

## Abschlussbericht

im DBU Forschungsprojekt

Erste Hochleistungs-Holz-Granit-Verbundbrücke  
mit tragender, lösbarer Granitplatte

für den Projektzeitraum August 2023 bis April 2025

Projektnummer: 38727/01

Förderzeitraum: 01.08.2023 – 30.04.2025

Projektbeteiligte:

- Technische Universität Berlin
- Ingenieurbüro Miebach
- Kusser Granitwerke GmbH
- Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG

## Zusammenfassung

Im Rahmen des von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU) geförderten Forschungsprojekts „Erste Hochleistungs-Holz-Granit-Verbundbrücke mit tragender, lösbarer Granitplatte“ wurde eine neuartige Holz-Granit-Verbundbrücke entwickelt, deren wesentliches Ziel die Kombination von Nachhaltigkeit, Dauerhaftigkeit und Wiederverwendbarkeit im Brückenbau ist. Während herkömmliche Holzbrücken unter Witterungseinflüssen schnell verschleissen und Betonbrücken einen hohen CO<sub>2</sub>-Fußabdruck hinterlassen, kombiniert das Projekt Naturstein und Holz in einer tragfähigen Hybridkonstruktion. Die Besonderheit des Ansatzes liegt in der tragenden, lösbaren Granitplatte, die den darunterliegenden Brettschichtholzträger vor Witterungseinflüssen schützt und zugleich zur Lastabtragung beiträgt. Damit wird nicht nur die Lebensdauer der Brücke entscheidend verlängert, sondern durch die stoffliche Trennung am Ende der Nutzungsdauer auch ein kreislaufgerechter Rückbau ermöglicht.

Zur Übertragung der Schubkräfte zwischen Holz und Granit wurde eine neuartige, formschlüssige Verbindung in Form einer „Holz-Granit-Treppenverbindung“ entwickelt. Dabei werden abwechselnd dicke und dünne Granitplatten in den Brettschichtholzträger eingesetzt, wodurch eine Kervenverbindung entsteht, wie sie bereits aus dem Holz-Beton-Verbundbau bekannt ist. Auch die Schubkraftübertragung erfolgt analog zu Kervenverbindungen im Holz-Beton-Verbundbau über Formschluss. Im Bereich der Kerven werden die Granitsegmente in zuvor ins Holz eingefräste Aussparungen eingesetzt und für eine gleichmäßigere Druckkraftübertragung beidseitig an den Kervenflanken mithilfe eines Epoxidharzmörtels mit dem Brettschichtholzträger verklebt. Durch das Verkleben der Granitsegmente untereinander entsteht eine monolithische Deckschicht, die dauerhaft dicht ist und den darunterliegenden Brettschichtholzträger vor Feuchteintrag schützt. Mittels eingeklebter Verbundspreißdübel werden die Granitplatten zusätzlich mit dem Brettschichtholzträger verschraubt. Dies stellt sicher, dass die Granitplatten unter Biegebeanspruchung nicht abheben, gleichzeitig aber bleibt die Abhebesicherung demontierbar. Aufgrund der nur geringflächigen Verklebung und der demontierbaren Abhebesicherung bleibt die Verbindung zwischen Holz und Granit vollständig lösbar und erlaubt den Austausch einzelner Granitplatten bei Instandhaltungs- und Sanierungsmaßnahmen.

Um die Leistungsfähigkeit dieses innovativen Systems zu überprüfen, wurden mehrere Versuchskampagnen durchgeführt. In umfangreichen Slip-Block- und Push-Off-Versuchen wurde das Tragverhalten, die Kervensteifigkeit sowie das Versagensverhalten isoliert an einer Kerve untersucht. Entgegen den Erwartungen zeigte sich durchgehend ein sprödes Schubversagen im Vorholzbereich statt des angestrebten duktilen Holzdruckversagens, auch bei reduzierter Kerventiefe. Dennoch zeichnet sich die neuartige Kervenverbindung vor allem durch eine hohe Steifigkeit und hohe Tragfähigkeiten aus. Die aus dem Holz-Beton-Verbundbau existierenden Bemessungsansätze liefern eine gute Grundlage für zukünftige Anwendungen. In großmaßstäblichen Demonstratorversuchen an 5,8 m bzw. 8,0 m langen Holz-Granit-Verbundträgern mit mehreren Kerven konnten die guten Ergebnisse aus den Kleinversuchen bestätigt werden.

Insgesamt konnten die Ziele des Projekts weitgehend erreicht werden: Das entwickelte System bietet eine klimafreundliche, dauerhafte und wartungsfreundliche Brückenkonstruktion aus Holz und Naturstein. In einem nächsten Schritt ist die Umsetzung von zwei Pilotbrücken in Berlin-Spandau geplant, die das Potenzial der Holz-Granit-Verbundbauweise im realen Einsatz demonstrieren sollen.

## Inhaltsverzeichnis

<b>Zusammenfassung</b>	<b>2</b>
<b>1 Stand der Technik</b>	<b>5</b>
<b>2 Innovativer Forschungsansatz</b>	<b>6</b>
<b>3 Kervenausbildung</b>	<b>8</b>
<b>4 Materialien</b>	<b>10</b>
4.1 Granit	10
4.2 Holz	11
<b>5 Brückenentwurf</b>	<b>11</b>
<b>6 Montageverfahren</b>	<b>13</b>
<b>7 Abhebesicherung</b>	<b>14</b>
<b>8 Slip-Block-Versuche</b>	<b>16</b>
8.1 Versuchsaufbau	16
8.2 Probekörper	17
8.3 Prüfeinrichtung und Messtechnik	19
8.4 Belastungsschema	20
8.5 Ermittlung des Verschiebungsmoduls der Kerve	22
8.6 Versuchsergebnisse	23
8.7 Auswertung des Verschiebungsmoduls	34
<b>9 Push-Off-Versuche</b>	<b>41</b>
9.1 Versuchsaufbau	41
9.2 Probekörper	42
9.3 Prüfeinrichtung und Messtechnik	44
9.4 Belastungsschema	46
9.5 Versuchsergebnisse	47
9.6 Auswertung der Abhebekraft	53
9.7 Auswertung des Verschiebungsmoduls	56
<b>10 Demonstratorversuche</b>	<b>67</b>
10.1 Versuchsaufbau	67
10.2 Probekörper	68
10.3 Bemessung	71
10.4 Montage	78
10.5 Prüfeinrichtung und Messtechnik	79
10.6 Belastungsschema	82
10.7 Versuchsergebnisse	83

10.8 Auswertung des Verschiebungsmoduls .....	94
10.9 Ermittlung der Biegesteifigkeit der Verbundträger.....	107
<b>11 Gebrauchstauglichkeit .....</b>	<b>111</b>
<b>12 Rückbaubarkeit.....</b>	<b>118</b>
<b>13 Fazit.....</b>	<b>119</b>
<b>14 Literaturverzeichnis .....</b>	<b>121</b>
<b>Hinweis.....</b>	<b>124</b>
<b>Anhang A .....</b>	<b>125</b>
<b>Anhang B .....</b>	<b>126</b>



## 1 Stand der Technik

Ungeschützte, frei bewitterte Holzbrücken weisen aufgrund schnell einsetzender Witterungsschäden nur eine sehr geringe Lebensdauer auf und sind deshalb nach dem heutigen Verständnis nicht nachhaltig. Zum Schutz vor Verwitterung werden Holzbrücken oftmals mit einer aufwendigen Überdachung ausgeführt, was jedoch zu plumpen Brückenformen mit großem Materialverbrauch führt, die gestalterisch häufig nicht in den städtischen Raum passen.

Das Problem der kurzen Nutzungsdauer infolge der direkten Bewitterung konnte durch die Holz-Beton-Verbundbauweise gelöst werden, da hier die durchgehende Betonplatte den darunterliegenden Holzträger vor jeglichen Witterungseinflüssen schützt. Die Schubkraftübertragung zwischen Holz und Beton wird in der Regel durch eine formschlüssige Verbindung (Kerben) oder mit metallischen Verbindungsmitteln (Schrauben) hergestellt. Aber auch die Verklebung von Holz und Beton gewann in den letzten Jahren immer mehr an Bedeutung. Die Betonplatte beteiligt sich infolge der schubfesten Verbindung am Lastabtrag und schützt gleichzeitig das Holz vor Regen, Nässe, Schnee und Sonne. Infolgedessen ermöglicht die Holz-Beton-Verbundbauweise die Realisierung von besonders schlanken und robusten Brückenbauwerken mit großen Spannweiten. Ein erheblicher Nachteil jedoch sind die hohen CO<sub>2</sub>-Emissionen der Stahlbetonplatte.



**Abbildung 1:** *Holz-Granit-Brücke „Schillersteg“ in Schwäbisch Gmünd: Blockverleimter Brett-schicht-holzträger mit nichttragenden Granitplatten als Brückenbelag*

Durch die Verwendung von Naturstein statt Beton kann der CO<sub>2</sub>-Fußabdruck der Brücke entscheidend reduziert werden, wodurch in der Kombination mit Holz, welches eine positive CO<sub>2</sub>-Bilanz aufweist, nahezu klimaneutrale Brückenbauwerke möglich werden. Allerdings sind Holz-Granit-Verbundbrücken nicht Stand der Technik und lassen sich demnach bisher nicht ausführen. Erste Erfahrungen mit der Kombination der beiden Werkstoffe konnte bereits durch den Bau mehrerer Holzbrücken mit einem nichttragenden Belag aus Granit gesammelt werden, welche vom Projektpartner Ingenieurbüro Miebach entworfen und gebaut wurden. Die Granitplatte dient dabei ausschließlich als Gehweg- bzw. Fahrbahnbelag und schützt das Holz vor der Witterung. Da bisher noch keine geeignete Verbindungstechnologie zur schubfesten Verbindung von Holz und Granit existiert, wird die Platte in der Haupttragrichtung nicht tragend, sondern ausschließlich gestalterisch eingesetzt. Dass sich Granit beim Bau von Fuß-

und Radwegbrücken jedoch prinzipiell auch für tragende Elemente verwenden lässt, zeigen die schlanken, vorgespannten Granit-Segmentbrücken der Firma Kusser.



**Abbildung 2:** *Vorgespannte Granitsegmentbrücke der Kusser Granitwerke GmbH am Kupferstrang in Hildesheim*

Im Rahmen eines Forschungsprojektes an der Hochschule Koblenz wurde unter Beteiligung des Forschungspartners Ingenieurbüro Miebach erstmalig an Hybridkonstruktionen in Holz-Granit-Verbundbauweise geforscht. Ziel des Projektes war die Erforschung und Entwicklung einer leistungsfähigen, aber nicht lösbaren Verbindungstechnologie für den Holz-Granit-Verbund. Dabei werden das Holz und die Granitplatte mithilfe von eingeklebten Lochblechen verbunden. Die entwickelte Verbindungstechnologie wurde sowohl experimentell in umfangreichen kleinformigen Versuchsserien als auch numerisch in Finite-Elemente-Analysen grundlegend erforscht. Aufbauend auf den Ergebnissen weiterer Simulationen und Parameterstudien soll ein Bemessungsmodell für die Anwendung in der Praxis erarbeitet werden, welches nicht nur eine sichere, sondern auch wirtschaftliche Bemessung von Holz-Granit-Verbundbrücken erlaubt. Die im Rahmen des Forschungsprojektes gewonnen Erkenntnisse werden abschließend in experimentellen Großversuchen verifiziert. Hierzu wurden 4-Punkt-Biegeversuche an großformatigen Holz-Granit-Verbundträgern mit 6,4 m Spannweite durchgeführt und das Trag- und Verformungsverhalten mittels moderner Messtechnik untersucht. Das Ergebnis ist eine steife Schubverbindung mit einer – aus tragwerksplanerischer Sicht – sehr vorteilhaften elastisch-plastischen Arbeitslinie und einem duktilen Versagensmechanismus.

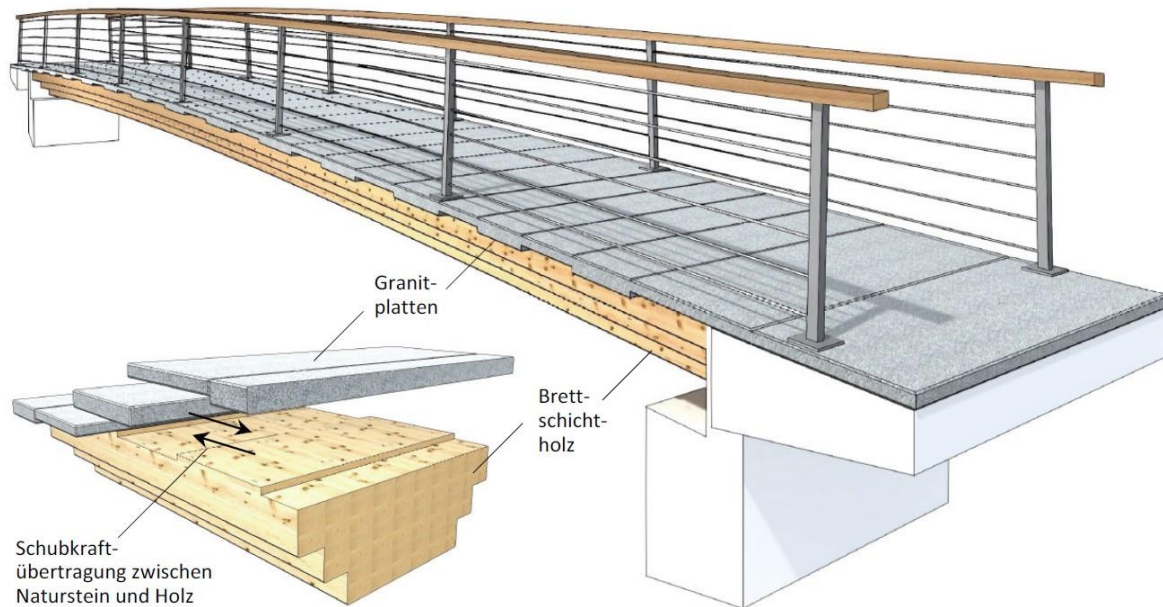
Im laufenden DBU-Forschungsvorhaben sollen jedoch Holz-Granit-Verbundbrücken mit einer lösbaren Schubverbindung entwickelt und gebaut werden, um im Sinne des kreislaufgerechten Bauens eine Wiederverwendung der Brückenbauteile am Ende der Nutzungsdauer zu erlauben. Hierfür sollen sich Holz und Granit sortenrein trennen lassen. Die Forschungsergebnisse aus Koblenz stellen hierfür zwar eine gute Grundlage dar, allerdings ist die dort entwickelte Klebeverbindung nicht lösbar, weshalb in dem von der DBU geförderten Forschungsvorhaben eine grundlegend neue, lösbare Schubverbindung erforscht wird.

## **2 Innovativer Forschungsansatz**

Ziel des von der DBU geförderten Forschungsvorhabens ist die Erforschung und Entwicklung einer Fuß- und Radwegbrücke aus Holz mit einer tragenden Granitplatte als Brückendeck.



Den Hauptträger bildet hierbei ein blockverleimter Brettschichtholzträger, welcher einen Verkehrsweg oder Flusslauf als Einfeldträger überspannt. Als Brückendeck kommen durchgehende Granitplatten zum Einsatz, die den darunterliegenden Holzträger vor allen Witterungseinflüssen wie beispielsweise Regen, Nässe, Schnee und Sonne schützen. Dadurch verlängert sich die Lebensdauer der Holzbrücke entscheidend und erreicht mindestens die Lebensdauer einer herkömmlichen Stahl- oder Betonbrücke.



