versuche fließen in die Konzeption der Serien 3, 4 und 5 ein, welche anschließend durchgeführt werden. In diesen Serien wird die Interaktion mehrerer Verbundmittel untersucht, was besonders im Hinblick auf die spätere Anwendung in der Verbunddecke von Bedeutung ist. Es soll ein möglichst kleiner Abstand der Verbundmittel bei gleichzeitig gleichbleibender Traglast und Steifigkeit gefunden werden. Die Untersuchungen werden in Zusammenarbeit mit [Dernbach 2021], [Winandy 2022] und [Bouazra 2023] durchgeführt und auszugsweise in [Sorg et al. 2022a] und [Sorg et al. 2022b] veröffentlicht.

### 5.1.2 Allgemeiner Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Der Aufbau der Versuche wird in Anlehnung an den Versuchsaufbau aus [DIN CEN/TS 19103] Anhang C konzipiert und ist in Abb. 5.1 exemplarisch für S1 bzw. S2 dargestellt. Es handelt sich um einen doppelsymmetrischen Aufbau, bei dem der innenliegende Holzquerschnitt belastet wird. Die Abmessungen der jeweiligen Aufbauten sind Kapitel 5.2 bzw. Kapitel 5.3 zu entnehmen.

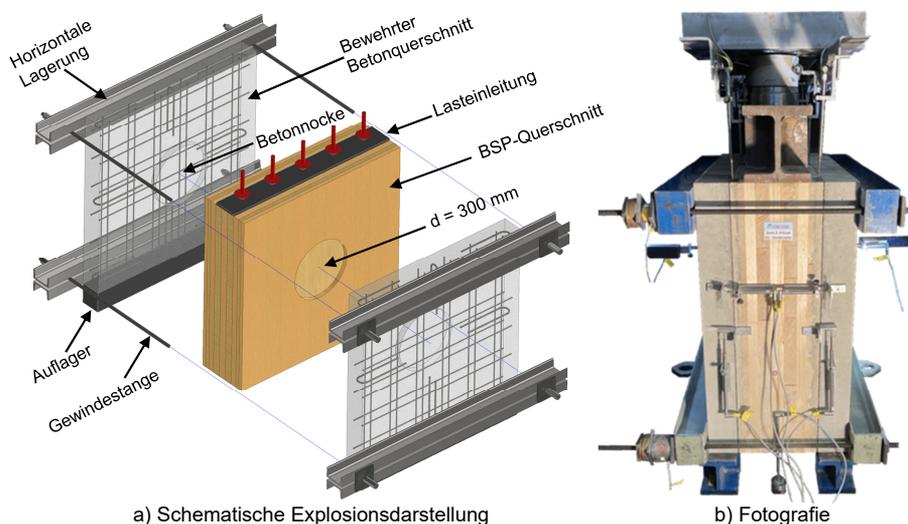


Abb. 5.1: Darstellung des Versuchsaufbaus

Das Belastungsschema orientiert sich an den Vorgaben aus [DIN EN 26891]. Dieses sieht vor, dass zunächst 40 % der geschätzten Höchstlast als Belastung aufgebracht werden soll. Anschließend wird die Last für 30 Sekunden konstant gehalten, danach auf 10 % abgesenkt und ebenfalls für 30 Sekunden pausiert. Abweichend zu den Anforderungen aus [DIN EN 26891] werden, um den Haftverbund zwischen Holz- und Betonquerschnitt zu lösen, in Teil 1 der Versuche in Anlehnung an [DIN EN 1994-1-1] 25 Vorbelastungszyklen zwischen 10 % und 40 % der geschätzten Höchstlast mit 1,0 mm/min weggeregelt aufgebracht. In Teil 2 wird nur ein Vorbelastungszyklus durchgeführt. Anschließend wird bei allen Versuchen die Belastung weggeregelt mit einer Geschwindigkeit von 0,25 mm/min gesteigert. Die Forderung, dass das Versagen innerhalb von 3 bis 5 Minuten nach Überschreiten der 70 % Grenze auftreten soll, wird

nicht eingehalten. Die Gesamtprüfzeit liegt oberhalb des in [DIN EN 26891] angegebenen Zeitrahmens von 10 bis 15 Minuten. Zusätzlich wird, um eine quasistatische Kraft-Schlupf-Beziehung zu ermitteln, alle 30 kN bis zum Erreichen der Maximallast die Belastung ca. 10 Minuten konstant gehalten, um eine Kurzzeitrelaxation zu ermöglichen.

### 5.1.3 Holzquerschnitt

Das verwendete BSP für die Kleinteilversuche ist in [ETA-06/0138] bauaufsichtlich geregelt. Die 24 Probekörper für S1, S2 und S2a werden aus einer Gesamtplatte entnommen und zusammen angeliefert. Die 21 Probekörper für die später durchgeführten Versuche der Serien 3, 4 und 5 werden aus zwei Gesamtplatten herausgetrennt und in einer zweiten Lieferung zusammengefasst.

Durch eine unterschiedliche Ausrichtung der Schnitte werden die verschiedenen Konfigurationen  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  und  $90^\circ$  erzeugt. Die zylindrischen Ausnehmungen werden mittels CNC-Fräsung in die Holzschichten 1 (H1) und H2 bzw. H8 und H9 eingebracht und weisen eine Tiefe von 30 mm auf. Die Benennung der einzelnen Schichten und die jeweiligen Dicken sind in Abb. 5.2 exemplarisch für S1 bzw. S2 dargestellt. Die Benennung der Holzschichten in den Serien 3, 4 und 5 ist analog. Die Dicke des BSP beträgt in allen Versuchen 260 mm und auch der Schichtaufbau des BSPs wird nicht variiert.

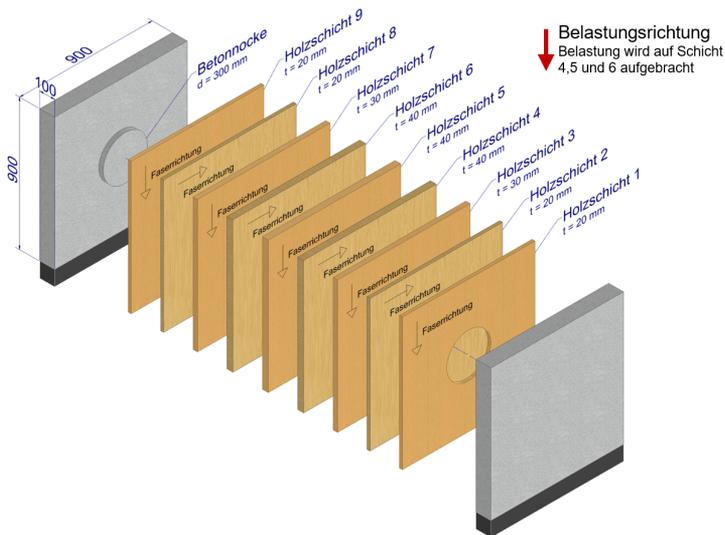


Abb. 5.2: Darstellung des Beton- und BSP-Querschnitts für Serie 1 bzw. 2 mit der jeweiligen Faserrichtung für die Konfiguration  $0^\circ$

### 5.1.4 Herstellung Versuchskörper

Alle Versuchskörper werden vertikal stehend betoniert. Die spätere Prüfrichtung ist entgegengesetzt zur Einfüllrichtung des Betons. Damit wird verhindert, dass durch Luft einschüsse, die an der bei der Betonage oben liegenden Seite auftreten können, die Tragfähigkeit reduziert wird. In Abb. 5.3 ist der Schalungsbau für die Betonage der Serie

1 exemplarisch gezeigt. Die Betonage erfolgt mit Transportbeton der Zielfestigkeitsklasse C20/25 bzw. C30/37.



Abb. 5.3: Schalungsbau für die Betonage der Serie 1 im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der RPTU Kaiserslautern-Landau

Die Bewehrung des Betonquerschnitts ist über alle Serien identisch und besteht aus jeweils zwei Q188A-Bewehrungsmatten und Steckbügeln an den freien Rändern mit dem Durchmesser  $\varnothing = 8$  mm. Die Bewehrung ist aus konstruktiven Gründen angeordnet und ist statisch nicht erforderlich. Die Betonnocke selbst ist unbewehrt. Die Lage und Anordnung der Bewehrung ist in Abb. 5.1 schematisch dargestellt. Die Betondeckung beträgt in allen Kleinteilversuchen allseitig 2 cm und wird mittels Abstandshaltern sichergestellt.

### 5.1.5 Materialeigenschaften

Begleitend zu jeder Betonage werden Festigkeits- und Steifigkeitsprüfungen des verwendeten Transportbetons durch das Materialprüfamt der RPTU Kaiserslautern-Landau nach den jeweiligen Prüfnormen [DIN EN 12390-3], [DIN EN 12390-6], [DIN EN 12390-13] durchgeführt. Der Stichprobenumfang je geprüfter Eigenschaft des Betons beträgt mindestens drei. Die Ergebnisse sind in Tab. C.1 in Anhang C für alle Serien angegeben.

Aus dem Herstellungsprozess der BSP-Probekörper der Serien 1 und 2 werden einzelne, zufällig ausgewählte Lamellen entnommen. An diesen Lamellen werden Prüfungen zur Bestimmung der Biegefestigkeit in Faserrichtung und des globalen Biege-Elastizitätsmoduls in Anlehnung an [DIN EN 408] durchgeführt. Es werden mindestens 15 kombinierte Elastizitätsmodul- und Biegezugprüfungen mit Korrektur der Bezugshöhe vorgenommen. Die Prüfung der Zugfestigkeit und der Druckfestigkeit in Faserrichtung findet nach den Angaben aus [DIN EN 408] statt. Die Mindestanzahl liegt bei 20 Probekörpern. Die durchgeführten Prüfungen sollen einen Richtwert der Festigkeiten auf Mittelwertniveau liefern. Die Ergebnisse können mit den in [JCSS 2006] angegebenen Berechnungsvorschlägen verglichen und nicht geprüfte Werte daraus abgeleitet werden.

Wie schon in Abschnitt 2.1.4 ersichtlich, ist der Berechnungsansatz nach [JCSS 2006] für Druck- und Zugfestigkeit senkrecht zur Faser als fraglich einzustufen. Die berechneten Werte sind aus Gründen der Vollständigkeit trotzdem in Tab. C.2 angegeben.

Um den Feuchtegehalt des Holzes zu ermitteln, wird nach [DIN EN 13183-2] an mehreren Probekörpern und zu mehreren Zeitpunkten die Holzfeuchte mittels des elektrischen Widerstands-Messverfahrens bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tab. C.2 dargestellt. Dabei ist besonders die erhöhte Holzfeuchte an der dem Beton zugewandten Seite auffällig. Sie liegt mit 15,8 - 19,1 % deutlich oberhalb der Feuchte des restlichen Holzquerschnitts (8,5 - 11,8 %). Der erhöhte Wassergehalt ist durch den Betoniervorgang und die angeschnittenen Lamellen im Bereich der Betonnocke zu erklären.

### 5.1.6 Anmerkungen zur Auswertung

Da in den Kleinteilversuchen mindestens zwei Verbundmittel je Probekörper untersucht werden, stellt die Versagenslast nur den Mittelwert der jeweils angeordneten Verbundmittel dar. In den symmetrischen Aufbauten wird sich durch die streuenden Materialeigenschaften des Holz- und Betonquerschnitts sowie geringen fertigungsbedingten Maßtoleranzen keine symmetrische Lastverteilung auf die Verbundmittel ergeben. Die steifere Seite wird mehr Last abtragen als die weniger steife Seite. Eine Messung dieses Verhaltens ist experimentell nicht umsetzbar. Außerdem ist eine gewisse Lastumlagerung bei Erreichen der Traglast eines Verbundmittels möglich. Das maßgebende Versagen tritt dabei nicht zwangsläufig auf der steiferen Seite auf. Vielmehr ist der Einfluss von lokalen Fehlstellen und den generell stark streuenden Festigkeitseigenschaften des Holzes ausschlaggebend.

Da in allen Versuchen die Verschiebungen gleichmäßig auftreten und kein ausgeprägtes Verdrehen des Probekörpers oder eine unsymmetrische Belastung erkennbar sind, scheint die Angabe der Verformungen als Mittelwert der verschiedenen Messpunkte je Versuch zulässig. Bei der Durchführung der Kleinteilversuche stellen sich große Verformungen ein. Deshalb wird die Bestimmung der Tragfähigkeit auf einen baupraktisch relevanten Schlupfbereich beschränkt, welcher in Anlehnung an den erreichten Schlupf in den Bauteilversuchen (Kapitel 6 und Kapitel 7) auf 10 mm festgelegt wird.

## 5.2 Verbundmittel Betonnocke (Serie 1, 2 und 2a)

### 5.2.1 Detaillierter Versuchsaufbau

Die Untersuchung der einreihigen Anordnung verteilt sich auf die Serien 1, 2 und 2a. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 5.1 und Abb. 5.4 dargestellt. Die einzelnen Abmessungen sind Tab. 5.1 zu entnehmen.

Sobald die Druckfestigkeit des Betons im Zielfestigkeitsbereich liegt, wird mit der Prüfung der Versuchskörper begonnen. Der Versuchskörper wird mit den außenliegenden Betonquerschnitten auf die Auflager gestellt. Zwischen Auflager und Beton wird eine 10 mm dicke Elastomerschicht zur Vermeidung von Spannungsspitzen an der Unterseite des Betonquerschnitts angeordnet. Die Auflager werden so angebracht, dass der lichte innere Abstand 280 mm beträgt. Da der Holzquerschnitt eine Breite von 260 mm

aufweist, ist mit diesem Abstand sichergestellt, dass Beton und Holzquerschnitt sich gegenläufig verschieben können und die Auflager diese Verschiebung nicht behindern.

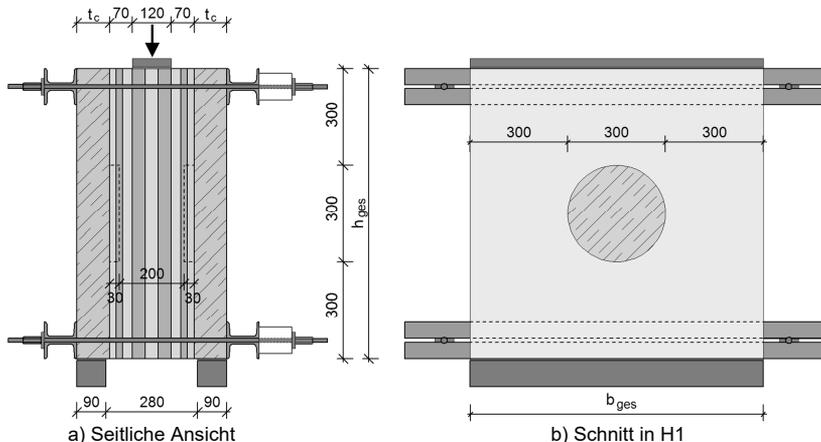


Abb. 5.4: Push-out-Versuchsaufbau der Serien 1 und 2

Die Belastung wird mittels einer Kalotte auf den Lastverteilungsträger aufgebracht. Zwischen Lastverteilungsträger und Holzquerschnitt wird ebenfalls eine 10 mm dicke Elastoschicht angeordnet. Durch den Abstand von 70 mm zwischen BSP-Außenkante und Lasteinleitung wird ein eventuelles Vorholzversagen, welches bei  $0^\circ$  in den numerischen Untersuchungen in Kapitel 4 auftritt, nicht behindert.

## 5.2.2 Zielsetzung

Serie 1 (S1) stellt die ersten Versuche, welche mit dem neuartigen Verbundmittel durchgeführt werden, dar. Deshalb ist das Ziel dieser Serie die Verifikation der numerischen Untersuchungen und die statistisch abgesicherte Bestimmung der Eigenschaften des Verbundmittels ohne Einflüsse des Randabstands.

Abweichend zu S1 wird S2 mit der Betonfestigkeitsklasse C20/25 ausgeführt. So wird untersucht, ob sich ein sprödes Abscherversagen der Nocke bei niedrigen Betonfestigkeiten einstellen kann. Aus Duktilitätsgründen ist dieses Versagen zu vermeiden, da es bei geringen Verformungen auftritt und zu einem sofortigen Verlust der Tragfähigkeit führt. Zusätzlich wird in einigen Versuchen der Serie 2 eine SPAX®-TK-S  $8 \times 180$  mm als Abhebesicherung vorgesehen. So kann festgestellt werden, inwieweit die abhebenden Kraftkomponenten durch die Schraube beeinflusst werden. Ihre Einbindetiefe in den BSP-Querschnitt beträgt 100 mm und sie wird mittig in der Nocke angeordnet.

In S2a werden zwei Versuche ohne horizontale Abspannungen durchgeführt. Damit weicht der Versuchsaufbau von den Forderungen aus [DIN CEN/TS 19103] ab. Jedoch kann so überprüft werden, ob das Tragverhalten des Verbundmittels maßgeblich vom Versuchsaufbau beeinflusst wird. In einem weiteren Versuch in S2a wird die Betondicke  $t_c$  auf 180 mm erhöht und mit horizontaler Abspannung getestet. Die Neigung der Druckstrebe zur vertikalen Achse wird durch die erhöhte Querschnittsdicke flacher. Die daraus entstehenden Effekte sollen untersucht werden.

## 5.2.3 Messtechnik

### 5.2.3.1 Verformungsmessungen mit induktiven Wegaufnehmern

Um in den experimentellen Untersuchungen Verformungen messen zu können, kommen induktive Wegaufnehmer zum Einsatz. Diese werden mittels Halterungen an den Versuchskörper angebracht und zeichnen an der jeweiligen Stelle die lokale Verschiebung in Messrichtung auf. Aus Abb. 5.5 und Abb. 5.6 kann die genaue Lage der einzelnen Messpunkte entnommen werden.

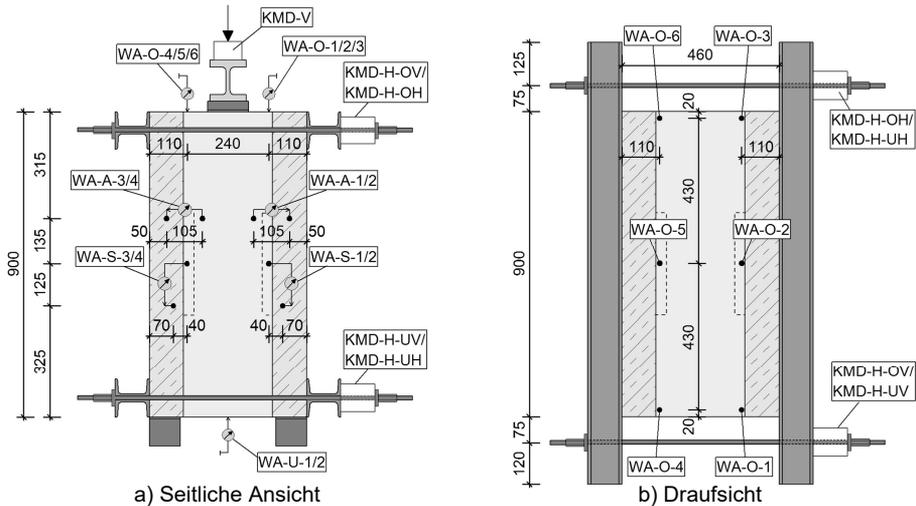


Abb. 5.5: Eingesetzte Messtechnik in den Push-out-Versuchen und Benennung der einzelnen Messstellen

Die Wegaufnehmer mit der Kennzeichnung WA-S messen die Relativverschiebung zwischen Beton- und BSP-Querschnitt in Krafrichtung. WA-S zeichnet folglich den Schlupf des Verbundmittels auf. Um sicherzustellen, dass die Ergebnisse nicht durch eine Verdrehung des Querschnitts beeinflusst werden, wird der Schlupf sowohl an der Vorderseite als auch an der Rückseite an je zwei Stellen gemessen. Die vier Wegaufnehmer mit der Kennzeichnung WA-A zeichnen die Relativverschiebung zwischen BSP- und Betonquerschnitt senkrecht zur Verbundfuge (WA-A-1 bis WA-A-4) auf. Alle Wegaufnehmer sind auf Höhe der Oberkante der Betonnocke angeordnet, da dort die abhebenden Effekte auftreten. Es wird an der Vorder- und Rückseite an jeweils zwei Stellen gemessen.

Weitere sechs Wegaufnehmer sind an der Oberseite des Holzquerschnitts (WA-O) angebracht. Sie messen die absolute Verschiebung des BSP-Querschnitts in Krafrichtung. So kann die Verformungsdifferenz zwischen der Außenseite (WA-O 1, 3, 4 bzw. 6) und direkt oberhalb der Nocke (WA-O 2 bzw. 5) ermittelt werden. Dadurch kann überprüft werden, ob sich entsprechend den numerischen Simulationen aus Kapitel 4 ein Ausbruchkörper oberhalb des Verbundmittels bildet und ob sich diese Verformungen schon frühzeitig ankündigen. Mit den mittig an der Unterseite des BSP-Querschnitts angeordneten Wegaufnehmern WA-U kann eine eventuelle Verdrehung des Holzquerschnitts erfasst werden. Bei keinem Probekörper lässt sich ein solches Verdrehen feststellen.

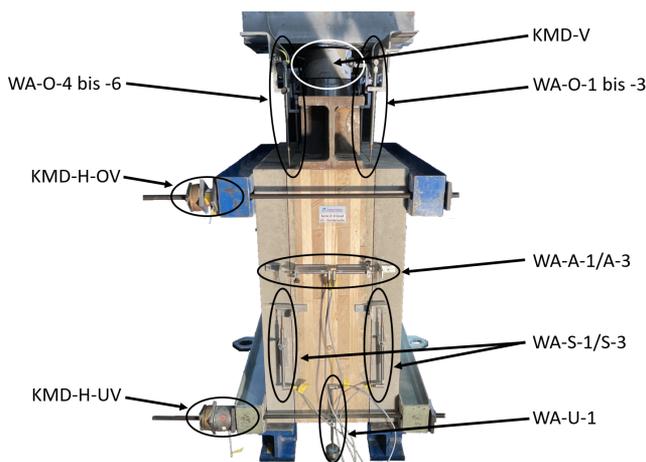


Abb. 5.6: Eingesetzte Messtechnik in Serie 1 und 2 am Versuchsaufbau (seitliche Ansicht)

### 5.2.3.2 Kraftmessungen der Querkzugstangen

An jeweils einer Seite jeder Querkzugstange wird ein Kraftmessring angebracht (vgl. Abb. 5.5 und Abb. 5.6). Damit können die abhebenden Kraftkomponenten des Verbundmittels erfasst werden. Die Charakterisierung von Kräften senkrecht zur Verbundfuge stellt einen sehr wichtigen Baustein in der Erfassung des Tragverhaltens des Verbundmittels dar. Damit sichergestellt werden kann, dass durch die horizontale Lagerung keine Querdruckkräfte vor Versuchsbeginn aufgebracht werden, wird jede Mutter nur handfest angezogen. Bei Versuchsbeginn wird überprüft, dass die durch die Kraftmessringe aufgezeichnete Kraft näherungsweise gleich null ist und somit eine Beeinflussung des Versuchsergebnisses durch eine Vorspannung verhindert wird. Eine Vorspannung würde Effekte der Reibung verstärken und folglich die Traglast erhöhen.

### 5.2.3.3 Optische 3D-Messtechnik

Von S1 werden zwei Holzkörper je Konfiguration vor der Betonage mit Hilfe von optischen 3D-Scans vermessen [GOM 2023]. Nach Versuchsende werden die Betonquerschnitte entfernt und ein zweiter 3D-Scan durchgeführt. In der GOM-Inspect-Software werden die polygonisierten Messergebnisse aufbereitet. Somit können die plastischen Verformungen und die Schädigungen des Holzquerschnittes im Bezug zum Ausgangszustand visualisiert werden und die Versagensmechanismen genauer charakterisiert werden. Von S2 wird ein Probekörper je Konfiguration vor und nach dem Versuch gescannt.

## 5.2.4 Ausgewählte Beobachtungen und Versuchsergebnisse

In Abb. 5.7 sind die Kraft-Schlupf-Beziehungen der Serien 1, 2 und 2a für die Konfiguration  $0^\circ$  dargestellt. Da die erzielten Verformungen sehr groß sind, werden der Gesamtverlauf und ein vergrößerter Ausschnitt des baupraktisch relevanten Bereichs abgebildet. Der Verlauf der Prüfkraft ist durch einen linear-elastischen Anstieg bis

ungefähr 60 % der Maximallast gekennzeichnet. Anschließend kann die Last weiter gesteigert werden, die Steifigkeit nimmt jedoch deutlich ab.

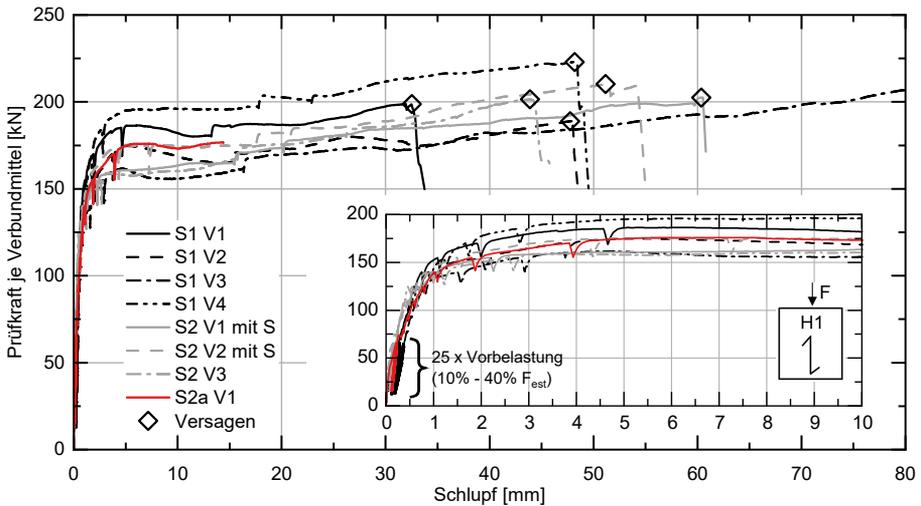


Abb. 5.7: Kraft-Schlupf-Beziehung der Serie 1, 2 und 2a in der Konfiguration 0°

Zwischen 1 mm bis 2 mm Schlupf erreicht die Prüfkraft ein erstes Plateau. Ab diesem Bereich wird die Druckfestigkeit des Holzes parallel (H1) und senkrecht zur Faser (H2) im Kontaktbereich überschritten und die einzelnen Fasern knicken aus. Sie werden solange komprimiert, bis sie die für Druckversagen charakteristische Wiederverfestigung zeigen. Die Druckstauchungen sind in Abb. 5.8 dargestellt. Das lokale Versagen kann als Lochleibungsversagen aufgefasst werden.

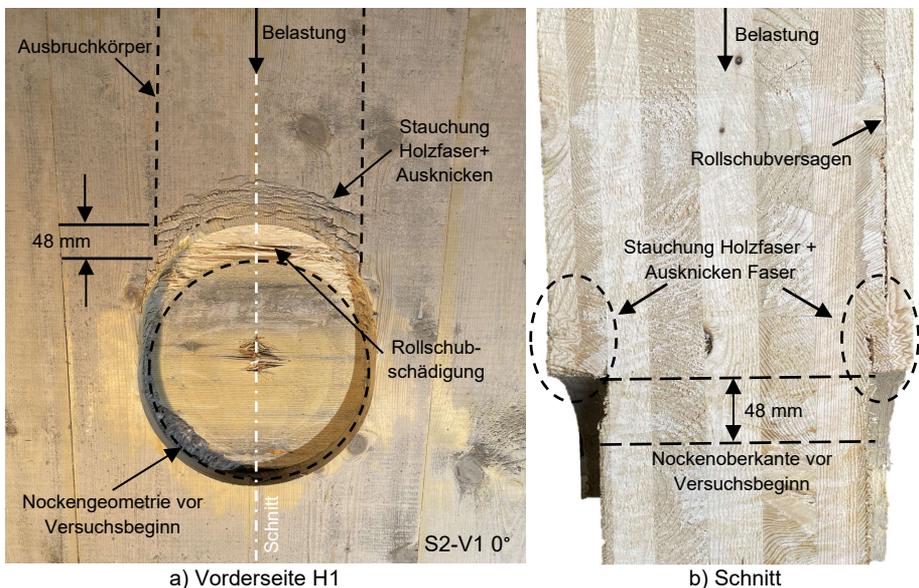


Abb. 5.8: Exemplarisches Versagen S2-V1 in der Konfiguration 0°

Die Tragfähigkeiten von S1 im Bereich bis 10 mm Schlupf liegen zwischen 160 kN und 195 kN. S2 weist einen sehr ähnlichen Wertebereich auf. Folglich kann ein Einfluss der geringeren Betonfestigkeit ausgeschlossen werden. Auch das Anordnen einer TK-S (S2-V1, V2 und S2a-V1) zeigt erwartungsgemäß keine Auswirkung auf die Kraft-Schlupf-Beziehung. S2a-V1 wird ohne horizontale Abspannung ausgeführt. Die erzielte Tragfähigkeit liegt sehr gut eingebettet im Wertebereich der restlichen Versuchsergebnisse. Damit kann gezeigt werden, dass durch die Abspannung keine unrealistische Beeinflussung des Trag- und Verformungsverhaltens des Verbundmittels im Bereich bis 10 mm Schlupf vorliegt.

Außerhalb des baupraktisch relevanten Bereichs ist eine weitere Laststeigerung ab ca. 10 bis 15 mm Schlupf möglich. Die Kraft steigt nun solange an, bis sich bei sechs von acht Versuchen ein schlagartiges Versagen durch das Bilden eines Ausbruchkörpers oberhalb des Verbundmittels einstellt. Dieses tritt frühestens bei 33 mm Schlupf ein. Die Bildung des Ausbruchkörpers ist durch Schubversagen entlang der vertikal verlaufenden, schwarz gestrichelten Linien in Abb. 5.8 a) und ein flächiges Rollschubversagen parallel zur Nockengrundfläche (vgl. Abb. 5.8 b)) gekennzeichnet und entspricht damit dem numerisch ermittelten Versagen. Der exemplarisch dargestellte Versuch S2-V1 0° erreicht einen Maximalschlupf von knapp 61 mm. Die im Holz verbleibende plastische Verformung aus Druckstauchung beträgt ca. 48 mm. Dies verdeutlicht den maßgeblichen Anteil dieser Versagensart. Der Betonquerschnitt ist nahezu ungeschädigt. Lediglich im Bereich der seitlichen Flanken sind leichte Schädigungen erkennbar (siehe Abb. C.1).

Ein zur 0° Konfiguration ähnliches Verhalten weisen die Kraft-Schlupf-Beziehungen der 45° Variante (vgl. Abb. 5.9) auf. Allerdings ist hier bereits bei ca. 50 bis 55 % der maximal aufnehmbaren Kraft ein Ende des linear-elastischen Bereichs zu erkennen. Anschließend wird zwischen 1 bis 2 mm Schlupf ein Plateau erreicht. Die Prüfkraft bleibt näherungsweise konstant und die Verformungen nehmen zu. Im Mittel liegen die Tragfähigkeiten im Bereich bis 10 mm Schlupf mit 140 kN bis 175 kN leicht unterhalb der 0° Konfiguration, was mit den Ergebnissen der numerischen Voruntersuchungen übereinstimmt.

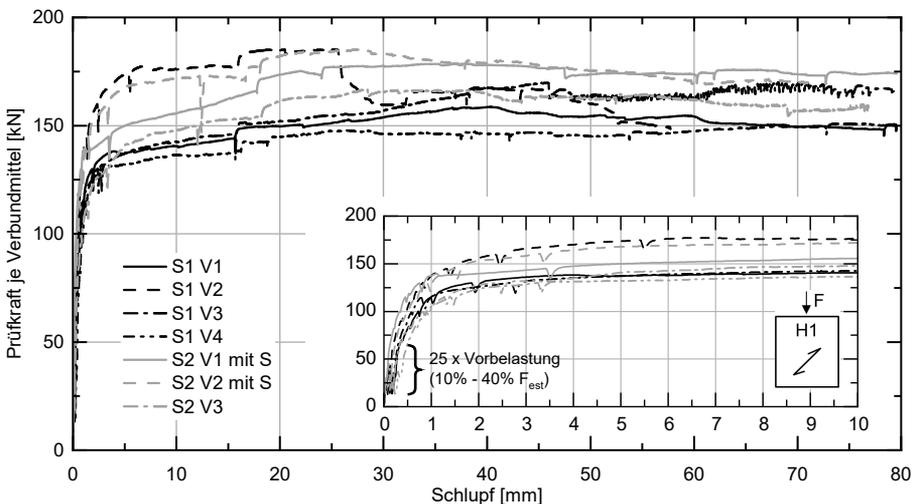


Abb. 5.9: Kraft-Schlupf-Beziehung der Serie 1, 2 und 2a in der Konfiguration 45°

Ein negativer Einfluss der Betonfestigkeitsklasse C20/25 auf die Kraft-Schlupf-Beziehung kann ebenso wie eine Beeinflussung des Verhaltens durch die Anordnung einer Tellerkopfschraube ausgeschlossen werden. Außerhalb des baupraktisch relevanten Bereichs kann ab ca. 10 bis 15 mm Schlupf die Kraft leicht gesteigert werden. Allerdings ist bei sechs von sieben Versuchen kein plötzlicher Lastabfall zu erkennen. Die Belastung verbleibt auch bei sehr hohen Schlupfwerten auf nahezu konstantem Niveau. Lediglich S1-V2 zeigt einen starken Lastabfall bei ca. 25 mm Schlupf. Der Lastabfall ist durch das Abscheren einer Lamelle in H1 begründet. Da dieses Verhalten in keinem weiteren der durchgeführten Versuch zu beobachten ist, wird der Einzelfall als Auswirkung einer lokalen Fehlstelle bewertet. Bei 80 mm Schlupf müssen die Versuche aufgrund der Limitierung des Versuchsaufbaus beendet werden.

Analog zu 0° tritt zunächst ein lokales Lochleibungsversagen im Holz auf. Da die Fasern im 45° Winkel geneigt sind, treten sowohl Druckstauchungen in Faserrichtung als auch senkrecht zur Faserrichtung auf, welche exemplarisch in Abb. 5.10 a) dargestellt sind. Mit zunehmender Verformung findet eine immer stärkere Komprimierung des Kontaktbereichs statt. Dabei wird besonders H1 gestaucht und es findet lokal begrenzt ein Ablösen dieser Schicht von H2 statt, was durch das Auftreten der bereits in Kapitel 4.4 erläuterten Schubspannungsspitze begründet ist. Ungleich zur 0° Konfiguration bildet sich durch die deutlich höhere Längsschubfestigkeit der Schicht H2 keine ausgeprägte Scherfuge in H2 aus. Vielmehr ist bei hohen Schlupfwerten ein geringfügiges Aufgleiten des Betonkörpers über H2 erkennbar (vgl. Abb. 5.10 b)). Da bei 45° in H2 ebenfalls teilweise der Lastabtrag in Faserrichtung aktiviert werden kann, wird deutlich mehr Schubkraft über diese Schicht in den Betonkörper übertragen. Dies zeigt sich in einer Betonschädigung an der Vorderkante der Nocke, welche das Aufgleiten von H2 bei großen Verformungen zusätzlich begünstigt. Ein exemplarischer Betonquerschnitt nach Versuchsende ist in Abb. C.2 dargestellt.

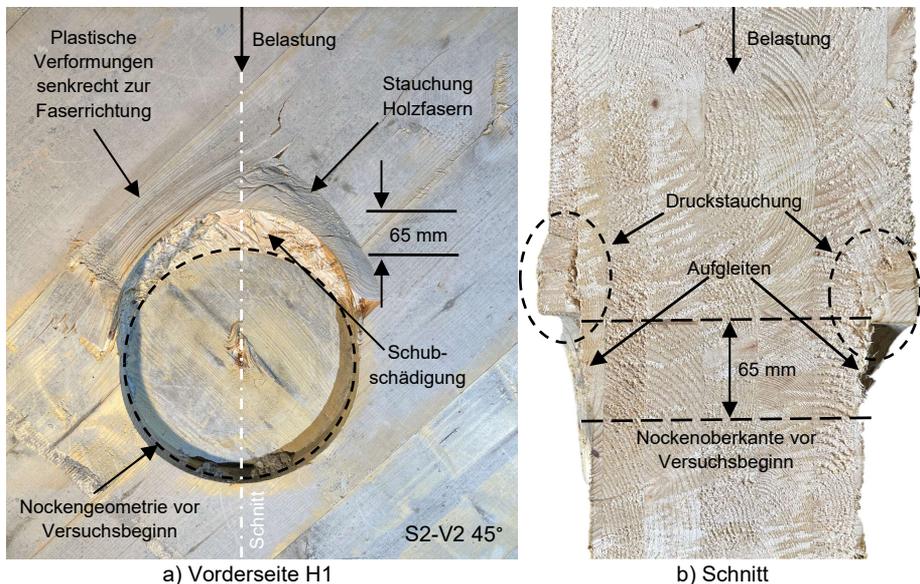


Abb. 5.10: Exemplarisches Versagen S2-V2 in der Konfiguration 45°

Die beschriebenen Verformungen werden hauptsächlich durch Deformationen im Holzquerschnitt erzeugt (vgl. Abb. 5.10). Ein Großteil der entstehenden Stauchungen verbleiben als plastische Verformungen nach Versuchsende. Der Anteil der irreversiblen Verformungen im Holz beträgt bei dem dargestellten Probekörper ca. 81 % (65 mm von insgesamt 80,1 mm Schlupf). Eine Bildung eines Ausbruchkörpers kann bedingt durch die höhere Längsschubfestigkeit in H2 bei 45° nicht beobachtet werden.

Die dritte untersuchte Konfiguration (90°) zeigt ein ähnliches Verhalten. Die Kraft-Schlupf-Beziehung ist durch einen linear-elastischen Bereich bis ca. 60 % der Tragfähigkeit gekennzeichnet. Analog zu den beiden anderen Konfigurationen wird ab 1 mm bis 2 mm Schlupf das beschriebene Plateau ohne nennenswerte Laststeigerung erreicht. Abweichend zu 0° und 45° ist im Schlupfbereich bis 10 mm bei einigen Versuchen zunächst eine leichte Abnahme der aufnehmbaren Kraft zu verzeichnen. Die Tragfähigkeit liegt in einem Bereich von 125 bis 152 kN und weist damit den geringsten Wert der drei Konfigurationen auf. Dies konnte auch in den vorangegangenen numerischen Voruntersuchungen beobachtet werden.

Es sind keine Einflüsse aus reduzierter Betonfestigkeitsklasse und TK-S erkennbar. Auch die Variante ohne horizontale Abspannung (S2a-V1) liegt bis 10 mm Schlupf im Wertebereich der übrigen Versuche. Lediglich gegen Ende dieses Bereichs ist eine verstärkte Abnahme der aufnehmbaren Prüfkraft zu verzeichnen. Die Beeinflussung der horizontalen Abspannung auf das Tragverhalten ist trotzdem als geringfügig einzustufen. S2a-V2 wird mit einem dickeren Betonquerschnitt ausgeführt. Die dadurch zur Vertikalen weniger stark geneigte Betondruckstrebe führt zu keinem veränderten Tragverhalten. Bei großen Schlupfwerten kann die Tragfähigkeit i. d. R. zunächst gesteigert werden, bevor sie langsam abfällt. Ein schlagartiges Versagen oder ein plötzlicher Lastabfall tritt bei keinem der Versuche auf.

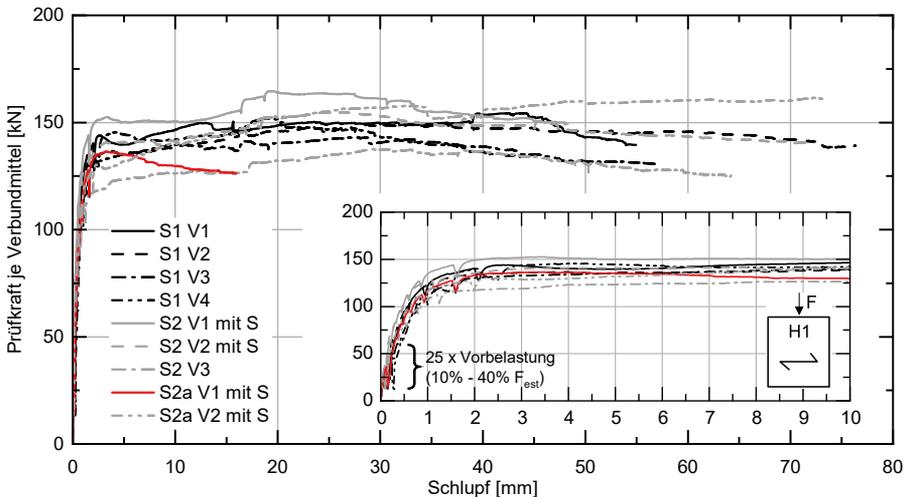


Abb. 5.11: Kraft-Schlupf-Beziehung der Serie 1, 2 und 2a in der Konfiguration 90°

Ähnlich zur 45° Konfiguration ist ein lokal begrenztes Versagen zu beobachten, welches exemplarisch Abb. 5.12 zu entnehmen ist. Die Fasern werden in H1 senkrecht zur Faserrichtung und in H2 in Faserrichtung gestaucht. Die Schubspannungsspitze an der

Nockenvorderseite wird durch einen Riss entlang dieser Fläche abgebaut. Dieser Riss ist in Abb. 5.12 b) deutlich ersichtlich. Allerdings verläuft er nicht weiter senkrecht nach oben, sondern schräg nach außen. Diese Rissebene führt zu einem Aufgleiten des Betonkörpers. Da ein Großteil der Kraft über H2 in den Beton eingeleitet wird, entstehen an der Vorderkante der Betonnocke lokale Schädigungen. Diese sind in Abb. C.3 exemplarisch dargestellt und begünstigen bei großen Verformungen das Aufgleiten von H2. Weiterhin wird in H1 oberhalb der Nocke eine Art Seiltragwirkung in Richtung der Holzfasern aktiviert. Da dazu sehr große Schlupfwerte notwendig sind, stellt diese Tragwirkung kein baupraktisch relevantes Verhalten dar.

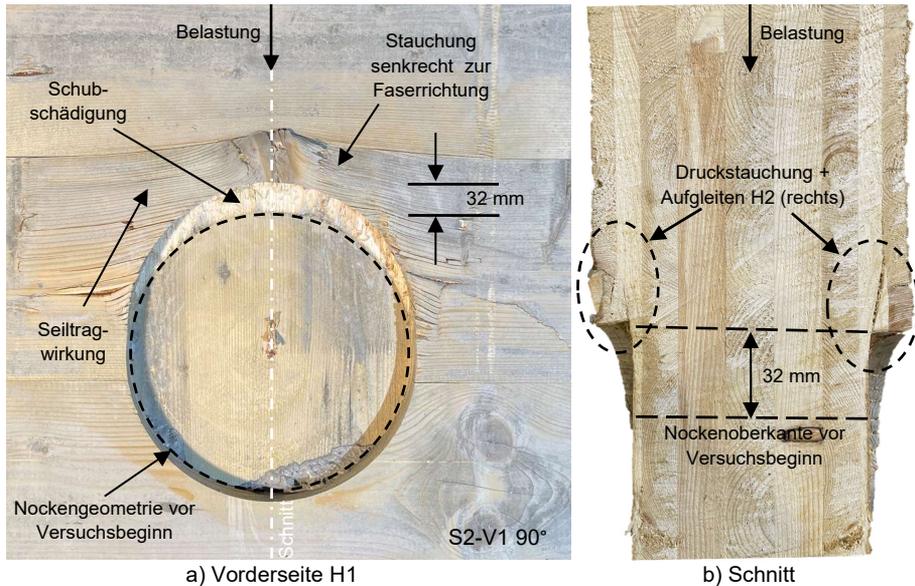


Abb. 5.12: Exemplarisches Versagen S2-V1 90° in der Konfiguration 90°

Nach Betrachtung der Kraft-Schlupf-Beziehungen werden weitere Versuchsergebnisse betrachtet. Abb. 5.13 stellt die Möglichkeit zur frühzeitigen Prognostizierung des Versagens durch Bildung eines Ausbruchkörpers im Vorholzbereich dar. Dazu wird die gemessene Verformungsdifferenz zwischen Außen- und Innenbereich an der Oberseite (WA-O, vgl. Abb. 5.5) (schwarze Graphen, bezogen auf die rechte Ordinatenachse) über den gemessenen Relativschlupf dargestellt und mit der Kraft-Schlupf-Beziehung (graue Graphen, bezogen auf die linke Ordinatenachse) überlagert.

Für die Konfiguration 0° wird bei der Darstellung zwischen der Oberseite, an der sich der Ausbruchkörper bildet und der weiterhin intakten Seite unterschieden. Bei Vergleich der beiden Verläufe in Abb. 5.13 a) mit der ebenfalls dargestellten Kraft-Schlupf-Beziehung, wird erkenntlich, dass die Verformung der intakten Seite proportional zur Prüfkraft verläuft. Die Seite, an der das spätere Versagen auftritt, weist bereits bei 2 mm Schlupf höhere Verformungsdifferenzen (ca. 0,5 mm) auf, welche sich im weiteren Versuchsverlauf stetig steigern. Allerdings ist die Größenordnung der gemessenen Verschiebungen sehr gering, weshalb eine Beeinflussung des Tragverhaltens im späteren Deckensystem im baupraktischen Bereich durch das spröde Versagen und die vorherigen Verformungen auszuschließen ist. Bei 90° tritt kein Versagen, welches sich bis zur Oberseite

auswirkt, auf. Deshalb ist der Verlauf der Verformungsdifferenz auf beiden Seiten proportional zur Prüfkraft und erklärt sich durch die elastische Verformung des Holzes infolge der Kontaktkrafteinleitung zwischen Holz und Beton.

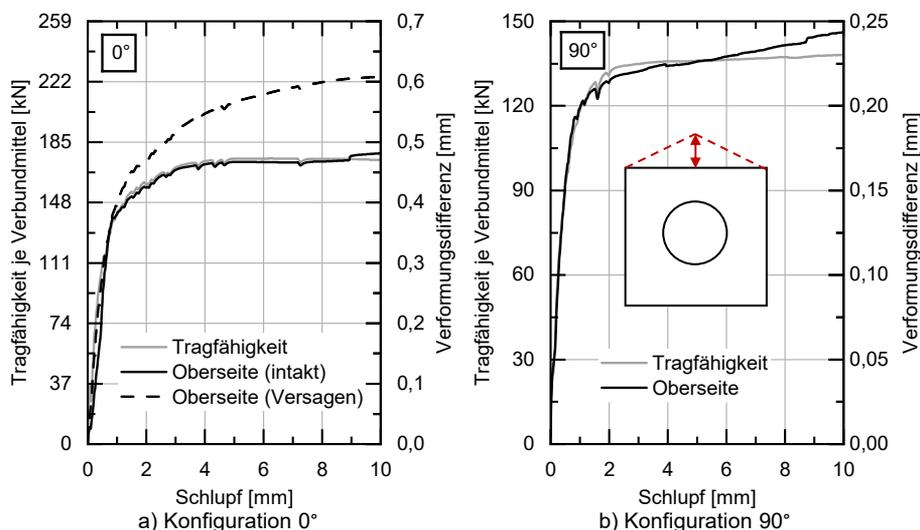


Abb. 5.13: Mittelwert der Verformungsdifferenz an der Oberseite, gemessen mit WA-O-1 bis O-6

Abb. 5.14 stellt die Tragfähigkeit je Verbundmittel über den Schlupf (graue Graphen) und über die gemessenen abhebenden Verformungen (schwarze Graphen, bezogen auf die obere Abszissenachse) gegenüber. Dabei wird die Abszissenachse des Abhebens um den Faktor  $\alpha$  skaliert. Bei den Mittelwerten der Serien 1 und 2 mit Abspannung, aber ohne TK-S (Abb. 5.14 a)) kann mit  $\alpha = 10$  gezeigt werden, dass die beiden Verformungen eine Proportionalität aufweisen. Besonders bei 90° sind die beiden Kurven nahezu deckungsgleich. Bei 0° ist bis zu einem Abheben von 0,1 mm eine Proportionalität gegeben, anschließend steigen die Abhebungen deutlich unterproportional zum Schlupf. Das Abheben erreicht den Wert 0,2 mm erst bei einer Laststufe, welche Schlupfwerte von deutlich über 5 mm bedingt.

Für die abhebenden Verformungen sind neben der Umlenkung der vertikalen Druckstrebe bedingt durch den Versuchsaufbau hauptsächlich die gestauchten Holzfasern verantwortlich. Im Bereich des Lochleibungsversagens des Holzes wird mit zunehmendem Schlupf immer mehr Material komprimiert und nach Außen verdrängt, was zur Aufweitung des Gesamtquerschnitts führt. Im Abschnitt bis 10 mm Schlupf treten Abhebungen von bis zu 0,4 mm (0°), 0,7 mm (45°) und 0,8 mm (90°) auf. Die höheren Aufweitungen bei 45° und 90° sind durch das Aufgleiten über H2 (vgl. Abb. 5.10 und das lokale Versagen mit großen Druckstauchungen in Abb. 5.12) zu erklären. Bei 0° bildet sich bedingt durch die Rollschubweichheit von H2 eine Scherfuge. Ein Aufgleiten wird dadurch nahezu vollständig verhindert.

Ohne Abspannung mit TK-S (Abb. 5.14 b)) nimmt die Aufweitung schneller zu, was sich durch den geringeren Faktor  $\alpha = 5$  zeigt. Ansonsten weisen die beiden Versuche identische Charakteristika wie die Versuche mit Abspannung auf. Im Bereich bis 10 mm Schlupf treten ohne Abspannung Abhebungen von 1,1 mm (0°) und 1,6 mm (90°)

auf. Folglich kann gezeigt werden, dass die abhebenden Verformungen größtenteils durch die Druckstauchungen des Holzes im Kontaktbereich bedingt werden und sich im Verhältnis zwischen 1:5 und 1:10 bezogen auf den Schlupf einstellen.

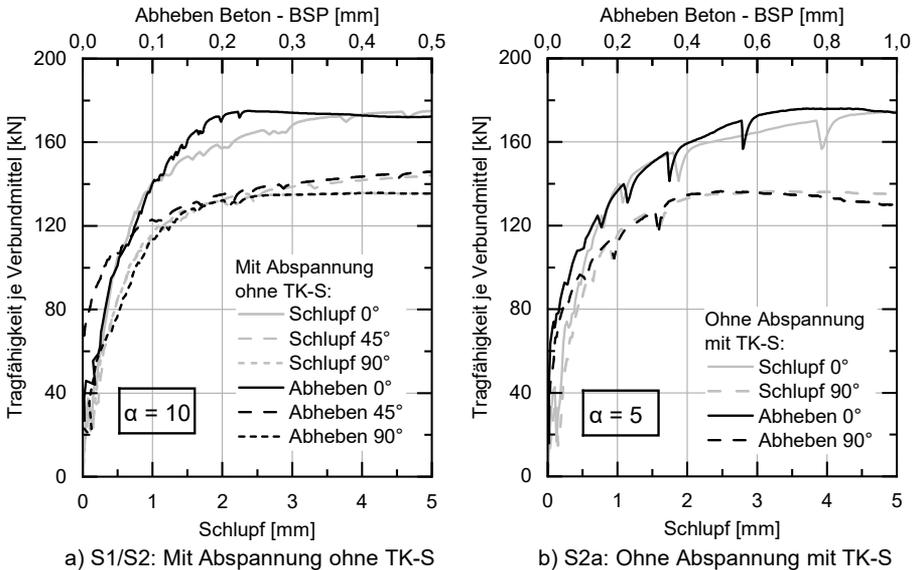


Abb. 5.14: Skalierte Gegenüberstellung der abhebenden Verformung und des Schlupfs als Mittelwert für S1, S2 und S2a

Die gemessenen Kräfte in den Abspannungen stehen mit der Aufweitung des Querschnitts in direktem Zusammenhang. In Abb. 5.15 a) sind die abhebenden Kräfte als Mittelwert über S1 und S2, unterteilt in Versuche mit und ohne TK-S, im prozentualen Verhältnis zur Prüfkraft aufgetragen. Grundsätzlich weisen 45° und 90° nahezu identische Verhältnisse auf. Deshalb ist nur Konfiguration 90° dargestellt. Bedingt durch die Umlenkung der Druckstrebe, treten ungeachtet der Konfiguration zunächst nur in der unteren Abspannung Kräfte auf. Erst im weiteren Verlauf werden auch Kräfte an der oberen Messstelle aufgezeichnet. Diese können als abhebende Kräfte, die durch die Druckstauchungen im Holz (Material wird verdrängt) entstehen, aufgefasst werden. Folglich kann im baupraktisch relevanten Bereich von vergleichsweise geringen abhebenden Kräften ausgegangen werden. Im Gegensatz zu den abhebenden Verformungen ist eine Proportionalität der abhebenden Kraft zur Prüfkraft nicht bzw. nur sehr bedingt gegeben. Für einen solchen Fall müsste das prozentuale Verhältnis konstant sein.

Bei 0° sind analog zu den abhebenden Verformungen die gemessenen Kräfte merklich geringer und auch die Entwicklung der Kraft in der oberen Abspannung beginnt deutlich später. Daraus kann für 0° gefolgert werden, dass die Kräfte hauptsächlich durch die Umlenkung der Druckstrebe entstehen und das verdrängte Material einen verminderten Einfluss aufweist. Dies erklärt ebenfalls, wieso die eingesetzten TK-S auf die Summe der abhebenden Kräfte in Abb. 5.15 b) bei 0° nahezu keinen Einfluss aufweisen, wohingegen bei 45° und 90° fast eine Halbierung der gemessenen Kräfte zu verzeichnen ist. In Abb. 5.15 b) ist mit der maximalen Summe die Summe der Maximalwerte der aufgezeichneten abhebenden Kraft beider Messstellen (oben und unten) gemeint.

Die gemessenen Kräfte der 45° und 90° Konfigurationen sind allgemein größer als bei 0° Ausrichtung. Die Erhöhung der abhebenden Kräfte ist zum einen auf die deutlich größeren lokalen Stauchungen und die damit auftretenden abhebenden Verformungen und zum anderen auf die vermehrte Einleitung der Schubkraft über H2 zurückzuführen. Dies führt zu einer stärkeren Umlenkung der Druckstrebe und somit zu größeren abhebenden Kräften. Der Effekt der eingesetzten TK-S ist bei 90° deutlich erkennbar. Die Kräfte in der oberen Abspannung beginnen sich bei 2 mm ohne TK-S und bei ca. 5 mm mit TK-S zu entwickeln. In den unteren Abspannungen ist ein verringerter Effekt der TK-S zu erkennen, da die Steifigkeit der Abspannung bei Aufnahme der Kräfte aus Umlenkung der Druckstrebe im Vergleich zur TK-S deutlich erhöht ist.

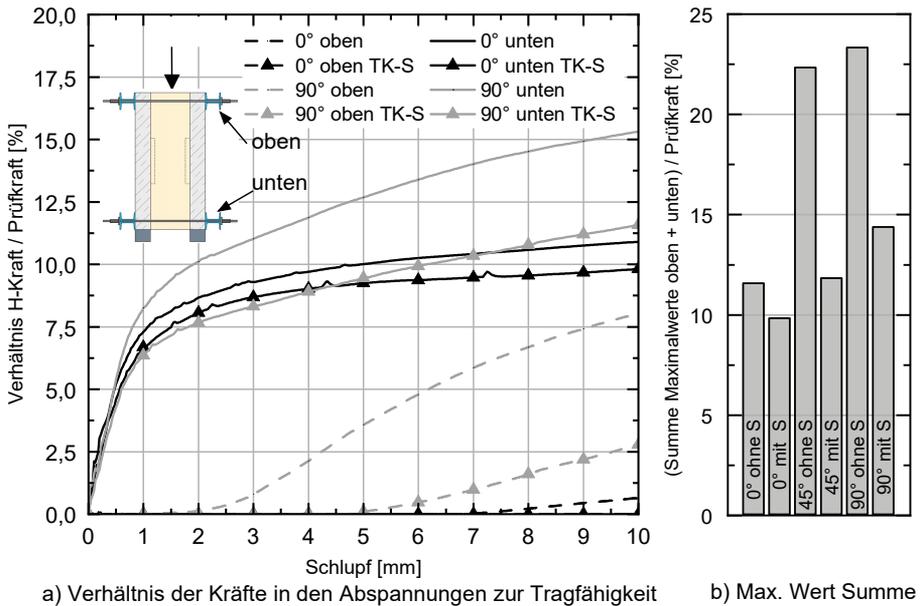


Abb. 5.15: Darstellung der gemessenen abhebenden Kräfte als Verhältnis zur Prüfkraft bis 10 mm Schlupf

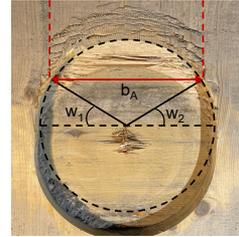
Bei der späteren Entwicklung eines Bemessungsmodells für das Verbundmittel Betonnocke wird die Breite des möglichen Ausbruchkörpers  $b_A$  benötigt. Mit Hilfe der durchgeführten optischen 3D-Scans können diese Bereiche exakt vermessen werden. Da das Versagen durch Bildung eines Ausbruchkörpers nur bei 0° experimentell zu beobachten ist, wird für 90° der Bereich, in dem eine deutliche Druckstauchung zu erkennen ist, als  $b_A$  definiert. Bei 45° ist aufgrund der Überlagerung der Verformungen in Faserrichtung und senkrecht zur Faserrichtung keine Breite ermittelbar. Tab. 5.2 gibt einen Überblick über die Messwerte. Dabei werden zusätzlich die Winkel  $w_1$  und  $w_2$  angegeben.

Bei der Konfiguration 0° nimmt der Bereich  $b_A$  nahezu die komplette Breite ein. Auch bei S2a-V1, welcher ohne Abspannung und nach ca. 15 mm Schlupf beendet wird, zeigt sich eine identische Ausbreitung. Bei 90° ist der Bereich deutlich kleiner und beträgt etwas mehr als die Hälfte des Durchmessers. Wie in Abb. 5.12 erkenntlich, unterliegen außerhalb von  $b_A$  die einzelnen Faserbündel Biegeeffekten und versagen

deshalb schlussendlich in den Zwischenbereichen auf Querzug, was zu den horizontal verlaufenden Rissen führt. Lediglich im oberen Bereich der Kontaktfläche kann die Druckfestigkeit senkrecht zur Faser aktiviert werden. Der Unterschied zwischen den Messungen von  $w_1$  und  $w_2$  ist bei allen untersuchten Probekörpern sehr klein, was für eine gleichmäßige Ausbreitung spricht.

Tab. 5.2: Übersicht über Größe des Bereichs  $b_A$

Versuch	Konfiguration 0°		Konfiguration 90°	
	$b_A$	$(w_1 + w_2)/2$	$b_A$	$(w_1 + w_2)/2$
	[mm]	[°]	[mm]	[°]
S1-V3 links	257	31,1	168	55,9
S1-V3 rechts	260	29,9	148	60,4
S1-V4 links	265	27,9	141	62,0
S1-V4 rechts	247	34,6	169	55,7
S2-V3 links	250	33,5	164	56,8
S2-V3 rechts	261	29,5	143	61,5
S2a-V1 links	256	31,4	160	57,8
S2a-V1 rechts	263	28,8	181	52,9
Mittelwert	257	30,9	159	57,9



### 5.3 Interaktion der Verbundmittel (Serie 3, 4 und 5)

#### 5.3.1 Detaillierter Versuchsaufbau

Die Untersuchung der Interaktion zwischen den Verbundmitteln verteilt sich auf S3, S4 und S5. Der Versuchsaufbau ist in schematisch in Abb. 5.1 und detailliert in Abb. 5.16 dargestellt. Die einzelnen Abmessungen sind Tab. 5.1 zu entnehmen.

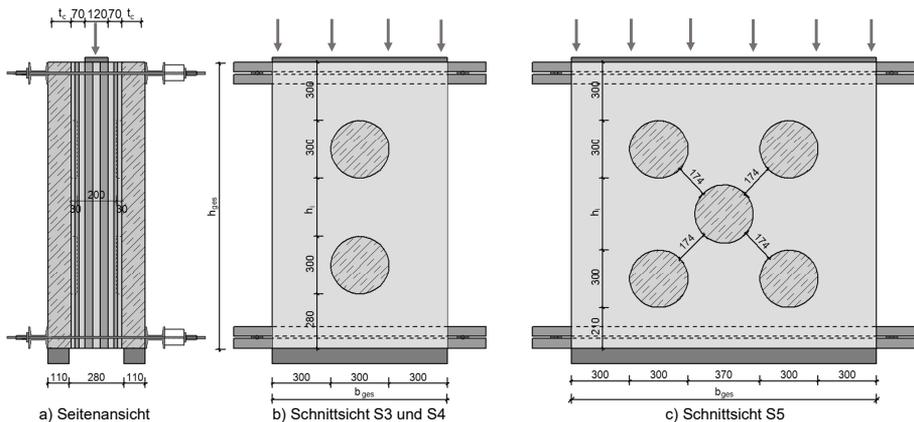


Abb. 5.16: Push-out-Versuchsaufbau bei Interaktion der Verbundmittel in der Seitenansicht und Schnittsicht

Der grundlegende Aufbau ist identisch zu den Versuchen der S1 und S2. Der Abstand der oberen Nocke zum Rand des Probekörpers wird nicht variiert und beträgt analog zu S1 und S2 300 mm. Damit soll die Vergleichbarkeit der Ergebnisse gewährleistet werden. Die Gesamthöhe  $h_{ges}$  wird auf Grund von Einschränkungen beim Schalungsbau von 1500 mm (S3) bzw. 1570 mm (S5) auf 1480 mm reduziert. Um die geringe Höhe ausgleichen zu können, wird der Abstand der unteren Nocke zum unteren Probekörpertrand entsprechend angepasst. Die Betonage erfolgt mittels drei Transportbetonchargen und die geprüften Eigenschaften sind Tab. C.1 in Anhang C zu entnehmen.

### 5.3.2 Zielsetzung

Mit S3 soll gezeigt werden, dass bei einem inneren Abstand von  $h_i = 300$  mm keine negative Beeinflussung der Verbundmittel untereinander auftritt. So sollen die Versuche entsprechend der numerischen Vorsimulation aus Abschnitt 4.3.9 die doppelte Traglast von S1 und S2 erreichen. Ist dies gegeben, kann in der späteren Anwendung in der HBV-Decke bei einem Verbundmittelabstand von 300 mm davon ausgegangen werden, dass die Eigenschaften der Nocke identisch zu denen der Einzelnocke sind.

S4 wird nur für die Konfiguration  $45^\circ$  durchgeführt, was durch die Anordnung der Verbundmittel im Raster der späteren Decke begründet ist. Bei gleichen Abständen in Faser- und senkrecht zur Faserrichtung ergibt sich in  $45^\circ$ -Richtung durch die versetzte Anordnung der Nocken der geringste und somit maßgebende Abstand. Deshalb wird in S4 der innere Abstand der Verbundmittel auf  $h_i = 175$  mm reduziert. Führt dies zu keiner Reduktion der Traglast und Steifigkeit, können in  $45^\circ$ -Richtung auch geringere Abstände als 300 mm zugelassen werden. S1, S2 und S3 in  $45^\circ$ -Konfiguration stellen dabei jeweils die Vergleichswerte dar.

In S5 wird das flächig angeordnete Verbundmittelraster untersucht. Während in den vorangegangenen Serien jeweils nur vertikal übereinander angeordnete Verbundmittel betrachtet werden, werden hier die Nocken sowohl horizontal als auch vertikal versetzt ausgeführt. Der Entwurf orientiert sich stark an der späteren Anordnung in der Verbunddecke (vgl. Kapitel 7). Als vertikaler und horizontaler Abstand der Nocken wird 370 mm vorgesehen. Daraus ergibt sich der Abstand von ungefähr 174 mm in  $45^\circ$ -Richtung.

Da sich bereits bei S1 und S2 gezeigt hat, dass die Wahl der Betonfestigkeitsklasse zwischen C20/25 und C30/37 keinen Einfluss auf die Eigenschaften des Verbundmittels hat, werden auf der sicheren Seite liegend alle weiteren Serien mit einem Beton der Festigkeitsklasse C20/25 ausgeführt.

### 5.3.3 Messtechnik

Die Messstellen für Schlupf, Abheben und Kräfte orientieren sich sehr stark an den vorangegangenen Serien. Abb. 5.17 gibt hierzu eine Übersicht. Die Schlupfmessung erfolgt mittig zwischen den beiden äußeren Verbundmittelreihen und das Abheben wird auf Höhe der oberen und unteren Nockenreihe aufgezeichnet. Da die Versagensmechanismen in S1 und S2 bereits ausführlich untersucht werden, wird auf eine Anordnung von Wegaufnehmern an der Oberseite der Prüfkörper (WA-O bei S1 und S2) verzichtet. Die Wegaufnehmer WA-U stellen sicher, dass eine eventuelle Verdrehung des Probe-

körpers erkannt werden kann. Allerdings kann in keinem der durchgeführten Versuche eine relevante Schiefstellung verzeichnet werden.

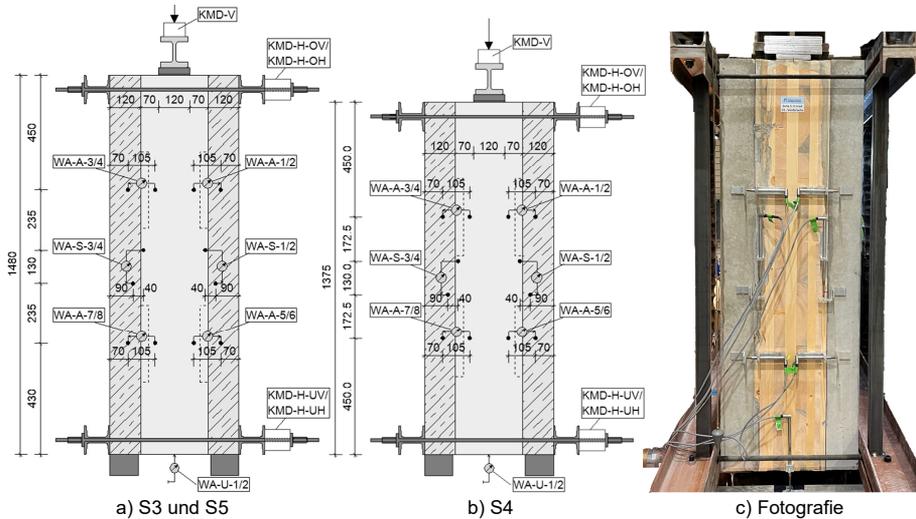


Abb. 5.17: Übersicht über die angebrachte Messtechnik

### 5.3.4 Ausgewählte Beobachtungen und Versuchsergebnisse

Abb. 5.18 a) bis c) stellt die Kraft-Schlupf-Beziehungen je Konfiguration und Serie als Mittelwert dar. Um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten, wird die Prüfkraft je Verbundmittel angegeben. Grau dargestellt sind dabei die Referenzergebnisse aus S1 und S2, welche bereits in den vorangegangenen Abschnitten beschrieben werden. Bei  $0^\circ$  (Abb. 5.18 a)) sind die Ergebnisse von S3 und S5 nahezu deckungsgleich mit der Referenz. So ist ihr Verlauf durch einen linear-elastischen Bereich bis ungefähr 60 % der Tragfähigkeit und nach 1 bis 2 mm Schlupf durch das Ausbilden eines ausgeprägten plastischen Abschnitts ohne nennenswerte Laststeigerung gekennzeichnet. Der Übergang in diesen Bereich findet bei S3 identisch zu S1 und S2 statt. Bei S5 verliert die Kraft-Schlupf-Beziehung deutlich später an Steifigkeit. Erst oberhalb von 150 kN je Nocke ist ein Übergang in den plastischen Bereich erkennbar, was wahrscheinlich größtenteils auf eine erhöhte Haftreibung in der flächigen Anordnung zurückzuführen ist. Das für die  $0^\circ$  Konfiguration charakteristische Versagen durch Bildung eines Ausbruchkörpers tritt frühestens bei 25 mm auf. Da der Abstand zum freien Rand mit 300 mm geringer ist als der Abstand zwischen den Verbundmitteln, stellt sich das Versagen immer an den oberen Betonnocken ein. Bilder der Probekörper nach Versuchsende sind Anhang C zu entnehmen. Das Versagen ist identisch zu S1 und S2.

Bei Konfiguration  $45^\circ$  verläuft S5 nahezu deckungsgleich zu den Referenzserien. S3 und S4 zeigen ein ähnliches Verhalten, jedoch ist das Traglastniveau um etwa 10 kN je Verbundmittel niedriger. Ein unterschiedliches Tragverhalten kann nicht festgestellt werden und das Versagensverhalten ist ebenfalls identisch (vgl. Abb. C.6). Es werden beim zweiten Teil der PO-Versuche keine Materialfestigkeiten des Holzes bestimmt.

Vermutlich lässt sich die geringere Tragfähigkeit durch die Streuung der Holzfestigkeiten und eine lokal erhöhte Holzfeuchtigkeit erklären. S3 und S4 weisen leicht höhere Steifigkeiten als die restlichen Versuche auf. Im Vergleich von S3 zu S4 kann festgestellt werden, dass die Reduktion des Abstandes  $h_i$  keinen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten zeigt. Folglich kann der Abstand von  $h_i = 175$  mm als zulässiger Minimalabstand in 45° Richtung festgelegt werden.

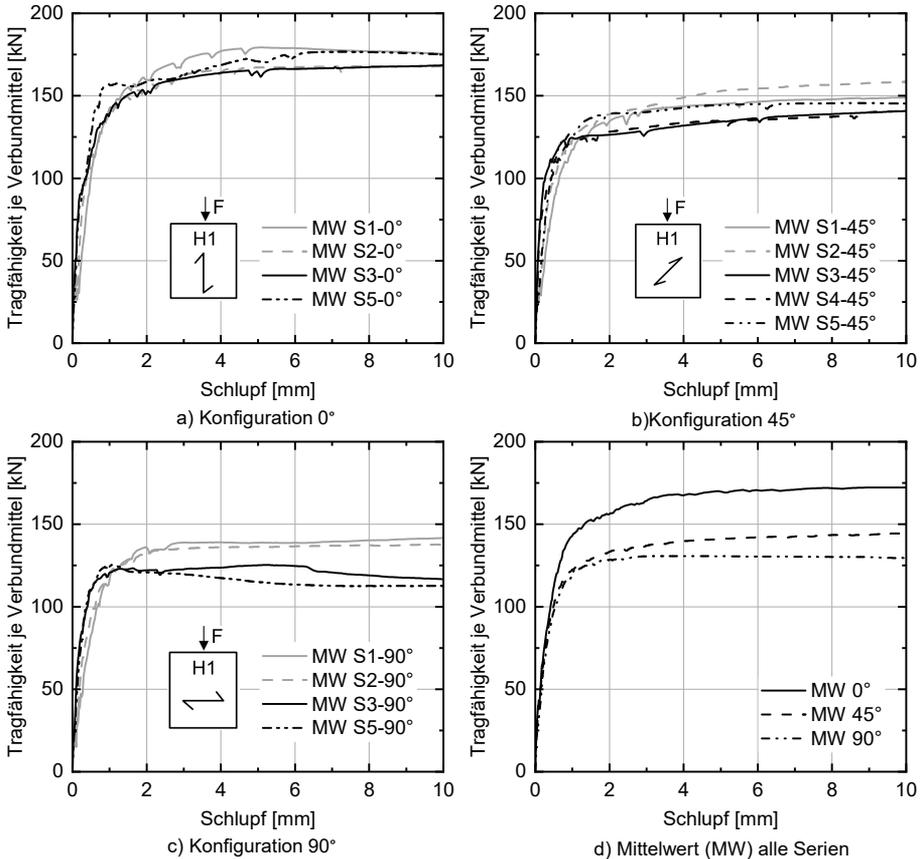


Abb. 5.18: Kraft-Schlupf-Beziehungen als Mittelwert der Push-out-Versuche

S3 und S5 in 90°-Ausrichtung zeigen im Anfangsbereich (Abb. 5.18 c)) eine erhöhte Steifigkeit. Nach Erreichen der Maximallast bei ca. 1 mm Schlupf fällt die Last kontinuierlich ab. Deshalb kann im Vergleich zu den Referenzserien nur ein um ca. 15-20 kN niedrigeres Tragfähigkeitsniveau erreicht werden. Die beobachteten Versagensmuster sind jedoch identisch zu den Referenzserien (vgl. Abb. C.8), weshalb dieses Verhalten durch andere Effekte begründet sein muss. Dabei ist besonders das Verhalten der Abhebungen zwischen Holz und Beton auffällig. In Abb. 5.19 sind diese Verformungen dargestellt. Grau sind dabei die Verläufe aus S1 und S2 (eine Messstelle) abgebildet. Es wird in Versuche mit Abspannung und ohne TK-S und Versuche ohne Abspannung mit TK-S unterschieden. Die Mittelwerte von S3 und S5 sind getrennt für die obere

(WA-A-1 bis 4) und untere (WA-A-5 bis 8) Verbundmittelreihe in schwarz dargestellt. Alle Versuche von S3 und S5 werden ohne TK-S durchgeführt.

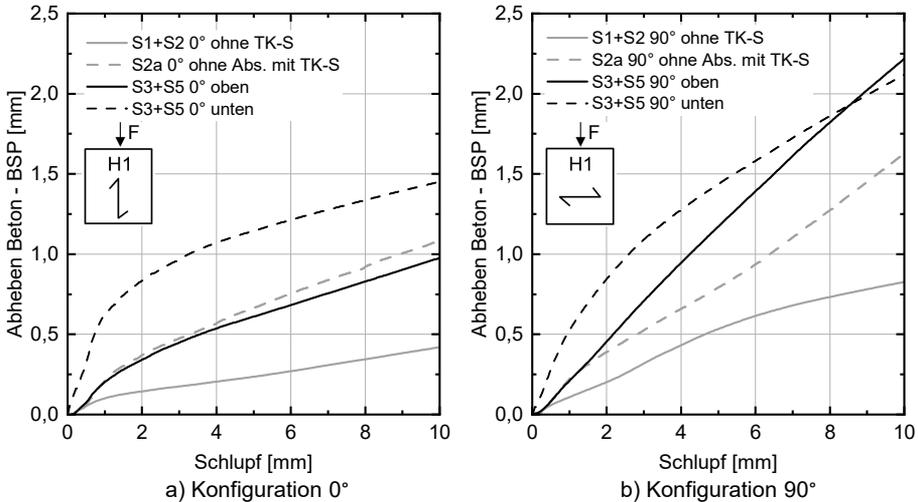


Abb. 5.19: Mittelwert der abhebenden Verformungen getrennt nach Messstelle oben (WA-A-1 bis 4) und unten (WA-A-5 bis 8)

Bedingt durch die vergrößerte freie Länge zwischen den beiden Abspannungen und die damit abnehmende Steifigkeit des Betonquerschnitts bei Biegung um die horizontal verlaufende Achse sind generell höhere abhebende Verformungen zu erwarten. So weisen bei S3 und S5 in Konfiguration 0° die Verformungen an der Messstelle oben approximativ das Niveau von S2a (ohne Abspannung) auf, was jedoch bei Betrachtung der Kraft-Schlupf-Beziehung keine negativen Auswirkungen auf das Tragverhalten zu haben scheint. Bei S3 und S5 90° sind bereits bei 2 mm Schlupf deutliche Überschreitungen dieses Referenzniveaus erkennbar. Auch die Messstelle im Bereich der unteren Verbundmittelreihe weist bei 90° deutlich erhöhte abhebende Verformungen auf. Bei 10 mm Schlupf sind bei 90° oben und unten fast gleichgroße Abhebungen zu verzeichnen, was für ein starkes Abheben über den gesamten freien Betonquerschnitt spricht. Es wird geschlussfolgert, dass die reduzierte Biegesteifigkeit der Betonquerschnitte und das damit verbundene erhöhte Abheben bei 90° die negative Tragfähigkeitsentwicklung von S3 und S5 erklärt. Dieser Effekt ist auf den vorliegenden Aufbau der Push-out-Versuche zurückzuführen und wird als nicht maßgeblich für das Tragverhalten in der späteren HBV-Decke erachtet. In Kapitel 6 und Kapitel 7 wird diese Aussage weitergehend betrachtet und validiert.

## 5.4 Fazit

Abschließend gibt Tab. 5.3 eine Übersicht über die Tragfähigkeit und Tab. 5.4 eine Übersicht über die Steifigkeit des Verbundmittels Betonnocke. Die Mittelwerte der Kraft-Schlupf-Beziehungen je betrachteter Konfiguration sind in Abb. 5.18 d) gegeben. Detaillierte Angaben zur Tragfähigkeit und Steifigkeit je Serie und je Konfiguration sind Tab. C.3 zu entnehmen.

Tab. 5.3: Tragfähigkeit je Verbundmittel als Mittelwert aller Serien je Nocke bei maximal 10 mm Schlupf

Konfiguration	$F_{ult}$	CV
[-]	[kN]	[-]
0°	173,5	0,06
45°	147,4	0,08
90°	135,6	0,07

Die jeweilige Steifigkeit wird nach [DIN CEN/TS 19103] bzw. [DIN EN 26891] für den GZG und GZT ermittelt. Um die Streubreite der Steifigkeiten zu verdeutlichen, werden für diese die 5 %-Fraktile als auch die 95 %-Fraktile angegeben. Für eine spätere Bemessung ist der Ansatz von 5 %-Fraktile für die Steifigkeit nicht immer auf der sicheren Seite. Beispielsweise werden die auftretenden Schubkräfte mit einer zu niedrigen Steifigkeit unterschätzt. Weiterhin weisen die beobachteten Steifigkeiten eine ausgeprägte Streuung auf. In Kapitel 6 werden die Effekte der Steifigkeit des Verbundmittels auf die vorliegende Nockenkraft und auf das allgemeine Trag- und Verformungsverhaltens des Verbundquerschnitts untersucht.

Tab. 5.4: Steifigkeit je Verbundmittel als Mittelwert aller Serien

	Konfiguration	$k_{ser}$	CV	$k_{ult}$	CV
	[-]	[kN/mm]	[-]	[kN/mm]	[-]
Mittelwert	0°	446,9	0,73	288,9	0,61
	45°	416,2	0,50	302,6	0,56
	90°	343,1	0,31	264,7	0,42
5%-Fraktile	0°	133,4	-	106,4	-
	45°	133,4	-	103,3	-
	90°	181,1	-	116,4	-
95%-Fraktile	0°	1067,6	-	617,1	-
	45°	997,1	-	682,8	-
	90°	591,6	-	515,3	-

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die durchgeführten Push-out-Versuche die Erkenntnisse aus dem vorangegangenen Kapitel bestätigen. Die Betonnocke ist als Verbundmittel für den zweiachsigen Lastabtrag geeignet. Darüber hinaus kann das Tragverhalten als sehr duktil charakterisiert werden und es kann ausgeschlossen werden, dass in der baupraktischen Anwendung für die hier untersuchten Materialbereiche ein sprödes Versagen des Verbundmittels auftritt. In keinem Versuch ist ein ausgeprägter Lastabfall vor 25 mm Schlupf zu verzeichnen. Bei allen Konfigurationen ist ein Lochleibungsversagen des Holzquerschnitts dominierend. Lediglich bei 0° kann sich bei großen Verformungen ein Ausbruchkörper im Vorholzbereich bilden. Ein Abscherversagen des Betons in der Grundfläche des Verbundmittels wird entsprechend den numerischen Berechnungen aus Kapitel 4 durch einen Durchmesser  $d = 300$  mm zuverlässig verhindert. Weiterhin wird eine flächige Anordnung der Verbundmittel entworfen und geprüft und kann somit in der späteren Decke ohne negative Effekte auf Tragfähigkeit und Steifigkeit eingesetzt werden.

# 6 Untersuchungen zum uniaxialen Tragverhalten der HBV-Decke

## 6.1 Allgemeines

Nach erfolgreicher Erprobung des Verbundmittels wird nun das uniaxiale globale Tragverhalten betrachtet. Dabei wird ein großmaßstäblicher, zweiseitig gelagerter Deckenstreifen (DS) untersucht. Ziel dabei ist es, die maßgebenden Versagensmechanismen zu charakterisieren, die Verteilung der inneren Schnittgrößen im Querschnitt zu ermitteln und somit ein genaueres Verständnis der Tragmechanismen zu erzielen. Die experimentellen Untersuchungen werden in Zusammenarbeit mit [J.-E. Hoffmann 2023a] und die numerischen Untersuchungen mit [Schmitz 2021], [Annen 2021] und [J.-E. Hoffmann 2023b] durchgeführt und auszugsweise in [Sorg et al. 2024] veröffentlicht.

## 6.2 Experimentelle Untersuchungen

### 6.2.1 Querschnittsaufbau

Der Querschnitt des untersuchten DS ist in Abb. 6.1 dargestellt. Das BSP ([ETA-06/0138]) weist einen 7-lagigen Aufbau mit einer Gesamtdicke von 160 mm auf. Der Aufbau wird in Verbindung mit der 130 mm starken Betonschicht so angepasst, dass in beide Tragrichtungen näherungsweise identische Biegesteifigkeiten bei starrem Verbund vorliegen. Dieser Aufbau ist auch im zweiachsig tragenden Deckensystem vorgesehen.