**Abbildung 3:** *Holz-Granit-Verbundbrücke: Die Schubkraftübertragung zwischen Naturstein und Holz erfolgt durch eine getrepte Anordnung von dicken und dünnen Granitplatten*

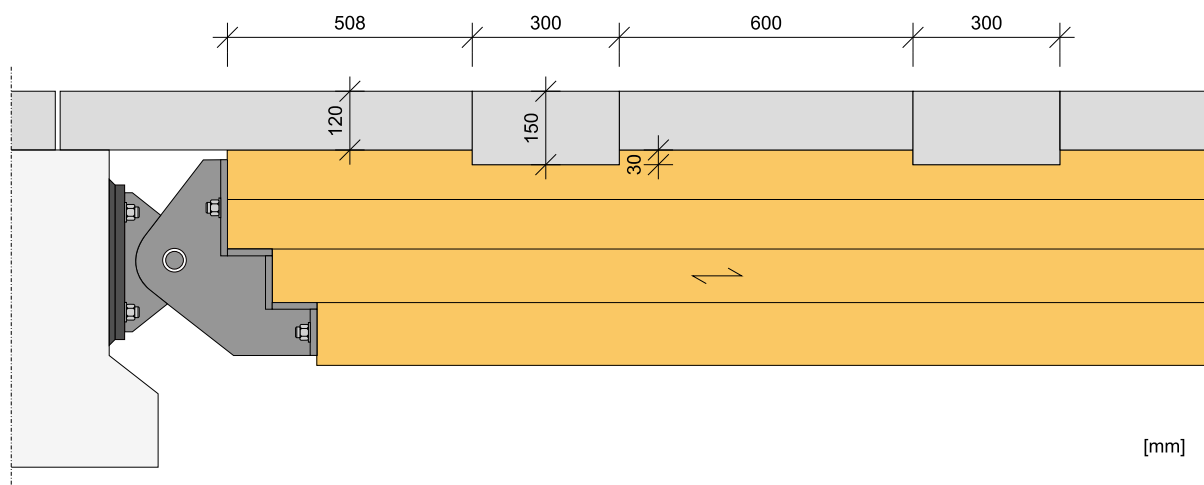
Der innovative Forschungsansatz besteht darin, dass die Granitplatten nicht einfach lose auf die Holzträger gelegt werden, sondern untereinander und mit dem Holz verbunden werden, um eine Beteiligung am Lastabtrag zu erreichen. Der Schubverbund wird durch die abwechselnde Anordnung von dünnen und dicken Granitplatten sichergestellt. Schubkräfte werden bei dieser sog. Holz-Granit-Treppenverbindung über Formschluss übertragen – analog zu Kerbenverbindungen bei Holz-Beton-Verbundbauteilen. So entsteht ein hocheffizienter, schlanker Holz-Granit-Verbundquerschnitt, bei dem die oberliegende Granitplatte primär die hohen Druckkräfte des Gesamtquerschnitts aufnimmt, wohingegen die Zugkräfte von dem darunterliegenden Holzträger aufgenommen werden. Damit werden Holz und Granit im Verbundquerschnitt so kombiniert, dass ihre Materialeigenschaften optimal ausgenutzt werden. Infolgedessen lassen sich die Bauhöhe der Brücke und damit die Höhe des Holzträgers deutlich reduzieren, wodurch sich einerseits extrem schlanke, weitspannende Holzbrücken realisieren und andererseits wertvolle Ressourcen einsparen lassen. Eine zusätzliche Herausforderung besteht darin, dass die Verbindung zwischen Holz und Granit lösbar sein soll, sodass die Brücken am Ende ihrer Nutzungszeit problemlos rückgebaut werden können. Holz und Granit sollen sich dann nach der Nutzungszeit sortenrein trennen und kreislaufgerecht wiederverwerten lassen. Außerdem kommt die Lösbarkeit der Verbindung der Brückeninstandhaltung zugute, da einzelne Granitplatten im Schadensfall problemlos ausgetauscht werden können.

Gegen Ende des Forschungsprojektes sollen zwei dieser innovativen Holz-Granit-Verbundbrücken als Ersatz für zwei bestehende Fuß- und Radwegbrücken in Berlin Spandau errichtet werden. Die bestehenden Holzbrücken, die im Spektegrünzug der Überquerung der Spekte

dienen, sind infolge der direkten Bewitterung und der damit allmählich einhergehenden Zersetzung des Holzes baufällig geworden.

### 3 Kervenausbildung

Die Kervengeometrie sowie die Vorholzlänge wurden entsprechend den aktuellen Empfehlungen der DIN CEN/TS 19103 gewählt. Hierbei handelt es sich um einen (noch nicht gültigen) Vorentwurf des neuen Eurocodes 5 zur Bemessung von Holz-Beton-Verbundbauteilen, welcher unter anderem die konstruktive Ausbildung sowie die Bemessung von Kervenverbindungen im Holz-Beton-Verbundbau zukünftig regeln soll.



**Abbildung 4:** Kervenabmessungen und Vorholzlänge für die am höchsten beanspruchte Kerve in der Nähe des Auflagers

Die Anwendung einer (Vor-)Norm aus dem Holz-Beton-Verbundbau ist an dieser Stelle gerechtfertigt, da zu vermuten ist, dass sich die Holz-Granit-Treppenverbindung wie eine Kervenverbindung im Holz-Beton-Verbundbau verhalten wird. Da Granit Festigkeiten in derselben Größenordnung wie hochfeste und teilweise sogar ultrahochfeste Betone erreichen kann, tritt das Versagen der Verbindung vermutlich primär holzseitig auf. Die verschiedenen möglichen Versagensmechanismen einer Kervenverbindung sind in der DIN CEN/TS 19103 geregelt und durch die Einhaltung von Mindestmaßen und -abständen so zu steuern, dass ein günstiger (also möglichst duktiler) Versagensmechanismus maßgebend wird. So ist die Kervenverbindung vorzugsweise so auszubilden, dass es statt einem ungewollten spröden Abscheren des Vorholzes zu einem duktilen Druckversagen des Holzes an der am stärksten beanspruchten Kervenflanke kommt. Hier liefert die DIN CEN/TS 19103, welche auf den Ergebnissen umfangreicher Versuche an Holz-Beton-Verbundbauteilen aus der Literatur beruht, auch für die Holz-Granit-Treppenverbindung erste Anhaltspunkte für die konstruktive Ausbildung und Bemessung der Kerve. Folgende Mindestmaße und -abstände sind nach DIN CEN/TS 19103 einzuhalten:

- Für die Tiefe der Kerve sollte folgendes gelten:

$$h_n = 30 \text{ mm} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm (normale Lasten)} \\ 30 \text{ mm (Schwerlasten)} \end{cases} \quad (1)$$

- Für die Länge der Kerne:

$$l_n = 300 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm} \quad (2)$$

- Für die Vorholzlänge:

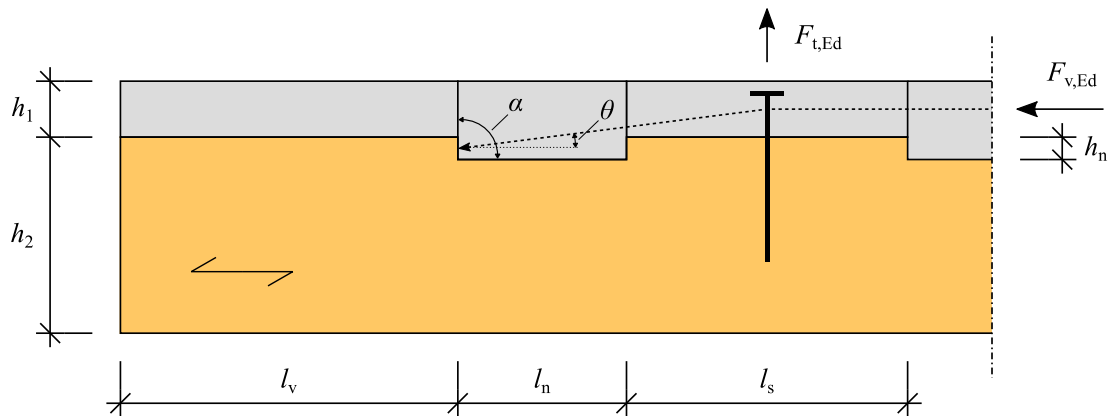
$$l_v = 508 \text{ mm} \geq 12,5 \cdot h_n = 375 \text{ mm} \quad (3)$$

- Für den Abstand zwischen den Kernen:

$$l_s = 600 \text{ mm} \geq 12,5 \cdot h_n = 375 \text{ mm} \quad (4)$$

- Für den Winkel der Kervenflanken:

$$80^\circ \leq \alpha = 90^\circ \leq \min\{115^\circ; 90^\circ + \theta\} \quad (5)$$



**Abbildung 5: Maße von Kerven als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundbauteilen nach DIN CEN/TS 19103**

Die Tragfähigkeit einer Holz-Beton-Kerfenverbindung kann gemäß den Rechenvorschriften in Kapitel 10.3.4.3 der DIN CEN/TS 19103 abgeschätzt werden. Demnach ergibt sich die Kerfentragfähigkeit als der kleinste Werte der für die vier Versagensarten Schubversagen des Betons, Druckversagen des Betons, Schubversagen des Holzes und Druckversagen des Holzes bestimmten Tragfähigkeiten. Die nachfolgenden Gleichungen geben das Vorgehen zur Ermittlung der Kerfentragfähigkeit nach DIN CEN/TS 19103 wieder:

$$F_{v,Rd} = \min \begin{cases} f_{vcd} b_n l_n & a) \text{ Schubversagen des Betons} \\ f_{cd} b_n h_n & b) \text{ Druckversagen des Betons} \\ k_{cr} f_{v,t,d} b_n l_{min} & c) \text{ Schubversagen des Holzes} \\ f_{c,o,d} b_n h_n & d) \text{ Druckversagen des Holzes} \end{cases} \quad (6)$$

mit:

$$l_{min} = 8 \cdot h_n \quad (7)$$

$$f_{vcd} = \frac{v \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (8)$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (9)$$

Hierin ist

$h_n$	die Tiefe der Kerne
$l_n$	die Länge der Kerne
$b_n$	die Breite der Kerne
$l_v$	die Vorholzlänge
$l_s$	der Abstand zwischen den Kernen
$\alpha$	der Neigungswinkel der Kernenflanke
$\theta$	der Winkel der Betondruckstrebe, wählbar zwischen den Mindest- und Höchstwerten nach DIN CEN/TS 19103
$f_{vcd}$	der wirksame Bemessungswert der Schubfestigkeit des Betonbauteils
$f_{cd}$	der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$f_{ck}$	die charakteristische Betondruckfestigkeit
$k_{cr}$	der Rissfaktor nach DIN EN 1995-1-1
$f_{v,t,d}$	der Bemessungswert der Holzschubfestigkeit
$l_{min}$	der Mindestwert der Schublänge im Holz
$f_{c,0,d}$	der Bemessungswert der Holzdruckfestigkeit parallel zur Faser
$\nu$	der Abminderungsfaktor der Betondruckfestigkeit zur Berücksichtigung der Rissbildung unter einer Schubbeanspruchung

## 4 Materialien

### 4.1 Granit

Für die mittragende Fahrbahnplatte kommt Granit des Typs Tittlinger Feinkorn aus dem namensgebenden Steinbruch Höhenberg bei Tittling zum Einsatz. Petrografisch lässt der verwendete Granit als ein Biotitmonzogranit mit einer fast gleichkörnigen, feinkörnigen bis mittelkörnigen Struktur einordnen. Die Gesteinsstruktur ist richtungslos, die Kornorientierung nahezu isotrop und die Farbe des Granits schwarzweiß gesprenkelt [Z-13.4-150]. Der Granit besitzt eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung als Baustoff für die vorgespannte Granitsegmentbrücke der Kusser Granitwerke GmbH [Z-13.4-150]. Hierin wird für den Tittlinger Feinkorn eine charakteristische Druckfestigkeit von  $f_{ck} = 120 \text{ N/mm}^2$ , eine charakteristische Biegezugfestigkeit von  $f_{tk} = 12,0 \text{ N/mm}^2$  und eine Spaltzugfestigkeit von  $f_{tk,sp} = 14,0 \text{ N/mm}^2$  angegeben. Des Weiteren darf der Elastizitätsmodul zu  $E_{mean} = 33.000 \text{ N/mm}^2$ , die Rohdichte zu  $\rho = 2700 \text{ kg/m}^3$  und die Querdehnzahl zu  $\mu = 0,15$  angenommen werden [Z-13.4-150].

Die charakteristischen Festigkeitswerte basieren auf Materialversuchen, welche in der Vergangenheit an der Technischen Universität München durchgeführt wurden. Hier konnte die Druckfestigkeit des Granits im Mittel zu 219,6 N/mm<sup>2</sup>, die mittlere Biegefestigkeit zu 20,3 N/mm<sup>2</sup> und der mittlere Elastizitätsmodul zu 36.800 N/mm<sup>2</sup> bestimmt werden [TUM22a], [TUM22b], [TUM15]. Für die Querdehnzahl ergaben die Laborversuche einen Mittelwert von 0,126 und die Rohdichte wird im Mittel mit 2660 kg/m<sup>3</sup> angegeben [TUM15], [TUM22c].

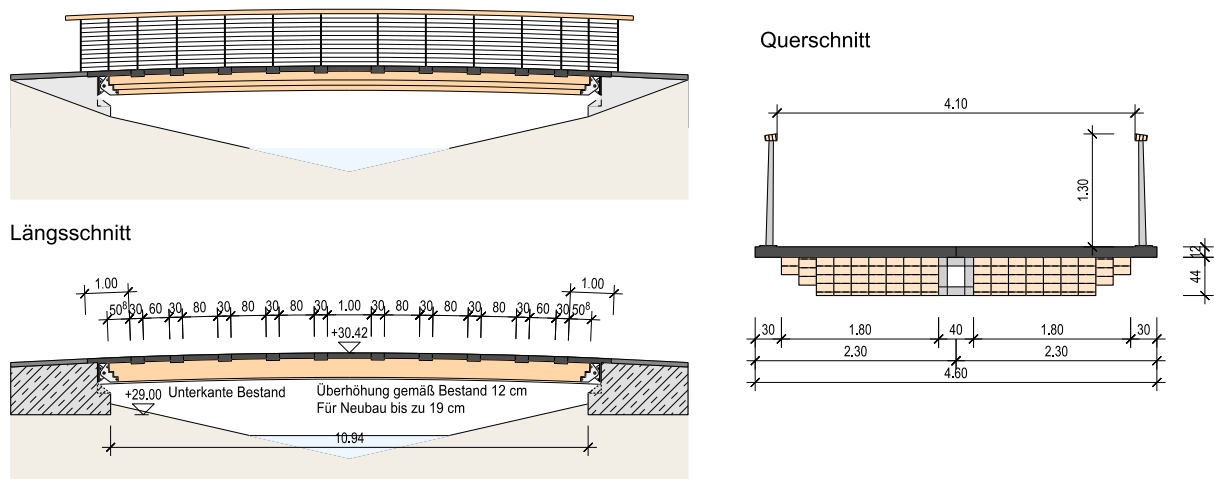
## 4.2 Holz

Zur Herstellung der Probekörper innerhalb des Forschungsprojektes wurde (blockverleimtes) Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL28c verwendet, welches nach jetzigem Kenntnisstand auch bei den späteren Brückenbauwerken zum Einsatz kommen soll. Damit werden die Mindestanforderungen an Baustoffe nach der DIN CEN/TS 19103 erfüllt, wo für Brettschichtholz mindestens die Festigkeitsklasse GL24h gefordert wird. Für die charakteristischen Festigkeitskennwerte des Brettschichtholzes sei an dieser Stelle auf die DIN EN 14080 verwiesen.

## 5 Brückenentwurf

Im Spektegrünzug in Berlin Spandau müssen zwei bestehende Holzbrücken ersetzt werden, da sich das Holz infolge der direkten Bewitterung allmählich zu zersetzen beginnt und die Brücken infolgedessen baufällig geworden sind. Für den Spektelakesteg I und II hat das Ingenieurbüro Miebach zwei Holz-Granit-Verbundbrücken mit tragenden, lösbaren Granitplatten als Brückendeck entworfen.

Gradiente Bestand

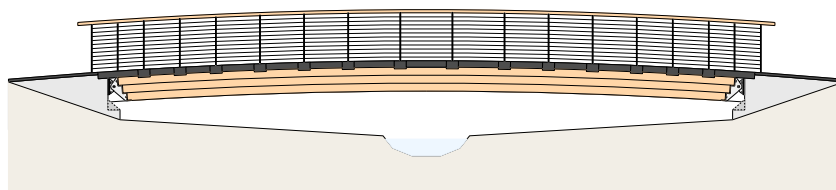


**Abbildung 6:** Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt der Holz-Granit-Verbundbrücke als Ersatzneubau für den Spektelakesteg I in Berlin Spandau (Ingenieurbüro Miebach)

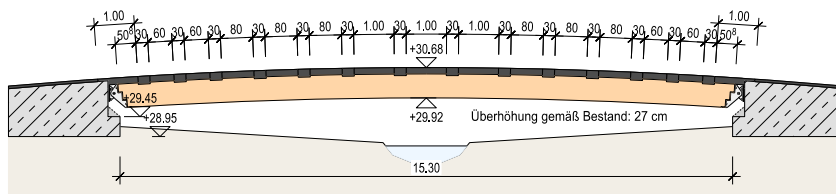
Beim Spektelakesteg I (siehe Abbildung 6) handelt es sich um eine Fuß- und Radwegbrücke aus Holz mit einer Spannweite von 10,9 m. Das Bestandsbauwerk besteht aus 7 hölzernen Längsträgern aus Brettschichtholz (Querschnitt 20 cm x 50 cm) und quer dazu verlaufenden Holzbohlen als Geh- und Radwegbelag. Demgegenüber sieht der Vorentwurf des Ersatzneubaus zwei blockverleimte Brettschichtholzträger mit einer maximalen Höhe von je 44 cm vor, welche in regelmäßigen Abständen über stählerne Querträger miteinander verbunden werden. Den Brückenbelag bilden 12 bzw. 15 cm dicke Granitplatten, wobei durch die in Längsrichtung

abwechselnde Anordnung von dicken und dünnen Granitplatten ein Formschluss entsteht, der eine Schubkraftübertragung zwischen Naturstein und Holz ermöglicht und so den Granit am Lastabtrag beteiligt. Durch die abwechselnde Anordnung von 12 bzw. 15 cm dicken Granitplatten entsteht eine Kervenverbindung mit einer Kervertiefe von 3 cm, was dem Mindestwert für Schwerlasten nach DIN CEN/TS 19103 entspricht. Die Vorholzlänge beträgt am Auflager an der am stärksten beanspruchten Kerve 50,8 cm und liegt damit deutlich über dem in der (Vor-)Norm empfohlenen Wert. In Richtung der Brückenmitte nimmt die Beanspruchung je Kerve deutlich ab, weshalb weniger Kerven erforderlich sind und sich der Kervenabstand zur Brückenmitte hin von 60 auf 100 cm hin erhöht. Die Kervlänge ist für alle Kerven konstant und beträgt 30 cm. Aufgrund der großen Gesamtbreite von 4,6 m (die geforderte befahrbare Brückenbreite beträgt 4,1 m) werden die Granitplatten in Breitenrichtung nicht durchgängig ausgeführt, sondern werden zwischen den blockverleimten Brettschichtholzträgern stumpf gestoßen. Die Verwendung zweier stumpf gestoßener Granitplatten zu je 2,3 m ist verglichen mit einer durchgehenden 4,6 m breiten Granitplatte deutlich wirtschaftlicher. Die Überhöhung des Bestandsbauwerks von 12 cm wird für die Holz-Granit-Verbundbrücke beibehalten, kann jedoch auf bis zu 19 cm erhöht werden.

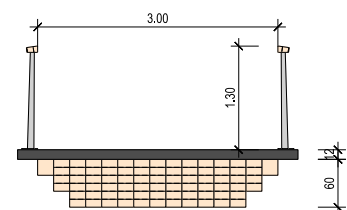
Gradiente Bestand



Längsschnitt



Querschnitt



**Abbildung 7:** Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt der Holz-Granit-Verbundbrücke als Ersatzneubau für den Spektelakesteg II in Berlin Spandau (Ingenieurbüro Miebach)

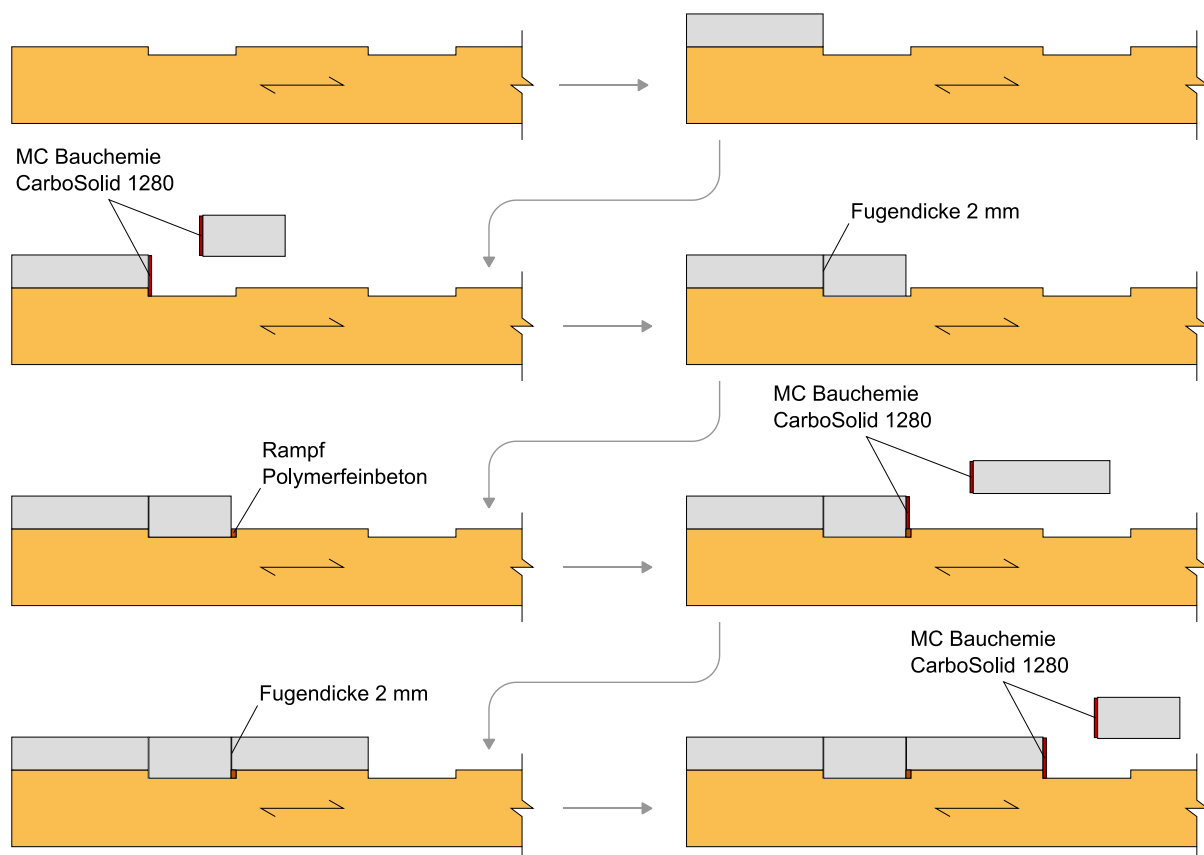
Der Spektelakesteg II (siehe Abbildung 7) ist ebenfalls eine in Holz ausgeführte Fuß- und Radwegbrücke, welche die Spekte mit einer Spannweite von 15,3 m überquert. Das Bestandsbauwerk, bestehend aus 5 Brettschichtholz-Längsträgern (Querschnitt 24 cm x 66 cm) und einem Brückendeck aus 10 cm dicken Holzbohlen, soll ebenfalls durch eine dauerhafte Holz-Granit-Verbundbrücke ersetzt werden. Der Vorentwurf des Ingenieurbüro Miebach sieht einen einzelnen im Querschnitt getreppten Blockträger aus Brettschichtholz mit einer Maximalhöhe von 60 cm vor. Das Brückendeck besteht aus mitragenden Granitplatten, wobei durch die abwechselnde Aneinanderreihung von 12 und 15 cm dicken Granitplatten eine Verzahnung wie bei einer Kervenverbindung entsteht. Die Kervenabmessungen sowie die Vorholzlängen wurden analog zum Spektelakesteg I gewählt, um durch die einheitliche Geometrie das Zulassungsverfahren zu vereinfachen. Die Gesamtbreite der Brücke beträgt 3,5 m, wovon nach Abzug des Brückengeländers eine befahrbare Brückenbreite von 3,0 m verbleibt. Aufgrund der geringeren Brückenbreite (verglichen mit dem Spektelakesteg I) werden die Granitplatten beim Spektelakesteg II in Breitenrichtung nicht gestoßen, sondern durchgehend ausgeführt. Wie



beim Bestandsbauwerk sieht der Entwurf für den Ersatzneubau eine Überhöhung von 27 cm vor.

## 6 Montageverfahren

Um den Blockträger aus Brettschichtholz vor Nässe, Regen und Schnee zu schützen, müssen die Fugen zwischen den Granitplatten dauerhaft abgedichtet werden. Hierzu wird ein gefüllter Epoxidharzklebstoff bzw. Polymermörtel auf die Fügefläche aufgetragen und darüber die Granitplatten miteinander verklebt. Die Dicke der Klebefuge soll etwa 2 mm betragen. Die Verklebung der Granitplatten ist bereits Stand der Technik und wird in gleicher Weise zur Abdichtung der Granitsegmente bei der vorgespannten Granitsegmentbrücke der Firma Kusser angewendet [Z-13.4-150]. Bei dem für die Granit-Granit-Verklebung verwendeten Klebstoff handelt es sich um das Produkt CarboSolid 1280 der MC Bauchemie, welcher eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung als Klebstoff für Verstärkungselemente (z.B. CFK-Lamellen oder Stahllaschen) besitzt. Durch das schubfeste Aufkleben dieser Verstärkungselemente lassen sich bestehende Bauteile aus Stahlbeton, Mauerwerk, Stahl oder Holz nachträglich effektiv verstärken [Z-36.12-85].



**Abbildung 8:** Schematische Darstellung des Prozesses zur Verklebung der Granitplatten mit dem Brettschichtholzträger

Der nachfolgend näher erläuterte Prozess zur Verklebung der Granitsegmente wurde im Rahmen des Forschungsprojektes zusammen mit den ausführenden Firmen Kusser Granitwerke GmbH und Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co. KG entwickelt. Hinsichtlich der Fertigungsrichtung wurde festgelegt, dass das Verkleben der Granitsegmente ausgehend von beiden Trägerenden hin zur Trägermitte erfolgt. Nachdem die Randsegmente an den Enden des

Brettschichtholzträgers montiert wurden, können die ersten 15 cm dicken Kervensegmente in die vorab ins Holz eingefrästen Aussparungen eingelassen werden. Zuvor ist an den Fügeflächen der CarboSolid 1280 Klebstoff aufzubringen. Mit diesem sollen nicht nur die Fugen zwischen den abwechselnd dicken und dünnen Granitplatten dauerhaft abgedichtet, sondern auch die 15 cm dicken Granitsegmente an das Hirnholz der druckbeanspruchten Kervenflanke geklebt werden. Dies soll einerseits eine gleichmäßigere Krafteinleitung der Druckkraft aus der Granitplatte in die Kervenflanken des Brettschichtholzträgers ermöglichen und andererseits das besonders witterungsanfällige Hirnholz durch die Verklebung dauerhaft vor Feuchtigkeit und Nässe schützen.

Damit beim Einsetzen der Granitsegmente in die Kerve der zuvor aufgetragene Klebstoff nicht wieder abgestrichen wird, ist die Aussparung im Brettschichtholzträger 2 cm länger als die spätere Kerventiefe auszufräsen. Dadurch können die Granitsegmente im ersten Schritt trotz des großzügigen Klebstoffauftrags auf der seitlichen Fügefläche senkrecht von oben in die Kerve eingehoben werden und im zweiten Schritt horizontal gegen das vorherige Segment gepresst werden. Außerdem lassen sich etwaige im Herstellungsprozess auftretende Toleranzen/Maßabweichungen durch das Übermaß der Kerve bis zu einem gewissen Grad ausgleichen. Die dadurch entstandene Arbeitsfuge ist nach dem Verkleben des dicken und dünnen Granitsegmentes nachträglich zu vergießen. Als Vergussmasse kommt hier ein Polymerfeinbeton der Rampf Holding GmbH & Co. KG zum Einsatz, welcher auf dem Produkt EPUSELF 161L basiert und ein Größtkorn von 3 mm besitzt. Der Polymerfeinbeton zeichnet sich neben seiner hohen Druckfestigkeit vor allem durch eine dem Holz ähnliche Steifigkeit aus. Ein auf demselben Produkt der Firma Rampf basierender Polymermörtel befindet sich derzeit in einem Zulassungsverfahren als Klebstoff für geklebte Holz-Beton-Verbundsysteme. Durch den Polymerverguss wird sichergestellt, dass bei einer Wechselbeanspruchung der Brücke die Druckkräfte aus der Granitplatte auch in entgegengesetzter Richtung, über die inneren Kervenflanken in den Brettschichtholzträger eingeleitet werden können. Abbildung 8 zeigt schematisch den Ablauf bei der Verklebung der Granitsegmente mit dem Brettschichtholzträger.

Weil die Schubkraftübertragung nur über Druck über die Kervenflanken (also über Formschluss) erfolgen soll, ist darauf zu achten, dass kein Klebstoff in die horizontalen Fugen zwischen den Granitsegmenten und dem Brettschichtholzträger gelangt. Eine planmäßige Verklebung zwischen Granit und Holz ist nur entlang der Kerventiefe an den vertikalen Fügeflächen vorgesehen. Gelangt dennoch Klebstoff in die horizontalen Fugen würde dies zu einer Verklebung von Holz und Granit (Stoffschluss) und somit zu einem zusätzlichen Schubkraftübertragungsmechanismus führen. Dieser lässt sich nur schwer quantifizieren, wodurch keine präzisen Aussagen zur Kerventragfähigkeit möglich sind. Um eine ungewollte Benetzung mit Klebstoff während des Verklebeprozesses zu vermeiden, sind die entsprechenden Flächen vorab mit Malerkrepp abzukleben.

## **7 Abhebesicherung**

Aufgrund der um den Winkel  $\theta$  geneigten Druckstrebe (siehe Abbildung 5) entsteht an der Umlenkstelle – vorgegeben durch die Lage des Verbindungsmittels – eine Zugkraft zwischen dem Holz- und dem Granitquerschnitt. Diese würde, sofern sie nicht durch ein Verbindungsmittel aufgenommen wird, zu einem Abheben der Granitplatte vom Brettschichtholzträger führen. Daher sind Kervenverbindungen gemäß DIN CEN/TS 19103 für eine Mindestzugkraft entsprechend Gleichung (10) zu bemessen.

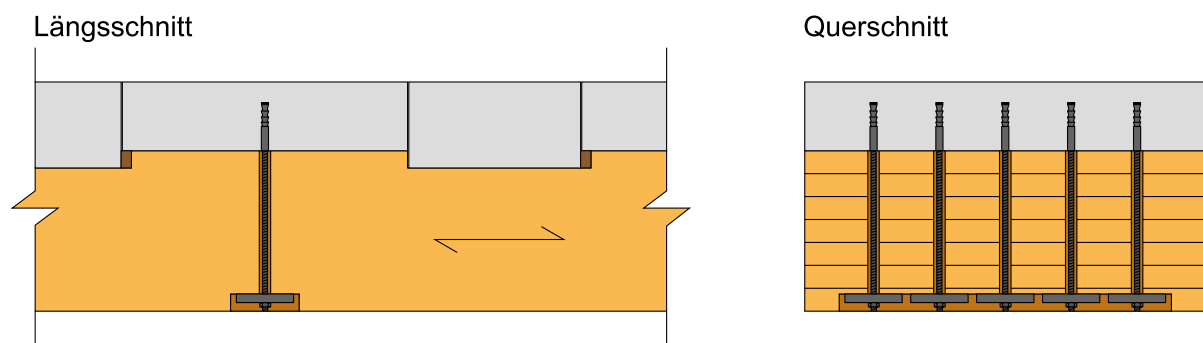
$$F_t = \max(F_v \cdot \tan(\theta) ; 0,1 \cdot F_v) \quad (10)$$

Hierin ist

$F_t$  die Zugkraft zwischen dem Holz- und Granitquerschnitt

$F_v$  die Schubkraft zwischen dem Holz- und Granitquerschnitt

Bei herkömmlichen Holz-Beton-Verbundsystemen wird die Abhebesicherung in der Regel über ins Holz eingedrehte Schrauben realisiert, deren Kopf in die Betonplatte einbetoniert wird. Diese einfache Lösung ist jedoch nicht auf die Holz-Granit-Verbindung übertragbar und lässt sich außerdem nicht demontieren. Da im Forschungsantrag die Entwicklung einer lösbaren Verbindungstechnologie für Holz-Granit-Verbundsysteme versprochen wurde, musste also eine neuartige, lösbare Abhebesicherung für diesen Anwendungszweck entwickelt werden. Die Lösung ist ein Verbundspreißdübel mit Innengewindehülse, der mit einem Injektionsmörtel in vorgebohrte Löcher auf der Unterseite der Granitplatte eingeklebt wird. Das verwendete Injektionssystem (VMZ-IG der Metall-Kunststoff-Technik GmbH & Co. KG) besitzt im Rahmen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für die vorgespannte Granitsegmentbrücke der Firma Kusser bereits eine Zulassung für die Anwendung in Granit [Z-13.4-150].