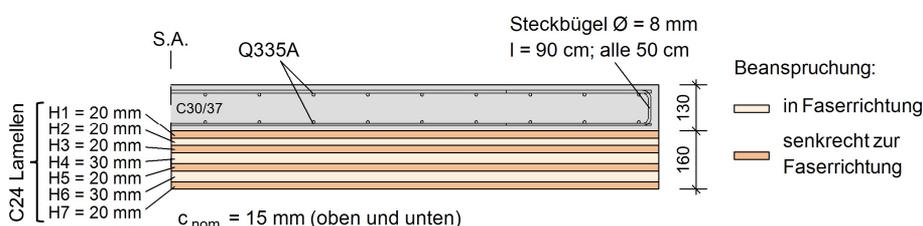


Abb. 6.1: Querschnittsaufbau des Deckenstreifens bis zur Symmetrieachse

Als obere und untere Bewehrungslage des C30/37-Betonquerschnitts wird eine Mattenbewehrung Q335A verwendet, welche am freien Bauteilrand mit Steckbügeln ergänzt wird. Da bei einer Gesamtlänge von 8,1 m keine durchgehende Bewehrungsführung möglich ist, müssen drei Übergreifungsstöße vorgesehen werden. Dabei werden die Matten stumpf gestoßen und Stäbe  $\varnothing = 8$  mm mit der notwendigen Überlängungslänge zugelegt (vgl. Abb. D.1).

Abb. 6.2 zeigt das Raster der Verbundmittelanordnung des 8,1 m  $\times$  2,7 m großen Probekörpers. Die in Kapitel 5 gewonnenen Erkenntnisse und Randbedingungen werden dabei berücksichtigt. So binden die Nocken analog 30 mm tief in die beiden oberen, jeweils 20 mm starken BSP-Lagen (H1 und H2) ein. Die gewählten Abstände liegen

oberhalb der Mindestabstände. Lediglich der seitliche Randabstand in y-Richtung ist mit 195 mm geringer als der Referenzwert (300 mm). Es wird keine Abhebesicherung in Form von Tellerkopfschrauben vorgesehen.

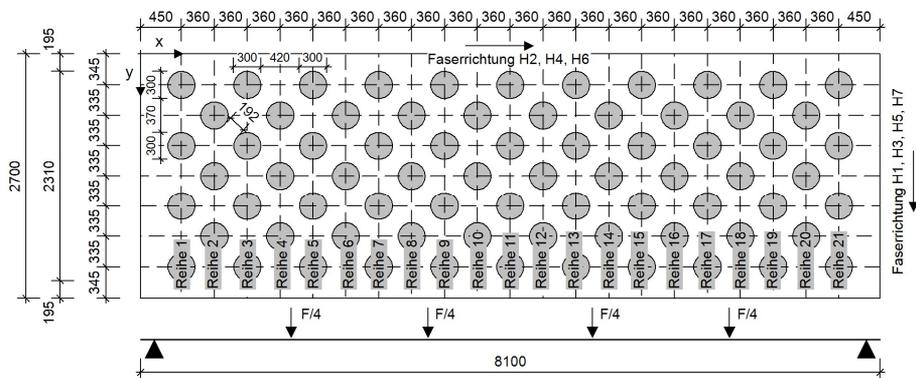


Abb. 6.2: Anordnung der Verbundmittel

In Abb. 6.2 ist ebenfalls die Ausrichtung der einzelnen Holzschichten gegeben. In Längsrichtung (x-Richtung) werden die Lagen H2, H4 und H6 parallel zur Faser beansprucht. Es wird dieser Fall geprüft, da diese Konfiguration in numerischen Untersuchungen zu geringeren Tragfähigkeiten führt und somit als maßgebend angesehen werden kann.

### 6.2.2 Probekörperherstellung

Nach Anlieferung des BSP-Elements mit eingefrästen Verbundmitteln wird die Schalung errichtet und die Bewehrung eingelegt. Anschließend wird der Transportbeton mit der Zielfestigkeitsklasse C30/37 eingebracht und verdichtet. Die Oberseite des BSP-Querschnitts wird unmittelbar vor der Betonage befeuchtet.



Abb. 6.3: Betonage des Probekörpers

### 6.2.3 Materialeigenschaften

Begleitend zur Betonage werden Festigkeits- und Steifigkeitsprüfungen des verwendeten Transportbetons durch das Materialprüfamt der RPTU Kaiserslautern-Landau nach den jeweiligen Prüfnormen [DIN EN 12390-3], [DIN EN 12390-6], [DIN EN 12390-13] durchgeführt. Der Stichprobenumfang je geprüfter Eigenschaft des Betons beträgt mindestens fünf. Die Ergebnisse sind in Tab. D.1 in Anhang D angegeben.

Nach Versuchsende werden aus H6 im Bereich des Biegezugversagens des BSP-Probekörpers einzelne ungeschädigte Lamellen entnommen. An diesen Lamellen werden 15 Prüfungen zur Zugfestigkeit nach [DIN EN 408] durchgeführt und die Rohdichte wird nach [DIN EN 408] ermittelt. Um den Feuchtegehalt des Holzes zu ermitteln, wird an mehreren Querschnittsstellen und zu mehreren Zeitpunkten die Holzfeuchte mittels Darrverfahren nach [DIN EN 13183-1] und mittels elektrischem Widerstands-Messverfahren nach [DIN EN 13183-2] bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tab. D.3 dargestellt.

### 6.2.4 Versuchsaufbau

Eine Übersicht über die Lage der Lasteinleitungen des 6-Punkt-Biegeversuchs sind in Abb. 6.4 gegeben. Durch die vier Lasteinleitungsstellen soll näherungsweise eine Gleichstreckenlast abgebildet werden.

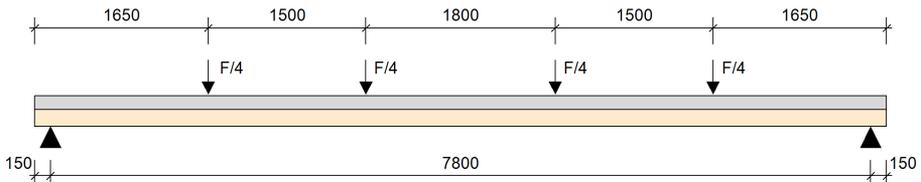


Abb. 6.4: Statisches System der 6-Punkt-Biegeversuche

Die Last wird mittels eines Hydraulikzylinders auf einen Lastverteilungsträger aufgebracht. Dieser leitet die Kraft in die beiden kleineren Lastverteilungsträger weiter. Anschließend wird die Last über vier Traversen und Elastomere auf den Betonquerschnitt übertragen. Der Probekörper ist auf Rollen gelagert. Dabei ist eine Rolle festgestellt, während die andere Rolle sich frei verdrehen kann (vgl. Abb. 6.6).

### 6.2.5 Messtechnik

Bei der Durchführung des Versuchs werden 32 induktive Wegaufnehmer (WA), 38 Dehnungsmessstreifen (DMS) und 4 faseroptische Sensoren (SF) verwendet (siehe Abb. 6.5 und Abb. 6.6). Zur besseren Beschreibung der Ergebnisse werden elf Schnitte (① bis ⑪) eingeführt. Mittels der induktiven WA werden verschiedene Verformungen erfasst. Zum einen wird die vertikale Durchbiegung (WA-D) in den Schnitten ②, ④, ⑤, ⑥ und ⑧ aufgezeichnet. Weiterhin wird der Relativschlupf (WA-S) zwischen BSP und Beton in sechs Schnitten und die abhebenden Verformungen zwischen den beiden Verbundpartnern (WA-A) in fünf Schnitten gemessen. WA-B bezeichnet die Verformungsmessung

6 Untersuchungen zum uniaxialen Tragverhalten der HBV-Decke

an der Betonoberseite (Messlänge  $L_0 = 150$  mm), welche an vier Stellen durchgeführt wird. Aus dieser Messung kann die lokale Betonstauchung abgeschätzt werden.

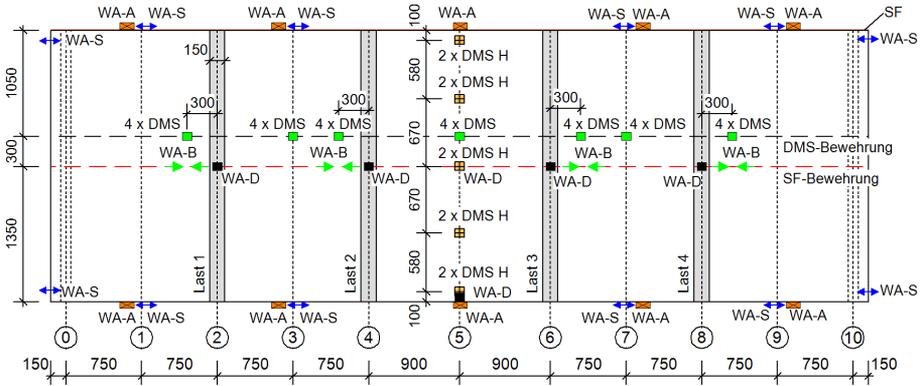


Abb. 6.5: Übersicht über die eingesetzte Messtechnik in der Draufsicht

Von den insgesamt 38 DMS werden 28 vor der Betonage an die Bewehrungsstäbe angebracht und anschließend einbetoniert. Es werden an sieben verschiedenen Stellen jeweils zwei DMS an der oberen und zwei DMS an der unteren Längsbewehrung appliziert. Durch Mittelwertbildung der beiden Messstellen am Stab bleiben Biegeeffekte im Stab unberücksichtigt und es können Dehnungsebenen im Beton bzw. der Bewehrung bestimmt werden. Weitere fünf DMS sind jeweils an der Holzoberseite und -unterseite in Feldmitte (DMS-H) angebracht. So kann überprüft werden, ob in Feldmitte über die gesamte Breite gleichmäßige Dehnungszustände vorliegen und die volle Breite als mittragende Breite aktiviert wird.

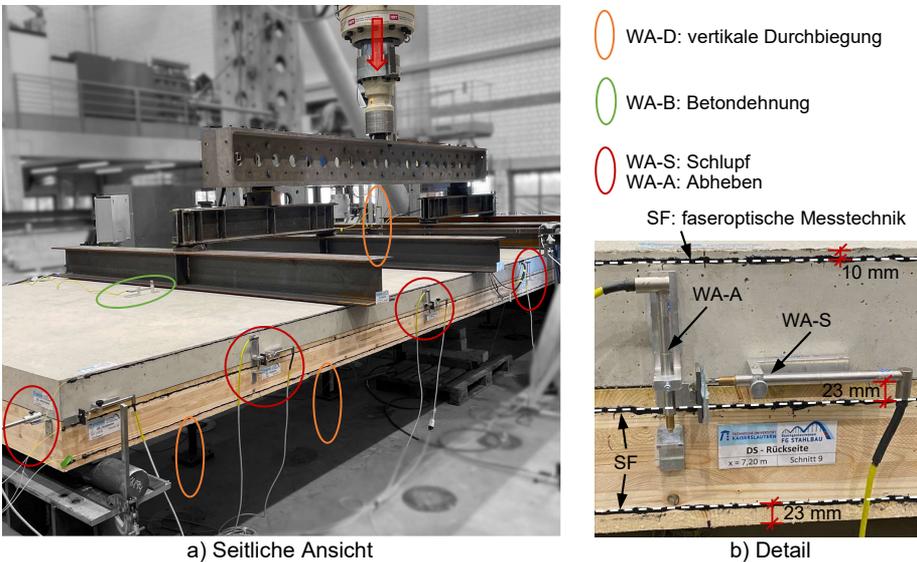


Abb. 6.6: Darstellung der angebrachten Messtechnik am Probekörper

In Abb. 6.6 b) sind die drei außenliegenden faseroptischen Sensoren dargestellt. Der vierte Sensor ist an einem unteren Längsbewehrungsstab angebracht und deshalb hier nicht sichtbar. Mittels eines kaltaushärtenden Zweikomponenten-Epoxidharzklebstoffs werden die Sensoren, welche aus einer einzelnen Glasfaser bestehen, über die gesamte Bauteillänge appliziert. Werden bei der Messung Lichtsignale durch die Fasern gesendet, kann mit Hilfe eines Interrogators die Änderung der Wellenlänge des durch die Rayleigh-Streuung reflektierten Lichts aufgezeichnet werden. Die Änderung der Wellenlänge resultiert aus der lokalen Dehnung der Faser [Luna Innovations Inc. 2023]. Durch das Messsystem kann die lokale Dehnung über die gesamte Sensorlänge im Abstand von 0,65 mm ausgegeben werden. Folglich sind die Dehnungszustände in der Betondruckzone, in der unteren Längsbewehrungslage und am BSP-Querschnitt in H2 und H6 über die ganze Länge des Bauteils bekannt.

## 6.2.6 Versuchsdurchführung

Nach Entfernen der Hilfsunterstützung wirkt das Eigengewicht des Trägers und der Lasteinleitung auf den Probekörper. Die Durchbiegungen werden aufgezeichnet, anschließend wird die Messtechnik tariert und die Messung neu gestartet. Deshalb sind die im Folgenden dargestellten Kräfte als ausschließlich durch den Prüfzylinder aufgebraachte Kräfte anzusehen.

Zu Versuchsbeginn werden drei Vorbelastungszyklen zwischen 10 % und 40 % von  $F_{max,est} = 375 \text{ kN}$  mit zwischenzeitlichen Haltepausen von je 30 Sekunden durchgeführt. So sollen Setzungen des Gesamtsystems vorweggenommen werden.  $F_{max,est}$  wird aus vorangegangenen numerischen Simulationen abgeschätzt. Die Vorbelastung wird weggesteuert mit 2,0 mm/min aufgebracht. Anschließend wird die Beanspruchung mit 1,0 mm/min stetig bis zum Versagen gesteigert. Alle 50 kN wird eine ca. 10-minütige Haltepause vorgesehen, um Kurzzeitrelaxationseffekte zuzulassen und so die quasi-statische Kraft-Verformungsbeziehung zu erhalten.

## 6.2.7 Versuchsergebnisse

### 6.2.7.1 Allgemeine Ergebnisse

Abb. 6.7 zeigt die Kraft-Durchbiegungs-Beziehung. Bis ca. 50 % der Traglast ist ein linear-elastisches Verhalten des Bauteils erkennbar. Dies wird durch die gute Übereinstimmung mit der Vergleichsrechnung des linear-elastischen Stabwerkmodells (siehe Abschnitt 6.3.1) verdeutlicht. Anschließend verringert sich die Steifigkeit. Bei einer Belastung von ca. 500 kN versagen einzelne Teillamellen in H6 an verschiedenen Stellen in Bauteillängsrichtung, jedoch vermehrt im Bereich der Schnitte ③ und ⑦. Das Versagen der Lamellen führt zu geringfügigen Lastabfällen. Durch Umlagerungseffekte, welche insbesondere im BSP auftreten, kann die Last anschließend wieder gesteigert werden.

Bei einer Durchbiegung von ungefähr 190 mm wird die Traglast von 527 kN erreicht und es tritt anschließend ein deutlicher Lastabfall auf, welcher durch ein großflächiges Biegezugversagen des BSP in Schnitt ⑦ zu erklären ist. Daraufhin wird der Versuch beendet. Unterhalb nahezu jeder Lasteinleitung bilden sich lokale Biegerisse im Beton (siehe Abb. D.2). Unter den beiden äußeren Lasteinleitungen ist diese Rissbildung

deutlich stärker ausgeprägt. In Feldmitte ist keine Rissbildung erkennbar. Mittels der WA-D kann gezeigt werden, dass die Durchbiegung über die Trägerlänge symmetrisch zur Bauteilmitte auftritt. In Feldmitte ist zusätzlich ein WA-D in Querschnittsmitte und ein WA-D im Außenbereich angebracht. So kann verifiziert werden, dass die Traversen ausreichend steif sind und der Querschnitt gleichmäßig über die volle Breite beansprucht wird (vgl. Abb. D.3). Zusammen mit den Messungen der DMS über die Holzbreite kann gefolgert werden, dass die gesamte Breite des Verbundquerschnitts mitträgt.

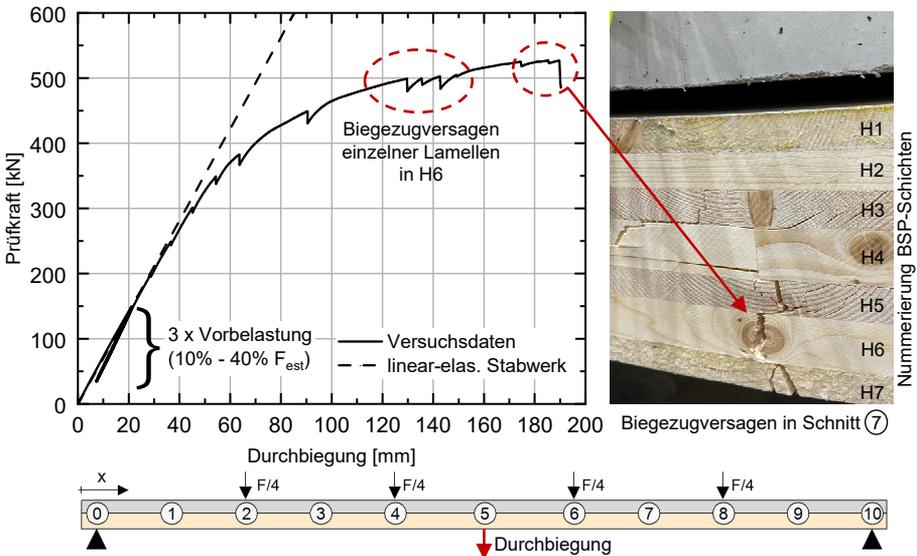


Abb. 6.7: Kraft-Durchbiegungs-Beziehung des DS mit maßgebendem Versagen

Der Verlauf des je Messschnitts gemittelten Relativschlupfs auf Höhe der Verbundfuge über die Bauteillänge ist Abb. 6.8 zu entnehmen. Die einzelnen Messpunkte in den jeweiligen Schnitten sind mit Punkten gekennzeichnet. Bis zur Laststufe 300 kN beträgt der Maximalwert des gemessenen Schlupfes knapp 1,0 mm. Verglichen mit den Dübelkennlinien aus den Kleinteilversuchen für die hier vorliegende Konfiguration 90° (Abb. 5.18 d) zeigt sich, dass die Verbundmittel am äußeren Rand bereits den plastischen Verformungsbereich erreicht haben. Die übertragbare Schubkraft dieser Verbundmittel kann nur noch geringfügig gesteigert werden. Dies erklärt zusammen mit dem Übergang des Betons in den Zustand II den Steifigkeitsverlust bei 300 kN in der Kraft-Durchbiegungs-Beziehung nach Abb. 6.7.

Wird die Beanspruchung weiter erhöht, nimmt der Schlupf exponentiell zu. Bei der Laststufe 450 kN beträgt der Schlupf bereits bis zu 4 mm, was den Steifigkeitsverlust der Verbundfuge verdeutlicht. Durch das ausgeprägte duktile Verhalten der Verbundmittel ist eine Umlagerung in Richtung der inneren Verbundmittel möglich. Auf Maximallastniveau werden bis zu 12,1 mm Schlupf gemessen. Außer im Bereich zwischen Schnitt (4) und (6) erreichen alle Verbundmittel Schlupfwerte von mehr als einem Millimeter. Für niedrige Laststufen in Abb. 6.8 a) weist die linke Seite (Schnitt (0) bis (5)) leicht höhere Relativverschiebungen auf. Die Schlupfentwicklung ist aber generell näherungsweise symmetrisch. Im weiteren Verlauf des Versuchs erreicht die rechte Seite größere

Schlupfwerte. Auf dieser Seite tritt auch das maßgebende lokale Biegezugversagen in Schnitt ⑦ auf.

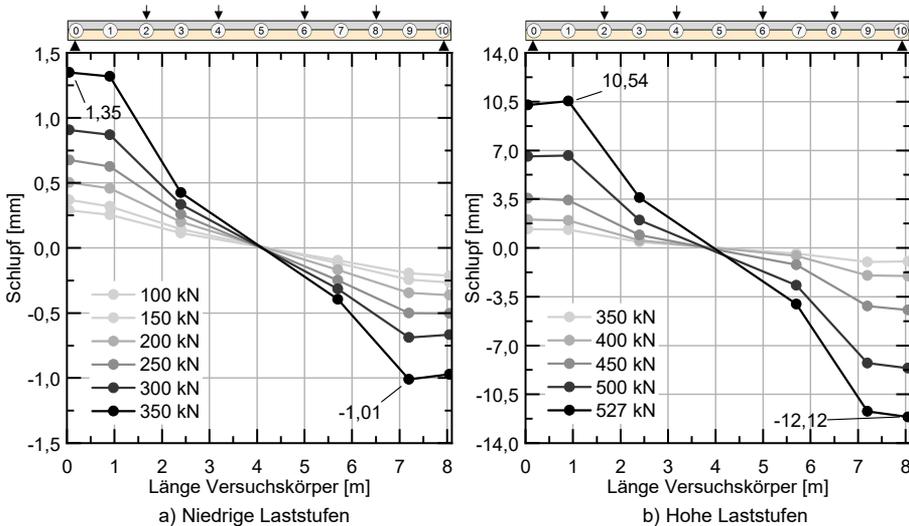


Abb. 6.8: Verlauf des Schlupfes in der Verbundfuge über die Bauteillänge

In Abb. 6.9 sind die abhebenden Verformungen zwischen Beton und BSP auf der Ordinatenachse dem Schlupf auf der Abszisse gegenübergestellt. Dabei sind mit Hilfe der gestrichelt dargestellten Geraden die Verhältnisse des Anstiegs des Abhebens im Vergleich zur Schlupfentwicklung gekennzeichnet. Allgemein liegen in Schnitt ① und ⑨ höhere Verformungen bei gleicher Laststufe als in Schnitt ③ und ⑦ vor. Unterhalb einer Belastung von 300 kN betragen die abhebenden Verformungen in den betrachteten Schnitten weniger als 0,5 mm. Mit Beginn des Steifigkeitsverlusts in der Kraft-Durchbiegungs-Beziehung bei ca. 300 kN nimmt das Abheben exponentiell zu. Allerdings ist die Zunahme geringer ausgeprägt als die des Schlupfes, was sich in einer verminderten Steigung des Verlaufs des Verhältnisses zeigt. In Schnitt ① und ⑨ beträgt dieses Verhältnis für hohe Laststufen 1:2 bis 1:2,5. In Schnitt ③ und ⑦ zu Beginn ca. 1:1 und im weiteren Versuchsverlauf zwischen 1:1,5 und 1:2. Die Messung in Schnitt ⑤ zeigt über die gesamte Versuchsdauer abhebende Verformungen unterhalb von 0,10 mm.

Außerhalb des hier dargestellten Schlupfbereichs nehmen die abhebenden Verformungen analog zum Schlupf weiter exponentiell zu. In Abb. D.4 ist zur Verdeutlichung die Prüfkraft über die abhebende Verformung je Schnitt dargestellt. Nach Einstellung des maßgebenden Versagens sind in Schnitt ⑦ (vgl. Abb. 6.7 rechts) große abhebende Verformungen erkennbar. Da dazu jedoch unverhältnismäßig große Durchbiegungen notwendig sind, ist dies kein baupraktisch relevantes Tragverhalten. Bei der nachfolgenden numerischen Betrachtung beider Tragrichtungen wird detaillierter auf die abhebenden Verformungen eingegangen, da dort ein Auslesen der Verformung an deutlich mehr Messstellen in Bauteillängsrichtung möglich ist. Ein Vergleich zwischen Trag- und Verformungsverhalten der Betonnocke aus Kleinteil- und großmaßstäblichen Versuchen wird in Abschnitt 6.3.3 gezogen.

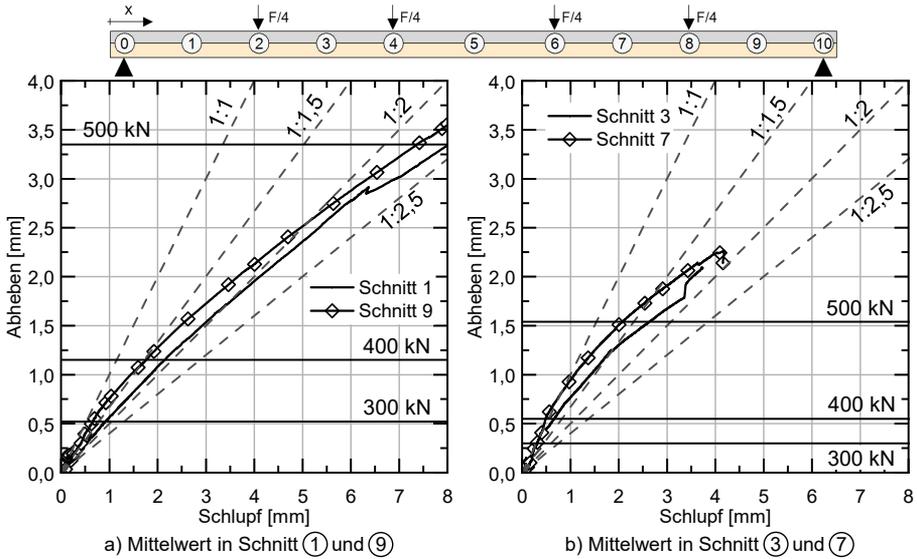


Abb. 6.9: Entwicklung der abhebenden Verformungen dargestellt über Schlupf mit Kennzeichnung des Abhebens für einzelne Laststufen

Die lokalen Dehnungsmessungen mittels DMS und die kontinuierliche Dehnungsmessung mittels faseroptischer Messtechnik (SF) können an einigen Messpunkten gegenübergestellt werden. So können die aufgezeichneten Ergebnisse der hochaufgelösten Messtechnik verglichen und gegenseitig verifiziert werden. Abb. D.5 gibt einen Überblick über die Dehnungsmessung in der unteren Bewehrungslage mit Hilfe von DMS und SF. Da die Ergebnisse nahezu deckungsgleich sind, wird im Folgenden nur auf die Messungen der SF eingegangen. Zusätzlich sind in Kapitel D.2 noch weitere Ergebnisse und Bilder des Versuchskörpers dargestellt. Außerdem werden die plastischen Verformungen des Holzes im Kontaktbereich der Betonnocke mit dem BSP-Querschnitt nach Versuchsende manuell gemessen. Es kann analog zu den Kleinteilversuchen gezeigt werden, dass der Großteil der irreversiblen Verformungen im Holz auftreten.

**6.2.7.2 Ermittlung der inneren Schnittgrößen**

Mittels SF können die Dehnungen in vier Querschnittsstellen (2 x Beton-, 2 x BSP-Querschnitt) kontinuierlich über die Bauteillänge gemessen werden. Aus diesen Dehnungen werden mittels Extrapolation die Dehnungsebenen der Teilquerschnitte ermittelt. Obwohl bei BSP-Querschnitten bedingt durch die schubweichen Zwischenschichten der Querschnitt nicht eben bleibt, wird bei der Ermittlung der Dehnungsebenen die Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese unterstellt. Dies ist näherungsweise zulässig, da bei größeren Spannweiten die Effekte aus Schubweichheit vernachlässigbar klein werden (vgl. Abb. 6.14). Für den ungerissenen Beton gibt Abb. 6.10 einen Überblick über das schematische Vorgehen bei der Ermittlung der inneren Schnittgrößen.

In der Verbundfuge tritt nach Teilverbundtheorie ein Relativschlupf auf. Dies bedingt den Dehnungssprung. Mittels der Dehnungsebenen lässt sich an jeder Teilquerschnittsstelle unter Annahme einer linear-elastischen Spannungsverteilung im Zustand I mit

$\sigma = \varepsilon \cdot E$  die resultierende Spannung ermitteln. Die Zugspannung an der Unterseite des Betonquerschnitts kann maximal  $f_{ctm}$  erreichen. Die errechnete Biegespannungsverteilung kann in eine konstante Normalspannung  $\sigma_N$  und eine zur Schwerachse symmetrische Biegespannung  $\sigma_M$  zerlegt werden. Im BSP-Querschnitt sind bedingt durch die unterschiedliche Steifigkeit der Lagen keine kontinuierlichen Spannungsverläufe zu verzeichnen. Die Spannung je Lamelle kann ebenfalls in einen konstanten Normalspannungsanteil und einen Eigenbiegeanteil zerlegt werden.

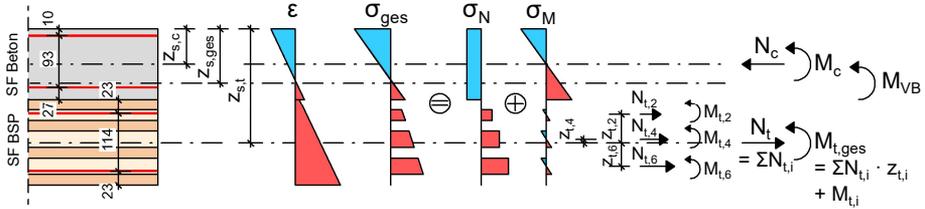


Abb. 6.10: Ermittlung der Spannungsverteilung im ungerissenen Querschnitt (Beton Zustand I) und resultierende Teilschnittgrößen

Aus den zerlegten Spannungsanteilen können nun für jeden Querschnitt die Teilschnittgrößen  $M_c$  bzw.  $M_{t,ges}$  und  $N_c$  bzw.  $N_t$  ermittelt werden. Die beiden errechneten Normalkräfte sind betragsmäßig gleich groß. Da keine äußeren Normalkräfte wirken, ist dies aus Gleichgewichtsbedingungen zwingend erforderlich. Im BSP-Querschnitt wird die Eigenbiegebeanspruchung durch die Summe der Normalkräfte je BSP-Lage multipliziert mit dem jeweiligen Abstand zum Schwerpunkt des BSP-Querschnitts  $z_{t,i}$  und der Summe der Eigenbiegeanteile der einzelnen BSP-Lagen errechnet. Das Verbundmoment  $M_{VB}$  der beiden Verbundpartner Beton und BSP ist als die Multiplikation der Normalkräfte der Teilquerschnitte  $N_c$  bzw.  $N_t$  mit dem Abstand der Schwerpunkte der Teilquerschnitte zum Gesamtschwerpunkt aufzufassen. Das aus der äußeren Belastung hervorgerufene Biegemoment  $M_{Ed}$  muss der Superposition der inneren Momente (Gl. 6.1) entsprechen.

$$M_{Ed} \stackrel{!}{=} M_c + M_{t,ges} + M_{VB} \tag{6.1}$$

Nach Überschreitung der Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  geht der Beton in den gerissenen Zustand über. Um eine Schnittgrößenermittlung für Zustand II (vgl. Abb. 6.11) zu ermöglichen, wird der Beton in einzelne Lamellen diskretisiert (vgl. [Kludka-Lempert 2023]). Im vorliegenden Fall wird er hinreichend genau in 40 Teillamellen mit einer jeweiligen Höhe von 3,25 mm unterteilt. Für jede Lamelle wird überprüft, ob sie sich im Druck- oder Zugbereich befindet und ob die eventuell auftretende linear-elastisch errechnete Zugspannung oberhalb der Zugfestigkeit liegt. Ist dies der Fall, fällt die Lamelle aus und wird bei der weiteren Berechnung nicht mehr berücksichtigt. In Abb. 6.11 ist dieser Bereich schraffiert dargestellt.

Im Druckbereich wird die vorliegende Spannung unter Ansatz einer nichtlinearen Druckspannungsentwicklung nach Abs. 3.1.5 in [DIN EN 1992-1-1] berechnet. Die Spannung wird dabei als konstant über die jeweilige Lamellenhöhe angenommen. Die Dehnung auf Höhe der Längsbewehrung wird mittels eines bilinearen Werkstoffgesetzes in die vorliegende Spannung umgerechnet. Dieses Verfahren wird auf jeden Messpunkt entlang der Trägerlänge angewandt und es werden für jeden Punkt ausfallenden Querschnittsteile ermittelt. Aufgrund des reduzierten Betonquerschnitts verschieben sich der

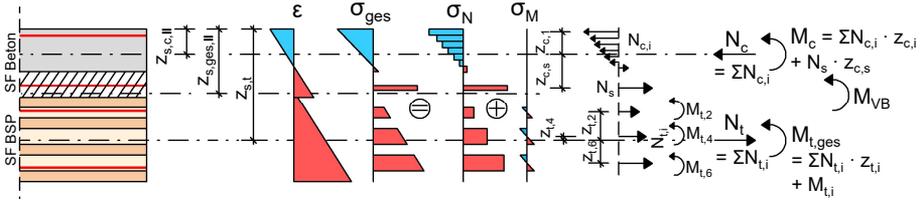


Abb. 6.11: Ermittlung der Spannungsverteilung im gerissenen Querschnitt (Beton Zustand II) und resultierende Teilschnittgrößen

Teilschwerpunkt des Betons ( $z_{s,c,II}$ ) und der Gesamtschwerpunkt ( $z_{s,ges,II}$ ). Die Eigenbiebeanspruchung des Betons  $M_c$  kann nun als Summe aller Normalkräfte der einzelnen Lamellen multipliziert mit dem jeweiligen Abstand  $z_{c,i}$  zum Schwerpunkt des Betons und der Normalkraft in der Bewehrung multipliziert mit dem Abstand  $z_{c,s}$  ermittelt werden. Die Bestimmung der restlichen Teilschnittgrößen erfolgt analog zu Zustand I.

Die in Literaturstellen häufig ausgenutzte Bedingung, dass die Teilquerschnitte eine Krümmungsgleichheit aufweisen, muss hier nicht unterstellt werden, da ausreichend Messergebnisse zur Verfügung stehen. Allgemein gilt die Krümmungsgleichheit, solange keine abhebenden Verformungen zwischen den Teilquerschnitten auftreten. Für geringe Laststufen (unterhalb 300 kN) sind die gemessenen abhebenden Verformungen sehr gering (vgl. Abb. 6.9). Werden nun die ermittelten Dehnungsebenen für diese Laststufen verglichen, so kann aufgrund der näherungsweise identischen Steigung der Dehnungen über die Querschnittshöhe die approximative Krümmungsgleichheit und das allgemeine Vorgehen bestätigt werden.

Die errechneten Momentenverteilungen pro Meter Bauteilbreite sind für die Laststufe 300 kN und die Maximallast von 527 kN in Abb. 6.12 dargestellt. 300 kN ist dem Bereich der linearen Kraftsteigerung des Bauteils vor Beginn des Verbundfugenversagens zuzuordnen (vgl. Abb. 6.7). Die Maximallast von 527 kN wird erst bei großen Durchbiegungen unmittelbar vor Versuchsende erreicht. Die lokalen Streuungen der Messungen sind durch die Inhomogenität der Werkstoffe und die lokale Rissbildung zu erklären.

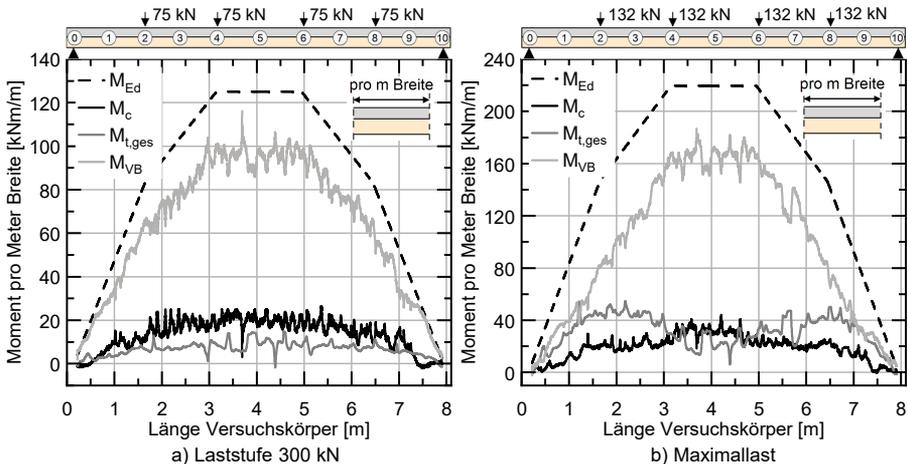


Abb. 6.12: Darstellung der einzelnen Traganteile des Biegemoments

Bei 300 kN wird das einwirkende Biegemoment zu rund 70 % über das Verbundmoment zwischen Beton- und BSP-Querschnitt abgetragen. Der Eigenbiegeanteil des Betons, welcher sich bereits über nahezu die gesamte Feldlänge an der Unterseite in Zustand II befindet, beträgt knapp 20 % und der des BSP rund 10 %. Der Verlauf des Verbundmoments über die Trägerlänge ist affin zu  $M_{Ed}$ . Die Biegemomente bei Brett-schichtholz-Beton-Verbundträgern mit Kernen verteilen sich nach [Michelfelder 2006] zu 15 % auf den Beton, zu 20 % auf das Brett-schichtholz und zu 65 % auf die Verbundtragwirkung. Die Anteile sind ähnlich zu den gemessenen Werten. Der geringere Anteil des BSP ist auf die Schichten mit Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung zurückzuführen. Das aus den einzelnen Anteilen errechnete Gesamtmoment zeigt eine gute Übereinstimmung mit dem stabstatisch ermittelten Gesamtmoment  $M_{Ed}$ .

Wird nun die Last gesteigert, nimmt die Eigenbiegebeanspruchung des Betons  $M_c$  aufgrund der durch die Rissbildung verringerten Steifigkeit nur geringfügig zu. In den Randbereichen übersteigt das Eigenbiegemoment im Holz  $M_{t,ges}$  nun deutlich  $M_c$  und erreicht Werte von bis zu 50 kNm/m zwischen Schnitt ② und ③.  $M_{t,ges}$  bleibt in Feldmitte hingegen nahezu konstant. Das Verbundmoment  $M_{VB}$  beträgt in Schnitt ① sowohl bei 300 kN als auch bei Maximallast knapp 40 kNm/m. Die ausbleibende Steigerung spricht für eine hohe Ausnutzung der Verbundmittel besonders im Randbereich und eine beginnende Verbundfugenschädigung bei 300 kN. Dadurch und durch die verringerte Steifigkeit des Betonquerschnitts kann auch die deutlich größere Eigenbiegebeanspruchung des BSP erklärt werden, welche schlussendlich auch zum maßgebenden Versagen und zur Beendigung des Versuchs führt. Ab Schnitt ② kann das Verbundmoment mit zunehmender Beanspruchung noch gesteigert werden, da eine Umlagerung der Schubkräfte in Richtung Bauteilmitte stattfindet. Da das Verbundmoment im Randbereich bei hohen Laststufen nicht mehr gesteigert werden kann, ist auch die in Abb. 6.13 dargestellte Normalkraft  $N_i$  im BSP-Querschnitt in diesem Bereich konstant.

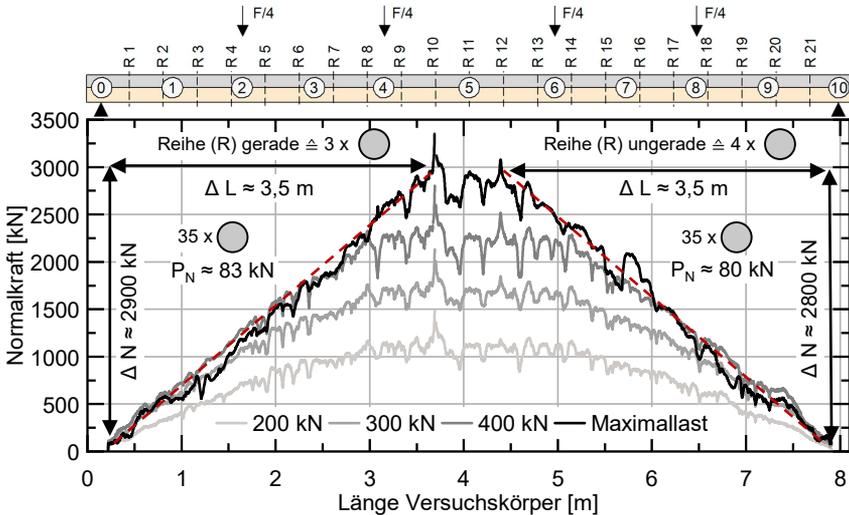


Abb. 6.13: Normalkraft im BSP-Querschnitt für verschiedene Laststufen mit schematischer Darstellung der einzelnen Verbundmittelreihen (Reihe (R) 1 bis Reihe (R) 21)

Auf Maximallastniveau nimmt die Normalkraft näherungsweise linear bis zu Reihe 10 (linke Seite) und Reihe 12 (rechte Seite) zu. Dies spricht für eine hohe Beanspruchung

nahezu aller Verbundmittel. Nach Erreichen der Tragfähigkeit der Verbundfuge im Randbereich lagert sich die Schubkraft in Richtung der steiferen Verbundmittel im inneren Bereich um. Das hohe plastische Verformungsvermögen der Betonnocke ohne Lastabfall begünstigt diesen Effekt und zeigt, dass die Duktilität der Verbundmittel im Push-out-Versuch auch in realen Bauteilen erreicht werden kann. Dazu müssen jedoch große Durchbiegungen in Kauf genommen werden.

Je Seite werden 35 Verbundmittel zum Lastabtrag aktiviert. Die aufgebaute Normalkraft beträgt auf Maximallastniveau ca. 2900 kN bzw. 2800 kN in Bauteilmitte, was zu einer verschmierten Belastung von ca. 81,5 kN je Verbundmittel führt. Dies liegt unterhalb der Tragfähigkeit je Verbundmittel aus den experimentellen Kleinteilversuchen (Kapitel 5). Im Unterschied zu diesen Kleinteilversuchen wird der Deckenstreifen jedoch nicht stehend, sondern liegend betoniert. Dies führt zu einer höheren Wasseraufnahme des BSP im Bereich der Betonnocken, was durch den hohen gemessenen Feuchtegehalt von bis zu 34 % im Kontaktbereich (Tab. D.3) bestätigt wird. Bei der stehenden Betonage werden Feuchtigkeiten von maximal 19,1 % gemessen. Der hohe Wassergehalt führt zu einer deutlichen Reduktion der Festigkeiten des Holzes. Besonders stark sind dabei die Auswirkungen auf die Druckfestigkeit in Faserrichtung, welche maßgeblich für die Tragfähigkeitsentwicklung der Betonnocke (vgl. Abb. 6.19) ist.

### 6.3 Numerische Untersuchungen

#### 6.3.1 Modellbildung und Kalibrierung

Die allgemeinen Randbedingungen der numerischen Modelle in Abaqus werden aus dem kalibrierten Modell in Kapitel 4 übernommen. Tab. D.4 bis Tab. D.7 geben einen Überblick über die Modell- und Materialparameter. Dabei müssen die Druckfestigkeiten aufgrund der hohen Holzfeuchtigkeiten entsprechend reduziert werden. Bei den Stabwerkmodellen (SW-Modellen) werden alle Teilquerschnitte in ihren jeweiligen Schwerachsen mittels Stäben (H1 - H7 und Bewehrung) und Schalen (Beton-QS) modelliert (vgl. Abschnitt 2.4.1.4 und Abb. 6.14 rechts). Die dabei verwendete Software ist RFEM 6 der Firma Dlubal. Um die Teilquerschnitte miteinander zu verbinden, werden vertikale starre Koppelstäbe eingefügt. Die Verbundwirkung zwischen Beton und Bewehrung bzw. die Verklebung der einzelnen BSP-Schichten wird über biegesteif angeschlossene Koppelstäbe in diesem Bereich erfasst.

In der Verbundfuge zwischen Beton- und BSP-Querschnitt werden in den Bereichen ohne Verbundmittel nur die vertikalen Verschiebungen mittels gelenkig angeschlossener Stäben gekoppelt. Um ein Abheben in der Verbundfuge zu ermöglichen, wird ein Ausfallen der Stäbe unter Zugbeanspruchung definiert. Im Kontaktbereich der Betonnocke mit dem BSP-Querschnitt wird eine horizontale Wegfeder angesetzt. Damit können die Verbundmitteleigenschaften als multilineare Kraft-Schlupf-Beziehung erfasst werden. Auch hier können in vertikaler Richtung nur Druckkontaktkräfte übertragen werden. Durch die starre Kopplung der Schwerachsen der einzelnen BSP-Lagen wird die vorliegende Schubweichheit der Schichten mit Faserrichtung senkrecht zur Bauteiltragrichtung nicht abgebildet. Mittels Wegfedern in der Mitte der vertikalen Kopplungen kann die Schubweichheit durch die Ersatzsteifigkeit  $f_G$  nach Gl. 6.2 erfasst werden. Dabei ist jeweils die schubweiche Schicht als maßgebende Schicht anzusetzen. Die

Effekte der Schubweichheit führen aufgrund der großen Spannweite des Systems nur zu geringfügigen Durchbiegungserhöhungen.

$$f_G = \frac{G_{roll} \cdot b \cdot l}{d/2} \quad (6.2)$$

Mit:

- $b$  Breite
- $l$  Abstand der vertikalen Koppelstäbe
- $d$  Schichtdicke der schubweichen Schicht

Abb. 6.14 gibt einen Vergleich zwischen der Kraft-Durchbiegungs-Beziehung aus der experimentellen Untersuchung mit verschiedenen Stabwerkmodellen (SW-Modell) und der Simulation mit Abaqus. Die linear-elastischen SW-Modelle zeigen nur im Anfangsbereich eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Eine Berechnung mit dem Schubanalogieverfahren (vgl. [Scholz 2003]) ergibt deckungsgleiche Ergebnisse.

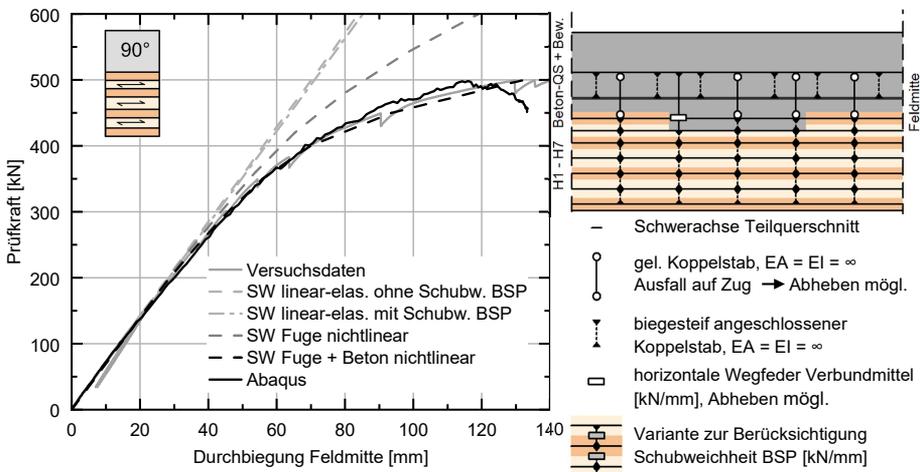


Abb. 6.14: Vergleich der numerischen Simulationen mittels Stabwerkmodellen (SW) und Abaqus mit den experimentellen Ergebnissen und schematischer Aufbau des Stabwerkmodells

Im nächsten Modellierungsschritt wird im SW-Modell eine nichtlineare Kraft-Schlupf-Beziehung entsprechend der Dübelkennlinien auf Mittelwertniveau aus Abb. 5.18 d) für die Betonnocke implementiert, was zur Abbildung eines ersten Steifigkeitsverlustes führt. Aufgrund des stark erhöhten Wassergehalts an der Oberseite des BSP muss die Tragfähigkeit je Verbundmittel auf 87 kN (Faktor 0,65) reduziert werden (vgl. Abb. 6.19). Dieser Wert stimmt näherungsweise mit der experimentell aus der Normalkraftdifferenz berechneten Traglast je Nocke von 82 kN überein. Allerdings werden die Versuchsergebnisse so noch nicht zufriedenstellend erfasst (vgl. Abb. 6.14). Durch Ansatz eines nichtlinearen Materialmodells für den Betonquerschnitt kann auch der Übergang des Betons in Zustand II abgebildet werden. Nach Erreichen der Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  wird die noch aufnehmbare Zugspannung auf nahezu Null reduziert und die Bewehrung trägt hauptsächlich die Zugkräfte ab. Dadurch kann das Bauteilverhalten sehr gut abgebildet werden. Die numerische Simulation mit Abaqus zeigt ebenfalls eine sehr hohe Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

Der experimentell gemessene Schlupf kann ebenfalls realitätsnah durch die numerischen Simulationen abgebildet werden (Abb. 6.15 a)). Dabei liefert das SW-Modell tendenziell die geringsten Schlupfwerte. Die Werte nach Abaqus stimmen auf der linken Bauteilseite exakt mit den Versuchsergebnissen überein. Lediglich auf der rechten Seite wird bei hohen Laststufen der Schlupf etwas unterschätzt.

Die vorliegende Schubkraft je Verbundmittel kann experimentell nur mittels Abschätzung ermittelt werden, da keine ausgeprägten Normalkraftsprünge je Verbundmittelreihe vorhanden sind. Numerisch können die Kräfte für jede Betonbocke separat ausgewertet werden. Die Größenordnung der Schubkräfte stimmt mit der experimentellen Untersuchung überein (Abb. 6.15 b)) und verdeutlicht die volle Ausnutzung der Verbundmittel am äußeren Rand bei der hier dargestellten Laststufe 400 kN.

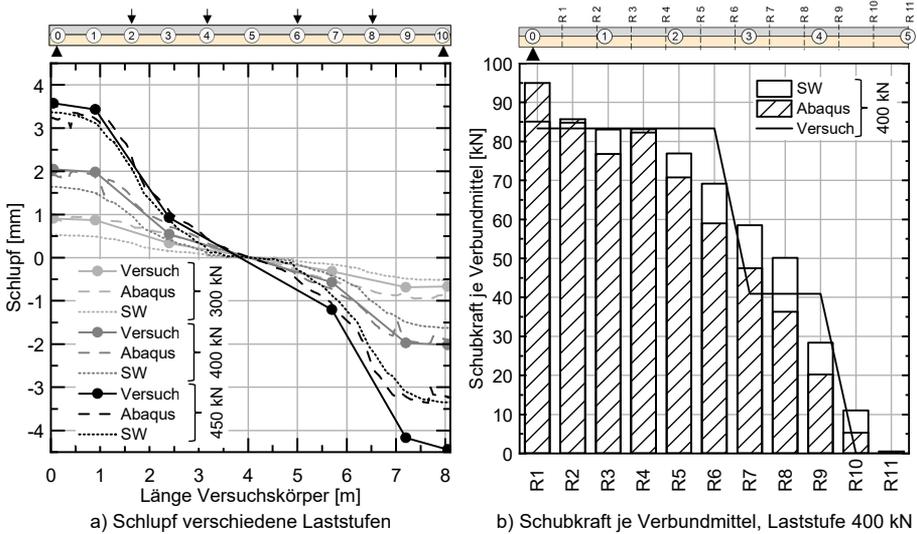


Abb. 6.15: Vergleich der Ergebnisse von numerischen Simulationen mit experimentellen Ergebnissen

### 6.3.2 Betrachtung beider Tragrichtungen

Die kalibrierten numerischen Modelle werden zur Untersuchung der anderen, nicht experimentell betrachteten Tragrichtung (0°) verwendet. Abb. 6.16 a) stellt die Kraft-Durchbiegungs-Beziehung beider Tragrichtungen dar. Im Bereich bis etwa 350 kN sind die beiden Verläufe nahezu deckungsgleich. Anschließend nimmt die Steifigkeit von 90° deutlich stärker ab. Dies ist teilweise auf die geringere Tragfähigkeit der Verbundmittel zurückzuführen. In 0°-Konfiguration kann im Mittel 25 % mehr Schubkraft pro Verbundmittel übertragen werden (vgl. Kapitel 5). Die Reduktion der Schubkrafttragfähigkeit infolge erhöhter Holzfeuchte erfolgt zur besseren Vergleichbarkeit mit einem zur 90° Konfiguration identischen Reduktionsfaktor. Zusätzlich sind die beiden Grenzfälle mit ideell starrem Verbund zwischen Beton- und BSP-Querschnitt ( $k = \infty$ ) und ohne Verbund ( $k = 0$ ) mit nichtlinearen Materialeigenschaften gegeben. Bei starrem Verbund ähneln sich die Verläufe sehr stark. Dies folgt aus der Konzipierung der Teilquerschnitte. Diese

werden so ausgelegt, dass die Gesamtbiegesteifigkeit bei starrem Verbund ungefähr gleich ist. Ohne Verbund zeigt sich, dass die Eigenbiegesteifigkeit des BSP-Querschnitts bei 0° deutlich größer als bei 90° ist. Diese erhöhte Eigenbiegesteifigkeit ermöglicht bei Versagen der Verbundfuge eine höhere Resttragfähigkeit des Querschnitts und erklärt neben der höheren Tragfähigkeit der Verbundfuge die Unterschiede der aufnehmbaren Last im nichtlinearen Kraft-Durchbiegungs-Bereich.

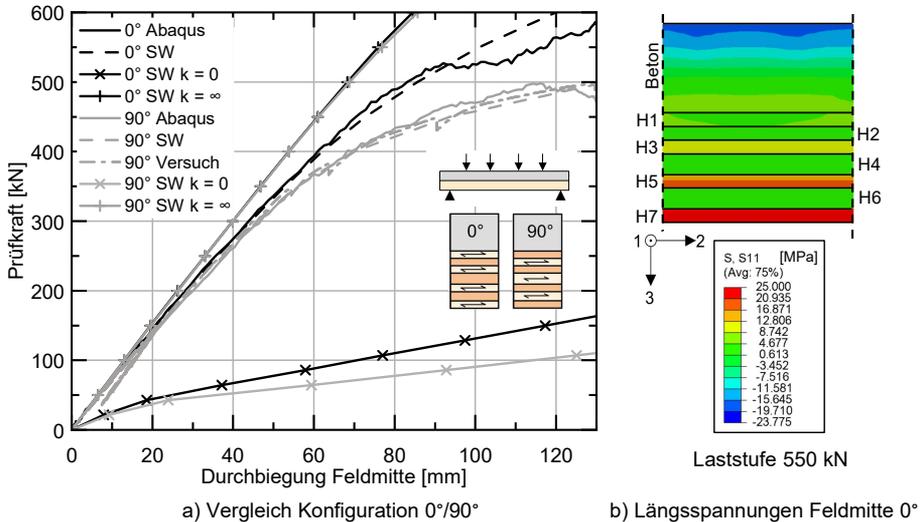


Abb. 6.16: Kraft-Durchbiegungs-Beziehung beider Tragrichtungen und Spannung in Feldmitte 0°

Bei Betrachtung der Längsspannungen in Feldmitte bei 0° (Abb. 6.16 b) ist bei einer Laststufe von 550 kN noch kein Biegezugversagen im BSP-Querschnitt erkennbar. Die Zugspannung liegt deutlich unterhalb der experimentell ermittelten Zugfestigkeit  $f_{t,0,mean} = 34,3$  MPa. In der Konfiguration 90° beginnen bei ungefähr 500 kN erste Lamellen auf Biegezug zu versagen.

Um im weiteren Verlauf eine bessere Vergleichbarkeit mit der zweiachsigen Tragwirkung zu erzielen, werden alle folgenden Simulationen (soweit nicht anderweitig gekennzeichnet) mit einem Standardbeton der Festigkeitsklasse C30/37 auf Mittelwertniveau (vgl. Tab. D.5) und Beanspruchung durch eine Flächenlast durchgeführt. In Abb. 6.17 werden die numerischen Ergebnisse für den Lastfall 6-Punkt-Biegeversuch und Flächenlast gegenübergestellt. Dabei wird die Beanspruchung aus 6-Punkt-Biegeversuch mittels Gl. 6.3 in eine Ersatzflächenlast umgerechnet.

$$q_{errech.} = \frac{F_{ges}}{L \cdot b} \quad (6.3)$$

Die Kraft-Durchbiegungs-Beziehungen weisen für beide Belastungssituationen qualitativ ähnliche Verläufe auf. Durch Verwendung des Standardbetons erhöht sich bei 90° im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen die Steifigkeit im Bereich bis 50 mm Durchbiegung. Die Ergebnisse aus Abaqus und SW stimmen gut überein. Lediglich bei 90° ab ca. 80 mm Durchbiegung erzielt Abaqus etwas höhere Tragfähigkeiten. Bei der Konfiguration 0° ist bei 43 kN/m<sup>2</sup> ein schlagartiger Lastabfall erkennbar, welcher aus einem Biegezugversagen des BSP-Querschnitts folgt. Aufgrund der hohen lokalen

Verformungen im Bereich der Verbundfuge bei der Konfiguration 90° und der damit einhergehenden numerischen Instabilität ist es nicht möglich, größere Durchbiegungswerte mit den Simulationen abzubilden.

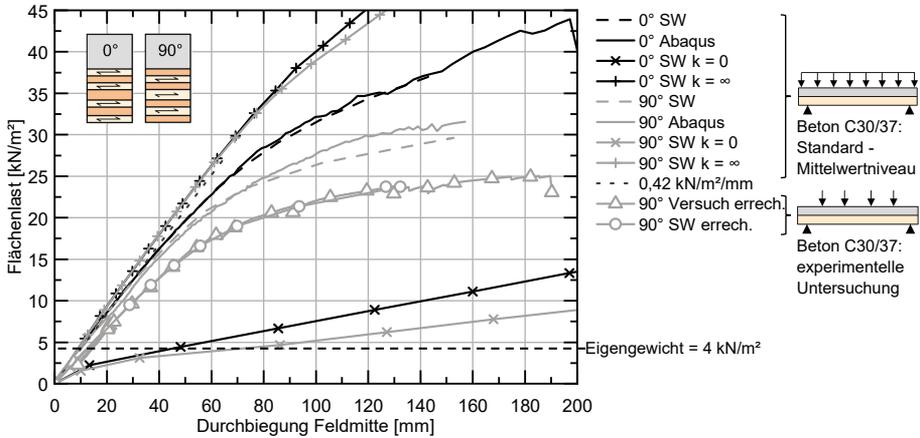


Abb. 6.17: Kraft-Durchbiegungs-Beziehung bei Beanspruchung durch eine Flächenlast

Der Bereich bis zu einer Durchbiegung von ungefähr 40 mm kann für beide Konfigurationen beim Lastfall Flächenlast mittels einer linear-elastischen Steifigkeit abgebildet werden. Sie kann im Mittel mit 0,42 kN/m² pro mm Durchbiegung angenähert werden. In diesem Bereich wird die effektive Biegesteifigkeit  $EI_{eff}$  des Gesamtquerschnitts für jede Konfiguration errechnet und ist in Tab. 6.1 angegeben. Der Verbundquerschnitt mit der Verbundfuge kalibriert auf den hohen Feuchtegehalt der experimentellen Untersuchungen erreicht ca. 91 bis 93 % der effektiven Biegesteifigkeit bei Unterstellung eines ideell starren Verbundes zwischen Beton und BSP ( $EI_{k=\infty,SW}$ ). Eine direkte Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit  $EI_{eff,\gamma-Verf.}$  mittels  $\gamma$ -Verfahren nach Abschnitt 2.4.1.2 kann nur die Auswirkungen der Nachgiebigkeit der Verbundfuge berücksichtigen. Die Nachgiebigkeit der Lamellen mit Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung und deren Einfluss auf die Steineranteile des BSP-Querschnitts kann nicht erfasst werden. Dies führt zu einer Überschätzung der Biegesteifigkeit um 2 bis 7 %. Zusätzlich zu dieser Überschätzung ist mit dem  $\gamma$ -Verfahren keine Berechnung von zweiachsig tragenden Bauteilen möglich. Deshalb wird dieses Verfahren im weiteren Verlauf nicht betrachtet.

Tab. 6.1: Errechnete Biegesteifigkeiten  $EI_{eff}$  der HBV-Deckenstreifen mit Kalibrierung der Verbundfuge auf die experimentellen Untersuchungen

Tragrichtung	$EI_{eff}$ [kNm²/m]	$EI_{k=\infty,SW}$ [kNm²/m]	Verhältnis [%]	$EI_{eff,\gamma-Verf.}$ [kNm²/m]	$EI_{k=\infty,\gamma-Verf.}$ [kNm²/m]
0°	21200	22768	93,1	22295	24405
90°	20805	22789	91,3	21224	23264

Das experimentell an der Konfiguration 90° ermittelte Schlupf-Verhalten lässt sich grundsätzlich auf die Konfiguration 0° übertragen. Lediglich die für ein gewisses Schlupfniveau notwendigen Laststufen sind verschieden. Abb. D.9 stellt die Verläufe des Schlupfes über die Bauteillänge bis zur Symmetrieachse dar. Durch die höhere Tragfähigkeit der

Verbundfuge bei  $0^\circ$  beginnt die exponentielle Schlupf-Zunahme erst ab ca.  $30 \text{ kN/m}^2$ , wohingegen  $90^\circ$  für diese Laststufe näherungsweise das Traglastniveau erreicht. Unmittelbar vor dem Lastabfall wird ein zu  $90^\circ$  identisches Schlupfniveau von knapp  $10 \text{ mm}$  verzeichnet. Folglich scheint es gerechtfertigt, bei der Auswertung der Kleinteilversuche in Kapitel 5 den baupraktisch relevanten Bereich auf  $10 \text{ mm}$  Schlupf festzulegen. Die Vergleichsrechnungen mittels Stabwerkmodellen zeigen im Randbereich sehr gute Übereinstimmungen mit den in Abaqus ermittelten Werten. Im Innenbereich wird der Schlupf etwas unterschätzt.

Der Verlauf des Schlupfes korrespondiert mit der Beanspruchung der Verbundmittel. In Abb. 6.18 sind die übertragenen Schubkräfte je Verbundmittel als Mittelwert aus jeder Reihe über die Bauteillänge dargestellt. Bei der Laststufe  $10 \text{ kN/m}^2$  sind die Ergebnisse für  $0^\circ$  und  $90^\circ$  nahezu identisch und der Anstieg der Kräfte ist entsprechend des Querkraftverlaufs linear über die Bauteillänge. Bei Erhöhung der Beanspruchung wird zunächst bei  $90^\circ$  die Tragfähigkeit je Verbundmittel erreicht, während bei  $0^\circ$  aufgrund der erhöhten Verbundfugentragfähigkeit noch deutliche Tragreserven vorhanden sind. Bei Maximallast werden die Nocken in Reihe 1 bis Reihe 7 ( $0^\circ$ ) und Reihe 1 bis Reihe 8 ( $90^\circ$ ) mit Schubkräften nahe der Tragfähigkeit beansprucht.

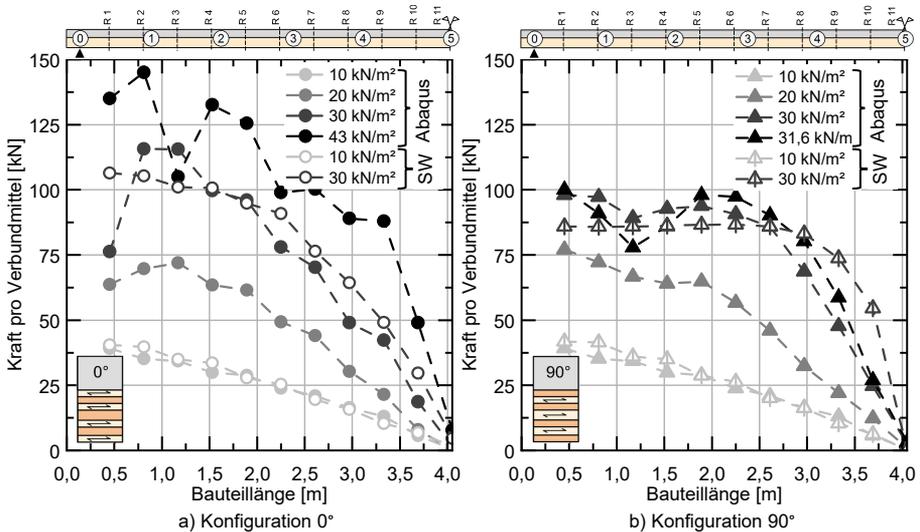


Abb. 6.18: Kraft je Verbundmittel, dargestellt über die Bauteillänge

Besonders bei  $90^\circ$  ist die Umlagerung der Schubkräfte in Richtung der Bauteilmitte an den dargestellten Nockenkräften gut erkennbar. Nachdem die äußeren Verbundmittel in Reihe 1 ihre Tragfähigkeit erreicht haben und in den plastischen Bereich ohne Laststeigerung übergegangen sind, werden sukzessive weitere Verbundmittel in Richtung der Bauteilmitte aktiviert. In der Konfiguration  $0^\circ$  werden bei hohen Schlupfwerten die Tragfähigkeiten der Verbundmittel im Randbereich (Reihe 1 bis 4) überschätzt. Nach Reduktion infolge Holzfeuchte analog zu  $90^\circ$  beträgt diese knapp  $120 \text{ kN}$  (vgl. Abb. 6.19 a). Die Überschreitung ist auf die starke Komprimierung des Materials im Kontaktbereich der Betonnocke und die damit einhergehenden numerischen Effekte zurückzuführen. Bei beiden betrachteten Konfigurationen ist ein frühzeitiges und sprödes Bauteilver-

sagen auszuschließen. Die Verbundfuge ermöglicht durch die ausgeprägte Duktilität der Verbundmittel eine Umlagerung der Kräfte in Richtung Feldmitte. Zusätzlich sind sehr große Verformungen zum Erreichen dieses Traglastniveaus notwendig, was die Vorankündigung des Versagens begünstigt.

Um die Erkenntnisse aus den Kleinteilversuchen aus Kapitel 5 mit dem Verbundmittelverhalten im Bauteil zu vergleichen, ist in Abb. 6.19 die Kraft-Schlupf-Beziehung einzelner Verbundmittel aus den Push-out-Versuchen dem Verbundmittelverhalten im Deckenstreifen gegenübergestellt. Bei den großmaßstäblichen Bauteilen wird jeweils eine Nocke in Auflagernähe (Reihe 1 und 2) mit dem lokal gemessenen Schlupf dargestellt. Die Ergebnisse der Push-out-Versuche als Mittelwert je Konfiguration müssen, wie im vorangegangenen Abschnitt bereits erwähnt, aufgrund der stark erhöhten Holzfeuchte mit dem Faktor 0,65 skaliert werden. Nur so ist eine Übereinstimmung der Ergebnisse der numerischen Modelle im Vergleich zu den Versuchsergebnissen des Deckenstreifens gegeben. Da die Push-out-Versuche ohne nennenswerte Variation der Holzfeuchte durchgeführt werden, kann nicht gesichert festgestellt werden, welchen Einfluss die Holzfeuchte auf die Steifigkeit des Verbundmittels aufweist. Es wird deshalb eine pauschale Beaufschlagung mit dem konstanten Faktor von 0,65 vorgesehen.

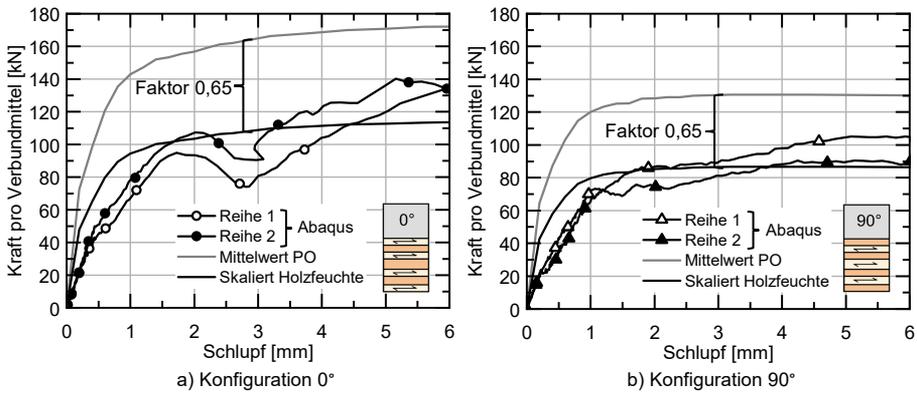


Abb. 6.19: Vergleich der Kraft-Schlupf-Beziehung einzelner Verbundmittel zwischen den Ergebnissen aus Abaqus und aus Push-out-Versuchen (PO)

Das beobachtete Tragverhalten der Nocken im Bauteil entspricht weitestgehend dem Verhalten der Verbundmittel in Kleinteilversuchen. Nach anfänglicher linear-elastischer Steifigkeit geht das Verbundmittel in einen nichtlinearen Bereich über, welcher besonders bei 90° stark ausgeprägt ist. Die Steifigkeit beider Konfigurationen im Anfangsbereich ist jedoch geringer als in den Push-out-Versuchen, da Effekte aus Haftreibung und ähnlichem nicht abgebildet werden können. Aufgrund der bereits erwähnten Problematik der hohen Komprimierung im Kontaktbereich steigt die Kraft je Verbundmittel bei 0° bei größeren Schlupfwerten wieder an und überschreitet für einige Betonnocken die unterstellte Tragfähigkeit. Bei 90° liegen die Beanspruchungen der maßgebenden Verbundmittel näherungsweise auf dem Niveau der skalierten Dübelkennlinie. Die hohe Duktilität der Betonnocke im Kleinteilversuch kann beim Tragverhalten in der HBV-Decke bei beiden Konfigurationen bestätigt werden. Die Ergebnisse der SW-Berechnung sind hier nicht dargestellt, da die skalierte Dübelkennlinie als Eigenschaft der Wegfeder in der Verbundfuge direkt im Modell implementiert wird.

Für beide Konfigurationen sind nahezu ausschließlich plastische Verformungen im BSP-Querschnitt zu verzeichnen. Eine leichte Schädigung des Betons ist lediglich bei  $90^\circ$  an der Nockenvorderkante ersichtlich. Dies deckt sich ebenfalls mit den Beobachtungen aus den Push-out-Versuchen. Deshalb muss neben der Betrachtung der Schubkräfte auch die Einleitung dieser lokal sehr hohen Beanspruchung im Kontaktbereich in den Restquerschnitt des BSP betrachtet werden. Abb. 6.20 stellt die mit Abaqus ermittelten Verläufe der Längs- bzw. Schubspannung an drei Punkten entlang der Bauteillängsachse über die Querschnittshöhe dar.

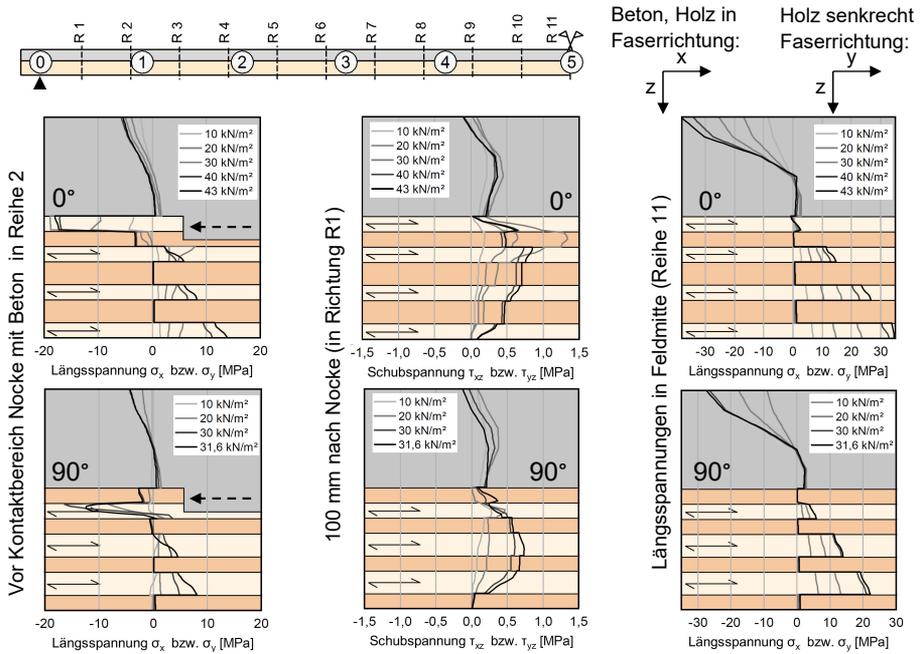


Abb. 6.20: Spannungsverläufe über die Querschnittshöhe für verschiedene Schnitte

Die Spannungsverläufe im linken Bereich sind aus der Nähe des Kontaktbereichs einer Nocke der Reihe 2 entnommen. Deutlich sichtbar ist dabei die hohe Druckbeanspruchung in Schicht 1 ( $0^\circ$ ) bzw. Schicht 2 ( $90^\circ$ ). Auch die teilweise Rückverankerung der Druckkräfte über den verbleibenden Querschnitt in Schicht 2 sind bei der Konfiguration  $90^\circ$  erkennbar. Es bilden sich Zugspannungen an dieser Stelle aus. Da nun in Schicht 1 bzw. Schicht 2 aus dem Kontaktbereich mit der Betonnocke hohe Druckkräfte eingeleitet werden, müssen diese Kräfte in den restlichen BSP-Querschnitt weitergeleitet werden. Um diesen Sachverhalt zu verdeutlichen, sind in Abb. 6.20 mittig die Schubspannungen im Abstand von 100 mm zum Kontaktbereich dargestellt. In Schicht 2 der Konfiguration  $0^\circ$  ist eine Rollschubbeanspruchung ( $\tau_{yz}$ ) in H2 zu erkennen, welche aus der Weiterleitung der Druckkraft in H1 folgt. Bei  $90^\circ$  gilt dies ebenso für Schicht 3, allerdings ist die Rollschubbeanspruchung hier deutlich niedriger als bei  $0^\circ$ . Allgemein kann festgehalten werden, dass bereits in diesem geringen Abstand zum Verbundmittel durch die flächige Verklebung der Holzschichten eine weitestgehende Homogenisierung der lokalen Lasteinleitung stattgefunden hat. Dies ist auch an den Längsspannungen in diesem Bereich (hier nicht dargestellt) erkennbar. Die lokalen Schubspannungseffekte

werden im SW-Modell nur bedingt abgebildet. Für die spätere Bemessung ist dies jedoch nicht ausschlaggebend, da die lokale Lasteinleitung der Druckkräfte durch das Bemessungsmodell der Verbundmittel (vgl. Kapitel 8) bereits abgedeckt ist.

Abb. 6.20 stellt auf der rechten Seite die Spannung in Feldmitte dar. Die Achsen sind dabei auf die maximale Druckfestigkeit des Betons und die maximale Zugfestigkeit des Holzes skaliert. Der schlagartige Lastabfall bei  $43 \text{ kN/m}^2$  in der Konfiguration  $0^\circ$  ist durch das Erreichen der Zugfestigkeit an der Unterkante von H7 zu erklären, was die Tragfähigkeit des BSP-Querschnitts begrenzt. Auch im Betonquerschnitt liegen an der Oberseite Spannungen im Bereich der maximal aufnehmbaren Druckfestigkeit vor. Die Zugzone im Betonquerschnitt erstreckt sich auf Maximallastniveau über knapp die Hälfte der Querschnittshöhe. Die Spannung in der Längsbewehrung liegt jedoch für  $0^\circ$  im gesamten Träger unterhalb der Fließgrenze und ist hier aus Übersichtlichkeitsgründen nicht dargestellt. Eine Berechnung mittels SW-Modell führt in Feldmitte zu näherungsweise identischen Spannungsverläufen, was das Potenzial dieses vereinfachten Modells verdeutlicht.

Die Spannungen im BSP-Querschnitt bei Konfiguration  $90^\circ$  liegen in Feldmitte deutlich unterhalb der Zugfestigkeit des Holzes. Eine weitere Steigerung der Durchbiegung ist nötig, um ein Biegezugversagen des BSP-Querschnitts zu erzielen, da die maßgebende Schicht H6 im Vergleich zu  $0^\circ$  einen verringerten inneren Hebelarm besitzt und somit geringere Spannungen bei gleicher Dehnung der Randfaser des Querschnitts aufweist. Da aufgrund numerischer Konvergenzprobleme keine weiterführende Simulation möglich ist, ist kein Lastabfall durch ein Biegezugversagen in der Kraft-Durchbiegungs-Beziehung erkennbar. Die Bewehrung des Betonquerschnitts erreicht lokal die Fließgrenze, was für eine erhöhte Eigenbiegebeanspruchung des Querschnitts im Vergleich zu  $0^\circ$  spricht. Um diesen Sachverhalt zu verdeutlichen, ist in Abb. 6.21 für die Laststufe  $20 \text{ kN/m}^2$  die Aufteilung des globalen Biegemoments je Meter Breite in Eigenbiegung der Teilquerschnitte und Verbundmoment dargestellt. Die Berechnung der inneren Schnittgrößen erfolgt dabei nach Abb. 6.10 bzw. Abb. 6.11.

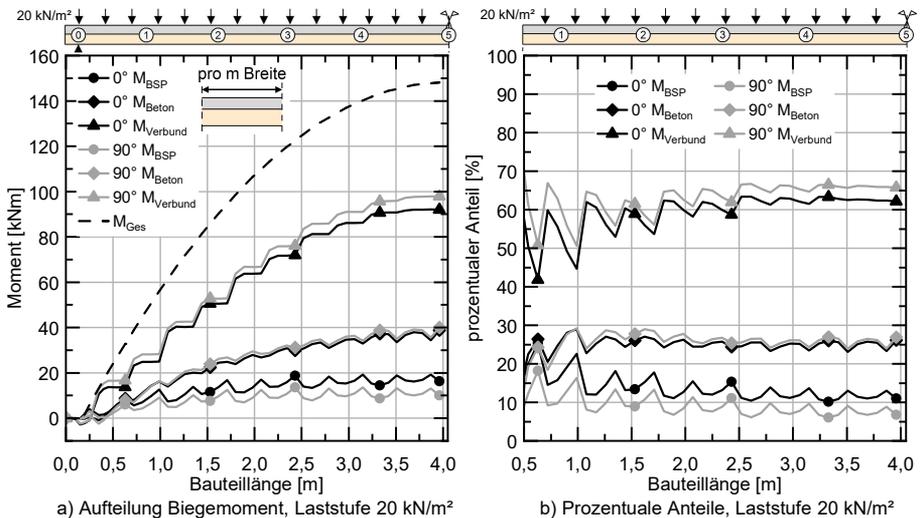


Abb. 6.21: Aufteilung der Biegemomente für Laststufe  $20 \text{ kN/m}^2$

Generell ist die Aufteilung der Momente für beide Konfigurationen ähnlich und entspricht näherungsweise den Erkenntnissen aus der experimentellen Untersuchung. Dies spiegelt sich auch in den prozentualen Verhältnissen (Abb. 6.21 b)) wider. Der Diskontinuitätsbereich in Auflagernähe ist nicht dargestellt. Für beide Konfigurationen ist das Eigenbiegemoment des Betons größer als das des BSP-Querschnitts. Bedingt durch die Lagen der Lamellen mit Beanspruchung in Faserrichtung weist der BSP-Querschnitt in  $0^\circ$  Konfiguration eine etwas höhere Steifigkeit und damit ein etwas höheres Eigenbiegemoment als die  $90^\circ$  Variante auf. Die lokalen Maxima der Eigenbiegung werden durch die lokale Lasteinleitung der Schubkraft mit einer Exzentrizität zum Teilschwerpunkt bedingt, was zu einem Versatzmoment und somit einer erhöhten Biegebeanspruchung führt. Genau gegenläufig verhält sich der Anteil des Verbundmoments, welches mit ca. 60 bis 65 % des Gesamtmoments den größten Anteil am Abtrag aufweist.

Nach Betrachtung der Laststufe  $20 \text{ kN/m}^2$  wird in Abb. 6.22 die Veränderung der einzelnen Anteile bei Erhöhung der Beanspruchungen auf Maximallastniveau gegeben. Die Erhöhung des Gesamtmoments ist dabei gestrichelt und die Erhöhungsfaktoren der einzelnen Anteile mit ihrem jeweiligen Symbol dargestellt. Während das Verbundmoment sich für beide Konfigurationen näherungsweise im identischen Verhältnis zum Gesamtmoment steigert, nimmt das Eigenbiegemoment im BSP-Querschnitt deutlich überproportional zu. Die Zunahme des Eigenbiegemoments im Beton ist besonders im Randbereich bei  $0^\circ$  unterproportional.

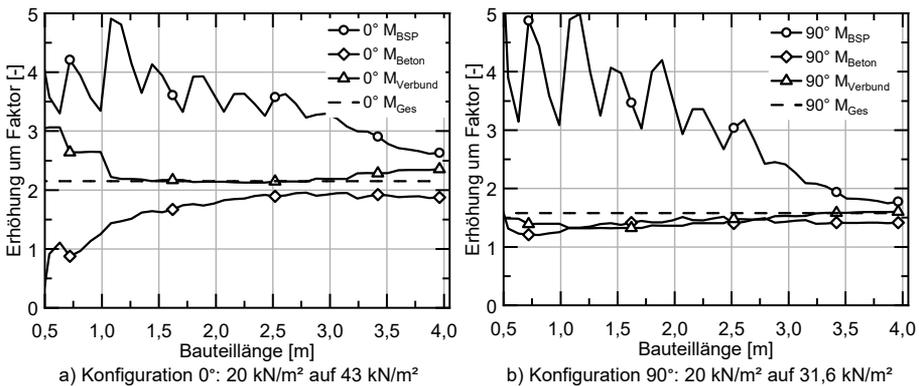


Abb. 6.22: Auswirkung der Laststeigerung von  $20 \text{ kN/m}^2$  auf Maximallastniveau ( $0^\circ$ :  $43 \text{ kN/m}^2$ ;  $90^\circ$ :  $31,6 \text{ kN/m}^2$ ) auf die Momentenverteilung

Die starke Zunahme des Eigenbiegemoments des BSP-Querschnitts wird durch zwei Gründe verursacht. Zum einen erreichen die Verbundmittel besonders im Randbereich ihre Tragfähigkeit und gehen in den plastischen Bereich ohne nennenswerte Tragfähigkeitszunahme über, was die Größe des Verbundmoments begrenzt. Da nun auch der Betonquerschnitt durch Rissbildung an der Unterseite an Steifigkeit verliert, wird ein größerer Anteil des Gesamtmoments über den BSP-Querschnitt abgetragen. Zum anderen nimmt der Schlupf ab der Laststufe  $20 \text{ kN/m}^2$  bedingt durch den Übergang in den plastischen Bereich ohne Laststeigerung exponentiell zu. Dadurch wird immer mehr Holz im Kontaktbereich komprimiert und diese Komprimierung bedingt ein Ausweichen des Materials in Richtung der Verbundfuge. Dieses Verhalten kann auch in Push-out-Versuchen beobachtet werden und führt zu einem Abheben der beiden Verbundpartner

voneinander. Das Abheben ist über die Bauteillänge in Abb. 6.23 dargestellt. Im Bereich der erhöhten Zunahme des BSP-Eigenbiegemoments sind auch die abhebenden Verformungen maximal. Da die Eigenbiegesteifigkeit des BSP-Querschnitts deutlich geringer als die des Betonquerschnitts ist, erfährt hauptsächlich der BSP-Körper aus dem vertikal verdrängten Material eine zusätzliche, lokal aufgeprägte, vertikale Verformung, was zu einer zusätzlichen Krümmung führt. Dies bedingt eine weitere Zunahme des Eigenbiegemoments. Da das zusätzliche Moment eine gewisse Länge zum Abbau benötigt, werden auch in Richtung der Feldmitte deutlich überproportionale Zunahmen verzeichnet, obwohl dort kaum Abheben auftritt. Aufgrund der Lamellenanordnung nimmt die Eigenbiegesteifigkeit des BSP von 0° zu 90° merklich ab. Deshalb wird hier nahezu die gesamte vertikale Verformung vom BSP-Querschnitt aufgenommen und diese führt zu einer stärkeren Erhöhung des Eigenbiegemoments bei 90° im Vergleich zur Konfiguration 0°. Die Zunahme des Verbundmoments im Randbereich bei 0° ist auf die zuvor beschriebenen numerischen Effekte zurückzuführen. Die Beanspruchung der Verbundmittel überschreitet die theoretisch zulässige Tragfähigkeit aufgrund der großen Stauchung des Materials im Kontaktbereich und den damit einhergehenden numerischen Instabilitäten. Durch die Überschreitung wird die Erhöhung der Eigenbiegebeanspruchung der Teilquerschnitte in diesem Bereich numerisch unterschätzt und ist geringer als im realen Bauteil.

Bei weiterer Betrachtung der abhebenden Verformungen in Abb. 6.23 wird deutlich, dass diese Verformungen sich ungeachtet der Laststufe auf einen Bereich von ungefähr zwei Metern beschränken und mit steigender Laststufe zunehmen. Der Bereich des Abhebens beginnt nach dem Auflager zwischen Schnitt ① und ②. In Auflagernähe ist näherungsweise kein Abheben zu verzeichnen, da die im Betongurt vorhandene Querkraft hier in den BSP-Querschnitt abgeleitet werden muss. Das Maximum des Abhebens tritt zwischen Schnitt ① und ② auf. Unterhalb einer Laststufe von 20 kN/m<sup>2</sup> sind die abhebenden Verformungen für beide Konfigurationen trotz fehlender Abhebesicherung durch Tellerkopfschrauben mit maximal 0,2 mm sehr gering.

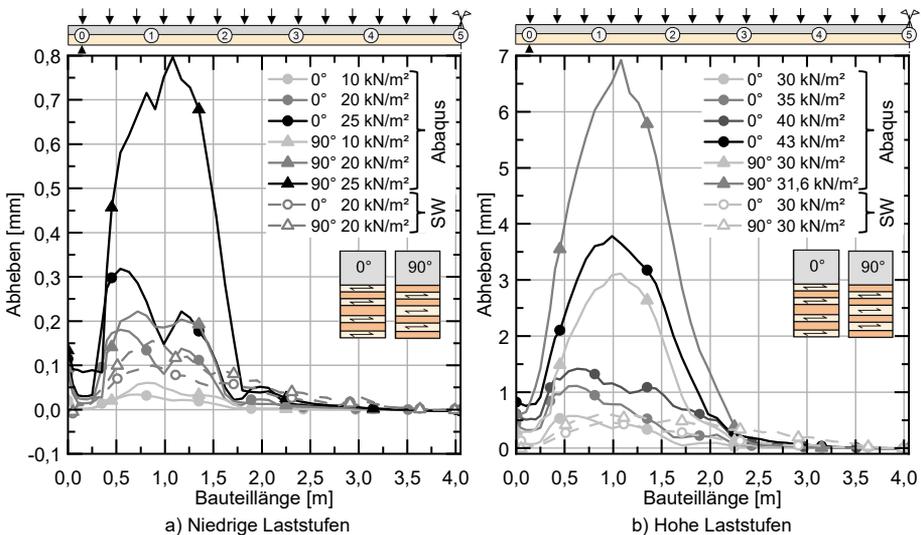


Abb. 6.23: Verlauf des Abhebens über die Bauteillänge

Erst oberhalb dieser Laststufe nehmen besonders bei 90° die abhebenden Verformungen exponentiell zu, was durch das sehr lokale Verformungsverhalten im Kontaktbereich zu erklären ist. Dadurch wird verstärkt Holz komprimiert und nach oben verdrängt, was ein Abheben begünstigt. Ein Zusammenhang zwischen exponentieller Schlupfentwicklung und exponentieller Zunahme des Abhebens ist deutlich erkennbar. Dieser kann auch in den experimentellen Untersuchungen beobachtet werden.

Bei Vergleich der ermittelten abhebenden Verformungen aus Abaqus und aus SW-Modellen kann festgestellt werden, dass die abhebenden Verformungen des SW-Modells besonders bei hohen Laststufen deutlich geringer als die Verformungen aus Abaqus sind (vgl. Abb. 6.23). Der Effekt der Materialkomprimierung und des damit verbundenen Ausweichens nach oben wird durch die Modellierung der Verbundmittel mittels Wegfeder nicht abgebildet und führt deshalb zu der teilweise deutlichen Unterschätzung (z. B.: 90° Laststufe 30 kN/m<sup>2</sup>). Tab. 6.2 vergleicht die experimentell verzeichneten Abhebungen mit den numerisch ermittelten Werten bei gleichen Durchbiegungen und verdeutlicht das erhöhte Abheben bei 90°.

Tab. 6.2: Vergleich der abhebenden Verformungen als Mittelwert aus Achse ① und ⑨

Durchbiegung [mm]	90° exp. [mm]	90° Abaqus [mm]	Verhältnis zu 90° exp. [%]	0° Abaqus [mm]	Verhältnis zu 90° exp. [%]
20	0,18	0,04	22,2	0,02	11,1
80	1,48	0,63	42,6	0,28	18,9
140	3,27	4,27	130,5	0,87	26,6
190	4,77	-	-	1,60	33,5

### 6.3.3 Tragverhalten der Betonocke im Bauteil

Mit Hilfe umfangreicher Messtechnik und ausführlicher numerischer Betrachtungen kann das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundmittels Betonocke im Bauteil in den vorangegangenen Abschnitten detailliert dargestellt werden. Die Kraft-Schlupf-Beziehung ist dabei unter Berücksichtigung der Holzfeuchte näherungsweise identisch zu den Ergebnissen der Push-out-Versuche nach Kapitel 5. Auch die hohe Duktilität des Verbundmittels kann sich im großmaßstäblichen Bauteil einstellen. Allerdings zeigen sich besonders bei den abhebenden Verformungen deutliche Unterschiede zwischen Kleinteilversuch und großmaßstäblicher Untersuchung. Während nach Abb. 5.14 das Verhältnis zwischen Abheben und Schlupf ungefähr zwischen 1:5 und 1:10 liegt ( $\alpha = 5$  bzw. 10), ist in experimentellen und numerischen Bauteilversuchen ein Verhältnis von bis zu 1:1 bei geringen Laststufen und bis zu 1:2,5 bei höheren Laststufen zu verzeichnen (vgl. bspw. Abb. 6.9). In großmaßstäblichen Bauteilen führen folglich weitere Effekte zu verstärktem Abheben, welche bei Kleinteilversuchen nicht abgebildet werden. Folglich sind die Ergebnisse der Push-out-Versuche für die Kraft-Schlupf-Beziehung und das allgemeine Trag- und Verformungsverhalten des Verbundmittels als sehr aussagekräftig und in Bezug auf die abhebenden Verformungen als untere Grenze anzusehen. Da die abhebenden Verformungen erst bei großen Laststufen merklich zunehmen, ist die Beeinflussung des Trag- und Verformungsverhalten der HBV-Decke im baupraktisch relevanten Bereich als gering einzustufen.

### 6.3.4 Variation Verbundfugeneigenschaften

Im Folgenden werden die Auswirkungen der Steifigkeit pro Verbundmittel  $k$  auf das Tragverhalten betrachtet. Dies erfolgt hauptsächlich mittels der kalibrierten Stabwerkmodelle (SW), da die exakten Steifigkeiten des Verbundmittels als Federkennlinie direkt ins Modell implementiert werden können. Bei der Simulation in Abaqus ist eine solche Eingabe nur indirekt über den Elastizitätsmodul und die lokalen Festigkeiten möglich. Abb. 6.24 zeigt den Einfluss der Steifigkeit  $k$  auf das Kraft-Durchbiegungs-Verhalten. Als Referenzwerte sind dabei die kalibrierten Eingabewerte für die Nachrechnung der experimentellen Untersuchung des Deckenstreifens (DS Kali) und die Verbundfugeneigenschaften als Mittelwert der Push-out-Versuche (MW PO) dargestellt. Für diese beiden Eigenschaften werden vergleichsweise die Ergebnisse nach Abaqus gegeben, welche eine sehr gute Übereinstimmung mit den SW-Modellen zeigen. Durch Ansatz der Verbundfugeneigenschaften aus dem Mittelwert der PO-Versuche ergibt sich für beide Konfigurationen erst bei einer Laststufe von ca. 20 kN/m<sup>2</sup> ein merklicher Unterschied bezüglich des Tragverhaltens. Somit ist der Einfluss der beiden angesetzten Dübelkennlinien unterhalb dieser Last als gering einzustufen. Der Steifigkeitsverlust der Verbundfuge tritt bei MW PO im Vergleich zu DS Kali erst bei größeren Durchbiegungen auf und ist weniger deutlich ausgeprägt. Wird die Steifigkeit sehr stark reduziert ( $k = 50$  kN/mm), ist bereits ab ca. 5 kN/m<sup>2</sup> ein deutlicher Steifigkeitsverlust zu verzeichnen.

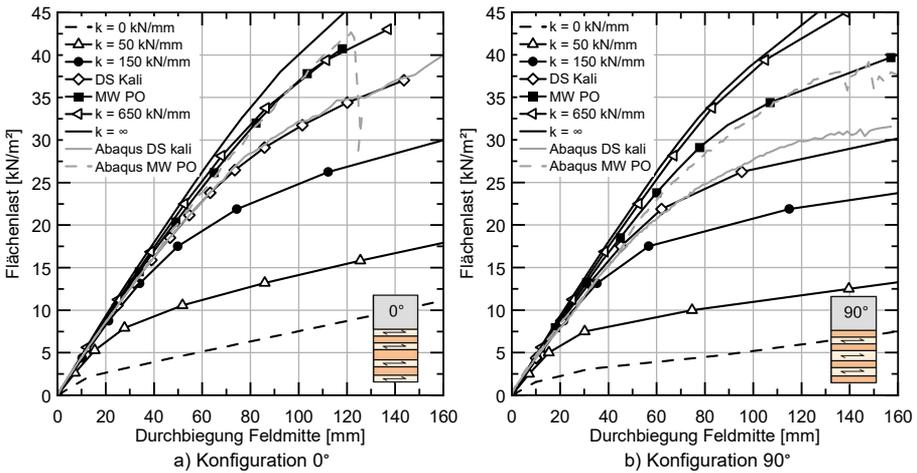


Abb. 6.24: Kraft-Durchbiegungs-Beziehung der Deckenstreifen bei Variation der Verbundmittelsteifigkeit  $k$

Um diesen Effekt besonders im Bezug auf den Streubereich der Steifigkeiten aus Push-out-Versuchen nach Tab. 5.4 zu verifizieren, wird für verschiedene  $k$ -Werte die Anfangsbiegesteifigkeit ermittelt. Dabei wird für alle Variationen der Bereich zwischen 0 und 20 kN/m<sup>2</sup> zur Ermittlung der effektiven, linear-elastischen Anfangsbiegesteifigkeit  $EI_{eff}$  verwendet. Abb. 6.25 gibt die Anfangsbiegesteifigkeit im Verhältnis zur Steifigkeit pro Verbundmittel an. Dabei sind die Wertebereiche der ermittelten Steifigkeiten nach den Push-out-Versuchen (PO) aus Kapitel 5 für den GZG und GZT dargestellt. Die errechneten Werte für  $EI_{eff}$  unterscheiden sich zwischen GZG und GZT nicht.

Obwohl die experimentell ermittelten Verbundmittelsteifigkeiten aus Push-out-Versuchen sehr stark streuen, hat dies kaum Auswirkungen auf die Anfangsbiegesteifigkeit des Deckenstreifens. Selbst bei Ansatz des 5 %-Fraktilwerts der insgesamt 45 Kleinteilversuche werden noch knapp 20.000 kNm<sup>2</sup> pro Meter Breite erreicht. Zwischen den beiden betrachteten Konfigurationen 0° und 90° sind kaum Unterschiede erkennbar. Folglich sind die Auswirkungen der Verbundmittelsteifigkeit im praxisrelevanten Bereich auf die Anfangssteifigkeit gering. Nach Überschreitung der Laststufe 20 kN/m<sup>2</sup> und dem damit verbundenen nichtlinearen Verhalten des Verbundbauteils sind, wie in Abb. 6.24 gezeigt, je nach Steifigkeit und Tragfähigkeit des Verbundmittels deutliche Unterschiede zu erwarten. Da bei HBV-Bauteilen i. d. R. die Nachweise im GZG und nicht die maximale Tragfähigkeit maßgebend werden, sind diese nichtlinearen Bereiche jedoch von geringerer Bedeutung.

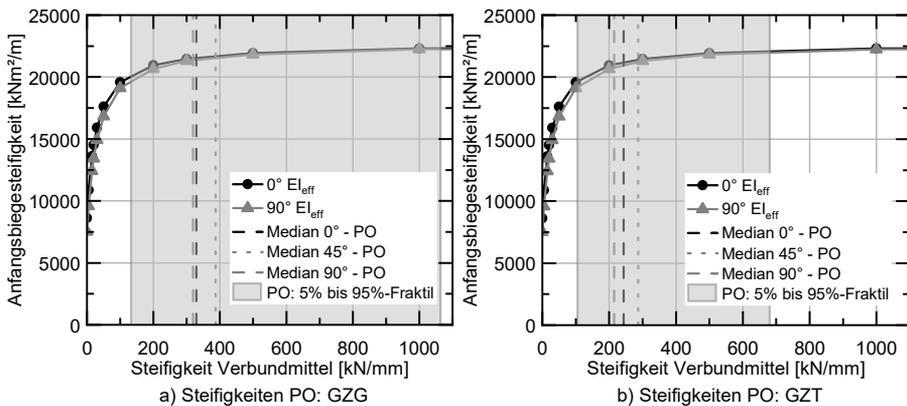


Abb. 6.25: Auswirkung der Steifigkeit des Verbundmittels auf die Anfangsbiegesteifigkeit  $El_{eff}$

Zusätzlich zeigt Abb. 6.26 a) die Auswirkungen der Steifigkeit des Verbundmittels auf die auftretende Schubkraft der höchstbelasteten Nocke. Dabei werden die mittels SW-Modellen errechneten Änderungen für eine Durchbiegung von 50 mm in Feldmitte ausgewertet. Die zur Erzeugung dieser Durchbiegung notwendige Flächenlast muss je nach Steifigkeit angepasst werden. Die Änderung der notwendigen Last ist ebenfalls dargestellt. Eine Durchbiegung von 50 mm ist bei den kalibrierten Simulationen des Deckenstreifens (DS Kali, vgl. Abb. 6.17) ungefähr am Ende des linear-elastischen Bereichs einzuordnen. Wird nun die Steifigkeit im Verhältnis zu dieser Bezugsgröße reduziert, beginnt der nichtlineare Bereich der Kraft-Schlupf-Beziehung deutlich früher (vgl. Abb. 6.24). Deshalb ist die benötigte Flächenlast geringer. Die vorliegenden Nockenkräfte nehmen überproportional zur Reduktion der Belastung ab. Bei einer Belastungsreduktion von ca. 60 % wird die maximal auftretende Nockenkraft um 80 % reduziert. Wird die Steifigkeit im Bezug auf die Referenzsteifigkeit halbiert, so nimmt die maximale Nockenkraft um 40 bis 45 % ab. Wird die Verbundmittelsteifigkeit erhöht, sind die Zunahmen der Verbundmittelkräfte geringfügig. Sie liegen aber oberhalb der Zunahme der notwendigen Belastung.

Im Gegensatz dazu ist die Abnahme des Verbundmoments in Abb. 6.26 b) bei Verringerung der Steifigkeit zur Referenzgröße unterproportional zur Lastabnahme und verbleibt innerhalb des Wertebereichs der experimentell ermittelten Steifigkeiten aus

Push-out-Versuchen näherungsweise konstant. Folglich bleibt die Normalkraft in den Teilquerschnitten identisch, es müssen jedoch mehr Verbundmittel in Richtung Feldmitte aktiviert werden. Wird die Steifigkeit erhöht, verbleibt der Verbundmomentenanteil konstant. Die Last kann leicht gesteigert werden. Da gleichzeitig auch die maximale Beanspruchung einzelner Nocken zunimmt und die Normalkraft identisch bleibt, wird die Schubkraft mehr über die in Auflagernähe liegenden Verbundmittel eingeleitet.

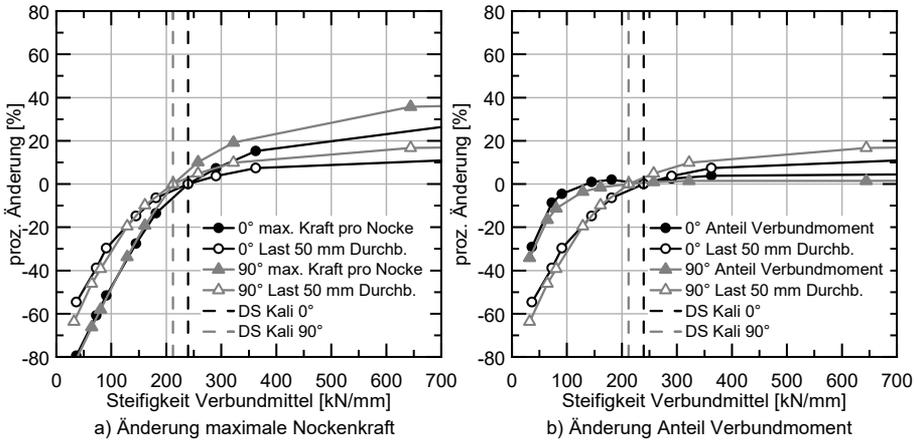


Abb. 6.26: Änderung der maximalen Nockenkraft, der benötigten Flächenlast und des Anteils des Verbundmoments bei Variation der Verbundmittelsteifigkeit für eine Durchbiegung von 50 mm in Feldmitte

### 6.3.5 Variation Verbundmittelanordnung

In den bisherigen Untersuchungen wird das Raster, in dem die Verbundmittel angeordnet sind, nicht variiert. Durch die grundlegende Annahme, dass das Raster symmetrisch zu beiden Tragrichtungen sein muss, um einen gleichmäßigen Lastabtrag erzielen zu können und die Nocken einen vergleichsweise großen Durchmesser aufweisen, sind die zielführenden Rastervarianten begrenzt. In Abb. 6.27 sind zusätzlich zu dem bereits verwendeten Raster drei weitere Varianten aufgezeigt. Variante 1 (V1) weist dabei eine deutlich geringere Anzahl an Nocken pro Quadratmeter als das Standardraster auf. Dazu werden in x-Richtung zwei Verbundmittelreihen und in y-Richtung eine Verbundmittelreihe entfernt. Im Gegensatz dazu wird bei V2 eine Reihe je Richtung hinzugefügt. Folglich stellt V2 im Bezug zum Standardraster die nächstmögliche höher verdübelte Variante dar. Da das Standardraster auf den experimentell in Push-out-Versuchen überprüften Mindestabständen basiert, werden bei V2 diese Abstände unterschritten. So beträgt der Abstand in y-Richtung zwischen den Nocken nur 274 mm. Der Mindestabstand beträgt 300 mm. Auch in schräger Richtung wird der experimentell geprüfte Abstand von 150 mm um 15 mm unterschritten. V3 stellt exemplarisch eine bereichsweise Anordnung der Verbundmittel dar. Im Randbereich entspricht das Raster dem Standardraster. Im inneren Bereich mit geringeren Schubkräften werden deutlich weniger Nocken angeordnet. Der hier dargestellte Fall weist im Innenbereich unverhältnismäßig wenig Verbundmittel auf. Würden diese entsprechend affin zum Querkraftverlauf gestaffelt werden, müssten in diesem Bereich mehr Verbundmittel angeordnet werden. Folglich stellt V3 einen unteren Grenzwert für die bereichsweise Anordnung dar.

Da die Betrachtungen zum Verbundmittelraster zu einem früheren Stadium der Untersuchungen durchgeführt werden, werden die Simulationen entsprechend der experimentellen Untersuchungen als 6-Punkt-Biegeversuch belastet. Da die Auswirkungen prozentual zur Referenz angegeben sind und die Kraft-Durchbiegungs-Verläufe der 6-Punkt-Biegeversuche affin zu den Verläufen bei Beanspruchung mit Flächenlast sind, sind die beobachteten Effekte übertragbar. Die Simulationen werden mit dem Referenzbeton C30/37 und den Verbundfugeneigenschaften auf Mittelwertniveau der Push-out-Versuche in Abaqus durchgeführt.

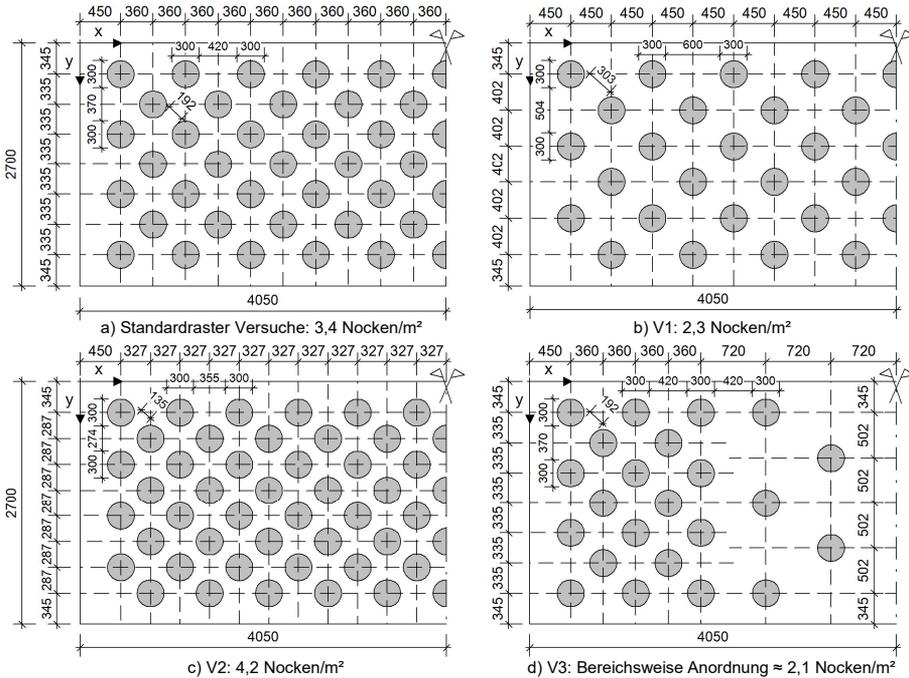


Abb. 6.27: Übersicht über die untersuchten Verbundmittelraster

Abb. 6.28 stellt die Auswirkungen der drei untersuchten Raster im Bezug zum Standardraster dar. Dabei werden die maximale Traglast und die Durchbiegung bei 300 kN betrachtet. In der experimentellen Betrachtung des Deckenstreifens stellt 300 kN ungefähr das Ende des linear-elastischen Bereichs dar. Die Werte  $F_{max}$  bzw.  $w$  stellen dabei die absoluten Werte der Referenzgröße (Standardraster) dar. Allgemein wird die maximale Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts durch die Wahl des Rasters stark beeinflusst. Jedoch zeigt sich bezogen auf den linear-elastischen Bereich (Durchbiegung bei 300 kN) nur eine sehr geringe Auswirkung. Dies steht im Einklang mit den vorangegangenen Untersuchungen. Durch die geringere Verbundmittelanzahl bei V1 sind besonders bei 90° bis zu 30 % niedrigere Traglasten zu verzeichnen. Durch die höhere Verbundmittelanzahl bei V2 kann die Tragfähigkeit bei 90° sehr stark gesteigert werden, da die Verbundfuge bei 90° im Standardraster die limitierende Kenngröße darstellt. Gegensätzlich dazu führt V2 in der Konfiguration 0° nur zu einer sehr geringen Steigerung der Tragfähigkeit, da schon im Standardraster ein Biegezugversagen im

BSP-Querschnitt die Tragfähigkeit begrenzt. Die bereichsweise Anordnung V3 zeigt nahezu keine Auswirkung auf die Traglast.

Die zum Erreichen der Laststufe 300 kN notwendigen Durchbiegungen in Feldmitte (Abb. 6.28 b)) zeigen bei allen Varianten eine Erhöhung von ca. 5 bis 10 %. Bei V1 und V3 ist dies durch die geringere Gesamtsteifigkeit der Verbundfuge zu erklären. Bei V2 liegt theoretisch eine höhere Steifigkeit vor. Allerdings kann in den numerischen Simulationen bedingt durch die geringen Abstände ein negativer Effekt auf die Steifigkeit je Verbundmittel beobachtet werden. Dadurch ist die erhöhte Durchbiegung zu erklären. Dies verdeutlicht die Signifikanz der Einhaltung der in Kapitel 5 ermittelten Randabstände zur Sicherstellung des erwarteten Trag- und Verformungsverhaltens der Betonbocke.

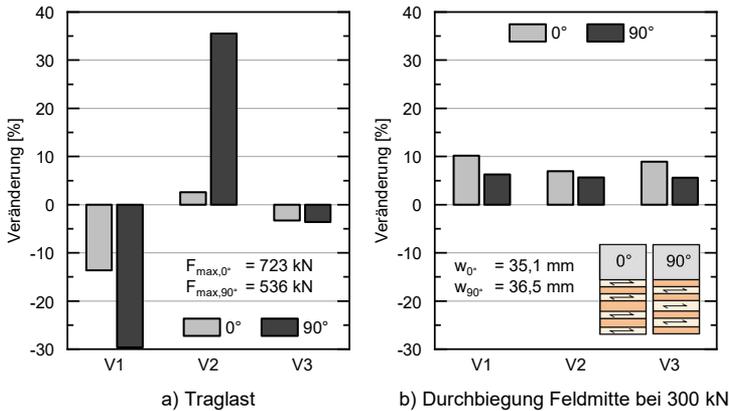


Abb. 6.28: Auswirkungen der drei untersuchten Raster auf Traglast und Durchbiegung bei Laststufe 300 kN

Der beobachtete Effekt der Durchbiegung lässt sich bei Betrachtung des maximalen Schlupfes bei 300 kN in Abb. 6.29 a) bestätigen. So nimmt bei allen untersuchten Varianten der Schlupf um 20 bis knapp 50 % zu und verdeutlicht insbesondere bei V2 den Steifigkeitsverlust durch die geringeren Abstände der Verbundmittel. Da V3 im Randbereich mit dem Standardraster ausgeführt ist und die Laststufe 300 kN näherungsweise im linear-elastischen Bereich liegt, sind hier die Zunahmen des Schlupfes am geringsten ausgeprägt. Die Verbundmittel haben noch nicht großflächig den plastischen Bereich erreicht. Auf die innere Normalkraft im Beton- bzw. BSP-Querschnitt hat das jeweilige Raster bei der Laststufe 300 kN kaum Einfluss, was sich in den vernachlässigbaren Änderungen der Normalkräfte in Abb. 6.29 b) zeigt. Bei 0° ist für alle Varianten eine leichte Abnahme um 3 bis 7 % erkennbar. Bei V3 ist die Abnahme am stärksten ausgeprägt. 90° weist Änderungen von +3 bis -2 % auf. Folglich ist auch der Anteil des Verbundmoments am Lastabtrag bei allen Varianten näherungsweise identisch.

Eine begleitende numerische Betrachtung der verschiedenen Raster mittels Stabwerkmodellen ist nicht möglich, da im Stabwerkmodell die Kennlinie der Verbundmittel direkt implementiert werden muss. Dadurch sind beispielsweise die negativen Effekte aus verringertem Randabstand nicht abbildbar.

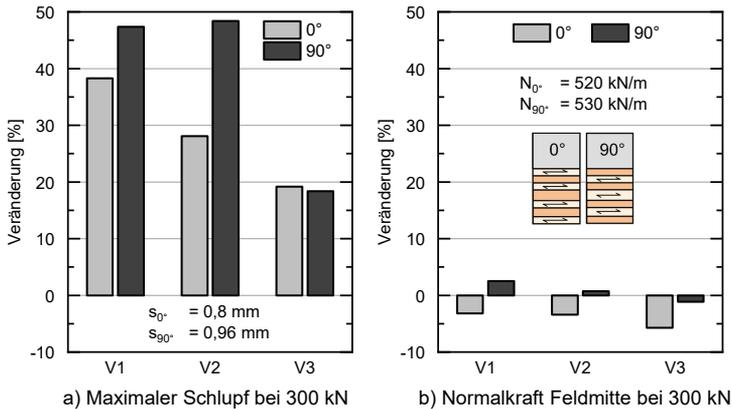


Abb. 6.29: Auswirkungen der drei untersuchten Raster auf Schlupf und Normalkraft in Feldmitte bei Laststufe 300 kN

## 6.4 Fazit

Durch umfangreiche experimentelle und numerische Untersuchung der uniaxialen Tragwirkung kann das große Potenzial der neuartigen HBV-Decke mit dem Verbundmittel Betonnocke bestätigt werden. So weisen die beiden betrachteten Spannrichtungen in der 0° und 90° Konfiguration im Anfangsbereich bis ca. 20 kN/m<sup>2</sup> ein nahezu identisches Tragverhalten auf. Der linear-elastische Bereich endet je nach Konfiguration und Verbundfugeneigenschaft bei 15 bis 20 kN/m<sup>2</sup>. Auch oberhalb dieser Grenze ist das allgemeine Verhalten des Bauteils für beide Varianten sehr ähnlich und kann mittels der durchgeführten Untersuchungen genau analysiert werden. Das Versagen bei 0° ist durch ein Biegezugversagen bei sehr großen Durchbiegungen (160 bis 200 mm) und bei 90° zunächst durch ein Versagen der Verbundfuge ohne nennenswerten Lastabfall gekennzeichnet. Im Falle sehr großer Verformungen kann bei 90° ebenfalls ein Biegezugversagen auftreten.

Bedingt durch die ausgeprägte Duktilität der Verbundmittel ist eine Umlagerung der Schubkräfte in Richtung der Feldmitte möglich. Dies verhindert ein frühzeitiges, sprödes Versagen der Verbundfuge und es stellt sich kein Reißverschlussseffekt bei Versagen eines Verbundmittels ein. Weiterhin kann gezeigt werden, dass die Erkenntnisse aus den Kleinteilversuchen (vgl. Kapitel 5) größtenteils auf das Verhalten der Betonnocke im Bauteil übertragen werden können. Dadurch können die ermittelten Tragfähigkeiten und Steifigkeiten der Push-out-Versuche auch bei Einsatz der Betonnocke in der HBV-Decke angesetzt werden. Obwohl die Streuung dieser experimentell bestimmten Steifigkeit des Verbundmittels sehr groß ist, ist die Auswirkung auf die Anfangsbiegesteifigkeit der Decke im Bereich des 5 %- bis 95 %-Fraktils der Steifigkeiten sehr gering. Erst bei Steifigkeiten unterhalb des 5 %-Fraktils ist ein signifikanter Einfluss gegeben.

Weiterhin kann gezeigt werden, dass die abhebenden Verformungen aus Kleinteilversuchen als untere Grenze für die Abhebungen im globalen Tragverhalten gedeutet werden können. In Kleinteilversuchen werden nicht alle Effekte des globalen Tragverhaltens erfasst. Trotzdem betragen die abhebenden Verformungen ohne Abhebesicherung in den betrachteten HBV-Decken bei einer Laststufe von 20 kN/m<sup>2</sup> weniger als 0,2 mm. Bei

der Modellierung mittels Stabwerkmodellen wird die Abhebung bei höheren Laststufen unterschätzt, da die abhebenden Verformungen, welche durch die Komprimierung des Holzes im Kontaktbereich entstehen, nicht berücksichtigt werden.

Aufbauend auf diesen Erkenntnissen ist die Erzielung einer ausgeglichenen biaxialen Tragwirkung mit nahezu identischen Steifigkeiten je Tragrichtung möglich. Das gewählte Verbundmittelraster führt zu einer Steifigkeit, die im Anfangsbereich lediglich geringfügig unter dem Niveau der Steifigkeit einer starren Verbindung der beiden Teilquerschnitte liegt. Eine weitere Erhöhung der Verbundmittelanzahl führt nur bedingt zu einer Steigerung der aufnehmbaren Beanspruchung. Deshalb wird das Raster als geeignet für weitere Versuche zur Betrachtung des biaxialen Tragverhaltens erachtet.

# 7 Untersuchungen zum biaxialen Tragverhalten der HBV-Decke

## 7.1 Allgemeines

Nach Kenntnis der uniaxialen Tragmechanismen wird im Folgenden die biaxiale Tragwirkung der neuartigen HBV-Decke an einer großmaßstäblichen Deckenplatte (DP) untersucht. Mittels experimenteller und numerischer Untersuchungen soll die Fähigkeit zum zweiachsigen Lastabtrag gezeigt und ein vertieftes Verständnis über die Steifigkeiten und die Versagensmechanismen erzielt werden. Zusätzlich wird eine Möglichkeit zur Ausführung eines stirnseitigen Zugstoßes zwischen zwei BSP-Elementen experimentell untersucht und die Auswirkungen auf das Deckensystem betrachtet. Die experimentellen Untersuchungen werden in Zusammenarbeit mit [J.-E. Hoffmann 2023a] und [Mohrhardt 2023] durchgeführt. Die numerischen Untersuchungen werden unterstützt durch [Schmitz 2021].

## 7.2 Experimentelle Untersuchungen zur Deckenplatte

### 7.2.1 Vordimensionierung

Das spätere Verbunddeckensystem soll in einem Stützenraster von 8,1 m × 8,1 m ausgeführt werden. Es ist nicht möglich, ein solches quadratisches Deckenelement mit allseitiger Lagerung experimentell im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der RPTU Kaiserslautern-Landau zu untersuchen. Deshalb werden die Abmessungen auf 4,2 m × 2,95 m reduziert.

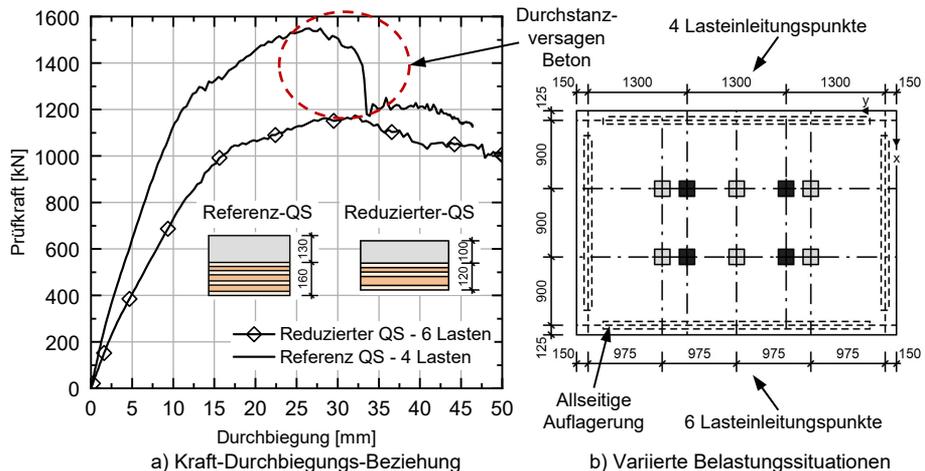


Abb. 7.1: Numerische Vordimensionierung des großmaßstäblichen Versuchs

Abb. 7.1 zeigt die Kraft-Durchbiegungs-Beziehung aus der numerischen Vordimensionierung für den Referenz-QS (vgl. Kapitel 6). Dabei tritt ein frühzeitiges Durchstanzversagen am Betonquerschnitt auf. Um die lokale Querkraftbeanspruchung zu reduzieren, wird die Anzahl der Lasteinleitungspunkte von vier auf sechs erhöht. So wird die Beanspruchung zusätzlich einer Flächenlast angenähert. Darüber hinaus liegt die Traglast nahe der maximal versuchstechnisch aufbringbaren Kraft. Deshalb wird der Querschnitt auf eine Gesamthöhe von 220 mm reduziert. Die ideellen Biegesteifigkeiten sind weiterhin in beide Tragrichtungen näherungsweise identisch.

### 7.2.2 Querschnittsaufbau

Der reduzierte Querschnitt ist detailliert in Abb. 7.2 dargestellt. Das BSP ([ETA-06/0138]) weist nun einen 5-lagigen Aufbau auf und bildet in Verbindung mit einem 100 mm starken C30/37-Betonkörper den Verbundquerschnitt.

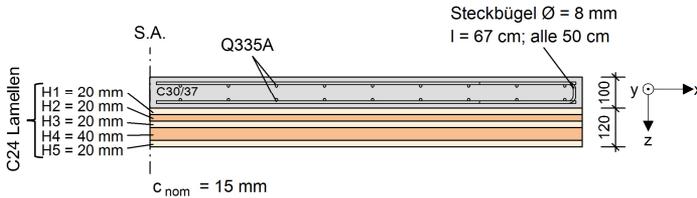


Abb. 7.2: Querschnittsaufbau der Deckenplatte bis zur Symmetrieachse mit Bewehrung und Bezeichnung der einzelnen BSP-Lagen

Die sonstigen Randbedingungen werden im Vergleich zu Kapitel 6 beibehalten und nicht variiert. Abb. 7.3 zeigt das Raster der Verbundmittelanordnung. Es ist identisch zum Raster des Deckenstreifens und wird auf die entsprechenden Maße angepasst. Die Fasern der Schichten H1, H3 und H5 sind in Richtung der kürzeren Tragrichtung ausgerichtet, welche parallel zur x-Achse verläuft. Es wird keine Abhebesicherung in Form von Tellerkopfschrauben vorgesehen.

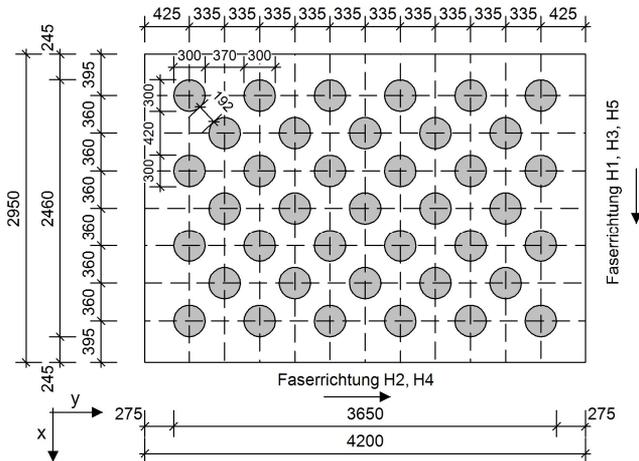


Abb. 7.3: Anordnung der Verbundmittel

### 7.2.3 Probekörperherstellung und Materialeigenschaften

Nach Aufbau der Schalung und Einlegen der zweilagigen Bewehrung (vgl. Abb. D.10) wird der Transportbeton mit der Zielfestigkeitsklasse C30/37 eingebracht. Um zu vermeiden, dass das BSP dem Beton beim Erhärten zu viel Wasser entzieht, wird die Oberseite des BSP-Querschnitts unmittelbar vor der Betonage befeuchtet.

Analog zu Kapitel 6 werden begleitend zur Betonage Festigkeits- und Steifigkeitsprüfungen durchgeführt. Der Stichprobenumfang beträgt je Eigenschaft mindestens fünf. Die Ergebnisse sind in Tab. D.1 in Anhang D angegeben. Nach Versuchsende werden aus H5 in Feldmitte einzelne ungeschädigte Lamellen entnommen. Die an 15 Proben ermittelte Zugfestigkeit, Rohdichte und der Feuchtegehalt sind in Tab. D.3 gegeben.

### 7.2.4 Versuchsaufbau

Die Abmessungen des statischen Systems der allseitig gelagerten Platte sind in Abb. 7.4 für beide Tragrichtungen dargestellt. Im späteren Versuchsaufbau werden die Ecken der Platte zusätzlich an einer Verformung nach oben gehindert (vgl. Abb. 7.6). So kann die Drilltragwirkung aktiviert werden.

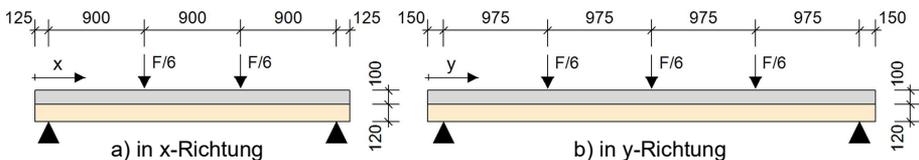


Abb. 7.4: Statisches System der Deckenplatte für beide Tragrichtungen

Die Last wird mittels eines Hydraulikzylinders auf einen Querträger aufgebracht. Dieser leitet die Kraft in zwei Lastverteilungsträger weiter. Anschließend wird die Last über drei Traversen und sechs Elastomere in sechs Punkten auf den Betonquerschnitt übertragen. Da auf der mittleren Traverse beide Lastverteilungsträger aufliegen, muss der Lasteinleitungspunkt des Querträgers auf die Verteilungsträger so angepasst werden, dass die resultierende Belastung auf die drei Traversen je ein Drittel ergibt (vgl. Abb. 7.6). Der Probekörper ist allseitig auf Rollen gelagert. Dabei ist je Tragrichtung eine Rolle festgestellt, während sich die andere Rolle frei verdrehen kann.

### 7.2.5 Messtechnik

Bei der Durchführung des Versuchs werden 31 induktive Wegaufnehmer (WA), 40 Dehnungsmessstreifen (DMS), 8 Kraftmessdosen (KMD) und 4 faseroptische Sensoren (SF) verwendet (siehe Abb. 6.5 und Abb. 6.6). Zur besseren Beschreibung der Ergebnisse werden in x-Richtung sieben Schnitte (x0 bis x6) und in y-Richtung neun Schnitte (y0 bis y8) eingeführt.

Mittels der induktiven WA werden verschiedene Verformungen erfasst. Zum einen wird die vertikale Durchbiegung (WA-D) an acht Stellen aufgezeichnet. In sechs der acht Stellen finden Messungen an der Oberseite und simultan an der Unterseite statt. So kann ebenfalls die abhebende Verformung in diesem Schnitt errechnet werden.



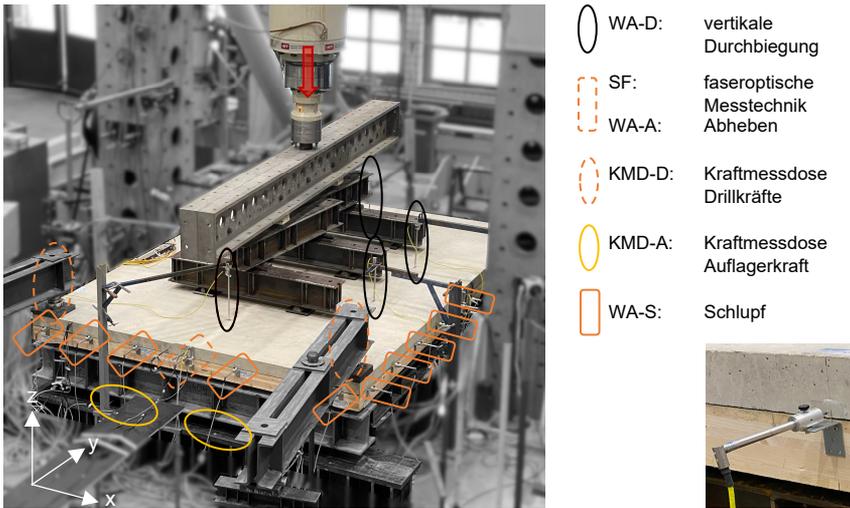


Abb. 7.6: Probekörper mit angebrachter Messtechnik

führt. So sollen Setzungen des Gesamtsystems vorweggenommen werden.  $F_{max,est}$  wird konservativ im Rahmen der Vordimensionierung abgeschätzt. Die Vorbelastung wird weggeregelt mit 1,0 mm/min aufgebracht. Anschließend wird die Beanspruchung mit 1,0 mm/min stetig bis zum Versagen gesteigert. Alle 100 kN wird eine ca. 10-minütige Haltepause vorgesehen, um Kurzzeitrelaxationseffekte zuzulassen und so die quasi-statische Kraft-Verformungsbeziehung zu erhalten. Die dargestellten Ergebnisse sind ohne Effekte aus Eigengewicht aufzufassen, da die Messung erst nach Entfernung der Hilfsunterstützung tariert wird.

### 7.2.7 Versuchsergebnisse

Die Kraft-Durchbiegungs-Beziehung der Deckenplatte mit maßgebendem Versagen ist in Abb. 7.7 dargestellt. Bis ca. 500 kN verhält sich das Bauteil linear-elastisch und stimmt sehr gut mit der Berechnung mittels des linear-elastischen Trägerrostmodells (siehe Abschnitt 7.3.1) überein. Der darauffolgende Bereich kann durch eine Gerade mit geringerer Steifigkeit (Bereich 2) beschrieben werden. Bei ca. 900 kN ist ein weiterer Steifigkeitsverlust erkennbar und das Bauteilverhalten geht in ein ausgeprägtes nicht-lineares Verhalten über. Im folgenden Versuchsverlauf beginnen einzelne Lamellen in H5 bei knapp 1100 kN zu versagen. Die Unterseite des BSP nach Versuchsende wird in Abb. D.14 a) in Anhang D gezeigt. Da zuerst einzelne Lamellenteile in Feldmitte versagen und sich die Kraft anschließend in Richtung der intakten Lamellen weiter nach außen umlagert, sind in diesem Bereich zahlreiche Kraftspitzen erkennbar. Bei Versuchsende ist ein Bereich mit einer Länge von 2300 mm mit gerissenen Lamellen an der Unterseite vorzufinden. Bis zu einer Durchbiegung von knapp 75 mm kann die Last nochmals gesteigert werden und erreicht ihren Maximalwert von 1151 kN. Daraufhin tritt schlagartig ein Versagen des Betonbereichs um die Lasteinleitungspunkte L1, L2 und L4 auf, welches Ähnlichkeiten zu einem Querkraftversagen aufweist. Anschließend wird der Versuch beendet.

7 Untersuchungen zum biaxialen Tragverhalten der HBV-Decke

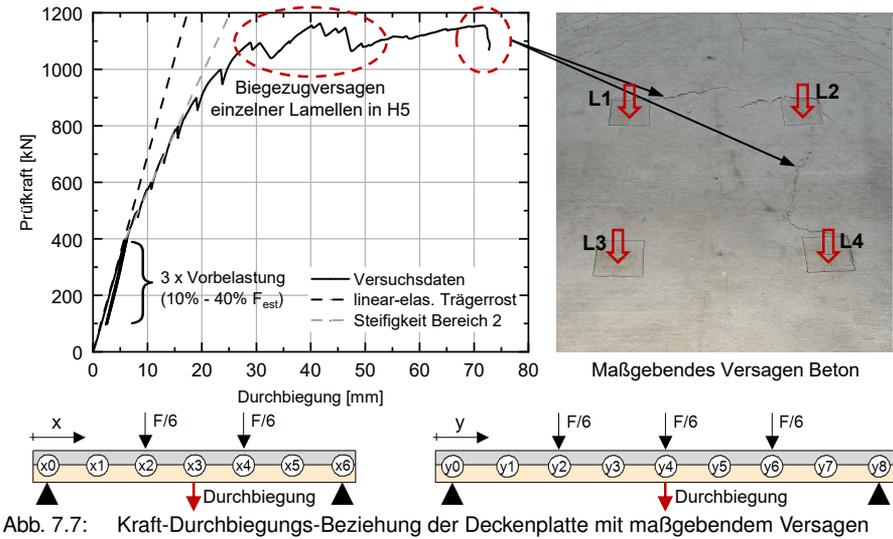


Abb. 7.7: Kraft-Durchbiegungs-Beziehung der Deckenplatte mit maßgebendem Versagen

Der erste Steifigkeitsverlust bei 500 kN ist durch Rissbildung in der Betonzugzone im Feldbereich zu erklären. Abb. 7.8 stellt die mittels faseroptischer Messtechnik kontinuierlich gemessenen Dehnungen in der unteren Längsbewehrung je Tragrichtung dar. Bei Laststufe 400 kN sind im gesamten Bauteil nur geringe Zugdehnungen zu verzeichnen. Besonders in x-Richtung nehmen diese Dehnungen bis zur nächsten Laststufe (600 kN) unterhalb der Lasteinleitungspunkte deutlich zu. Ab der Laststufe 1000 kN werden dort Dehnungen erreicht, welche nahe der Fließgrenze des Bewehrungsstahls von ca. 2,8 ‰ liegen und diese sogar teilweise überschreiten (vgl. Tab. D.2).

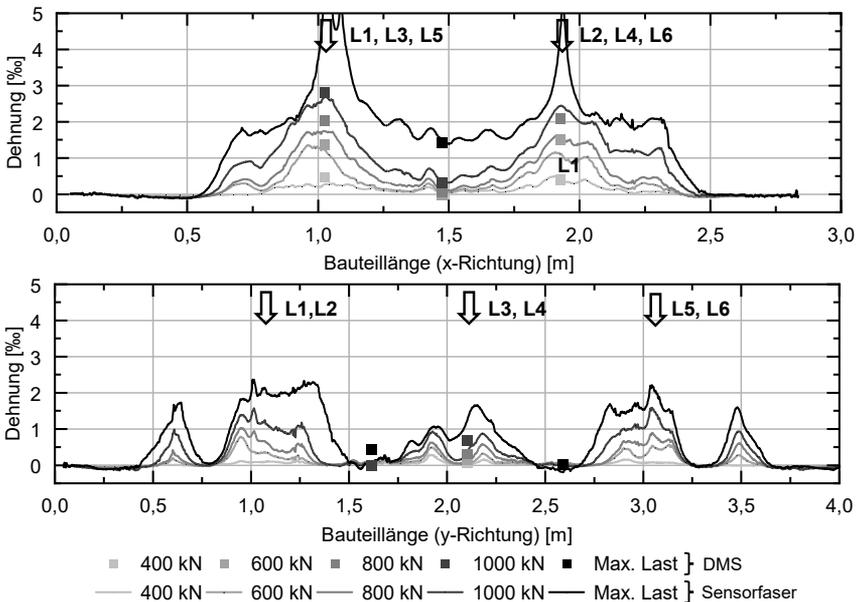


Abb. 7.8: Dehnung in der Längsbewehrung in x-Richtung (oben) und y-Richtung (unten)

Allgemein ist eine gute Übereinstimmung zwischen den Messungen der DMS und der SF gegeben. In x-Richtung werden in Feldmitte bei hohen Laststufen in beiden Messsystemen nennenswerte Dehnungen über die gesamte Länge zwischen den beiden Lasteinleitungspunkten erreicht. Diese liegen in diesem Bereich jedoch unterhalb der Fließgrenze des Bewehrungsstahls. In y-Richtung sind in den Bereichen zwischen den Lasteinleitungspunkten kaum Dehnungen zu verzeichnen. Lediglich unterhalb der Lasteinleitung (erhöhte Eigenbiegebeanspruchung durch lokale Lasteinleitung) und in den Außenbereichen ( $y = 0,6 \text{ m}$  und  $y = 3,5 \text{ m}$ ) treten lokale Dehnungsspitzen auf. Die Dehnung in den Außenbereichen ist durch die hohe Krümmung in diesem Bereich zu erklären. Bedingt durch die Einflüsse der kurzen Tragrichtung (x-Richtung) und der Drillagerung in den Ecken ändert sich in diesem Bereich die Durchbiegung sehr stark, was zu Rissen an der Unterseite des Betonquerschnitts führt.

Abb. 7.9 stellt den Schlupf entlang der Außenkanten dar, welcher als Relativverschiebung der beiden Verbundpartner senkrecht zur Bauteilkante gemessen wird. Folglich korrelieren die angegebenen Schlupfwerte aufgetragen über die x-Richtung mit dem Schlupf, welcher aus Tragwirkung der y-Richtung entsteht. Die einzelnen Messstellen sind mit Punkten markiert und mittels linearer Verbindungslinien verbunden. Im linear-elastischen Kraft-Durchbiegungs-Bereich bis ca. 500 kN sind sehr geringe Schlupfwerte zu verzeichnen. Erst bei der Laststufe 900 kN liegen Schlupfwerte von bis zu 1,4 mm vor. Verglichen mit den Dübelkennlinien (Abb. 5.18 d)) erreichen die Verbundmittel ab 1 mm bis 2 mm Schlupf den plastischen Tragbereich. Die Verbundfuge verliert infolgedessen an Steifigkeit und der Schlupf nimmt bei weiterer Laststeigerung exponentiell zu. Dies erklärt die zweite Steifigkeitsabnahme und das nicht-lineare Bauteilverhalten in Abb. 7.7.

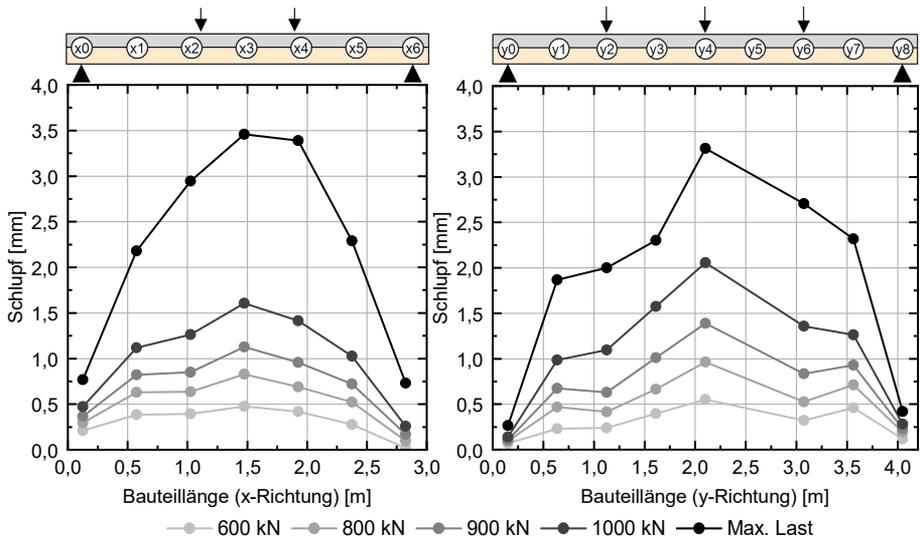


Abb. 7.9: Verlauf des Relativschlupfs zwischen Beton- und BSP-Querschnitt entlang der Außenkanten

Bei Maximallast werden bis zu 3,4 mm Schlupf in der kurzen Tragrichtung und 3,5 mm an der längeren Tragrichtung erreicht. Die Verbundmittel sind folglich in beiden Tragrichtungen hoch ausgenutzt. Dabei tritt der maximale Schlupf in der Mitte der jeweiligen Außenkante auf. Aufgrund lokaler Störeinflüsse stellt sich nur eine approximative Sym-

metrie des Schlupfes zur Mitte hin ein. In den Schnitten  $\textcircled{x1}$ ,  $\textcircled{x5}$  bzw.  $\textcircled{y1}$ ,  $\textcircled{y7}$  werden ab 1000 kN Schlupfwerte oberhalb eines Millimeters gemessen. Dies spricht für eine vollständige Aktivierung der äußeren Verbundmittel über fast der gesamten Breite.

Entlang der Auflagerachsen in Schnitt  $\textcircled{y0}$  und  $\textcircled{y8}$  werden Kraftmessdosen angebracht. Die gemessenen Kräfte entsprechen dem Lastabtrag der längeren Tragrichtung (y-Richtung). Abb. 7.10 a) gibt einen Überblick über die Auflagerkräfte für verschiedene Laststufen. Über das Lager in Schnitt  $\textcircled{y0}$  wird 10 bis 15 % mehr Last abgetragen. Trotzdem werden eine Mittelwertbildung der Kräfte und eine entsprechend anteilige Berechnung des Lastabtrags der anderen Tragrichtung als zulässig erachtet.

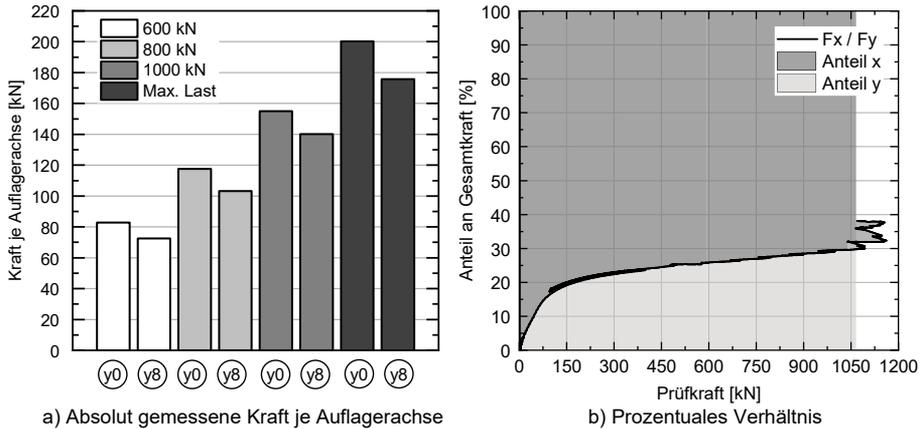


Abb. 7.10: Darstellung der gemessenen Auflagerkräfte

Das prozentuale Verhältnis der errechneten Auflagerkräfte je Tragrichtung ist in Abb. 7.10 b) dargestellt. Im Bereich der Vorbelastungszyklen (bis ca. 400 kN) beträgt das Verhältnis 20 bis 25 %. Anschließend nimmt der Anteil der y-Richtung bis zu einer Kraft von ca. 1100 kN linear zu. Der anfänglich deutlich geringere Lastabtrag über die lange Tragrichtung ist durch Bildung eines Spalts zwischen Beton- und BSP-Querschnitt zu erklären, welcher beim Aushärten des Betons nach der Betonage auftrat. Diese Öffnung ist besonders stark entlang der Außenkante in x-Richtung (kurze Seite) ausgeprägt. Wird nun der Probekörper belastet, muss der Spalt wieder geschlossen werden, um die volle Tragwirkung zu entfalten. Die Bildung des Spalts wird durch die geringen Probekörperabmessungen begünstigt. Es ist nicht davon auszugehen, dass bei großformatigen Decken dieser Effekt zu beobachten ist. Bei hohen Laststufen (ab ca. 1050 kN) ist durch den deutlichen Anstieg des Traganteils in y-Richtung das Ausfallen der einzelnen Lamellen in Tragrichtung x zu erkennen. Es findet eine Lastumlagerung zwischen den beiden Tragrichtungen statt. Da sich bei Betrachtung der Auflagerkräfte, bei den gemessenen Durchbiegungen (Abb. D.13) und den Dehnungen eine näherungsweise symmetrische Verteilung ergibt, kann von einer gleichmäßigen Beanspruchung des Bauteils ausgegangen werden.

Die Dehnungszustände in der oberen und unteren Bewehrungslage im Eckbereich der Platte sind Abb. 7.11 a) und b) zu entnehmen. Die untere Lage in x-Richtung weist ab ca. 600 kN eine deutliche Dehnungszunahme auf. Dies korrespondiert wie bereits im Vorangegangenen festgestellt, mit der Rissentwicklung des Betonquerschnitts und dem

damit einhergehenden Steifigkeitsverlust des Bauteils. Dadurch, dass die Zugdehnungen auch in der Bewehrung in den Eckbereichen der Platte auftritt, kann von einer großflächigen Rissentwicklung ausgegangen werden. Ein identischer Effekt ist in der  $y$ -Tragrichtung erkennbar, allerdings nehmen hier die Zugdehnungen erst deutlich später zu. Die beiden oberen Bewehrungslagen weisen bis ca. 1050 kN Druckstauchungen auf. Erst anschließend werden an der Oberseite Zugdehnungen erreicht, welche aus der Drilltragwirkung der Platte resultieren. Dies korreliert mit der im hohen Lastbereich beobachteten Rissentwicklung an der Oberseite (vgl. Abb. D.14 b)). Die Entwicklung der Dehnungen an der Oberseite sind für beide Tragrichtungen näherungsweise identisch und sprechen für eine gleichmäßige Beanspruchung der Bewehrung aus Drilltragwirkung. Alle im Eckbereich beobachteten Dehnungen liegen unterhalb der Fließgrenze des Bewehrungsstahls.

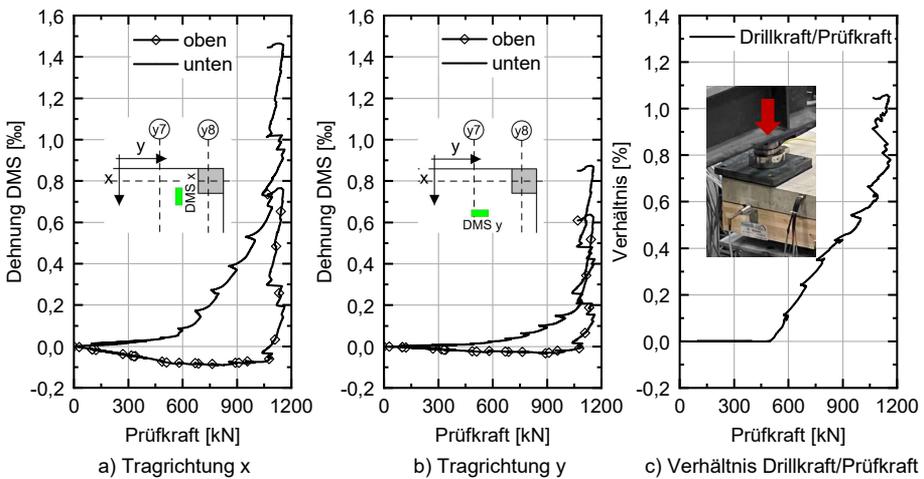


Abb. 7.11: Dehnungen im Eckbereich und proz. Verhältnis der Drillkraft zur Prüfkraft

Abb. 7.11 c) zeigt die prozentuale Entwicklung der abhebenden Kraft im Eckbereich. Diese ist als Mittelwert der vier Eckpunkte im Verhältnis zur Prüfkraft dargestellt. Bis 500 kN sind keine Kräfte zu verzeichnen. Anschließend beginnt die Kraft anzusteigen und erreicht maximal knapp 1,1 % der Gesamtbeanspruchung pro Ecke der Platte. Die zeitlich späte Entwicklung dieser Kraft stimmt mit den beobachteten Dehnungen und Rissen überein und verdeutlicht, dass die Drilltragwirkung, welche zu einem Abheben der Ecke führt, erst bei hohen Laststufen aktiviert wird. Der entstandene Spalt zwischen Beton und BSP infolge des Aushärtens des Betons könnte eine mögliche Ursache für die späte Aktivierung sein, da der Spalt zunächst durch Verformungen überwunden werden muss, bevor ein flächiger Kontakt zwischen den beiden Verbundpartnern entsteht.

Da an den beiden Bewehrungslagen und an der Unterseite des BSP-Querschnitts DMS bzw. faseroptische Messtechnik angebracht werden, ist eine Bestimmung der Dehnungsebenen im Querschnitt möglich. Dabei wird zunächst aus den Dehnungen der beiden Bewehrungslagen unter Unterstellung der Bernoulli-Hypothese der lineare Dehnungsverlauf im Betonquerschnitt errechnet. Da in Kapitel 6 die approximative Krümmungsgleichheit beider Teilquerschnitte experimentell verifiziert wird, wird mit dieser Annahme und der bekannten Dehnung an der Unterseite des BSP die Dehnungsebene im BSP ermittelt. Die dargestellten Ergebnisse sind auf die Laststufe 800

kN beschränkt, da nach Abb. D.11 ab dieser Laststufe die abhebenden Verformungen stark zunehmen. Die Krümmungsgleichheit gilt jedoch approximativ nur für den Fall sehr geringer Abhebungen. Die errechneten Ergebnisse für die Tragrichtung x (0°) in Feldmitte sind in Abb. 7.12 a) dargestellt. Die Betonzugzone ist für diese Bereiche noch recht gering ausgeprägt und erreicht eine Höhe von ungefähr 30 mm. Weiterhin befindet sich der gesamte BSP-Querschnitt in der Zugzone, da selbst an der Oberseite Zugdehnungen auftreten. Der Dehnungssprung zwischen Beton und BSP ist durch die Nachgiebigkeit der Verbundfuge begründet.

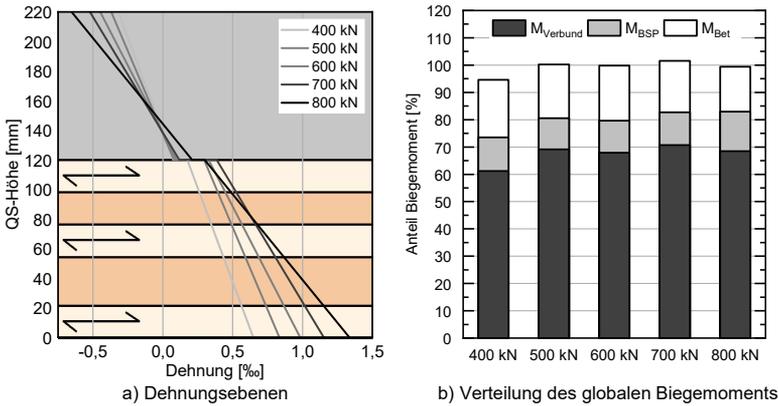


Abb. 7.12: Aus den extrapolierten Dehnungsebenen ermittelte Verteilung des globalen Biegemoments in Tragrichtung x (0°) in Feldmitte

Mit den bekannten Dehnungen können die Spannungen in den Teilquerschnitten und damit die vorliegende Schnittgrößenverteilung ermittelt werden. Das Vorgehen zur Bestimmung der Eigenbiegeanteile der Teilquerschnitte ist analog zum einachsigen Tragverhalten (vgl. Abb. 6.10 und Abb. 6.11). Dabei wird gedanklich ein Plattenstreifen mit der Breite von 300 mm betrachtet und für diese Breite werden die ermittelten Dehnungen als konstant unterstellt. In einachsig tragenden Bauteilen müssen die beiden resultierenden inneren Normalkräfte im Beton- und BSP-Querschnitt entgegengesetzt gleichgroß sein, da sonst das Kräftegleichgewicht verletzt wäre. Im Fall einer zweiachsig tragenden Decke ist dies nicht der Fall. Für den betrachteten Plattenstreifen ist die Summe der Normalkräfte ungleich null, da der Betonquerschnitt im Feldbereich eine größere Normalkraft als der BSP-Querschnitt aufweist. Durch die angrenzenden mittragenden Plattenbereiche ist je nach Material- und Querschnittseigenschaft eine Verteilung der Normalkraft nach außen hin möglich. Am Gesamtquerschnitt über die gesamte Breite muss jedoch die Summe der Normalkräfte null ergeben. Um den Verbundmomentenanteil zu errechnen, werden die beiden Normalkräfte des gedanklich aus der Platte herausgetrennten Plattenstreifens mit ihrem Hebelarm zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts multipliziert. Die Superposition der einzelnen Eigenbiegemomente mit dem Verbundmoment führt zum Gesamtmoment.

In Abb. 7.12 b) sind die errechneten Anteile prozentual dargestellt. Als Referenzgröße für das Gesamtmoment dient dabei das numerisch ermittelte Gesamtmoment aus einem Trägerrostmodell, welches in Abschnitt 7.3.1 auf die Versuchsergebnisse kalibriert wird. Die Summe der errechneten Anteile entspricht näherungsweise 100 % des numerisch ermittelten Gesamtmoments, was die vorgeschlagene Berechnungsmethode

verifiziert. Analog zu den Ergebnissen der einachsigen Tragwirkung nach Abb. 6.12 und Abb. 6.21 nimmt das Verbundmoment mit näherungsweise zwei Drittel den größten Anteil am Lastabtrag ein. Der restliche Momentenanteil wird über Eigenbiegung abgetragen. Dabei trägt der Betonquerschnitt ungefähr das Doppelte des BSP-Querschnitts ab. Bedingt durch die hohe Übereinstimmung kann gefolgert werden, dass die Ergebnisse der uniaxialen Tragwirkung auf die jeweilige Tragrichtung in der zweiachsigen Platte übertragbar sind. Weitere Versuchsergebnisse wie Abheben in der Verbundfuge, Durchbiegung an verschiedenen Querschnittsstellen, plastische Holzverformungen im Bereich der Verbundmittel und der Probekörper nach Versuchsende sind in Anhang D gegeben.

## 7.3 Numerische Untersuchungen

### 7.3.1 Modellbildung und Kalibrierung

Um eine detaillierte Betrachtung von Deckenfeldern mit den Abmessungen  $8,1 \times 8,1$  m zu ermöglichen, werden numerische Modelle entwickelt und an den experimentellen Untersuchungen kalibriert. Dabei werden verschiedene Varianten untersucht. Die Modellierung in Abaqus bietet die Möglichkeit, alle Tragmechanismen direkt und mit geringeren Vereinfachungen abzubilden und komplexe Schädigungsverhalten zu visualisieren. Der Modellierungsaufwand und die Berechnungsdauer ist dabei hoch. Die Eingabe erfolgt analog zu den Ausführungen in Kapitel 4 bzw. Kapitel 6. Detaillierte Angaben zu den verwendeten Parametern und Materialkennwerten sind in Tab. D.8 bis Tab. D.11 zu finden.

Eine weitere Möglichkeit ist die Modellierung mittels Trägerrostmodellen, welche in der folgenden Betrachtung der HBV-Decke eine entscheidende Rolle einnehmen. Deshalb wird detailliert auf die Abbildung der zweiachsig tragenden Decke mit Hilfe von Trägerrostmodellen eingegangen. Dabei können die einzelnen Roststäbe nach den Erkenntnissen aus den einachsigen Stabwerkmodellen (TR, vgl. Abschnitt 6.3.1) oder nach der Methode der Schubanalogie (TR-SA) modelliert werden. Abb. 7.13 gibt einen Überblick über die Modellierung nach der ersten Variante. Die vorliegenden Modelle werden in Abschnitt 7.3.3 weiter vereinfacht bzw. ihre Eignung zur Abbildung des Trag- und Verformungsverhaltens der HBV-Decke betrachtet.

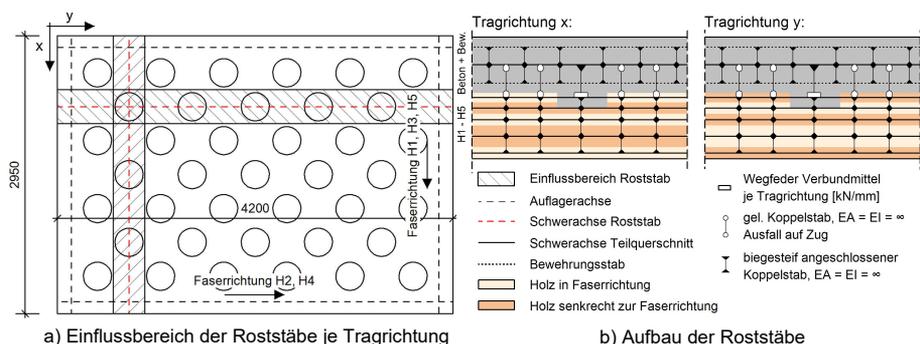


Abb. 7.13: Schematische Darstellung des Aufbaus des Trägerrostmodells

Bei Modellierung des Trägerrostes, bestehend aus einachsig tragenden Stabwerken, bietet es sich an, die einzelnen Roststäbe so anzuordnen, dass ihre Schwerachsen jeweils in den Achsen der Verbundmittel liegen. Dadurch können die Verbundmittel diskret an ihrer jeweiligen Stelle abgebildet werden. Der Einflussbereich jedes Roststabes erstreckt sich entsprechend bis zur Mitte zwischen zwei Verbundmittelachsen. Im Randbereich ist oftmals ein größerer Randabstand vorzufinden. Dort muss darauf geachtet werden, dass die entsprechenden Querschnittsbreiten und die Lage der Schwerachsen angepasst werden. Für die Abbildung der experimentell untersuchten Deckenplatte ergeben sich somit elf Roststäbe in x-Richtung und sieben Roststäbe in y-Richtung.

Jeder dieser Stäbe besteht dabei aus acht einzelnen Teilquerschnitten (Beton, obere und untere Bewehrung und H1-H5), welche mit Starrstäben und Wegfedern miteinander gekoppelt werden. Die Wegfeder zur Abbildung der Verbundmitteleigenschaften wird in der Mitte jeder Betonnocke angeordnet, da dies den Kreuzungspunkt (vgl. Abb. 7.14 a)) der beiden Tragrichtungen darstellt. So muss nur eine Wegfeder mit Eigenschaften in x- und y-Richtung modelliert werden.

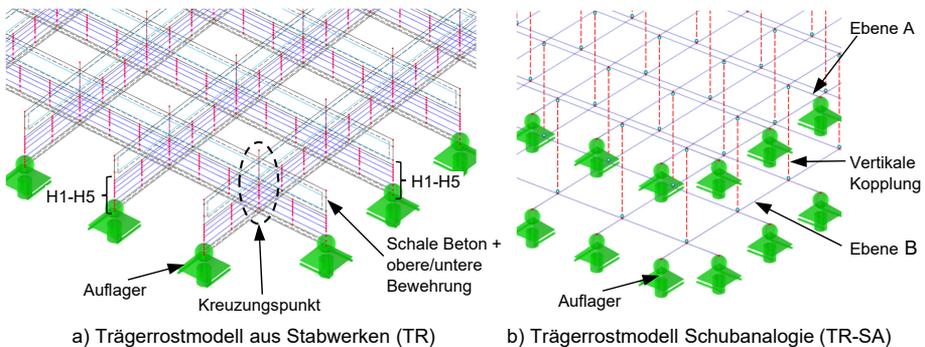


Abb. 7.14: Ausschnitt der Trägerrostmodelle mit unterschiedlichen Modellierungsvarianten

Um das nichtlineare Verhalten des Betons und des Holzes abbilden zu können, wird bei der Modellierung in RFEM auf Schalen (Flächen) zurückgegriffen. So kann auch die Bewehrung in ihrer jeweiligen Höhenlage durch Kopplung mit dem Betonquerschnitt erfasst werden. Die Torsionssteifigkeit muss nicht gesondert errechnet werden, sondern wird durch die Modellierung der Roststäbe automatisch ermittelt. Entscheidend dabei ist, dass programmintern sichergestellt wird, dass die verschiedenen Tragrichtungen in den Kreuzungspunkten torsionssteif verbunden sind. Bei dem Einsatz von Schalen muss dies mittels Knotenkopplungen an der Ober- und Unterseite erfolgen.

Bei Verwendung der Schubanalgie (TR-SA Abb. 7.14 b)) kann das Raster der Roststäbe frei gewählt werden, da die Verbundmittel durch die im Vorfeld als Eingangsparameter errechneten Steifigkeiten verschmiert erfasst werden. Ebenfalls sind nur zwei Stabebenen (A und B) notwendig, welche mit vertikalen Koppelstäben verbunden werden. Allerdings beschränkt sich das Anwendungsgebiet der Schubanalgie auf die linear-elastische Berechnung. Weiterhin muss die Torsionssteifigkeit der Stäbe händisch ermittelt werden. Es existieren aktuell keine Berechnungsformeln für die Torsionssteifigkeit nachgiebig verbundener Querschnitte [Scholz 2003] [Kreis 2021]. In Abschnitt 7.3.5 wird detailliert auf die Ermittlung eingegangen.

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen für die verschiedenen Varianten sind in Abb. 7.15 dargestellt. Die Rechenzeit der TR-Modelle beträgt dabei wenige Minuten und liegt damit noch in einem vertretbaren Zeitrahmen. Die linear-elastische Steifigkeit kann von allen Modellen treffend abgebildet werden. Anschließend überschätzt definitionsgemäß das linear-elastische Modell die Tragfähigkeit. Eine Modellierung der TR-Variante mittels Schubanalogie führt zu deckungsgleichen Ergebnissen. Wird nun lediglich der Betonquerschnitt mit nichtlinearem Materialverhalten modelliert, so kann die Steifigkeit im zweiten Bereich bis 650 kN zutreffend abgebildet werden. Dies verdeutlicht, dass der erste Steifigkeitsverlust hauptsächlich durch Rissbildung im Beton verursacht wird. Anschließend wird zusätzlich die Verbundfuge und die Schicht H5 mit nichtlinearen Eigenschaften modelliert, was die Übereinstimmung auch für größere Durchbiegungen verbessert. Ab einer Durchbiegung von 30 mm ist jedoch trotzdem eine Tragfähigkeitsüberschätzung gegeben. Dies ist durch das lokale Versagen der Schicht H5 bedingt, was im TR-Modell nur unzureichend erfasst werden kann.

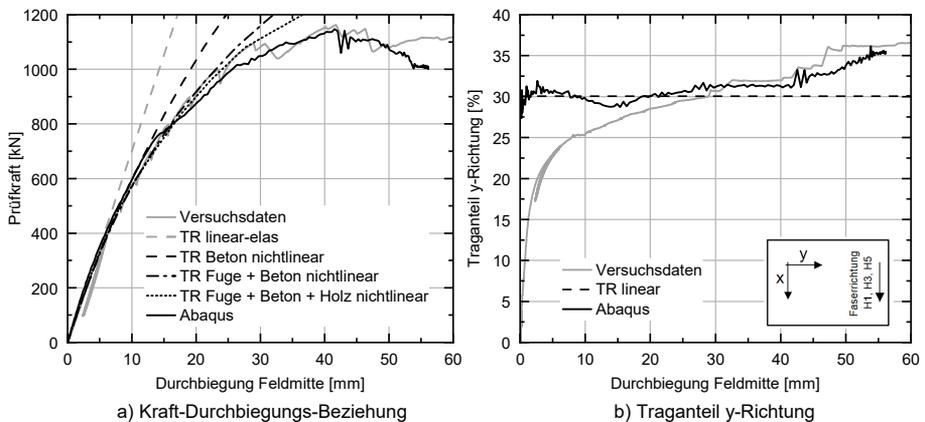


Abb. 7.15: Vergleich der numerischen Berechnungen mittels Trägerrost (TR) und Abaqus mit den experimentellen Ergebnissen

Abaqus zeigt die höchste Übereinstimmung mit den experimentellen Werten und kann auch den Ausfall der Lamellen in H5 abbilden. Durch diesen Ausfall ändert sich die Aufteilung der Auflagerkräfte je Tragrichtung in Abb. 7.15 b). Zu Beginn beträgt der Anteil der Auflagerkraft der längeren Spannweite (Tragrichtung y) ca. 30 % in Abaqus und TR-Modell. Durch den Ausfall erhöht sich der Anteil bei großen Durchbiegungen auf bis zu 37,5 %, was auch in der experimentellen Untersuchung zu beobachten ist. Die These, dass der verringerte Lastabtrag der längeren Tragrichtung (y-Richtung) in der experimentellen Untersuchung zu Beginn aufgrund des vorhandenen Spalts zwischen Beton und BSP zu erklären ist, kann mit den numerischen Modellen verifiziert werden. Bei Abmessungen ohne Toleranzen stellt sich direkt zu Beginn ein Anteil von ungefähr 30 % am Gesamtlastabtrag ein.

Bei der experimentellen Untersuchung des Deckenstreifens muss bei der Nachrechnung aufgrund der erhöhten Feuchte die Tragfähigkeit der Verbundfuge mit dem Faktor 0,65 im Vergleich zu den Push-out-Versuchen reduziert werden. Tab. D.3 ist zu entnehmen, dass bei der Deckenplatte ein geringerer Feuchtegehalt gemessen wird. Folglich werden die Verbundfugeneigenschaften lediglich mit dem iterativ ermittelten Faktor 0,74 redu-

ziert. Dies verdeutlicht die starke Beeinflussung der Eigenschaften durch die vorliegende Holzfeuchte. Neben dem Vergleich der Kraft-Durchbiegungs-Beziehung und dem Traganteil je Richtung werden auch Schlupf, Abheben und Rissbilder des Betons zwischen numerischer Simulation und experimenteller Betrachtung verglichen. Die numerischen Modelle zeigen dabei eine sehr gute Übereinstimmung mit den experimentellen Daten.

### 7.3.2 Übertragung auf die großflächige Anwendung

Mit den kalibrierten Modellen kann nun das gesamte Deckenfeld mit den Abmessungen  $8,1\text{ m} \times 8,1\text{ m}$  numerisch untersucht werden. Dazu wird das bereits in den Versuchen erprobte Verbundmittelraster auf diese Abmessungen übertragen. Abb. 7.16 gibt einen Überblick. Da die großformatigen BSP-Elemente nicht in diesen Abmessungen produziert und transportiert werden können, werden Stöße vorgesehen. Im ersten Schritt wird jedoch die Deckenplatte ohne Stoß simuliert. In Kapitel 7.4 wird auf die Auswirkungen einer nachgiebigen Verbindung im Stoßbereich eingegangen. Der Querschnitt der Decke entspricht dem 260 mm starken Referenzquerschnitt der untersuchten Deckenstreifen.