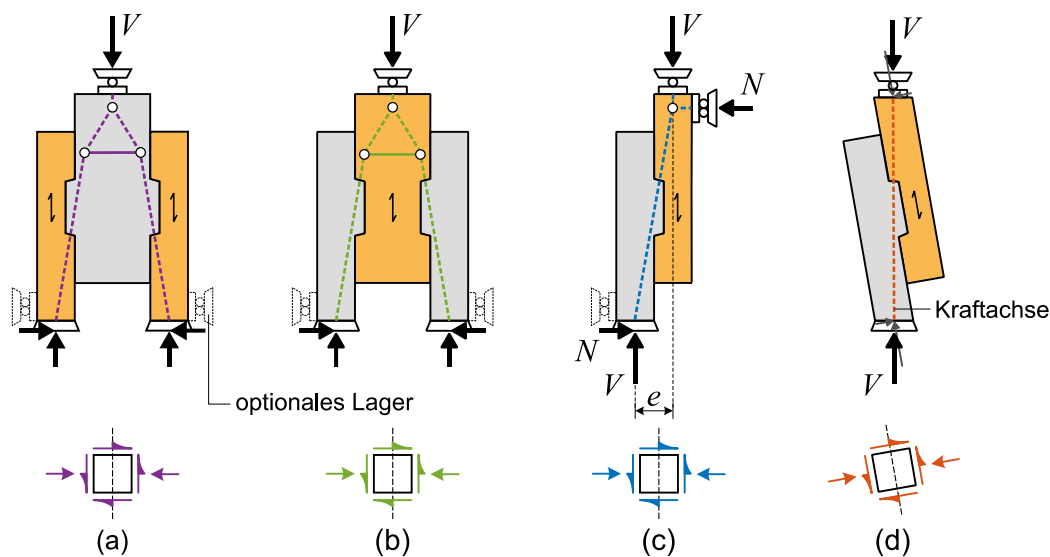
**Abbildung 9:** Links: Abhebesicherung im Längsschnitt des Holz-Granit-Verbundträgers  
Rechts: Abhebesicherung im Querschnitt des Holz-Granit-Verbundträgers

Die Bemessung des Injektionssystems erfolgt gemäß der europäischen technischen Bewertung ETA-04/0092 unter Annahme eines ungerissenen Betons der Festigkeitsklasse C50/60 [Z-13.4-150]. In die Innengewindehülsen der Verbundspreißdübel werden Gewindestangen der Nenngröße M10 eingeschraubt, die durch Bohrungen im Brettschichtholz bis an die Unterkante des Trägers geführt werden. Die Bohrungen im Holz weisen einen Durchmesser von 20 mm auf und sind damit deutlich größer als der Durchmesser der Gewindestangen. Dies soll begünstigen, dass die Befestigungselemente sich innerhalb der Bohrung bis zu einem gewissen Grad frei verformen können und so nicht durch Querlasten beansprucht werden. Die Verbundspreißdübel sind daher nur für axiale Beanspruchungen nachzuweisen. An der Trägerunterseite wird je eine Ankerplatte, Unterlegscheibe und Mutter auf die Gewindestangen aufgeschraubt und darüber die Granitplatten mit dem Holzträger verbunden. Da je Anker Zugkraftbeanspruchungen von mehr als 20 kN aufgenommen werden müssen, sind neben den Unterlegscheiben entsprechend große Ankerplatten aus Stahl vorgesehen, damit die Zugkräfte der Abhebesicherungen über Druck quer zur Faser sicher in den Brettschichtholzträger eingeleitet werden können.

## 8 Slip-Block-Versuche

### 8.1 Versuchsaufbau

Nachdem die Kervengeometrie in Anlehnung an die Empfehlungen der für Holz-Beton-Verbundbauteile geltenden DIN CEN/TS 19103 festgelegt worden war, wurde die entwickelte Verbindungstechnologie zunächst in umfangreichen Kleinversuchen experimentell erforscht. Ziel war die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens im Lasteinleitungsbereich der Holz-Granit-Kervenverbindung. Die isolierte Betrachtung einer einzelnen Kerbe begünstigt nicht nur einen geringen Materialaufwand durch die geringe Größe der Probekörper, sondern erlaubt eine exakte Bestimmung der Tragfähigkeit und Steifigkeit (in Form des Verschiebungsmoduls) einer einzelnen Holz-Granit-Kerbe.



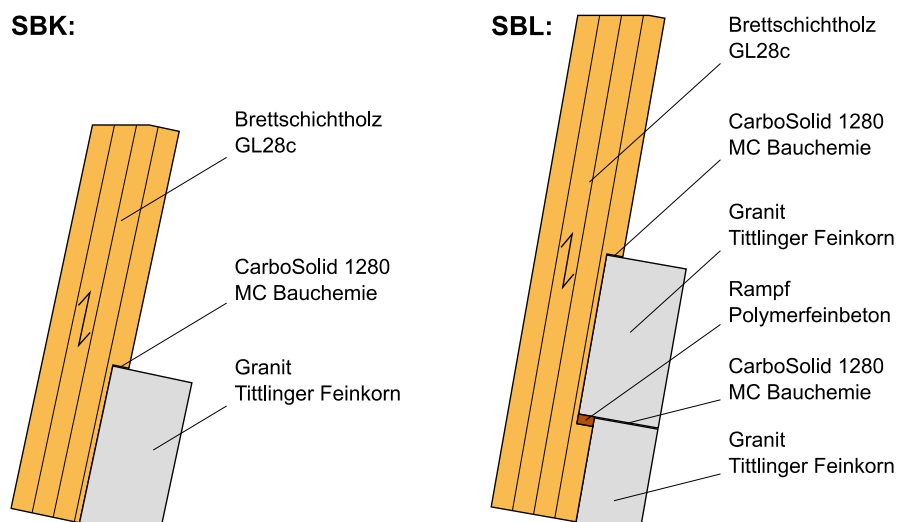
**Abbildung 10:** Verschiedene Versuchsaufbauten aus der Literatur zum Prüfen von Holz-Beton-Verbindungen mit Kerven (aus [Ras23] entnommen)

Hinsichtlich des Versuchsaufbaus bestand die Schwierigkeit, dass bislang kein standardisiertes Test-Setup für Holz-Beton-Verbundbauteile existiert. In der Regel jedoch wird der doppel-symmetrische Push-Out-Test durchgeführt, welcher bereits aus dem Stahlverbundbau bekannt ist. Bei diesem Versuchsaufbau mit zwei Scherflächen wird die Prüfkraft in ein aus Holz oder Beton bestehendes Mittelelement eingeleitet. Von dort erfolgt die Kraftübertragung über Kerven in die links und rechts davon angeordneten Außenelemente, die aus dem jeweils anderen Werkstoff bestehen und hälftig die Prüfkraft ins Widerlager einleiten. Durch die geneigte Druckstrebe entsteht eine Kraftkomponente orthogonal zur Scherfläche. Diese bewirkt ein Öffnen der Scherfuge und ist daher über einen entsprechend gewählten Versuchsaufbau aufzunehmen (z.B. durch zusätzliche Auflager, Halterungen oder Reibung). Abbildung 10 zeigt exemplarisch den Push-Out-Test mit a) außenliegenden Holzelementen und b) außenliegenden Betonelementen. Dieser Versuchsaufbau weist allerdings einige bedeutende Nachteile auf: Neben dem vergleichsweise hohen Material- und Herstellungsaufwand ist aufwendige Messtechnik erforderlich, um bedingt durch die statische Unbestimmtheit des Systems alle Reaktionskräfte exakt erfassen zu können. Außerdem kommt es durch die natürliche Streuung der Materialeigenschaften zu einem leicht voneinander abweichenden Verhalten der beiden Scherflächen und damit zu einer Exzentrizität, die – sofern sie in der Auswertung nicht explizit berücksichtigt wird – zu falschen Ergebnissen führt [Ras23]. Daher wurde sich im Rahmen des

Forschungsprojektes stattdessen für einen asymmetrischen Slip-Block-Test mit einer einzelnen Scherfläche entschieden. Um einen Versatz des Kräftepaars wie in Abbildung 10 c) zu verhindern, wird der Probekörper so geneigt, dass Krafteinleitung und Auflager in einer Achse liegen. Die Geometrie und Neigung sind so festzulegen, dass die Kraftlinie durch den Mittelpunkt der Kerbe bzw. durch die Mitte der beanspruchten Kervenflanke verläuft [Ras23]. Der geneigte Slip-Block-Test ist in Abbildung 10 d) dargestellt.

## 8.2 Probekörper

Ausgangslage für die Festlegung der Probekörpergeometrie waren eine Kerventiefe von  $h_n = 3$  cm und eine Vorholzlänge von  $l_v = 45$  cm, was einem  $l_v/h_n$ -Verhältnis von 15 entspricht. Dieser Wert wurde entsprechend der einschlägigen Literatur so festgelegt, dass der maßgebende Versagensmechanismus mit hoher Wahrscheinlichkeit ein duktiles Holzdruckversagen an der druckbeanspruchten Kervenflanke ist. In zwei Versuchsserien mit je 10 Versuchen wurden kurze und lange Slip-Block-Probekörper getestet.

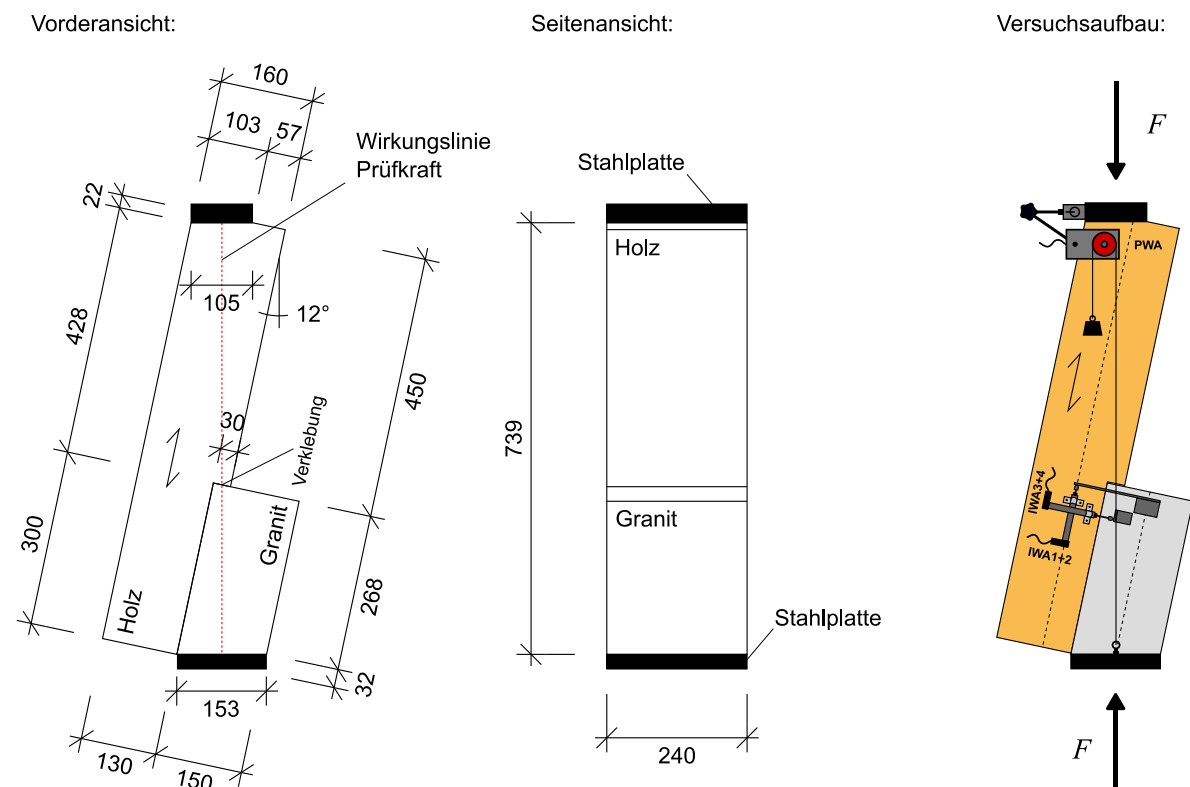


**Abbildung 11:** Links: Aufbau und Materialien der kurzen Slip-Block-Probekörper (SBK)  
Rechts: Aufbau und Materialien der langen Slip-Block-Probekörper (SBL)

Während im Fokus der kurzen Slip-Block-Tests lediglich die Kraftübertragung zwischen Holz und Granit stand, sollte bei den langen Slip-Block-Tests zusätzlich die Kraftübertragung in der Klebefuge zwischen zwei Granitsegmenten untersucht werden. Daher bestehen die kurzen Slip-Block-Probekörper neben dem Brett-schichtholzelement aus einem einzelnen 15 cm dicken Granitsegment, wohingegen die langen Slip-Block-Probekörper aus einem 12 cm sowie einem 15 cm dicken Granitsegment bestehen. Das dicke und das dünne Granitsegment werden so miteinander verklebt, dass eine Kerve mit einer Tiefe von 3 cm entsteht. Als Klebstoff wird der CarboSolid 1280 Klebstoff der MC Bauchemie verwendet, wobei die Klebfugendicke planmäßig 2 mm betragen soll. Mit dem gleichen Klebstoff wird auch das Granitsegment mit dem Brett-schichtholzelement verklebt, jedoch erfolgt die Verklebung nur über die druckbeanspruchte Kervenflanke mit einer 2 mm dicken Klebefuge. Alle übrigen Kontaktflächen werden mit Malercrepp vor einer Klebstoffbenetzung geschützt. Bei den langen Slip-Block-Probekörpern verbleibt nach dem Einkleben des dicken Granitsegmentes in die Kerve eine etwa 2 cm breite Fuge. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Kervenaussparung im Brett-schichtholz aus herstellungstechnischen Gründen größer als die eigentliche Kerventiefe ausgefräst wurde. Vor dem Verkleben des zweiten Granitsegmentes wird die verbleibende Fuge mit dem

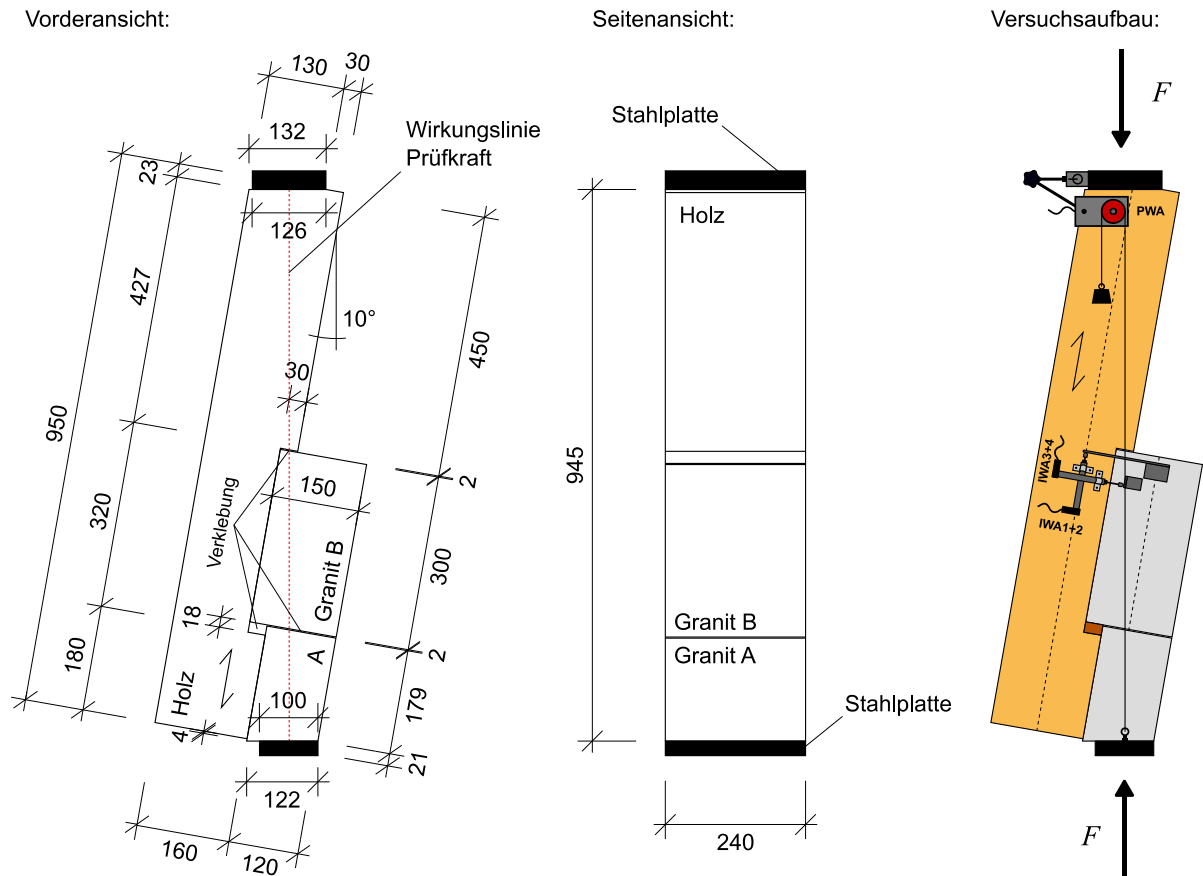
Polymerfeinbeton der Firma Rampf vergossen, wobei auch hier Holz und Granit nur über die Kervenflanken verklebt werden. Der grundsätzliche Aufbau der kurzen und der langen Slip-Block-Probekörper sowie die Materialien sind der Abbildung 11 zu entnehmen.

Die Neigungswinkel der Slip-Block-Probekörper ergeben sich zum einen aus der Geometrie der Probekörper und zum anderen aus der Anforderung, dass die Wirkungslinie der Prüfkraft mittig durch die beanspruchte Kervenflanke verlaufen soll. Damit ergeben sich Neigungswinkel von  $12^\circ$  für die kurzen und  $10^\circ$  für die langen Slip-Block-Probekörper. Die abweichenden Neigungswinkel sind auf die unterschiedlichen Höhen der beiden Probekörpervarianten zurückzuführen. Demgegenüber werden in der Forschung zum geklebten Holz-Beton-Verbund oftmals Slip-Block-Probekörper mit einer Neigung von  $14^\circ$  verwendet [Zau14]. Auch die DIN EN 408 empfiehlt für die versuchsgestützte Ermittlung der Scherfestigkeit von Bauholz im Druck-Scherversuch einen Winkel von  $14^\circ$  zwischen Belastungsrichtung und Längsachse des Prüfkörpers. Die geringeren Neigungswinkel von  $12^\circ$  bzw.  $10^\circ$  in den eigenen Versuchen sind als vorteilhaft anzusehen, da infolge der geringeren Neigung die Kraftkomponente quer zur Fuge geringer ausfällt und dadurch die Versuchsergebnisse weniger stark verzerrt werden.