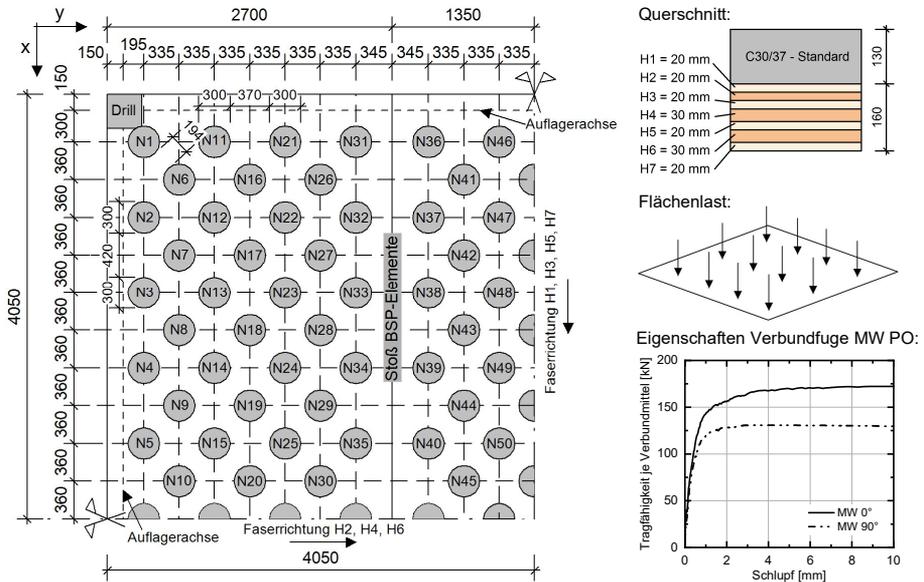


Abb. 7.16: Verbundmittelraster der großflächigen HBV-Decken mit zugehörigem Querschnittsaufbau und Belastungsart

Entsprechend zur experimentellen Untersuchung wird auch hier ein Abheben der Ecken durch ein Auflager behindert. Im Bauwerk wird die Halterung durch die Geschossstützen verursacht. Diese sind in den Ecken der Platten angeordnet. In Abschnitt 7.3.5 wird der Einfluss der Drilllagerung und die Abbildung der Drillsteifigkeit in Schubanalogie und Flächenmodell untersucht, da es nach Kapitel 2 kaum Angaben zur Erfassung der Drillsteifigkeit bei nachgiebig verbundenen HBV-Querschnitten gibt.

Abb. 7.17 a) gibt die Kraft-Durchbiegungs-Beziehung für ein gesamtes Deckenfeld mit den Abmessungen  $8,1\text{ m} \times 8,1\text{ m}$  wieder. Dabei wird zwischen zwei Verbundfugeigenschaften unterschieden. Durch die erhöhte Holzfeuchte führt der Ansatz der

Fugensteifigkeit nach dem kalibrierten Modell aus den experimentellen Untersuchungen der Deckenplatte (DP kali) ab ca.  $40 \text{ kN/m}^2$  zu einem Steifigkeitsverlust. Bei Unterstellung der Referenzeigenschaften nach den Ergebnissen der Kleinteilversuche (MW PO) ist eine höhere Steifigkeit bis ca.  $75 \text{ kN/m}^2$  zu verzeichnen. Ungeachtet der betrachteten Fugeigenschaften ist im Anfangsbereich eine identische linear-elastische Anfangssteifigkeit zu erkennen. Bis  $20 \text{ kN/m}^2$  stimmt die Steifigkeit näherungsweise mit dem Grenzfall einer unendlichen Fugensteifigkeit überein. Eine weitere Steigerung der Fugensteifigkeit führt folglich zu keinem Steifigkeitszugewinn in diesem Bereich.

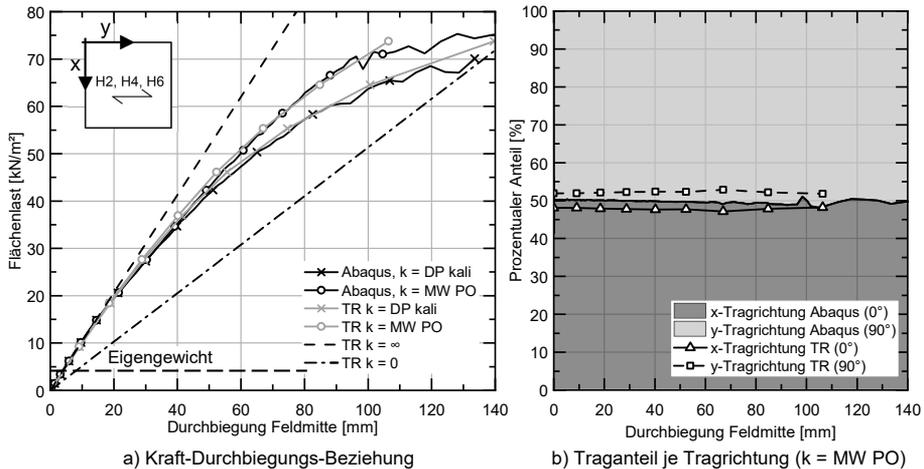


Abb. 7.17: Kraft-Durchbiegungs-Beziehung und Aufteilung des Lastabtrags je Tragrichtung

Anschließend verlieren beide Varianten geringfügig an Steifigkeit, was durch den Steifigkeitsverlust der randnahen Verbundmittel und die beginnende Rissbildung an der Betonunterseite zu erklären ist. In Abb. D.18 sind die Schlupfverläufe entlang der Symmetrieachsen (x-Richtung: in der Nähe der Achse Nocke 46 (N46) bis Nocke 50 (N50), y-Richtung: in der Nähe der Achse Nocke 5 bis Nocke 45) dargestellt. Für die Tragrichtung  $90^\circ$  (y-Richtung) ist dabei für die Laststufe  $40 \text{ kN/m}^2$  bereichsweise ein Schlupf von mehr als einem Millimeter zu verzeichnen. Folglich erreichen erste Nocken ihre Tragfähigkeit und führen analog zu den Erkenntnissen aus uniaxialer Betrachtung zu einem Steifigkeitsverlust in der Verbundfuge.

Abb. D.19 und Abb. D.20 stellen die Zugschädigungen an der Betonunterseite, welche als verschmierte Risse interpretiert werden können, im Anfangsbereich und bei höheren Laststufen dar. Um zu verdeutlichen, wann diese Rissbildung zu einer Aktivierung der Längsbewehrung führt, ist in Abb. 7.18 a) die Spannung in den Bewehrungsstäben der unteren Bewehrungslage (Q335A) für beide Tragrichtungen dargestellt. Es wird exemplarisch ein Bewehrungsstab in der Nähe der Symmetrieachse der jeweiligen Tragrichtung gewählt. Bei der Laststufe  $60 \text{ kN/m}^2$  sind in beiden Richtungen erste Spannungsspitzen im Bereich zwischen  $1,0 \text{ m}$  und  $2,5 \text{ m}$  erkennbar, was auf eine beginnende Rissbildung hindeutet. Bei Laststufe  $30 \text{ kN/m}^2$  (vgl. Abb. D.19) sind nahezu keine Zugschädigungen im Beton zu erkennen. Die Rissbildung beginnt folglich deutlich später als in der experimentellen Untersuchung, da die Feldlängen größer sind und die Belastung als Flächenlast und nicht als konzentrierte Einzellasten aufgebracht wird.

Die vorliegenden Spannungen liegen bei hohen Laststufen nahezu im gesamten Bereich unterhalb der Fließgrenze. Lediglich im Abstand von 1,0 m bis 2,0 m von der Auflagerung kann die Fließgrenze erreicht werden. Dies verdeutlicht, dass aufgrund der Dehnungskompatibilität der beiden Teilquerschnitte wie üblich im HBV-Bau die Bewehrung nicht voll ausgenutzt werden kann und nicht nach den klassischen Regeln des Stahlbetonbaus bemessen werden darf. Weitere Hinweise gibt Kapitel 9.2. Weiterhin führt eine Reduktion der Bewehrungsmenge von Q335 auf beispielsweise Q188 zu keiner nennenswerten Reduktion der Tragfähigkeit.

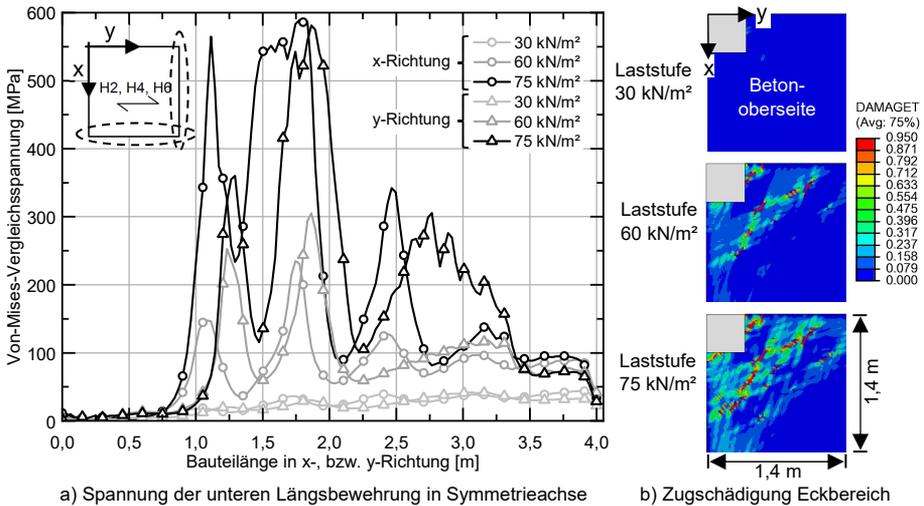


Abb. 7.18: Darstellung der auftretenden Spannung in der unteren Längsbewehrung und Zugschädigungen durch Drilltragwirkung im Eckbereich

Im weiteren Verlauf des Tragverhaltens des Bauteils nimmt ab ca. 60 kN/m<sup>2</sup> der Schlupf besonders in der Tragrichtung 90° (y-Richtung) exponentiell zu (vgl. Abb. D.18 b)). Es findet folglich entsprechend zu den vorangegangenen Untersuchungen ein Verbundfugenversagen in den äußeren Bereichen statt, was bedingt durch die Duktilität der Verbundmittel zu einer Umlagerung der Kräfte in Richtung der Feldmitte führt. Gleichzeitig ist kein Lastabfall zu erwarten, da die Verbundmittel ein näherungsweise ideal-plastisches Verhalten aufweisen. Ein Biegeversagen des Betonquerschnitts ist aufgrund der vergleichsweise geringen Ausnutzung der Bewehrung (vgl. Abb. 7.18 a)) ebenfalls nicht zu erwarten. Auch die Entwicklung der Drilltragwirkung, welche in Abb. 7.18 b) durch die entstehenden Zugschädigungen an der Oberseite im Eckbereich der Platte dargestellt wird, ist erst bei höheren Laststufen (ca. 60 kN/m<sup>2</sup>) ausgeprägt. Wird nun die Last weiter gesteigert, erreichen die ersten Lamellen in Holzschicht H7 ihre Zugfestigkeit und versagen. Dies führt zu Lastabfällen und einer leichten Reduktion des Traganteils in x-Richtung, welcher in Abb. 7.17 b) dargestellt ist. Im vorherigen Bereich sind die Traganteile je Richtung näherungsweise identisch, was für eine gleichmäßige biaxiale Tragwirkung spricht.

Aus diesen ersten Erkenntnissen zum Tragverhalten der großformatigen HBV-Decke kann gefolgert werden, dass das Tragverhalten im baupraktisch relevanten Bereich (beispielsweise bis ca. 40 mm Durchbiegung) von einem linear-elastischen Verhalten mit

leichtem Steifigkeitsverlust ab  $20 \text{ kN/m}^2$  dominiert ist. Weiterhin ist das Tragverhalten ohne BSP-Stoß als vollständig zweiachsig zu charakterisieren, da die Traganteile je Richtung ungefähr gleich groß sind. Für höhere Laststufen, welche aufgrund der Nachweise im Gebrauchstauglichkeitszustand der Decke in der Regel nicht ausgenutzt werden können, ist kein vorzeitiges sprödes Bauteilverversagen zu erwarten. Vielmehr führt das duktile Verbundmittelverhalten zu einer möglichen Lastumlagerung. Zusätzlich kann bei Vergleich der Ergebnisse aus der numerischen Berechnung mittels Abaqus und der Berechnung mittels TR-Modell in Abb. 7.17 eine sehr gute Übereinstimmung festgestellt werden. Allerdings muss dafür sowohl eine nichtlineare Dübelkennlinie als auch nichtlineares Betonverhalten eingesetzt werden. Die vereinfachte Modellierung und weitere Berechnungsmethoden für HBV-Decken werden in Abschnitt 7.3.3 behandelt.

Um das Trag- und Verformungsverhalten detaillierter charakterisieren zu können, werden im Folgenden weiterführende Betrachtungen dargestellt. So ist in Abb. 7.19 a) die Kraft je Verbundmittel in kN für die Laststufe  $60 \text{ kN/m}^2$  dargestellt. Zusätzlich ist Abb. D.21 eine identische Abbildung für die Laststufe  $30 \text{ kN/m}^2$  zu entnehmen.

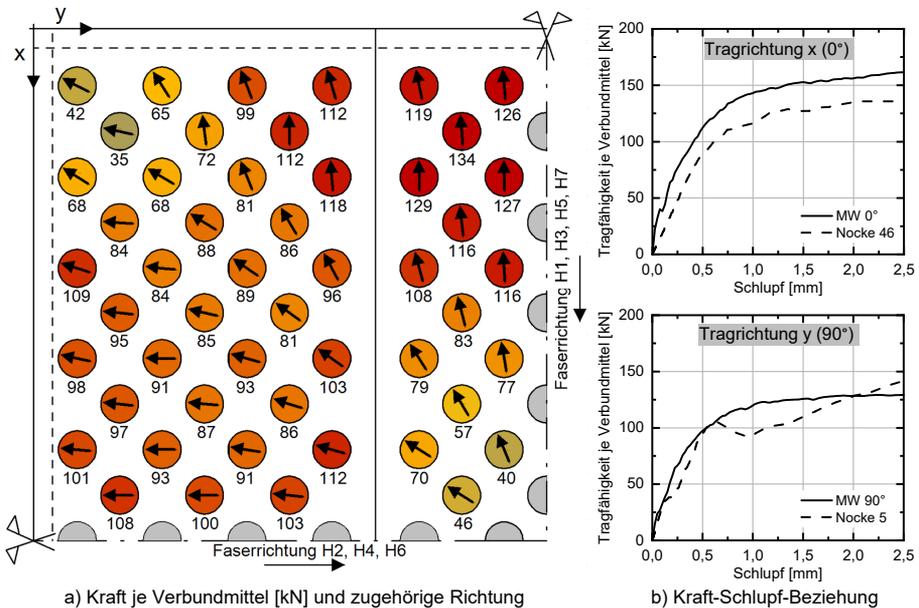


Abb. 7.19: Übersicht über die Verbundmittelkräfte je Nocke bei Laststufe  $60 \text{ kN/m}^2$  und exemplarischer Vergleich der Kraft-Schlupf-Beziehung mit Push-out-Versuchen

Bei beiden Laststufen ist eine flächige Verteilung der Längsschubkräfte zu beobachten. Ein Großteil der Verbundmittel im Deckenbereich erfährt eine nennenswerte Schubbeanspruchung. Bei  $60 \text{ kN/m}^2$  ist die bereits im vorangegangenen Abschnitt beschriebene Umlagerung der Schubkräfte in Richtung der Feldmitte erkennbar. Neben der Kraft je Verbundmittel ist auch die Wirkungsrichtung der Längsschubkraft dargestellt. In der Nähe der Symmetrieachsen verläuft sie näherungsweise parallel zur jeweiligen Tragrichtung. Folglich kann die Tragwirkung der Nocke in diesen Bereichen auf die Tragwirkung  $0^\circ$  (Tragrichtung x) und  $90^\circ$  (Tragrichtung y) entsprechend der Push-out-Versuche in Kapitel 5 zurückgeführt werden. Im Eckbereich ist eine Ausrichtung der Schubkräfte im

Bereich von 40° bis 50° zu erkennen. Dies entspricht ungefähr der geprüften Variante der Konfiguration 45° in den Push-out-Versuchen. Während die Verbundmittel in 0° und 90° Richtung ihre jeweilige Tragfähigkeit erreichen, ist die Ausnutzung in 45°-Richtung deutlich geringer. Dies ist unter anderem auf die starre Lagerung aller Außenkanten zurückzuführen. Wird wie in der späteren Bauweise eine punktgestützte Auflagerung mit deckengleichen Unterzügen vorgesehen, führt dies zu einer Nachgiebigkeit der Auflagerung und dadurch zu einer Erhöhung der Beanspruchung in 45°-Richtung. Dieser Effekt wird in Abschnitt 7.3.4 betrachtet.

Zusätzlich ist in Abb. 7.19 b) die Kraft-Schlupf-Beziehung eines Verbundmittels der Tragrichtung 0° und 90° im Deckenbauteil im Vergleich zum Mittelwert der Push-out-Versuche dargestellt. Allgemein ist eine gute Übereinstimmung zu verzeichnen. Bei ca. 1 mm (0°) und 0,6 mm (90°) Schlupf erreicht das Verbundmittel den plastischen Bereich, jedoch ist besonders bei 0° eine Unterschätzung der Steifigkeit zu beobachten. Ein Grund für die reduzierte Steifigkeit im Vergleich zu den Kleinteilversuchen ist das Fehlen des Haftverbunds zwischen Holz- und Betonquerschnitt in den numerischen Modellen. Der Haftverbund ist durch den Anschnitt der Fasern in 0°-Richtung bei dieser Konfiguration besonders ausgeprägt. Bereits in den begleitenden numerischen Simulationen der Push-out-Versuche (Abb. 4.12) ist dieser Sachverhalt bei 0° erkenntlich.

Entsprechend der Ermittlung der Schnittgrößen aus den experimentellen Untersuchungen soll für die großmaßstäblichen Deckenelemente die Übertragbarkeit der uniaxialen Ergebnisse zum Tragverhalten in Kapitel 6 überprüft werden. Dazu ist in Abb. 7.20 die Aufteilung des Gesamtmoments je Tragrichtung in Eigenbiegeanteile und Verbundmoment zwischen Beton- und BSP-Querschnitt dargestellt.

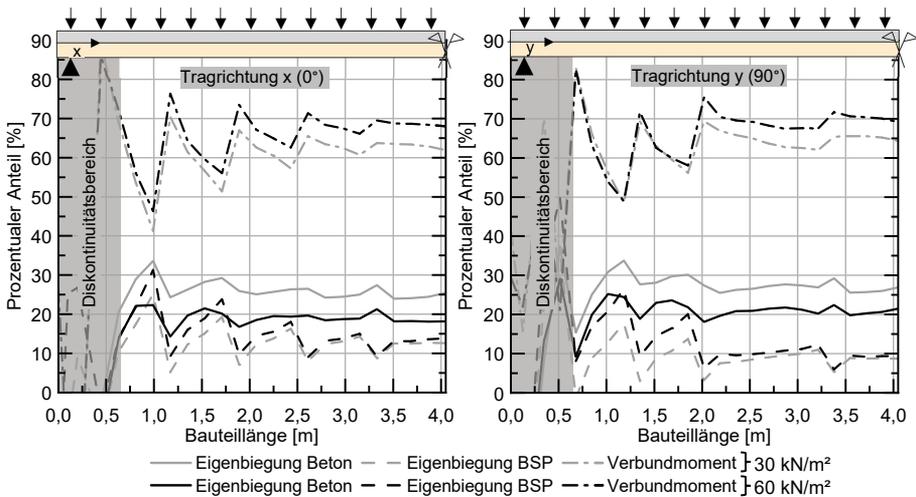


Abb. 7.20: Anteil der Eigenbiegemomente und des Verbundmoments am Gesamtlastabtrag für beide Tragrichtungen

Dabei wird ein 1 m breiter Streifen im Bereich der jeweiligen Symmetrieachse (maximales Feldmoment) betrachtet. Die vorliegenden Normalkräfte in den Teilquerschnitten und die Eigenbiegeanteile werden über diese Breite aufsummiert. Es gelten die weiteren Randbedingungen nach Abschnitt 7.2.7. Die prozentualen Anteile sind entlang der Symmetrieachsen dargestellt. Die Superposition der einzelnen Traganteile führt zum

Gesamtmoment, welches eine gute Übereinstimmung mit dem aus Abaqus ermittelten Gesamtmoment zeigt und somit den dargestellten Berechnungsansatz validiert. Im Bereich von 0 m bis ca. 0,6 m liegt durch die Auflagerung ein Diskontinuitätsbereich vor.

Allgemein ist für beide Tragrichtungen ein näherungsweise identisches Verhalten zu verzeichnen. Das Verbundmoment trägt mit ca. 60 - 70 % ungefähr zwei Drittel des gesamten Biegemoments ab. Auf die Eigenbiegebeanspruchung des Betons entfallen ca. 20 - 30 %. Folglich nimmt die Eigenbiegebeanspruchung des BSP den geringsten Anteil ein. Diese Erkenntnisse decken sich sowohl qualitativ als auch quantitativ mit den Ergebnissen der uniaxialen Betrachtung (vgl. Abb. 6.21 b)). Es kann gefolgert werden, dass die Tragmechanismen, welche bei der einachsigen Betrachtungsweise beobachtet werden, auch bei der zweiachsigen Tragwirkung auftreten. Zwischen den zwei betrachteten Laststufen 30 kN/m<sup>2</sup> und 60 kN/m<sup>2</sup> in Abb. 7.20 nimmt der Anteil des Eigenbiegemoments des Betonquerschnitts mit zunehmender Beanspruchung ab, was auf den Steifigkeitsverlust infolge Rissbildung an der Unterseite und im Eckbereich zurückzuführen ist. Die Reduktion führt zu einer Erhöhung der Eigenbiegung des BSP im Randbereich und zu einer Steigerung des Verbundmoments im Innenbereich.

Die Erkenntnisse aus uniaxialer Betrachtung bestätigen sich auch bei Betrachtung der abhebenden Verformungen. Die Länge des Bereichs, in dem abhebende Verformungen auftreten, beschränkt sich auf ungefähr ein Viertel der Bauteillänge ab Außenkante. Die Tragrichtung y (Konfiguration 90°) weist deutlich höhere abhebende Verformungen auf, was in Abb. 7.21 als Differenz der vertikalen Verformungen (z-Richtung) beider Teilquerschnitte dargestellt ist.

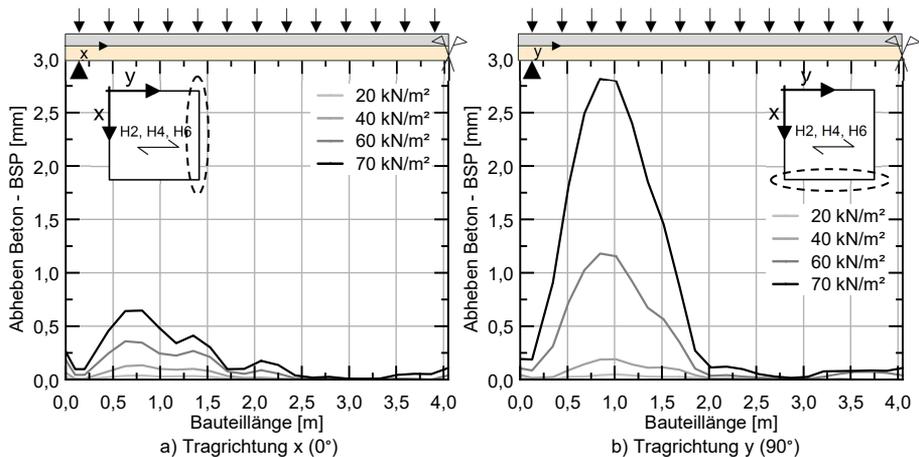


Abb. 7.21: Verlauf der abhebenden Verformungen zwischen Beton- und BSP-Querschnitt entlang der Symmetrieachsen

Die exponentielle Zunahme des Abhebens erfolgt simultan zur exponentiellen Zunahme des Schlupfes und folgt hauptsächlich aus den plastischen Verformungen des Holzes im Druckkontaktbereich. Ein identisches Verhalten kann auch in den experimentellen Untersuchungen zur Deckenplatte (vgl. Abb. D.11) festgestellt werden. Die Komprimierung und anschließende Verdrängung des Materials führt bei Tragrichtung x (0°) erst bei ca. 75 kN/m<sup>2</sup> zu einem starken Anstieg des Abhebens. Dies ist aus Skalierungsgründen hier nicht dargestellt. Bei baupraktisch relevanten Laststufen bis höchstens 30

bis  $40 \text{ kN/m}^2$  sind die abhebenden Verformungen mit maximal  $0,2 \text{ mm}$  vernachlässigbar klein. Die nach [DIN CEN/TS 19103] erforderliche Abhebesicherung wird weder in den durchgeführten experimentellen Versuchen noch in den numerischen Betrachtungen vorgesehen und die Notwendigkeit dieser Abhebesicherung muss weiterhin verifiziert werden. Für andere Belastungssituationen, wie beispielsweise Einzellasten, sind größere abhebende Verformungen zu erwarten. In den experimentellen Untersuchungen kann jedoch trotz Einzellast kein kritisches Abhebeverhalten in den relevanten Lastbereichen beobachtet werden.

### 7.3.3 Vereinfachte Modellierung

Da die Modellierung mittels dreidimensionaler Volumenelemente in Abaqus und die Abbildung mit Hilfe von nichtlinearen Trägerrostmodellen (TR) zeitintensiv und aufwendig ist, wird im Folgenden die Eignung von vereinfachten Berechnungsmodellen gezeigt. Dazu scheint es ausreichend den Anfangsbereich des Tragverhaltens abbilden zu können, da die Ausnutzung hoher Tragfähigkeitsstufen große Verformungen benötigt. Zunächst werden aus dem TR-Modell, welches aus uniaxialen Stabwerkmodellen je Tragrichtung besteht, die Nichtlinearitäten entfernt. Dadurch entfällt die Modellierung der Schalen für den Betonquerschnitt und H7. Außerdem wird die Dübelkennlinie der Verbundmittel linear-elastisch abgebildet. Zusätzlich wird ein TR-Modell mit dem Schubanalogieverfahren (TR-SA) modelliert (vgl. Abb. 7.14 b)). Dies reduziert die Anzahl der zu generierenden Stäbe enorm, jedoch unterliegt dem Schubanalogieverfahren eine verschmierte Abbildung der Verbundmittel, was eine weitere Vereinfachung im Bezug zum Trägerrostmodell mittels Stabwerken (TR) darstellt. Die benötigten Eingangssparameter werden nach Kapitel 2.4 ermittelt. Zunächst wird dabei der Steiner-Anteil der Drillsteifigkeit mit dem Faktor  $\gamma_{\text{Drill}} = 1,0$  (vgl. Gl. 2.10) angesetzt. Das bedeutet, dass die Steineranteile voll wirksam sind und nicht durch eine Nachgiebigkeit der Verbundfuge abgemindert werden. Eine dritte vereinfachte Abbildungsvariante ist die Modellierung nach dem Flächenmodell nach [DIN EN 1995-1-1/NA] (vgl. Abschnitt 2.4.2.1). Dabei entfällt die Eingabe einzelner Roststäbe. Es müssen zwei Flächen modelliert und ihre Verschiebungen gekoppelt werden. Die Berechnung erfolgt mit der Biegetheorie nach [Mindlin 1951] unter Berücksichtigung der Schubverformungen. Die Ergebnisse der vereinfachten Abbildung ist in Abb. 7.22 a) gegeben.

Das Flächenmodell weist eine linear-elastische Steifigkeit außerhalb des möglichen Bereichs ( $> k = \infty$ ) auf. Die beiden anderen vereinfachten Modelle zeigen bis ca.  $40 \text{ kN/m}^2$  eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit leichter Überschätzung der Tragfähigkeit im Bezug zur detaillierten Referenzmodellierung. Bei weiterer Laststeigerung sind die Nichtlinearitäten stärker ausgeprägt und führen aufgrund der linear-elastischen Modellierung der vereinfachten Ansätze zu einer verstärkten Überschätzung der Steifigkeit. Zur zusätzlichen Verifikation sind in Abb. 7.22 b) die Spannungsverläufe über die Querschnittshöhe in Feldmitte für die Laststufe  $40 \text{ kN/m}^2$  gegeben. Bei den auftretenden Spannungen im BSP-Querschnitt sind zwischen Abaqus und den vereinfachten Modellen kaum Unterschiede zu verzeichnen. An der Unterseite des Betons wird die Zugfestigkeit überschritten. Bei einer Bemessung muss dies durch eine iterative Reduktion der Betonquerschnittshöhe bei TR-Modellen mit Stabwerken kompensiert werden oder die Aufnahme der resultierenden Zugkraft durch Bewehrung in diesem Bereich abgedeckt sein. In Kapitel 9.2 sind weitere Hinweise zur Bemessung des Betonquer-

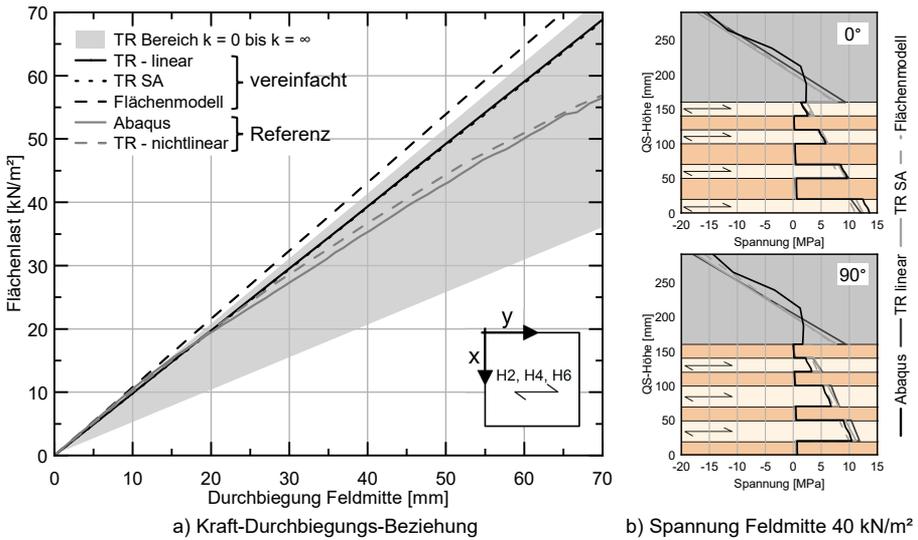


Abb. 7.22: Übersicht über die Ergebnisse der vereinfachten Modellierung

schnitts gegeben. Die zur Berechnung der Spannungen maßgebenden Schnittgrößen können bei den Trägerrostmodellen direkt aus den Stäben in den Symmetrieachsen ausgelesen werden. Die Errechnung der Spannung erfolgt unter Annahme des Ebenbleibens der Teilquerschnitte (vgl. [Winter et al. 2009]). Bei Flächenmodellen kann in der verwendeten Software RFEM 6 ein Ergebnisstab generiert werden, der die Schnittgrößen der Fläche in den gewünschten Bereichen aufintegriert.

In Tab. 7.1 wird die ermittelte Schubkraft der äußeren Verbundmittel in der Nähe der Symmetrieachsen für die verschiedenen Berechnungsmethoden bei der Laststufe 40 kN/m<sup>2</sup> verglichen. In Abaqus und dem Trägerrostmodell mit Stabwerken (TR) können die Beanspruchungen für jedes Verbundmittel separat ausgelesen werden, da diese in ihrer jeweiligen Lage abgebildet werden. Den beiden anderen Varianten liegt eine verschmierte Abbildung der Verbundmittel zugrunde. Um die vorliegende Schubkraft zu ermitteln, muss aus den Querkraftanteilen der jeweiligen Ebene B (Verbundanteile der Steifigkeit) der Schubfluss in der Verbundfuge errechnet werden. Dieser muss durch die Anzahl der Verbundmittel je Längeneinheit geteilt werden und ergibt dann die jeweilige Schubbeanspruchung der Verbundmittel (vgl. [Winter et al. 2009]).

Tab. 7.1: Schubkraft des äußeren Verbundmittels in Feldmitte bei Laststufe 40 kN/m<sup>2</sup> (N46 bei 0° bzw. N5 bei 90°)

Tragrichtung	Abaqus [kN]	TR [kN]	TR-SA* [kN]	Flächenmodell* [kN]
x-Richtung (0°)	84,4	95,6	127,5	131,5
y-Richtung (90°)	77,7	80,4	132,7	130,9

\*verschmierte Abbildung der Verbundmittel

Das Trägerrostmodell mittels Stabwerken liefert Schubkräfte in der Größenordnung der numerisch mit Abaqus ermittelten Werte. Bei den beiden verschmierten Varianten ist eine deutliche Überschätzung der Schubkraft zu verzeichnen. Diese Abweichung liegt

auf der sicheren Seite, führt jedoch zu unwirtschaftlichen Ausführungen. Ein Grund für die hohe Überschätzung ist der große Verbundmittelabstand. Das entwickelte Verbundmittelraster weist Abstände oberhalb der empfohlenen Anwendungsgrenzen nach [König et al. 2004] und [DIN CEN/TS 19103] auf. Diese Abweichung führt nach [Winter et al. 2009] zu unwirtschaftlichen Ergebnissen. Eine Korrektur wäre durch eine abschnittsweise Zuweisung der Schubsteifigkeit in Ebene B im Bereich der Verbundmittel möglich. Zwischen den Verbundmitteln ist die Schubsteifigkeit dann entsprechend zu null zu setzen. Allerdings ist dies durch die alternierende Anordnung der Verbundmittel und der Abbildung im Trägerrost nur mit großem Aufwand zu realisieren. Deshalb wird auf eine solche Modellierung verzichtet.

In Abb. 7.23 ist der Verlauf der Querkraft über die Bauteillänge entlang der beiden Symmetrieachsen dargestellt. Dabei wird die Berechnung mittels Abaqus mit den Berechnungen eines Trägerrostes mit nichtlinearen und linearen Eigenschaften verglichen. Grundsätzlich ist bei allen drei Varianten eine gute Übereinstimmung zu erkennen. Die lokalen Maxima sind durch die Schubkrafteinleitung im jeweiligen Bereich der Verbundmittel zu erklären. Der prozentuale Anteil des Querkraftanteils des Betons beträgt ungefähr 55 % bis 70 % der gesamten Querkraft.

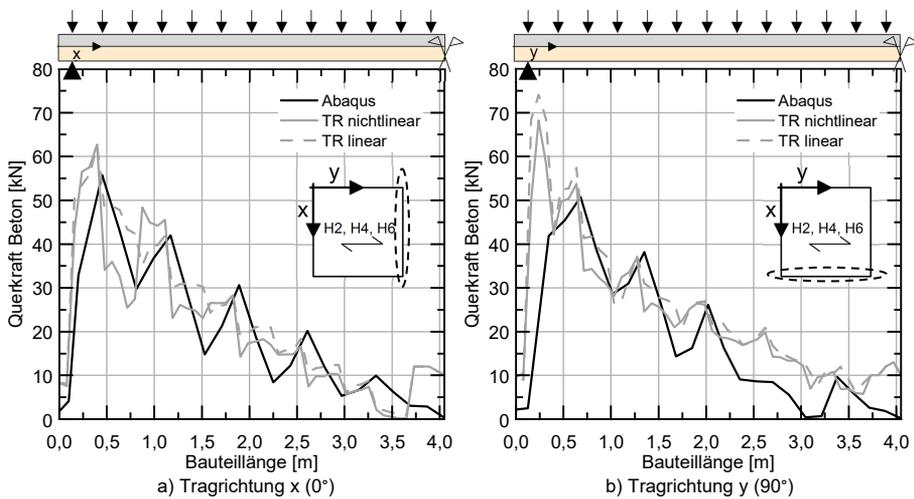


Abb. 7.23: Numerisch ermittelter Querkraftverlauf entlang der Symmetrieachsen für die Laststufe 30 kN/m<sup>2</sup>

Es zeigt sich kein unmittelbarer Zusammenhang zwischen Schubsteifigkeit der Teilquerschnitte und dem Anteil der Querkraft. Auch eine Aufteilung entsprechend der ansetzbaren Schubflächen nach [DIN EN 1992-1-1] für den Betonquerschnitt führt zu keiner zufriedenstellenden Abschätzung der Querkraftanteile. Da jedoch zur Bemessung des nachgiebigen Deckensystems eine Modellierung nach den vorangegangenen Varianten unerlässlich ist, kann die Querkraftverteilung mit sehr geringem Aufwand aus dem Modell ermittelt und zum Nachweis der Querschnitte angesetzt werden. Bei Verwendung der Schubanalogie bzw. des Flächenmodells werden bei der in der Praxis üblichen Rücktransformation der Schnittgrößen für Ebene A und B keine Querkräfte, sondern resultierende Schubspannungen ermittelt. Mit diesen Spannungen können die Nachweise der Teilquerschnitte geführt werden.

### 7.3.4 Einfluss der Auflagersteifigkeit

In den bisherigen Betrachtungen wird die Auflagerung an den Außenkanten als starr modelliert. In der späteren Anwendung ist jedoch eine punktuelle Auflagerung auf Stützen vorgesehen. Über deckengleiche Unterzüge wird die Last zu den Geschossstützen weitergeleitet. Durch die Deckengleichheit ist für die Unterzüge nur eine begrenzte statische Höhe verfügbar, was zu einer verringerten Steifigkeit führt und die vorliegende Auflagersituation verändert. Die Auswirkungen einer nachgiebigen Lagerung werden mittels TR-Modellen bestehend aus Stabwerken und Abaqus untersucht. Aus dem Entwurf des Deckensystems folgt durch die monolithische Herstellung des Unterzugs und des Betonquerschnitts der HBV-Decke eine in gewissem Maße wirkende Durchlaufwirkung zwischen den einzelnen Deckenfeldern. Diese soll im Anwendungsfall ausgenutzt werden, um die Durchbiegungen weiter zu vermindern. In den folgenden Untersuchungen werden solche positiven Effekte auf der sicheren Seite vernachlässigt. Es wird nur ein Deckenfeld mit nachgiebiger, gelenkiger Lagerung an den Außenkanten betrachtet. Dabei wird die Kenngröße  $w$  nach Gl. 7.1 als das Verhältnis von maximaler Durchbiegung des Unterzugs (UZ) zur Gesamtdurchbiegung in Feldmitte (FM) definiert. Eine starre Auflagerung entspricht  $w = 0$ .

$$w = \frac{\text{Maximale Durchbiegung Unterzug}}{\text{Gesamtdurchbiegung HBV-Decke in Feldmitte}} \quad (7.1)$$

Die Auswirkungen auf die vorliegende Schubkraft je Nocke für die Laststufe 20 kN/m<sup>2</sup> sind in Abb. 7.24 a) exemplarisch für das Verhältnis  $w \approx 0,55$  dargestellt. Folglich setzen sich für diesen Fall die Verformungen des Gesamtsystems zu 55 % aus der Verformung des Unterzugs zusammen und bildet damit einen Unterzug mit sehr geringer Steifigkeit ab.

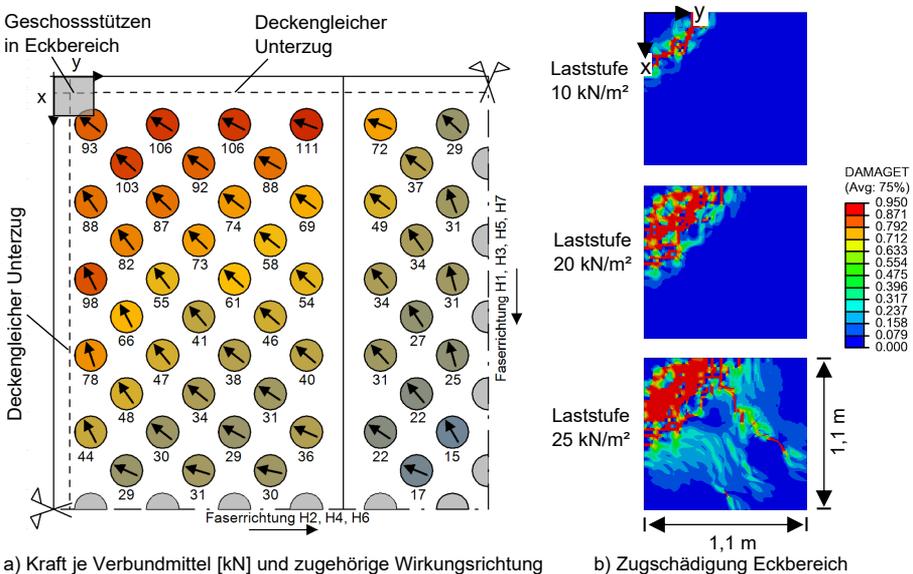


Abb. 7.24: Auswirkungen der nachgiebigen Auflagermodellierung auf die Längsschubkraft und die Zugschädigungen an der Betonoberseite (Laststufe 20 kN/m<sup>2</sup>) bei  $w \approx 0,55$

Die Auswirkungen sind dabei nur qualitativ aufzufassen, da die genaue Ausführungsvariante des Unterzugs nicht im Rahmen dieser Arbeit betrachtet wird. Detailliertere Angaben sind [Sorg et al. 2024] zu entnehmen. Im Vergleich zu den Schubkräften bei starrer Auflagerung (Abb. 7.19 und Abb. D.21) ist eine deutliche Änderung der Richtung der Schubkräfte und die Verschiebung der maximalbeanspruchten Nocke zu verzeichnen. Durch die geringere Auflagersteifigkeit im Bereich der Symmetrieachsen orientieren sich die Schubkräfte entsprechend den Hauptspannungstrajektorien in Richtung der Ecke der Platte. Dort tritt auch die größte Längsschubbeanspruchung auf. Die bei starrer Auflagerung am höchsten beanspruchten Verbundmittel an der Außenkante der Symmetrieachsen weisen nur noch ungefähr ein Viertel der Beanspruchung auf. Der erhöhte Lastabtrag in Richtung der Ecke der Platte zeigt sich auch in der Entstehung von Rissen an der Oberseite des Betonquerschnitts im Eckbereich (Abb. 7.24 b)). Während bei starrer Lagerung bei  $30 \text{ kN/m}^2$  noch nahezu keine Zugschädigungen erkennbar sind, so sind bei nachgiebiger Lagerung schon zu früherem Zeitpunkt sehr starke Zugschädigungen erkennbar.

Da folglich die Tragwirkung durch die Nachgiebigkeit der Unterzüge stark beeinflusst wird, wird in TR-Modellen die Steifigkeit des Unterzugs und damit das Verhältnis  $w$  variiert. Abb. 7.25 stellt die Auswirkungen bezogen auf die linear-elastische Biegesteifigkeit, welche bei der Laststufe  $20 \text{ kN/m}^2$  bestimmt wird, dar. Die Biegesteifigkeit wird für die Gesamtdurchbiegung (Durchbiegung FM) und für die isoliert betrachtete Durchbiegung der HBV-Decke (Durchbiegung FM - Durchbiegung UZ) errechnet und mit der Referenzsteifigkeit bei einer starren Auflagerung verglichen. Zwischen Biegesteifigkeit des Gesamtsystems und dem Verhältnis  $w$  besteht im linear-elastischen Bereich definitionsgemäß ein linearer Zusammenhang und ist deshalb nur aus Vollständigkeitsgründen angegeben. Ab  $w \approx 0,25$  ist eine negative Beeinflussung der Biegesteifigkeit der isoliert betrachteten HBV-Decke (Durchbiegung FM - Durchbiegung UZ) durch die nachgiebigen Unterzüge zu verzeichnen. Deshalb sollte der Unterzug so ausgeführt werden, dass seine maximalen Durchbiegungen kleiner als ein Viertel der Gesamtdurchbiegungen sind. Ist dies der Fall, sind die Erkenntnisse zum Trag- und Verformungsverhalten der HBV-Decke aus den vorangegangenen Abschnitten übertragbar.

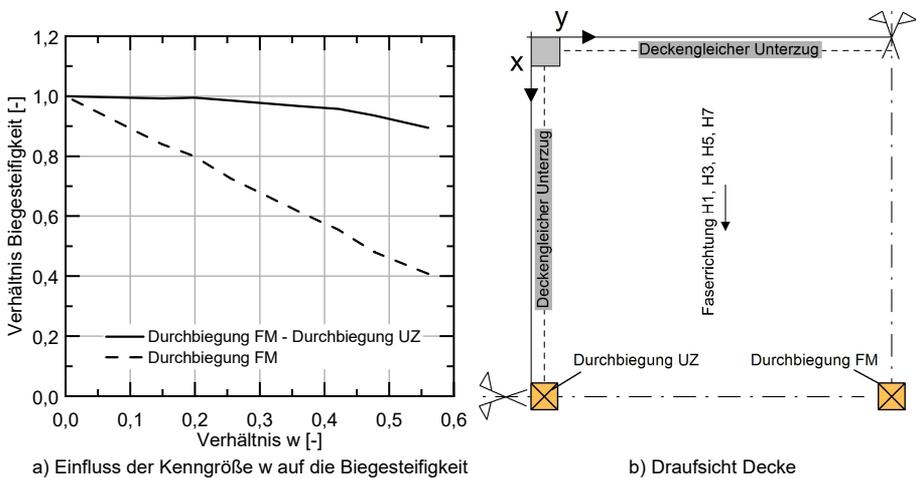


Abb. 7.25: Auswirkung der nachgiebigen Unterzüge auf die linear-elastische Anfangsbiegesteifigkeit im Bezug zur Referenzgröße der starren Auflagerung

Abb. 7.26 stellt die Auswirkungen auf die Beanspruchung der Verbundmittel dar. Dabei werden exemplarisch drei Nocken (N6, N10 und N46) betrachtet. Diese stehen stellvertretend für die Tragrichtung  $0^\circ$ ,  $90^\circ$  und die Tragwirkung im Eckbereich der Platte. Abb. 7.26 a) gibt die jeweilige Beanspruchungsrichtung der Verbundmittel bei der Laststufe  $30 \text{ kN/m}^2$  an. Bei starrer Auflagerung ( $w = 0$ ) werden N10 bzw. N46 nahezu ausschließlich in Richtung der jeweiligen Tragrichtung beansprucht. Nimmt nun das Verhältnis  $w$  zu, so ist ab ca.  $w = 0,15$  eine Änderung der Richtung zu verzeichnen. Durch die zunehmende Nachgiebigkeit der Auflagerung werden die Verbundmittel immer mehr in Spannrichtung der Unterzüge beansprucht. Bei N6 zeigt sich nur eine geringfügige Änderung der Beanspruchungsrichtung und die Winkel variieren im Belastungsverlauf bis  $30 \text{ kN/m}^2$  nur sehr geringfügig. Zur Betrachtung der vorliegenden Schubkraft wird in Abb. 7.26 b) die Schubkraft in N10 bzw. N46 auf N6 bezogen. Für eine starre Auflagerung ( $w = 0$ ) ist, wie bereits in den vorherigen Abschnitten festgestellt, eine deutlich größere Beanspruchung der Nocken im Bereich der Symmetrieachsen im Vergleich zum Eckbereich erkennbar. Bei Laststufe  $30 \text{ kN/m}^2$  beträgt das Verhältnis ungefähr 2,0 bis 2,5 (vgl. Abb. D.21). Je größer der Anteil der Durchbiegung des Unterzugs an der Gesamtdurchbiegung wird, desto mehr steigt die Beanspruchung von N6 an und die Auslastung der Nocken im Bereich der Symmetrieachsen nimmt gleichzeitig ab. Im Zuge einer uniformen Beanspruchung der Decke scheint ein Verhältnis von  $w \approx 0,25$  zu einer gleichmäßigen Ausnutzung der Verbundmittel bei  $30 \text{ kN/m}^2$  zu führen.

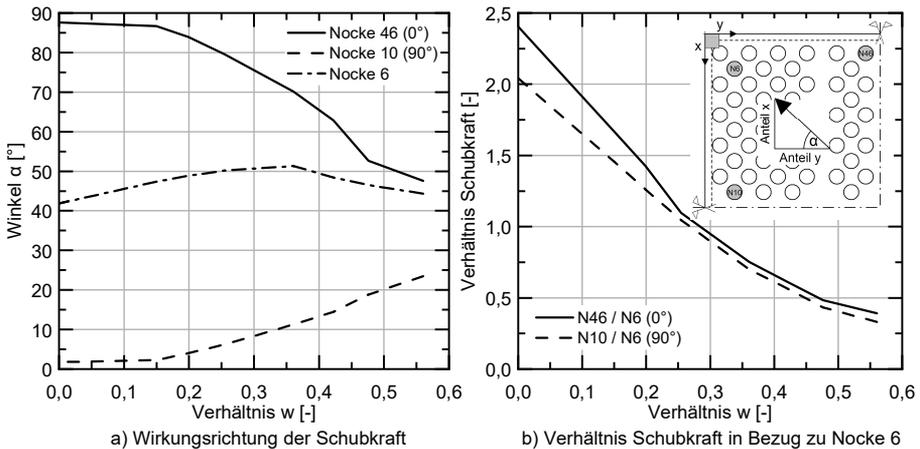


Abb. 7.26: Exemplarische Auswirkungen des Verhältnisses  $w$  bei der Laststufe  $30 \text{ kN/m}^2$

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass durch die nachgiebige Auflagerung die Tragwirkung stark beeinflusst wird. Da auch bei Beanspruchungsfall  $45^\circ$  eine hohe Duktilität der Verbundmittel gegeben ist, wird ebenfalls eine Umlagerung der Schubkräfte bei Erreichen der Verbundmitteltragfähigkeit ermöglicht und ein duktileres Bauteilverhalten ist sichergestellt. Die Kenntnisse zum Tragverhalten der HBV-Decke aus den vorangegangenen Abschnitten sind für  $w \leq 0,25$  übertragbar auf das spätere Deckensystem und die Durchbiegungen von Unterzug und HBV-Decke müssen bei der Bemessung superponiert werden.

### 7.3.5 Einfluss der Lagerung in den Eckbereichen und Einfluss der Drillsteifigkeit

Um den Einfluss der Drilllagerung zu untersuchen, werden numerische Untersuchungen mit und ohne Lagerung an der Oberseite des Betonquerschnitts in den Plattenecken durchgeführt. Bei Anbringung einer Drilllagerung wird in Anlehnung an die experimentellen Betrachtungen das Abheben des Querschnitts in den Ecken vollständig behindert. Ohne Lagerung kann sich die Platte frei nach oben verformen. Diese Grenzfallbetrachtung wird für alle Modellierungsvarianten durchgeführt und die Auswirkungen bezogen auf die Durchbiegung in Feldmitte sind in Abb. 7.27 a) dargestellt. Ein Wegfallen der Drilllagerung ist jedoch nicht mit einem Wegfall der Drilltragwirkung zu vergleichen. Durch die gegenseitige Abstützung auf den Auflagern an der Unterseite des BSP-Querschnitts kann sich trotzdem eine gewisse Drilltragwirkung entfalten.

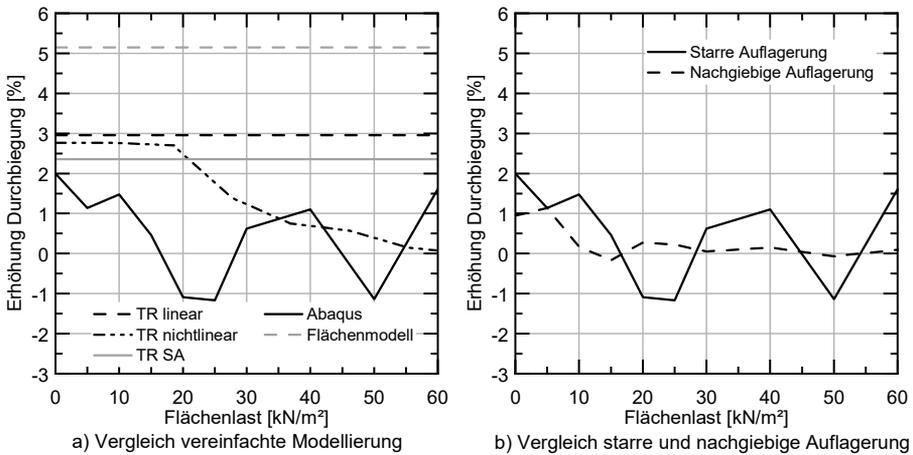


Abb. 7.27: Erhöhung der Durchbiegung in Feldmitte bei fehlender Drilllagerung im Eckbereich

Bei den linear-elastischen Modellen ist für alle Laststufen die Zunahme der Durchbiegung konstant. Das Flächenmodell zeigt die größte Abhängigkeit von der Auflagerung in den Ecken. Können sich diese frei verformen, steigt die Durchbiegung um etwa 5 %. Die Ergebnisse des Trägerrostes mit Stabwerken und Schubanalogie sind bei linear-elastischer Modellierung näherungsweise identisch. Der nichtlineare TR mit Stabwerken und die Simulation mit Abaqus weisen bei höheren Laststufen eine verminderte Erhöhungen der Durchbiegung auf. Die geringere Zunahme ist durch die Rissbildung im Beton bei Verhindern des Abhebens in den Plattenecken und dem damit verbundenen Steifigkeitsverlust zu erklären. Allgemein kann geschlussfolgert werden, dass die Drilleinspannung der Ecken zu keiner nennenswerten Steifigkeitserhöhung führt.

Wie im vorangegangenen Abschnitt beschrieben, bedingt die nachgiebige Auflagerung durch die deckengleichen Unterzüge eine frühere Aktivierung der Drilltragwirkung und der entsprechenden Rissbildung. Deshalb ist in Abb. 7.27 b) die Auswirkung der fehlenden Halterung im Eckbereich für die Fälle starre und nachgiebige Auflagerung angegeben. Die Untersuchungen werden beide mit Abaqus durchgeführt. Jedoch ist auch bei einer nachgiebigen Lagerung bedingt durch die frühe Rissbildung nur ein

sehr geringer Effekt der Einspannung in den Ecken auf die Durchbiegung in Feldmitte erkennbar. Die ermittelten Werte liegen je nach Laststufe zwischen -1 und +2 %.

In Kapitel 2 und Abschnitt 7.3.3 wird bereits auf die Problematik der Berechnung der Drillsteifigkeit nachgiebig verbundener Querschnitte eingegangen. Die Drillsteifigkeit wird als Eingangsgröße zur Verwendung der Schubanalogie und des Flächenmodells benötigt (vgl. Gl. 2.10). Aktuell existieren keine allgemeingültigen Methoden um diese Steifigkeit zu berechnen, da die Steineranteile ( $D_{B,xy}$ ) durch die Nachgiebigkeit der Verbundfuge und der Teilquerschnitte abgemindert werden müssen. Nach [DIN EN 1995-1-1/NA] sollen auf der sicheren Seite liegend die Steineranteile der Drillsteifigkeit zu null gesetzt werden ( $\gamma_{Drill} = 0$ ). In Abb. 7.28 a) sind die Auswirkungen der beiden Grenzfälle  $\gamma_{Drill} = 0$  und  $\gamma_{Drill} = 1,0$  auf die Kraft-Durchbiegungs-Beziehung im Vergleich zu den Referenzergebnissen nach Abaqus und Trägerrostmodell mit Stabwerken dargestellt. Die beiden letztgenannten Varianten berücksichtigen die Auswirkungen der Nachgiebigkeit auf die Drillsteifigkeit implizit.

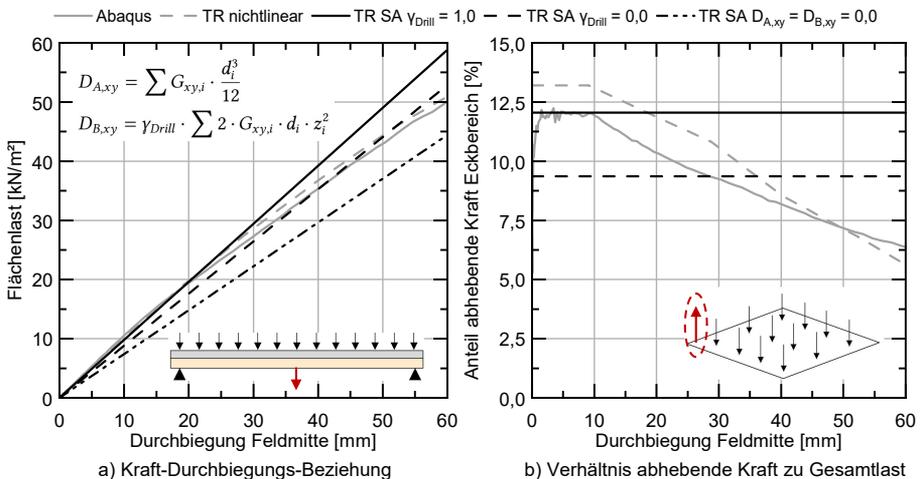


Abb. 7.28: Auswirkungen der Drillsteifigkeit nach Gl. 2.9 und Gl. 2.10 auf die Durchbiegung und die abhebende Kraft in den Eckbereichen

Für  $\gamma_{Drill} = 1,0$  ist eine gute Abbildung der Steigung im linear-elastischen Bereich erkennbar. Die Ergebnisse sind näherungsweise deckungsgleich. Wird  $\gamma_{Drill}$  zu null gesetzt, ist eine Unterschätzung der Anfangssteifigkeit zu verzeichnen. Folglich kann davon ausgegangen werden, dass im Anfangsbereich die Drillsteifigkeit nur sehr gering abgemindert werden muss. Dabei lässt sich eine Analogie zur effektiven Biegesteifigkeit erkennen. Im Anfangsbereich liegt diese Steifigkeit nahe der Steifigkeit für den Fall, dass die Verbundfuge eine starre Kopplung aufweist ( $k = \infty$  in Abb. 7.22 a)). Zusätzlich sind die Auswirkungen eines vollständigen Wegfalls der Drilltragwirkung gegeben. Diese führt zu einer Erhöhung der Durchbiegung von 32,4 %, während die Nichtberücksichtigung der Steineranteile ( $\gamma_{Drill} = 0$ ) zu einer Zunahme um 11,3 % führt.

Weiterhin sind in Abb. 7.28 b) die prozentualen Anteile der abhebenden Kraft einer Ecke an der Betonoberseite im Bezug zur Gesamlast für die verschiedenen Fälle dargestellt. Bei den nichtlinearen Betrachtungen ist zu Beginn ein Anteil von knapp 12,5 % bzw. 13,5 % zu verzeichnen. Infolge der Rissbildung an der Oberseite der Betonplatte im

Eckbereich nimmt die Steifigkeit der Drilltragwirkung ab und der Anteil der abhebenden Kraft reduziert sich mit zunehmender Durchbiegung. Die Ergebnisse des nichtlinearen TR und Abaqus zeigen hierbei eine gute Übereinstimmung. Diesen Ergebnissen sind die errechneten Werte des TR mit Schubanalogie für die beiden Grenzfälle gegenübergestellt. Auch hier lässt sich für  $\gamma_{Drill} = 1,0$  eine gute Übereinstimmung der abhebenden Kraft im Anfangsbereich mit den Ergebnissen aus Abaqus feststellen. Bedingt durch den linear-elastischen Modellierungsansatz verbleibt der Anteil auf konstantem Niveau.

### 7.3.6 Einfluss der Steifigkeit der Verbundfuge

Da die Steifigkeit des Verbundmittels in den Push-out-Versuchen sehr großen Schwankungen unterliegt, wird in Kapitel 6 die Auswirkung der Steifigkeit auf die Biegesteifigkeit  $EI_{eff}$  untersucht. Im Bereich der 5 % bis 95 % Fraktilwerte der Steifigkeit je Verbundmittel in Push-out-Versuchen kann keine nennenswerte Beeinflussung der Biegesteifigkeit beobachtet werden. Deshalb darf der Mittelwert der Steifigkeit im GZG und GZT angesetzt werden und es findet hier keine weitere Betrachtung statt.

### 7.3.7 Zeitabhängiges Verhalten

Die Berücksichtigung der zeitabhängigen Verformungen wie Kriechen und Schwinden/Quellen der beiden Teilquerschnitte kann nach den vorgeschlagenen Regeln in [DIN CEN/TS 19103] erfolgen. Dort sind Angaben zur Bestimmung der effektiven Steifigkeiten infolge Kriechen und Angaben zur Berücksichtigung des Schwindens mittels äquivalenter Temperaturdifferenz gegeben. Die effektiven Steifigkeiten können in die Trägerrostmodelle bzw. die Berechnung der Eingangsparameter für das Flächenmodell und Schubanalogiemodell implementiert werden. Da die Berücksichtigung des zeitabhängigen Verhaltens bereits Eingang in eine technische Spezifikation gefunden hat, wird auf eine gesonderte Untersuchung verzichtet.

## 7.4 Verbindung der BSP-Teilelemente

### 7.4.1 Aufbau der Probekörper

Wie bereits in Kapitel 1 beschrieben, unterliegen die BSP-Elemente bei Herstellung und Transport Größenbeschränkungen. Deshalb ist eine Unterteilung in einzelne Elemente vorzunehmen, welche bauseitig zusammengefügt werden. Der notwendige Stoß wird im Bereich positiver Biegemomente angeordnet und muss folglich in der Lage sein, Zugkräfte zu übertragen und gleichzeitig eine möglichst hohe Steifigkeit aufweisen, damit die zweiachsige Tragwirkung nicht negativ beeinflusst wird. [Loebus et al. 2017] stellt eine mögliche Variante mittels eingeklebter Bewehrungsstäbe vor. Im Rahmen dieser Arbeit wird eine zweite mögliche Ausführungsvariante untersucht, welche die notwendigen Arbeitsschritte (Einkleben Stäbe, Aushärten, weitere Bewehrungsarbeiten im Stoß) vereinfachen soll. Die im Projektrahmen erarbeitete Variante ist in Abb. 7.29 dargestellt und besteht aus Stahlblechen, welche mittels Stabdübeln im BSP-Querschnitt verankert werden.

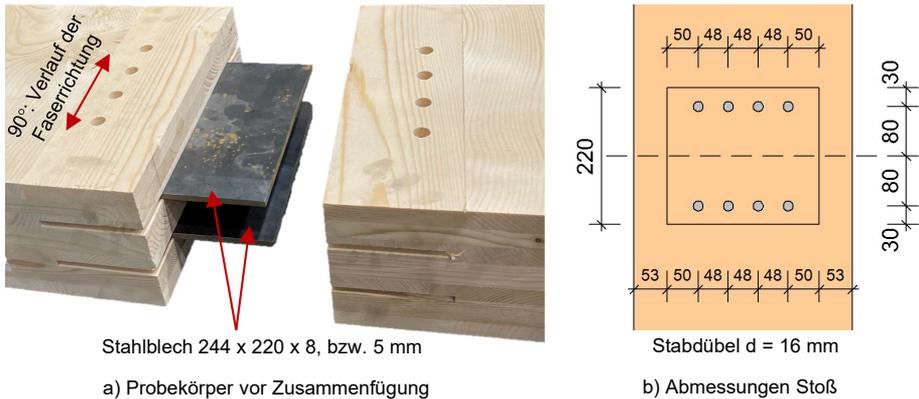


Abb. 7.29: Ausführung des stirnseitigen Zugstoßes

Zur Herstellung des Stoßes werden zunächst werkseitig in die Stirnseite der beiden zu verbindenden BSP-Elemente Schlitze eingefräst und auf einer Stirnseite zwei Stahlbleche eingeschoben. Die Bohrung für die Stabdübel wird von oben durch die beiden Bleche vollendet, was durch die geringe Stärke der Bleche praktikabel durchführbar ist. Anschließend werden die Stabdübel auf dieser Seite eingesetzt. Bei Errichtung der Decke muss das zweite BSP-Element auf die bereits einseitig eingebauten Bleche geschoben werden. Im Werk werden dafür vorher die Öffnungen für die Stabdübel im zweiten BSP-Element bis zum ersten Schlitz vorgebohrt. Dies ist automatisiert möglich und somit müssen bauseitig keine Mess- und Markierungsarbeiten zur Lage der einzelnen Stabdübel mehr durchgeführt werden. Anschließend kann die finale Bohrung im angeschlossenen BSP-Querschnitt eingesetzt werden und der Stoß ist fertiggestellt. Da eine flächige Holzuntersicht vorgesehen wird, wird die Bohrung nur bis zur vorletzten BSP-Lage ausgeführt. Die im Rahmen dieser Arbeit geprüften Abstände der Stabdübel in Abb. 7.29 sind als Mindestabstände zu verstehen. Es wird nicht erwartet, dass eine solche enge Staffelung der Stabdübel in der späteren Decke notwendig ist. Um die Kennwerte Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verbindung experimentell ermitteln zu können, wird der in Abb. 7.30 dargestellte BSP-Probekörper verwendet, welcher im Querschnitt dem Referenzquerschnitt der HBV-Decke entspricht.

## 7.4.2 Versuchsdurchführung

Mittels eines hydraulischen Prüfzylinders (vgl. Abb. 7.30 c)) wird der Probekörper auf Zug beansprucht. Die reine Zugbeanspruchung ist durch den hohen Anteil der inneren Normalkräfte in den beiden Verbundquerschnitten (vgl. Kapitel 6) und dem vergleichsweise geringen Eigenbiegeanteil des BSP-Querschnitts gerechtfertigt. Es werden insgesamt neun Versuche vorgesehen. Dabei werden drei Versuche in der Konfiguration  $0^\circ$  (Faserrichtung Decklage H1 in Beanspruchungsrichtung) und sechs Versuche in der Konfiguration  $90^\circ$  durchgeführt. Planmäßig soll der Stoß in der Verbunddecke in  $90^\circ$  Tragrichtung angeordnet werden. Die Lastaufbringung und die Auswertung erfolgen in Anlehnung an [DIN EN 26891].

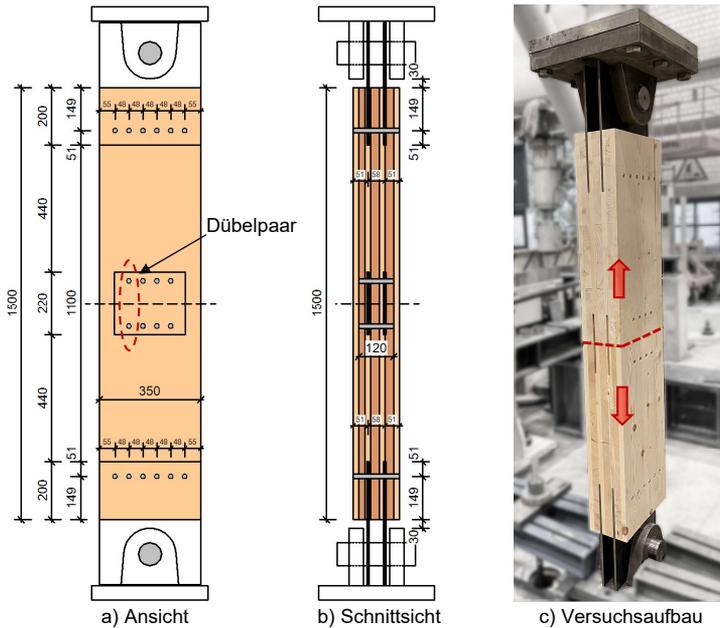


Abb. 7.30: Probekörper und Versuchsaufbau zur Prüfung des Stoßes

### 7.4.3 Versuchsergebnisse

In Abb. 7.31 sind die Kraft-Verformungs-Beziehungen des Stoßes gegeben. Dabei sind die Kraft und die Verformung auf ein Dübelpaar bezogen (vgl. Abb. 7.30 a)). Dafür wird mittels vier induktiven Wegaufnehmern auf Höhe der Fuge die Öffnung des Stoßes an allen Probekörperseiten gemessen und anschließend gemittelt. Bei ca. 60 - 70 % der Tragfähigkeit ist ein merklicher Steifigkeitsverlust zu verzeichnen. Erwartungsgemäß zeigt die Konfiguration 0° deutlich verringerte Tragfähigkeiten, da der Dübel (Länge 120 mm) hier in weniger Lamellen mit Beanspruchung in Faserrichtung einbindet. Bei 90° ist ein ausgeprägtes duktiler Verhalten erkennbar.

Das Versagen ist als reines Lochleibungsversagen zu charakterisieren. Es finden plastische Verformungen im Kontaktbereich des Holzes statt, die Stabdübel und das eingesetzte Blech weisen in beiden untersuchten Dicken (5 und 8 mm) keine plastischen Verformungen auf. Ein exemplarisches Versagen ist in Abb. D.22 gegeben. Die Kennwerte für Tragfähigkeit und Steifigkeit sind in Tab. 7.2 dargestellt. Dabei wird die geringe Steifigkeit der Verbindung deutlich. Die negativen Auswirkungen der Nachgiebigkeit werden im folgenden Abschnitt untersucht.

Tab. 7.2: Tragfähigkeit und Steifigkeit des Zugstoßes je Dübelpaar

Konfiguration	MW $F_{ult}$ [kN]	CV	5%-Fraktile [kN]	MW $k_{ser}$ [kN/mm]	Median $k_{ser}$ [kN/mm]	MW $k_{ult}$ [kN/mm]	Median $k_{ult}$ [kN/mm]
0°	27,5	0,034	24,5	6,9	7,1	7,3	7,2
90°	36,7	0,081	30,7	8,7	8,1	8,6	8,1

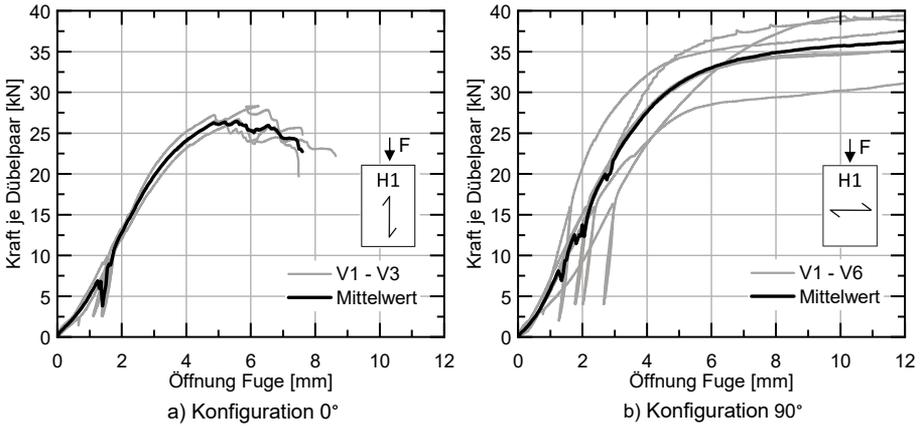


Abb. 7.31: Kraft-Verformungsbeziehung je Dübelpaar des Zugstoßes

### 7.4.4 Auswirkungen auf das Deckensystem

Die Auswirkungen der Nachgiebigkeit des Stoßes auf das Trag- und Verformungsverhalten der Decke werden mithilfe von Trägerrostmodellen untersucht. Dabei werden in der jeweiligen Lage der Stöße (Abb. 7.32 a)) in Tragrichtung  $y$  ( $90^\circ$ ) im BSP-Querschnitt Wegfedern vorgesehen. Dies ist exemplarisch in Abb. 7.32 b) in Detailsicht dargestellt. In jeder einzeln modellierten BSP-Schicht wird eine separate Wegfeder eingefügt. So kann die Steifigkeit der Verbindung nach Tab. 7.2 als bilineare, ideal plastische Kraft-Weg-Beziehung eingegeben werden. Da der verwendete Stoß nur Zugkräfte übertragen kann, wird zusätzlich ein Gelenk, welches eine Verdrehung der beiden Querschnitte um die  $x$ -Achse zulässt, ergänzt.

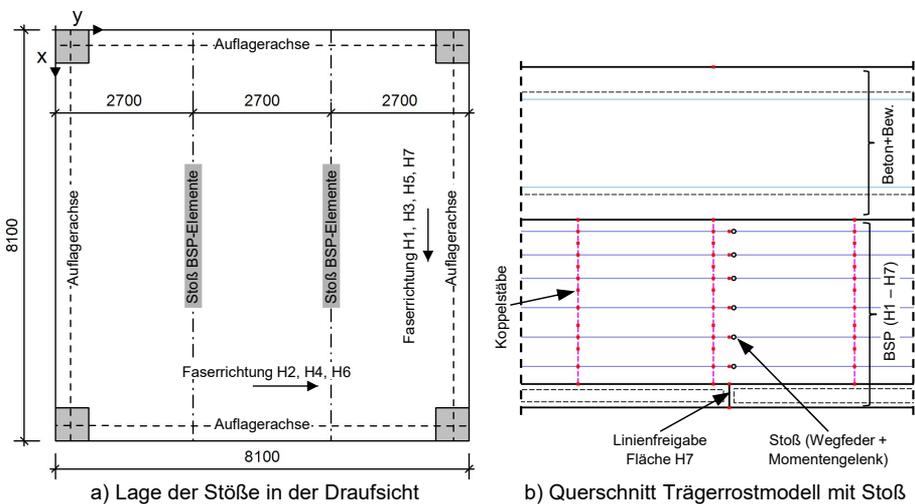


Abb. 7.32: Übersicht über die Anordnung der Verbindung der BSP-Elemente und Abbildung im TR-Modell

Durch die nichtlineare Abbildung des Materialverhaltens von Schicht H7 wird diese analog zum Betonquerschnitt als flächiges Element abgebildet. Entsprechend muss der Stoß durch eine Linienfreigabe dargestellt werden, welcher identische Eigenschaften zugewiesen werden können. Da folglich insgesamt sieben Federn eingefügt werden, wird die Gesamtsteifigkeit auf diese sieben Federn gleichmäßig verteilt. Von einer Verteilung der Steifigkeitseigenschaften des Stoßes entsprechend der Steifigkeiten der einzelnen Lamellenlagen wird auf der sicheren Seite liegend abgesehen. Die vorgeschlagene Modellierung kann auch auf andere Stoßvarianten angewendet werden. Der Betonquerschnitt wird nach Verlegen der BSP-Elemente mittels Ortbeton hergestellt. Deshalb ist dieser Querschnitt ohne Stoß ausgeführt.

In Abb. 7.33 sind die Auswirkungen des entworfenen stirnseitigen Stoßes der BSP-Elemente auf die Durchbiegung in Feldmitte und den Anteil der Tragrichtung mit Stoß ( $y$ -Richtung  $90^\circ$ ) dargestellt. Dabei wird zwischen drei Varianten unterschieden. Die Variante 6 D/m sieht sechs Dübelpaare pro Meter Stoßlänge vor und erreicht dadurch eine Gesamtsteifigkeit von knapp 50 kN/mm pro Meter Stoßlänge. Entsprechend sind für 18 D/m eine Steifigkeit von knapp 150 kN/mm pro Meter Stoßlänge zu verzeichnen. Zusätzlich wird zwischen linear-elastischer und nichtlinearer Berechnung des Trägerrosts mit Stabwerkmodellen unterschieden. Bei nichtlinearer Modellierung wird sowohl das nichtlineare Verhalten des Betons und des Holzes, die nichtlineare Dübelkennlinie und die nichtlineare Kraft-Weg-Beziehung des Stoßes berücksichtigt. Letzteres ist auch bei der linear-elastischen Berechnung implementiert. Durch die geringe Steifigkeit kann die Tragfähigkeit des Stoßes nicht erreicht werden.

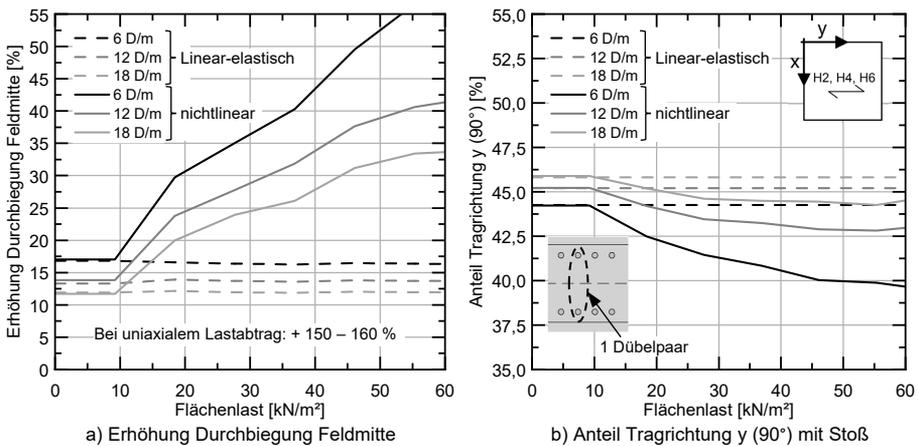


Abb. 7.33: Auswirkung des nachgiebigen Stoßes der BSP-Elemente in Abhängigkeit der Anzahl der Dübelpaare pro Meter Stoßlänge (D/m)

Allgemein ist bei niedrigen Laststufen eine Erhöhung der Durchbiegung in Feldmitte um 12 bis 17 % je nach Anzahl der Dübelpaare pro Meter zu verzeichnen. Bei linear-elastischer Modellierung verbleibt dieser Anteil konstant für alle Laststufen. Durch die geringe Steifigkeit wird im Bereich des Stoßes ein großer Anteil des globalen Biegemoments über Eigenbiegung des Betonquerschnitts abgetragen. Dies führt zu einer verstärkten Rissbildung und somit zu einem Steifigkeitsverlust des Betonquerschnitts. Dadurch erhöht sich die Durchbiegung bei nichtlinearer Modellierung bei höheren

Laststufen sehr stark und beträgt bei  $30 \text{ kN/m}^2$  bis zu 37 %. Wird ein ausschließlich uniaxialer Lastabtrag unterstellt, so nimmt die Durchbiegung um ca. 150 bis 160 % zu, beträgt also das 2,5 bis 2,6-fache der Durchbiegung bei biaxialen Lastabtrag ohne Stoß. Es ist folglich trotz der geringen Steifigkeit des Stoßes noch von einer biaxialen Tragwirkung auszugehen. Abb. 7.33 b) verdeutlicht diesen Sachverhalt. Die durch den Stoß geschwächte Tragrichtung  $y$  ( $90^\circ$ ) trägt zu Beginn knapp 44 bis 46 % der Gesamtbeanspruchung ab. Mit zunehmender Beanspruchung nimmt der Anteil durch die Rissbildung im Stoßbereich weiter ab und erreicht teilweise knapp 40 %.

Die Schwächung des BSP-Querschnitts in Tragrichtung  $y$  führt zu einer veränderten Verteilung der Biegemomente. In Abb. 7.34 ist die Aufteilung der Momente in die einzelnen Traganteile für die Tragrichtung  $y$  ( $90^\circ$ ) im Bereich des Stoßes in der Symmetrieachse und für die Tragrichtung  $x$  ( $0^\circ$ ) in Feldmitte dargestellt. Es wird unterschieden in Eigenbiegeanteile der beiden Teilquerschnitte Beton und BSP und in das Verbundmoment, welches durch das Zusammenwirken der beiden Querschnitte aufgebaut werden kann. Die Berechnung wird mittels TR mit nichtlinearen Material- und Verbundmittelverhalten bei einer Laststufe von  $30 \text{ kN/m}^2$  durchgeführt und die Veränderung mit der Referenzvariante ohne Stoß ins Verhältnis gesetzt.

Bei Tragrichtung  $y$  (Abb. 7.34 a)) ist je nach Dübelanzahl eine Reduktion des gesamten Moments im Bereich der Symmetrieachse um 25 bis 40 % zu verzeichnen. Bedingt durch die fehlende Biegesteifigkeit des Anschlusses wird das Eigenbiegemoment des BSP zu null. Allerdings stellt dieses Moment auch den geringsten Anteil am Gesamtmoment dar. Das Verbundmoment nimmt durch die fehlende Zugsteifigkeit ebenfalls überproportional im Vergleich zum Gesamtmoment ab. Wie bereits im vorangegangenen Abschnitt angesprochen, wird im Bereich des Stoßes die Beanspruchung vermehrt über Eigenbiegung des Betons abgetragen, was sich in der Erhöhung dieses Traganteils um 35 - 40 % widerspiegelt.

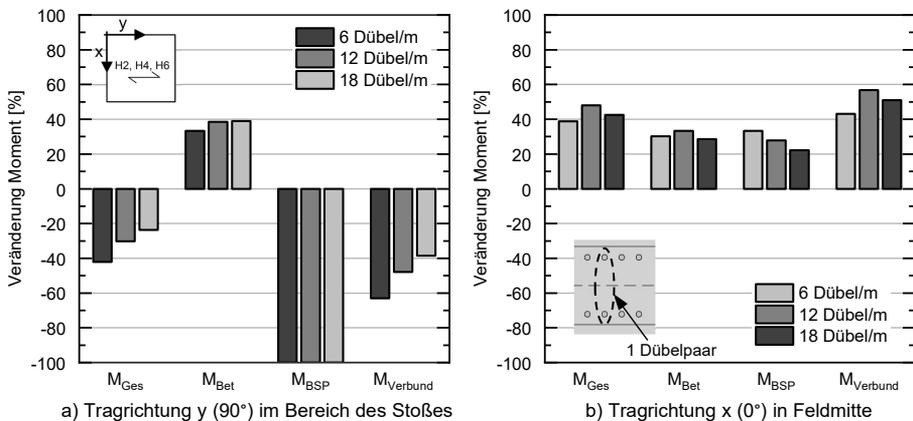


Abb. 7.34: Auswirkung des nachgiebigen Stoßes auf die Verteilung des Biegemoments in Abhängigkeit der Dübelanzahl pro Meter Stoßlänge (Dübel/m) bei der Laststufe  $30 \text{ kN/m}^2$

Da die Tragrichtung  $y$  eine reduzierte Steifigkeit aufweist, nehmen die Traganteile der anderen Richtung generell zu. In Abb. 7.34 b) ist ersichtlich, dass das Gesamtmoment um ungefähr 40 % zunimmt. Allerdings ist hier kein eindeutiger Trend zwischen Dübelanzahl und Zunahme des Moments zu erkennen. In den nachfolgenden allge-

meinen Untersuchungen zur Steifigkeit des Stoßes bestätigt sich diese Beobachtung für geringe Steifigkeitswerte des Stoßes. Es wird angenommen, dass durch die sehr niedrige Steifigkeit bei 6 Dübelpaaren pro Meter die lokale Biegebeanspruchung des Betons so stark zunimmt, dass er seine maximal mögliche Beanspruchung erreicht und weiter an Steifigkeit verliert. Die Last lagert sich dann in Richtung des noch intakten Betonquerschnitts in Richtung der Auflager um, was zu einer Reduktion des Eigenbiegeanteils des Betons in y-Richtung im Bereich der Symmetrieachse führt. Da die resultierende Beanspruchung des BSP-Querschnitts aus der Laststufe  $30 \text{ kN/m}^2$  deutlich unterhalb der Biegezugfestigkeit liegt, ist hier ein eindeutiger Trend in Abhängigkeit der Dübelanzahl zu verzeichnen. Je steifer der Stoß, desto geringer ist die Erhöhung des Eigenbiegeanteils des BSP in der anderen Tragrichtung. Das Verbundmoment wird ebenfalls durch den Betonquerschnitt beeinflusst und weist deshalb ein ähnliches Verhalten auf. Die prozentuale Zunahme des Verbundmoments ist am größten.

Nach Betrachtung des im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Stoßes werden in Abb. 7.35 die Folgen eines beliebig nachgiebigen, stirnseitigen Stoßes der BSP-Elemente betrachtet. Aus diesen Untersuchungen kann folglich für jeden Stoß mit bekannter Steifigkeit die Auswirkungen auf Durchbiegung, Zugkraft im Stoß und die Erhöhung des Eigenbiegeanteils des Betonquerschnitts ermittelt werden. Die Gesamtsteifigkeit des Stoßes pro Meter Länge wird von  $10 \text{ kN/mm/m}$  bis  $2500 \text{ kN/mm/m}$  variiert und die Auswirkungen exemplarisch für die Laststufe  $30 \text{ kN/m}^2$  betrachtet. Dabei wird zwischen linear-elastischer und nichtlinearer Trägerrostberechnung unterschieden.

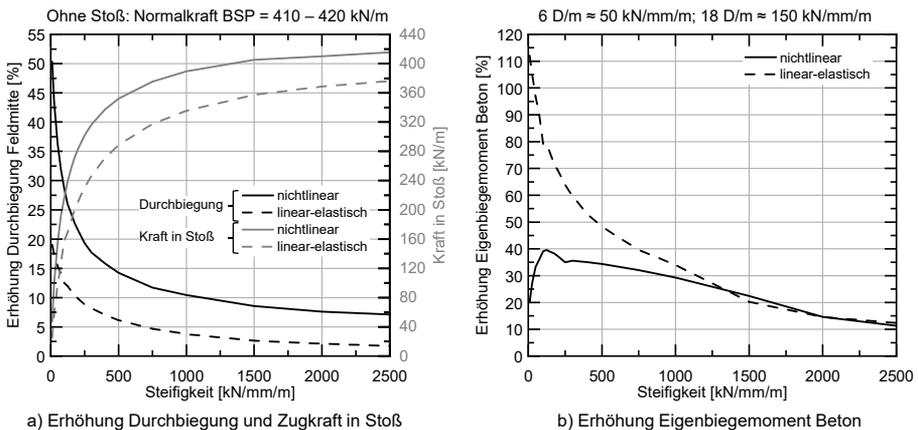


Abb. 7.35: Auswirkung der Steifigkeit pro Meter Stoßlänge auf Durchbiegung, Zugkraft im Stoß und Eigenbiegemoment des Betons bei der Laststufe  $30 \text{ kN/m}^2$

In Abb. 7.35 a) ist auf der linken Ordinatenachse die Erhöhung der Durchbiegung im Vergleich zur Referenzvariante ohne Stoß und auf der rechten Ordinatenachse die korrespondierende Zugkraft im Stoß aufgetragen. Besonders für geringe Steifigkeitsbereiche ist hier eine sehr starke Erhöhung der Durchbiegung zu verzeichnen. In diesem Bereich liegt auch der entwickelte Stoß (ca. 50 bis  $150 \text{ kN/mm/m}$ ). Ab einer Steifigkeit von  $1000 \text{ kN/mm/m}$  beträgt die Durchbiegungserhöhung weniger als 10 % und die Zugkraft nähert sich der Zugkraft im Holz ohne Stoß ( $410\text{-}420 \text{ kN/m}$ ) an. Allgemein sind bei linear-elastischer Modellierung deutlich geringere Werte zu verzeichnen, was durch die fehlende Abbildung des Zustands II des Betons begründet ist. Die Auswir-

kungen dieser Modellierung verdeutlichen sich bei Betrachtung des Eigenbiegeanteils des Betons in Abb. 7.35 b). Dabei erhöht sich der Anteil der Eigenbiegung des Betons bei linear-elastischer Modellierung um bis zu 115 %. Eine nichtlineare Erfassung der Eigenschaften führt zu deutlich geringeren Werten bei niedrigen Steifigkeiten. Zusätzlich ist bei nichtlinearer Abbildung das im vorherigen Abschnitt beschriebene Verhalten erkennbar. Für sehr geringe Steifigkeiten wird der Betonquerschnitt so stark ausgenutzt, dass er seine Tragfähigkeit erreicht und eine stark reduzierte verbleibende Biegesteifigkeit aufweist. Die dadurch entstehende Umlagerung führt zu einer geringeren Zunahme des Eigenbiegeanteils. Für eine Steifigkeit von 1000 kN/mm/m beträgt die Zunahme ca. 25 %. Diese zusätzliche Beanspruchung muss je nach Grundbewehrung der Platte durch Zulagebewehrung abgedeckt werden.

## 7.5 Empfehlungen zur Modellierung

Um den nachgiebig verbundenen HBV-Querschnitt numerisch abbilden und beispielsweise die Bemessungsschnittgrößen ermitteln zu können, sind mehrere Modellierungsvarianten möglich. Neben der aufwendigen, dafür aber sehr detaillierten Betrachtung mittels Abaqus zeigen sich besonders die Trägerrostmodelle bestehend aus uniaxialen Stabwerken als gut geeignet, um die Eigenschaften der Decke abzubilden. Auch die Modellierung mit Trägerrostmodellen unter Verwendung des Schubanalogieverfahrens liefert bei geringerem Modellierungsaufwand noch akzeptable Resultate. Die Abschätzung der Schubkräfte je Verbundmittel liegt jedoch durch die Verschmierung der Verbundfugeneigenschaften und den vergleichsweise großen Verbundmittelabstand sehr auf der sicheren Seite und liefert damit unwirtschaftliche Ergebnisse.

Das Flächenmodell stellt eine weitere Vereinfachung des Trägerrostes dar und weist somit den geringsten Modellierungsaufwand auf. Jedoch überschätzt dieses Modell die Steifigkeit der Decke geringfügig und eine Ermittlung der Schubkräfte ist ebenfalls nur sehr unwirtschaftlich möglich. Es wird die Verwendung eines Trägerrostmodells mit Stabwerken vorgeschlagen. Dabei scheint für die üblichen Bemessungssituationen eine linear-elastische Materialmodellierung mit nichtlinearer Dübelkennlinie für die Verbundmittel ausreichend. Ungeachtet der gewählten Variante, muss die Auswirkung des stirnseitigen BSP-Stoßes im Modell abgebildet werden.

Sollen höhere Laststufen bei der Bemessung betrachtet werden, ist eine nichtlineare Modellierung des Betonquerschnitts und der Verbundfuge vorzusehen. Dies ist zur Abbildung des Zustands II des Betons, der Nichtlinearität der Verbundmittel und der abhebenden Verformungen in der Verbundfuge notwendig. Zusätzlich ist bei den Trägerrostmodellen darauf zu achten, dass die vertikalen Koppelstäbe so modelliert werden, dass sie keine Zugkräfte zwischen Beton- und BSP-Querschnitt übertragen können und dass die Drilltragwirkung korrekt abgebildet wird.

## 7.6 Fazit

Das Trag- und Verformungsverhalten des neuartigen, biaxial abtragenden HBV-Deckensystems wird ausführlich experimentell und numerisch untersucht. Dabei kann besonders die Eignung des Systems für den zweiachsigen Lastabtrag bestätigt

werden. Die Durchbiegung bei gleicher Laststufe beträgt bei einachsiger Tragwirkung das 2,3- bis 2,6-fache der Durchbiegung bei biaxialer Tragwirkung ohne Stoß (vgl. Tab. 7.3). Ohne einen stirnseitigen Stoß der BSP-Elemente sind die Anteile je Tragrichtung nahezu identisch, was die ausgeglichene biaxiale Tragwirkung unterstreicht. In Abb. D.23 sind die Kraft-Durchbiegungs-Beziehungen bei uniaxialer und biaxialer Lagerung gegeben. Der Verbundfuge werden dabei die Eigenschaften des Verbundmittels entsprechend der Push-out-Versuche zugeordnet. Der Einfluss des hohen Feuchtegehalts im BSP-Querschnitt bei Durchführung der großmaßstäblichen Versuche führt zwar zu einer Reduktion der Tragfähigkeit und Steifigkeit des Verbundmittels im Vergleich zu den Push-out-Versuchen, jedoch darf nach [DIN CEN/TS 19103] die erhöhte Holzfeuchte bei der Bemessung vernachlässigt werden. Obwohl auch in Push-out-Versuchen ein leicht erhöhter Feuchtegehalt zu verzeichnen ist, sollen auf der sicheren Seite liegend diese Eigenschaften für die spätere Bemessung verwendet werden.

Tab. 7.3: Vergleich der Durchbiegung bei uniaxialer und biaxialer Tragwirkung

Laststufe [kN/m <sup>2</sup> ]	Uniaxial 0° [mm]	Uniaxial 90° [mm]	Biaxial [mm]	Uni 0° / Biaxial [-]	Uni 90° / Biaxial [-]
10	23,6	24,5	9,4	2,5	2,6
15	37,0	39,5	14,8	2,5	2,7
20	49,7	51,6	20,5	2,4	2,5
25	64,1	66,7	27,8	2,3	2,4
30	78,3	88,4	33,4	2,3	2,6

Weiterhin kann mit den Untersuchungen gezeigt werden, dass das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundmittels im Deckenbauteil den Erkenntnissen aus den kleinteiligen Push-out-Versuchen folgt. Die Ergebnisse sind übertragbar. Zusätzlich ist der Abtrag des Biegemoments über Eigenbiegung der Teilquerschnitte und Verbundmoment je Tragrichtung sehr ähnlich zu den Betrachtungen im uniaxialen Beanspruchungsfall. Zusätzlich wird verifiziert, dass bei Laststufen von 30 bis 40 kN/m<sup>2</sup> die abhebenden Verformungen in der großformatigen Platte sehr gering sind und weniger als 0,2 mm betragen. Dies bestätigt die Ergebnisse aus Kapitel 6. Für praxisrelevante Laststufen kann kein negativer Einfluss durch das Vernachlässigen einer Abhebesicherung beobachtet werden.

Bei Betrachtung des Bauteilverhaltens bei nachgiebiger Lagerung an den Außenkanten wird deutlich, dass diese Lagerung einen maßgeblichen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten aufweist. Deshalb muss bei der Bemessung die Nachgiebigkeit berücksichtigt werden. Unterhalb eines Anteils der Durchbiegung des Unterzugs an der Gesamtdurchbiegung von ungefähr 25 % sind die Ergebnisse der starren Lagerung auf die nachgiebige Auflagerung übertragbar. Ein Wegfall der Drilltragwirkung der gesamten Decke führt zu einer Erhöhung der Durchbiegung um ca. 30 %. Folglich trägt die Drilltragwirkung in erheblichem Maße zum Lastabtrag bei.

Der zwingend erforderliche stirnseitige Stoß der BSP-Elemente beeinflusst in der im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Variante das Verhalten der Decke signifikant und muss bei der Bemessung berücksichtigt werden. Es kann gezeigt werden, dass ab einer potenziellen Steifigkeit des Stoßes von ca. 1000 kN/mm pro Meter Stoßlänge die Gesamtdurchbiegung der HBV-Decke um weniger als 10 % zunimmt.

# 8 Bemessungskonzept für das Verbundmittel Betonnocke

## 8.1 Allgemeines

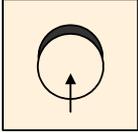
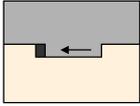
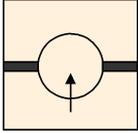
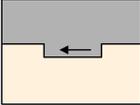
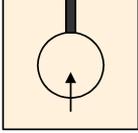
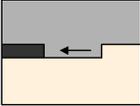
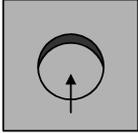
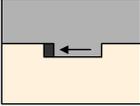
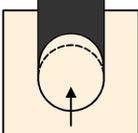
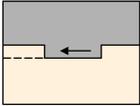
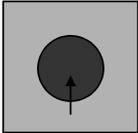
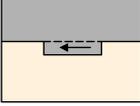
Nach erfolgreicher Erprobung des Verbundmittels in Kleinteilversuchen und großmaßstäblichen Versuchen wird im Folgenden auf die Bemessung des Verbundmittels eingegangen. Damit soll die abgesicherte Bestimmung von Bemessungstragfähigkeiten ermöglicht werden. Zunächst werden dafür alle möglichen Versagensarten der Betonnocke vorgestellt. Anschließend werden die einzelnen Tragmechanismen mittels eines Lastabtragsmodells erläutert. Dabei wird besonders auf die Spannungsverteilung in der Kontaktfläche zwischen Beton- und BSP-Querschnitt und damit auf das in den experimentellen Untersuchungen maßgebende Lochleibungsversagen im BSP-Querschnitt eingegangen. Aufbauend darauf wird für jeden Versagensmodus ein Ingenieurmodell vorgestellt. Dieses Modell wird mit Hilfe des standardisierten Verfahrens nach [DIN EN 1990] ausgewertet. Dadurch wird das Bemessungsmodell in das bestehende semi-probabilistische Sicherheitskonzept des Eurocodes integriert.

## 8.2 Versagensmodi

Tab. 8.1 gibt eine Übersicht über alle möglichen Versagensmodi des Verbundmittels. Dabei ist der Ort des Versagens in Draufsicht und Querschnitt schwarz gekennzeichnet. Der Versagensmodus Lochleibungsversagen im Holzquerschnitt kann bei allen untersuchten Probekörperkonfigurationen der Kleinteilversuche und Bauteilversuche beobachtet werden. Ein Abscheren des Vorholzes tritt hingegen ausschließlich bei der Konfiguration  $0^\circ$  (Belastung in Faserrichtung der äußeren Lamellenlage) auf. Die restlichen Versagensmodi können nicht experimentell beobachtet werden und werden deshalb numerisch betrachtet bzw. theoretisch beschrieben. Im Zuge der Bestimmung der resultierenden Schubtragfähigkeit der Betonnocke wird das Minimum aus allen Versagensmodi maßgebend.

Für einige Versagensmodi existieren bereits Bemessungsansätze. So gibt [DIN CEN/TS 19103] Angaben zur Ermittlung des Abscherwiderstands einer Betonkerve, was teilweise auf die vorliegende Betonnocke übertragen werden kann. Zusätzlich wird der Abscherwiderstand des Vorholzes einer Kerbe darin beschrieben. Mittels leichter Modifikation kann dieser Ansatz ebenfalls im Rahmen dieser Arbeit verwendet werden. Für Lochleibungsversagen, Zugversagen des Restquerschnitts des BSP, Spaltversagen des BSP und Druckversagen des Betons müssen neue Ansätze entwickelt werden. Die Versagensmodi Zugversagen Restquerschnitt, Spaltversagen und Betondruckversagen stellen in dem im Folgenden vorgestellten Modell keine eigenständigen Versagensmodi dar, sondern werden indirekt über eine Modifizierung der Eingangsgrößen bei der Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit berücksichtigt.

Tab. 8.1: Übersicht über die möglichen Versagensmodi der Betonbocke

Versagensart	Zeichen	Schematisches Versagensbild	
		Draufsicht	Querschnitt
Lochleibungsversagen Holz	$P_{L,t}$		
Zugversagen Restquerschnitt	$P_{Z,t}$		
Spaltversagen	$P_{S,t}$		
Druckversagen Beton	$P_{D,c}$		
Abscheren Vorholz	$P_{A,t}$		
Abscheren Betonbocke	$P_{A,c}$		

### 8.3 Lastabtragsmodell

#### 8.3.1 Randbedingungen

Der allgemeine Lastabtrag der Betonbocke ist dem Lastabtrag einer Rechteckkerve sehr ähnlich. Abb. 8.1 zeigt die maßgebenden Abmessungen und stellt schematisch die Verläufe der Hauptspannungstrajektorien für die Gesamtkonfiguration  $0^\circ$  dar. Die Betondruckstrebe wird im Bereich des Verbundmittels umgelenkt und die Schubkraft lokal in der Kontaktfläche über Druckkontakt an den BSP-Querschnitt übergeben. Diese resultierenden Kräfte werden in die benachbarten Lagen des BSPs abgeleitet und wie in Abb. 6.20 gezeigt, sehr schnell flächig verteilt. Die Weiterleitung der Kräfte führt zu Schubbeanspruchungen an der Unterseite des Vorholzbereichs.

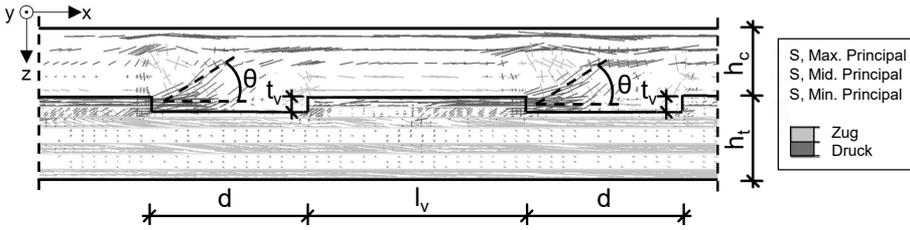


Abb. 8.1: Exemplarische Darstellung der Hauptspannungstrajektorien in der Schnittsicht für die Konfiguration 0°

Angaben zum allgemeinen Lastabtrag einer Kerbe sind in [Michelfelder 2006] und [Kudla 2017] gegeben. Deshalb wird im Folgenden lediglich auf die Unterschiede der Nocke im Vergleich zur Kerbe eingegangen. Besonders detailliert ist dabei die Spannungsverteilung in der Kontaktfläche der Nocke zwischen Beton und Holz zu betrachten. Durch die runde Form unterscheidet sich diese Spannungsverteilung sehr stark von der Spannungsverteilung einer Kerbe und ist nicht trivial abbildbar. Weiterhin existiert, wie in Abschnitt 2.3.3.4 beschrieben, kein allgemein akzeptierter Bemessungsansatz, welcher die Lochleibungstragfähigkeit beschreibt.

Bei der Darstellung der Spannungen im Kontaktbereich hat sich gezeigt, dass das Verhältnis  $\delta$  nach Gl. 8.1 einen großen Einfluss auf die vorliegende Spannungsverteilung aufweist und viele Parameter einen ausgeprägten linearen Zusammenhang mit diesem Verhältnis zeigen. Der Wert  $\delta$  ist als Verhältnis der Längsschubfestigkeit des Holzes  $f_v$  in der xy-Ebene (vgl. Abb. 8.1 und Abb. 8.2) zur Druckfestigkeit in Beanspruchungsrichtung  $f_{c,0}$  bzw.  $f_{c,90}$  definiert. Tab. 8.2 gibt in Anlehnung an Tab. 2.2 eine Zusammenfassung der üblichen Wertebereiche dieses Verhältnisses sowohl auf Mittelwert- als auch auf charakteristischem Festigkeitsniveau.

$$\delta = \frac{f_v}{f_c} \tag{8.1}$$

Tab. 8.2: Übersicht über  $\delta$ -Verhältnisse aus Literatur; (\*) An fehlerfreien Proben

	Quelle	$\delta$ bei Beanspruchung in Faserrichtung	$\delta$ bei Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung
Mittelwertniveau	[Kollmann 1951](*)	6,70/50 = 0,134	6,7/5,8 = 1,155
	[Neuhaus 2017](*)	10,0/45 = 0,220	-
	[Noack et al. 1986]	7,50/40 = 0,188	-
	[Sell 1997]	6,25/45 = 0,139	-
	[Sandhaas 2012]	6,90/30 = 0,230	6,9/4,3 = 1,600
	[JCSS 2006]	$0,2 \cdot \frac{f_m^{0,8}}{f_m^{0,45}} / (5 \cdot \frac{f_m^{0,45}}{f_m^{0,45}}) \approx 0,19$	$0,2 \cdot \frac{f_m^{0,8}}{f_m^{0,8}} / (0,008 \cdot \rho) \approx 1,98$
charakt. Festigkeiten	[DIN EN 338] C14	3,0/16 = 0,188	3,0/2,0 = 1,500
	[DIN EN 338] C16	3,2/17 = 0,188	3,2/2,2 = 1,455
	[DIN EN 338] C18	3,4/18 = 0,189	3,4/2,2 = 1,545
	[DIN EN 338] C24	4,0/21 = 0,190	4,0/2,5 = 1,600
	[DIN EN 338] C30	4,0/24 = 0,167	4,0/2,7 = 1,481
	[DIN EN 338] C40	4,0/27 = 0,148	4,0/2,8 = 1,426
	[DIN EN 338] C50	4,0/30 = 0,133	4,0/3,0 = 1,333

Der maßgebliche Einfluss der Schubfestigkeit  $f_b$  und der Druckfestigkeit in Beanspruchungsrichtung auf den Lastabtrag kann bereits bei den numerischen Parameterstudien zur Betonnocke in Abb. 4.10 gezeigt werden. Die üblichen Wertebereiche des Verhältnisses  $\delta$  liegen bei Beanspruchung des Holzes in Faserrichtung zwischen 0,13 und 0,23 und bei Beanspruchung senkrecht zur Faser zwischen 1,1 und 2,0.

Weiterhin werden im Folgenden einige grundlegende Randbedingungen erläutert. So kann bei der numerischen Simulation an Push-out-Versuchen beobachtet werden, dass sich die Druckspannungen in Holzschicht 1 und 2 (Nocke bindet bis in Mitte Schicht 2 in BSP-Querschnitt ein) nicht gegenseitig beeinflussen. Durch die jeweiligen geringen Schichtdicken findet eine Homogenisierung der Spannungsverteilungen statt. Deshalb ist im Ingenieurmodell eine getrennte Betrachtung der beiden Schichten möglich. Weiterhin kann mit guter Näherung angenommen werden, dass ebenfalls bedingt durch die geringen Schichtdicken, die Kontaktspannungsverteilung über die Dicke der Schicht konstant ist. Dies kann ebenfalls in den numerischen Untersuchungen verifiziert werden. Dadurch ist eine Rückführung der Betrachtung auf ein zweidimensionales Problem, also einen ebenen Spannungszustand im unmittelbaren Kontaktbereich möglich.

Bei der Beschreibung dieses ebenen Spannungszustandes in der Kontaktfläche zwischen Beton- und BSP-Querschnitt ist eine Betrachtung der Hauptspannungskomponenten zielführend. Da im Kontaktbereich die Kräfte über die Mantelfläche mittels Druckspannungen übertragen werden, ist die maßgebende Hauptspannungskomponente  $\sigma_3$  (Druck negativ). Diese Spannung ist als minimale Hauptspannung definiert und steht in einem gewissen Winkel zur Mantelfläche. Je nach Übertragungspunkt führt dies im Holz zu einer reinen Druck- oder einer kombinierten Druck- und Schubbeanspruchung. Dies verdeutlicht weiterhin den Einfluss des Verhältnisses  $\delta$  auf den Lastabtrag. Die maximale Hauptspannung  $\sigma_1$  stellt die maximalen Zugbeanspruchungen im betrachteten Bereich dar, welche besonders bei Betrachtung der Weiterleitung der Kräfte von Bedeutung ist. Bei den Versagensmodi Zugversagen im Restquerschnitt und Spaltversagen des Holzes wird darauf Bezug genommen. Die mittlere Hauptspannungskomponente  $\sigma_2$  wirkt in der Regel in Dickenrichtung der Holzquerschnitte und ist näherungsweise gleich Null, was die zweidimensionale Betrachtungsweise stützt.

Die Spannungsverteilung und das Tragverhalten wird maßgeblich durch Reibung beeinflusst. Im Folgenden wird der Reibungskoeffizient  $\mu$  als Wert der Gleitreibung zwischen Holz und Beton definiert. Effekte aus Haftreibung werden auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt.

### 8.3.2 Spannungsverteilung im Kontaktbereich

Aus numerischen Berechnungen an Push-out-Versuchsaufbauten mittels Abaqus können die Spannungsverläufe entlang der Mantelfläche der Nocke ermittelt werden. Die Kalibrierung der Simulationen ist in Kapitel 4 beschrieben. Abb. 8.2 stellt  $\sigma_3$  für zwei verschiedene  $\delta$ -Werte in der isoliert betrachteten, oberen Holzschicht des BSP-Querschnitts mit Beanspruchung in Faserrichtung dar. Im Folgenden wird diese isolierte Betrachtung der oberen Schicht als Ausrichtung  $0^\circ$  bei Beanspruchung in Faserrichtung und Ausrichtung  $90^\circ$  bei Beanspruchung senkrecht zur Faser bezeichnet. In Abb. 8.2 wird  $\sigma_3$  auf die Druckfestigkeit  $f_{c,0}$  normiert und über den Winkel des Kreisbogens  $\varphi$  vom seitlichen Rand bis zur Symmetrieachse dargestellt. Eine mögliche Visualisierung

über die Breite des Verbundmittels führt zu einem sehr stark gestauchten Randbereich. Die Hilfsgröße  $c_w$  ist immer als Abstand des Minimalwerts der Hauptspannung zur Symmetrieachse definiert.

Bei Betrachtung der Spannungsverteilung ist erkenntlich, dass für gewisse  $\delta$ -Werte  $\sigma_3$  oberhalb der Druckfestigkeit liegt. In diesem Bereich tritt die Hauptspannung in einem Winkel zur Faserrichtung auf und führt zu einer kombinierten Druck- und Schubbeanspruchung des Holzes. Weiterhin ist für ein geringeres Verhältnis  $\delta$  eine Limitierung der Spannungsentwicklung zu beobachten. Charakteristisch für diese Limitierung ist eine unvollständige Ausbildung des hoch ausgenutzten Bereichs. Während sich bei  $\delta = 0,45$  im gesamten Bereich von  $c_w$  Hauptspannungen größer gleich  $f_{c,0}$  ausbilden können, kann sich bei  $\delta = 0,2$  dieser Tragzustand nicht einstellen.

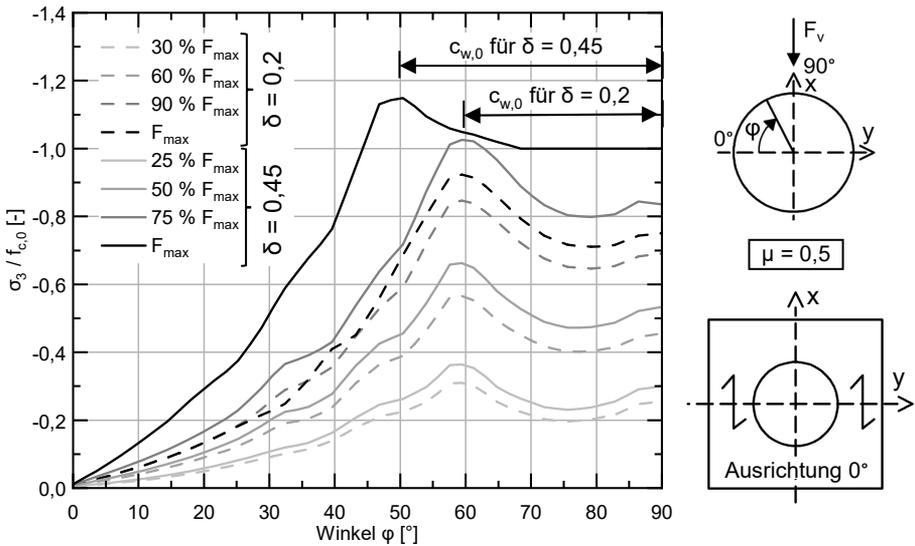


Abb. 8.2: Darstellung der normierten Hauptspannung  $\sigma_3$  für verschiedene  $\delta$ -Werte bei Beanspruchung in Faserrichtung (Ausrichtung  $0^\circ$ )

Zur weiteren Betrachtung sind in Abb. 8.3 die Druckspannung in Beanspruchungsrichtung (in Richtung der globalen x-Achse) und die in der xy-Ebene auftretende Schubspannung dargestellt. Bei Erreichen der Traglast  $F_{max}$  liegen die auftretenden Druck- als auch Schubspannungen in einigen Bereichen auf dem Niveau der jeweiligen Festigkeit.

Ein Erreichen der Druckfestigkeit führt idealisiert betrachtet zu keinem Lastabfall. Das bedeutet, dass die Materialantwort auf der sicheren Seite liegend ideal-plastisch ohne Verfestigung verläuft und ein duktileres Verhalten darstellt. Die aufnehmbare Spannung verbleibt bei fortschreitender Verformung auf konstantem Niveau. Das Erreichen der Schubfestigkeit ist hingegen durch ein sprödes Versagensverhalten mit einhergehendem Lastabfall charakterisiert. Das bedeutet, dass die Schubspannung bei der Spannungsentwicklung den maßgebenden Faktor darstellt.

Ist der Wert  $\delta$  größer, liegt eine verhältnismäßig höhere Schubfestigkeit vor. Deshalb kann die Druckfestigkeit in einem großen Bereich ausgenutzt werden (vgl. Abb. 8.3 a) für  $\delta = 0,45$ ), bevor die Schubfestigkeit schlussendlich die Tragfähigkeit limitiert. Bei geringen  $\delta$ -Werten ist die Schubfestigkeit teilweise so stark begrenzend, dass die

Druckfestigkeit in keinem Bereich ausgenutzt werden kann. Das später entwickelte Ingenieurmodell muss diesen Sachverhalt berücksichtigen.

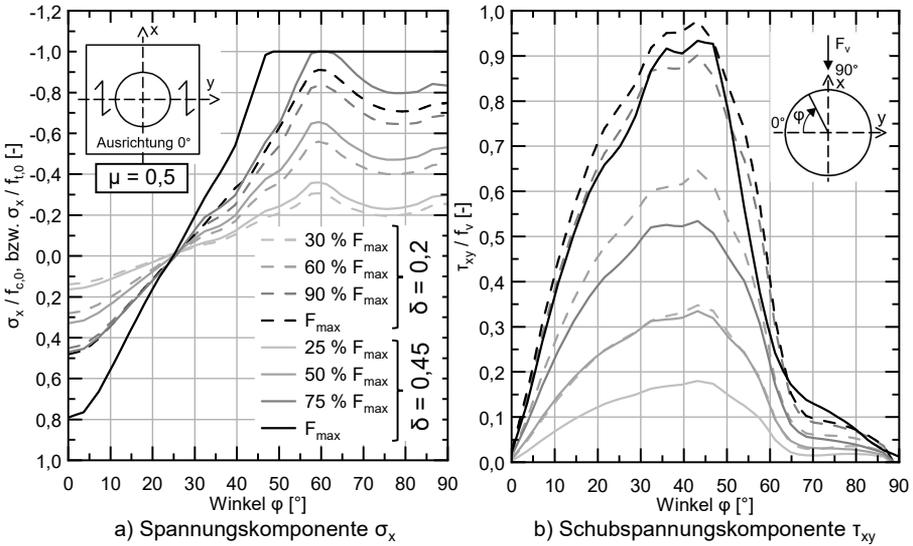


Abb. 8.3: Darstellung der normierten Spannungscomponenten für verschiedene  $\delta$ -Werte bei Beanspruchung in Faserrichtung (Ausrichtung  $0^\circ$ )

Die im Randbereich auftretenden Zugspannungen in Abb. 8.3 a) sind für den Nachweis der Zugtragfähigkeit des Restquerschnitts von entscheidender Bedeutung und werden in Abschnitt 8.4.1.9 betrachtet. Die Zugspannungen resultieren aus der seitlichen Ableitung der Druckkräfte, welche in der Kontaktfläche in das BSP übertragen werden.

Bei Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung (Ausrichtung  $90^\circ$ ) dominiert der Einfluss der vergleichsweise sehr geringen Druckfestigkeit in Faserrichtung das Tragverhalten. Abb. 8.4 stellt analog zur Ausrichtung  $0^\circ$  die minimale Hauptspannung  $\sigma_3$  normiert auf die Druckfestigkeit in Beanspruchungsrichtung über den Winkel des Kreisbogens dar. Die maßgebende Schubspannungskomponente ist bei Ausrichtung  $90^\circ$  ebenfalls  $\tau_{xy}$ , da diese Spannung ungeachtet der Ausrichtung in der xy-Ebene (vgl. Abb. 8.4 rechts) auftritt.

Aufgrund der verringerten Druckfestigkeit nimmt der Abtrag über Schubspannungen einen größeren Anteil am Gesamtlastabtrag ein. Dies zeigt sich in dem betragsmäßig größeren Verhältnis von  $\sigma_3 / f_{c,90}$ . In der Symmetrieachse ( $\varphi = 90^\circ$ ) wird in Abhängigkeit des Verhältnisses  $\delta$  die uniaxiale Druckfestigkeit erreicht ( $\delta = 1,67$ ) oder die Hauptspannung ist auf eine Spannung unterhalb der Druckfestigkeit limitiert ( $\delta = 0,8$ ). Diese Limitierung tritt analog zum Tragverhalten der Ausrichtung  $0^\circ$  bei geringen Schubfestigkeiten auf. Dabei wird die Schubfestigkeit erreicht, bevor die Druckfestigkeit voll ausgenutzt werden kann. Entsprechende  $\delta$ -Verhältnisse sind jedoch in diesem Fall nicht praxisrelevant, da die üblichen  $\delta$ -Werte nach Tab. 8.2 eine volle Ausnutzung der Druckfestigkeit erlauben. Das nachfolgende Bemessungsmodell berücksichtigt jedoch eine eventuelle Limitierung durch geringe Schubfestigkeiten. Da die grundlegenden Zusammenhänge bei beiden Beanspruchungsrichtungen identisch sind, wird auf eine Darstellung der einzelnen Spannungscomponenten  $\sigma_y$  und  $\tau_{xy}$  verzichtet.

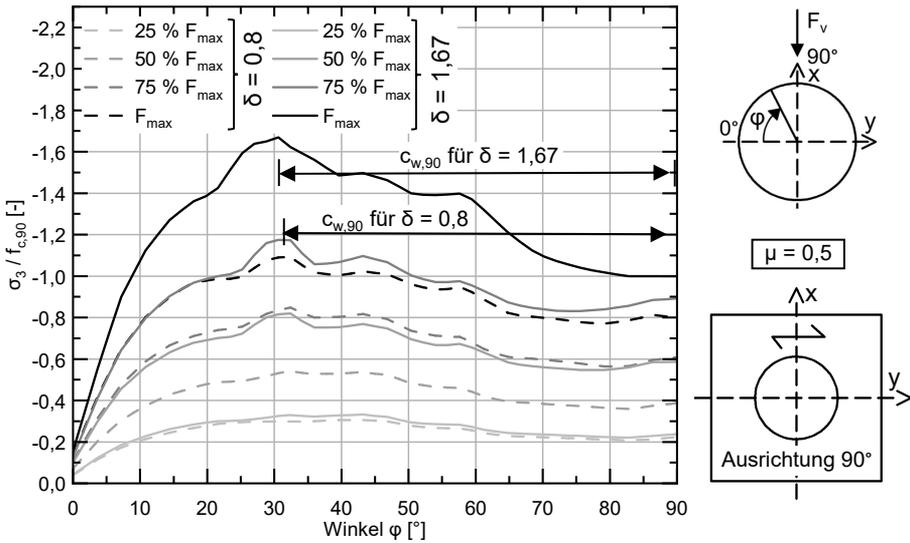


Abb. 8.4: Darstellung der normierten Hauptspannung  $\sigma_3$  für verschiedene  $\delta$ -Werte bei Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung (Ausrichtung  $90^\circ$ )

Eine weitere grundlegende Eigenschaft zur Beschreibung des Lastabtrags stellt der Winkel  $\zeta$  der Hauptspannung  $\sigma_3$  zur Horizontalen (vgl. Abb. 8.5 oben) dar. Dieser ist notwendig, um die in Beanspruchungsrichtung wirkenden Anteile der Spannung ermitteln zu können. Mit Kenntnis der Spannungskomponenten  $\tau_{xy}$ ,  $\sigma_x$  und  $\sigma_y$  lässt sich dieser Winkel nach Gl. 8.2 errechnen.

$$\tan(2\zeta) = \frac{2 \cdot \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (8.2)$$

Liegt ein reibungsfreier Lastabtrag vor, so steht  $\sigma_3$  für beide Konfigurationen immer senkrecht auf der Mantelfläche der Betonnocke. In Abb. 8.5 zeigt sich dies durch eine nahezu komplette Übereinstimmung des errechneten Winkels  $\zeta$  mit der Ursprungsgeraden. Folglich entspricht der Winkel  $\zeta$  dem Winkel  $\varphi$ .

Treten Reibungseffekte auf, so unterscheiden sich die beiden Konfigurationen. Bei Ausrichtung  $0^\circ$  (vgl. Abb. 8.5 a)) bildet sich im Bereich der Symmetrieachse ein näherungsweise konstanter Bereich aus. Die Ausdehnung dieses Bereichs ist über  $\tan^{-1}(\mu)$  direkt von dem vorliegenden Reibungskoeffizienten abhängig. Folglich führt der Reibeffekt zu einer Erhöhung des Neigungswinkels der Hauptspannung. Die Neigung lässt sich über  $\zeta = \varphi + \tan^{-1}(\mu)$  ausdrücken. Dabei kann  $\zeta$  nie den Wert  $90^\circ$  überschreiten, da die Spannung bei dieser Neigung bereits vollständig in Kraftrichtung wirkt. Dies erklärt den konstanten Bereich, in dem nach Abb. 8.3 b) kaum Schubspannungen auftreten. Der Abtrag der Last erfolgt approximativ ausschließlich über Druckspannungen.

Im Randbereich der Kontaktfläche ( $\varphi$  zwischen  $0^\circ$  und ca.  $30^\circ$ ) ist eine geringfügigere Auswirkung des Reibungskoeffizienten zu beobachten, was auf die orthotropen Holzeigenschaften und die damit einhergehende geringere Steifigkeit senkrecht zur Faserrichtung zurückzuführen ist.

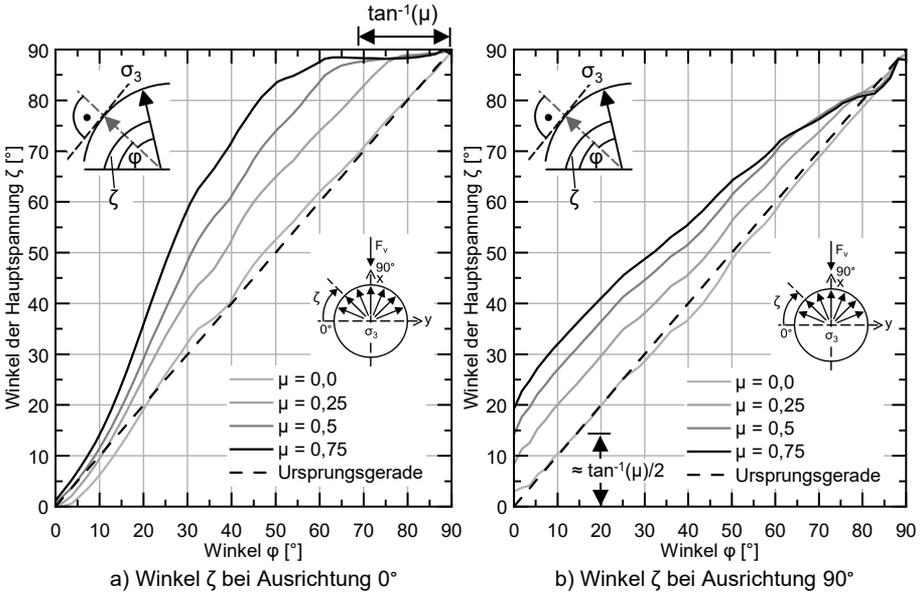


Abb. 8.5: Nach Gl. 8.2 errechneter Winkel  $\zeta$  der Hauptspannung  $\sigma_3$  zur Mantelfläche

Bedingt durch die Orthotropie weist der errechnete Winkel  $\zeta$  bei Ausrichtung  $90^\circ$  ein anderes Verhalten auf. Im Bereich der Symmetrieachse ist ein deutlich geringerer Einfluss des Reibungskoeffizienten erkennbar. Allerdings findet im Randbereich eine Erhöhung des Neigungswinkels  $\zeta$  statt. Diese beträgt näherungsweise  $\zeta = \tan^{-1}(\mu)$ . Auf die Abbildung des Winkels wird bei Beschreibung des jeweiligen Ingenieurmodells genauer eingegangen. Dabei wird der Hilfwert  $c_\mu$  verwendet, welcher sich nach Gl. 8.3 aus dem Reibungskoeffizienten errechnet.

$$c_\mu = \tan^{-1}(\mu) \tag{8.3}$$

## 8.4 Ingenieurmodell

### 8.4.1 Lochleibungsversagen

#### 8.4.1.1 Allgemeines

Aufgrund der Komplexität der Spannungsverteilung in orthotropen Materialien mit Öffnungen, existiert kein anerkanntes Modell zur Bestimmung der Lochleibungstragfähigkeit  $P_{L,t,m}$  (vgl. Abschnitt 2.3.3.4). Alle bekannten Ansätze sind entweder empirisch kalibrierte Näherungsfunktionen oder nur numerisch berechenbar und damit weitestgehend auf den wissenschaftlichen Anwendungsbereich beschränkt. Das im Folgenden vorgestellte Ingenieurmodell soll dazu beitragen diese Lücke zu schließen. Deshalb wird darauf geachtet, dass es auch mittels händischer Berechnung anwendbar ist.

Untergliedert ist das Modell in den Belastungsfall einer einzelnen Lamellenlage in Faserrichtung (Abschnitt 8.4.1.2, Ausrichtung  $0^\circ$ ) und senkrecht zur Faserrichtung

(Abschnitt 8.4.1.4, Ausrichtung  $90^\circ$ ). Für im beliebigen Winkel zur Faserrichtung auftretende Beanspruchungen kann auf die Interaktionsgleichung zwischen diesen beiden Beanspruchungsrichtungen nach Abschnitt 8.4.1.8 zurückgegriffen werden. Die Gesamttragfähigkeit der Betonnocke wird durch Addition der beiden Teiltragfähigkeiten aus Holzschicht 1 und 2 nach Gl. 8.4 ermittelt, da sich die Schichten im Kontaktbereich gegenseitig nur geringfügig beeinflussen und nach Definition der Randbedingungen das Verbundmittel immer in diese beiden Schichten einbinden muss. Folglich ergibt sich ein Traganteil aus Tragrichtung in Faserrichtung  $P_{L,t,m,0}$  und ein Anteil aus Tragrichtung senkrecht zur Faserrichtung  $P_{L,t,m,90}$ .

$$P_{L,t,m} = P_{L,t,m,0} + P_{L,t,m,90} \quad (8.4)$$

Bei dem vorgestellten Ansatz handelt es sich um einen semi-empirischen Bemessungsansatz. Je Beanspruchungsrichtung wird zunächst das Ingenieurmodell vorgestellt und anschließend die empirischen Hilfswerte  $c_w$ ,  $\sigma_{3,Min}$  und  $\sigma_{3,Mitte}$  erläutert. Eingangsgrößen in das Ingenieurmodell sind die Druckfestigkeit in Faserrichtung  $f_{c,0}$  und senkrecht zur Faserrichtung  $f_{c,90}$ , die Schubfestigkeit in der Ebene der betrachteten Holzschicht parallel zur Beanspruchungsrichtung (xy-Ebene)  $f_v$  und der vorliegende Reibungskoeffizient  $\mu$ . Unabhängig von der Beanspruchungsrichtung ist für  $f_v$  immer die Längsschub- und nicht die Rollschubfestigkeit einzusetzen. Die Rollschubfestigkeit wird nur bei dem Versagensmodi Abscheren des Vorholzes für  $0^\circ$  maßgebend. Der betrachtete Wertebereich des Reibungskoeffizienten  $\mu$  liegt zwischen 0 und 0,75. Oberhalb dieses Reibbeiwertes ist der Ansatz nicht oder nur sehr begrenzt gültig und bedarf weiterer Verifizierung.

Der Bemessungsansatz basiert auf der Definition der Hauptspannungsverteilung um die Öffnung im BSP-Querschnitt. Dabei ist  $\sigma_1$  die maximale Hauptspannung (Zug positiv) und  $\sigma_3$  die minimale Hauptspannung. Die verwendeten Indizes und die allgemeine Nomenklatur sind zu Beginn dieser Arbeit gegeben. Da es sich bei dem Verbundmittel Betonnocke um ein Verbundmittel mit vergleichsweise großem Durchmesser handelt, ist der Ansatz auf das Tragverhalten bei größeren Durchmessern kalibriert. Bei stiftförmigen Verbindungsmitteln wie Schrauben, Stabdübeln oder Nägeln sind deutlich kleinere Durchmesser vorhanden. Für diese liefert der Ansatz konservative Ergebnisse, da bei kleinen Durchmessern Membraneffekte und andere Tragmechanismen deutlich stärker in Erscheinung treten.

Die vorgestellten Ergebnisse und Spannungsverteilungen sind gänzlich numerisch an Push-out-Versuchsaufbauten ermittelt worden. Dabei wird der doppelsymmetrische Standard-Aufbau mit einem Verbundmittel je Seite nach Kapitel 4 verwendet. Um weitere Störeinflüsse zu eliminieren und die Tragwirkung einer Schicht isoliert betrachten zu können, wird nur die erste Lage des BSP in Kontakt mit dem Betonquerschnitt modelliert und für verschiedene Beanspruchungsrichtungen betrachtet. In Abschnitt 8.4.1.7 werden die Bemessungsformeln mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen bei Einbinden der Nocke in die ersten beiden BSP-Lagen aus Kapitel 5 verglichen und die Eignung des Ansatzes verifiziert.

Abb. 8.6 stellt schematisch das allgemeine Vorgehen bei der rechnerischen Ermittlung der Lochleibungstragfähigkeit auf Bemessungsniveau dar. Die einzelnen Schritte werden in den folgenden Abschnitten zunächst auf Mittelwertniveau detailliert beschrieben und anschließend auf Bemessungsniveau überführt.

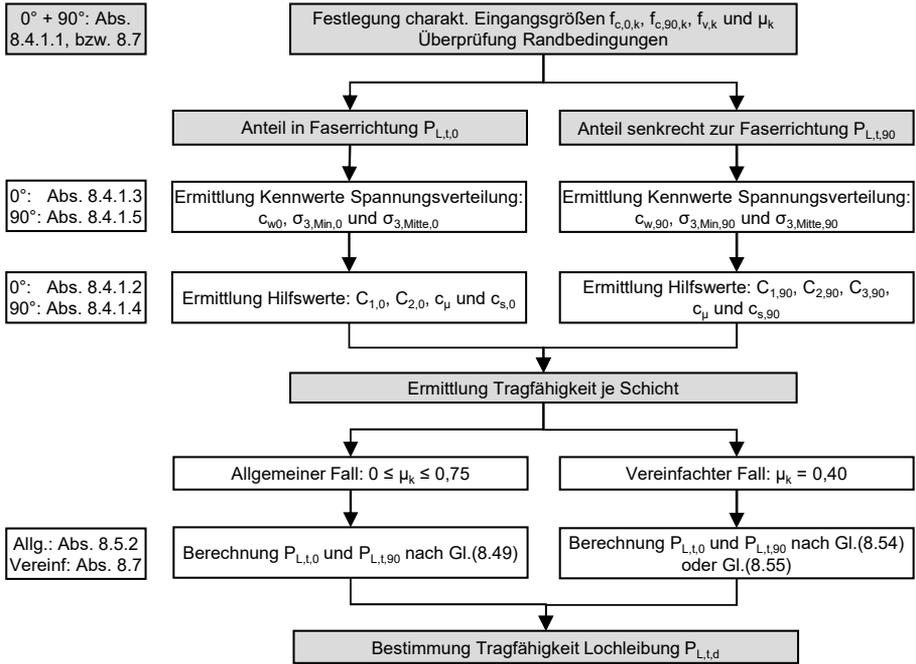


Abb. 8.6: Schematischer Ablauf bei Bestimmung der Tragfähigkeit des Versagensmodus Lochleibung auf Bemessungsniveau

8.4.1.2 Belastung in Faserrichtung - Näherungsfunktionen

Der minimale Hauptspannungsverlauf für die Ausrichtung 0° wird, wie in Abb. 8.7 dargestellt, in drei Bereiche unterteilt. Diese sind durch die Lage der minimalen Hauptspannung  $c_{w,0}$  und den Reibungskoeffizienten definiert. Die Unterteilung wird vorgenommen, da die Beschreibung des Hauptspannungsverlaufs mittels einer einzelnen Funktion nur sehr aufwändig umsetzbar ist.

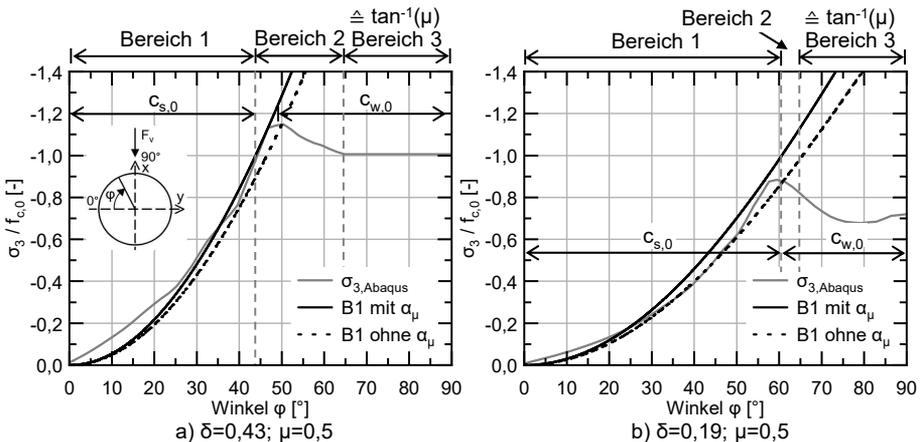


Abb. 8.7: Exemplarischer Verlauf der Hauptspannung  $\sigma_3$  für die Ausrichtung 0°

Zur Definition der einzelnen Bereichslängen nach Gl. 8.5 wird der Abstand  $c_{s,0}$  eingeführt.  $c_{s,0}$  beschreibt den Abstand zwischen Randbereich und je nach  $\delta$ -Verhältnis dem Erreichen der minimalen Hauptspannung  $\sigma_{3,Min,0}$  oder der Festigkeit in Belastungsrichtung  $f_{c,0}$  (vgl. Abb. 8.7). Die Länge des Bereichs 3 ist ausschließlich von  $\mu$  abhängig.

$$\begin{aligned} \text{Bereich 1:} & \quad 0 \leq \varphi \leq c_{s,0} \\ \text{Bereich 2:} & \quad c_{s,0} \leq \varphi \leq \pi/2 - c_{\mu} \\ \text{Bereich 3:} & \quad \pi/2 - c_{\mu} \leq \varphi \leq \pi/2 \end{aligned} \quad (8.5)$$

Die resultierende Gesamttragfähigkeit bei Belastung in Faserrichtung der Holzschicht auf Mittelwertniveau  $P_{L,t,m,0}$  wird aus den resultierenden Kräften jedes Bereichs, dem Radius der Betonnocke und der Dicke der Schicht errechnet.

$$P_{L,t,m,0} = 2 \cdot (P_{L,t,B1,0} + P_{L,t,B2,0} + P_{L,t,B3,0}) \cdot r \cdot t_0 \quad (8.6)$$

### Bereich 1

Als Approximationsfunktion für den Hauptspannungsverlauf im Bereich 1 wird Gl. 8.7 vorgeschlagen. Da der Spannungsverlauf nicht linear verläuft, wird der Cosinus des Winkels des Kreisbogens  $\varphi$  verwendet (vgl. Abb. 8.7).

$$\sigma_{3,B1,0}(\varphi) = C_{1,0} \cdot (1 - \cos(\varphi)) \quad (8.7)$$

Die Steigung  $C_{1,0}$  hängt von der Lage der minimalen Hauptspannung  $c_{w,0}$  und dem Minimalwert der Hauptspannung  $\sigma_{3,Min,0}$  ab. Liegt keine Reibung vor, muss  $C_{1,0}$  so definiert sein, dass die Näherungsfunktion für  $\sigma_{3,B1}(c_{s,0} = \pi/2 - c_{w,0})$  dem Wert  $\sigma_{3,Min,0}$  entspricht. In Abb. 8.7 ist das Verhalten dieser Näherungsfunktion für den Fall „B1 ohne  $\alpha_{\mu}$ “ verdeutlicht. Diese Randbedingung führt zu der Definition von  $C_{1,0}$  nach Gl. 8.8.

$$\begin{aligned} \sigma_{3,B1}(c_{s,0}) &= C_{1,0} \cdot (1 - \cos(\pi/2 - c_{w,0})) = \sigma_{3,Min,0} \\ \Rightarrow C_{1,0} &= \frac{\sigma_{3,Min,0}}{1 - \cos(\pi/2 - c_{w,0})} = \frac{\sigma_{3,Min,0}}{1 - \sin(c_{w,0})} \end{aligned} \quad (8.8)$$

Liegt Reibung vor, so bildet  $C_{1,0}$  für größere  $\delta$ -Werte die Steigung der Hauptspannung unzureichend ab (vgl. Abb. 8.7 a)). Deshalb wird  $C_{1,0}$  um den Wert  $\alpha_{\mu}$  nach Gl. 8.10 erhöht und ist nach Gl. 8.9 definiert. Dabei ist  $\alpha_{\mu}$  eine Näherung und stellt keine analytische Beziehung dar.

$$C_{1,0} = \frac{\sigma_{3,Min,0}}{1 - \sin(c_{w,0} + \alpha_{\mu})} \quad (8.9)$$

Da  $\alpha_{\mu}$  nur für größere  $\delta$ -Werte berücksichtigt werden darf, wird der Hilfwert über Gl. 8.10 beschrieben. Bei geringen  $\delta$ -Werten ist  $\alpha_{\mu} = 0$ , da dort der Schnittpunkt der Bereiche 1 und 2 beim Minimalwert der Hauptspannung, welcher unterhalb der Festigkeit  $f_{c,0}$  liegt, auftritt. Oberhalb beträgt der zusätzliche Anteil approximativ  $c_{\mu}/6$ .

$$\alpha_{\mu} = \begin{cases} \approx c_{\mu}/6 & \text{für } |\sigma_{3,Min,0}| > f_{c,0} \\ 0 & \text{für } |\sigma_{3,Min,0}| \leq f_{c,0} \end{cases} \quad (8.10)$$

Der Schnittpunkt  $c_{s,0}$  von Bereich 1 und 2 ist so definiert, dass er bei dem Hilfswert  $\sigma_{3,cs,0}$  auftritt, welcher nach Gl. 8.11 als der größere der beiden Werte  $\sigma_{3,Min,0}$  und  $f_{c,0} \cdot (-1)$  charakterisiert ist.

$$\sigma_{3,cs,0} = \text{Max} \begin{cases} \sigma_{3,Min,0} \\ f_{c,0} \cdot (-1) \end{cases} \quad (8.11)$$

Bei größeren  $\delta$ -Werten wird nach Abb. 8.7 a)  $f_{c,0}$  und bei kleinen  $\delta$ -Werten wird nach Abb. 8.7 b)  $\sigma_{3,Min,0}$  maßgebend. Die Definition von  $c_{s,0}$  wird so festgelegt, da im Bereich 2 für große  $\delta$ -Werte eine konstante Spannungsverteilung mit dem Wert  $f_{c,0} \cdot (-1)$  angenommen wird. Der Bereich in Abb. 8.7 a) oberhalb der Druckfestigkeit wird auf der sicheren Seite vernachlässigt. Für baupraktisch relevante  $\delta$ -Werte ist der Bereich oberhalb der Druckfestigkeit allgemein sehr klein oder es kann sich ein solcher Zustand, bedingt durch die Limitierung folgend aus einer geringen Schubfestigkeit, nicht einstellen.

Durch die Erhöhung der Steigung  $C_{1,0}$  im Falle vorliegender Reibung ist der Schnittpunkt  $c_{s,0}$  ebenfalls nicht mehr zwangsläufig als  $c_{s,0} = \pi/2 - c_{w,0}$  definiert. Dies gilt nur für den Fall ohne Reibung oder geringe  $\delta$ -Werte. Er kann allgemeingültig durch Umstellen von Gl. 8.7 für  $\varphi = c_{s,0}$  definiert werden und führt zu Gl. 8.12.

$$c_{s,0} = \cos^{-1} \left( \frac{-\sigma_{3,cs,0}}{C_{1,0}} + 1 \right) \quad (8.12)$$

Mit Kenntnis der minimalen Hauptspannungsverteilung in Bereich 1, kann die resultierende Tragfähigkeit aus dem Anteil der Hauptspannung, welcher in Belastungsrichtung wirkt, ermittelt werden. Dieser Anteil kann über eine Multiplikation von  $\sigma_{3,B1,0}$  mit  $\sin(\zeta) = \sin(\varphi + c_\mu)$  errechnet werden (vgl. Gl. 8.13). Die Erhöhung des Winkels um  $c_\mu$  folgt aus der Tatsache, dass die Hauptspannungen durch Reibeffekte nicht senkrecht auf der Mantelfläche stehen, sondern nach Abb. 8.5 a) um approximativ  $\tan^{-1}(\mu)$  zusätzlich geneigt sind. Da die resultierende Tragfähigkeit gesucht ist, wird der Spannungsverlauf über den gesamten Bereich 1 integriert. Die jeweiligen Winkel sind in die Bemessungsgleichungen in Radiant einzusetzen. Dies ermöglicht eine weitere Vereinfachung im späteren Verlauf.

$$\begin{aligned} P_{L,t,B1,0} &= \int_0^{c_{s,0}} -\sigma_{3,B1,0}(\varphi) \cdot \sin(\varphi + c_\mu) d\varphi \\ &= \frac{1}{4} \cdot C_{1,0} \cdot \left[ 2 \cdot c_{s,0} \cdot \sin(c_\mu) + 4 \cdot \cos(c_{s,0} + c_\mu) - \cos(2c_{s,0} + c_\mu) - 3 \cdot \cos(c_\mu) \right] \end{aligned} \quad (8.13)$$

### Bereich 2 und 3

Im Bereich 2 und 3 wird die Näherungsgleichung nach Gl. 8.14 eingeführt. Diese weist analog zu Bereich 1 eine gewisse Steigung  $C_{2,0}$  auf. Eine Näherung mit  $\cos^2$  führt zu einer besseren Abbildung des auftretenden Hauptspannungsverlaufs. Da der Cosinus in der Symmetrieachse  $\varphi = \pi/2$  zu Null wird, muss in Gl. 8.14 der Wert  $\sigma_{3,Mitte,0}$  addiert werden, da in der Symmetrieachse die vorliegende Spannung ungleich Null ist.

$$\sigma_{3,B2,0}(\varphi) = C_{2,0} \cdot \cos^2(\varphi) + \sigma_{3,Mitte,0} \quad (8.14)$$

Für den Schnittpunkt  $c_{s,0}$  von Bereich 1 mit Bereich 2 muss Gl. 8.14 dem Wert  $\sigma_{3,cs,0}$  nach Gl. 8.12 entsprechen, da dort die Ansätze den gleichen Funktionswert ergeben müssen. Dies führt zur Definition von  $C_{2,0}$  nach Gl. 8.15.

$$\begin{aligned}\sigma_{3,B2,0}(c_{s,0}) &= C_{2,0} \cdot \cos^2(c_{s,0}) + \sigma_{3,Mitte,0} = \sigma_{3,cs,0} \\ \Rightarrow C_{2,0} &= \frac{\sigma_{3,cs,0} - \sigma_{3,Mitte,0}}{\cos^2(c_{s,0})}\end{aligned}\quad (8.15)$$

Wie im vorangegangenen Abschnitt bereits erläutert, wird die Vereinfachung getroffen, dass  $|\sigma_3|$  maximal der Druckfestigkeit  $f_{c,0}$  entsprechen darf. Es wird folglich eine konstante Spannungsverteilung im inneren Bereich unterstellt (vgl. Abb. 8.7 a)). Dieser Zustand tritt nur für größere  $\delta$ -Werte auf, da eine ausreichend große Schubfestigkeit vorliegen muss, um eine vollständige Ausnutzung der Druckfestigkeit zu ermöglichen. Eine vollständige Ausnutzung bedeutet, dass sowohl  $\sigma_{3,cs,0}$ , also die Spannung im Schnittpunkt der beiden Bereiche als auch  $\sigma_{3,Mitte,0}$  der Druckfestigkeit  $f_{c,0}$  entsprechen. Für diesen Fall wird der Hilfswert  $C_{2,0}$  definitionsgemäß zu Null. Gl. 8.14 vereinfacht sich dadurch zu  $\sigma_{3,B2,0}(\varphi) = \sigma_{3,Mitte,0}$  und bildet somit den ganzen Bereich 2 und 3 als Bereich mit konstanter Spannung ab.  $C_{2,0}$  berücksichtigt die zur Symmetrieachse hin abnehmende Spannungsverteilung für den Fall geringer  $\delta$ -Werte (vgl. Abb. 8.7 b)).

Analog zu Bereich 1 wird die resultierende Tragfähigkeit des Bereichs 2 durch Berechnung des Anteils in Belastungsrichtung und anschließende Integration über den gesamten Bereich nach Gl. 8.16 bestimmt. Da die Hauptspannungen nach Abb. 8.5 a) im Bereich  $\varphi \geq \pi/2 - c_\mu$  bereits in Beanspruchungsrichtung ausgerichtet sind, entfällt dort die Multiplikation mit  $\sin(\varphi + c_\mu)$ . Deshalb wird eine Unterscheidung in Bereich 2 und Bereich 3 vorgenommen.

$$\begin{aligned}P_{L,f,B2,0} &= \int_{c_{s,0}}^{\pi/2 - c_\mu} -\sigma_{3,B2,0}(\varphi) \cdot \sin(\varphi + c_\mu) d\varphi \\ &= \frac{1}{12} \cdot C_{2,0} \cdot [3 \cdot \cos(c_{s,0} - c_\mu) - 6 \cdot \cos(c_{s,0} + c_\mu) - \cos(3 \cdot c_{s,0} + c_\mu) \\ &\quad - 4 \cdot \sin(2 \cdot c_\mu)] - \sigma_{3,Mitte,0} \cdot \cos(c_{s,0} + c_\mu)\end{aligned}\quad (8.16)$$

Im Bereich der in Beanspruchungsrichtung ausgerichteten Hauptspannungen entfällt die Multiplikation mit  $\sin(\varphi + c_\mu)$  und es kann die vereinfachte Gleichung nach Gl. 8.17 angesetzt werden. Die zusammengefasste Gleichung für alle drei Bereiche kann Gl. 8.35 entnommen werden.

$$\begin{aligned}P_{L,f,B3,0} &= \int_{\pi/2 - c_\mu}^{\pi/2} -\sigma_{3,B2,0}(\varphi) d\varphi \\ &= \frac{1}{4} \cdot C_{2,0} \cdot [\sin(2 \cdot c_\mu) - 2 \cdot c_\mu] - \sigma_{3,Mitte,0} \cdot c_\mu\end{aligned}\quad (8.17)$$

### Vergleich mit numerischer Berechnung

Mit den gegebenen Gleichungen können die Verläufe der minimalen Hauptspannung über den Winkel ausgedrückt werden. Abb. 8.8 stellt exemplarisch die Verläufe nach Abaqus den Verläufen nach dem Bemessungsansatz gegenüber. Generell ist eine gute

Übereinstimmung erkennbar. Obwohl die Gleichungen für Winkel in Radiant definiert sind, ist zur Verbesserung der Übersichtlichkeit  $\varphi$  in Grad aufgetragen.

In Abb. 8.8 a) ist die volle Tragfähigkeitsentwicklung für  $\delta = 0,43$  dargestellt. Der vereinfachte Bemessungsansatz begrenzt die Spannung auf die Druckfestigkeit. Die Berücksichtigung der Spannungserhöhung über diese Grenze hinaus ist auf der sicheren Seite nicht implementiert. Dies führt bei hohen  $\delta$ -Verhältnissen (oberhalb ca. 0,6) zu einer deutlichen Unterschätzung der Tragfähigkeit, da die Bereiche oberhalb  $f_{c,0}$  zunehmend größer werden. Diese Fälle spielen in der Anwendung jedoch eine untergeordnete Rolle, da bei  $0^\circ$  i. d. R. die Schubfestigkeit  $f_b$  deutlich kleiner als  $f_{c,0}$  ist.

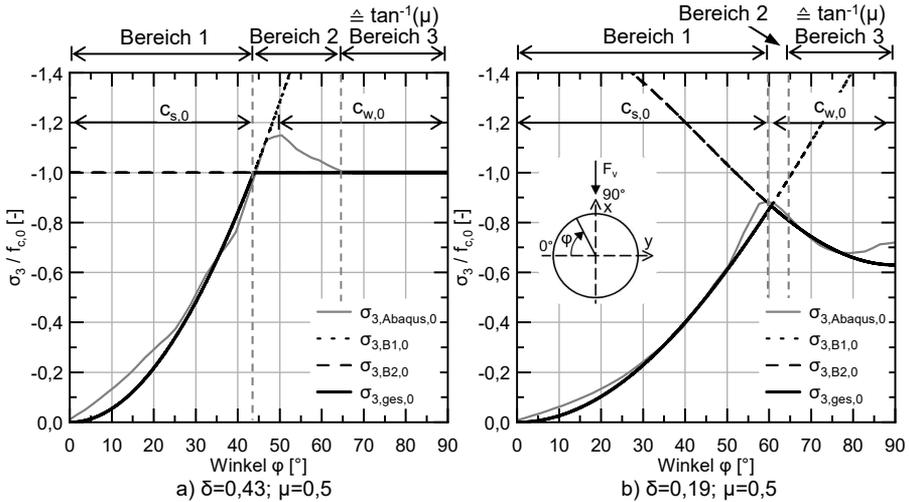


Abb. 8.8: Gegenüberstellung der Hauptspannung  $\sigma_3$  aus Abaqus und nach Bemessungsansatz für die Ausrichtung  $0^\circ$

Bei kleinen  $\delta$ -Werten (vgl. Abb. 8.8 b)) ist die unvollständige Ausnutzung durch die begrenzte Schubfestigkeit erkennbar. Nach Erreichen des betragsmäßigen Maximums bei  $c_{s,0}$  fällt die Hauptspannung zur Symmetrieachse hin ab. Das Erreichen der Schubfestigkeit definiert nach dem Bemessungsansatz die Tragfähigkeit. Dies ist nicht als ein Versagen des Verbundmittels aufzufassen, da nach Erreichen der Tragfähigkeit die Last in den experimentellen Untersuchungen nicht abfällt, sondern sich ein nahezu ideal-plastisches Verhalten ausbildet. Die Tragfähigkeit verbleibt selbst bei sehr großen Schlupfwerten (oberhalb 10 mm) konstant. Es stellt sich folglich ein Tragzustand ein, welcher vom beschriebenen Modell nicht erfasst werden kann. Durch den ausbleibenden Lastabfall ist es für die volle Tragfähigkeitsentwicklung nicht zwingend erforderlich, dass die Schicht H1 und H2 (also Ausrichtung  $0^\circ$  und  $90^\circ$ ) ihre Traglast zu einem identischen Zeitpunkt erreichen. Vielmehr ist durch das nahezu ideal-plastische Verhalten die Möglichkeit der Ausnutzung beider Tragfähigkeiten sichergestellt.

Zur weiteren Verifizierung sind in Abb. E.1 die Hauptspannungsverläufe multipliziert mit dem Neigungswinkel der Hauptspannung dargestellt. Diese Anteile stellen folglich die resultierenden Spannungen in Beanspruchungsrichtung dar und dienen zur Verifizierung des abgeschätzten Winkels  $\varphi + c_{\mu}$ . Für alle untersuchten Reibungskoeffizienten und für übliche  $\delta$ -Werte sind sehr gute Übereinstimmungen zu verzeichnen.

### 8.4.1.3 Belastung in Faserrichtung - Empirische Eingangsgrößen

Die Kenntnis der drei Kennwerte der Spannungsverteilung  $c_{w,0}$ ,  $\sigma_{3,Min,0}$  und  $\sigma_{3,Mitte,0}$  ist als Grundlage für die im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen Gleichung notwendig. Dabei ist  $c_{w,0}$  als Abstand der minimalen Hauptspannung  $\sigma_{3,Min,0}$  zur Symmetrieachse der belasteten Öffnung zu verstehen. Abb. 8.9 stellt für vier verschiedene Reibungskoeffizienten das Verhältnis von Schubfestigkeit zu Druckfestigkeit in Belastungsrichtung dem  $\cos(c_{w,0})$  gegenüber. Durch diese Darstellung ergibt sich für geringe  $\delta$ -Werte ein konstanter Wertebereich und für  $\delta$ -Werte außerhalb des konstanten Bereichs bis ca.  $\delta = 0,6$  ein lineares Verhältnis zwischen diesen beiden Kenngrößen. Dies deckt den relevanten Wertebereich für die Ausrichtung  $0^\circ$  ab.

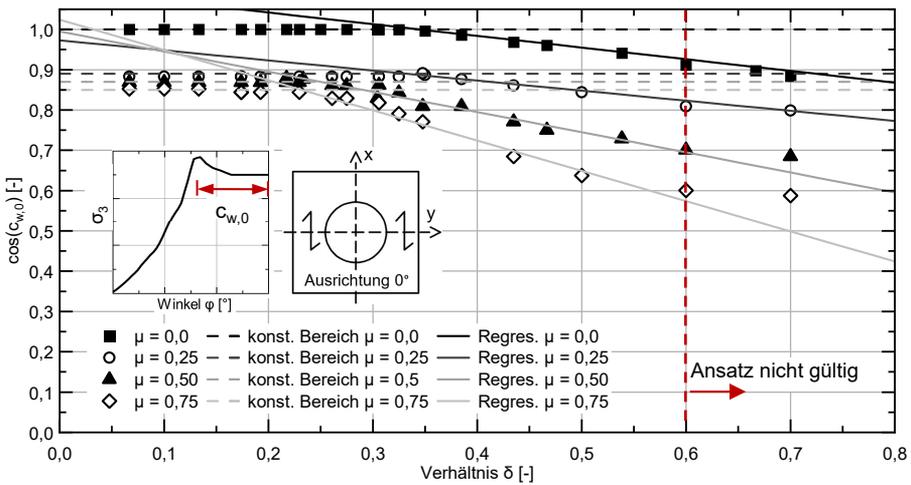


Abb. 8.9: Numerisch ermittelte Abstände  $c_{w,0}$  der minimalen Hauptspannungen  $\sigma_{3,Min,0}$  bei Beanspruchung in Faserrichtung

Der starke lineare Zusammenhang in diesem Abschnitt manifestiert sich in den Ergebnissen der linearen Regression in Tab. 8.3. Ist  $\mu$  ungleich null, entspricht die betragsmäßige lineare Steigung der Regressionsgeraden  $\beta_{c_{w,2}}$  ungefähr dem Reibungskoeffizienten. In Tab. 8.3 sind weiterhin die Werte im konstanten Abschnitt gegeben. Es kann unterstellt werden, dass für andere Reibungskoeffizienten innerhalb der untersuchten Grenzen ebenfalls  $\mu$  als betragsmäßige Steigung angenommen werden kann. So ist eine Ermittlung von  $c_{w,0}$  für alle relevanten Reibungs- und Festigkeitsverhältnisse möglich.

Tab. 8.3: Hilfswerte zur Bestimmung von  $c_{w,0}$  bei Beanspruchung in Faserrichtung

$\mu$	Konstanter Abschnitt		Lineare Regression bis $\delta = 0,6$		$R^2$
	Ordinatenab. $y_{c_{w,1}}$	Steigung $\beta_{c_{w,2}}$	Ordinatenab. $y_{c_{w,2}}$		
0,0	1,0	-0,30	1,1	0,991	
0,25	0,89	-0,254 $\approx -\mu$	0,973	0,986	
0,50	0,87	-0,502 $\approx -\mu$	0,995	0,965	
0,75	0,85	-0,736 $\approx -\mu$	1,024	0,976	

Für Reibungskoeffizienten zwischen  $\mu = 0$  und  $\mu = 0,25$  kann auf der sicheren Seite liegend  $c_{w,0}$  nach Gl. 8.18 angesetzt werden. Mittels weiterer linearer Regressionen

kann für Werte zwischen  $\mu = 0,25$  und  $\mu = 0,75$  sowohl der konstante Bereich als auch der linear abnehmende Bereich verallgemeinert ausgedrückt werden. Das Bestimmtheitsmaß  $R^2$  für die lineare Regression beträgt im konstanten Bereich 1,0 und für den Ordinatenabschnitt  $y_{cw,2}$  0,994. Diese Ergebnisse gehen in die Näherungsfunktion für  $c_{w,0}$  in Gl. 8.19 ein. Die ermittelten Werte der Näherungsfunktion sind in Abb. E.2 dargestellt und zeigen gute Übereinstimmung mit den linearen Regressionsgeraden.

$$c_{w,0,\mu=0} = \cos^{-1} \left[ \text{Min} \begin{cases} y_{cw,1} = 1,0 \\ \beta_{cw,2} \cdot \delta + y_{cw,2} = -0,3 \cdot \delta + 1,1 \end{cases} \right] \tag{8.18}$$

$$c_{w,0,0,25 \leq \mu \leq 0,75} = \cos^{-1} \left[ \text{Min} \begin{cases} y_{cw,1} = -0,08 \cdot \mu + 0,91 \\ \beta_{cw,2} \cdot \delta + y_{cw,2} = -\mu \cdot \delta + 0,1 \cdot \mu + 0,95 = -\mu \cdot (\delta - 0,1) + 0,95 \end{cases} \right] \tag{8.19}$$

Eine multiple lineare Regression mit den zwei unabhängigen Eingangsgrößen ( $\mu$  und  $\delta$ ) führt zu einem Bestimmtheitsmaß von  $R^2 = 0,797$  und einer größeren Abweichung der Schätzwerte zu den ermittelten Werten. Deshalb wird der Ansatz zur Berechnung nach Gl. 8.18 bzw. Gl. 8.19 vorgeschlagen.

Als weitere Hilfsgröße muss der Minimalwert der Hauptspannung  $\sigma_{3,Min,0}$  ermittelt werden. Es kann eine starke lineare Abhängigkeit des Quotienten aus  $\sigma_{3,Min,0}$  zu  $f_{c,0}$  vom Verhältnis  $\delta$  festgestellt werden. In Abb. 8.10 ist die auf die Druckfestigkeit in Belastungsrichtung normierte Hauptspannung für die vier verschiedenen Reibungskoeffizienten dargestellt.

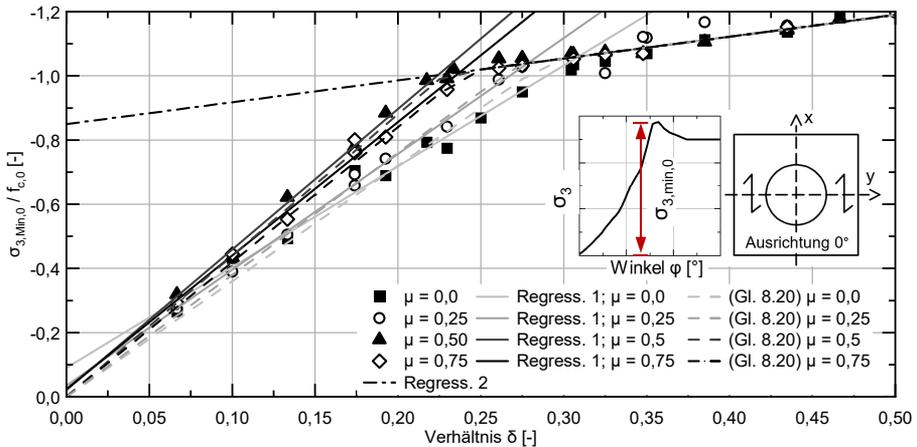


Abb. 8.10: Numerisch ermittelter Kleinstwert der minimalen Hauptspannung  $\sigma_{3,Min,0}$  bei Belastung in Faserrichtung

Dabei ist eine Unterteilung in zwei Abschnitte mit unterschiedlichen linearen Steigungen erkennbar. Für kleine  $\delta$ -Werte ist je nach Reibungskoeffizienten eine unterschiedliche Zunahme der minimalen Hauptspannung erkennbar. Für größere  $\delta$ -Werte ist eine deutlich geringere Zunahme von  $\sigma_{3,Min,0}$  gegeben. Außerdem sind die ermittelten Werte hier unabhängig von der vorliegenden Reibung. Dieser Bereich kann allgemeingül-

tig beschrieben werden. Tab. 8.4 gibt eine detaillierte Übersicht über die jeweiligen Ergebnisse der linearen Regressionen.

Für einen  $\delta$ -Wert von 0 müssen definitionsgemäß auch die minimalen Hauptspannungen zu Null werden. Deshalb wird aufbauend auf den Ergebnissen der linearen Regression im ersten Abschnitt die Steigung  $\beta_{Min,1*}$  eingeführt. Diese wird so angepasst, dass die Näherungsfunktion die Ergebnisse zufriedenstellend abbildet und dabei wird der Ordinatenabschnitt  $y_{Min,1} = 0$  gesetzt. Ein Vergleich zwischen den Regressionsgeraden und der Näherung in Abb. 8.10 weist eine gute Übereinstimmung auf.

Tab. 8.4: Hilfswerte zur Bestimmung von  $\sigma_{3,Min,0}$  bei Beanspruchung in Faserrichtung

$\mu$	lineare Regression 1			Näherung 1 für Gl. 8.20	lineare Regression 2		
	$\beta_{Min,1}$	$y_{Min,1}$	$R^2$	$\beta_{Min,1*}$	$\beta_{Min,2}$	$y_{Min,2}$	$R^2$
0,0	-3,14	-0,09	0,978	-3,6			
0,25	-3,61	-0,03	0,993	-3,8	-0,68	-0,85	0,980
0,50	-4,38	-0,02	0,994	-4,4			
0,75	-4,16	-0,02	0,987	-4,2			

Im Bereich der linearen Regression 1 kann kein eindeutiges Trendverhalten zwischen den einzelnen Reibungskoeffizienten abgeleitet werden. Deshalb kann bei Werten zwischen  $\mu = 0$  und  $\mu = 0,25$  auf der sicheren Seite liegend mit der Steigung für  $\mu = 0$  gerechnet werden. Im Bereich zwischen  $\mu = 0,25$  und  $\mu = 0,5$  mit der Steigung für  $\mu = 0,25$  und bei größeren Reibungskoeffizienten mit der Steigung von  $\mu = 0,75$ .

Mit der jeweiligen Steigung  $\beta_{Min,1*}$  kann nach Gl. 8.20 die vorliegende minimale Hauptspannung errechnet werden. Durch Umformungen kann gezeigt werden, dass im Bereich kleiner  $\delta$ -Werte  $\sigma_{3,Min,0}$  nur von der Schubfestigkeit abhängig ist. Dies ist auch plausibel, da die Schubfestigkeit die Tragfähigkeit in diesem Abschnitt limitiert. Es wird immer der betragsmäßig kleinere Wert der beiden Bereiche der linearen Regression maßgebend.

$$\sigma_{3,Min,0} = (-1) \cdot \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} |\beta_{Min,1*}| \cdot \delta \cdot f_{c,0} = |\beta_{Min,1*}| \cdot f_v \\ |(\beta_{Min,2} \cdot \delta + y_{Min,2})| \cdot f_{c,0} = |(-0,68 \cdot \delta - 0,85)| \cdot f_{c,0} \end{array} \right. \quad (8.20)$$

Als letzte empirische Eingangsgröße wird die Hauptspannung in der Symmetrieachse  $\sigma_{3,Mitte,0}$  benötigt. Diese wird analog zu den beiden vorangegangenen Eingangsgrößen ermittelt. Im Bereich kleiner  $\delta$ -Werte kann nicht die volle Tragwirkung  $\sigma_{3,Mitte,0} = f_{c,0}$  erreicht werden. Deshalb ist hier das Verhältnis aus  $\sigma_{3,Mitte,0}$  zur Druckfestigkeit kleiner als 1,0 und muss entsprechend im Bemessungsansatz berücksichtigt werden. In diesem Abschnitt zeigt sich eine lineare Abhängigkeit zum Verhältnis  $\delta$  (vgl. Abb. 8.11).

Je größer das Verhältnis  $\delta$  wird, desto mehr nähert sich  $\sigma_{3,Mitte,0}$  der uniaxialen Druckfestigkeit  $f_{c,0}$  an. Dabei kann der Wert  $\sigma_{3,Mitte,0}$  nie die Druckfestigkeit überschreiten, da in der Symmetrieachse das Material ausschließlich in Faserrichtung (bei Ausrichtung  $0^\circ$ ) beansprucht wird. Es sind keine Traganteile aus Schubspannung vorhanden.