**Abbildung 12:** Links: Abmessungen der kurzen Slip-Block-Probekörper (SBK)  
Rechts: Versuchsaufbau zur Prüfung der kurzen Slip-Block-Probekörper (SBK)

Alle Probekörper werden aus Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL28c mit liegend angeordneten Brettschichtholzlamellen gefertigt. Als Granit kommt Tittlinger Feinkorn der Kusser Granitwerke GmbH aus dem Steinbruch Höhenberg bei Tittling zum Einsatz. Dieser zeichnet sich durch seine guten mechanischen Eigenschaften sowie die großen Formate aus, in denen Bauteile aus diesem Granit hergestellt werden können. Die Montage und die Verklebung der Probekörper erfolgt analog zu dem in Kapitel 6 beschriebenen Vorgehen. Abbildung 12 und Abbildung 13 zeigen noch einmal die genauen Abmessungen sowie den Versuchsaufbau der kurzen respektive der langen Slip-Block-Versuche.



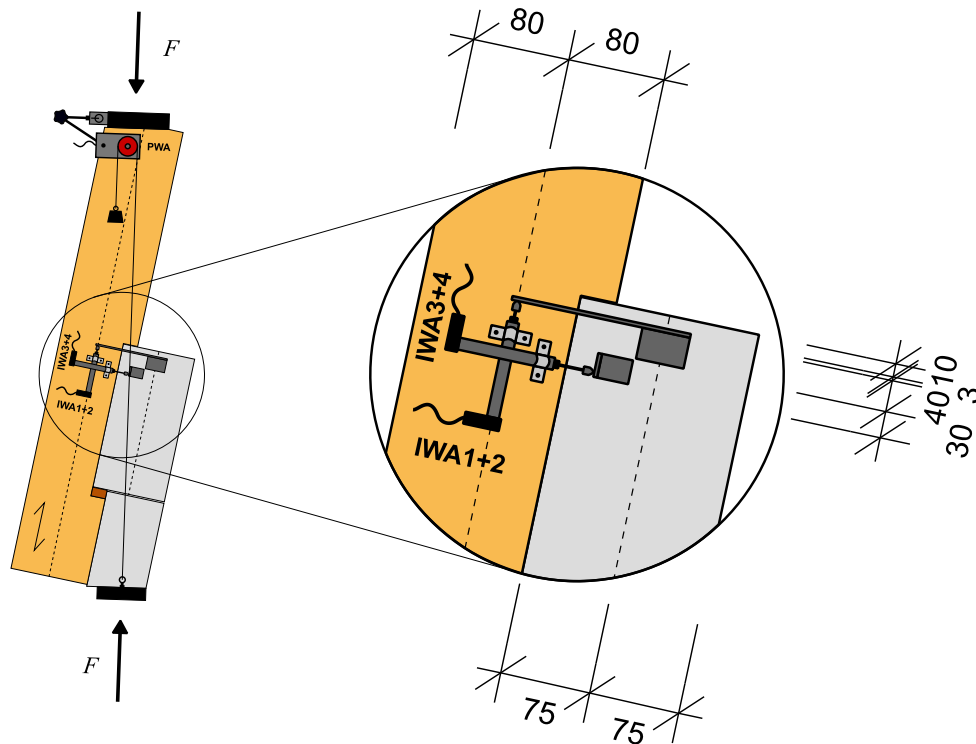
**Abbildung 13:** Links: Abmessungen der langen Slip-Block-Probekörper (SBL)  
Rechts: Versuchsaufbau zur Prüfung der langen Slip-Block-Probekörper (SBL)

### 8.3 Prüfeinrichtung und Messtechnik

Für die Durchführung der Slip-Block-Versuche an Probekörpern aus Holz und Granit wird die am Institut für Bauingenieurwesen vorhandene Prüfmachine *HB500* der Firma ZwickRoell verwendet. Mit dieser servohydraulischen Prüfmachine lassen sich sowohl Zug- als auch Druckbeanspruchungen auf Probekörper aufbringen, wobei die maximale Prüflast bei 500 kN (statisch und dynamisch) liegt. Die Quertraverse des Prüfrahmens ist höhenverstellbar und erlaubt eine optimale Anpassung der Prüfraumhöhe an die zu prüfenden Probekörper. Mit einer maximalen Prüfraumhöhe von 212 cm bietet die Prüfmachine ausreichend Raum, um auch die langen, etwa 100 cm hohen Slip-Block-Probekörper testen zu können. Die Messtechnik für die im Projekt durchgeführten Slip-Block-Versuche orientiert sich weitestgehend an vergleichbaren Versuchsaufbauten aus der im Rahmen der HBV-Forschung veröffentlichten Literatur [Sch06], [Mön18]. Neben den internen Messsensoren der Prüfmachine (Prüfkraft und Kolbenhub) wurden weitere Wegaufnehmer an den Probekörpern installiert, um die Verformungen insbesondere im Bereich der Holz-Granit-Kervenverbindung während des Versuches detailliert zu erfassen. Die Relativverschiebungen zwischen Holz und Granit, welche als Grundlage für die Ermittlung der Kervensteifigkeit dienen, werden mithilfe von induktiven Wegaufnehmern (IWA) parallel zur Verbundfuge gemessen. Die Lage der Messpunkte befindet sich jeweils in der Mitte des Holz- bzw. Granitquerschnittes möglichst nah am druckbeanspruchten Querschnittsrand. Darüber hinaus wird orthogonal zur Verbundfuge die Querverformung mittels zweier weiterer induktiver Wegaufnehmer aufgezeichnet. Diese Querverformung ist proportional zur Querdrukkraft, welche infolge des geeigneten Versuchsaufbaus orthogonal



zur Verbundfuge entsteht. Um eine Schrägstellung des Prüfkörpers in der Prüfeinrichtung oder sonstige Exzentrizitäten bei der Lasteinleitung erfassen zu können, werden die Verformungen beidseitig, auf der Vorder- und Rückseite des Probekörpers gemessen. Die genauen Positionen der induktiven Wegaufnehmer kann der Abbildung 14 entnommen werden.



**Abbildung 14:** Messtechnikplan mit den genauen Positionen der induktiven Wegaufnehmer (IWA)

Als Ergänzung zum Kolbenhub der Prüfmaschine wird die auf den Prüfkörper aufgebrachte Verformung mithilfe eines Drehpotentiometer-Wegaufnehmers (PWA) aufgezeichnet. Die Messstrecke entspricht dem lotrechten Abstand der Lasteinleitungsplatten aus Stahl. Eine Stauchung des Prüfkörpers bewirkt, dass sich ein dehnstarres, über die Messstrecke gespanntes Seil auf eine am Drehpotentiometer befestigte Rolle aufwickelt. Die hervorgerufene Drehung der Rolle wird vom Drehpotentiometer aufgezeichnet und kann über den Radius der Rolle in die axiale Verformung (Stauchung entlang der Messstrecke) umgerechnet werden.

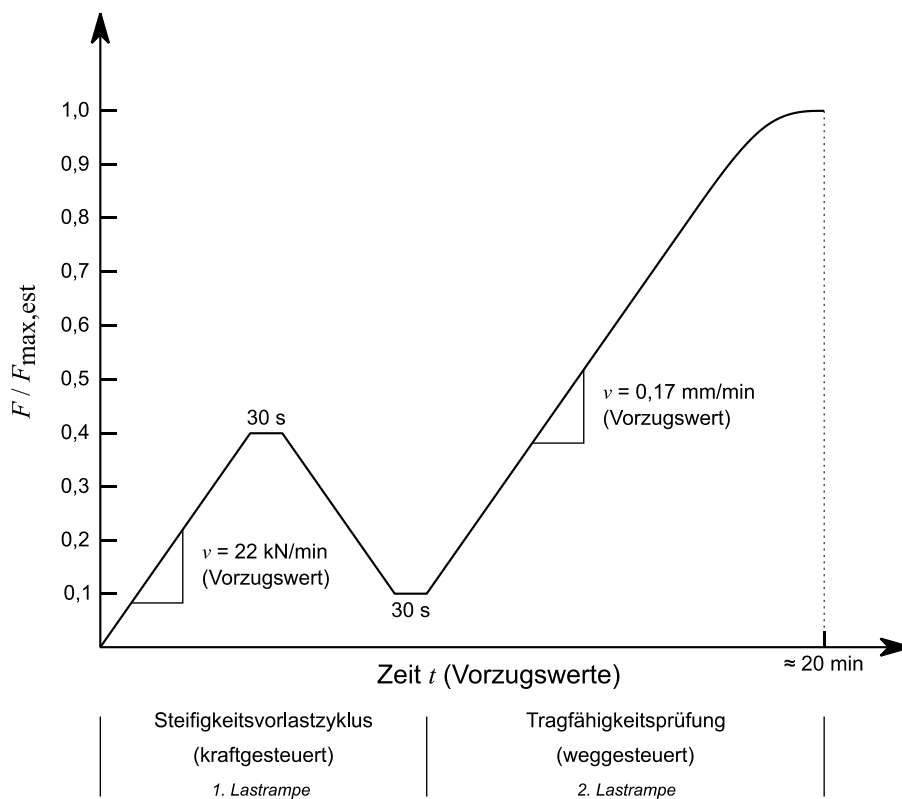
Die Messdatenerfassung erfolgt mit dem Messverstärker *Autolog 3000* und der dazugehörigen Messsoftware *Autosoft 3000* der Firma Peekel Instruments GmbH. Die Messfrequenz, mit der die Daten während des Versuches aufgezeichnet werden, betrug in allen Versuchen 50 Hz.

#### 8.4 Belastungsschema

Da bislang noch keine Prüfvorschriften weder für Holz-Beton-Kervenverbindungen noch für Holz-Granit-Kervenverbindungen existieren, orientiert sich das für die Slip-Block-Tests gewählte Belastungsschema an den Vorgaben der DIN EN 383. Die Norm regelt das Prüfverfahren zur Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit und Bettungswerte von Holzverbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln. Weil das erklärte Ziel der Slip-Block-Versuche unter anderem die Bestimmung des Verschiebungsmoduls der Holz-Granit-Kervenverbindung ist und dieser vergleichbar mit dem Bettungsmodul einer Holzverbindung mit stiftförmigen Verbindungsmitteln ist, erscheint die Anwendung der DIN EN 383 hier durchaus gerechtfertigt. Vor



dem Beginn des eigentlichen Versuches wurden die Prüfkörper mit einer Vorlast von 40 kN vorbelastet, um zum einen die Kalotte der Prüfmaschine auszurichten und zum anderen die korrekte Funktionsweise der Messtechnik zu überprüfen. Außerdem sollte durch die Vorbelastung der eventuell im Versuchsaufbau vorhandene Schlupf reduziert werden. Im Anschluss wurde der Prüfkörper wieder vollständig entlastet, alle Wegaufnehmer genullt und der Prüfstempel manuell an die Lasteinleitungsplatte herangefahren, bis Kontakt (Prüflast < 5 kN) entstand. Daraufhin wurde der eigentliche Versuch und die Messdatenaufzeichnung gestartet. Vor der Tragfähigkeitsprüfung, also der Belastung der Holz-Granit-Probekörper bis zum Versagen, wurde ein Vorbelastungszyklus durchlaufen. Dieser Vorbelastungszyklus dient der Ermittlung des Verschiebungsmoduls der Kervenverbindung. Hierzu wurde der Prüfkörper bis auf einen Wert von 40 Prozent der erwarteten Maximallast  $F_{\max,est}$  belastet, die Kraft anschließend für 30 Sekunden gehalten und wieder auf 10 Prozent von  $F_{\max,est}$  entlastet. Nachdem die Kraft für weitere 30 Sekunden konstant bei 10 Prozent von  $F_{\max,est}$  gehalten wurde, erfolgte die eigentliche Tragfähigkeitsprüfung. Dazu wurde die Prüfkraft mit der gleichen Prüfgeschwindigkeit gesteigert, bis es zu einem vollständigen Versagen der Probekörper kam.



**Abbildung 15:** Belastungsschema für die Slip-Block-Versuche an der Holz-Granit-Kervenverbindung in Anlehnung an die Vorgaben der DIN EN 383

Während die Tragfähigkeitsprüfung weggesteuert mit einer Prüfgeschwindigkeit von 0,171 mm/min erfolgte, wurde der Steifigkeitsvorlastzyklus kraftgeregelt mit einer Geschwindigkeit von 21,9 kN/min gefahren. Dies hatte den Hintergrund, dass nur so die vorab definierten Haltelasten bei 40 und 10 Prozent von  $F_{\max,est}$  möglichst genau von der Prüfmaschine angefahren werden konnten. Mit den gewählten Prüfgeschwindigkeiten dauerte ein Versuch vom Start der Vorbelastungsrampe bis zum Versagen des Probekörpers in etwa 20 Minuten. Bei der Berechnung der zu erwartenden Maximallast  $F_{\max,est}$  wurde davon ausgegangen, dass die Probekörper infolge eines Holzdruckversagens an der druckbeanspruchten Kervenflanke versagen. Die mittlere Holzdruckfestigkeit parallel zur Faser wurde hierfür zu 38 N/mm<sup>2</sup> (unterer

Erwartungswert aus Literaturstudie) angenommen. Daraus ergibt sich für die kurzen und langen Slip-Block-Versuche eine zu erwartende maximale Prüflast  $F_{\max,est}$  von ungefähr 280 kN. In Abbildung 15 ist der Ablauf der Lastaufbringung für die Slip-Block-Tests an der Holz-Granit-Kervenverbindung noch einmal grafisch dargestellt.

## 8.5 Ermittlung des Verschiebungsmoduls der Kerve

Die experimentelle Ermittlung des Verschiebungsmoduls einer Holz-Beton- bzw. Holz-Granit-Kervenverbindung ist bislang noch nicht normativ geregelt. Daher wird der Verschiebungsmodul wie bereits im vorherigen Abschnitt erläutert in Anlehnung an die DIN EN 383 ermittelt. Die DIN EN 383 regelt im Holzbau das Prüfverfahren zur Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit und Bettungswerte für stiftförmige Verbindungsmittel. Neben der Probekörpergeometrie und dem Versuchsaufbau finden sich in der Norm auch Angaben zum Belastungsverfahren und Formeln zur Berechnung des Bettungs- bzw. Verschiebungsmoduls. Letztere sollen auch auf die experimentellen Untersuchungen im Holz-Granit-Forschungsprojekt angewendet werden. Der Verschiebungsmodul der Holz-Granit-Kervenverbindung kann dann in Anlehnung an die Berechnungsformeln der DIN EN 383 wie folgt ermittelt werden:

$$K_{ser} = \frac{0,4 \cdot F_{\max,est}}{w_{i,mod}} = \frac{0,4 \cdot F_{\max,est}}{\frac{4}{3}(w_{0,4} - w_{0,1})} = \frac{0,3 \cdot F_{\max,est}}{w_{0,4} - w_{0,1}} = \frac{0,4 \cdot F_{\max,est} - 0,1 \cdot F_{\max,est}}{w_{0,4} - w_{0,1}} = \frac{F_{0,4} - F_{0,1}}{w_{0,4} - w_{0,1}} \quad (11)$$

Hierin ist

$K_{ser}$  der Verschiebungsmodul der Kerve im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

$F_{\max,est}$  die vorab rechnerisch abgeschätzte Höchstlast

$w_{i,mod}$  die modifizierte Anfangsverformung

$F_{0,4/0,1}$  die Prüfkraft bei  $0,4 \cdot F_{\max,est}$  bzw.  $0,1 \cdot F_{\max,est}$