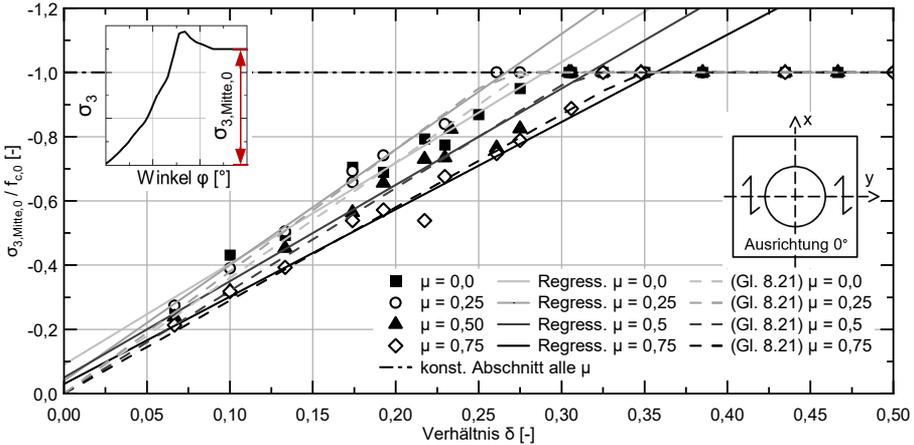


Abb. 8.11: Numerisch ermittelte minimale Hauptspannung in Symmetrieachse  $\sigma_{3,Mitte,0}$  bei Belastung in Faserrichtung

Tab. 8.5 gibt die Ergebnisse der Regression für den linearen Abschnitt und die Hilfwerte für den konstanten Abschnitt an. Für  $\mu = 0$  entspricht  $\sigma_{3,Mitte,0}$  dem globalen Minimalwert der Hauptspannung  $\sigma_{3,Min,0}$ , da die Spannungsspitze ohne Reibeffekte in der Symmetrieachse auftritt. Entsprechend zu  $\sigma_{3,Min,0}$  wird auch bei  $\sigma_{3,Mitte,0}$  ein Faktor  $\beta_{Mitte,1*}$  eingeführt, der den Anfangsbereich zufriedenstellend abbildet. Dabei wird der Ordinatenabschnitt für  $\delta = 0$  zu Null gesetzt, da für diesen Fall die errechnete Spannung definitionsgemäß Null ergeben muss.

Tab. 8.5: Hilfwerte zur Bestimmung von  $\sigma_{3,Mitte}$  bei Belastung in Faserrichtung

$\mu$	lineare Regression			Näherung für Gl. 8.21	konstanter Abschnitt		
	$\beta_{Mitte,1}$	$y_{Mitte,1}$	$R^2$	$\beta_{Mitte,1*}$	$\beta_{Mitte,2}$	$y_{Mitte,2}$	$R^2$
0,0	identisch $\sigma_{3,Min}$			-3,6			
0,25	-3,60	-0,04	0,993	-3,8	0	-1,0	-
0,50	-2,99	-0,05	0,961	-3,2			
0,75	-2,72	-0,03	0,977	-2,9			

Um die Spannung  $\sigma_{3,Mitte,0}$  ermitteln zu können, wird die Verwendung von Gl. 8.21 vorgeschlagen. Die Übereinstimmung der Näherungsfunktion mit  $\beta_{Mitte,1*}$  mit den Ergebnissen der linearen Regression ist in Abb. 8.11 gegeben.

$$\sigma_{3,Mitte,0} = \text{Max} \begin{cases} \beta_{Mitte,1*} \cdot \delta \cdot f_{c,0} = \beta_{Mitte,1*} \cdot f_v \\ (\beta_{Mitte,2} \cdot \delta + y_{Mitte,2}) \cdot f_{c,0} = -1,0 \cdot f_{c,0} \end{cases} \quad (8.21)$$

**8.4.1.4 Belastung senkrecht zur Faserrichtung - Näherungsfunktionen**

Mit dem bereits vorgestellten Ansatz ist die Berechnung der Lochleibungstragfähigkeit einer Lamellenlage mit Beanspruchung in Faserrichtung möglich. Im Folgenden wird auf den Fall einer Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung (Ausrichtung 90°) eingegan-

gen. Auch hier werden die vorgestellten Ergebnisse an einer isoliert betrachteten Schicht hergeleitet. Die Untersuchungen werden numerisch an Push-out-Versuchsaufbauten durchgeführt.

Bei Ausrichtung  $90^\circ$  wird der Verlauf der minimalen Hauptspannung ebenfalls in drei Bereiche unterteilt. Dies ist in Abb. 8.12 dargestellt. Die jeweiligen Bereichslängen sind von der Lage des Extremwerts der minimalen Hauptspannung  $c_{w,90}$  und dem Reibungskoeffizienten  $\mu$  abhängig.

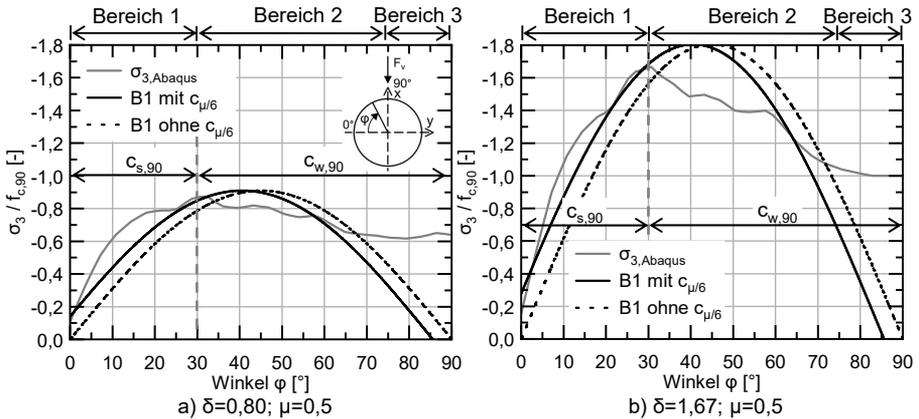


Abb. 8.12: Exemplarischer Verlauf der minimalen Hauptspannung bei Beanspruchungen senkrecht zur Faserrichtung und Näherungsfunktion für Bereich 1

Zur Beschreibung der Bereichslängen nach Gl. 8.22 wird der Abstand  $c_{s,90}$  eingeführt. Dieser Abstand ist im Gegensatz zur Ausrichtung  $0^\circ$  immer als  $c_{s,90} = \pi/2 - c_{w,90}$  definiert, da dort die minimale Hauptspannung immer ihren Extremwert  $\sigma_{3,Min,90}$  erreicht. Eine Unterscheidung in zwei verschiedene Tragmechanismen in Abhängigkeit des Verhältnisses  $\delta$  wie bei Ausrichtung  $0^\circ$  ist bei hier nicht notwendig.

$$\begin{aligned}
 \text{Bereich 1:} & \quad 0 \leq \varphi \leq c_{s,90} \\
 \text{Bereich 2:} & \quad c_{s,90} \leq \varphi \leq \pi/2 - c_{\mu/2} \\
 \text{Bereich 3:} & \quad \pi/2 - c_{\mu/2} \leq \varphi \leq \pi/2
 \end{aligned} \tag{8.22}$$

Nach Abb. 8.5 b) ist erkenntlich, dass bei vorliegender Reibung der Winkel der Hauptspannung  $\zeta$  approximativ nur um  $c_{\mu/2}$  zusätzlich erhöht wird. Dies ist durch die geringe Steifigkeit in Beanspruchungsrichtung begründet. Deshalb ist die Definition von Bereich 2 und 3 nach Gl. 8.22 von  $\pi/2 - c_{\mu/2}$  abhängig. Bei Beanspruchung in Faserrichtung beläuft sich die Erhöhung der Hauptspannung auf näherungsweise  $c_{\mu}$ , was der Erhöhung bei Vorliegen eines isotropen Materials entspricht.

Die resultierende Gesamttragfähigkeit bei Belastung senkrecht zur Faserrichtung einer einzelnen Lamellenlage auf Mittelwertniveau  $P_{L,t,m,90}$  wird nach Gl. 8.23 aus den resultierenden Tragfähigkeiten jedes Teilbereichs, dem Radius der Betonnocke und der Dicke der Schicht errechnet.

$$P_{L,t,m,90} = 2 \cdot (P_{L,t,B1,90} + P_{L,t,B2,90} + P_{L,t,B3,90}) \cdot r \cdot t_{90} \tag{8.23}$$

### Bereich 1

Da der Hauptspannungsverlauf in Bereich 1 eine andere Krümmung als bei Belastung in Faserrichtung aufweist, wird die Näherungsfunktion Gl. 8.24 vorgeschlagen. Wie in Abb. 8.12 ersichtlich, weist der Hauptspannungsverlauf bei  $\varphi = 0$  und gleichzeitig  $\mu \neq 0$  keine Nullstelle auf. Um diese Auswirkung der Reibung zu berücksichtigen, wird pauschal eine approximative Erhöhung des anzusetzenden Winkels um  $c_\mu/6$  vorgesehen. Die Auswirkungen dieser Erhöhung sind in Abb. 8.12 dargestellt.

$$\sigma_{3,B1,90}(\varphi) = C_{1,90} \cdot \cos(\varphi + c_\mu/6) \cdot \sin(\varphi + c_\mu/6) \quad (8.24)$$

Für den Schnittpunkt  $c_{s,90}$  von Bereich 1 und 2 muss die Näherungsfunktion den Wert  $\sigma_{3,Min,90}$  annehmen, da nach Definition der Bereiche der Schnittpunkt an der Extremstelle der Spannungsverteilung angesetzt wird. Über diese Randbedingung kann  $C_{1,90}$  nach Gl. 8.25 bestimmt werden.

$$\begin{aligned} \sigma_{3,B1,90}(c_{s,90}) &= C_{1,90} \cdot \cos(c_{s,90} + c_\mu/6) \cdot \sin(c_{s,90} + c_\mu/6) = \sigma_{3,Min,90} \\ \Rightarrow C_{1,90} &= \frac{\sigma_{3,min,90}}{\cos(c_{s,90} + c_\mu/6) \cdot \sin(c_{s,90} + c_\mu/6)} = -1 \cdot \frac{\sigma_{3,min,90}}{\cos(-c_{w,90} + c_\mu/6) \cdot \sin(-c_{w,90} + c_\mu/6)} \end{aligned} \quad (8.25)$$

Die resultierende Tragfähigkeit dieses Bereichs ergibt sich aus dem Anteil der Hauptspannung, welcher in Beanspruchungsrichtung wirkt. Deshalb muss  $\sigma_{3,B1,90}$  mit  $\zeta = \sin(\varphi + c_\mu/2)$  verrechnet und integriert werden. Die Näherung  $\sin(\varphi + c_\mu/2)$  hat sich nach Abb. 8.5 b) als ausreichend genau zur Beschreibung des Winkels der Hauptspannung  $\zeta$  herausgestellt (vgl. Abb. E.3). Damit kann nach Gl. 8.26 die resultierende Tragfähigkeit des Bereichs 1 ermittelt werden.

$$\begin{aligned} P_{L,t,B1,90} &= \int_0^{c_{s,90}} -\sigma_{3,B1,90}(\varphi) \cdot \sin(\varphi + c_\mu/2) d\varphi \\ &= \frac{1}{12} \cdot C_{1,90} \cdot \left[ -3 \cdot \sin(c_{s,90} - c_\mu/6) + \sin(3 \cdot c_{s,90} + 5 \cdot c_\mu/6) - 3 \cdot \sin(c_\mu/6) \right. \\ &\quad \left. - \sin(5 \cdot c_\mu/6) \right] \end{aligned} \quad (8.26)$$

### Bereich 2 und 3

Die Näherungsfunktion für Bereich 2 und 3 ist nach Gl. 8.27 definiert. Diese Funktion muss die Abnahme der Hauptspannung vom Extremwert  $\sigma_{3,Min,90}$  zur Symmetrieachse hin beschreiben. Es hat sich herausgestellt, dass  $\cos(2 \cdot \varphi)$  die Abnahme am besten abbildet.

$$\sigma_{3,B2,90}(\varphi) = C_{2,90} \cdot \cos(2 \cdot \varphi) + C_{3,90} \quad (8.27)$$

Durch die Beaufschlagung des Winkels  $\varphi$  mit dem Faktor 2 wird der Cosinus in Feldmitte nicht zu 0. Deshalb wird statt der Addition von  $\sigma_{3,Mitte,90}$ , die Verwendung von  $C_{3,90}$  notwendig.  $C_{3,90}$  wird in Gl. 8.28 hergeleitet.

$$\begin{aligned}\sigma_{3,B2,90}(\pi/2) &= C_{2,90} \cdot \cos(2 \cdot \pi/2) + C_{3,90} = \sigma_{3,Mitte,90} \\ \Rightarrow C_{2,90} \cdot (-1) + C_{3,90} &= \sigma_{3,Mitte,90} \\ \Rightarrow C_{3,90} &= \sigma_{3,Mitte,90} + C_{2,90}\end{aligned}\quad (8.28)$$

Als zweite Randbedingung wird ausgenutzt, dass für den Schnittpunkt  $c_{s,90}$  die Funktionen von Bereich 1 und 2 identische Werte liefern müssen. Entsprechend der Definition beträgt der Wert an der Stelle des Schnittpunktes  $\sigma_{3,Min,90}$ . Nach Gl. 8.29 kann  $C_{2,90}$  als Maß für den Unterschied zwischen der Spannung im Schnittpunkt und der Symmetrieachse interpretiert werden.

$$\begin{aligned}\sigma_{3,B2}(c_{s,90}) &= C_{2,90} \cdot \cos(2 \cdot c_{s,90}) + C_{3,90} = \sigma_{3,Min,90} \\ \Rightarrow C_{2,90} \cdot \cos(2 \cdot c_{s,90}) + (\sigma_{3,Mitte,90} + C_{2,90}) &= \sigma_{3,Min,90} \\ \Rightarrow C_{2,90} \cdot [\cos(2 \cdot c_{s,90}) + 1] &= \sigma_{3,Min,90} - \sigma_{3,Mitte,90} \\ \Rightarrow C_{2,90} &= \frac{\sigma_{3,Min,90} - \sigma_{3,Mitte,90}}{\cos(2 \cdot c_{s,90}) + 1}\end{aligned}\quad (8.29)$$

Analog zu Bereich 1 wird die resultierende Tragfähigkeit durch Integration über den gesamten Bereich ermittelt. Ebenfalls wird eine Erhöhung des Winkels der Hauptspannung  $\zeta$  um approximativ  $c_{\mu}/2$  berücksichtigt. Nach Abb. 8.5 b) überschätzt dies im Bereich der Symmetrieachse die vorliegenden, errechneten Winkel. Um einen un stetigen Verlauf der minimalen Hauptspannung zu vermeiden, wird trotzdem die Multiplikation mit  $\sin(\varphi + c_{\mu}/2)$  beibehalten. Die dadurch verursachte leichte Überschätzung des Neigungswinkels führt zu vernachlässigbaren Abweichungen. In Abb. E.3 wird die Verteilung der in Beanspruchungsrichtung wirkenden Spannungen über  $\varphi$  dargestellt und es kann gezeigt werden, dass die Auswirkungen gering sind und deshalb die Vereinfachung zulässig ist.

$$\begin{aligned}P_{L,t,B2,90} &= \int_{c_{s,90}}^{\pi/2 - c_{\mu}/2} -\sigma_{3,B2,90}(\varphi) \cdot \sin(\varphi + c_{\mu}/2) d\varphi \\ &= \frac{1}{2} \cdot C_{2,90} \cdot \left[ \cos(c_{s,90} - c_{\mu}/2) - \frac{1}{3} \cdot \cos(3 \cdot c_{s,90} + c_{\mu}/2) - \frac{4}{3} \cdot \sin(c_{\mu}) \right] \\ &\quad - C_{3,90} \cdot \cos(c_{s,90} + c_{\mu}/2)\end{aligned}\quad (8.30)$$

In Bereich 3 sind die Spannungen bereits in Richtung der Beanspruchung ausgerichtet. Deshalb ist keine Multiplikation mit der Sinusfunktion des Winkels notwendig. Dies führt zur vereinfachten Bestimmungsgleichung nach Gl. 8.31.

$$\begin{aligned}P_{L,t,B3,90} &= \int_{\pi/2 - c_{\mu}/2}^{\pi/2} -\sigma_{3,B2,90}(\varphi) \cdot \sin(\pi/2) d\varphi \\ &= \frac{1}{2} \cdot [C_{2,90} \cdot \sin(c_{\mu}) - C_{3,90} \cdot c_{\mu}]\end{aligned}\quad (8.31)$$

**Vergleich mit numerischer Berechnung**

Abb. 8.13 stellt die minimalen Hauptspannungen nach numerischer Berechnung und nach dem vorgestellten Ingenieurmodell dar. Es ist eine gute Übereinstimmung der Verläufe erkennbar. Weiterhin nimmt mit größer werdendem  $\delta$ -Wert die Differenz zwischen  $\sigma_{3,Min,90}$  und  $\sigma_{3,Mitte,90}$  zu, da die höhere Schubfestigkeit eine Steigerung der ertragbaren Spannung zulässt.

In Bereich 1 ist eine systematische Unterschätzung der vorliegenden Spannung zu verzeichnen. Diese Abweichung zur sicheren Seite hin wird aus Gründen der Reduktion des Berechnungsaufwandes in Kauf genommen, da sich sonst eine deutlich komplexere Näherungsfunktion angesetzt werden müsste. Da dort die auftretenden Winkel gering sind und damit der Multiplikationsfaktor  $\sin(\varphi + c_\mu/2)$  niedrige Faktoren ergibt, wird durch die Bildung des Anteils der Spannung in Beanspruchungsrichtung die prozentuale Abweichung weiter reduziert.

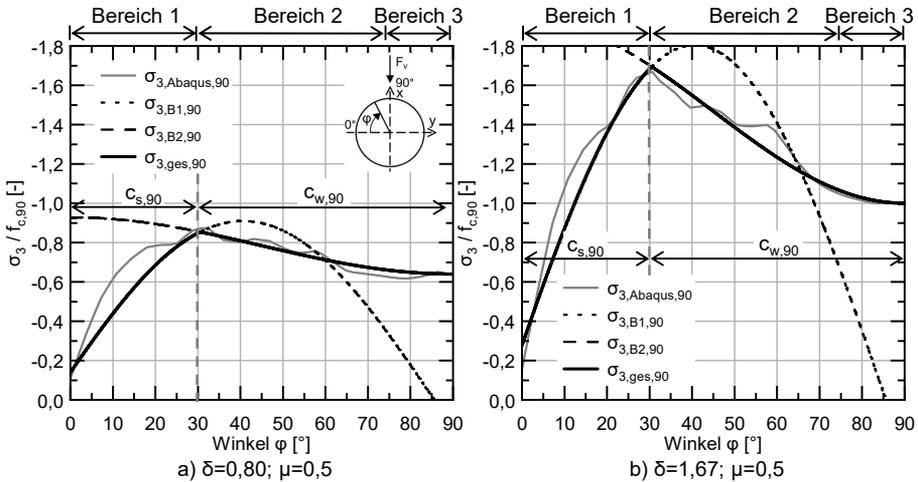


Abb. 8.13: Gegenüberstellung der minimalen Hauptspannung  $\sigma_3$  aus Abaqus und nach Bemessungsansatz für die Ausrichtung  $90^\circ$

Analog zum Ansatz bei Beanspruchung in Faserrichtung kann bei geringen  $\delta$ -Werten die Druckfestigkeit  $f_{c,90}$  in keinem Bereich der Spannungsverteilung ausgenutzt werden (vgl. Abb. 8.13 a). Auch hier definiert das Erreichen der Tragfähigkeit nach dem Ingenieurmodell nicht das Versagen des Verbundmittels. Ein Lastabfall im baupraktisch relevanten Schlupfbereich von 10 mm kann begründet durch die experimentellen Untersuchungen ausgeschlossen werden.

Zur weiteren Verifizierung sind in Abb. E.3 die normierten Hauptspannungsverläufe multipliziert mit dem Neigungswinkel der Hauptspannung dargestellt. Diese Anteile stellen die resultierenden Spannungen in Beanspruchungsrichtung dar und dienen auch zur Verifizierung des abgeschätzten Winkels  $\varphi + c_\mu/2$ . Für alle untersuchten Reibungskoeffizienten und für übliche  $\delta$ -Werte sind gute Übereinstimmungen zu verzeichnen. Lediglich im Bereich kleiner Winkel unterschätzt das Modell die vorliegende Hauptspannung etwas.

### 8.4.1.5 Belastung senkrecht zur Faserrichtung - Empirische Eingangsgrößen

Im Gegensatz zur Belastung in Faserrichtung ist bei der Ausrichtung  $90^\circ$  keine Veränderung des Abstandes  $c_{w,90}$  in Abhängigkeit von  $\delta$  zu verzeichnen. Die Streuung der numerisch ermittelten Werte ist sehr gering und nicht zielführend mittels linearer Regression abbildbar. Durch die geringe Streuung scheint es zulässig, im Rahmen des Ingenieurmodells je Reibungskoeffizienten einen konstanten Abstand  $c_{w,90}$  zu unterstellen. In Abb. E.4 ist  $c_{w,90}$  für die untersuchten  $\delta$ -Verhältnisse dargestellt. Tab. 8.6 gibt die ermittelten Konstanten an. Zusätzlich ist eine Näherungsfunktion gegeben, die eine Abschätzung von  $c_{w,90}$  für alle Reibungskoeffizienten zwischen 0 und 0,75 ermöglicht. Diese wird mittels linearer Regression ermittelt und weist das Bestimmtheitsmaß  $R^2 = 0,970$  auf.

Tab. 8.6: Ermittelte Werte für  $c_{w,90}$  bei der Ausrichtung  $90^\circ$

$\mu$ [-]	$c_{w,90}$ [°]	$c_{w,90}$ [rad]	Näherungsfunktion	
			[°]	[rad]
0,0	58,0	1,014		
0,25	58,7	1,025	$4,21 \cdot \mu + 58,0$	$0,074 \cdot \mu + 1,012$
0,50	60,3	1,052		
0,75	61,1	1,066		

Zwischen den konstanten Werten für  $c_{w,90}$  der Ausrichtung  $90^\circ$  und den linear veränderlichen Werten  $c_{w,0}$  für Beanspruchung in Faserrichtung kann ein Zusammenhang hergestellt werden. Bei Betrachtung von  $\cos(c_{w,0})$  in Abb. 8.9 kann für große  $\delta$ -Werte ein angedeuteter Übergang in einen Bereich mit sehr geringer Steigung beobachtet werden. Dieser Übergang in einen näherungsweise konstanten Bereich wird bei  $90^\circ$  durch die großen  $\delta$ -Werte und die geringe Festigkeit in Beanspruchungsrichtung verstärkt.

Zur Bestimmung von  $\sigma_{3,Min,90}$  kann entsprechend Abb. 8.14 ein starker linearer Zusammenhang zwischen  $\delta$  und dem Quotienten aus  $\sigma_{3,Min,90}$  und  $f_{c,90}$  festgestellt werden. Der Zusammenhang verdeutlicht sich im jeweiligen Bestimmtheitsmaß je Reibungskoeffizient (vgl. Tab. 8.7). Zusätzlich zu den numerisch ermittelten Verhältnissen  $\sigma_{3,Min,90}$  zu  $f_{c,90}$  sind in Abb. 8.14 die linearen Regressionsgeraden und die gewählte Näherungsfunktion nach Gl. 8.32 dargestellt.

Tab. 8.7: Ermittelte Werte für  $\sigma_{3,Min,90}$  bei der Ausrichtung  $90^\circ$

$\mu$	lineare Regression			$R^2$
	Steigung $\beta_{Min}$	Ordinatenabschnitt $y_{Min}$		
0,0	-1,19	-0,20		0,992
0,25	-1,07	-0,14		0,995
0,50	-0,96	-0,11		0,994
0,75	-0,86	-0,10		0,992

Um die Daten aus linearer Regression der Simulationsergebnisse getrennt je Reibungskoeffizient weiter verallgemeinern zu können, kann eine weitere lineare Regression in Abhängigkeit des Reibungskoeffizienten durchgeführt werden. So kann  $\beta_{Min}$  und  $y_{Min}$  im vorliegenden Wertebereich der Reibungskoeffizienten verallgemeinert werden. Dies

führt zu Gl. 8.32. Das Bestimmtheitsmaß für die Steigung  $\beta_{Min}$  beträgt  $R^2 = 0,999$  und für den Ordinatenabschnitt  $y_{Min}$   $R^2 = 0,896$ .

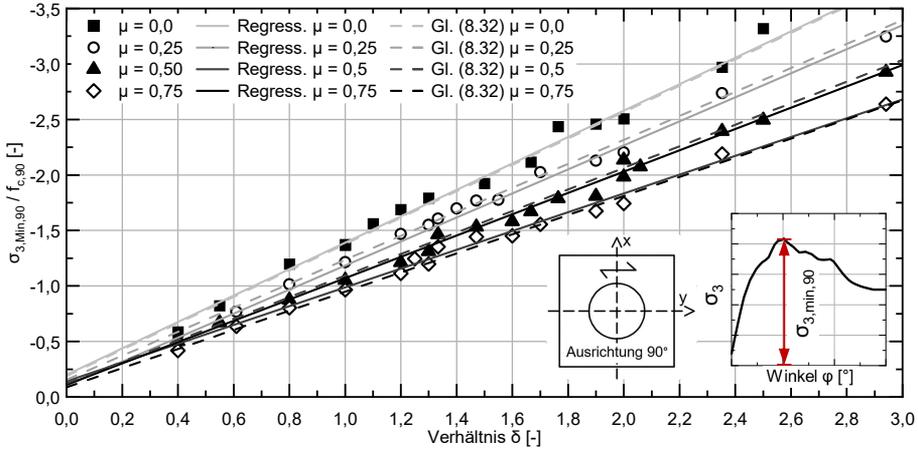


Abb. 8.14: Numerisch ermittelter Kleinstwert der minimalen Hauptspannung  $\sigma_{3,Min,90}$  bei Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung

$$\sigma_{3,Min,90} = \beta_{Min} \cdot \delta + y_{Min} = [(0,434 \cdot \mu - 1,19) \cdot \delta + 0,132 \cdot \mu - 0,19] \cdot f_{c,90} \quad (8.32)$$

Da zwei unabhängige Eingangsgrößen ( $\mu$  und  $\delta$ ) vorliegen, können die Daten auch mittels einer multiplen linearen Regression analysiert werden. Dabei bestätigt sich, dass auch der Einfluss von  $\mu$  gut linear abbildbar ist. Die Regressionsfunktion ist in Gl. 8.33 dargestellt. Das Bestimmtheitsmaß beträgt  $R^2 = 0,979$ . Mit dieser Funktionsgleichung ist die Übereinstimmung bei großen Reibungskoeffizienten sehr gut, bei geringer Reibung ist für kleine  $\delta$ -Werte die Überschätzung auf der unsicheren Seite sehr hoch. Die Funktionsgleichung Gl. 8.32 liefert allgemein eine bessere Übereinstimmung und weniger Abweichung zur unsicheren Seite hin. Deshalb wird die Verwendung von Gl. 8.32 empfohlen.

$$\sigma_{3,Min,90} = (-1,022 \cdot \delta + 0,785 \cdot \mu - 0,428) \cdot f_{c,90} \quad (8.33)$$

Für den Grenzfall  $\delta = 0$  ist  $\sigma_{3,Min,90}$  ungleich null. Dies ist durch die Streuung der Eingangsdaten zu erklären, denn theoretisch ist für den Fall, dass die Schubfestigkeit gleich null ist, keine Tragfähigkeit vorhanden. Da solch geringe  $\delta$ -Werte besonders für den Belastungsfall senkrecht zur Faserrichtung nicht auftreten, wird aufgrund der guten Übereinstimmung der Näherungsfunktion auf eine weitere Anpassung verzichtet.

Die dritte empirische Eingangsgröße  $\sigma_{3,Mitte,90}$  wird entsprechend zur anderen Beanspruchungsrichtung ermittelt. Abb. 8.15 stellt den Quotient aus  $\sigma_{3,Mitte,90}$  zu  $f_{c,90}$  über das Verhältnis  $\delta$  dar. Auch hier ist eine starke lineare Abhängigkeit im Bereich der Werte kleiner 1,0 erkennbar (vgl. Tab. 8.8). Definitionsgemäß darf  $\sigma_{3,Mitte,90}$  zu  $f_{c,90}$  nie den Wert 1,0 überschreiten, da in der Symmetrieachse die Beanspruchung rein über Druckspannung abgetragen wird.

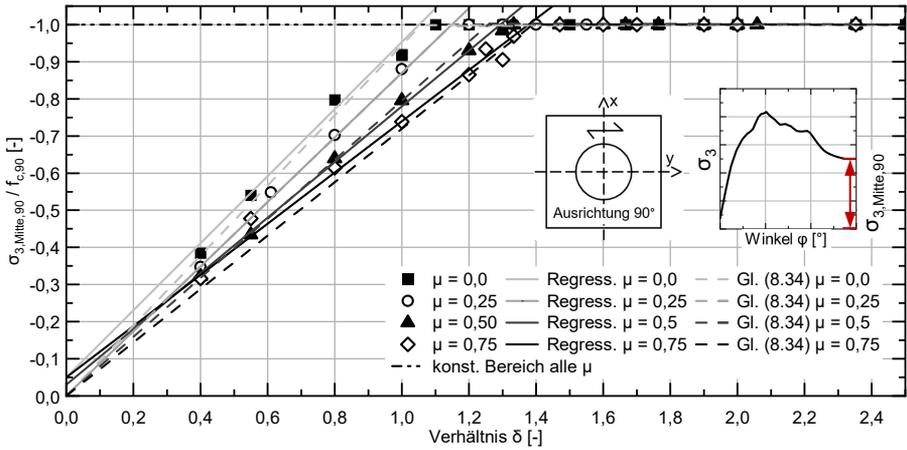


Abb. 8.15: Numerisch ermittelter Wert der Hauptspannung  $\sigma_{3,Mitte,90}$  in der Symmetrieachse bei Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung

Die ermittelten linearen Regressionsgeraden aus Tab. 8.8 werden in Abb. 8.15 der ermittelten Näherungsfunktion nach Gl. 8.34 gegenübergestellt und zeigen eine gute Übereinstimmung. Die mit der Näherungsfunktion berechneten Werte liegen fast ausschließlich unterhalb der Regressionsgeraden und damit auf der sicheren Seite.

Tab. 8.8: Ermittelte Werte für  $\sigma_{3,Mitte,90}$  in der Ausrichtung  $90^\circ$

$\mu$	lineare Regression Abschnitt 1			Näherung 1 für	konstanter Abschnitt 2	
	$\beta_{Mitte,1}$	$y_{Mitte,1}$	$R^2$	Gl. 8.34	$y_{Mitte,2}$	$R^2$
0,0	-0,88	-0,05	0,989	$\beta_{Mitte,1*}$		
0,25	-0,87	-0,01	0,999	-0,95		
0,50	-0,75	-0,03	0,998	-0,87	-1,0	-
0,75	-0,69	-0,05	0,994	-0,80		
				-0,72		

Der Wert  $\beta_{Mitte,1}$  kann mittels einer weiteren linearen Regression für die betrachteten Reibungskoeffizienten verallgemeinert werden. Da die aus der Regression ermittelten Ordinatenabschnitte  $y_{Mitte,1}$  sehr klein sind und keinen linearen Zusammenhang zeigen, wird im Gegensatz zu Ermittlung der Näherungsfunktion von  $\sigma_{3,Min,90}$  unterstellt, dass die Näherungsfunktion durch den Ursprung verläuft und die Steigung  $\beta_{Mitte,1*}$  aufweist. Damit ergibt sich Gl. 8.34.

$$\sigma_{3,Mitte,90} = \text{Max} \begin{cases} \beta_{Mitte,1*} \cdot \delta \cdot f_{c,90} = (0,30 \cdot \mu - 0,945) \cdot \delta \cdot f_c = (0,30 \cdot \mu - 0,945) \cdot f_o \\ y_{Mitte,2} \cdot f_c = -1,0 \cdot f_{c,90} \end{cases} \quad (8.34)$$

8.4.1.6 Einfluss der Steifigkeiten

Den vorgestellten Untersuchungen liegen die Steifigkeitsverhältnisse eines BSP-Querschnitts mit einzelnen Lamellen aus Bauholz der Festigkeitsklasse C24 zugrunde. Das Steifigkeitsverhältnis zwischen Elastizitätsmodul und Schubmodul ist für alle Festigkeitsklassen identisch. Folglich ist bei Annahme der Steifigkeiten auf Mittelwertniveau kein Einfluss zu erwarten. Abb. 8.16 verdeutlicht dies anhand der minimalen Hauptspannung  $\sigma_3$ . Die grau markierten Kurven entsprechen dabei den Steifigkeitsverhältnissen eines Holzes der Festigkeitsklasse C14 bzw. C50 und zeigen aufgrund des identischen Verhältnisses von Elastizitätsmodul zu Schubmodul für die Konfigurationen 0° und 90° vernachlässigbare Abweichungen.

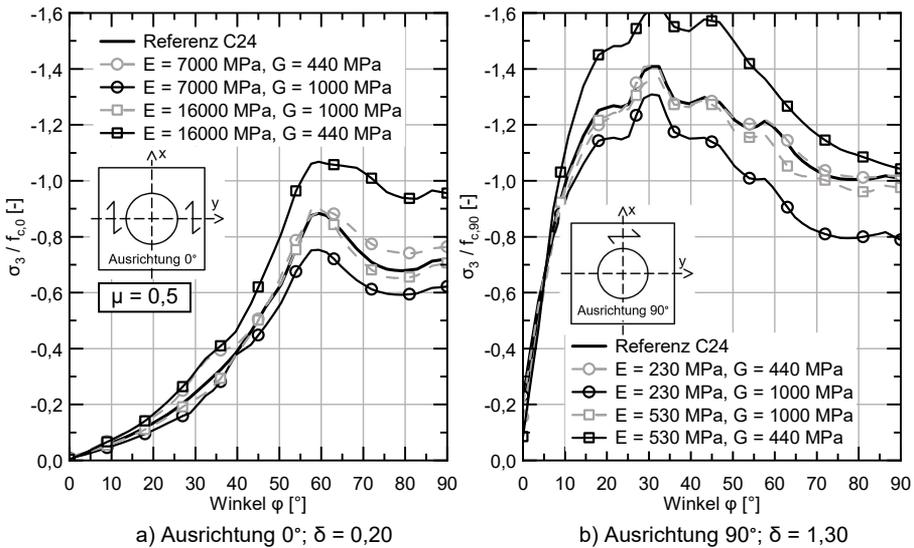


Abb. 8.16: Einfluss des Elastizitäts- und des Schubmoduls auf die minimale Hauptspannung

Die Steifigkeitsmoduln weisen jedoch mitunter große Streubreiten auf. So beträgt der 5 %-Fraktilwert des Elastizitätsmodul eines C24 Holzes lediglich 7400 MPa. Deshalb werden als Extremfälle die Steifigkeitsparameter eines C14 Holzes mit den Parametern eines C50 Holzes kombiniert.

Eine Erhöhung des Elastizitätsmoduls bei gleichbleibendem Schubmodul führt zu einer höheren Tragfähigkeit, da der Lastabtrag über Druckspannungen somit begünstigt wird. Ein erhöhter Elastizitätsmodul liegt folglich auf der sicheren Seite. Wird dieser jedoch bei gleichbleibendem Schubmodul abgemindert oder bei gleichbleibendem Elastizitätsmodul der Schubmodul erhöht, so führt dies zu einer Tragfähigkeitsreduktion. Die Schubfestigkeit wird früher erreicht und reduziert die Tragfähigkeit in diesem Extremfall um ca. 15 %. Da in experimentellen Untersuchungen kein Lastabfall zu verzeichnen ist, ist ein Erreichen der Schubfestigkeit nicht mit einem Versagen des Verbundmittels gleichzusetzen ist. Daher ist diese Reduktion als hinnehmbar anzunehmen. Zusätzlich ist solch eine starke Abweichung des Verhältnisses von Elastizitätsmodul zu Schubmodul als eher unwahrscheinlich einzustufen.

### 8.4.1.7 Vergleich mit experimentell und numerisch ermittelten Tragfähigkeiten

Das vorgestellte Ingenieurmodell führt zu einer Bestimmungsgleichung für  $P_{L,t,m}$  auf Mittelwertniveau. Damit lässt sich die Lochleibungsfestigkeit des Verbundmittels Beton-ocke getrennt je Lamellenlage ermitteln und stellt gleichzeitig einen Ansatz dar, der auch auf allgemeine Lochleibungsprobleme angewendet werden kann.

Nach Verifikation des Ingenieurmodells für das isolierte Tragverhalten einer Schicht in den vorangegangenen Abschnitten, wird nun die gleichzeitige Tragwirkung beider Schichten mit den experimentellen Untersuchungen verglichen. Die Konfiguration  $0^\circ$  steht dabei für ein Einbinden der Nocke in die ersten beiden BSP-Schichten, bei denen die erste Schicht in Faserrichtung und die zweite Schicht senkrecht zur Faserrichtung ausgerichtet ist. Bei Konfiguration  $90^\circ$  sind die Beanspruchungsrichtungen der Schichten um  $90^\circ$  gedreht.

In Abb. 8.17 werden die Tragfähigkeiten je Nocke aller Push-out-Serien aus Kapitel 5 nach Tab. 5.3 bis zu einem baupraktisch relevanten Schlupf von 10 mm der errechneten Tragfähigkeit gegenübergestellt. Bei allen Versuchen ist ein Lochleibungsversagen in diesem Schlupfbereich zu beobachten. Erst bei Schlupfwerten von mindestens 25 mm kann ein Abscheren des Vorholzes beobachtet werden. Die Eingangsparameter für das Ingenieurmodell werden nach Tab. B.10 entsprechend des kalibrierten Modells gewählt. Dabei wird ein Reibungskoeffizient  $\mu = 0,5$  unterstellt.

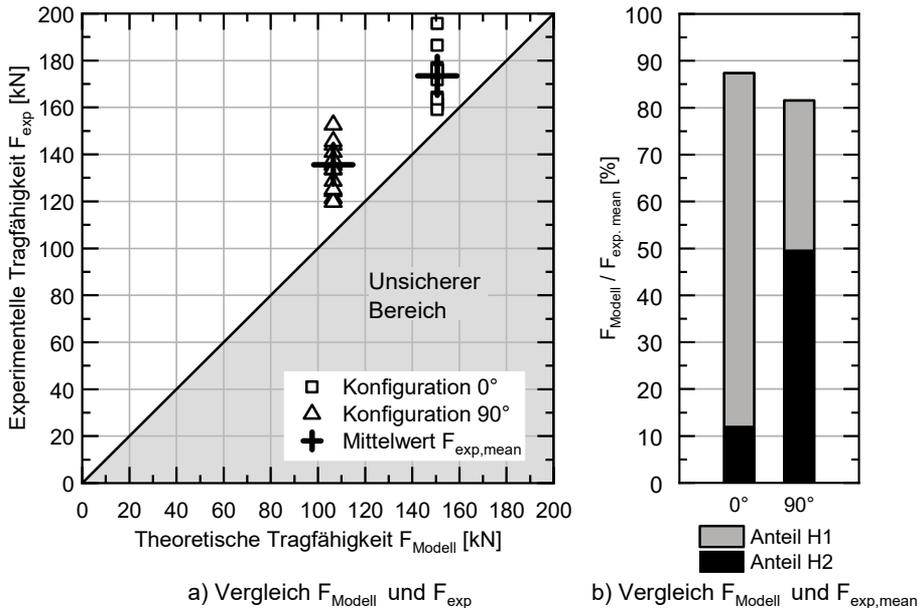


Abb. 8.17: Vergleich der errechneten Tragfähigkeit  $F_{Modell}$  mit der experimentellen Tragfähigkeit  $F_{exp}$  aus Push-out-Versuchen

Da keine separat getesteten Materialfestigkeiten für einzelne Versuche vorliegen, variieren die nach dem Modell errechneten Tragfähigkeiten je Gesamtkonfiguration  $0^\circ$  (H1:  $0^\circ$ ; H2:  $90^\circ$ ) und Konfiguration  $90^\circ$  nicht. Das Ingenieurmodell unterschätzt in allen Fällen die tatsächlich vorhandene Tragfähigkeit. Im Mittel beträgt das Verhältnis zwischen

errechneter und experimentell ermittelter Tragfähigkeit bei 0° 0,88 und bei 90° 0,81. Dies ist auch in Abb. 8.17 b) dargestellt. Dabei werden die prozentualen Traganteile je Schicht angegeben. Bei 0° übernimmt H1 nahezu den gesamten Lastabtrag, da hier die Beanspruchungsrichtung in Faserrichtung auftritt und die zweite Schicht nur 10 mm Einbindetiefe aufweist. Bei der Gesamtkonfiguration 90° (H1: 90°, H2: 0°) sind die errechneten Anteile je Schicht nach Modell etwas ausgeglichener.

Die Unterschätzung der Tragfähigkeit im Mittel von 12 bzw. 19 % ist auf die Vernachlässigung mehrerer Effekte zurückzuführen. Zum einen geht das Tragverhalten nach Erreichen der Schubfestigkeit (Versagenszeitpunkt des Ingenieurmodells) in einen vom Modell nicht beschreibbaren Tragzustand über, der durch die Aktivierung der Druckfestigkeit in weiteren Bereichen bei großen Verformungen zu einer Laststeigerung führt. Weiterhin werden besonders bei 90° bei zunehmender Verformung Membrantrageffekte in der Mantelfläche aktiviert, welche eine weitere Traglaststeigerung ermöglichen. Als dritter Effekt ist noch die Reibung in der Nockengrundfläche (Mitte H2) zu nennen. Wie bereits in Abb. 8.1 gezeigt, tritt eine schräge Druckstrebe im Betongurt auf, welche eine Aktivierung von Reibeffekten in der Nockengrundfläche begünstigt. Diese können auch in numerischen Simulationen beobachtet werden und betragen ca. 6 bis 8 % der Gesamttragfähigkeit. Um die beschriebenen Effekte pauschal erfassen zu können, wird ein linearer Korrekturfaktor  $\psi = 1,15$  eingeführt, mit dem die Tragfähigkeit pauschal beaufschlagt wird. Dies führt zur endgültigen Bestimmungsgleichung der Lochleibungsfestigkeit  $P_{L,t,m}$  auf Mittelwertniveau nach Gl. 8.35. Dabei sind die Winkel in Radiant einzusetzen.

$$\begin{aligned}
 P_{L,t,m} &= \psi \cdot [P_{L,t,m,0} + P_{L,t,m,90}] = 1,15 \cdot [P_{L,t,m,0} + P_{L,t,m,90}] & (8.35) \\
 P_{L,t,m,0} &= \left[ C_{1,0} \cdot \left[ c_{s,0} \cdot \sin(c_\mu) + 2 \cdot \cos(c_{s,0} + c_\mu) - \frac{1}{2} \cdot \cos(2 \cdot c_{s,0} + c_\mu) - \frac{3}{2} \cdot \cos(c_\mu) \right] \right. \\
 &\quad + C_{2,0} \cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot \cos(c_{s,0} - c_\mu) - \cos(c_{s,0} + c_\mu) - \frac{1}{6} \cdot \cos(3 \cdot c_{s,0} + c_\mu) \right. \\
 &\quad \left. \left. - \frac{1}{6} \cdot \sin(2 \cdot c_\mu) - c_\mu \right] - 2 \cdot \sigma_{3,Mitte} \cdot \left[ \cos(c_{s,0} + c_\mu) + c_\mu \right] \right] \cdot r \cdot t_0 \\
 P_{L,t,m,90} &= \left[ \frac{1}{6} \cdot C_{1,90} \cdot \left[ -3 \cdot \sin(c_{s,90} - c_\mu/6) + \sin(3 \cdot c_{s,90} + 5 \cdot c_\mu/6) - 3 \cdot \sin(c_\mu/6) \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. - \sin(5 \cdot c_\mu/6) \right] + C_{2,90} \cdot \left[ \cos(c_{s,90} - c_\mu/2) - \frac{1}{3} \cdot \cos(3 \cdot c_{s,90} + c_\mu/2) - \frac{1}{3} \cdot \sin(c_\mu) \right] \right. \\
 &\quad \left. - C_{3,90} \cdot \left[ 2 \cdot \cos(c_{s,90} + c_\mu/2) + c_\mu \right] \right] \cdot r \cdot t_{90}
 \end{aligned}$$

Abb. 8.18 vergleicht die numerisch ermittelten Tragfähigkeiten für die zwei Konfigurationen 0° und 90° mit den rechnerisch ermittelten Werten für verschiedene Verhältnisse  $\delta$ . Ohne Berücksichtigung von  $\psi = 1,15$  können analog zu den experimentellen Untersuchungen deutliche Unterschätzungen beobachtet werden. Folglich kann das Vorhandensein der oben beschriebenen zusätzlichen Trageffekte verifiziert werden, da die Spannungsverteilungen in den einzelnen Schichten nach Ingenieurmodell und numerischen Modell sehr gut übereinstimmen. Außerdem bestätigt sich, dass die Unterschätzung der Konfiguration 90° tendenziell größer als die der Konfiguration 0° ist, da die Membrantrageffekte und die Reibung in der Nockengrundfläche bei 90° deutlich ausgeprägter sind. Mit Berücksichtigung von  $\psi$  tritt für einige Varianten eine leichte Überschätzung der Tragfähigkeit auf, was auf Mittelwertniveau hinnehmbar ist.

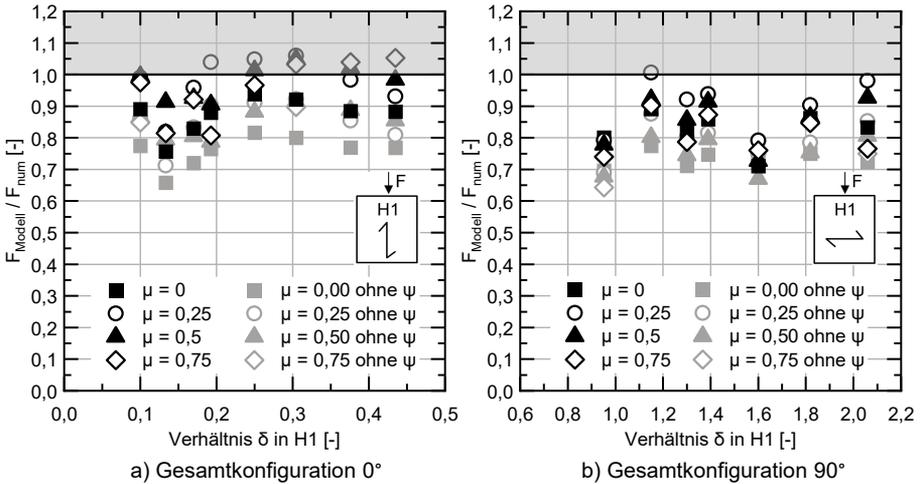


Abb. 8.18: Vergleich der errechneten Tragfähigkeit  $F_{\text{Modell}}$  mit numerisch ermittelten Tragfähigkeit  $F_{\text{num}}$  für verschiedene  $\delta$ -Werte

Zur zusätzlichen Verifikation des Modells und des Faktors  $\psi$  wird der vorgestellte Ansatz zur Nachrechnung von Versuchen aus [Rodd 1973] verwendet. [Rodd 1973] führt Lochleibungsversuche mit verschiedenen Durchmesser (6,35 mm bis 63,5 mm) durch. In Abb. 8.19 sind die errechneten Tragfähigkeiten den experimentellen Ergebnissen gegenübergestellt. Die Versuche weisen alle ein Lochleibungsversagen auf. Bei großen Verschiebungen (mehr als 4 mm) tritt in einigen wenigen Fällen ein Spaltversagen auf. Diesem Versagen ging ein plastischer Bereich ohne nennenswerte Tragfähigkeitssteigerung nach Erreichen der Lochleibungsfestigkeit voraus, was dem Tragverhalten der Betonnocke ähnelt.

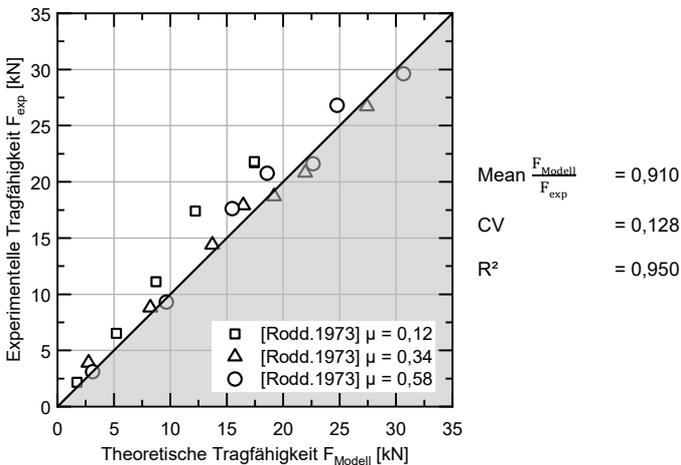


Abb. 8.19: Vergleich der errechneten Tragfähigkeit  $F_{\text{Modell}}$  mit der experimentellen Tragfähigkeit  $F_{\text{exp}}$  nach [Rodd 1973]

Als Materialkennwerte werden die in [Rodd 1973] experimentell für jeden Probekörper separat ermittelten Druckfestigkeiten angesetzt. Die Schubfestigkeit der jeweiligen

Proben wird nicht experimentell untersucht. Deshalb wird im Zuge der Nachrechnung der Versuche eine mittlere Schubfestigkeit  $f_b$  von 10 MPa nach [Neuhaus 2017] für fehlerfreies Fichtenholz unterstellt, da die ermittelten Druckfestigkeiten  $f_{c,0}$  im Bereich der Druckfestigkeiten von fehlerfreiem Fichtenholz liegen. Weiterhin ist der vorliegende Reibungskoeffizient für die verwendeten Dübeloberflächen experimentell bestimmt worden und kann als Eingangsparameter verwendet werden. Die Beanspruchungsrichtung ist bei allen Probekörpern in Faserrichtung. Analog zu den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchen ist eine gute Übereinstimmung des Modells mit den experimentell ermittelten Werten zu erkennen. Der Mittelwert des Verhältnisses beträgt 0,91. Das Ingenieurmodell unterschätzt folglich im Mittel die Tragfähigkeit um 9%, was auf die weiter oben beschriebenen Effekte und die abgeschätzte Schubfestigkeit zurückzuführen ist. Weiterhin verdeutlicht es die Möglichkeit das Modell auch auf allgemeine Lochleibungsverbindungen anzuwenden.

### 8.4.1.8 Belastung in beliebigem Winkel zur Faserrichtung

Da die Betonnocke in einer Decke mit biaxialer Tragwirkung angeordnet werden soll, ist die Schubbeanspruchung nicht zwangsläufig in oder senkrecht zur Faserrichtung der ersten Schicht ausgerichtet. Sie kann je nach Lage der Nocke in einem nahezu beliebigen Winkel  $\alpha$  auftreten. Um auszuschließen, dass zwischen  $0^\circ$  und  $90^\circ$  ein Minimalwert der Tragfähigkeit auftritt, werden Push-out-Versuche mit  $45^\circ$  zur Faser geeigneten Probekörpern und numerische Simulationen in den Zwischenbereichen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Abb. 8.20 über den Winkel  $\alpha$  dargestellt. Dabei steht  $\alpha = 0^\circ$  für die Gesamtkonfiguration  $0^\circ$  (H1 Beanspruchung in Faserrichtung, H2 senkrecht zur Faserrichtung) und  $\alpha = 90^\circ$  für die Gesamtkonfiguration  $90^\circ$ .

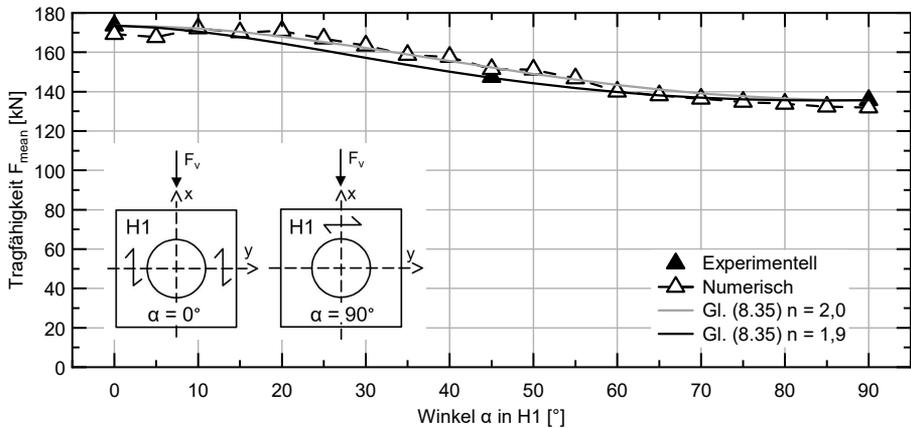


Abb. 8.20: Vergleich der errechneten Tragfähigkeit in Abhängigkeit des Winkels  $\alpha$  zwischen Beanspruchung und Faserrichtung

Allgemein ist eine Abnahme zu  $90^\circ$  hin zu verzeichnen. Dies wird sowohl durch numerische als auch experimentelle Ergebnisse gestützt. Eine Unterschreitung der Tragfähigkeit von  $90^\circ$  ist für keinen Winkel gegeben. Ein Ansatz der Tragfähigkeit der Gesamtkonfiguration  $90^\circ$  für alle Winkel ist damit eine auf der sicheren Seite liegende Annahme. Soll die Ausnutzung des Verbundmittels erhöht werden, kann für Winkel zwischen  $0^\circ$

und  $90^\circ$  die Näherungsformel nach [Hankinson 1921] in Gl. 8.36 unterstellt werden. Für den Exponent  $n = 1,9$  werden die experimentellen Ergebnisse gut angenähert.

$$P_{L,t,\alpha} = \frac{P_{L,t,0} \cdot P_{L,t,90}}{P_{L,t,0} \cdot \sin^n(\alpha) + P_{L,t,90} \cdot \cos^n(\alpha)} \quad (8.36)$$

Im Bereich von  $0^\circ$  bis  $10^\circ$  und  $60^\circ$  bis  $90^\circ$  stimmen die numerisch ermittelten Tragfähigkeiten mit der Näherungsfunktion überein. Im Zwischenbereich überschätzt die Simulation die Tragfähigkeit leicht.

#### 8.4.1.9 Zugversagen Restquerschnitt Holz

Die Druckkontaktkräfte zwischen Holz und Beton und die damit einhergehende Verschiebung der Mantelfläche erzeugen Zugspannungen in den Bereichen seitlich des Verbundmittels im BSP-Querschnitt. Diese Zugspannungen dürfen nicht die Zugfestigkeit überschreiten, da ein Zugversagen zum teilweisen Verlust der Tragfähigkeit führen würde. Diese Versagensart kann in keinem der durchgeführten Push-out-Versuche beobachtet werden. Deshalb wird in den jeweiligen numerischen Simulationen, die im Rahmen der Ableitung des Ingenieurmodells für den Versagensmodus Lochleibung durchgeführt werden, die maximal auftretende Zugspannung  $\sigma_{x,Max,vorh}$  ermittelt. In Abb. 8.21 ist das Verhältnis von  $\sigma_{x,Max,vorh}$  zu  $f_v$  für die Beanspruchung einer Lage in Faserrichtung und jeden untersuchten Reibungskoeffizienten über das Verhältnis  $\delta$  dargestellt.

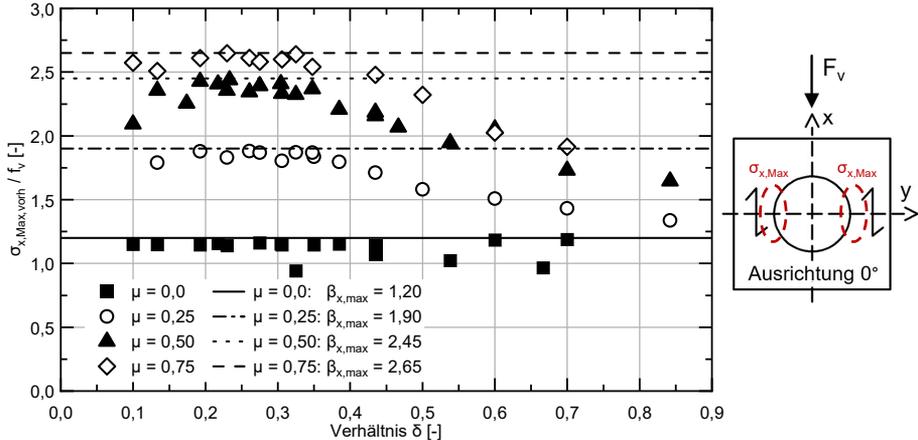


Abb. 8.21: Maximal auftretende Zugspannung  $\sigma_{x,Max,vorh}$  im Seitenholz bei Ausrichtung  $0^\circ$

Es zeigt sich kein linearer Zusammenhang, was aufgrund der Verwendung des Faktors  $\delta = f_v / f_{c,0}$  auch nicht zu erwarten ist. Allerdings kann auf der sicheren Seite ein konstanter Maximalwert  $\beta_{x,Max}$  nach Tab. 8.9 für alle untersuchten  $\delta$ -Werte abgeleitet werden. Bei reibungsfreiem Lastabtrag wird dieser Faktor nahezu im gesamten Wertebereich erreicht. Je höher der Reibungskoeffizient ist, desto größer wird das Verhältnis  $\sigma_{x,Max,vorh}$  zu  $f_v$ . Dies ist durch die zunehmende Tragfähigkeit dieser Konfigurationen begründet. Mit zunehmendem  $\delta$  nimmt jedoch das Verhältnis von  $\sigma_{x,Max,vorh}$  zu  $f_v$  ab.

Tab. 8.9: Hilfswerte zur Bestimmung von  $\sigma_{x,Max}$  bei Beanspruchung in Faserrichtung

$\mu$	$\beta_{x,Max}$	quadr. Regressionsfunktion für $\beta_{x,Max}$ bei $0 \leq \mu \leq 0,75$	$R^2$
0,0	1,20		
0,25	1,90		
0,50	2,45	$-2 \cdot \mu^2 + 3,46 \cdot \mu + 1,19$	0,998
0,75	2,65		

Um für alle Reibungskoeffizienten zwischen  $0 \leq \mu \leq 0,75$  einen Wert  $\beta_{x,Max}$  angeben zu können, wird eine quadratische Regressionsfunktion abgeleitet. Die Näherungsfunktion weist ein sehr hohes Bestimmtheitsmaß bezogen auf die Ausgangsdaten auf. Mit Kenntnis von  $\beta_{x,Max}$  kann  $\sigma_{x,Max,vorh}$  nach Gl. 8.37 ermittelt werden.

$$\sigma_{x,Max,vorh} = \beta_{x,Max} \cdot f_v \tag{8.37}$$

Wenn  $\sigma_{x,Max,vorh} \geq \sigma_{x,Max,zul} = f_t$  ist, muss dies bei der Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit berücksichtigt werden, da nun keine volle Tragfähigkeitsentwicklung möglich ist. Diese Berücksichtigung wird möglich, wenn die Schubfestigkeit  $f_v$  für den Lochleibungsnachweis zu  $f_{v,mod}$  reduziert wird.  $f_{v,mod}$  wird nach Gl. 8.38 ermittelt und bei der Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit als maßgebende Schubfestigkeit eingesetzt.

$$\begin{aligned} f_t &= \beta_{x,Max} \cdot f_{v,mod} \\ \Rightarrow f_{v,mod} &= \frac{f_t}{\beta_{x,Max}} \end{aligned} \tag{8.38}$$

Für übliche Verhältnisse von  $f_v$  und  $f_t$  ist bei Beanspruchung der jeweiligen BSP-Lage in Faserrichtung kein Zugversagen zu erwarten. Dies bestätigen auch die experimentellen Untersuchungen. Bei Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung (Ausrichtung 90°) tritt eine Querkzugbeanspruchung auf. Durch die kreuzweise Verklebung des BSP wirkt die anschließende Schicht als Querkzugverstärkung [Uibel 2007]. Weiterhin wird beim Lastabtrag bedingt durch die Steifigkeitsverhältnisse nahezu die gesamte Druckkontaktkraft in den BSP-Querschnitt über flächige Schubspannungen abgeleitet. Eine Ausbildung eines Zugbereiches in der Seitenfläche ist nur sehr bedingt zu beobachten. Deshalb ist dieser Fall nicht bemessungsrelevant. Die nach Beendigung der Push-out-Versuche beobachteten Querkzugschädigungen (vgl. Abb. 5.12 und Abb. C.8) stellen sich durch die großen aufgebrachtten Verschiebungen und die damit einhergehende Materialverdrängung ein und sind daher nicht maßgebend.

#### 8.4.1.10 Spaltversagen

Bei auf Lochleibung beanspruchten Verbindungen ist ein besonderes Augenmerk auf das Spaltversagen zu legen. Analog zu der Versagensart Zugversagen Restquerschnitt ist auch bei dem Spaltversagen eine Unterscheidung je Beanspruchungsrichtung vorzunehmen. Bei Beanspruchung in Faserrichtung (Ausrichtung 0°) liegt durch die anschließende BSP-Lage nach [Uibel 2007] eine Querkzugverstärkung vor. Dies verhindert ein Querkzugversagen in diesem Bereich. Auch in den experimentellen Untersuchungen kann kein Querkzugversagen an dieser Stelle beobachtet werden.

Bei Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung (Ausrichtung  $90^\circ$ ) ist eine Ausbildung eines Zugbandes oberhalb der Lasteinleitung, besonders bei größer werdenden Verformungen erkennbar (vgl. Abb. 5.12 und Abb. C.8). Deshalb muss sichergestellt sein, dass diese Zugbeanspruchung nicht die Zugfestigkeit überschreitet, was zu einer unvollständigen Tragfähigkeitsentwicklung der Lochleibungsfestigkeit führen würde. Mittels numerischen Simulationen kann das Verhältnis von  $\sigma_{y,Max,vorh}$  zu  $f_v$  abgeleitet werden. Dies ist in Abb. 8.22 dargestellt.

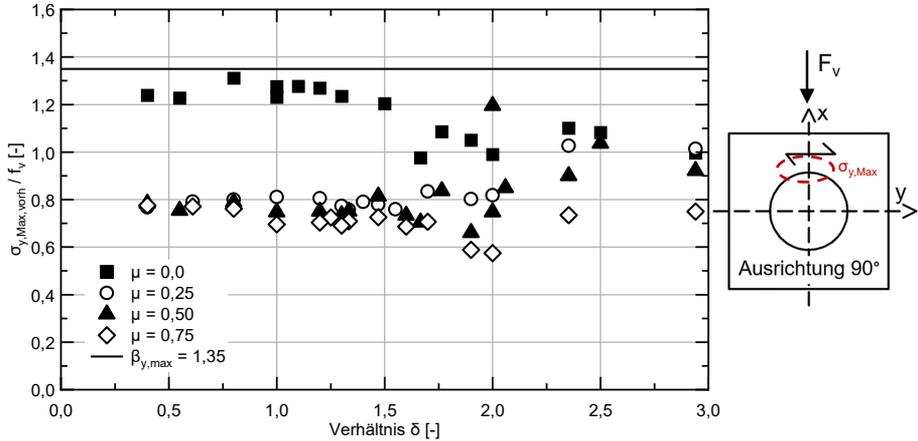


Abb. 8.22: Maximal auftretende Zugspannung  $\sigma_{y,Max,vorh}$  im Holzquerschnitt bei Ausrichtung  $90^\circ$

Es ist kein eindeutiger Zusammenhang erkennbar. Jedoch ist für keine untersuchte Material- und Reibungskombination eine Überschreitung des Wertes  $\beta_{y,Max} = 1,35$  zu verzeichnen. Deshalb kann auf der sicheren Seite liegend Gl. 8.39 zur Bestimmung von  $\sigma_{y,Max,vorh}$  verwendet werden.

$$\sigma_{y,Max,vorh} = \beta_{y,Max} \cdot f_v = 1,35 \cdot f_v \quad (8.39)$$

Wenn  $\sigma_{y,Max,vorh} \geq \sigma_{y,Max,zul} = f_t$  ist, muss dies der Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit berücksichtigt werden, da nun keine volle Tragfähigkeitsentwicklung möglich ist. Diese Berücksichtigung wird möglich, wenn die Schubfestigkeit  $f_v$  für Lochleibungsnachweis zu  $f_{v,mod}$  reduziert wird.  $f_{v,mod}$  wird nach Gl. 8.40 ermittelt und so in die Bemessungsformeln für die Lochleibungsfestigkeit eingesetzt. Für realitätsnahe Verhältnisse von  $f_t$  und  $f_v$  wird die Bedingung jedoch nicht maßgebend.

$$\begin{aligned} f_t &= \beta_{y,Max} \cdot f_{v,mod} \\ \Rightarrow f_{v,mod} &= \frac{f_t}{\beta_{y,Max}} \end{aligned} \quad (8.40)$$

#### 8.4.1.11 Druckversagen Beton

In der Fläche zwischen Holz und Beton erzeugen die auftretenden Kontaktspannungen in beiden Querschnitten identische Spannungsverteilungen, welche entgegengesetzt gleich groß sind. Folglich ist die beschriebene Lochleibungsspannungsverteilung des Holzes auch auf den Betonquerschnitt anwendbar. Allerdings erzeugt diese Spannungs-

verteilung im Beton eine zweiachiale Druckbeanspruchung, da die resultierenden Kräfte zur Mitte der Betonnocke hin ausgerichtet sind. Jeder Punkt in der Kontaktfläche kann nun nach [DIN EN 1992-1-1] Abs. 6.5.4 als Druckknoten nachgewiesen werden.

Die maßgebende Nachweisstelle ist an der Wirkungsstelle von  $\sigma_{3,Min}$  anzusehen. Die minimale Hauptspannung  $\sigma_{3,Min}$  kann nach Gl. 8.20 für Beanspruchung in Faserrichtung als maßgebender Bemessungsfall ermittelt werden. Dieser Spannung darf als Widerstand nach [DIN EN 1992-1-1] Abs. 6.5.4 in Verbindung mit [DIN EN 1992-1-1/NA] die mit dem Faktor 1,1 erhöhte uniaxiale Druckfestigkeit gegenübergestellt werden, da eine zweiachiale Druckbeanspruchung zu einer Erhöhung der Druckfestigkeit führt. Bei Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung sind deutlich geringere Spannungen zu verzeichnen und dieser Fall ist deswegen nicht bemessungsrelevant. Der Kennwert der Spannungsverteilung  $\sigma_{3,Min}$  hängt nach Gl. 8.20 von dem Verhältnis  $\delta$  ab. Um ein Betondruckversagen ausschließen zu können, muss Gl. 8.41 gelten.

$$f_{cm} \geq \sigma_{3,Min} / 1,1 \quad (8.41)$$

Dies führt zur Bedingung in Gl. 8.42 und einer möglichen Begrenzung von  $f_{c,0}$  auf die Druckfestigkeit des Betons. Mit  $f_{c,0,mod}$  kann anschließend die Lochleibungstragfähigkeit des Verbundmittels nach Gl. 8.35 ermittelt werden.

$$f_{c,0,mod} = \begin{cases} f_{c,0} & \text{wenn: } f_{cm} \geq \sigma_{3,Min,0} / 1,1 \\ f_{cm} & \text{wenn: } f_{cm} < \sigma_{3,Min,0} / 1,1 \end{cases} \quad (8.42)$$

Im tatsächlichen Lastabtrag des Verbundmittels tritt eine dreiaxiale Druckbeanspruchung im Kontaktbereich auf, da durch die schräge Druckstrebe auch Druckspannungen senkrecht zur Nockengrundfläche erzeugt werden. Dieser dreiaxiale Druckspannungszustand würde eine weitere Erhöhung der uniaxialen Druckfestigkeit ermöglichen. Auf der sicheren Seite wird jedoch lediglich die zweiachiale Druckspannung angesetzt, da nicht sichergestellt werden kann, dass die dritte Druckspannungskomponente zuverlässig und in ausreichender Größe auftritt.

### 8.4.2 Abscheren des Vorholzes

Der Bemessungsansatz für den Versagensmodus Abscheren des Vorholzes ist an das Nachweisformat für Kerfen nach [DIN CEN/TS 19103] angelehnt. Dieser Nachweis baut auf dem Nachweis eines Versatzes im Holzbau nach [DIN EN 1995-1-1] auf. In NCI NA.12 in [DIN EN 1995-1-1/NA] wird vereinfachend unterstellt, dass für den Nachweis die entstehenden Schubspannungen in der Versagensfläche als gleichmäßig verteilt angenommen werden dürfen, wenn die Vorholzlänge maximal mit  $l_v = 8 \cdot t_v$  zur Widerstandsermittlung angesetzt wird. Im Gegensatz zur Kerfe kann sich, bedingt durch den flächig ausgeführten BSP-Querschnitt, ein Abscheren des Vorholzes bei der Betonnocke nur einstellen, wenn der Ausbruchkörper nach Abb. 8.23 a) entlang dreier Scherflächen ( $2 \times SF 1$  und  $1 \times SF2$ ) versagt. Da bei der Kerfe eine vollständige Durchtrennung der Holzschicht über die gesamte Trägerbreite stattfindet, tritt bei der Kerfe nur ein Versagen entlang der Scherfläche in xy-Ebene auf.

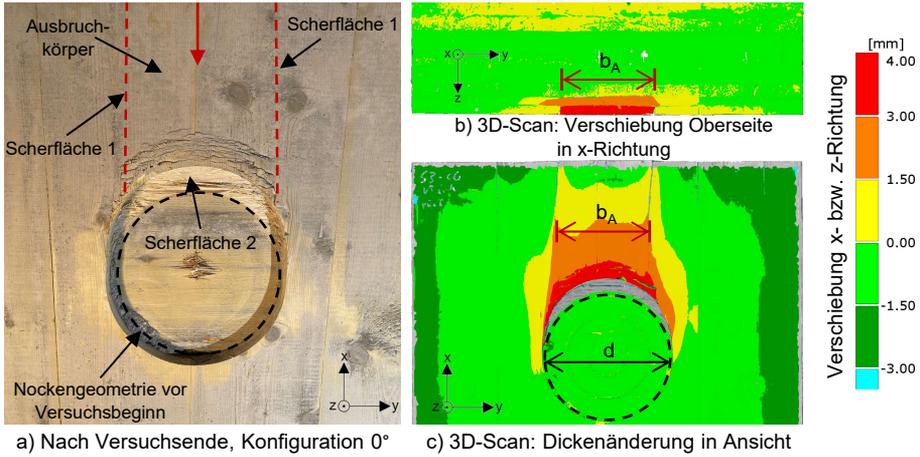


Abb. 8.23: Kennzeichnung der Scherflächen (SF) und Darstellung der Ergebnisse aus 3D-Scan in der Konfiguration 0°

Die zusätzlichen Traganteile aus den beiden seitlichen Scherflächen (xz-Ebene) werden beim Bemessungsansatz auf Mittelwertniveau in Gl. 8.43 berücksichtigt. Folglich bestimmt sich die resultierende Tragfähigkeit aus der Summe der Traganteile der einzelnen Scherflächen.

$$P_{A,t,m} = 2 \cdot P_{A,t,SF1,m} + P_{A,t,SF2,m} \quad (8.43)$$

Bei Bestimmung des Widerstands von Scherfläche 1 nach Gl. 8.44 wird auf der sicheren Seite liegend nur die Dicke der Schicht 1 angesetzt. Es wird folglich nur eine Ausbreitung des Schubversagens in Schicht 1 unterstellt, da nicht sichergestellt ist, dass sich der Ausbruchkörper über die gesamte Einbindetiefe ausbildet. Exemplarisch ist dies in Abb. C.4 zu erkennen. Da es sich um einen lokal begrenzten Nachweis handelt, sind die positiv wirkenden Homogenisierungseffekte des BSPs ( $k_{sys}$ ) hier nicht anzusetzen [Wallner-Novak et al. 2013].

Zur Ermittlung von  $P_{A,t,SF2,m}$  nach Gl. 8.45 wird die Breite des Ausbruchkörpers  $b_A$  benötigt. Diese kann nach Versuchsende mittels 3D-Scan (vgl. Abb. 8.23 b) und c)) sehr exakt ermittelt werden. Tab. 5.2 stellt die ermittelten Breiten im Kontaktbereich zwischen Holz und Beton dar. Für 0° ergibt sich ein Verhältnis von  $b_A/d \approx 0,85$  und bei 90°  $b_A/d \approx 0,53$ . Zu beachten ist dabei, dass bei 90° in keinem Versuch ein solches Versagen zu beobachten ist. Deshalb wird  $b_A$  als der Bereich in dem sichtbare Druckstauchungen zu verzeichnen sind definiert, da auch bei 0° der Zusammenhang zwischen  $b_A$  und Druckstauchung erkennbar ist.

$$P_{A,t,SF1,m} = t_{H1} \cdot l_v \cdot f_{v,xz,m,H1} = t_{H1} \cdot 8 \cdot t_v \cdot f_{v,xz,m,H1} \quad (8.44)$$

$$P_{A,t,SF2,m} = b_A \cdot l_v \cdot f_{v,xz,m,H2} = b_A \cdot 8 \cdot t_v \cdot f_{v,xy,m,H2} \quad (8.45)$$

Die anzusetzende Schubfestigkeit  $f_{v,xz,m,H1}$  für Gl. 8.44 beträgt bei den Konfigurationen 0° (H1 in Faserrichtung, H2 senkrecht zur Faserrichtung) und 90° jeweils  $f_v$  der Einzellamelle, da es sich um ein lokal begrenztes Versagen handelt. Bei Gl. 8.45 ist

für  $f_{v,xy,m,H2}$  bei  $0^\circ$  die Rollschubfestigkeit  $f_{roll}$  und bei  $90^\circ$   $f_v$  einzusetzen. Die damit errechneten Tragfähigkeiten sind in Abb. 8.24 der Tragfähigkeit aus den experimentellen Untersuchungen gegenübergestellt. Zu beachten ist dabei, dass hier die Tragfähigkeit nicht im baupraktisch relevanten Schlupfbereich bis 10 mm ermittelt wird, sondern über die gesamte Versuchsdauer. Der Grund dafür ist, dass das Versagen auf Abscheren bei  $0^\circ$  erst bei großen Schlupfwerten und höheren Laststufen auftritt. Für diese Konfiguration zeigt das vorgestellte Modell eine gute Übereinstimmung. Der Mittelwert des Verhältnisses zwischen errechneter und experimentell ermittelter Tragfähigkeit beträgt 0,943. Bei der Nachrechnung wird entsprechend des kalibrierten numerischen Modells auf Mittelwertniveau  $f_{v,m} = 7$  MPa und nach [Ehrhart 2014]  $f_{roll,m} = 1,9$  MPa angesetzt.

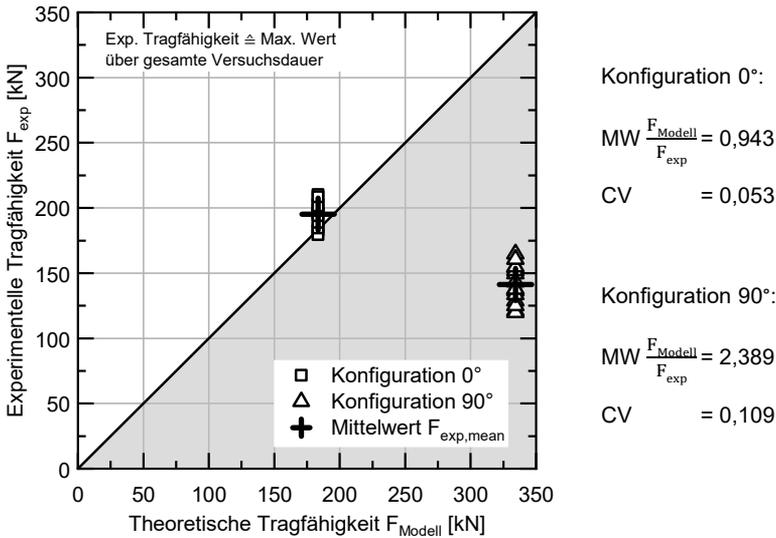


Abb. 8.24: Vergleich der errechneten Tragfähigkeit  $F_{Modell}$  für Abscheren des Vorholzes mit der experimentellen Tragfähigkeit  $F_{exp}$  aus den Push-out-Versuchen

Die 2,39-fache Überschätzung der experimentell erreichten Tragfähigkeit bei  $90^\circ$  verdeutlicht, dass der Versagensmodus Abscheren des Vorholzes in der Konfiguration  $90^\circ$  im Allgemeinen nicht maßgebend wird. Das maßgebliche Versagen stellt immer das Lochleibungsversagen dar. Eine Untersuchung für beliebige Belastungswinkel zur Faserrichtung ist hier nicht notwendig, da die Konfiguration  $0^\circ$  den maßgebenden Fall mit der geringsten Schubfestigkeit in der Scherfläche 2 ( $f_{roll}$ ) darstellt.

### 8.4.3 Abscheren Betonnocke

Für den bei kleinen Durchmessern der Betonnocke teilweise maßgebenden Versagensmodus Abscheren der Betonnocke gibt [DIN CEN/TS 19103] einen Bemessungsansatz für Kerben an. Dieser beruht auf der Bestimmung der maximal aufnehmbaren Druckstrebenkraft im Beton  $V_{Rd,max}$  nach [DIN EN 1992-1-1]. Durch Abänderung der anzusetzenden Schubfläche kann der Bemessungsansatz auf das Verbundmittel Betonnocke übertragen werden. Da es sich hierbei um eine Bemessungsgleichung auf charakteristischem Niveau mit empirischen Faktoren handelt, ist kein Rückschluss auf das

Verhältnis auf Mittelwertniveau möglich. Deshalb wird ausschließlich in Kapitel 8.5 auf die Ermittlung eingegangen. Für die Ermittlung des Widerstandes wird der Druckstrebenneigungswinkel  $\theta$  benötigt. Dieser kann aus numerischen Simulationen (vgl. Abb. 8.1) mit  $\theta \approx 25^\circ$  abgeschätzt werden. Dies gilt für alle untersuchten Konfigurationen.

## 8.5 Überführung in ein Bemessungsmodell

### 8.5.1 Allgemeines

Im vorangegangenen Abschnitt wird ein Ingenieurmodell zur Bestimmung der Tragfähigkeit des Verbundmittels Betonnocke auf Mittelwertniveau vorgestellt. Weiterhin wird die Eignung des Modells an experimentellen und numerischen Untersuchungen verifiziert. Im Rahmen des semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes der Eurocodes wird bei der Nachweisführung der Bemessungswert der Einwirkung  $E_d$  dem Bemessungswert des Widerstandes  $P_d$  gegenübergestellt. Diese Kenngrößen werden aus den charakteristischen Werten - auch p%-Fraktilwerte genannt - unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten sowohl auf Einwirkungs- als auch auf Widerstandsseite errechnet.

Da es sich im Rahmen dieser Arbeit um ein Modell zur Beschreibung einer Tragfähigkeit handelt, muss die entwickelte Widerstandsfunktion in ein statistisch abgesichertes Widerstandsmodell überführt werden. [DIN EN 1990] bietet in Anhang D.8 ein standardisiertes Auswerteverfahren zur Bestimmung der charakteristischen Tragfähigkeit  $P_{Rk}$  und des zugehörigen Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_R$  an. Dazu ist neben der Funktion zur Beschreibung der Tragfähigkeiten auf Mittelwertniveau die Kenntnis der Variationskoeffizienten der unabhängigen Eingangsgrößen in die Widerstandsfunktion notwendig. Weitere Erläuterungen dazu sind beispielsweise in [Ricker 2009], [Stauder 2015] und [Broschart 2020] enthalten.

### 8.5.2 Lochleibungsversagen

Um das vorgestellte Ingenieurmodell für Lochleibungsversagen nach Gl. 8.35 auf Mittelwertniveau in ein Widerstandsmodell überführen zu können, wird eine statistische Auswertung nach [DIN EN 1990] Anhang D.8 durchgeführt. In Gl. 8.35 gehen die materialabhängigen Eingangsgrößen  $c_\mu$ ,  $f_{c,0}$ ,  $f_{c,90}$ ,  $f_v$ ,  $f_{t,0}$ ,  $f_{cm}$  und die geometrischen Eingangsgrößen  $r$ ,  $t_0$ ,  $t_{90}$  als Basisvariablen  $X_i$  ein. Um systematische Abweichungen ausschließen zu können, wird zunächst eine getrennte Betrachtung der Einflüsse je Basisvariable durchgeführt. Weiterhin muss sichergestellt werden können, dass keine statistische Abhängigkeit zwischen den Basisvariablen vorliegt. Nach [JCSS 2006] können die Holzfestigkeiten  $f_{c,0}$ ,  $f_v$  und  $f_{t,0}$  aus der Biegefestigkeit des Holzes  $f_m$  errechnet werden. Da diese Größen jedoch über unterschiedliche Variationskoeffizienten nach [JCSS 2006] verfügen, werden sie im Weiteren als unabhängig angesehen.

Um bei der statistischen Auswertung die Streuung der Variablen berücksichtigen zu können, werden die einzelnen Variationskoeffizienten  $V_i$  entsprechend Vorinformationen aus Literaturstellen abgeleitet. Tab. 8.10 gibt einen Überblick über die gewählten Koeffizienten.

Tab. 8.10: Annahmen für die Variationskoeffizienten  $V_i$  der Basisvariablen  $X_i$

Basisvariable $X_i$	CV $V_i$	Quelle	Wichtung $\alpha_i$
Reibbeiwert $c_\mu = \tan^{-1}(\mu)$	0,14	gewählt	0,19
Druckfestigkeit Holz in Faserrichtung $f_{c,0}$	0,20	[JCSS 2006], [Steiger 1995]	0,43
Druckfestigkeit Holz senkrecht zur Faserrichtung $f_{c,90}$	0,10	[JCSS 2006]	0,09
Zugfestigkeit Holz in Faserrichtung $f_{t,0}$	0,25	[JCSS 2006], [Niemz et al. 2017], [Green et al. 1999]	0,56
Längsschubfestigkeit $f_b$	0,25	[JCSS 2006]	0,56
Betondruckfestigkeit $f_{cm}$	0,15	[Fingerloos et al. 2012]	0,43
Radius Betonnocke $r$	0,05	gewählt	1,0
Schichtdicke H1 $t_0$	0,05	gewählt	0,76
Schichtdicke H2 $t_{90}$	0,05	gewählt	0,24

Zum Variationskoeffizienten des Reibungskoeffizienten zwischen Beton und Holz liegen keine Ergebnisse vor. Deshalb wird aus Versuchen von Holz in Kombination mit anderen Werkstoffen  $V_{c\mu}$  abgeleitet. [Schmidt 2018] untersucht Stahlblech-Holz-Verbindungen und gibt  $V_{c\mu}$  zu 0,14 an. [Aurand et al. 2020] führt Versuche mit verschiedenen Materialkombinationen durch und ermittelt  $V_{c\mu} = 0,10$ . Im Folgenden wird  $V_{c\mu} = 0,14$  gewählt.