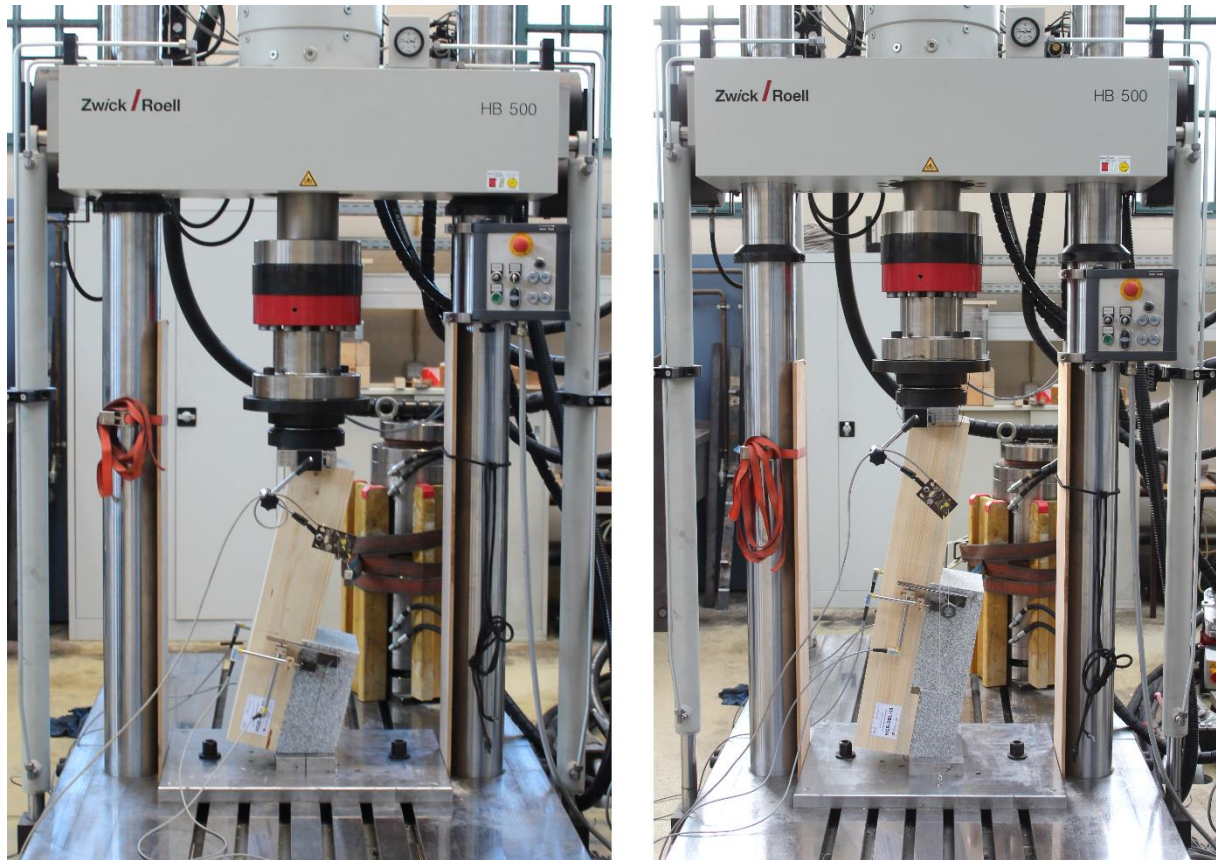
$w_{0,4/0,1}$  die zugehörigen Verformungen bei  $0,4 \cdot F_{\max,est}$  bzw.  $0,1 \cdot F_{\max,est}$

Gemäß den Vorgaben der DIN EN 383 ist der Verschiebungsmodul, welcher als Maß für die Steifigkeit einer Kervenverbindung gilt, zwischen 10 und 40 Prozent der maximalen Kervenkraft, also im rein linear elastischen Bereich der Last-Verformungs-Kurve, zu ermitteln. Da sich der Verschiebungsmodul sowohl an der Lastrampe des Steifigkeitsvorlastzyklus als auch an der Lastrampe der Tragfähigkeitsprüfung – ebenfalls zwischen 10 und 40 Prozent von  $F_{\max}$  – ermitteln lässt, können je Prüfkörper zwei Werte für die Kervensteifigkeit berechnet werden. Dadurch lassen sich erste Vermutungen anstellen, inwiefern die Anzahl der durchlaufenen Belastungszyklen die Kervensteifigkeit beeinflusst.

Die Kervensteifigkeit wird in der Regel in der Einheit kN/mm/m angegeben (siehe DIN CEN/TS 19103). Für eine von der Kervenbreite unabhängige Formulierung ist das Rechenergebnis nach Gleichung (11) daher noch durch die Probekörperbreite bzw. Kervenbreite zu dividieren. Wenn der Mittelwert der in den Versuchen gemessenen Höchstlasten um mehr als 20 % vom geschätzten Wert  $F_{\max,est}$  abweicht, empfiehlt die DIN EN 383 den Wert an die tatsächliche Maximallast anzugleichen. Der mittlere Verschiebungsmodul im Grenzzustand

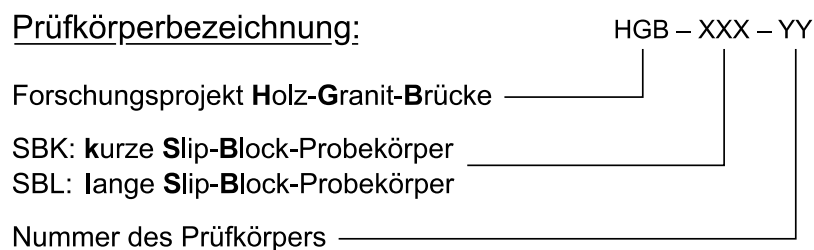
der Tragfähigkeit  $K_u$  darf gemäß den Empfehlungen der DIN CEN/TS 19103 gleich dem Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit  $K_{ser}$  angenommen werden.

## 8.6 Versuchsergebnisse



**Abbildung 16:** Links: In die Prüfeinrichtung eingebauter kurzer SB-Probekörper inkl. Messtechnik  
Rechts: In die Prüfeinrichtung eingebauter langer SB-Probekörper inkl. Messtechnik

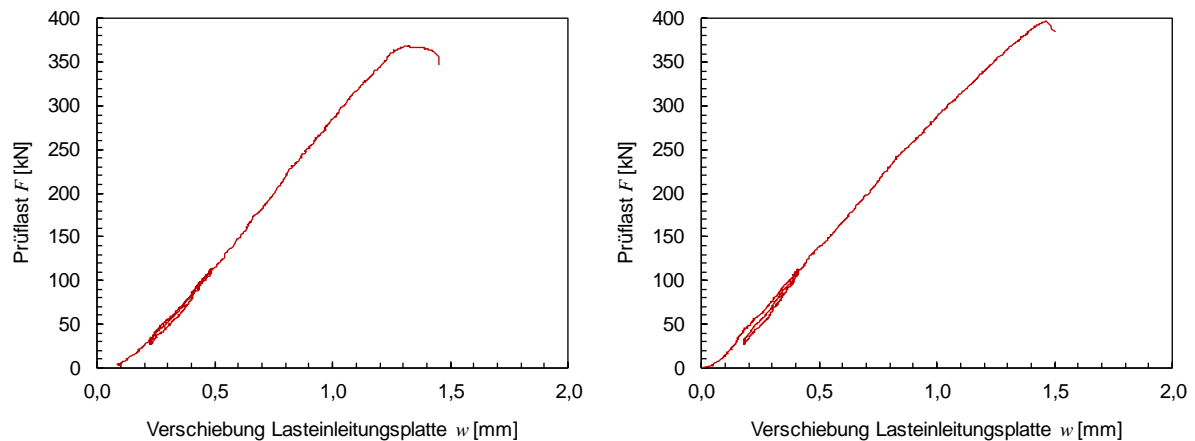
Abbildung 16 zeigt exemplarisch einen kurzen (links) sowie einen langen Slip-Block-Prüfkörper (rechts) eingebaut in die Prüfeinrichtung kurz vor Versuchsbeginn. Die auf der Vorder- und Rückseite der Prüfkörper installierte Messtechnik ist in der Abbildung ebenfalls gut zu erkennen. Des Weiteren wird in Abbildung 17 die im Rahmen der Slip-Block-Versuche verwendete Prüfkörperbezeichnung, welche auch in der nachfolgenden Versuchsauswertung benutzt wird, vorgestellt.



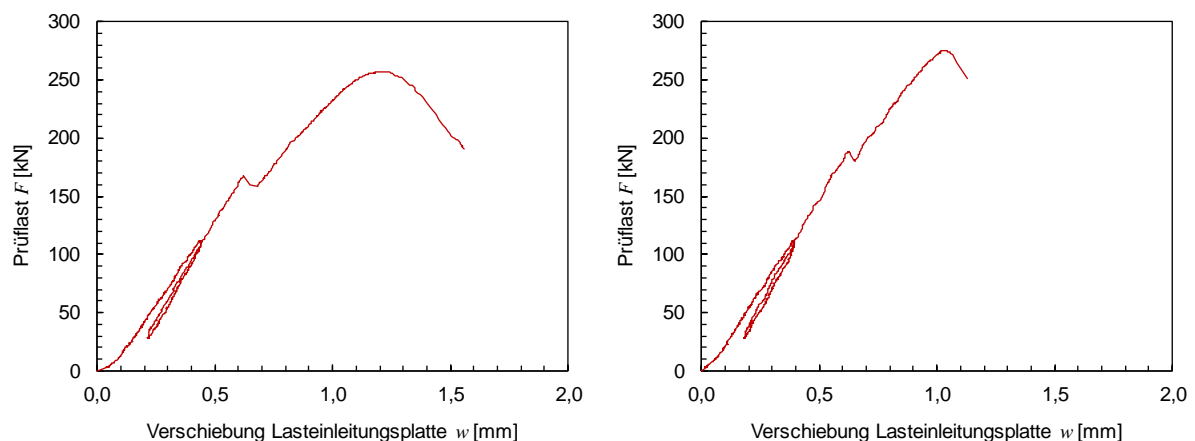
**Abbildung 17:** Erläuterung der in den Slip-Block-Versuchen verwendeten Prüfkörperbezeichnung

Abbildung 18 zeigt exemplarisch für die kurzen Slip-Block-Probekörper HGB-SBK-04 und -07 die zwischen den Lasteinleitungsplatten gemessenen Verschiebungen in Abhängigkeit der auf die Probekörper aufgetragenen Prüfkraft. Den dargestellten Diagrammen ist zu entnehmen,

dass bis kurz vor dem Erreichen der jeweiligen Maximallast ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen der auf den Probekörper aufgetragenen Verformung und der gemessenen Prüflast herrscht. Im unteren Bereich der Kraft-Verschiebungs-Diagramme ist zudem der Steifigkeitsvorbelastungszyklus zu erkennen. Die Be- und Entlastungsäste verlaufen nicht auf derselben Linie, sondern weisen eine leichte Hysterese auf, was zu der Vermutung führt, dass die Anzahl der durchlaufenen Lastzyklen einen Einfluss auf die Steifigkeit der Probekörper hat.



**Abbildung 18:** Links: Kraft-Verschiebungs-Diagramm des Probekörpers HGB-SBK-04  
Rechts: Kraft-Verschiebungs-Diagramm des Probekörpers HGB-SBK-07

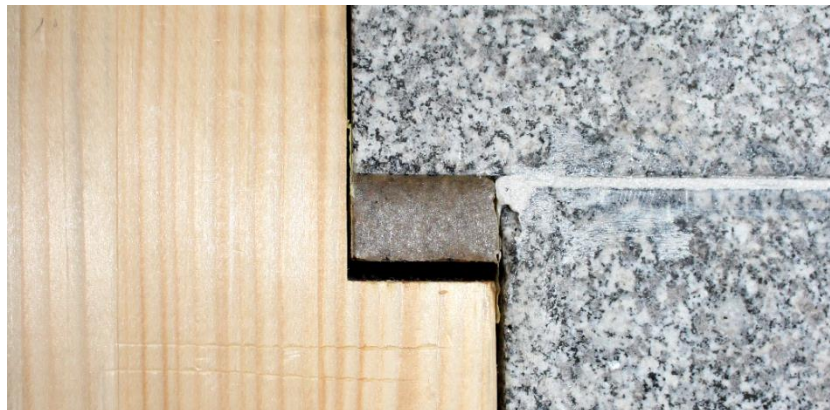


**Abbildung 19:** Links: Kraft-Verschiebungs-Diagramm des Probekörpers HGB-SBL-07  
Rechts: Kraft-Verschiebungs-Diagramm des Probekörpers HGB-SBL-08

Nach Erreichen der maximalen Prüflast war kurzzeitig ein leichtes Abfallen der Prüflast zu beobachten, unmittelbar gefolgt vom eigentlichen Versagen mit vollständiger Entlastung des Probekörpers. Bei allen Versuchen trat das Versagen schlagartig und ohne sichtbare plastische Verformungen auf. Die mittlere Bruchlast der Serie beträgt 349 kN (bei einem Variationskoeffizienten von  $COV = 0,186$ ) und liegt damit deutlich über der vorab rechnerisch abgeschätzten Maximallast. Entgegen den Erwartungen kam es nicht zu einem duktilen Holzdruckversagen an der druckbeanspruchten Kervenflanke, sondern zu einem spröden Schubversagen durch Abscheren des Vorholzes. Obwohl bei einigen Versuchen kurz vor Erreichen der Bruchlast eine mehr oder weniger stark ausgeprägte überproportionale Zunahme der Verformungen beobachtet werden konnte (siehe HGB-SBK-04), ist das Versagen dennoch eher als spröde zu bezeichnen. Die überproportionale Verformungszunahme war nur von sehr kurzer

Dauer und trat unmittelbar vor dem eigentlichen Versagen auf bzw. leitete dieses ein. Akustisch kündigte sich das Versagen durch deutlich wahrnehmbares Knistern und Knacken im Holz an, bevor der Bruch begleitet von einem lauten Knall eintrat.

Grundsätzlich verhielten sich die langen Slip-Block-Probekörper (SBL) ähnlich wie die kurzen Probekörper (SBK). Die Kraft-Verschiebungs-Diagramme in Abbildung 19 zeigen bis zu einer Prüflast von 150 kN einen nahezu linear elastischen Zusammenhang zwischen der Prüfkraft und der zwischen den Lasteileitungsplatten gemessenen Verschiebung. Dargestellt sind die experimentell ermittelten Kraft-Verschiebungs-Kurven exemplarisch für die Versuche HGB-SBL-07 und -08 an langen Slip-Block-Probekörpern. Analog zu den kurzen Slip-Block-Versuchen ist auch hier im Lastbereich zwischen 28 und 112 kN der Vorbelastungszyklus, welcher der Ermittlung der Kervensteifigkeit dient, anhand der leichten Hysterese gut zu erkennen. Besonderheit der langen Slip-Block-Versuche ist ein einzelner, deutlicher Kraftabfall, welcher bei allen Versuchen innerhalb dieser Serie zwischen einer Prüflast von 140 und 190 kN auftrat. Nach dem Kraftabfall konnte die Last wieder auf das ursprüngliche Niveau gesteigert und bis zum Erreichen der Bruchlast weiter erhöht werden. Die Steigung, mit der die Kraft-Verschiebungs-Kurve ansteigt und die als Maß für die Steifigkeit des Probekörpers gilt, ist vor und nach dem Kraftabfall nahezu identisch. Ursache des Kraftabfalls war das Aufreißen der auf Zug beanspruchten Vergussfuge aus Polymerfeinbeton. Auf diesem Lastniveau wurde die Haftzugfestigkeit des Klebstoffs überschritten und die Verklebung riss in der Grenzfläche zwischen Holz und Polymerbeton auf (Adhäsionsbruch). Im Versuch kündigte sich dieses lokale Versagen durch einen lauten Knall an und führte anschließend zu einem Abfallen der Prüfkraft um etwa 10 kN. Die Last, bei der es zu einem lokalen Versagen der Vergussfuge kam, betrug im Mittel 166 kN (Variationskoeffizient  $COV = 0,076$ ), was in etwa einer Haftzugfestigkeit des Klebstoffs von  $22,7 \text{ N/mm}^2$  entspricht. Abbildung 20 zeigt die zwischen Holz und Polymerbeton aufgerissene Vergussfuge exemplarisch für den Prüfkörper HGB-SBL-02.