Für die Festigkeiten von Holz gibt [JCSS 2006] für Konstruktionsvollholz Angaben zu Variationskoeffizienten. Die Werte  $V_i$  der hier betrachteten Festigkeiten sind in Abhängigkeit von  $V_i$  der Biegefestigkeit bzw. der Rohdichte angegeben. Für aus Einzellamellen zusammengesetzte Querschnitte sind durch Homogenisierungseffekte geringere Streuungen zu erwarten, was sich ebenfalls in [JCSS 2006] bei  $V_i$  für GLT zeigt. Da es sich hier jedoch um lokale Nachweise handelt, kann eine einzelne Lamelle maßgebend werden. Deshalb werden auf der sicheren Seite die Variationskoeffizienten für Konstruktionsvollholz angesetzt. Die in Tab. 8.10 angegebenen zusätzlichen Literaturstellen bestätigen die Angaben nach [JCSS 2006] bzw. geben niedrigere Werte  $V_i$  an. Da die Betondruckfestigkeit und die Holzzugfestigkeit nur in gewissen Fällen maßgebend werden und über  $f_{v,mod}$  bzw.  $f_{c,0,mod}$  in das Bemessungsmodell eingehen, werden diese Parameter nicht explizit bei der Bestimmung des Variationskoeffizienten  $V_{rt}$  (vgl. Tab. 8.11) miteinbezogen. Auf der sicheren Seite liegend wird für  $f_b$  und  $f_{c,0}$  jeweils der größere der beiden Variationskoeffizienten angesetzt und unterstellt, dass die Wichtung entsprechend gleich ist.

[Fingerloos et al. 2012] gibt für Streuungen der geometrischen Parameter bei Betonbauteilen  $V_{geo} = 0,05$  an. Das Verbundmittel wird durch Ausfüllen der ins BSP eingefrästen zylindrischen Ausnehmung mit Ortbeton erstellt. Da folglich das BSP-Element die Schalung darstellt, ist aufgrund der geringen Toleranzen im Holzbau mit einem verringerten Variationskoeffizienten  $V_r$  für den Radius zu rechnen. Auf der sicheren Seite wird trotzdem  $V_r$  zu 0,05 gewählt. Die Schichtdicke wird durch die Herstellung der einzelnen Lamellen im Herstellprozess des BSP-Querschnitts vorgegeben. Auch hier sind geringe Streuungen zu erwarten. Konservativ wird  $V_i = 0,05$  gewählt.

Der resultierende Variationskoeffizient  $V_{rt}$  der streuenden Basisvariablen kann unter Berücksichtigung der einzelnen Variationskoeffizienten  $V_i$  und dem jeweiligen Wichtungsfaktor  $\alpha_i$  ermittelt werden. Je größer der Wichtungsfaktor desto größer ist der

Einfluss der Basisvariable auf die Berechnung des Widerstandes und desto größer ist der Einfluss des Variationskoeffizienten auf die Berechnung des resultierenden Variationskoeffizienten  $V_{r_t}$  der gesamten Widerstandsfunktion. Die Faktoren  $\alpha_i$  werden über die partielle Ableitung der Widerstandsfunktion für jede Basisvariable ermittelt. Durch die Form der im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Widerstandsfunktion ist die Bildung der partiellen Ableitungen nicht möglich. Deshalb werden die Faktoren  $\alpha_i$  mittels einer lokalen Sensitivitätsanalyse (vgl. [Saltelli et al. 2002], [Siebertz et al. 2017]) ermittelt. Dabei ergeben sich für den üblichen Wertebereich der Eingangsgrößen die in Tab. 8.10 gegebenen Werte für  $\alpha_i$ . Da es sich bei der vorgestellten Widerstandsfunktion um zwei getrennte Traganteile der beiden Holzschichten für  $0^\circ$  bzw.  $90^\circ$  handelt, unterliegen diese Gleichungen unterschiedlichen Wichtungsfaktoren und müssen deshalb beide separat statistisch ausgewertet werden. Allerdings kann experimentell nicht verifiziert werden, wie viel Kraft je Lamellenlage (H1 bzw. H2) eingeleitet wird. Deshalb wird die statistische Auswertung mit den gemittelten Wichtungsfaktoren der beiden Tragrichtungen durchgeführt.

Aufbauend auf diesen Annahmen wird die Überführung der Widerstandsfunktion in ein statistisches Widerstandsmodell nach Anhang D.8 [DIN EN 1990] vorgenommen. Die Ergebnisse sind in Tab. 8.11 dargestellt. Es werden für die Überführung nur experimentelle Ergebnisse aus den Push-out-Versuchen angesetzt. Dabei wird keine Unterteilung der Versuchsergebnisse in einzelne Gruppen vorgesehen.

Auf Basis dieser Auswertung beträgt die charakteristische Tragfähigkeit  $P_{L,t,k}$  ungefähr 69 % der Tragfähigkeit auf Mittelwertniveau  $P_{L,t,m}$ . Der lineare Kalibrierungsfaktor  $\psi$  wird dementsprechend zu  $\psi_k = 0,69 \cdot 1,15 = 0,794$  reduziert. Weiterhin müssen im Bemessungsansatz nun die mittleren Festigkeits- und Reibeigenschaften auf charakteristisches Niveau überführt werden. Diese Rückführung erfolgt auf Grundlage der in Tab. 8.12 je Eigenschaft gegebenen Verteilungsart und Gl. 8.46 bzw. Gl. 8.47. Somit können unter Ausnutzung der Beziehung  $X_m = \omega \cdot X_k$  die Eigenschaften in der Bemessungsgleichung substituiert werden. Der Beiwert  $\omega$  stellt folglich das Verhältnis zwischen charakteristischem Wert und Mittelwert dar.

$$X_{k,normal} = X_m \cdot (1 - k_n \cdot V_x) = X_m \cdot (1 - 1,64 \cdot V_x) \quad (8.46)$$

$$X_{k,log-normal} = e^{X_{ln,m}(1-k_n \cdot s_y)} = e^{X_{ln,m}(1-1,64 \cdot s_y)} \quad \text{mit: } s_y = \sqrt{\ln(V_x^2 + 1)} \approx V_x \quad (8.47)$$

Da der Bemessungsansatz, wie in den vorangegangenen Abschnitten beschrieben, nicht als Produktform der einzelnen Basisvariablen vorliegt, ist auch die Auswirkung der Überführung der Festigkeiten auf charakteristische Werte nicht trivial abschätzbar. Es werden zwei weitere lokale Sensitivitätsanalysen für die beiden Teilgleichungen  $P_{L,t,0}$  und  $P_{L,t,90}$  durchgeführt und somit überprüft, welche Auswirkung die Substituierung der Basisvariablen aufweist. Dies führt zu den Faktoren  $\omega_0 = 1,50$  und  $\omega_{90} = 1,36$ , die in Gl. 8.49 berücksichtigt werden. Diese Faktoren entsprechen der Erhöhung der Tragfähigkeit jeder Teilgleichungen  $P_{L,t,0}$  und  $P_{L,t,90}$  durch die Überführung der Basisvariablen. Zur Überprüfung der Plausibilität der zweiten Sensitivitätsanalyse kann das Mittel aus  $\omega_0$  und  $\omega_{90}$  mit der Summe aus  $\omega_i$  multipliziert mit den jeweiligen Wichtungsfaktoren  $\alpha_i$  geteilt durch die Summe der  $\alpha_i$ -Werte verglichen werden, da die Wichtungsfaktoren für beide Richtungen gemittelt angegeben sind. Eine Übereinstimmung ist gegeben.

Tab. 8.11: Zusammenfassung des standardisierten Auswerteverfahren nach [DIN EN 1990] Anhang D.8 für den Versagensmodus Lochleibung

	Berechnungsformel	Wert
Widerstandsfunktion	$P_{L,t,m} = \psi \cdot [P_{L,t,m,0} + P_{L,t,m,90}]$	-
Mittelwertabweichung $b$	$b = \frac{\sum P_{L,t,m,i} \cdot P_{L,t,exp,i}}{(P_{L,t,m,i})^2}$	1,032
Schätzwert $\bar{\Delta}$	$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \Delta_i$ mit $\Delta_i = \ln\left(\frac{P_{L,t,exp,i}}{b \cdot P_{L,t,m,i}}\right)$	0,013
Schätzwert $s_{\Delta}^2$	$s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2$	0,0064
Variationskoeffizient $V_{\delta}$	$V_{\delta} = [e^{s_{\Delta}^2} - 1]^{0,5}$	0,0798
Variationskoeffizient $V_{rt}$	$V_{rt} = \left[ \frac{VAR[g_{rt}(X)]}{g_{rt}^2(X_m)} \right]^{0,5}$	0,1789
Variationskoeffizient $V_r$	$V_r = \sqrt{V_{\delta}^2 + V_{rt}^2}$	0,1959
Standardabweichung $Q_{rt}$	$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)}$	0,1775
Standardabweichung $Q_{\delta}$	$Q_{\delta} = \sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)}$	0,0797
Standardabweichung $Q$	$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)}$	0,1941
Wichtungsfaktor $\alpha_{rt}$	$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q}$	0,9145
Wichtungsfaktor $\alpha_{\delta}$	$\alpha_{\delta} = \frac{Q_{\delta}}{Q}$	0,4110
Fraktilefaktor $k_n$	nach Abs. D.8.3 [DIN EN 1990]	$0,8 \cdot 3,8 = 3,04$
Fraktilefaktor $k_{d,n}$	$k_{d,n}$ nach Tab. D.2 [DIN EN 1990], $V_x$ unbekannt	3,44
$P_{L,t,k} / P_{L,t,m}$	$P_{L,t,k} / P_{L,t,m} = b \cdot e^{-k_{\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_n \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2}$	0,6932
$P_{L,t,d} / P_{L,t,m}$	$P_{L,t,d} / P_{L,t,m} = b \cdot e^{-3,04 \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{d,n} \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2}$	0,5527
Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_R = \frac{P_{L,t,d}}{P_{L,t,k}}$	1,255

Tab. 8.12: Faktoren zur Überführung der Eingangsgrößen auf charakteristische Werte

Basisvariable $X_i$	Verteilungsart	Faktor $\omega = X_m / X_k$
Reibbeiwert $c_{\mu} = \tan^{-1}(\mu)$	Normalverteilung	1,30
Druckfestigkeit Holz in Faserrichtung $f_{c,0}$	logarithmische Normalverteilung	1,39
Druckfestigkeit Holz senkrecht Faserrichtung $f_{c,90}$	Normalverteilung	1,20
Zugfestigkeit Holz in Faserrichtung $f_{t,0}$	logarithmische Normalverteilung	1,51
Längsschubfestigkeit $f_b$	logarithmische Normalverteilung	1,51
Betondruckfestigkeit $f_{cm}$	Normalverteilung	1,33

Schlussendlich muss der charakteristische Wert  $P_{L,t,k}$  durch Beaufschlagung mit dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma$  auf Bemessungsniveau reduziert werden. [DIN CEN/TS 19103] schlägt die Verwendung von  $\gamma_V = 1,25$  bei der Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels vor. Da jedoch die Bemessungsgleichung für den Versagensmodus Abscheren des Vorholzes (vgl. Abschnitt 8.5.3) auf Festigkeiten und damit  $\gamma_M$  beruht, wird zur besseren Vergleichbarkeit und einheitlichem Vorgehen bei der Lochleibungstragfähigkeit die Verwendung von  $\gamma_M$  vorgeschlagen. Der nach Tab. 8.11 ermittelte Wert  $\gamma_R$  weicht leicht von  $\gamma_M = 1,3$  ab. Deshalb wird der Kalibrierungsfaktor  $\psi_k$  nach Gl. 8.48 weiter angepasst.

$$\psi_d = \psi_k \cdot \frac{\gamma_M}{\gamma_R} = 0,794 \cdot \frac{1,3}{1,255} = 0,83 \quad (8.48)$$

Die sich damit ergebende vollständige Bestimmungsgleichung für  $P_{L,t,d}$  ist in Gl. 8.49 dargestellt. Sie ermöglicht die rechnerische Bestimmung der Lochleibungstragfähigkeit für das Verbundmittel Betonnocke unter Integration in das Sicherheitskonzept nach [DIN EN 1990]. Die Ausgliederung von  $k_{mod}$  als Vorfaktor ermöglicht eine Angabe von charakteristischen Kennwerten in Kapitel 8.7 je Holzfestigkeitsklasse. Diese liefern bei Beaufschlagung mit dem vorliegenden Radius,  $k_{mod}$  und  $\gamma_M$  den Bemessungswert der Lochleibungstragfähigkeit und vereinfachen damit die Bemessung.

$$\begin{aligned} P_{L,t,d} &= 0,83 \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot [P_{L,t,0} + P_{L,t,90}] \quad (8.49) \\ P_{L,t,0} &= 1,50 \cdot \left[ C_{1,0} \cdot \left[ c_{s,0} \cdot \sin(c_\mu) + 2 \cdot \cos(c_{s,0} + c_\mu) - \frac{1}{2} \cdot \cos(2 \cdot c_{s,0} + c_\mu) - \frac{3}{2} \cdot \cos(c_\mu) \right] \right. \\ &\quad + C_{2,0} \cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot \cos(c_{s,0} - c_\mu) - \cos(c_{s,0} + c_\mu) - \frac{1}{6} \cdot \cos(3 \cdot c_{s,0} + c_\mu) \right. \\ &\quad \left. \left. - \frac{1}{6} \cdot \sin(2 \cdot c_\mu) - c_\mu \right] - 2 \cdot \sigma_{3,Mitte} \cdot \left[ \cos(c_{s,0} + c_\mu) + c_\mu \right] \right] \cdot r \cdot t_0 \\ P_{L,t,90} &= 1,36 \cdot \left[ \frac{1}{6} \cdot C_{1,90} \cdot \left[ -3 \cdot \sin(c_{s,90} - c_\mu/6) + \sin(3 \cdot c_{s,90} + 5 \cdot c_\mu/6) - 3 \cdot \sin(c_\mu/6) \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - \sin(5 \cdot c_\mu/6) \right] + C_{2,90} \cdot \left[ \cos(c_{s,90} - c_\mu/2) - \frac{1}{3} \cdot \cos(3 \cdot c_{s,90} + c_\mu/2) - \frac{1}{3} \cdot \sin(c_\mu) \right] \right. \\ &\quad \left. - C_{3,90} \cdot \left[ 2 \cdot \cos(c_{s,90} + c_\mu/2) + c_\mu \right] \right] \cdot r \cdot t_{90} \end{aligned}$$

### 8.5.3 Abscheren des Vorholzes

Die im vorherigen Kapitel vorgestellte Gleichung auf Mittelwertniveau zur Bestimmung von  $P_{A,t,m}$  wird entsprechend der Bemessungsgleichung für Kerben in [DIN CEN/TS 19103] auf Bemessungsniveau überführt. Dies führt zu Gl. 8.50. Dabei werden die Festigkeiten auf Mittelwertniveau durch Bemessungswerte der Festigkeit ersetzt, weswegen hier der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  zu verwenden ist. Weiterhin wird beim Nachweis in Scherfläche 1 ( $P_{A,t,SF1,d}$ ) eine einzelne Lamelle maßgebend, da die Scherfläche innerhalb dieser Lamelle verläuft. Deshalb ist für  $f_{v,xz,k,H1}$  die Längsschubfestigkeit  $f_{v,k}$  der Einzellamelle (in der Regel Festigkeitsklasse C24) anzusetzen.

Da in der Scherfläche 1 die lokalen Eigenschaften einer Lamelle maßgebend werden und die Sperrwirkung durch andere Lagen nur bedingt vorhanden ist, muss hier der Rissfaktor  $k_{cr} = 2,0/f_{v,k}$  für Vollholz angesetzt werden. Dies ist abweichend zu den Angaben aus [DIN EN 1995-1-1]. Dort darf für BSP der Rissfaktor  $k_{cr}$  zu 1,0 gesetzt

werden. In Scherfläche 2 ist die volle Sperrwirkung vorhanden und es sind mehrere Lamellen in der Versagensfläche vorhanden, deshalb wird dort  $k_{cr}$  zu 1,0 angenommen.

$$\begin{aligned}
 P_{A,t,d} &= 2 \cdot P_{A,t,SF1,d} + P_{A,t,SF2,d} \\
 P_{A,t,SF1,d} &= t_{H1} \cdot l_v \cdot k_{cr} \cdot f_{v,xz,d,H1} = t_{H1} \cdot 8 \cdot t_v \cdot k_{cr} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{v,xz,k,H1}}{Y_M} \\
 P_{A,t,SF2,d} &= b_A \cdot l_v \cdot k_{cr} \cdot f_{v,xz,d,H2} = b_A \cdot 8 \cdot t_v \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{v,xz,k,H2}}{Y_M}
 \end{aligned} \tag{8.50}$$

Als Rollschubfestigkeit darf nach [DIN EN 16351] bei vorhandener Schmalseitenverklebung oder einem Verhältnis von Lamellenbreite zu Lamellendicke größer vier  $f_{roll,k} = 1,4$  MPa angesetzt werden. Das Verhältnis von Lamellenbreite zu Lamellendicke größer vier stellt den Regelfall dar. Für alle anderen Fälle ist  $f_{roll,k} = 0,7$  MPa anzunehmen. Weiterhin ist zu überprüfen, ob nach der jeweiligen bauaufsichtlichen Zulassung des BSP eine geringere Festigkeit anzusetzen ist.

### 8.5.4 Abscheren Betonnocke

Der Bemessungswert der Abschertragfähigkeit der Betonnocke kann nach Gl. 8.51 auf Grundlage der [DIN CEN/TS 19103] bestimmt werden. Dabei wird der Bemessungswert der Schubfestigkeit des Betons mit der Scherfläche multipliziert und der Ansatz basiert grundlegend auf der Bestimmung von  $V_{Rd,max}$  nach [DIN EN 1992-1-1]. Die Schubfestigkeit wird unter Berücksichtigung des Faktors  $v$ , der die Rissbildung infolge Querkzug und die damit einhergehende Abminderung der Druckstrebenfestigkeit erfasst, aus der Druckfestigkeit errechnet.

$$P_{A,c,d} = f_{vcd} \cdot \pi \cdot r^2 = \frac{v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \cdot \pi \cdot r^2 = \frac{0,6 \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250}) \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \cdot \pi \cdot r^2 \tag{8.51}$$

Für den Neigungswinkel der Druckstrebe  $\theta$  sind in Gl. 8.52 Grenzwerte gegeben. Die Maximalwerte für  $\theta$  sind aus [DIN EN 1992-1-1] und die Minimalwerte aus [DIN CEN/TS 19103] abgeleitet.

$$\theta = \begin{cases} \leq \cot^{-1}(1) = 45^\circ \\ \geq \text{Max} \begin{cases} \tan^{-1} \frac{0,5 \cdot (h_c + t_v)}{d + t_v} \\ \tan^{-1} \frac{t_v}{d} \end{cases} \end{cases} \tag{8.52}$$

### 8.6 Vergleich

In Abb. 8.25 und Abb. 8.26 werden die charakteristischen Tragfähigkeiten für die drei separaten Versagensmodi dargestellt. Dabei werden einzelne Eigenschaften variiert. Die im Lochleibungsversagen integrierten Nachweise Zugversagen des BSP-Restquerschnitts, Spaltversagen des BSP und Betondruckversagen werden dabei berücksichtigt. Allerdings wird für keine der betrachteten Konfigurationen ein solcher Teilnachweis maßgebend. Es kann folglich immer mit den charakteristischen Festigkeiten des Holzes gerechnet werden. Der Druckstrebenneigungswinkel  $\theta$  für das

Abscherversagen des Betons wird auf der sicheren Seite liegend und abweichend zu den vorherigen Angaben zu  $20^\circ$  gewählt. Weiterhin wird ein Reibungskoeffizient von 0,4 angesetzt.

Bei Gesamtkonfiguration  $0^\circ$  (H1 in Faserrichtung, H2 senkrecht zur Faserrichtung) unterscheiden sich die Tragfähigkeiten der Versagensmodi Lochleibung und Abscheren des Vorholzes nur geringfügig. Für höhere Holzfestigkeitsklassen in Abb. 8.25 a) wird Abscheren und für niedrige Festigkeitsklassen wird Lochleibung maßgebend. Bei  $90^\circ$  wird immer die Lochleibungstragfähigkeit maßgebend, da in der Scherfläche 2 nicht die Rollschub-, sondern die Längsschubfestigkeit angesetzt werden kann. Bei beiden Konfigurationen kommt es durch die konstante Schubfestigkeit  $f_v$  ab einer Holzfestigkeitsklasse von C24 nur zu einer sehr geringen Zunahme der Lochleibungstragfähigkeit und der Abschertragfähigkeit des Vorholzes. Die Schubfestigkeit limitiert bereits bei C24 die Tragfähigkeit soweit, dass die Druckfestigkeit nicht voll ausgenutzt werden kann. Ein Abscheren der Betonnocke ist bei allen untersuchten Holzfestigkeitsklassen und Durchmesser  $d = 300$  mm selbst für C16/20 immer auszuschließen.

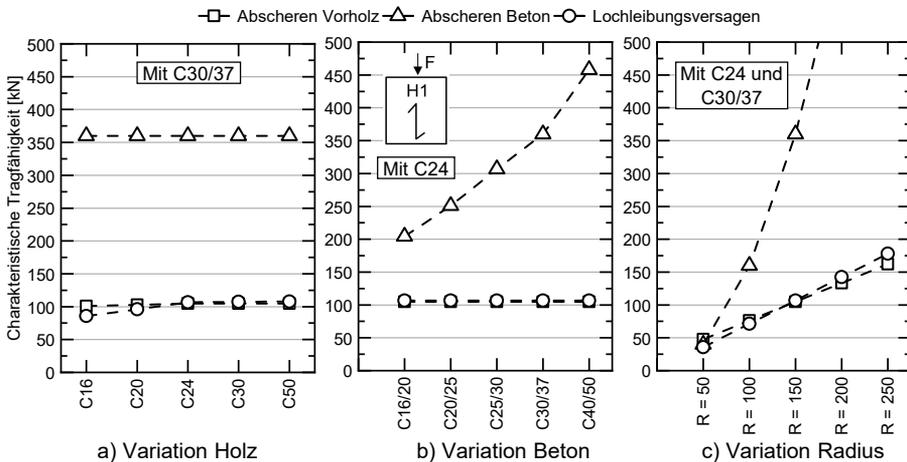


Abb. 8.25: Vergleich der charakteristischen Tragfähigkeit  $P_k$  für die drei Versagensmodi in der Gesamtkonfiguration  $0^\circ$

Die Variation der Betonfestigkeitsklasse in Abb. 8.25 b) bzw. Abb. 8.26 b) zeigt keine Auswirkung auf die maßgebende charakteristische Tragfähigkeit. Wird der Radius der Betonnocke stark reduziert, kann ein Abscherversagen des Betonquerschnitts rechnerisch maßgebend werden. Diese Betrachtung ist nur zur Verdeutlichung der Versagensarten gegeben. Eine Reduktion des Betonnockenradius ist bei der späteren Anwendung der HBV-Decke nicht vorgesehen.

Allgemein wird in Abb. 8.25 und Abb. 8.26 die geringere Tragfähigkeit der Konfiguration  $90^\circ$  deutlich. Auf charakteristischem Niveau mit den Referenzmaterialparametern C30/37 Beton- und C24 BSP-Querschnitt beträgt sie knapp 75 kN, während  $0^\circ$  eine Tragfähigkeit von ungefähr 105 kN erreicht. Dies entspricht auch dem in Push-out-Versuchen beobachteten Verhältnis.

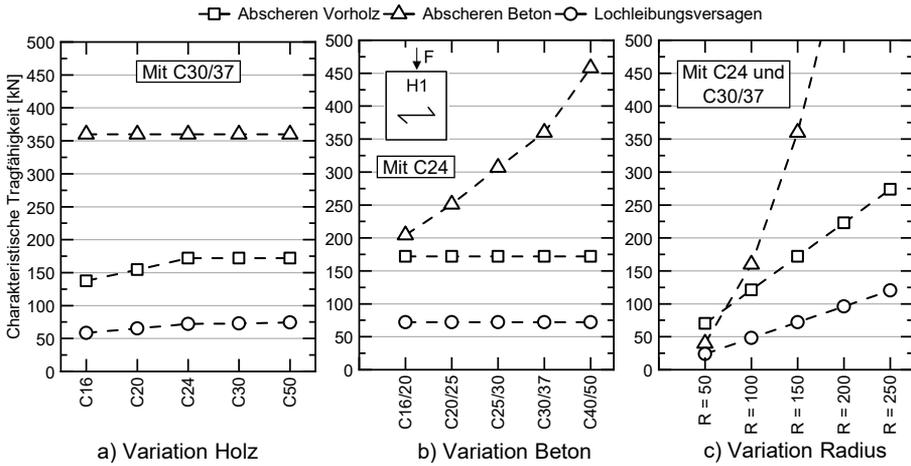


Abb. 8.26: Vergleich der charakteristischen Tragfähigkeit  $P_k$  für die drei Versagensmodi in der Gesamtkonfiguration  $90^\circ$

### 8.7 Empfehlungen für die vereinfachte Bemessung

Mit dem dargestellten Ansatz lässt sich das Verbundmittel Betonnocke für die maßgebenden Versagensmodi nachweisen. Die resultierende Tragfähigkeit  $P_{Rd}$  ist nach Gl. 8.53 als das Minimum aller Versagensmechanismen zu ermitteln.

$$P_{Rd} = \min \begin{cases} P_{L,t,d} & \text{nach Gl. 8.49 unter Berücksichtigung Zug- und Spalt-} \\ & \text{versagen Holz und Druckversagen Beton} \\ P_{A,t,d} & \text{nach Gl. 8.50} \\ P_{A,c,d} & \text{nach Gl. 8.51} \end{cases} \quad (8.53)$$

Bei Anwendung der Bemessungsgleichungen sind einige Randbedingungen einzuhalten. Diese stellen sicher, dass sich die zugrunde liegenden Tragmechanismen einstellen können. Sie sind im Folgenden aufgelistet:

- BSP-Querschnitt:
  - Einbindetiefe Betonnocke  $t_v = 30 \text{ mm}$
  - Einbinden der Betonnocke in die ersten beiden BSP-Lagen
  - Anzahl der Lamellenlagen  $\geq 5$
  - Nenndicke einer Lage  $\leq 47 \text{ mm}$
  - Verhältnis der Nennbreite einer Lamelle zur Nenndicke der Lamelle  $\geq 4$
  - Querschnittsdicke  $\geq 100 \text{ mm}$
- Beton-Querschnitt:
  - Größtkorn GK  $\leq 16 \text{ mm}$
  - Querschnittsdicke  $\geq 100 \text{ mm}$

- Verbundmittel Betonnocke:
  - Radius  $r \geq 150$  mm
  - Anzusetzender Gleitreibungskoeffizient  $\mu$  zwischen Beton und Holz  $\leq 0,75$
- Verbundmittelabstände in Schubrichtung:
  - Abstand zum freien Rand/Vorholzlänge  $\geq 2 \cdot r$
  - Abstand Verbundmittel untereinander (0°- und 90°-Richtung)  $\geq 2 \cdot r$
  - Abstand Verbundmittel in 45°-Richtung  $\geq 175$  mm

Bei allen im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen ist ein Einfluss der Holzfeuchte auf das Tragverhalten des Verbundmittels zu verzeichnen. Da die Prüfungen in einer kurzen Zeitspanne nach dem Betoniervorgang durchgeführt werden, ist dieser Effekt überrepräsentiert. Nach [DIN CEN/TS 19103] darf die Holzfeuchte durch den Betoniervorgang bei der Bemessung vernachlässigt werden.

Für den Gleitreibungskoeffizienten  $\mu$  zwischen Holz und Beton gibt [Möhler et al. 1979] als oberen Grenzwert 0,7 und als unteren Grenzwert 0,44 an. Nach [DIN EN 1995-1-1] ist der Bemessungswert des Reibungskoeffizienten  $\mu_d = 0,4$  anzusetzen. Dieser Wert gilt für Flächen aus zusammengespannten Lamellen. Da im Kontaktbereich immer ein gewisse Kontaktpressung vorliegt, wird dieser Reibungskoeffizient auf der sicheren Seite liegend für die Bemessung als  $\mu_k = 0,4$  empfohlen und führt zu  $c_\mu = \tan^{-1}(\mu) = 0,381$  [rad]. Dadurch lässt sich Gl. 8.49 vereinfachen, da beispielsweise  $c_{s,90}$  ausschließlich von  $\mu$  abhängig ist. Die Vereinfachungen führen zu Gl. 8.54, welche nur für  $\mu_k = 0,4$  gilt. Alle Eingangsgrößen sind mit charakteristischen Festigkeiten zu ermitteln.

$$P_{L,t,d} = 0,83 \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot [P_{L,t,0} + P_{L,t,90}] \quad (8.54)$$

$$P_{L,t,0} = \left[ C_{1,0} \cdot \left[ 0,557 \cdot c_{s,0} + 3 \cdot \cos(c_{s,0} + c_\mu) - \frac{3}{4} \cdot \cos(2 \cdot c_{s,0} + c_\mu) - 2,088 \right] \right. \\ \left. + C_{2,0} \cdot \left[ \frac{3}{4} \cdot \cos(c_{s,0} - c_\mu) - \frac{3}{2} \cdot \cos(c_{s,0} + c_\mu) - \frac{1}{4} \cdot \cos(3 \cdot c_{s,0} + c_\mu) - 0,743 \right] \right. \\ \left. - 3 \cdot \sigma_{3,Mitte} \cdot \left[ \cos(c_{s,0} + c_\mu) + 0,381 \right] \right] \cdot r \cdot t_0$$

$$P_{L,t,90} = \left[ -0,203 \cdot C_{1,90} + 1,199 \cdot C_{2,90} - 2,544 \cdot C_{3,90} \right] \cdot r \cdot t_{90}$$

Um die Bemessung weiter zu vereinfachen, werden für übliche Festigkeitsklassen der Einzellamellen des BSP-Querschnitts und gängige Betonfestigkeitsklassen Hilfwerte zur Bestimmung der Lochleibungstragfähigkeit nach Gl. 8.55 und der Abschertragfähigkeit des Vorholzes nach Gl. 8.56 in Tab. 8.13 gegeben. Dabei wird eine konstante Rollschubfestigkeit  $f_{roll,k} = 1,4$  MPa angesetzt, was nach [DIN EN 16351] für eine Biegefestigkeit  $f_{m,k}$  größer gleich 16 MPa und ein Verhältnis von Lamellenbreite zu Lamellendicke größer vier zulässig ist.

$$P_{L,t,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot P_L \cdot r \quad (8.55)$$

$$P_{A,t,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot (P_{A1} + P_{A2} \cdot r) \quad (8.56)$$

Tab. 8.13: Hilfswerte  $P$  zur Bestimmung der Lochleibungstragfähigkeit nach Gl. 8.55 und der Abschertragfähigkeit des Vorholzes nach Gl. 8.56

	Festigkeitsklasse Lamellen BSP [-]	Konfiguration 0°			Konfiguration 90°		
		$P_L$	$P_{A1}$	$P_{A2}$	$P_L$	$P_{A1}$	$P_{A2}$
		[kN/mm]	[kN]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN]	[kN/mm]
$P_{L,t,d}$ nach Gl. 8.55	C16	0,575	15,36	0,571	0,392	15,36	0,814
$P_{A,t,d}$ nach Gl. 8.56	C18	0,609	16,32	0,571	0,412	16,32	0,865
(Gilt für Betone	C20	0,644	17,28	0,571	0,436	17,28	0,916
C16/20 bis C45/55	C24	0,715	19,20	0,571	0,482	19,20	1,018
und $\mu = 0,4$ )	C30	0,718	19,20	0,571	0,488	19,20	1,018
	C50	0,722	19,20	0,571	0,498	19,20	1,018

Die bei der Bemessung des Systems anzusetzenden Steifigkeiten des Verbundmittels auf Mittelwertniveau  $k_{ser}$  und  $k_{ult}$  sind Tab. 5.4 zu entnehmen. Die Zulässigkeit der Verwendung dieser Kenngrößen wird in Kapitel 6 gezeigt.

## 8.8 Fazit

Das vorgestellte Bemessungskonzept ermöglicht eine wirtschaftliche und statistisch abgesicherte Bemessung des Verbundmittels Betonnocke. Weiterhin kann der entwickelte Ansatz zur Beschreibung der Hauptspannungsverläufe in der Mantelfläche bei Beanspruchung auf Lochleibung von orthotropen Materialien auch auf andere Problemstellungen übertragen werden. Somit kann er ebenfalls auf klassische Lochleibungsproblematiken im Holzbau angewendet werden. Zur gesicherten Anwendung sind jedoch weitere Untersuchungen notwendig.

Im Rahmen der Bestimmung der Lochleibungstragfähigkeit wird immer der in Beanspruchungsrichtung wirkende Anteil der minimalen Hauptspannungen durch Multiplikation der Hauptspannung mit der Sinusfunktion des Kreiswinkels betrachtet. Werden die gegebenen Funktionen stattdessen mit Cosinus beaufschlagt, so kann der Verlauf der Spannungsverteilung senkrecht zur Beanspruchungsrichtung beschrieben werden. Dieser Verlauf charakterisiert die Spaltkraft, welche bei auf Lochleibung beanspruchten Verbindungen eine wichtige Kenngröße darstellt. Der Ansatz stellt folglich eine verallgemeinerte Möglichkeit zu Beschreibung dieser Kenngröße dar.

## 9 Zusammenfassung und Ausblick

### 9.1 Zusammenfassung

Die in aktueller Baupraxis geplanten und realisierten Holz-Beton-Verbunddecken werden nahezu ausschließlich als einachsig spannende Verbundsysteme ausgeführt, was zu einem Wettbewerbsnachteil der HBV-Decken im Vergleich zu biaxial spannenden Deckensystemen führt. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird das Trag- und Verformungsverhalten einer zweiachsig abtragenden HBV-Decke mit dem neuartigen Verbundmittel Betonnocke untersucht und das vorhandene Potenzial dieses Systems verdeutlicht.

Da die bisher verwendeten Verbundmittel auf den uniaxialen Lastabtrag ausgelegt sind, wird zunächst das Verbundmittel Betonnocke ausführlich numerisch und experimentell untersucht. Durch die zylindrische Form soll dabei eine Richtungsunabhängigkeit der Schubkraftübertragung sichergestellt werden. Bereits in den numerischen Voruntersuchungen kann festgestellt werden, dass sowohl die Steifigkeiten als auch die Tragfähigkeiten in Beanspruchungsrichtung  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  bzw.  $90^\circ$  ein ähnliches Niveau aufweisen. Dabei hat sich das Einbinden des Verbundmittels in die beiden oberen Lagen des BSP als zwingend notwendig herausgestellt. Zusätzlich kann besonders in den experimentellen Untersuchungen die ausgeprägte Duktilität der Betonnocke verifiziert werden. So können sich sehr große Relativverschiebungen zwischen Beton und BSP-Querschnitt ohne Lastabfall einstellen, was für den späteren Einsatz im Deckensystem von Vorteil ist. Weiterhin ist bereits mit geringen Abständen zum freien Bauteilrand bzw. zwischen den einzelnen Verbundmitteln eine volle Tragfähigkeitsentwicklung möglich und die Mindestabstände können durch die experimentellen Untersuchungen bestätigt werden.

Nach der Verifizierung der Eignung der Betonnocke werden großmaßstäbliche Bauteilversuche zum uniaxialen und biaxialen Trag- und Verformungsverhalten der HBV-Decke durchgeführt. An diesen Versuchen können numerische Modelle kalibriert werden, welche eine Untersuchung weiterer Parameter ermöglichen. So kann ein detailliertes Verständnis der Tragmechanismen des Verbundquerschnitts erlangt werden. Es werden sowohl numerische Betrachtungen in Abaqus als auch mittels Trägerrostmodellen durchgeführt, welche bei der späteren Bemessung einen maßgebenden Einfluss einnehmen. Je nach notwendigem Detailgrad der Ergebnisse können verschiedene Varianten der Trägerrostmodelle verwendet werden.

Allgemein ist bei Betrachtung des globalen Tragverhaltens eine ausgeprägte biaxiale Tragwirkung der HBV-Decke ohne Stoß mit nahezu identischen Anteilen je Tragrichtung zu verzeichnen. Dadurch kann das Verhalten der Decke im Vergleich zur einachsig spannenden Variante deutlich verbessert werden. Die Durchbiegung in Feldmitte reduziert sich durch die zweiachsige Tragwirkung um den Faktor 2,3 bis 2,7. Nach Überschreitung des linear-elastischen Bereichs, welcher bei der biaxial abtragenden Decke mit  $8,1\text{ m} \times 8,1\text{ m}$  als Außenabmessungen bis ca.  $20\text{ kN/m}^2$  ausgeprägt ist, ist eine Rissbildung an der Betonunterseite und das simultane Erreichen der Tragfähigkeit der Verbundmittel im Randbereich charakteristisch. Die Rissbildung führt aufgrund der Dehnungskompa-

tibilität der Teilquerschnitte nicht zu einer großflächigen plastischen Ausnutzung der Bewehrung, was eine Bemessung nach den praxisüblichen Regeln des Stahlbetonbaus verhindert.

Die Verbundmittel können bedingt durch ihre Duktilität und das nahezu ideal plastische Verhalten unter zunehmendem Schlupf die Schubkräfte in Richtung Feldmitte umlagern. Zusätzlich sind die abhebenden Verformungen bei der biaxial tragenden Platte bis zur Laststufe von ca.  $30 \text{ kN/m}^2$  bis  $40 \text{ kN/m}^2$  bei Ansatz der Materialeigenschaften auf Mittelwertniveau sehr gering. In den durchgeführten Bauteilversuchen zur Beurteilung des globalen Tragverhaltens werden keine Abhebesicherungen (bspw. Tellerkopfschrauben) in der Verbundfuge angeordnet. Dies führt zu keiner negativen Beeinflussung des Tragverhaltens in den baupraktisch relevanten Durchbiegungsbereichen. Numerische Simulationen bestätigen diesen Sachverhalt. Weiterhin kann bei den durchgeführten Push-out-Versuchen erst ab größeren Schlupfwerten eine relevante Zugkraft in der oberen Abspannung beobachtet werden (vgl. Abb. 5.15). Wie bereits in Kapitel 5 beschrieben, ist dies als weiteres Indiz einer erst bei größeren Schlupfwerten beginnenden abhebenden Verformung in der Verbundfuge zu deuten.

Der Anteil des Verbundmoments beträgt ca. 60 - 70 % des gesamten einwirkenden Moments und verdeutlicht die ausreichende Steifigkeit der Verbundmittel für einen Lastabtrag mit hoher Verbundwirkung. Ist die Verbundfuge hoch ausgenutzt, kann die aufnehmbare Schubkraft nur noch geringfügig gesteigert werden. Dies führt zu einer Erhöhung der Eigenbiegebeanspruchung insbesondere des BSP-Querschnitts. Deshalb kommt es bei baupraktisch nicht relevanten Durchbiegungen von 150 bis 190 mm bei einer Spannweite von 7,80 m schlussendlich zu einem Biegezugversagen im BSP-Querschnitt, was die Tragfähigkeit limitiert. In experimentellen Betrachtungen kann gezeigt werden, dass ein Ausfall einzelner Lamellen im BSP-Querschnitt aufgrund eines Biegezugversagens nicht zu einem schlagartigen Versagen des gesamten Bauteils führt, sondern eine Umlagerung auf benachbarte Lamellen möglich ist. Dies führt zu einer verbesserten Duktilität der HBV-Decke.

Die entwickelte Variante des stirnseitigen BSP-Stoßes beeinflusst aufgrund der geringen Steifigkeit das Trag- und Verformungsverhaltens der HBV-Decke negativ und muss deshalb bei der Bemessung berücksichtigt werden. Allerdings kann gezeigt werden, dass selbst für diese Ausführungsvariante noch eine näherungsweise biaxiale Tragwirkung vorliegt. Zusätzlich werden die allgemeingültigen Auswirkungen der Nachgiebigkeit der stirnseitigen Verbindung untersucht. Ab einer Steifigkeit eines beliebig ausführbaren Stoßes von ungefähr  $1000 \text{ kN/mm}$  pro Meter Stoßlänge beträgt die Zunahme der Durchbiegung in Feldmitte weniger als 10 %. Durch die Auflagerung der Decke mittels deckengleicher Unterzüge ist eine nachgiebige Auflagerung gegeben. Diese Nachgiebigkeit muss bei der Bemessung berücksichtigt und mit der Durchbiegung der HBV-Decke superponiert werden. Beträgt der Anteil der Durchbiegung des Unterzugs an der Gesamtdurchbiegung mehr als 25 %, so ist auch eine negative Beeinflussung der Tragwirkung der HBV-Decke selbst zu verzeichnen.

Weiterhin kann gezeigt werden, dass die Ergebnisse der Kleinteilversuche zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens der Betonnocke auf das Verhalten im Bauteil übertragbar sind und somit verifizierte Kenngrößen zur Verfügung stehen. Aufbauend auf allen Erkenntnissen zum Verbundmittel wird ein statistisch abgesichertes Bemessungsmodell für die Betonnocke entwickelt. Dabei kann bei einigen Versagensmodi auf ein

modifiziertes Bemessungsschema der Rechteckkerve zurückgegriffen werden. Jedoch stellt der Versagensmodus Lochleibung ein nur bei stiftförmigen Verbindungsmitteln mit geringen Durchmessern beobachtetes Versagensverhalten dar. Durch die Orthotropie des Werkstoffes Holz ist eine Beschreibung der Tragmechanismen sehr aufwendig und komplex. Bei der Bemessung von stiftförmigen Verbindungsmitteln werden deshalb empirisch kalibrierte Ansätze ohne mechanische Begründung verwendet und diese müssen für jedes neue Verbindungsmittel mit großem experimentellen Aufwand neu kalibriert werden. Im Rahmen dieser Arbeit wird ein Bemessungsansatz für die Lochleibungsfestigkeit vorgestellt, der auf der tatsächlich vorliegenden Spannungsverteilung basiert und nur auf den Eingangsgrößen Druckfestigkeit in Faserrichtung, Druckfestigkeit senkrecht zur Faserrichtung, der Schubfestigkeit und der auftretenden Reibung beruht. Für die Bestimmung müssen einige Hilfsgrößen je Tragrichtung ermittelt werden. Eine allgemeingültige mechanische Begründung dieser Hilfsgrößen ist nicht möglich, jedoch weisen die vorgeschlagenen Näherungsfunktionen sehr hohe Korrelationskoeffizienten auf, was die Annahmen verifiziert. Der Vorteil des vorgestellten Ansatzes ist, dass für beliebige Festigkeitseigenschaften und Reibungskoeffizienten die Lochleibungsfestigkeit statistisch abgesichert ermittelt werden kann. Da bei der späteren Bemessung der Betonnocke in der Regel nur einige wenige Materialkombinationen verwendet werden, wird abschließend ein stark vereinfachtes Vorgehen zur Reduktion der notwendigen Berechnungsschritte vorgestellt.

Im Rahmen dieser Arbeit kann allgemein das große Potenzial der numerischen Betrachtungsweise gezeigt werden. So können im Vorfeld von experimentellen Untersuchungen Parameter gezielt betrachtet werden und ermöglichen somit eine zielgerichtete und effiziente experimentelle Versuchskampagne. Darüber hinaus zeigen die Modelle bei Kalibrierung auf Versuchsergebnisse mit realistischen Materialparametern sehr gute Übereinstimmungen. Mit diesen kalibrierten Modellen kann das Verständnis der Tragmechanismen weiter vertieft und es können beliebige weitere Konfigurationen untersucht werden.

## 9.2 Empfehlungen für die Bemessung

Im Allgemeinen ist die Bemessung des Verbundquerschnitts nach den Regelungen in [DIN CEN/TS 19103] durchzuführen. Dort sind Angaben zur Schnittgrößenermittlung, zur Dimensionierung der Teilquerschnitte als auch zur Auslegung der Verbundfuge gegeben. Zusätzlich wird auch das zeitabhängige Verhalten der HBV-Bauweise behandelt. Die Hinweise in Kapitel 7.5 zur Modellierung des Verbundquerschnitts und die Randbedingungen zur Anwendung des Verbundmittels nach Kapitel 8.7 sind bei der Bemessung der entwickelten HBV-Decke zu beachten. Aus Tab. 5.4 können die Steifigkeiten und aus Kapitel 8.7 die Tragfähigkeiten des Verbundmittels Betonnocke entnommen werden.

Die im Rahmen dieser Arbeit erzielten Ergebnisse stellen die Forderung nach [DIN CEN/TS 19103], wonach konservativ 10 % der Schubkraft als abhebende Kraft verankert werden muss, in Frage. Die Thematik kann jedoch nicht abschließend behandelt werden. Grundsätzlich kann festgehalten werden, dass, wenn auf eine Abhebesicherung teilweise oder ganz verzichtet werden soll, eine gewisse Eigenbiegesteifigkeit der beiden Verbundpartner zwingend notwendig ist. Dies ist erforderlich, da zu allen

Zeitpunkten sichergestellt sein muss, dass der jeweilige Teilquerschnitt als ein zusammenhängender Querschnitt wirkt und so einer lokal sehr stark ausgeprägten Abhebung entgegenwirkt. Um dies auch im Zustand II sicherzustellen, muss der Betonquerschnitt bewehrt sein. Nach [DIN CEN/TS 19103] ist eine Bewehrungsmatte Q188 für die hier vorliegenden Randbedingungen als Mindestbewehrung vorzusehen, was zur Sicherstellung der Biegesteifigkeit als ausreichend erachtet wird. Jedoch ist dies nicht Untersuchungsgegenstand der vorliegenden Arbeit.

Soll die Bewehrung bei der Biegebemessung zur Aufnahme der Zugspannungen angesetzt und detailliert bemessen werden, muss auf die Verträglichkeit der Dehnungen geachtet werden. Die vorliegenden Dehnungen können unter Berücksichtigung der Krümmungsgleichheit der Teilquerschnitte bei geringen Durchbiegungen (vgl. Abschnitt 6.2.7.2) berechnet werden. Damit kann ebenfalls die Dehnung auf Höhe der Bewehrungslage ermittelt werden, mit welcher die maximal anzusetzende Zugkraft der Bewehrung errechnet werden muss. Es kann nicht davon ausgegangen werden, dass immer eine plastische Aktivierung vorliegt und so eine Bemessung nach den Regeln des Stahlbetonbaus möglich ist. Folglich ist für die Auslegung des Bewehrungsquerschnitts nicht zwangsläufig die Stelle des maximalen Biegemoments maßgebend, sondern es kann eine Stelle mit geringerer Krümmung ausschlaggebend werden. An dieser Stelle kann durch die verringerte Krümmung weniger Zugkraft durch die Bewehrung abgetragen werden. Im Rahmen der hier durchgeführten experimentellen Untersuchungen zur HBV-Decke werden Bewehrungsmatten Q335A in oberer und unterer Lage angeordnet, um ein vorzeitiges Biegeversagen des Betonquerschnitts sicher ausschließen zu können. Im späteren Deckensystem sind geringere Bewehrungsmengen ausreichend.

Zusätzlich ist bei der Bemessung des Betonquerschnitts die lokal erhöhte Biegebeanspruchung durch den nachgiebigen Stoß im BSP-Element zu beachten und gegebenenfalls durch Zulagebewehrung abzudecken. Der im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Stoß kann im BSP-Querschnitt nach den Regelungen in [DIN EN 1995-1-1] nachgewiesen werden.

### 9.3 Ausblick

Bei den durchgeführten Untersuchungen sind weitere, zukünftig mögliche Forschungsschwerpunkte in den Fokus gerückt. So liegen zum zeitabhängigen Verhalten des Verbundmittels Betonnocke keine Ergebnisse vor. Möglicherweise sind die Erkenntnisse zu Kerven übertragbar. Trotzdem sollten ergänzende Betrachtungen durchgeführt werden. Eine mögliche Erfassung der zeitabhängigen Verformungen ist bereits in [DIN CEN/TS 19103] enthalten. Dafür wird der Wert  $k_{def}$  benötigt. Dieser Wert ist bei keinen weiteren Angaben zum Verbundmittel mit  $k_{def} = 2 \cdot k_{def}$  anzunehmen, wobei  $k_{def}$  dem Verformungsbeiwert für Holz nach [DIN EN 1995-1-1] entspricht. Die konservative Abschätzung könnte anhand weitergehender Untersuchungen optimiert werden. Weiterhin bedarf die im vorangegangenen beschriebene Thematik der abhebenden Verformungen in der Verbundfuge weiterer Untersuchungen. Durch ein Verzicht bzw. eine Reduktion der notwendigen Abhebesicherungen kann die Wirtschaftlichkeit der HBV-Decken zusätzlich gesteigert werden.

Die Ausführung der deckengleichen Unterzüge ist nicht Gegenstand dieser Arbeit. Weitere Angaben sind [Sorg et al. 2024] zu entnehmen. Dort sind auch Aussagen zur Nachweisführung gegeben. Da die Durchlaufwirkung zwischen den Deckenfeldern durch die monolithische Herstellung des Betongurts und der Unterzüge bislang auf der sicheren Seite vernachlässigt wird, kann diese in weiteren Betrachtungen charakterisiert und somit die Wirtschaftlichkeit des Deckensystems weiter verbessert werden. Zusätzlich kann mittels experimenteller Betrachtungen die Tragwirkung des stirnseitigen BSP-Stoßes im Verbundbauteil verifiziert werden. Die durchgeführten Untersuchungen beschränken sich auf die ausschließliche Zugbeanspruchung. Ebenfalls kann ein Stoß mit höherer Steifigkeit verwendet werden, um die getroffenen Aussagen zur notwendigen Steifigkeit des Stoßes zu bestätigen.

Betrachtungen zum Schallschutz, Brandschutz und zu Schwingungen werden im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt, da das Verhalten von HBV-Decken in diesen Bereichen bereits erforscht ist. Dadurch wird unterstellt, dass die bereits vorliegenden Erkenntnisse auf das neuartige Deckensystem übertragbar sind. Um den Primärressourcenverbrauch des Systems zu reduzieren, kann rezyklierte Gesteinskörnung im Betongurt eingesetzt werden.



# Literatur

- Altenbach 2015 **H. Altenbach:** *Kontinuumsmechanik: Einführung in die materialubahängigen und materialabhängigen Gleichungen: 3. Auflage.* Springer Vieweg, Berlin, 2015.
- Aurand et al. 2020 **S. Aurand; H. J. Blaß:** *Verbinder aus Kunstharzpressholz mit veränderter Oberfläche zur Erhöhung der Reibung in der Scherfuge.* Bautechnik 97, Sonderheft Holzbau, 2020, S. 44–55.
- Blaß et al. 1995 **H. J. Blaß; J. Ehlbeck; M. Van der Linden; M. Schläger:** *Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen.* Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe, 1995.
- Blaß et al. 2002a **H. J. Blaß; P. Fellmoser:** *Erstellung eines Rechenverfahrens zur Ermittlung von Festigkeitskennwerten von Mehrschichtplatten.* Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Fridericiana Karlsruhe, 2002.
- Bléron 2000 **L. Bléron:** *Contribution à l'optimisation des performances d'assemblages bois en structure : Analyse de la portancedans les assemblages de type tige.* Dissertation, Université Henri Poincaré - Nancy, 2000.
- Boström 1992 **L. Boström:** *Method for determination of the softening behaviour of wood and the applicability of a nonlinear fracture mechanics model.* Report TVBM-1012, Doctoral Thesis, Lund University, Schweden, 1992.
- Broschart 2020 **Y. Broschart:** *Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten oberflächennaher Verbunddübelleisten.* Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, 2020.
- Cervera et al. 2006 **M. Cervera; M. Chiumenti:** *Smear Crack Approach: Back to the Original Track.* International Journal for Numerical und Analytical Methods in Geomechanics 30 (12), 2006, S. 1173-1199.
- Claßen 2016 **M. Claßen:** *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Verbunddübelleisten und großen Stegöffnungen.* Dissertation, RWTH Aachen, 2016.
- Colling 2008 **F. Colling:** *Holzbau: Grundlagen, Bemessungshilfen. 2. Auflage.* Vieweg und Teubner, GWV Fachverlage GmbH, Wiesbaden, 2008.
- Dias et al. 2018 **A. Dias; J. Schänzlin; P. Dietsch:** *Design of timber-concrete composite structures.* Shaker Verlag GmbH, Aachen, 2018.

- Diem 2006 **H. Diem:** *Tragfähigkeit von Bolzenverbindungen in dickwandigen Faserverbundstrukturen.* Dissertation, Technische Universität München, 2006.
- dJong 1977 **T. de Jong:** *On the Calculation of Stresses in Pin-Loaded Anisotropic Plates.* Dissertation, University of Technology Delft, 1977.
- Donhauser 2022 **M. Donhauser:** *Konstitutive Modellierung und Finite-Elemente-Berechnung des Versagensverhaltens geklebter Stahl-FVK-Verbindungen.* Dissertation, Universität Kassel, 2022.
- Eberhardsteiner 2002 **J. Eberhardsteiner:** *Mechanisches Verhalten von Fichtenholz - Experimentelle Bestimmung der biaxialen Festigkeitseigenschaften.* Springer Verlag, 2002.
- Ehlbeck et al. 1992 **J. Ehlbeck; H. Werner:** *Tragfähigkeit von Laubholzverbindungen mit stabförmigen Verbindungsmitteln.* Forschungsbericht Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe, 1992.
- Ehrhart 2014 **T. Ehrhart:** *Materialbezogene Einflussparameter auf die Rollschubeigenschaften in Hinblick auf Brettsperrholz.* Masterarbeit, Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz, 2014.
- Fingerloos et al. 2012 **F. Fingerloos; J. Hegger; K. Zilch:** *Eurocode 2 für Deutschland : DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit nationalem Anhang ; kommentierte Fassung.* 1.Aufl. Berlin, 2012.
- Gehri et al. 1979 **E. Gehri; T. Steurer:** *Holzfestigkeit bei Beanspruchung schräg zur Faser.* Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung (SAH), Bulletin 7/2, 1979.
- Glaser 2005 **R. Glaser:** *Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen.* Dissertation, Technische Universität Cottbus, 2005.
- Gödde 2012 **L. Gödde:** *Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton.* Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2012.
- GOM 2023 **GOM:** *Carl Zeiss GOM Metrology GmbH, ATOS Compact Scan.* <https://www.gom.com/de-de/produkte/3d-scanning/atos-compact-scan>, aufgerufen am: 19.07.2023, 2023.
- Goodman et al. 1971 **J. Goodman; J. Bodig:** *Orthotropic Strength of Wood in Compression.* Wood Science und Technology 4(2), 1971, 83-94.

- Green et al. 1999 **D. W. Green; J. E. Winandy; D. E. Kretschmann:** *Mechanical Properties of Wood*. Wood handbook - Wood as an engineering material. Gen. Tech. Rep. FPL–GTR–113. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, 1999.
- Grosse 2005 **M. Grosse:** *Zur numerischen Simulation des physikalisch nichtlinearen Kurzzeittragverhaltens von Nadelholz am Beispiel von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. Dissertation, Institut für Holz- und Mauerwerksbau, Bauhaus Universität Weimar, 2005.
- Grosse et al. 2003 **M. Grosse; R. Hartnack; S. Lehmann; K. Rautenstrauch:** *Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen - Teil 1: Kurzzeittragverhalten*. Bautechnik 80 (2003), Heft 8, 2003, S. 534-541.
- Hahn et al. 2018 **M. Hahn; M. Reck:** *Kompaktkurs Finite Elemente für Einsteiger*. Springer Vieweg Verlag, 2018.
- Hankinson 1921 **R. Hankinson:** *Investigation of crushing strength of spruce at varying angles of grain*. Air Force Information Circular No. 259, U.S. Air Service, 1921.
- Hauser 2023 **P. Hauser:** *Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von hybriden Trägern zur verformungsorientierten Bemessung*. Dissertation, RPTU Kaiserslautern-Landau (in Vorbereitung), 2023.
- Higgins et al. 2017 **C. Higgins; A. R. Barbosa; C. Blank:** *Structural Tests of Concrete Composite-Cross-Laminated Timber Floors - Final Report - No. 17-01*. Oregon State University, 2017.
- Hill 1948 **R. Hill:** *A theory of the yielding and plastic flow of anisotropic metals*. Proc. R. Soc. Lond. A 193, 1948, S. 281-297.
- Hillerborg et al. 1976 **A. Hillerborg; M. Modéer; P. E. Petersson:** *Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements*. Cement und Concrete Research, Vol. 6, Pergamon Press Inc., USA, 1976, S. 773-782.
- Hoffmann 1967 **O. Hoffmann:** *The Brittle Strength of Orthotropic Materials*. Journal of Composite Materials Volume 1, Issue 2, 1967, S. 200-207.
- Hoffmeyer 1995 **P. Hoffmeyer:** *Holz als Baustoff*. STEP 1, Holzbauwerke, Bemessung und Baustoffe nach Eurocode 5, in Informationsdienst Holz, Arbeitsgemeinschaft Holz, Fachverlag Holz, Düsseldorf, 1995, Abschnitt A4.
- Holschemacher et al. 2013 **K. Holschemacher; R. Selle; J. Schmidt; H. Kieslich:** *Holz-Beton-Verbund*. Betonkalender: Lebensdauer und Instandsetzung, Brandschutz, Ernst u. Sohn, 2013, S. 241 - S. 288.

- Jaaranen et al. 2021 **J. Jaaranen; G. Fink:** *Experimental and numerical investigations of a timber-concrete dovetail splice joint.* Journal of Building Engineering 43, 2021.
- Jaaranen et al. 2022 **J. Jaaranen; G. Fink:** *Experimental and numerical investigations of two-way LVL–concrete composite plates with various support conditions.* Engineering Structures, 2022.
- Jorissen 1998 **Jorissen:** *Double Shear Timber Connections with Dowel Type Fasteners.* Dissertation, Delft, 1998.
- Jutila 2003 **A. Jutila:** *Findings and points of interest of the Nordic Timber Bridge Projects.* 9. Internationales Holzbau-Forum, Garmisch-Patenkirchen, 10. - 12. Dezember, 2003.
- Kenel 2000 **A. Kenel:** *Zur Berechnung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen – Entwicklung und Vergleich verschiedener Berechnungsverfahren.* Forschungs- und Arbeitsbericht, 115/42, EMPA, Dübendorf, 2000.
- Keylwerth 1951 **R. Keylwerth:** *Die anisotrope Elastizität der Lagenhölzer.* VDI-Forschungsheft 430, Ausgabe B, Band 17, Hamburg, 1951.
- Kirchhoff 1850 **G. Kirchhoff:** *Über das Gleichgewicht und die Bewegung einer elastischen Scheibe.* Journal für reine und angewandte Mathematik 40, 1850, S. 51-88.
- Kludka-Lempert 2023 **M. Kludka-Lempert:** *Bewertung und Beurteilung des Trag- und Verformungsverhaltens von geklebten Stahlverbundträgern unter Berücksichtigung der Dauerfestigkeit der Verbundfuge.* Dissertation, RPTU Kaiserslautern-Landau, 2023.
- Kollmann 1951 **F. Kollmann:** *Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe.* Berlin, Göttingen, Heidelberg, Springer, 1951.
- König et al. 2004 **G. König; K. Holschemacher; F. Dehn:** *Holz-Beton-Verbund: Innovationen im Bauwesen - Beiträge aus Praxis und Wissenschaft.* Bauwerk Verlag GmbH, 2004.
- Kreis 2021 **J. Kreis:** *Two way spanning timber-concrete composite slabs made of beech laminated veneer lumber with steel tube connection.* Dissertation, ETH Zürich, Dübendorf, 2021.
- Kreuzinger 2000 **H. Kreuzinger:** *Verbundkonstruktionen aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen.* Tagungsband 2000, Ingenieurholzbau Karlsruher Tage, Bruder-Verlag, 2000.
- Kreuzinger et al. 1999 **H. Kreuzinger; A. Scholz:** *Nachweis in Grenzzuständen der Tragfähigkeit bei Platten und Scheiben aus Holz und Holzwerkstoffen unter Spannungskombinationen.* Forschungsvorhaben - Schlussbericht. Technische Universität München, 1999.

- Kroll et al. 1999 **L. Kroll; W. Hufenbach:** *Stress analysis of notched anisotropic finite plates under mechanical and hygrothermal loads.* Archive of Applied Mechanics 69, 1999, S. 145-159.
- Kudla 2017 **K. Kudla:** *Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken.* Dissertation, Universität Stuttgart, 2017.
- Kueres et al. 2015 **D. Kueres; A. Stark; M. Herbrand; M. Classen:** *Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischem Schädigungsmodell - Grundlegende Untersuchungen zu Normalbeton und UHPC.* VDI Fachmedien, Bauingenieur 90, Heft 6, 2015, S. 252-264.
- Kuipers 1960 **J. Kuipers:** *Onderzoek van ringdeuvelverbindingen. De scheve verbindingen - Research into split ring connections.* Rapport 4-60-1-HV-18, Stevin Laboratorium, Technische Hochschule Delft, 1960.
- Lehmann 2004 **S. Lehmann:** *Untersuchungen zur Bewertung von Verbundbauteilen aus Brettstapelelementen im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten.* Dissertation, Bauhaus Universität Weimar, 2004.
- Lekhnitskii 1968 **S. G. Lekhnitskii:** *Anisotropic Plates.* Gordon und Breach, London, 1968.
- Lemaître 2022 **R. Lemaître:** *Développement d'un outil de calcul non linéaire dedimensionnement d'assemblages bois tridimensionnelssoumis à des torseurs plans.* Dissertation, Université de Lorraine, 2022.
- Loebus et al. 2017 **S. Loebus; S. Winter:** *Zweiachsig Tragwirkung bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen - Entwicklung von Bemessungsverfahren und Konstruktionsdetails für zweiachsig Lastabtragung bei der Holz-Beton-Verbundbauweise.* Abschlussbericht, Technische Universität München, 2017.
- Lopes 2009 **C. S. Lopes:** *Damage and failure of non-conventional composite laminates.* PhD Thesis, University of Technology Delft, 2009.
- Luna Innovations Inc 2023 **Luna Innovations Inc.:** *Product description ODiSI 6000 Series.* <https://lunainc.com/product/odisi-6000-series>, aufgerufen am 11.01.2023, 2023.
- Maimí et al. 2007 **P. P. Maimí P and. Camanho; J. A. Mayugo; C. G. Dávila:** *A continuum damage model for composite laminates: Part I – Constitutive model.* Mechanics of Materials, 39, 2007, S. 897 - 908.
- Mark 2006 **P. Mark:** *Zweiachsig durch Biegung und Querkräfte beanspruchte Stahlbetonträger.* Habilitationsschrift, Ruhr-Universität Bochung, Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, 2006.

- Matzenmiller et al. 1995 **A. Matzenmiller; J. Lubliner; R. L. Taylor:** *A Constitutive Model for Anisotropic Damage in Fiber-Composites*. Mechanics of Materials, 20, 1995, S. 125- 152.
- Michelfelder 2006 **B.-C. Michelfelder:** *Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Dissertation, Universität Stuttgart, 2006.
- Mindlin 1951 **R. D. Mindlin:** *Influence of Rotatory Inertia and Shear on Flexural Motions of Isotropic Elastic Plates*. Journal of Applied Mechanics 18, 1951, S. 1031-1038.
- Möhler 1956 **K. Möhler:** *Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbundmitteln*. Habilitation, Fakultät für Bauwesen, Technische Hochschule Fridericiana zu Karlsruhe, Providence, USA, 1956.
- Möhler et al. 1979 **K. Möhler; W. Herröder:** *Obere und untere Reibbeiwerte von sägerauhem Fichtenholz*. Holz als Roh- und Werkstoff 37, 1979, S. 27 - 32.
- Neuhaus 2017 **H. Neuhaus:** *Ingenieurholzbau: Grundlagen - Bemessung - Nachweise - Beispiele. 4. Auflage*. Springer Vieweg, Wiesbaden, 2017.
- Nguyen-Hoang et al. 2019 **M. Nguyen-Hoang; W. Becker:** *Efficient Stress and Failure Analysis of Bolted Joints for Composite Laminates*. Deutscher Luft- und Raumfahrtkongress, 2019, S. 1-16.
- Niemz 2005 **P. Niemz:** *Physik des Holzes*. Forschungsbericht Institut für Baustoffe, ETH Zürich, 2005.
- Niemz et al. 2008 **P. Niemz; D. Caduff:** *Untersuchungen zur Bestimmung der Poissonschen Konstanten an Fichtenholz*. Holz als Roh- und Werkstoff 66, 2008, S. 1-4.
- Niemz et al. 2017 **P. Niemz; W. Sonderegger:** *Holzpyhsik: Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe*. Fachbuchverlag Leipzig im Carl Hanser Verlag München, Leipzig, 2017.
- Noack et al. 1986 **D. Noack; E. Schwaab:** *Holz als Baustoff*. Holzbau-Taschenbuch, hrsg. von Halász, R.; Scheer, C.; Bd. 1, 8. vollst. neubearbeitete Aufl., 1986.
- Ottenhaus et al. 2022 **L. M. Ottenhaus; Z. Li; K. Crews:** *Half Hole and Full Hole Dowel Embedment Strength: A Review of International Developments and Recommendations for Australian Softwoods*. Construction and Building Materials, Volume 344, 2022, S. 1-16.
- Rautenstrauch et al. 2003 **K. Rautenstrauch; M. Grosse; S. Lehmann; R. Hartnack:** *Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken: 6. Informationstag des IKI, Bauhaus-Universität Weimar*. Bauhaus Universität Weimar, Weimar, 2003.

- Rautenstrauch et al. 2017 **K. Rautenstrauch; K. M.:** *Entwicklung einer ökologischen Straßenbrückenbauweise aus Holz und Beton mit kontinuierlichem Klebeverbund auf Basis (bio-) polymerer Reaktionsharzsysteme.* Schlussbericht zum Forschungsvorhaben 22000612, Bauhaus-Universität Weimar, 2017.
- Ricker 2009 **M. Ricker:** *Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen bei Einzelfundamenten.* Dissertation, RWTH Aachen, 2009.
- Rodd 1973 **P. D. Rodd:** *The Analysis of Timber Joints Made with Circular Dowel Connectors.* Dissertation, University of Sussex, 1973.
- Saltelli et al. 2002 **A. Saltelli; S. Tarantola; F. Campolongo; M. Ratto:** *Sensitivity Analysis in Practice: A Guide to Assessing Scientific Models.* Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, 2002.
- Sandhaas 2011 **C. Sandhaas:** *3D material model for wood, based on continuum damage mechanics.* Stevin Rapport:6-11-4, Stevin II Laboratory, University of Technology Delft, 2011.
- Sandhaas 2012 **C. Sandhaas:** *Mechanical behaviour of timber joints with slotted-in steel plates.* Dissertation, University of Technology Delft, 2012.
- Sargin 1971 **M. Sargin:** *Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections.* Dissertation, University of Waterloo, Berlin, 1971.
- Schänzlin 2003 **J. Schänzlin:** *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken.* Dissertation, Universität Stuttgart, 2003.
- Schänzlin 2017 **J. Schänzlin:** *Ausblick auf die zukünftige Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken.* VPI-Arbeitstagung vom 23./24.06.2017 in Baden-Baden, 2017.
- Schmidt 2018 **T. Schmidt:** *Kontaktverbindungen für aussteifende Scheiben aus Brettsperrholz.* Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2018.
- Scholz 2003 **A. Scholz:** *Ein Beitrag zur Berechnung von Flächentragwerken aus Holz.* Dissertation, Technische Universität München, 2003.
- Schuler 2018 **P. Schuler:** *Neue, zweiachsig tragende HBV-Konstruktion ohne Bewehrung.* In: 50. Fortbildungskurs S-WIN, Weinfelden, 2018, S. 65-70.
- Schweigler et al. 2016 **M. Schweigler; T. K. Bader; G. Hochreiner; G. Unger; J. Eberhardsteiner:** *Load-to-grain angle dependence of the embedment behavior of dowel-type fasteners in laminated veneer lumber.* Construction and Building Materials 126, 2016, S. 1020-1033.

- Seck 2021 **C. Seck:** *Entwicklung eines Bemessungsmodell für ein kontinuierliches Verbundmittel im Holz-Beton-Verbundbau mittels numerischer und experimenteller Untersuchungen.* Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, 2021.
- Sell 1997 **J. Sell:** *Eigenschaften und Kenngrößen von Holzarten.* 4. Auflage, LIGNUM, Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für das Holz, Zürich, 1997.
- Siebertz et al. 2017 **K. Siebertz; D. van Bebber; T. Hochkirchen:** *Statistische Versuchsplanung - 2. Auflage.* Springer-Verlag GmbH Deutschland, 2017.
- Simulia 2019 **Simulia:** *Abaqus Analysis User's Guide.* Dassault Systèmes Simulia Corp., 2019.
- Sjödin et al. 2006 **J. Sjödin; E. Serrano; B. Enquist:** *Contact-free measurements and numerical analyses of the strain distribution in the joint area of steel-to-timber dowel joints.* Holz als Roh- und Werkstoff, 64, 2006, S. 497 - 506.
- Skidmore et al. 2014 **Skidmore; Owings; Merrill:** *Timber Tower Research Project: System Report 1: Gravity Framing Development of Concrete Jointed Timber Frame System.* 2014.
- Stauder 2015 **F. Stauder:** *Zuverlässigkeitskonzept für bestehende Tragwerke im Wasserbau.* Dissertation, TU Kaiserslautern, 2015.
- Steiger 1995 **R. Steiger:** *Biege-, Zug- und Druckversuche an Schweizer Fichtenholz.* Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1995.
- Steinke 2015 **P. Steinke:** *Finite-Element-Methode.* Springer Vieweg Verlag, 5. Auflage, 2015.
- Strack 2007 **M. Strack:** *Modellbildung zum rissbreitenabhängigen Tragverhalten von Stahlfaserbeton unter Biegebeanspruchung.* Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2007.
- Trayer 1932 **G. W. Trayer:** *The bearing strength of wood under bolts.* Technical Bulletin No. 332, United States Department of Agriculture, Washington, D.C., 1932.
- Trunk 1999 **B. G. Trunk:** *Einflussgröße der Bauteilgröße auf die Bruchenergie von Beton.* Dissertation, ETH Zürich, 1999.
- Uibel 2007 **T. Uibel:** *Bemessung von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Brettsperrholz.* Universität Karlsruhe, 2007.
- Wagenführ et al. 2018 **A. Wagenführ; F. Scholz:** *Taschenbuch der Holztechnik,* 3. Auflage. Carl Hanser Verlag, Leipzig, 2018.
- Wallner-Novak et al. 2013 **M. Wallner-Novak; J. Koppelhuber; K. Pock:** *Brettsperrholz Bemessung - Band 1: Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode.* proHolz Austria Arbeitsgemeinschaft der österreichischen Holzwirtschaft zur Förderung der Anwendung von Holz, 2013.

- Welling 1987 **J. Welling:** *Die Erfassung von Trocknungsspannungen während der Kammertrocknung von Schnittholz.* Dissertation, Universität Hamburg, 1987.
- Werner 1993 **H. Werner:** *Tragfähigkeit von Holz-Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln unter Berücksichtigung streuender Einflussgrößen.* Dissertation, Universität Fridericiana zu Karlsruhe, 1993.
- Whale et al. 1989 **L. R. J. Whale; I. Smith:** *Mechanical joints in structural timber - Information for probabilistic design.* Report 18/86, TRADA, High Wycombe, 1989.
- Winter et al. 2009 **S. Winter; H. Kreuzinger; P. Mestek:** *Teilprojekt 15: Flächen aus Brettstapeln, Brettsperrholz und Verbundkonstruktionen: Reihe Holzbauforschung.* Fraunhofer IRB Verlag, Technische Universität München, 2009.
- Woodward et al. 1988 **C. Woodward; J. Minor:** *Failure Theories for Douglas-Fir in Tension.* ASCE-SE, 114(12), 1988, 2808-2813.
- Yeoh et al. 2011 **D. Yeoh; M. Fragiacomio; M. de Francheschi; K. H. Boon:** *State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review.* Journal of Structural Engineering 137, 10, 2011, S. 1085-1095.
- Zangeneh 2012 **K. A. Zangeneh:** *Shear Strength of Reinforced Concrete Beams subjected to Blast Loading.* Masterarbeit, Division of Structural Engineering und Bridges, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2012.
- Zhang et al. 1984 **K.-D. Zhang; C. E. S. Ueng:** *Stresses Around a Pin-loaded Hole in Orthotropic Plates.* Journal of Composite Materials, Vol. 18, 1984, S. 422-446.
- Zhou et al. 2006 **T. Zhou; Z. Guan:** *Review of existing and newly developed approaches to obtain timber embedding strength.* Progress in Structural Engineering und Materials 8, 2006, S. 49-67.
- Zhou et al. 2014 **D. Zhou; M. Pahn; W. Kurz:** *Beitrag zur Berechnung von Verbundträgern mit elastischem Verbund.* Stahlbau 83 (2014), Heft 4, Ernst u. Sohn Verlag, 2014, S. 278 - 288.
- Zienkiewicz et al. 2013 **O. C. Zienkiewicz; R. L. Taylor; J. Z. Zhu:** *The Finite Element Method: its Basis and Fundamentals.* Elsevier Ltd., 7. Auflage, 2013.

## Normen und Regelwerke

- DIN 1052 **DIN 1052:** *Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau - zurückgezogen.* DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2008-12.

- DIN CENTS 19103      **DIN CEN/TS 19103:** *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.* CEN European Committee for Standardization, Brüssel, 2021-04/2022-02.
- DIN EN 12390-13      **DIN EN 12390-13:** *Prüfung von Festbeton - Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul).* DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2019-10.
- DIN EN 12390-3      **DIN EN 12390-3:** *Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern.* DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2012-12.
- DIN EN 12390-6      **DIN EN 12390-6:** *Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern.* DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010-10.
- DIN EN 13183-1      **DIN EN 13183-1:** *Feuchtegehalt eines Stückes Schnittholz - Teil 1: Bestimmung durch Darrverfahren.* Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2002-07.
- DIN EN 13183-2      **DIN EN 13183-2:** *Feuchtegehalt eines Stückes Schnittholz - Teil 2: Schätzung durch elektrische Widerstandsmessverfahren.* Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2002-07.
- DIN EN 16351      **DIN EN 16351:** *Holzbauwerke - Brettsper Holz - Anforderungen.* DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2021-06.
- DIN EN 1990      **DIN EN 1990:** *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.* DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2010-12.
- DIN EN 1992-1-1      **DIN EN 1992-1-1:** *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2011-01.
- DIN EN 1992-1-1NA      **DIN EN 1992-1-1/NA:** *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2011-01.
- DIN EN 1994-1-1      **DIN EN 1994-1-1:** *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau.* DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010-12.

- DIN EN 1995-1-1 **DIN EN 1995-1-1:** *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.* DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010-12.
- DIN EN 1995-1-1NA **DIN EN 1995-1-1/NA:** *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter.* DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2013-08.
- DIN EN 26891 **DIN EN 26891:** *Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln. Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens.* DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1991-07.
- DIN EN 338 **DIN EN 338:** *Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen.* Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2009-10.
- DIN EN 408 **DIN EN 408:** *Holzbauwerke - Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz - Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften.* DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2012-10.
- ETA-060138 **ETA-06/0138:** *Europäische Technische Bewertung: KLH-Massivholzplatten.* Österreichisches Institut für Bautechnik, Wien, 2015.
- ETA-090036 **ETA-09/0036:** *Europäische Technische Zulassung: MM - crosslam: Massive plattenförmige Holzbauelemente für tragende Bauteile in Bauwerken.* Österreichisches Institut für Bautechnik, Wien, 2017-02.
- JCSS 2006 **JCSS:** *Probabilistic Model Code - Part 3.5: Properties of Timber.* Joint Committee on Structural Safety, 2006, 2006.
- Model Code 2010 **Model Code:** *Fédération internationale du béton (fib): Model Code 2010 – Code-type models for structural behaviour of concrete.* Schweiz, 2010.
- Z-9-1-342 2020 **Z-9-1-342:** *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: SFS VB Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen.* Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2020.
- Z-9-1-473 2010 **Z-9-1-473:** *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Flachstahlschlössern.* Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2010.
- Z-9-1-557 2020 **Z-9-1-557:** *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: HBV-Schubverbinder aus Streckmetall und vorgefertigte Bauteile mit eingeklebten HBV-Schubverbindern für ein Holz-Beton-Verbundsystem.* Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2020.

## Studentische Arbeiten mit Bezug zum Forschungsprojekt

- Annen 2021 **C. Annen:** *Numerische Untersuchung des Tragverhaltens von Holz-Beton-Verbunddecken mit neuartigem Verbundmittel.* Technische Universität Kaiserslautern, Masterarbeit (unveröffentlicht), 2021.
- Bouazra 2023 **A. Bouazra:** *Untersuchungen zum Verformungsverhalten des Verbundmittels Betonnocke mittels optischer 3D-Messtechnik.* Technische Universität Kaiserslautern, Studienprojekt (6 CP, unveröffentlicht), 2023.
- Dernbach 2021 **A. Dernbach:** *Experimentelle Untersuchung eines neuartigen Verbundmittels im Holz-Beton-Verbundbau.* Technische Universität Kaiserslautern, Masterarbeit (unveröffentlicht), 2021.
- Eppers 2022 **S. Eppers:** *Varianteuntersuchung zur Ausführung und Bemessung einer Verbindung zweier BSP-Elemente.* Technische Universität Kaiserslautern, Studienprojekt (6 CP, unveröffentlicht), 2022.
- Fleischer 2020 **M. Fleischer:** *Numerische Untersuchung des Tragverhaltens eines neuartigen Verbundmittels im Holz-Beton-Verbundbau.* Technische Universität Kaiserslautern, Masterarbeit (unveröffentlicht), 2020.
- Hoffmann 2023a **J.-E. Hoffmann:** *Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von HBV-Decken mit neuartigem Verbundmittel.* Technische Universität Kaiserslautern, Masterarbeit (unveröffentlicht), 2023.
- Hoffmann 2023b **J.-E. Hoffmann:** *Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von einachsig spannenden Holz-Beton-Verbunddeckenstreifen.* Technische Universität Kaiserslautern, Studienprojekt (12 CP, unveröffentlicht), 2023.
- Lachmann 2021 **M. Lachmann:** *Detaillierte Betrachtung der Kontakteigenschaften in numerischen Untersuchungen im Holz-Beton-Verbundbau.* Technische Universität Kaiserslautern, Studienprojekt (12 CP, unveröffentlicht), 2021.
- Mohrhardt 2023 **P. Mohrhardt:** *Experimentelle Untersuchung einer mehrschichtigen Stahlblech-Holz-Verbindung mit Stabdübeln.* Technische Universität Kaiserslautern, Studienprojekt (6 CP, unveröffentlicht), 2023.
- Müller 2021 **A. Müller:** *Numerische Parameterstudie zum Einfluss von Festigkeitseigenschaften auf die Tragfähigkeit und Steifigkeit eines neuartigen Verbundmittels im Holz-Beton-Verbundbau.* Technische Universität Kaiserslautern, Masterarbeit (unveröffentlicht), 2021.

- Schieche et al. 2022 **P. Schieche; M. Weyland; J. Zehfuss:** *Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens eines neuartigen BSP-Zugstoßes*. Technische Universität Kaiserslautern, Bauteilpraktikum (unveröffentlicht), 2022.
- Schmitz 2021 **L. Schmitz:** *Entwicklung eines Stabwerkmodells zur Berechnung von zweiachsig spannenden Holz-Beton-Verbunddecken*. Technische Universität Kaiserslautern, Studienprojekt (12 CP, unveröffentlicht), 2021.
- Schöppenthau 2021 **M. Schöppenthau:** *Numerische Untersuchung der Verbundmittelinteraktion in Push-out-Versuchen im Holz-Beton-Verbundbau*. Technische Universität Kaiserslautern, Studienprojekt (12 CP, unveröffentlicht), 2021.
- Weyland 2021 **M. Weyland:** *Theoretische Untersuchungen zu Kriechen und Schwinden im Holz-Beton-Verbundbau*. Technische Universität Kaiserslautern, Studienprojekt (6 CP, unveröffentlicht), 2021.
- Winandy 2022 **T. Winandy:** *Experimentelle Untersuchungen zur gegenseitigen Interaktion des Verbundmittels Betonnocke im Holz-Beton-Verbundbau*. Technische Universität Kaiserslautern, Bachelorarbeit (unveröffentlicht), 2022.

## Veröffentlichungen des Autors

- Sorg et al. 2022a **C. Sorg; W. Kurz:** *Entwicklung eines Verbundmittels zur richtungsunabhängigen Schubkraftübertragung im Holz-Beton-Verbundbau*. Doktorandenkolloquium Holzbau „Forschung und Praxis“ 2022, Stuttgart, 2022.
- Sorg et al. 2022b **C. Sorg; W. Kurz; A. Pavis d’Ecurac:** *Ein Verbundmittel zur richtungsunabhängigen Schubkraftübertragung in HBV-Decken*. Bautechnik 100, <https://doi.org/10.1002/bate.202200066>, 2022.
- Sorg et al. 2024 **C. Sorg; W. Kurz; A. Pavis d’Ecurac:** *Entwicklung einer zweiachsig spannenden Holz-Beton-Verbunddecke*. Bauingenieur, geplant., 2024.