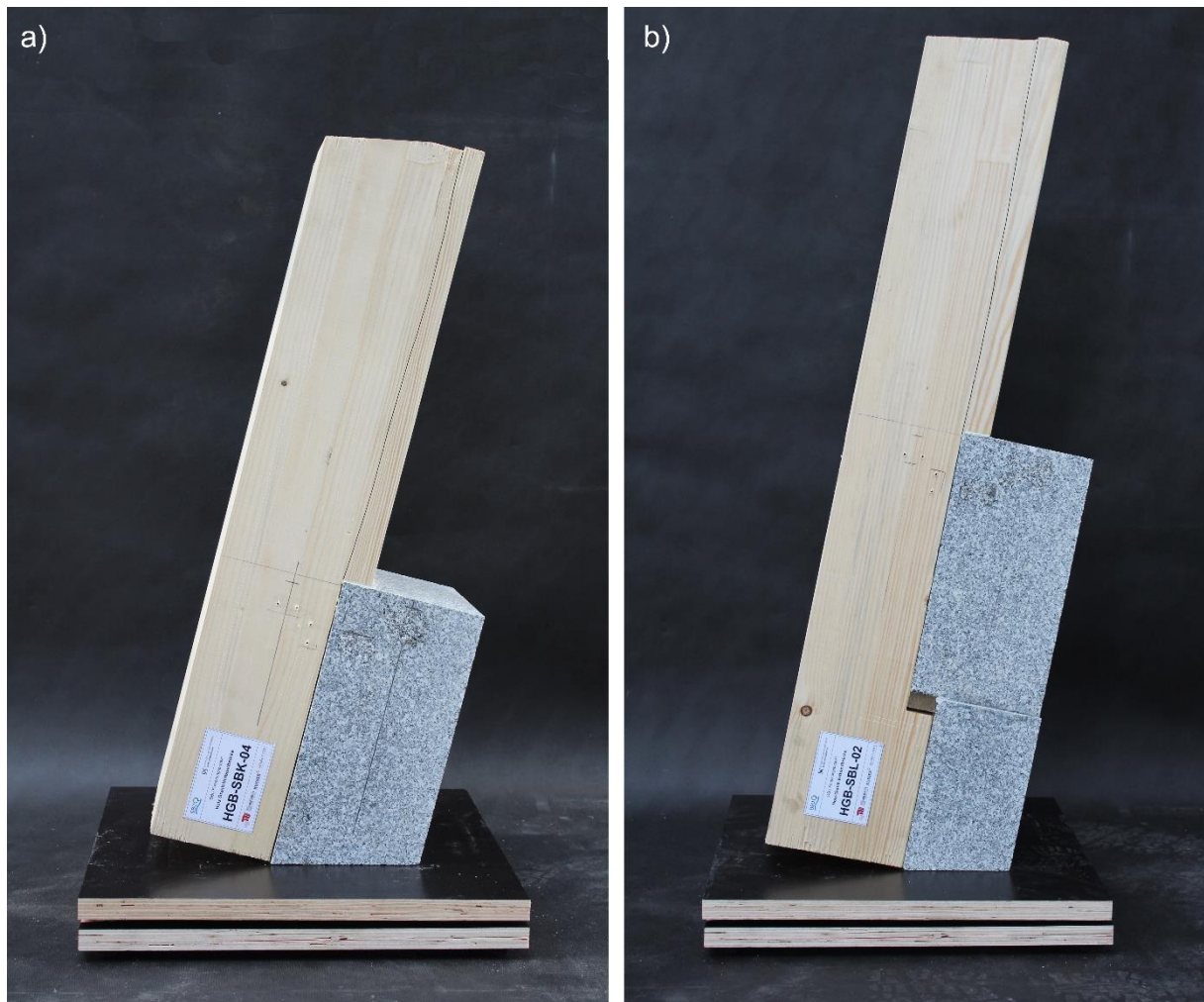


**Abbildung 20:** Foto der aufgerissenen Vergussfuge aus Polymerbeton bei den langen Slip-Block-Versuchen (HGB-SBL-02)

Auch bei den langen Slip-Block-Versuchen trat das Versagen entgegen der ursprünglichen Annahme nicht duktil, sondern tendenziell eher spröde durch das Abscheren des Vorholzes über die gesamte Probekörperbreite ein. Demnach wurde die Schubfestigkeit im Vorholz überschritten, noch bevor die Holzdruckfestigkeit (parallel zur Faser) an der druckbeanspruchten Kervenflanke erreicht wurde. Kurz vor dem Versagen kündigte sich der Bruch durch ein zu-



nehmend intensiver werdendes Knistern und Knacken im Brettschichtholzelement an. Die mittlere Bruchlast der langen Probekörper ergab sich in den Versuchen zu 251 kN mit einem Variationskoeffizienten von  $COV = 0,063$ .

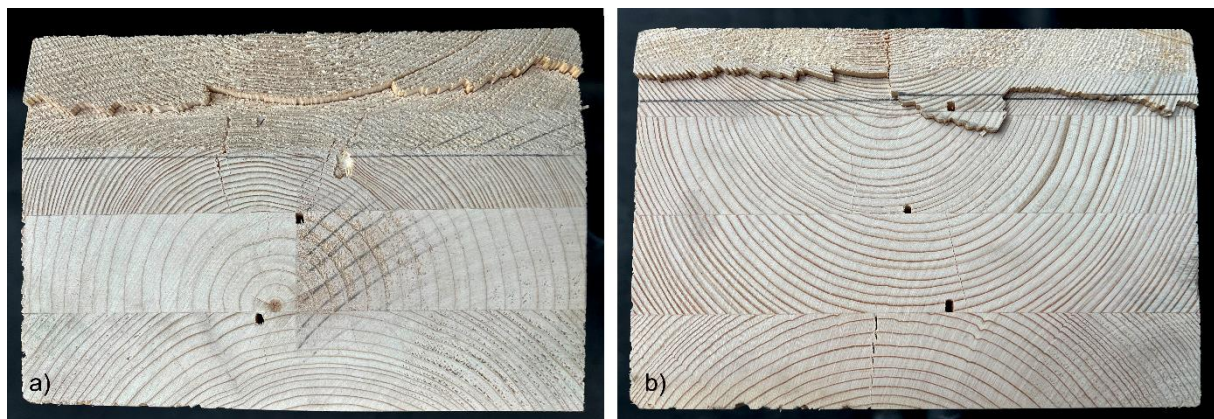


**Abbildung 21:** a) Versagensbild Vorholzabscheren beim kurzen Probekörper HGB-SBK-04  
b) Versagensbild Vorholzabscheren beim langen Probekörper HGB-SBL-02

Im Gegensatz zu den kurzen Probekörpern führte das Versagen der langen Slip-Block-Probekörper nicht immer zu einer vollständigen Entlastung der Probekörper. Einige Probekörper der Serie waren auch nach dem eigentlichen Versagen in der Lage, eine Restbelastung aufzunehmen. Diese auf dem Probekörper verbleibende Restkraft fiel jedoch mit Zunahme der aufgebrachten Verschiebung stufenweise ab. War der Probekörper nach einer Versuchsdauer von 30 Minuten immer noch nicht vollständig entlastet und schien ein Wiederaansteigen der Prüflast ausgeschlossen, wurde der Versuch manuell abgebrochen. Die Ursache für dieses komplexe Nachbruchverhalten liegt im Versuchsaufbau: Die Position der oberen Lasteinleitungsplatte wurde stets so gewählt, dass sie ein Abscheren des Vorholzes nicht konstruktiv verhindert. Bei den langen Slip-Block-Probekörpern jedoch war der Abstand zum Rand nicht ausreichend, wodurch die Bruchfläche teilweise unterhalb der Lasteinleitungsplatte verlief. Diese Beobachtung zeigt Abbildung 22. Hierin sind die Bruchbilder auf den Lasteinleitungsflächen der Brettschichtholzelemente der kurzen und langen Slip-Block-Probekörper gegenübergestellt. Der Verlauf der Scherfläche ist im oberen Bildviertel gut zu erkennen, die darunter eingezeichnete Bleistiftlinie markiert den Rand der Lasteinleitungsplatte. Die Scherfläche verläuft überwiegend

entlang der Jahresringe des Holzes. Durch den unterhalb der Lasteinleitungsplatte verlaufenden Bruch wird die Prüfkraft kurzgeschlossen und es kann Kraft vom System aufgenommen werden, obwohl der Prüfkörper bereits vollständig versagte. Hierdurch kann auch das scheinbar duktilere Bruchverhalten der Probekörper der Serie SBL verglichen mit denen der Serie SBK erklärt werden (siehe Abbildung 19 links).

Da sowohl bei den kurzen als auch bei den langen Slip-Block-Versuchen das Versagen immer spröde durch ein Schubversagen im Vorholz eintrat, wurden je Serien zwei Proben zurückgehalten und das Vorholz mithilfe eines elektrischen Handhobels von 30 mm auf 25 mm runtergehobelt. Es handelte sich hierbei um die Proben HGB-SBK-09 und -10 bei den kurzen respektive HGB-SBL-09 und -10 bei den langen Slip-Block-Versuchen, welche mit einer verringerten Kerventiefe getestet wurden. Durch die geringere Kerventiefe von 25 mm und damit verbunden die Erhöhung des  $l_v/h_n$ -Verhältnisses von 15 auf 18 erhofften sich die Projektbeteiligten eine Änderung des Versagensmechanismus hin zu einem günstigeren, duktilen Holzdruckversagen. Jedoch konnte auch bei den vier Versuchen mit 25 mm Kerventiefe kein duktiler Versagensmechanismus beobachtet werden. Stattdessen trat das Versagen – wie auch in den vorangegangenen Versuchen mit 30 mm Kerventiefe – wieder spröde durch Abscheren des auf Schub beanspruchten Vorholzes auf. Eine weitere Reduzierung der Kerventiefe z.B. auf 20 mm wurde nicht in Betracht gezogen, da derart flache Kerben zwar für den Hochbau, nicht jedoch für den Brückenbau geeignet scheinen. Daher sind die oben genannten Probekörper bei der Auswertung der Versuchsergebnisse gesondert zu betrachten.



**Abbildung 22:** a) Bruchbild auf der Lasteinleitungsfläche des kurzen Probekörpers HGB-SBK-04  
b) Bruchbild auf der Lasteinleitungsfläche des langen Probekörpers HGB-SBL-02

In Tabelle 1 und Tabelle 2 sind die Bruchlasten der kurzen und der langen Slip-Block-Versuche gegenübergestellt. Es fällt direkt auf, dass die in den Versuchen an kurzen Slip-Block-Probekörpern gemessenen Bruchlasten deutlich über denen der langen Probekörper liegen. Die mittlere Bruchlast der Serie SBK beträgt 349,3 kN und liegt damit knapp 40 % über der Bruchlast der Serie SBL, die im Mittel zu 250,9 kN bestimmt werden konnte. Die Variationskoeffizienten der beiden Versuchsserien ergeben sich zu 0,186 für die kurzen respektive 0,063 für die langen Slip-Block-Versuche. Ursache für den großen Variationskoeffizienten der Serie SBK sind die vergleichsweise niedrigen Bruchlasten in den Versuchen HGB-SBK-03 und -05, welche mehr als 100 kN unter denen der restlichen Versuche liegen. Ohne Berücksichtigung dieser beiden Versuche beträgt die Bruchlast der Serie SBK im Mittel 363,1 kN mit einem Variationskoeffizienten von 0,034. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die statistische Auswertung lediglich die Versuche an Probekörpern mit einer Soll-Kerventiefe von

30 mm berücksichtigt. Bei den jeweils letzten beiden Probekörpern der zwei Versuchsserien (SBK-09/-10 und SBL-09/-10) wurden 5 mm des Vorholzes mithilfe eines elektronischen Handhobels abgetragen und so die Kerventiefe nachträglich auf 25 mm reduziert. Die Auswertung der vier Versuche mit reduzierter Kerventiefe erfolgt zu einem späteren Zeitpunkt in einem separaten Kapitel. Die Slip-Block-Probekörper wurden mit einer Neigung von 10° bzw. 12° in die Prüfvorrichtung eingebaut, wodurch die Lastachse nicht parallel, sondern unter diesem Winkel zur Fuge verläuft. Infolgedessen ist die Prüfkraft für die weitere Auswertung in einen Anteil parallel sowie einen Anteil orthogonal zur Fuge aufzuteilen.

**Tabelle 1:** *Tabellarische Zusammenfassung der Ergebnisse der Slip-Block-Versuche an den kurzen Holz-Granit-Probekörpern (Serie SBK)*

Probekörper	Kerventiefe	Breite	Rechn. Länge zur Schubübertragung	Bruchlast	Neigungswinkel	Kervenkraft	Querkraft	Druckspannung an Kervenflanke	Schubspannung im Vorholz
	$h_n$	$b$	$l_{min}$	$F_{max}$	$\alpha$	$F_{  }$	$F_{\perp}$	$\sigma_c$	$\sigma_v$
	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
HGB-SBK-01	29,3	238,0	234	382,0	12	373,7	79,4	53,7	6,7
HGB-SBK-02	30,0	238,0	240	396,0	12	387,3	82,3	54,2	6,8
HGB-SBK-03	29,5	238,0	236	238,7	12	233,5	49,6	33,3	4,2
HGB-SBK-04	30,3	238,0	242	368,8	12	360,8	76,7	50,1	6,3
HGB-SBK-05	29,5	238,0	236	252,6	12	247,1	52,5	35,2	4,4
HGB-SBK-06	30,0	237,5	240	388,3	12	379,8	80,7	53,3	6,7
HGB-SBK-07	30,3	238,0	242	397,2	12	388,5	82,6	54,0	6,7
HGB-SBK-08	29,8	238,0	238	370,7	12	362,6	77,1	51,2	6,4
HGB-SBK-09*	25,3	238,0	202	332,6	12	325,3	69,1	54,1	6,8
HGB-SBK-10*	25,0	237,5	200	237,7	12	232,5	49,4	39,2	4,9

\*Kerventiefe der Probekörper wurde nachträglich auf 25 mm reduziert

Geht man vereinfacht davon aus, dass die Kraftübertragung zwischen Holz und Granit nur über den Druckkontakt in der druckbeanspruchten Kervenflanke erfolgt, so können daraus die maximalen Druck- und Schubspannungen im Brettschichholzträger ermittelt werden. Die Druckspannung wird hierfür gleichmäßig über die gesamte Kervenflanke verteilt angenommen, wohingegen die Schubspannung – ebenfalls konstant verteilt – unter Berücksichtigung einer wirksamen Schubfläche zu ermitteln ist. Dazu ist die Vorholzlänge auf einen rechnerischen Wert von  $8 \cdot h_n$  zu begrenzen. Dies hat den Hintergrund, dass die tatsächliche Schubspannungsverteilung nicht konstant ist, sondern einen Peak nahe der Kerve aufweist und mit zunehmender Entfernung von der Kerve gegen null sinkt. Untersuchungen an zimmermannsmäßig hergestellten Versätzen zeigen, dass die Berechnung der Tragfähigkeit mit einer rechnerischen Vorholzlänge von  $8 \cdot h_n$  in guter Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen steht [Sch20]. Die Schubspannungen werden dann über einen Bereich von  $8 \cdot h_n$  vereinfacht als konstant verteilt angenommen. Es gilt zu beachten, dass es sich bei den Werten für die Kerventiefe und Probekörperbreite in Tabelle 1 und Tabelle 2 um die tatsächlichen, am Probekörper ermittelten Abmessungen handelt.



Den Tabellen 1 und 2 ist zu entnehmen, dass sich – basierend auf den oben angestellten Überlegungen – im Bruchzustand Druckspannungen von etwa 53 N/mm<sup>2</sup> für die kurzen und 36 N/mm<sup>2</sup> für die langen Slip-Block-Versuche ermitteln lassen. In gleicher Weise können die maximalen Schubspannungen zu 6,6 N/mm<sup>2</sup> (SBK) respektive 4,5 N/mm<sup>2</sup> (SBL) berechnet werden. Es wird ersichtlich, dass die (idealisiert) ermittelten Spannungen deutlich über den zu erwartenden mittleren Festigkeiten eines Brettschichtholzträgers der Festigkeitsklasse GL28c liegen. Um diese These zu belegen, wurden nach den Versuchen 8 Prismen mit den Abmessungen 50 mm x 50 mm x 100 mm aus einem der kurzen Slip-Block-Probekörper herausgesägt und die Proben in Druckversuchen hinsichtlich ihrer Druckfestigkeit geprüft. Eine Zusammenfassung der Versuchsergebnisse ist im Anhang A zu finden. Für die Auswertung ist an dieser Stelle relevant, dass die Materialversuche für das verwendete Brettschichtholz eine mittlere Druckfestigkeit parallel zur Faser von etwa 36 N/mm<sup>2</sup> (Variationskoeffizient: 0,076) ergaben. Dieser Wert ist deutlich geringer als die berechneten maximalen Druckspannungen, die an der druckbeanspruchten Kervenflanke der kurzen Slip-Block-Probekörper ermittelt werden konnten. Daher liegt die Vermutung nahe, dass die Kraftübertragung nicht wie für die Berechnung angenommen nur über die Kervenflanken erfolgt, sondern auch noch andere Mechanismen an der Kraftübertragung in der Kerbe beteiligt sind. Diese Mechanismen gilt es in der weiteren Auswertung zu identifizieren und quantifizieren.