## A Anhang: Stand der Kenntnisse

Tab. A.1: Übersicht über die experimentell bestimmten Bruchenergien mit Angabe der Literaturstellen

Belastungsart	Riss-system	Modus	Bruchenergie [N/m]	Literaturstelle
Zug parallel	LR / LT	I	45.000 - 60.000	[Franke 2008]
Querzug	TL	I	160 - 316	[Stanzl-Tschegg et al. 2009], [Franke 2008], [Niemz 2005], [Frühmann 2002],[Daudeville 1999], [Schatz 1994]
Querzug	RL	I	185 - 390	[Stanzl-Tschegg et al. 2009], [Franke 2008], [Grosse 2005], [Niemz 2005], [Daudeville 1999], [Aicher 1994], [Schatz 1994]
Querzug	TL	II	584 - 680	[Frühmann 2002], [Aicher et al. 1997]
Querzug	RL	II	611 - 1220	[Aicher et al. 1997], [Kretschmann 1995], [Riberholt et al. 1991]
Querzug	TL	III	1300	[Frühmann 2002]
Querzug	RL	III	3160	[Frühmann 2002]
Längsschub	RL / TL	I	600 - 900	[Stanzl-Tschegg et al. 2009], [Grosse 2005]
Rollschub	RL / TL	III	1.300 - 3.100	[Grosse 2005]



## B Anhang: Numerische Untersuchungen an Kleinteilversuchen

### B.1 Materialkennwerte Vorkalibrierung

Tab. B.1: Übersicht über die Eigenschaften des verwendeten Betons in den Push-out-Versuchen aus [Loebus et al. 2017]

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert [N/mm <sup>2</sup> ]	Prüfzeitpunkt [d]
Elastizitätsmodul [DIN EN 12390-13]	$E_{cm}$	26.985	16
Würfeldruckfestigkeit [DIN EN 12390-3]	$f_{cm,cube}$	30,9	16
Zylinderdruckfestigkeit [DIN EN 12390-3]	$f_{cm}$	28,2	16
Spaltzugfestigkeit [DIN EN 12390-6]	$f_{ctm,sp}$	2,66	28

Tab. B.2: Übersicht über die Eigenschaften des verwendeten BSP in den Push-out-Versuchen aus [Loebus et al. 2017]

Eigenschaft	Formelzeichen	Einheit	Wert	Prüfzeitpunkt [d]
mittlere Rohdichte	$\rho_m$	[kg/m <sup>3</sup> ]	467	vor Betonage
mittlere Holzfeuchte	$w$	[%]	10,7 ca. 23 ca. 17	vor Betonage 21 122
E-Modul longitudinal	$E_{0,mean}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	11.600	aus Zulassung
E-Modul radial/tangential	$E_{90,mean}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	370	
Längsschubmodul	$G_{v,mean}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	650	aus Zulassung
Rollschubmodul	$G_{roll,mean}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	50	
Zugfestigkeit longitudinal	$f_{t,0,k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	14,5	aus Zulassung
Zugfestigkeit radial/tangential	$f_{t,90,k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,12	
Druckfestigkeit longitudinal	$f_{c,0,k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	21,0	aus Zulassung
Druckfestigkeit radial/tangential	$f_{c,90,k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,5	
Längsschubfestigkeit	$f_{v,k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	4,0	aus Zulassung
Rollschubfestigkeit	$f_{v,roll,k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,1	

Tab. B.3: Eingabewerte zur Simulation des C20/25 Betons

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert	Einheit
Mittlere Druckfestigkeit	$f_{cm}$	28	[MPa]
Stauchung unter Maximalspannung	$\epsilon_{c1}$	$2,0 \cdot 10^{-03}$	[-]
Mittlere Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	2,6	[MPa]
Elastizitätsmodul	$E_{cm}$	30000	[MPa]
Querkontraktionszahl	$\nu$	0,2	[-]
Dichte	$\rho_m$	$2,50 \cdot 10^{-09}$	[t/mm <sup>3</sup> ]
Duktilitätsparameter nach Sargin	D	0	[-]
Verhältnis der plastischen zur inelastischen Dehnung	$b_c$	0,75	[-]

Tab. B.4: Eingabewerte zur Beschreibung des mehraxialen Materialverhaltens des Betons im Rahmen des CDP-Modells

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert	Einheit
Formgebungsparameter der Fließfläche	$F_{cc}$	1,16	[-]
	$K_c$	0,67	[-]
Dilatanzwinkel	$\psi$	37	[°]
Exzentrizität	$\epsilon$	0,1	[-]
Viskositätsparameter	$\nu$	$1,0 \cdot 10^{-08}$	[-]

Tab. B.5: Eingabewerte zur Beschreibung des Materialverhaltens der Holzlamellen

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert	Einheit
Elastizitätsmodul longitudinal	$E_{0,mean}$	11600	[MPa]
Elastizitätsmodul radial/tangential	$E_{90,mean}$	370	[MPa]
Schubmodul	$G_{0,mean}$	650	[MPa]
Rollschubmodul	$G_{roll,mean}$	50	[MPa]
Querdehnzahl	$\nu_{RL}$	0,02	[-]
	$\nu_{TL}$	0,02	[-]
	$\nu_{RT}$	0,3	[-]
Druckfestigkeit longitudinal	$f_{c,0,mean}$	42	[MPa]
Druckfestigkeit radial/tangential	$f_{c,90,mean}$	2,5	[MPa]
Zugfestigkeit longitudinal	$f_{t,0,mean}$	29	[MPa]
Zugfestigkeit radial/tangential	$f_{t,90,mean}$	2	[MPa]
Schubfestigkeit	$f_{v,mean}$	8	[MPa]
Rollschubfestigkeit	$f_{roll,mean}$	2,5	[MPa]
Bruchenergie Zug longitudinal	$G_{f,t,0}$	45	[N/mm]
Bruchenergie Zug radial/tangential	$G_{f,t,90}$	0,16	[N/mm]
Bruchenergie Schub	$G_{f,v}$	0,6	[N/mm]
Bruchenergie Rollschub	$G_{f,roll}$	1,3	[N/mm]

Tab. B.6: Materialparameter des Holzes der Festigkeitsklasse C50 auf geschätztem Mittelwertniveau

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert	Einheit
Steifigkeit, Querdehnzahl, Bruchenergie	-	siehe Tab. B.5	-
Druckfestigkeit longitudinal	$f_{c,0,mean}$	60	[MPa]
Druckfestigkeit radial/tangential	$f_{c,90,mean}$	6,0	[MPa]
Zugfestigkeit longitudinal	$f_{t,0,mean}$	67	[MPa]
Zugfestigkeit radial/tangential	$f_{t,90,mean}$	5,0	[MPa]
Schubfestigkeit	$f_{v,mean}$	8,0	[MPa]
Rollschubfestigkeit	$f_{roll,mean}$	5,0	[MPa]

## B.2 Materialkennwerte finale Kalibrierung

Tab. B.7: Dokumentation des kalibrierten FE-Modells der Push-out-Versuche

FE-Software	Abaqus/CAE2019	
Abmessungen des Modells	siehe Kapitel 5.2	
Vernetzung	Elementtyp	Elementgröße
BSP-Querschnitt	C3D8R	10 mm, in Dickenrichtung immer mind. 4 Elemente
Beton-Querschnitt	C3D8R	10 mm, in Dickenrichtung immer mind. 4 Elemente
Elastomere	C3D8R	25 mm
Randbedingungen		
Auflagerung	Halterung Elastomer Unterseite Beton: y und z-Richtung Halterung horizontale Abspannung: x-Richtung Lasteinleitung: z-Richtung	
Symmetriebedingung	x-Achsensymmetrie	
Aufbringung der Belastung	Verschiebung der Lasteinleitung um 6 mm in negative z-Richtung; Time Period = 1 (Smooth Step)	
Berechnungsschritt	dynamisch explizit, double precision	
Massenskalierung	semi automatic, whole Model, Faktor = 10	
Kontaktart	Kontaktdefinition	Eigenschaft
Normal	Beton - Holz; Beton - Elastomer; Holz - Elastomer	hard contact, allow separation after contact
Normal	Holz - Holz	hard contact
Tangential	Beton - Elastomer; Holz - Elastomer	$\mu = 0,10$
	Beton - Holz	$\mu = 0,50$
	Holz - Holz	rough
Materialmodell		
Beton	CDP-Modell, Eingangsparameter siehe Tab. B.9, Tab. B.8, Zugbereich: <i>Fictitious Crack Model</i> nach [Hillerborg et al. 1976]	
Holz	Benutzerdefinierte Subroutine, Eingangsparameter siehe Tab. B.10	
Elastomer	linear-elastisch, E-Modul = 120 N/mm <sup>2</sup> , $\nu = 0,49$	

Tab. B.8: Kalibrierte Eingabewerte zur Beschreibung des mehraxialen Materialverhaltens des Betons im Rahmen des CDP-Modells

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert	Einheit
Formgebungsparameter der Fließfläche	$F_{cc}$	1,16	[-]
	$K_c$	0,67	[-]
Dilatanzwinkel	$\psi$	37	[°]
Exzentrizität	$\epsilon$	0,1	[-]
Viskositätsparameter	$\nu$	$1,0 \cdot 10^{-08}$	[-]

Tab. B.9: Kalibrierte Eingabewerte zur Simulation des Betons

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert	Einheit
Mittlere Druckfestigkeit	$f_{cm}$	35,7	[MPa]
Stauchung unter Maximalspannung	$\varepsilon_{c1}$	$2,2 \cdot 10^{-03}$	[-]
Mittlere Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	2,5	[MPa]
Elastizitätsmodul	$E_{cm}$	28.000	[MPa]
Querkontraktionszahl	$\nu$	0,2	[-]
Dichte	$\rho_m$	$2,50 \cdot 10^{-09}$	[t/mm <sup>3</sup> ]
Duktilitätsparameter nach Sargin	D	0,3	[-]
Verhältnis der plastischen zur inelastischen Dehnung	$b_c$	0,85	[-]

Tab. B.10: Kalibrierte Eingabewerte zur Simulation des Holzes

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert	Einheit
Elastizitätsmodul longitudinal*	$E_{0,mean}$	12900	[MPa]
Elastizitätsmodul radial/tangential	$E_{90,mean}$	430	[MPa]
Schubmodul	$G_{v,mean}$	805	[MPa]
Rollschubmodul	$G_{roll,mean}$	65	[MPa]
Querdehnzahl	$\nu_{RL}$	0,02	[-]
	$\nu_{TL}$	0,02	[-]
	$\nu_{RT}$	0,3	[-]
Druckfestigkeit longitudinal*	$f_{c,0,mean}$	23,0	[MPa]
Druckfestigkeit radial/tangential	$f_{c,90,mean}$	5,0	[MPa]
Zugfestigkeit longitudinal*	$f_{t,0,mean}$	27,4	[MPa]
Zugfestigkeit radial/tangential	$f_{t,90,mean}$	4	[MPa]
Schubfestigkeit	$f_{v,mean}$	7,0	[MPa]
Rollschubfestigkeit	$f_{roll,mean}$	4,0	[MPa]
Bruchenergie Zug longitudinal	$G_{f,t,0}$	60	[N/mm]
Bruchenergie Zug radial/tangential	$G_{f,t,90}$	0,16	[N/mm]
Bruchenergie Schub	$G_{f,v}$	0,6	[N/mm]
Bruchenergie Rollschub	$G_{f,roll}$	1,3	[N/mm]
Viskositätsparameter Konfig. 0°/45°	$\eta_{0,45}$	0,001	[-]
Viskositätsparameter Konfig. 90°	$\eta_{90}$	0,005	[-]

\*experimentell ermittelt



# C Anhang: Experimentelle Untersuchungen an Kleinteilversuchen

## C.1 Geprüfte Materialkennwerte

Tab. C.1: Geprüfte Eigenschaften des Betons

Eigenschaft	Formelzeichen	Einheit	Serie				
			1	2, 2a	3, 4	5-0°/45°	5-90°
Würfeldruckfestigkeit [DIN EN 12390-3]	$f_{cm,cube}$	[MPa]	37,5	27,7	41,0	50,1	45,3
	CV	[-]	0,052	0,092	0,038	0,044	0,050
Zylinderdruckfestigkeit [DIN EN 12390-3]	$f_{cm}$	[MPa]	35,7	22,4	34,6	42,0	39,3
	CV	[-]	0,016	0,032	0,069	0,013	0,042
Spaltzugfestigkeit [DIN EN 12390-6]	$f_{ctm,sp}$	[MPa]	2,7	1,9	2,6	3,0	2,9
	CV	[-]	0,049	0,076	0,062	0,027	0,059
Zugfestigkeit [DIN EN 1992-1-1]	$f_{ctm}$	[MPa]	2,5	1,7	2,4	2,7	2,6
	$= 0,9 \cdot f_{ctm,sp}$						
Elastizitätsmodul [DIN EN 12390-13]	$E_{cm}$	[MPa]	22770	21220	25550	27910	26220
	CV	[-]	0,026	0,090	0,02	0,024	0,027

Tab. C.2: Geprüfte Eigenschaften des Holzes, mittlerer Feuchtigkeitsgehalt und nach [JCSS 2006] errechnete Eigenschaften

Eigenschaft	Formelzeichen	Einheit	Serie	
			1, 2 und 2a	3, 4 und 5
Biegefestigkeit in Faserrichtung [DIN EN 408]	$f_{m,mean}$	[MPa]	52,2	-
	CV	[-]	0,382	-
Zugfestigkeit in Faserrichtung [DIN EN 408]	$f_{t,0,mean}$	[MPa]	27,4	-
	CV	[-]	0,502	-
Druckfestigkeit in Faserrichtung [DIN EN 408]	$f_{c,0,mean}$	[MPa]	38,3	-
	CV	[-]	0,110	-
Zugfestigkeit senkrecht [JCSS 2006]	$f_{t,90,mean}$	[MPa]	6,4	-
	CV	[-]	0,175	-
Druckfestigkeit senkrecht [JCSS 2006]	$f_{c,90,mean}$	[MPa]	3,4	-
	CV	[-]	0,10	-
Längsschubfestigkeit [JCSS 2006]	$f_{v,mean}$	[MPa]	4,7	-
	CV	[-]	0,250	-
glob. Biege-Elastizitätsmodul [DIN EN 408]	$E_{0,mean}$	[MPa]	12900	-
	CV	[-]	0,161	-
Elastizitätsmodul senkrecht [JCSS 2006]	$E_{90,mean}$	[MPa]	430	-
	CV	[-]	0,13	-
Längsschubmodul	$G_{v,mean}$	[MPa]	805	-

[JCSS 2006]	CV	[-]	0,13	-
Rollschubmodul	$G_{roll,mean}$	[MPa]	65	-
[Niemz 2005]	CV	[-]	-	-
Feuchtegehalt	$w_{ausssen}$	[%]	8,5 - 11,2	10,4- 11,8
[DIN EN 13183-2]	$w_{Betonsseite}$	[%]	15,8 - 19,1	16,3-18,5
Rohdichte vor Betonieren	$\rho_{mean}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	426	433
[DIN EN 408]	CV	[-]	0,070	0,048

## C.2 Versagensverhalten Serie 1 und 2

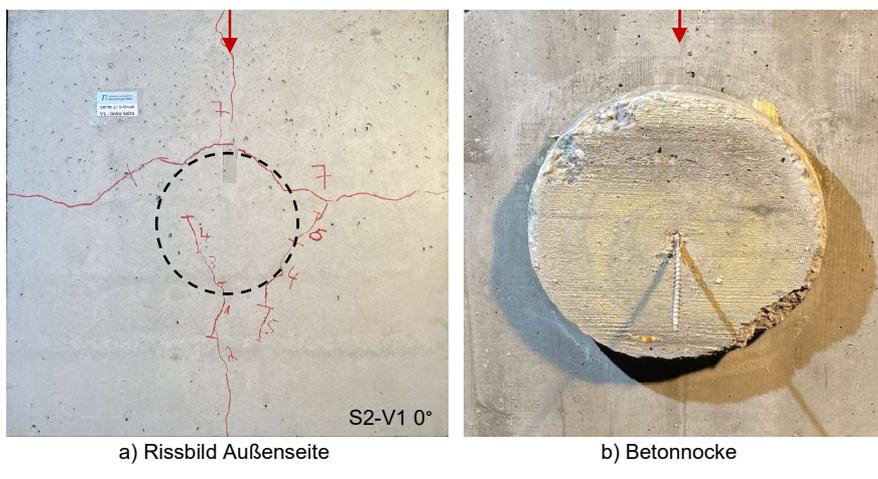


Abb. C.1: Betonkörper S2-V1 0°

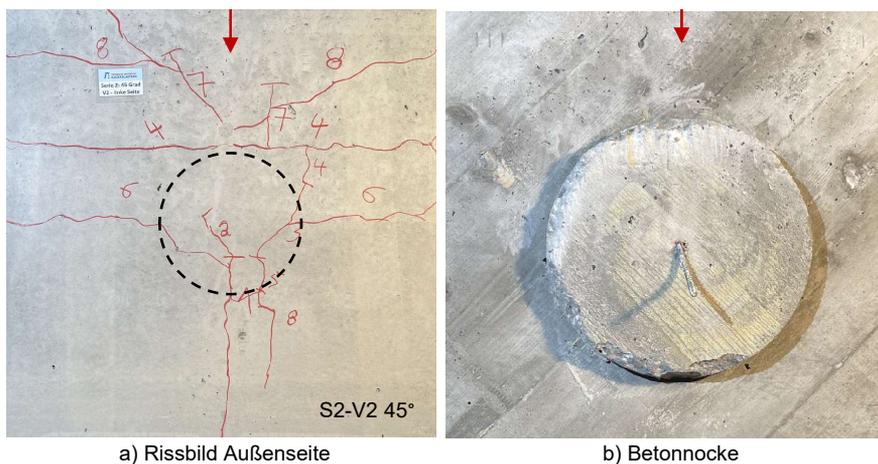


Abb. C.2: Betonkörper S2-V2 45°

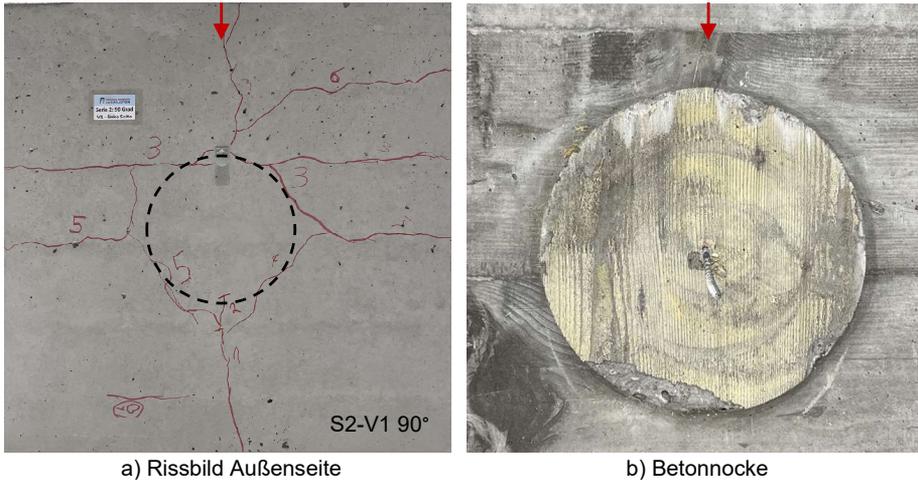


Abb. C.3: Betonkörper S2-V1 90°

### C.3 Versagensverhalten Serie 3, 4 und 5

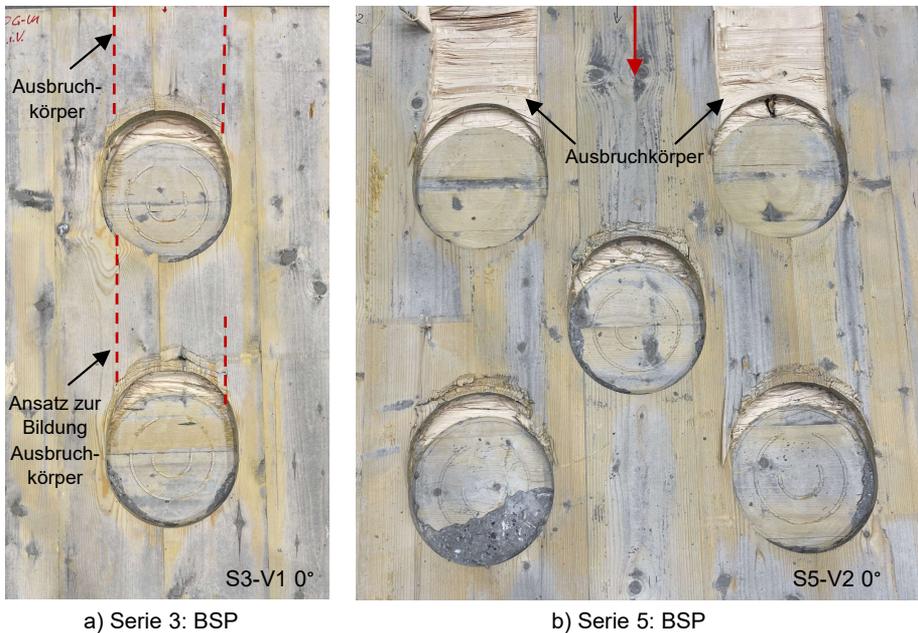


Abb. C.4: BSP-Probekörper Konfiguration 0° nach Versuchsende

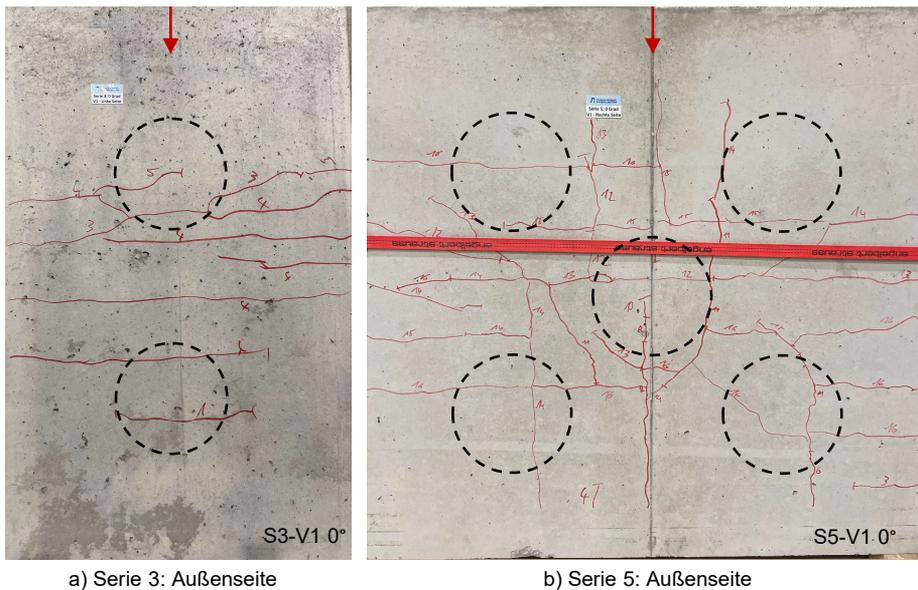


Abb. C.5: Rissbild Betonkörper Konfiguration 0° nach Versuchsende

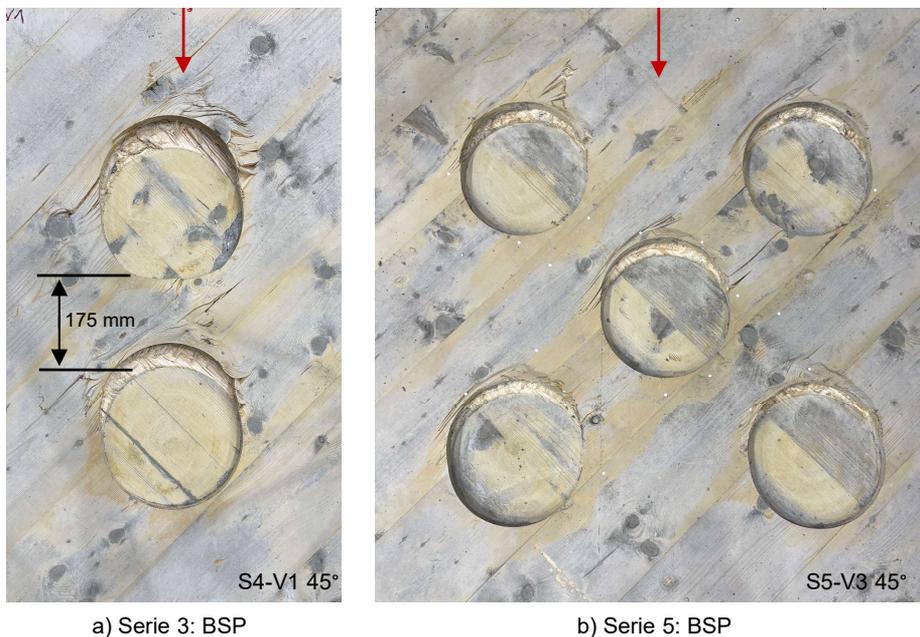
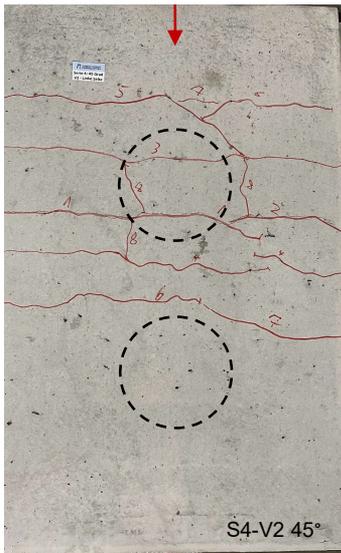
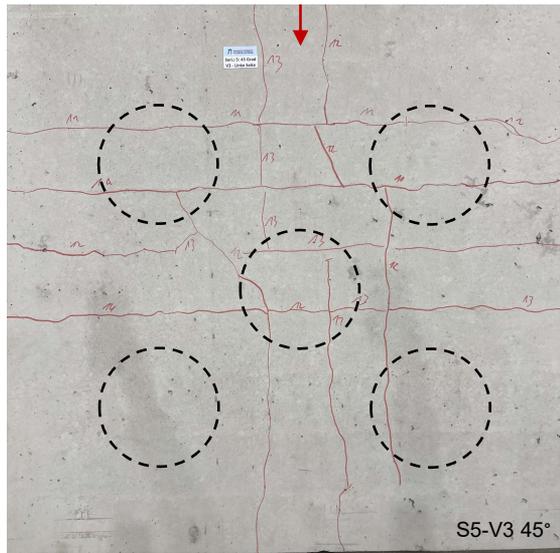


Abb. C.6: BSP-Probekörper Konfiguration 45° nach Versuchsende

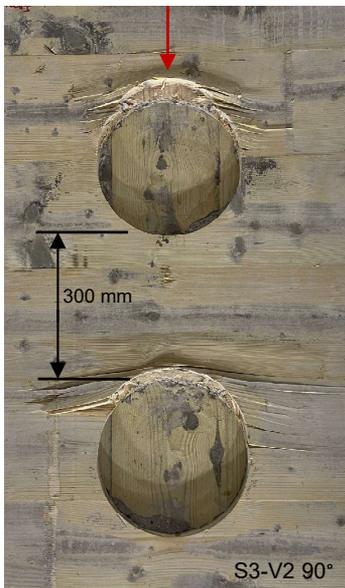


a) Serie 3: Außenseite

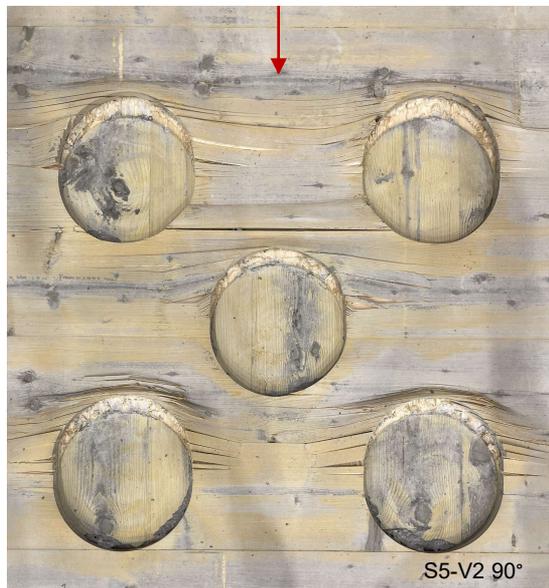


b) Serie 5: Außenseite

Abb. C.7: Rissbild Betonkörper Konfiguration 45° nach Versuchsende



a) Serie 3: BSP



b) Serie 5: BSP

Abb. C.8: BSP-Probekörper Konfiguration 90° nach Versuchsende

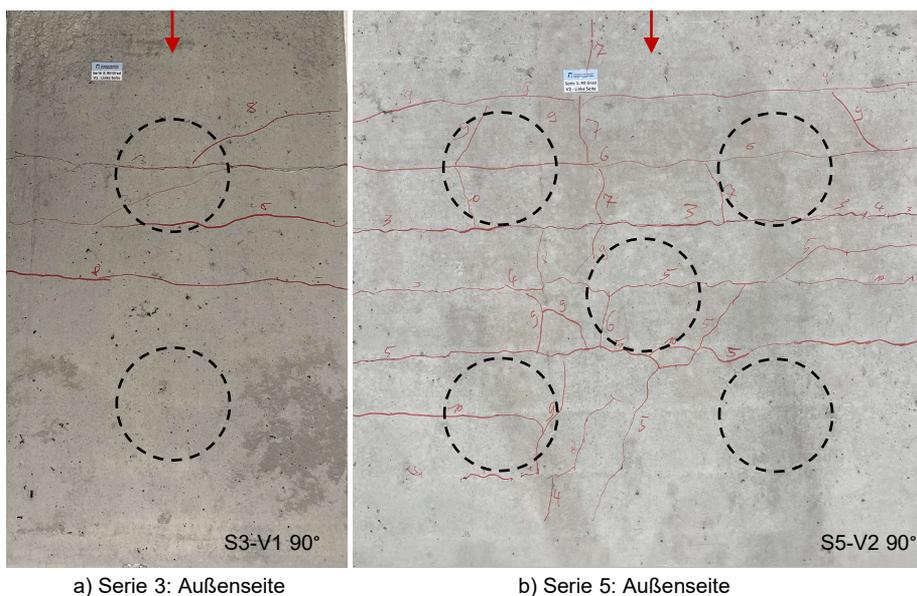


Abb. C.9: Rissbild Betonkörper Konfiguration 90° nach Versuchsende

Tab. C.3: Tragfähigkeit und Steifigkeit je Nocke je Serie bei maximal 10 mm Schlupf

Versuch	Konfiguration	$F_{ult}$	CV	$k_{ser}$	CV	$k_{ult}$	CV
	[-]	[kN]	[-]	[kN/mm]	[-]	[kN/mm]	[-]
Serie 1 (je 4 Versuche)	0°	179,7	0,08	229,9	0,24	164,5	0,15
	45°	146,5	0,13	220,8	0,42	163,8	0,14
	90°	140,4	0,04	236,9	0,19	162,8	0,17
Serie 2 (je 3 Versuche)	0°	165,1	0,05	337,8	0,20	274,1	0,11
	45°	154,4	0,09	374,8	0,67*	213,1	0,54*
	90°	139,3	0,10	357,9	0,22	210,0	0,12
Serie 2a (je 1 Versuch)	0°	176,0	-	273,6	-	174,3	-
	90°	136,5	-	209,4	-	177,3	-
	90°	133,6	-	306,2	-	214,4	-
Serie 3 (je 3 Versuche)	0°	166,6	0,03	843,0	0,66*	451,6	0,70*
	45°	136,5	0,08	642,7	0,29	512,5	0,48
	90°	127,9	0,05	493,7	0,05	425,0	0,16
Serie 4 (je 3 Versuche)	45°	135,7	0,02	575,5	0,08	413,0	0,11
Serie 5 (je 3 Versuche)	0°	175,9	0,01	507,1	0,25	345,0	0,33
	45°	145,4	0,03	332,2	0,29	256,7	0,24
	90°	127,5	0,07	375,9	0,15	340,6	0,13

\*ein Ausreißer mit sehr hoher Steifigkeit

# D Anhang: Großmaßstäbliche Untersuchungen

## D.1 Geprüfte Materialkennwerte

Tab. D.1: Geprüfte Eigenschaften des Betons bei den großmaßstäblichen Versuchen

Eigenschaft	Formelzeichen	Einheit	Bauteil	
			Deckenstreifen	Deckenplatte
Würfeldruckfestigkeit [DIN EN 12390-3]	$f_{cm,cube}$	[MPa]	41,6	33,8
	CV	[-]	0,049	0,018
Zylinderdruckfestigkeit [DIN EN 12390-3]	$f_{cm}$	[MPa]	37,03	32,0
	CV	[-]	0,030	0,038
Spaltzugfestigkeit [DIN EN 12390-6]	$f_{ctm,sp}$	[MPa]	2,8	2,7
	CV	[-]	0,034	0,051
Zugfestigkeit [DIN EN 1992-1-1]	$f_{ctm}$	[MPa]	2,5	2,4
	= $0,9 \cdot f_{ctm,sp}$			
Elastizitätsmodul [DIN EN 12390-13]	$E_{cm}$	[MPa]	26190	24310
	CV	[-]	0,024	0,002

Tab. D.2: Geprüfte Eigenschaften des Bewehrungsstahls

Eigenschaft	Formelzeichen	Einheit	Wert
Q335A [DIN EN ISO 15630-1]	$R_{p0,2}$	[MPa]	585
	CV	[-]	0,013
	$R_m$	[MPa]	606
	CV	[-]	0,011
	$E$	[MPa]	200.000
Bewehrungsstab B500B $\phi = 8$ mm [DIN EN ISO 15630-1]	CV	[-]	0,012
	$R_{p0,2}$	[MPa]	530
	CV	[-]	0,006
	$R_m$	[MPa]	621
	CV	[-]	0,004
$E$	[MPa]	196.000	
CV	[-]	0,01	

Tab. D.3: Geprüfte Eigenschaften des Holzes und mittlerer Feuchtigkeitsgehalt

Eigenschaft	Formelzeichen	Einheit	Bauteil	
			Deckenstreifen	Deckenplatte
Zugfestigkeit in Faserrichtung [DIN EN 408]	$f_{t,0,mean}$ CV	[MPa] [-]	34,3 0,13	27,8 0,16
Feuchtegehalt Anlieferung [DIN EN 13183-2]	$w_{Mitte}$	[%]	12,2	11,9
Feuchtegehalt bei Versuchsdurchführung (Darrverfahren) [DIN EN 13183-1]	$w_{Feldmitte}$ CV	[%] [-]	11,5 0,01	11,3 0,01
Rohdichte [DIN EN 408]	$\rho_{mean}$ CV	[kg/m <sup>3</sup> ] [-]	473,6 0,10	485,9 0,11
Feuchtegehalt Betonierseite 2 Tage nach Versuchsende [DIN EN 13183-2]	$w_{Randbereich}$ $w_{BereichNocke}$	[%] [%]	21,1 34,0	18,0 28,1

## D.2 Experimentelle Untersuchung des Deckenstreifens

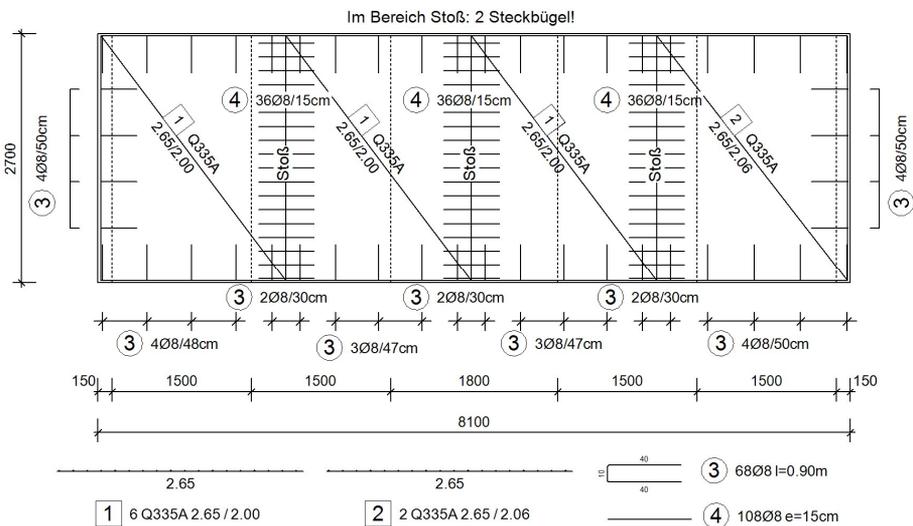


Abb. D.1: Bewehrungsplan des Deckenstreifens



a) Last 3



b) Last 4

Abb. D.2: Lokale Biegerisse unterhalb der Lasteinleitung des DS

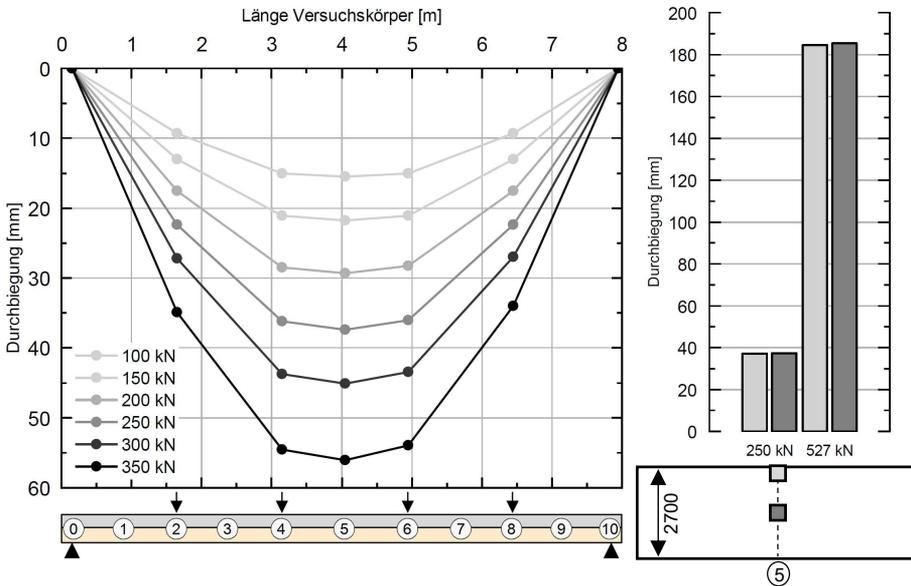


Abb. D.3: Durchbiegung über Bauteillänge und Vergleich der Durchbiegungen in Feldmitte mittig im Querschnitt und an der Außenkante des Querschnitts

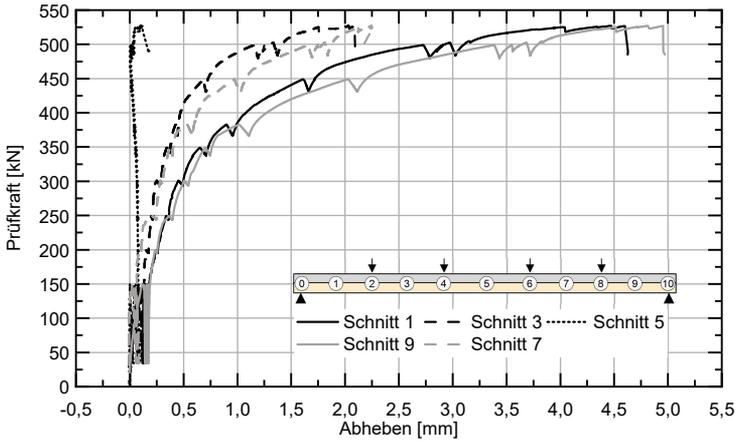


Abb. D.4: Darstellung der Prüfkraft über abhebenden Verformungen auf Höhe der Verbundfuge

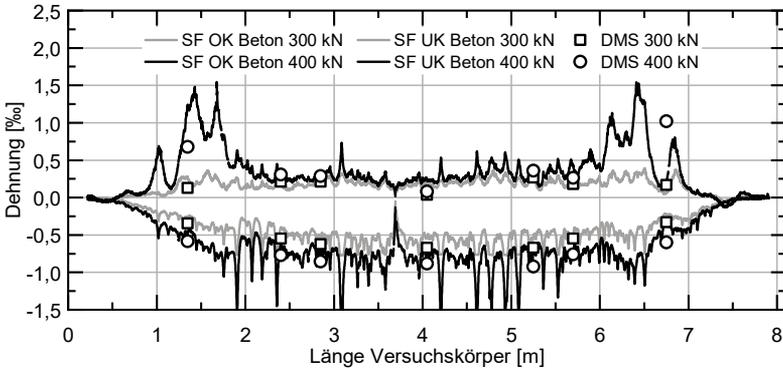


Abb. D.5: Vergleich der mittels DMS und Sensorfaser (SF) errechneten Dehnungen an der Oberkante (OK), bzw. Unterkante (UK) des Betonquerschnitts



Abb. D.6: Ausschnitt der Oberseite des BSP-Querschnitts des Deckenstreifens mit eingefrästen Verbundmitteln nach Versuchsende

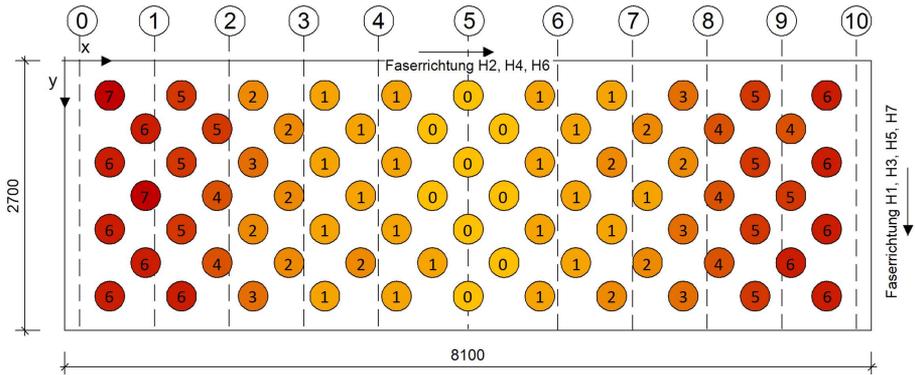


Abb. D.7: Plastische Holzstauchungen je Verbundmittel [mm] nach Beendigung des Versuchs



Abb. D.8: Unterseite des Betonquerschnitts des Deckenstreifens mit Betonnocken. Die Schädigung der Verbundmittel im inneren Bereich ist erst bei Separation der beiden Teilquerschnitte durch den noch ausgeprägten Haftverbund in Feldmitte aufgetreten und ist nicht bei der Versuchsdurchführung entstanden.

### D.3 Numerische Untersuchungen des Deckenstreifens

Tab. D.4: Dokumentation des kalibrierten FE-Modells der Deckenstreifen Versuche

FE-Software	Abaqus/CAE2019	
Abmessungen des Modells	siehe Kapitel 6	
Vernetzung	Elementtyp	Elementgröße
BSP-Querschnitt	C3D8R	15 mm, in Dickenrichtung immer mind. 4 Elemente
Beton-Querschnitt	C3D8R	20 mm, in Dickenrichtung immer mind. 3 Elemente
Elastomere	C3D8R	50 mm
Lasteinleitungsträger	C3D8R	60 mm
Randbedingungen		
Auflagerung	Halterung Elastomer Unterseite BSP: x-,y- und z-Richtung	
Symmetriebedingung	x-Achsensymmetrie in Feldmitte	
Lasteinleitung	Identischer Aufbau zu experimentellen Untersuchungen: 2 Quer-, 1 Längs- und 1 Lasteinleitungsträger mit Modellierung Halbschalen	
Aufbringung der Belastung	Lasteinleitung: Halterung in y- und z-Richtung Verschiebung der Lasteinleitung um 110 mm in negative z-Richtung; Time Period = 2 (Smooth Step)	
Berechnungsschritt	dynamisch explizit, double precision	
Massenskalierung	semi automatic, whole Model, Faktor = 10	
Kontaktart	Kontaktdefinition	Eigenschaft
Normal	Beton - Holz; Beton - Elastomer; Holz - Elastomer, Lasteinleitung - Elastomer	hard contact, allow separation after contact
Normal	Holz - Holz	hard contact
Tangential	Beton - Elastomer; Holz - Elastomer, Lasteinleitung - Elastomer	$\mu = 0,10$
Tangential	Beton - Holz	$\mu = 0,50$
Tangential	Holz - Holz	rough
Embedded region	Beton - Bewehrung	als Zwangsbedingung eingebettet
Materialmodell		
Beton	CDP-Modell, Eingangsparameter siehe Tab. D.5, Tab. D.6, Zugbereich: <i>Fictitious Crack Model</i> nach [Hillerborg et al. 1976]	
Holz	Benutzerdefinierte Subroutine, Eingangsparameter siehe Tab. D.7	
Elastomer	linear-elastisch, E-Modul = 120 N/mm <sup>2</sup> , $\nu = 0,49$	
Lasteinleitungsstruktur	linear-elastisch, E-Modul = 600.000 N/mm <sup>2</sup> , $\nu = 0,0$	

Tab. D.5: Kalibrierte Eingabewerte zur Simulation des Betons

Eigenschaft	Zeichen	Kalibriert Versuch	Standardbeton	Einheit
Mittlere Druckfestigkeit	$f_{cm}$	37,0	38,0	[MPa]
Stauchung unter Maximalspannung	$\varepsilon_{c1}$		$2,2 \cdot 10^{-03}$	[-]
Mittlere Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	2,5	2,9	[MPa]
Elastizitätsmodul	$E_{cm}$	26.190	33.000	[MPa]
Querkontraktionszahl	$\nu$		0,2	[-]
Dichte	$\rho_m$		$2,50 \cdot 10^{09}$	[t/mm <sup>3</sup> ]
Duktilitätsparameter nach Sargin	D		0,3	[-]
Verhältnis der plastischen zur inelastischen Dehnung	$b_c$		0,85	[-]

Tab. D.6: Kalibrierte Eingabewerte zur Beschreibung des mehraxialen Materialverhaltens des Betons im Rahmen des CDP-Modells

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert	Einheit
Formgebungsparameter der Fließfläche	$F_{cc}$	1,16	[-]
	$K_c$	0,55	[-]
Dilatanzwinkel	$\psi$	37	[°]
Exzentrizität	$\epsilon$	0,1	[-]
Viskositätsparameter	$\nu$	$1,0 \cdot 10^{-08}$	[-]

Tab. D.7: Kalibrierte Eingabewerte zur Simulation des Holzes

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert	Einheit
Elastizitätsmodul longitudinal	$E_{0,mean}$	11000	[MPa]
Elastizitätsmodul radial/tangential	$E_{90,mean}$	430	[MPa]
Schubmodul	$G_{v,mean}$	805	[MPa]
Rollschubmodul	$G_{roll,mean}$	65	[MPa]
Querdehnzahl	$\nu_{RL}$	0,02	[-]
	$\nu_{TL}$	0,02	[-]
	$\nu_{RT}$	0,3	[-]
Druckfestigkeit longitudinal	$f_{c,0,mean}$	17,0	[MPa]
Druckfestigkeit radial/tangential	$f_{c,90,mean}$	3,0	[MPa]
Zugfestigkeit longitudinal*	$f_{t,0,mean}$	34,3	[MPa]
Zugfestigkeit radial/tangential	$f_{t,90,mean}$	4	[MPa]
Schubfestigkeit	$f_{v,mean}$	7,0	[MPa]
Rollschubfestigkeit	$f_{roll,mean}$	4,0	[MPa]
Bruchenergie Zug longitudinal	$G_{f,t,0}$	60	[N/mm]
Bruchenergie Zug radial/tangential	$G_{f,t,90}$	0,16	[N/mm]
Bruchenergie Schub	$G_{f,v}$	0,6	[N/mm]

Bruchenergie Rollschub	$G_{f,roll}$	1,3	[N/mm]
Viskositätsparameter	$\eta$	0,005	[-]

\*experimentell ermittelt

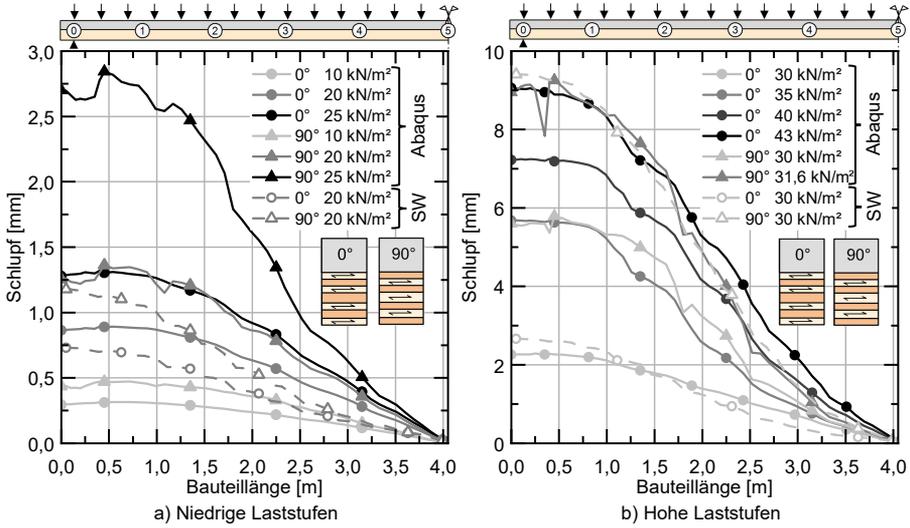


Abb. D.9: Verlauf des Schlupfes über die Bauteillänge (Abaqus (A); Stabwerkmodelle (SW))

### D.4 Experimentelle Untersuchung der Deckenplatte

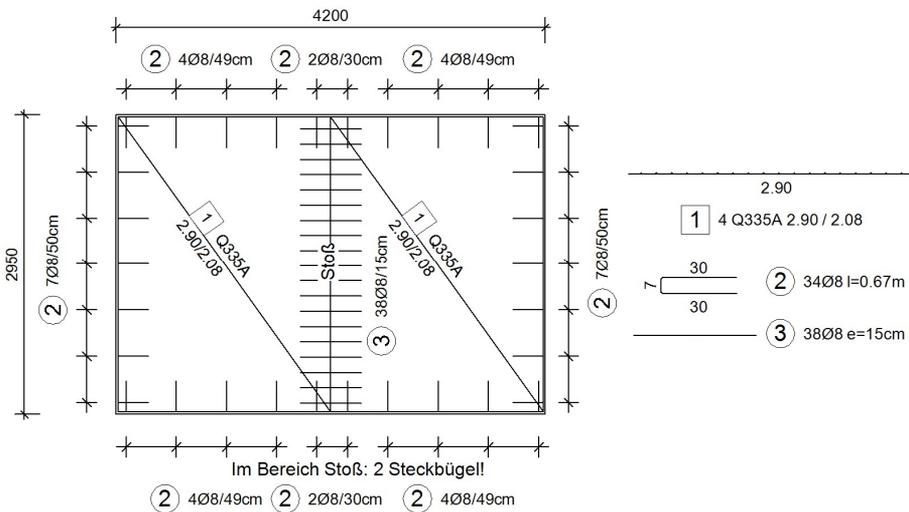


Abb. D.10: Bewehrungsplan der Deckenplatte

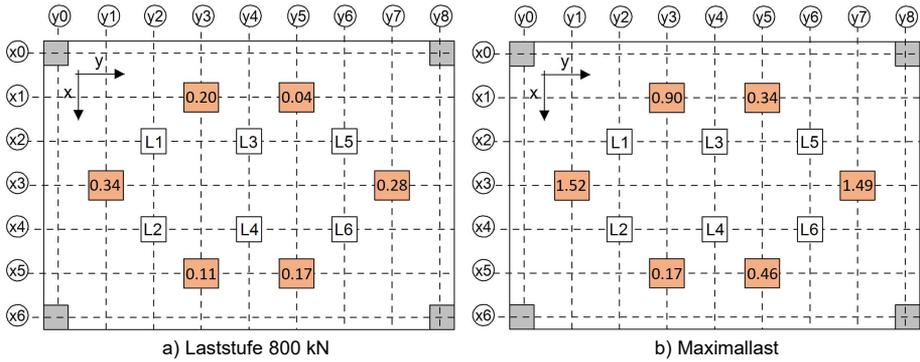


Abb. D.11: Abhebende Verformungen zwischen den beiden Teilquerschnitten für zwei Laststufen

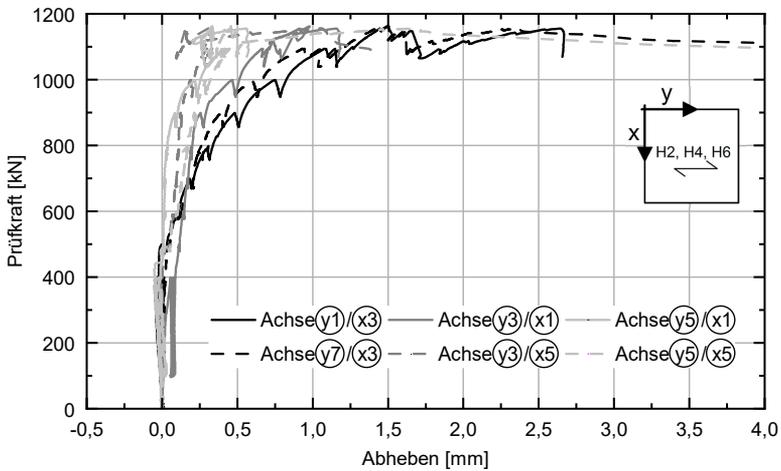


Abb. D.12: Darstellung der Prüfkraft über die abhebenden Verformungen zwischen den beiden Teilquerschnitten

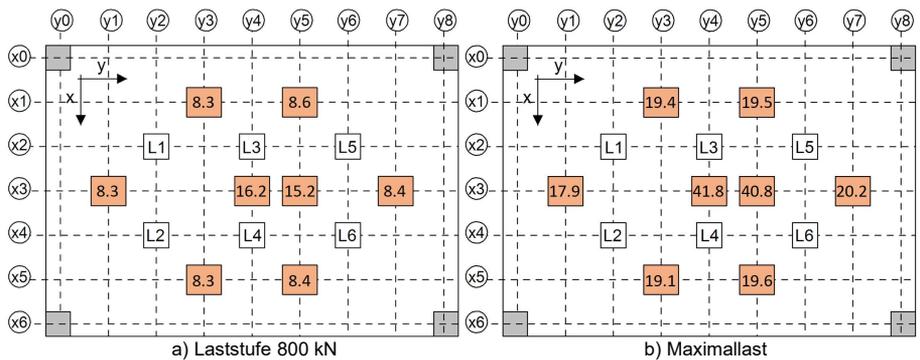


Abb. D.13: Ermittelte vertikale Durchbiegungen für zwei Laststufen

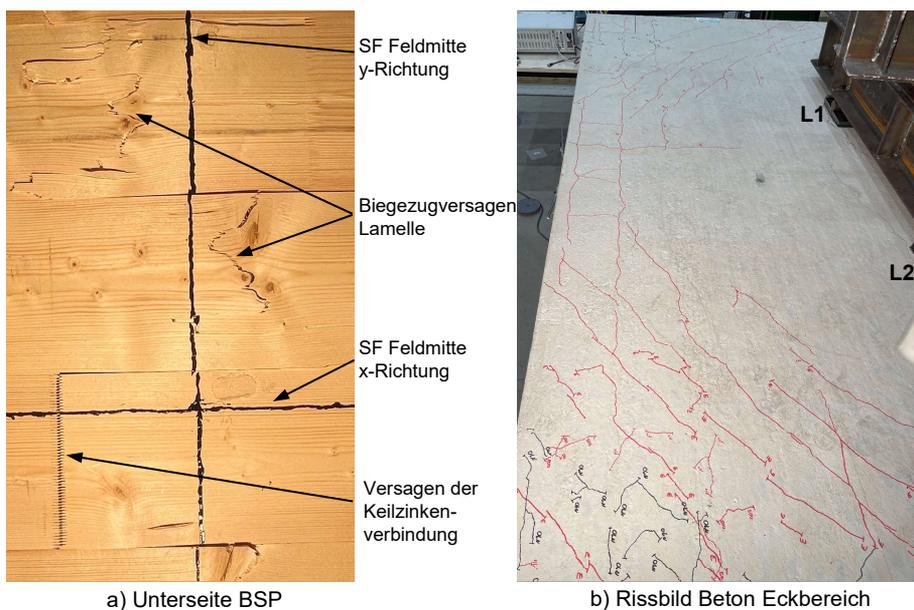


Abb. D.14: Probekörper nach Versuchsende

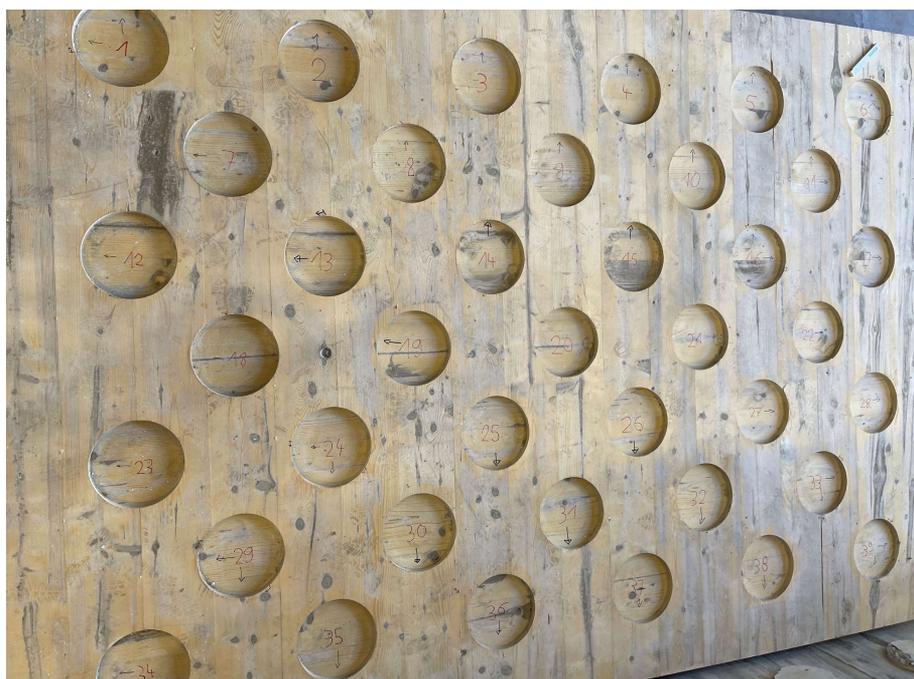


Abb. D.15: Ausschnitt der Oberseite des BSP-Querschnitts der Deckenplatte mit eingefrästen Verbundmitteln nach Versuchsende

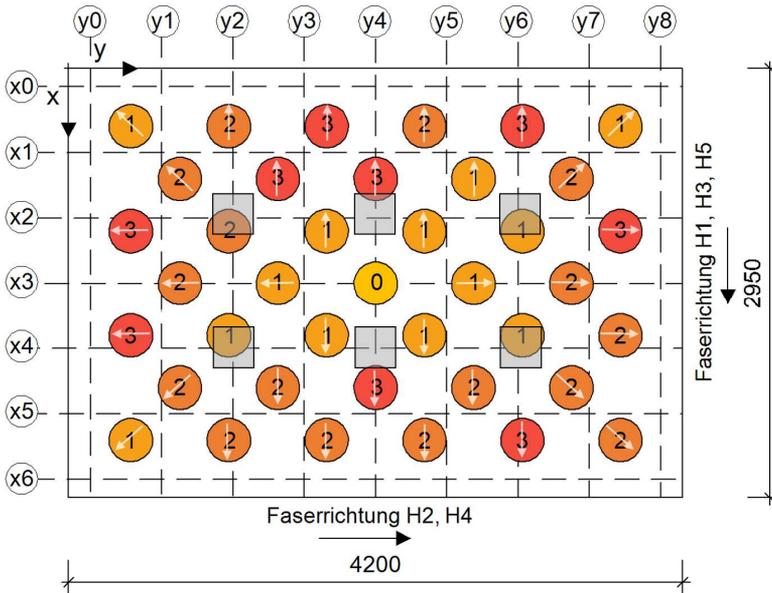


Abb. D.16: Plastische Holzstauchung im Bereich der Verbundmittel [mm] der Deckenplatte und zugehörige Richtung der Verformung



Abb. D.17: Unterseite des Betonquerschnitts der Deckenplatte mit Betonnocken und angezeichneten Rissen. Die Schädigung der Verbundmittel im inneren Bereich ist erst bei Separation der beiden Teilquerschnitte durch den noch ausgeprägten Haftverbund in Feldmitte aufgetreten und ist nicht bei der Versuchsdurchführung entstanden.

## D.5 Numerische Untersuchungen der Deckenplatte

Tab. D.8: Dokumentation des kalibrierten FE-Modells der Deckenstreifen Versuche

FE-Software	Abaqus/CAE2019	
Abmessungen des Modells	siehe Kapitel 6	
Vernetzung	Elementtyp	Elementgröße
BSP-Querschnitt	C3D8R	12,5 mm, in Dickenrichtung immer mind. 4 Elemente
Beton-Querschnitt	C3D8R	12,5 mm, in Dickenrichtung immer mind. 3 Elemente
Elastomere	C3D8R	30 mm
Lasteinleitungsträger	C3D8R	40 mm
Kalotte Lasteinleitung	C3D10M	40 mm
Randbedingungen		
Auflagerung x und y Drilllagerung	Halterung Elastomer Unterseite BSP: x-,y- und z-Richtung Halterung Elastomer in Ecke auf Oberseite Beton in z-Richtung	
Symmetriebedingung Lasteinleitung	x- und y-Achsensymmetrie jeweils in Mitte der Tragrichtung Identischer Aufbau zu experimentellen Untersuchungen: Hauptträger, Querträger, Lasteinleitung mittels Kalotten und Elastomeren auf Beton	
Aufbringung der Belastung	Verschiebung der Lasteinleitung um 50 mm in negative z-Richtung; Time Period = 2 (Smooth Step)	
Berechnungsschritt Massenskalierung	dynamisch explizit, double precision semi automatic, whole Model, Faktor = 5	
Kontaktart	Kontaktdefinition	Eigenschaft
Normal	Beton - Holz; Beton - Elastomer; Holz - Elastomer, Lasteinleitung - Elastomer, Kalotte intern	hard contact, allow separation after contact
Normal Tangential	Holz - Holz Beton - Elastomer; Holz - Elastomer, Lasteinleitung - Elastomer	hard contact $\mu = 0,10$
Tangential	Beton - Holz	$\mu = 0,50$
Tangential	Kalotte intern	$\mu = 0,01$
Tangential	Holz - Holz	rough
Embedded region	Beton - Bewehrung	als Zwangsbedingung eingebettet
Materialmodell		
Beton	CDP-Modell, Eingangsparameter siehe Tab. D.9, Tab. D.10, Zugbereich: <i>Fictitious Crack Model</i> nach [Hillerborg et al. 1976]	
Holz	Benutzerdefinierte Subroutine, Eingangsparameter siehe Tab. D.11	
Elastomer	linear-elastisch, E-Modul = 120 N/mm <sup>2</sup> , $\nu = 0,49$	
Lasteinleitung, Kalotte	linear-elastisch, E-Modul = 600.000 N/mm <sup>2</sup> , $\nu = 0,0$	

Tab. D.9: Kalibrierte Eingabewerte zur Simulation des Betons

Eigenschaft	Zeichen	Kalibriert Versuch	Standardbeton	Einheit
Mittlere Druckfestigkeit	$f_{cm}$	32,0	38,0	[MPa]
Stauchung unter Maximalspannung	$\varepsilon_{c1}$	$2,2 \cdot 10^{-03}$		[-]
Mittlere Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	2,5	2,9	[MPa]
Elastizitätsmodul	$E_{cm}$	24.310	33.000	[MPa]
Querkontraktionszahl	$\nu$	0,2		[-]
Dichte	$\rho_m$	$2,50 \cdot 10^{09}$		[t/mm <sup>3</sup> ]
Duktilitätsparameter nach Sargin	D	0,3		[-]
Verhältnis der plastischen zur inelastischen Dehnung	$b_c$	0,85		[-]

Tab. D.10: Kalibrierte Eingabewerte zur Beschreibung des mehraxialen Materialverhaltens des Betons im Rahmen des CDP-Modells

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert	Einheit
Formgebungsparameter der Fließfläche	$F_{cc}$	1,16	[-]
	$K_c$	0,55	[-]
Dilatanzwinkel	$\psi$	37	[°]
Exzentrizität	$\epsilon$	0,1	[-]
Viskositätsparameter	$\nu$	$1,0 \cdot 10^{-08}$	[-]

Tab. D.11: Kalibrierte Eingabewerte zur Simulation des Holzes

Eigenschaft	Formelzeichen	Wert	Einheit
Elastizitätsmodul longitudinal	$E_{0,mean}$	11000	[MPa]
Elastizitätsmodul radial/tangential	$E_{90,mean}$	430	[MPa]
Schubmodul	$G_{v,mean}$	805	[MPa]
Rollschubmodul	$G_{roll,mean}$	65	[MPa]
Querdehnzahl	$\nu_{RL}$	0,02	[-]
	$\nu_{TL}$	0,02	[-]
	$\nu_{RT}$	0,3	[-]
Druckfestigkeit longitudinal	$f_{c,0,mean}$	17,0	[MPa]
Druckfestigkeit radial/tangential	$f_{c,90,mean}$	3,0	[MPa]
Zugfestigkeit longitudinal*	$f_{t,0,mean}$	27,8	[MPa]
Zugfestigkeit radial/tangential	$f_{t,90,mean}$	2,0	[MPa]
Schubfestigkeit	$f_{v,mean}$	7,0	[MPa]
Rollschubfestigkeit	$f_{roll,mean}$	4,0	[MPa]
Bruchenergie Zug longitudinal	$G_{f,t,0}$	60	[N/mm]
Bruchenergie Zug radial/tangential	$G_{f,t,90}$	0,16	[N/mm]
Bruchenergie Schub	$G_{f,v}$	0,6	[N/mm]

Anhang: Großmaßstäbliche Untersuchungen

Bruchenergie Rollschub	$G_{f,roll}$	1,3	[N/mm]
Viskositätsparameter	$\eta$	0,005	[-]

\*experimentell ermittelt

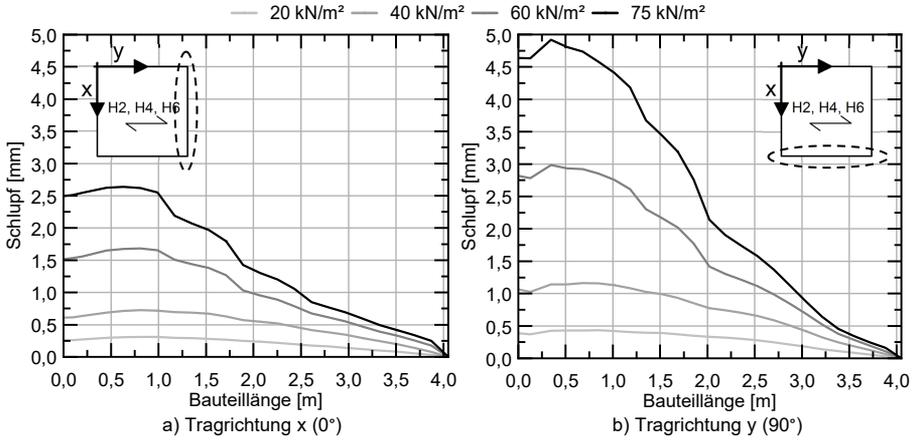


Abb. D.18: Schlupf-Verläufe entlang der Symmetrieachsen (x-Richtung: N46 - N50, y-Richtung: N5 - N45)

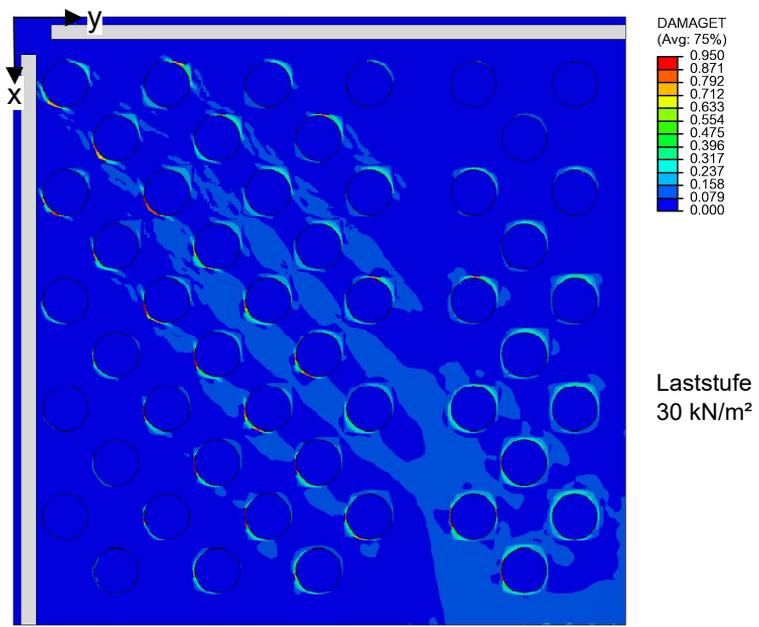


Abb. D.19: Zugschädigungen an der Betonunterseite bei der Laststufe 30 kN/m²

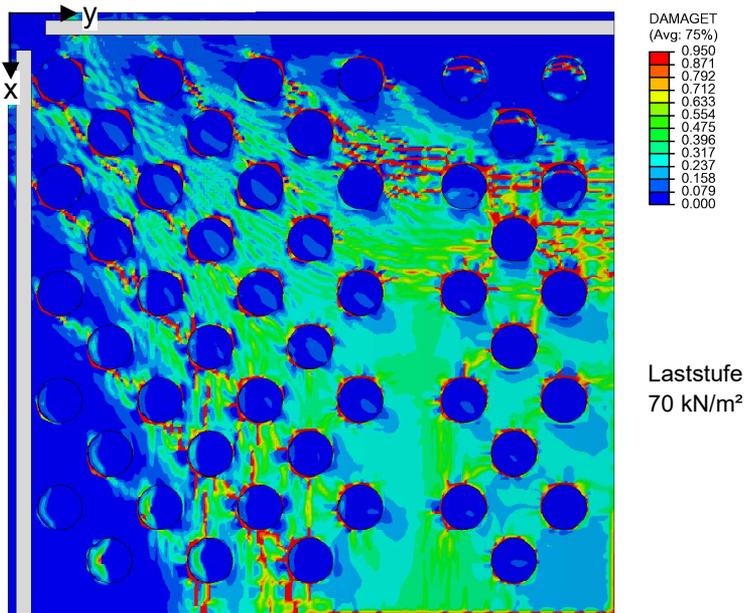


Abb. D.20: Zugschädigungen an der Betonunterseite bei der Laststufe 70 kN/m<sup>2</sup>

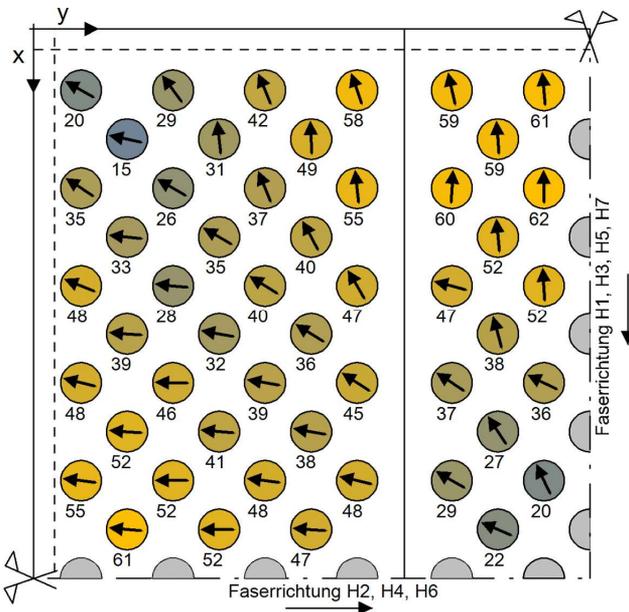


Abb. D.21: Übersicht über die Verbundmittelkräfte je Nocke bei der Laststufe 30 kN/m<sup>2</sup>

## D.6 Verbindung der BSP-Elemente

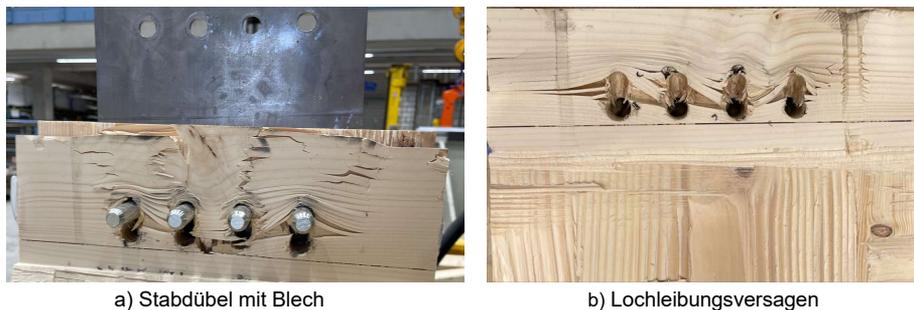


Abb. D.22: Nach Ende des Zugversuchs geöffneter Probekörper

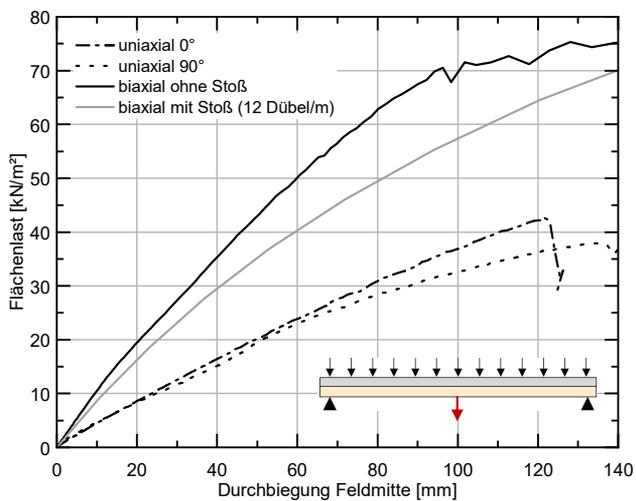


Abb. D.23: Kraft-Durchbiegungs-Beziehung der HBV-Decke bei uniaxialer und biaxialer Lagerung und Spannweite 8,1 m

# E Anhang: Bemessungsmodell

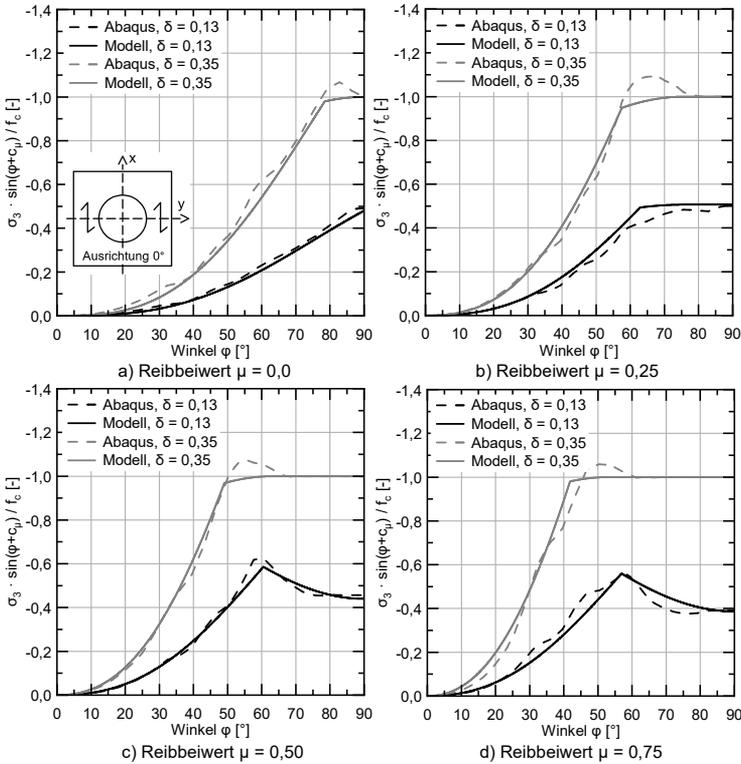


Abb. E.1: Vergleich der ermittelten Anteile der Hauptspannung  $\sigma_3$  in Beanspruchungsrichtung bei Beanspruchung in Faserrichtung

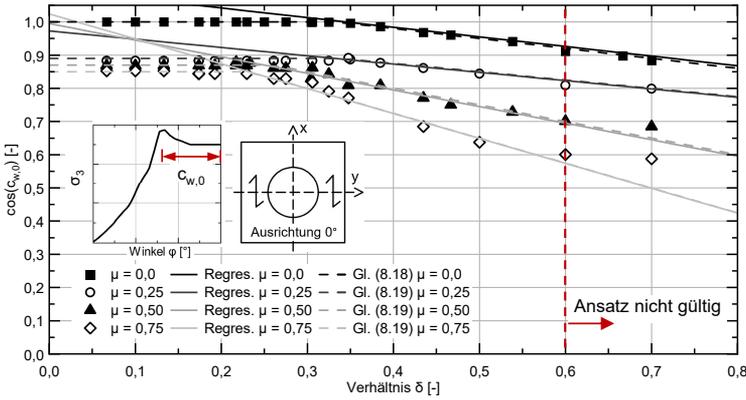


Abb. E.2: Vergleich der linearen Regression mit den Näherungsfunktionen für  $c_{w,0}$  bei Beanspruchung in Faserrichtung

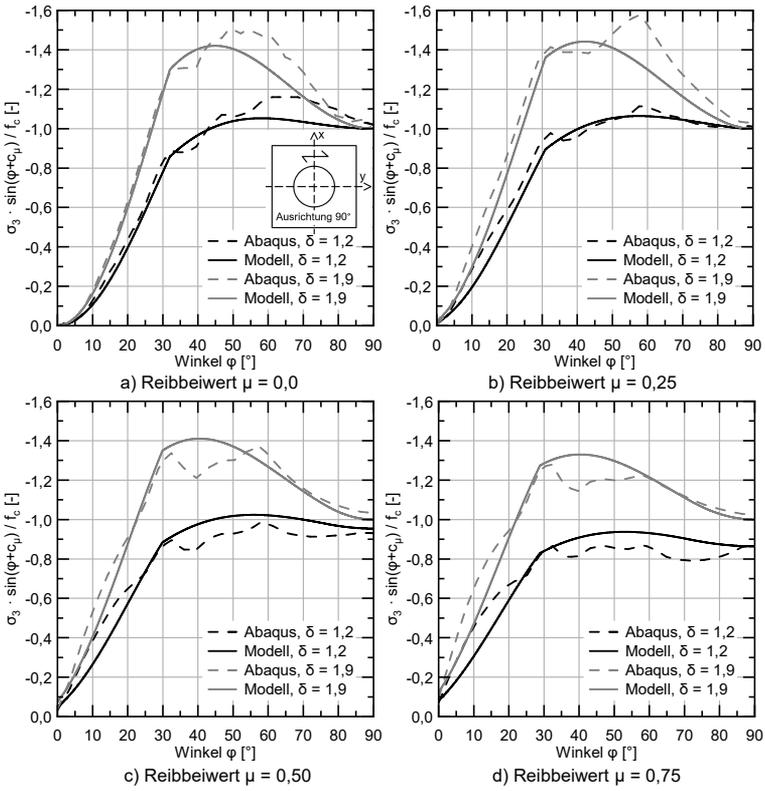


Abb. E.3: Vergleich der ermittelten Anteile der Hauptspannung  $\sigma_3$  in Beanspruchungsrichtung bei Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung

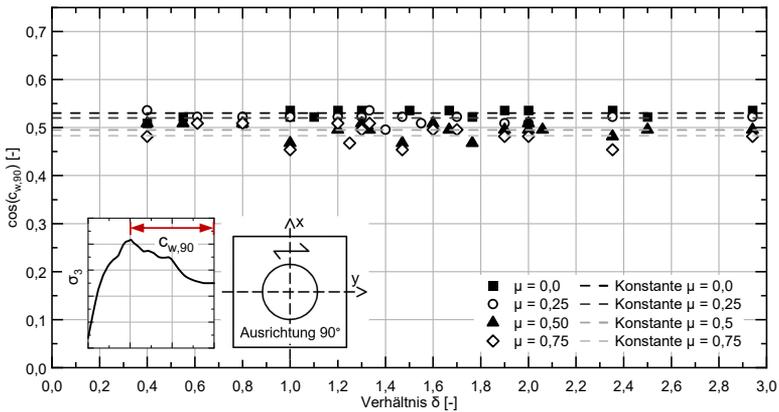


Abb. E.4: Numerisch ermittelte Abstände  $c_w$  der minimalen Hauptspannungen  $\sigma_{3,Min}$  bei Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung

# Lebenslauf

## Persönliche Daten

Name: Christian Sorg

## Beruflicher Werdegang

02/2020 - 08/2024      Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Rheinland-Pfälzischen Technischen Universität Kaiserslautern-Landau am Fachgebiet Stahlbau bei Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz

## Hochschulausbildung

10/2017 - 01/2020:      Studium des Bauingenieurwesens mit der Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau an der Technischen Universität Kaiserslautern, Abschluss: Master of Science  
Auszeichnung mit dem Conrad-Freytag-Preis

10/2013 - 07/2017:      Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Kaiserslautern, Abschluss: Bachelor of Science

## Schulbildung

08/2005 - 05/2013:      Saarpfalz-Gymnasium in Homburg, Abschluss: Abitur