**Tabelle 2:** *Tabellarische Zusammenfassung der Ergebnisse der Slip-Block-Versuche an den langen Holz-Granit-Probekörpern (Serie SBL)*

Probekörper	Kerventiefe	Breite	Rechn. Länge zur Schubübertragung	Bruchlast	Neigungswinkel	Kervenkraft	Querdruk-kraft	Druckspannung an Kervenflanke	Schubspannung im Vorholz
	$h_n$	$b$	$l_{min}$	$F_{max}$	$\alpha$	$F_{  }$	$F_{\perp}$	$\sigma_c$	$\sigma_v$
	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
HGB-SBL-01	26,5	238,0	212	232,6	10	229,0	40,4	36,3	4,5
HGB-SBL-02	29,5	238,5	236	259,4	10	255,5	45,0	36,3	4,5
HGB-SBL-03	30,5	238,0	244	267,6	10	263,5	46,5	36,3	4,5
HGB-SBL-04	28,0	238,5	224	242,3	10	238,6	42,1	35,7	4,5
HGB-SBL-05	28,0	238,5	224	253,5	10	249,6	44,0	37,4	4,7
HGB-SBL-06	30,5	238,0	244	226,8	10	223,4	39,4	30,8	3,8
HGB-SBL-07	28,3	238,0	226	253,7	10	249,8	44,1	37,2	4,6
HGB-SBL-08	29,5	238,0	236	271,2	10	267,1	47,1	38,0	4,8
HGB-SBL-09*	25,5	239,0	204	253,7	10	249,8	44,1	41,0	5,1
HGB-SBL-10*	25,8	238,0	206	229,2	10	225,7	39,8	36,8	4,6

\*Kerventiefe der Probekörper wurde nachträglich auf 25 mm reduziert

Um ein Versatzmoment bei der Einleitung der Prüfkraft in den asymmetrischen Probekörper zu vermeiden, wurde dieser um 10° bzw. 12° geneigt in die Prüfvorrichtung eingebaut. Infolge dieser Neigung wird die Verbundfuge nicht rein auf Schub, sondern auch durch eine Querdruk-kraft beansprucht. Die Größe der Querdruk-kraft kann über die trigonometrischen Beziehungen aus der Prüfkraft und dem Neigungswinkel berechnet werden. Das Vorhandensein einer Querdruk-kraft, welche orthogonal zur Verbundfuge wirkt, gibt Anlass zu der Vermutung,

dass ein Teil der Prüfkraft auch über Reibung übertragen wird. Die Reibung tritt am Kerven- grund in der Kontaktfläche zwischen Holz und Granit auf und erzeugt eine Kraft entgege- setzt der Verschiebungsrichtung. Um den Anteil der Reibung am Lastabtrag zu quantifizieren, wird das Coulombsche Reibungsgesetz verwendet. Nach dem Coulombschen Reibungsge- setz ist die über Reibung übertragbare Kraft  $F_R$  abhängig von der Größe der Normalkraft  $F_N$  (Querdru ckkraft) und der Oberflächenbeschaffenheit der beiden Materialien, ausgedrückt über den Reibungskoeffizienten  $\mu$ . Für die Ermittlung der Reibungskraft gilt Gleichung (12).

$$F_R = \mu \cdot F_N \quad (12)$$

Ähnliche Überlegungen wurden bereits in der Forschung zum Holz-Beton-Verbund angestellt: So führte LEHMANN in einer Forschungsarbeit Versuche durch, um den Reibungskoeffizienten  $\mu$  für die Materialkombination aus Holz und Beton zu ermitteln [Leh04]. Ziel dieser Versuche war es, zu quantifizieren, wie hoch der Kraftübertragungsanteil aus Reibung in Holz-Beton- Verbunddecken tatsächlich ist. In den Versuchen wurde eine zuvor definierte vertikale Belas- tung auf Proben aus Holz und Beton aufgebracht, was zu Reibung in der Kontaktfläche zwis- chen den beiden Materialien führt. Anschließend wurde die Betonschicht in horizontaler Rich- tung um mehrere Millimeter relativ zur Holzschicht verschoben. Die dafür benötigte Horizon- talkraft wurde gemessen und daraus der Reibungskoeffizient  $\mu$  nach Gleichung (12) ermittelt. LEHMANN kam zu der Erkenntnis, dass für die die Kombination aus Holz und Beton mit säge- rauen Oberflächen ein Reibungskoeffizient von etwa 0,9 angesetzt werden darf [Leh04]. Dem- nach kann die über Reibung übertragbare Kraft bis zu 90 % der auf die Fuge einwirkenden Querdru ckkraft betragen. Für die Materialkombination Holz/Granit wurden derartige Untersu- chungen nach Kenntnis der Autoren noch nicht durchgeführt, jedoch wird für Beton und Granit vereinfacht ein ähnliches Reibverhalten in der Kombination mit Holz angenommen.

**Tabelle 3:** *Berechnete maximale Druck- und Schubspannung im Vorholz des Brettschichtholzträgers nach Abzug des Kraftanteils aus Reibung (Versuchsserie SBK)*

Probekörper	Bruch- last	Nei- gungs- winkel	Kerven- kraft	Quer- druck- kraft	Rei- bungs- koeffi- zient Holz- Granit	Maxi- male Rei- bungs- kraft	Kerven- kraft abzgl. Rei- bungs- kraft	Korr. Druck- span- nung an Kerven- flanke	Korr. Schub- span- nung im Vorholz
	$F_{\max}$	$\alpha$	$F_{\parallel}$	$F_{\perp}$	$\mu$	$F_{\text{Reibung}}$	$F_{\parallel, \text{korr}}$	$\sigma_{c, \text{korr}}$	$\sigma_{v, \text{korr}}$
	[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
HGB-SBK-01	382,0	12	373,7	79,4	0,9	71,5	302,2	43,4	5,4
HGB-SBK-02	396,0	12	387,3	82,3	0,9	74,1	313,2	43,9	5,5
HGB-SBK-03	238,7	12	233,5	49,6	0,9	44,7	188,8	26,9	3,4
HGB-SBK-04	368,8	12	360,8	76,7	0,9	69,0	291,8	40,5	5,1
HGB-SBK-05	252,6	12	247,1	52,5	0,9	47,3	199,8	28,5	3,6
HGB-SBK-06	388,3	12	379,8	80,7	0,9	72,7	307,2	43,1	5,4
HGB-SBK-07	397,2	12	388,5	82,6	0,9	74,3	314,2	43,6	5,5
HGB-SBK-08	370,7	12	362,6	77,1	0,9	69,4	293,2	41,4	5,2
HGB-SBK-09*	332,6	12	325,3	69,1	0,9	62,2	263,1	43,8	5,5
HGB-SBK-10*	237,7	12	232,5	49,4	0,9	44,5	188,1	31,7	4,0

\*Kerventiefe der Probekörper wurde nachträglich auf 25 mm reduziert

Der Kraftanteil, der nicht über Druck an der Kervenflanke, sondern über Reibung in der Kontaktfläche zwischen Holz und Granit übertragen wird, lässt sich nach Gleichung (12) ermitteln. Hierzu wird als Normalkraft die Kraftkomponente der Prüfkraft orthogonal zu Fuge angesetzt, während der Reibungskoeffizient  $\mu$  in Anlehnung an die Versuchsergebnisse von LEHMANN zu 0,9 gewählt wird. Dieser Reibkraftanteil wird anschließend von der Kervenkraft, also der Komponente der Prüfkraft parallel zur Fuge, abgezogen. Mit dieser reduzierten Kervenkraft können dann die korrigierten maximalen Druck- und Schubspannungen im Vorholz des Brettschichtholzträgers berechnet werden. Die korrigierten Spannungen nach Abzug des Kraftanteils aus Reibung können für die kurzen Slip-Block-Probekörper aus Tabelle 3 und für die langen Probekörper aus Tabelle 4 abgelesen werden.

**Tabelle 4:** *Berechnete maximale Druck- und Schubspannung im Vorholz des Brettschichtholzträgers nach Abzug des Kraftanteils aus Reibung (Versuchsserie SBL)*

Probekörper	Bruchlast	Neigungswinkel	Kervenkraft	Querdru- ckkraft	Rei- bungs- koeffi- zient Holz- Granit	Maxi- male Rei- bungs- kraft	Kerven- kraft abzgl. Rei- bungs- kraft	Korr. Druck- span- nung an Kerven- flanke	Korr. Schub- span- nung im Vorholz
	$F_{\max}$	$\alpha$	$F_{\parallel}$	$F_{\perp}$	$\mu$	$F_{\text{Reibung}}$	$F_{\parallel, \text{korr}}$	$\sigma_{c, \text{korr}}$	$\sigma_{v, \text{korr}}$
	[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
HGB-SBL-01	232,6	10	229,0	40,4	0,9	36,3	192,7	30,6	3,8
HGB-SBL-02	259,4	10	255,5	45,0	0,9	40,5	214,9	30,6	3,8
HGB-SBL-03	267,6	10	263,5	46,5	0,9	41,8	221,7	30,5	3,8
HGB-SBL-04	242,3	10	238,6	42,1	0,9	37,9	200,7	30,1	3,8
HGB-SBL-05	253,5	10	249,6	44,0	0,9	39,6	210,0	31,4	3,9
HGB-SBL-06	226,8	10	223,4	39,4	0,9	35,5	187,9	25,9	3,2
HGB-SBL-07	253,7	10	249,8	44,1	0,9	39,6	210,2	31,3	3,9
HGB-SBL-08	271,2	10	267,1	47,1	0,9	42,4	224,7	32,0	4,0
HGB-SBL-09*	253,7	10	249,8	44,1	0,9	39,6	210,2	34,5	4,3
HGB-SBL-10*	229,2	10	225,7	39,8	0,9	35,8	189,9	31,0	3,9

\*Kerventiefe der Probekörper wurde nachträglich auf 25 mm reduziert

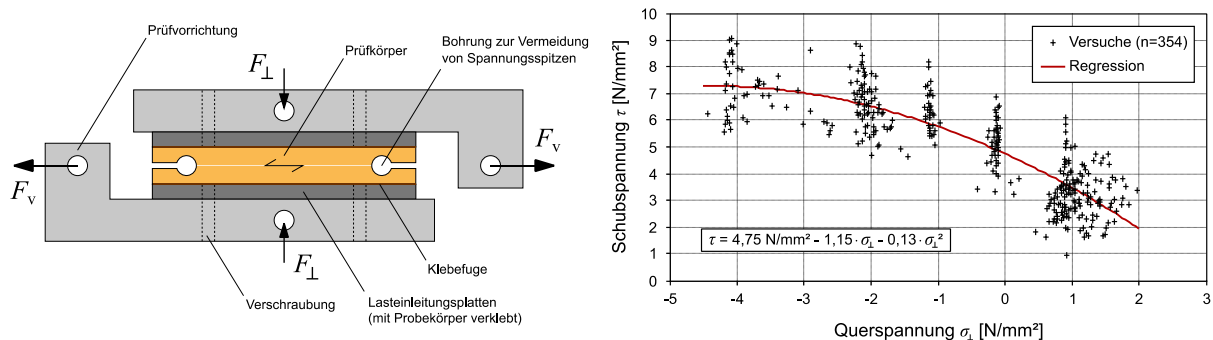
Für die langen Slip-Block-Probekörper (siehe Tabelle 4) gilt, dass die berechneten Druckspannungen im Vorholz nach Abzug des Kraftübertragungsanteils aus Reibung nun deutlich unterhalb der Druckfestigkeit des Holzes liegen. Die korrigierten Druckspannungen an der belasteten Kervenflanke betragen im Mittel rund 30 N/mm<sup>2</sup>, wohingegen die Materialversuche an prismenförmigen Brettschichtholzprobekörpern eine Druckfestigkeit parallel zur Faser von 36 N/mm<sup>2</sup> ergaben. Gleichzeitig liegen die korrigierten Schubspannungen im Vorholz mit einem Mittelwert von 3,8 N/mm<sup>2</sup> immer noch in einer Größenordnung, in der ein Holzschubversagen wahrscheinlich erscheint. Dies deckt sich mit den Beobachtungen aus den Versuchen, in denen die Probekörper ausnahmslos durch Abscheren des Vorholzes versagten. Im Gegensatz dazu ergibt sich für die kurzen Slip-Block-Probekörper (siehe Tabelle 3) ein anderes Bild: Trotz des großzügig abgeschätzten Kraftübertragungsanteils aus Reibung liegen die korrigierten Druckspannungen an der belasteten Kervenflanke mit knapp 40 N/mm<sup>2</sup> immer noch deutlich oberhalb der Holzdruckfestigkeit. Obwohl dies ein Holzdruckversagen impliziert, trat dennoch in allen zehn Versuchen der Serie ein Schubversagen im Vorholz ein. Die Ursache

für dieses Verhalten der kurzen Slip-Block-Probekörper konnte bislang noch nicht abschließend geklärt werden. Es wird jedoch vermutet, dass sich durch die Verklebung von Holz und Granit der Wirkungsbereich der Querdrukkräft auch auf das Vorholz erstreckt. Hierdurch entsteht im Vorholz ein mehraxialer Druckspannungszustand (analog zur Teilflächenbelastung im Massivbau), der die Aufnahme von Druckspannungen deutlich oberhalb der einaxialen Holzfestigkeit ermöglicht. Demzufolge kam es in den Versuchen trotz der rechnerischen Überschreitung der Holzdruckfestigkeit nicht zum Druckversagen, sondern zum beobachteten Abscheren des Vorholzes. Um diese These zu bestätigen wurden Kleinversuche zur Verklebung durchgeführt. Dafür wurden Holzwürfel aus KVH C24 (60 mm x 60 mm x 40 mm) zwischen zwei 10 mm dicken Stahlplatten unter Druckbeanspruchung geprüft. Bei der einen Hälfte der Probekörper lag der Holzwürfel lose zwischen den Stahlplatten, bei der anderen Hälfte war er mit den Stahlplatten verklebt. Die Verklebung war in Anlehnung an die Holz-Granit-Verbindung 2 mm dick und bestand aus dem CarboSolid 1280 Klebstoff der MC Bauchemie. Durch die Verklebung sollte die Querdehnung des druckbeanspruchten Holzes behindert und so ein mehraxialer Druckspannungszustand erzeugt werden. Es wurde erwartet, dass die verklebten Proben aufgrund des mehraxialen Druckspannungszustandes höhere maximal aufnehmbare Druckspannungen und somit höhere Maximallasten aufweisen als die unverklebten Proben. Allerdings konnte in den Kleinversuchen der Einfluss der Verklebung auf die maximal aufnehmbare Druckspannung im Vorholz nicht eindeutig belegt werden. Die vier verklebten Proben wiesen ähnliche Drucktragfähigkeiten wie die vier unverklebten Proben auf, was dadurch erklärt werden kann, dass eine Querdehnungsbehinderung gleichermaßen bei beiden Varianten auftrat. Während bei den verklebten Proben die Verklebung Ursache für die Behinderung der Querdehnung ist, resultiert sie bei den unverklebten Proben aus der Reibung zwischen dem Holz und den Stahlplatten. Um zu überprüfen, ob die Verklebung zwischen Holz und Granit in Kombination mit der einwirkenden Querdrukkräft tatsächlich als Ursache für die hohen Druckspannungen an der Kervenflanke genannt werden können, sind also noch weitere Untersuchungen (z.B. Finite-Elemente-Analysen) erforderlich.

Sowohl bei den kurzen als auch bei den langen Slip-Block-Probekörpern trat das Versagen durch das spröde Abscheren des Vorholzes ein. Beim Vergleich der beiden Versuchsserien fällt allerdings auf, dass die erreichten Bruchlasten bei den kurzen Slip-Block-Probekörpern deutlich über denen der langen Probekörper liegen. Damit einher geht, dass auch die Schubspannungen im Vorholz, welche nach Überschreiten der Festigkeit des Holzes zum Versagen des Probekörpers führen, zwischen den beiden Versuchsserien stark divergieren. Ein derart großer Unterschied in den Bruchlasten der Serie SBK und der Serie SBL wurde im Vorhinein der Versuche nicht erwartet, da die geometrischen Randbedingungen (Kerventiefe, Vorholzlänge, Probekörperbreite) für beide Serien gleich gewählt wurden. Der Einfluss der unterschiedlichen Neigungen der Probekörper in der Versuchseinrichtung auf die zu erwartende Bruchlast wurde vorab als vernachlässigbar gering eingestuft.

Eine mögliche Erklärung, warum die zum Versagen führenden Schubspannungen in den beiden Versuchsserien derart stark voneinander abweichen, könnte die Interaktion zwischen Schubspannung und Querdrukkräft sein. Die kurzen Slip-Block-Probekörper wurden mit einer Neigung von  $12^\circ$  und die langen Probekörper mit einer Neigung von  $10^\circ$  in den Versuchsstand eingebaut. Über den Sinus des jeweiligen Winkels ergibt sich für die Serie SBK eine Querdrukkräft, die etwa 21 % der eingeleiteten Prüfkraft entspricht, während sie bei der Serie SBL rund 17 % beträgt. Dieser Vergleich zeigt, dass die Querdrukkräft in den kurzen Slip-Block-Versuchen rund 20 % höher war als in den Versuchen mit den langen Probekörpern.

In den 80er Jahren untersuchte SPENGLER die Schubfestigkeit von Fichtenholz unter kombinierter Beanspruchung aus Schub- und Querspannungen [Spe82]. Hierzu wurden aus sorgfältig ausgewählten Brettern Probekörper mit einer Länge von 220 mm entnommen. Die Breite der Proben variierte zwischen 80 und 140 mm, während die Höhe zwischen 22 und 32 mm lag. Um eine gleichmäßige Einleitung der Schubkraft zu gewährleisten, wurden die Proben an den langen Seiten mit den Lasteinleitungsplatten aus Stahl verklebt. Über diese Platten wurde im Versuch sowohl die Schub- als auch die Querbeanspruchung aufgebracht. Zur Vermeidung von Spannungsspitzen wurden die Enden der Probekörper durch 15 mm weite Bohrungen abgerundet. Eine Skizze des Probekörpers und des Versuchsaufbaus ist links in Abbildung 23 dargestellt. In den Versuchen wurden neben unterschiedlich hohen Querdruck- und Querkzugbeanspruchungen außerdem verschiedene Holzfeuchten untersucht. Insgesamt wurden etwa 740 Versuche zur Schub-Querspannungs-Interaktion durchgeführt. [Krü10]



**Abbildung 23:** Links: Aufbau der Schubversuche mit kombinierter Querbeanspruchung von [Spe82]  
Rechts: Versuchsergebnisse und Regression im Interaktionsdiagramm aus [Krü10]

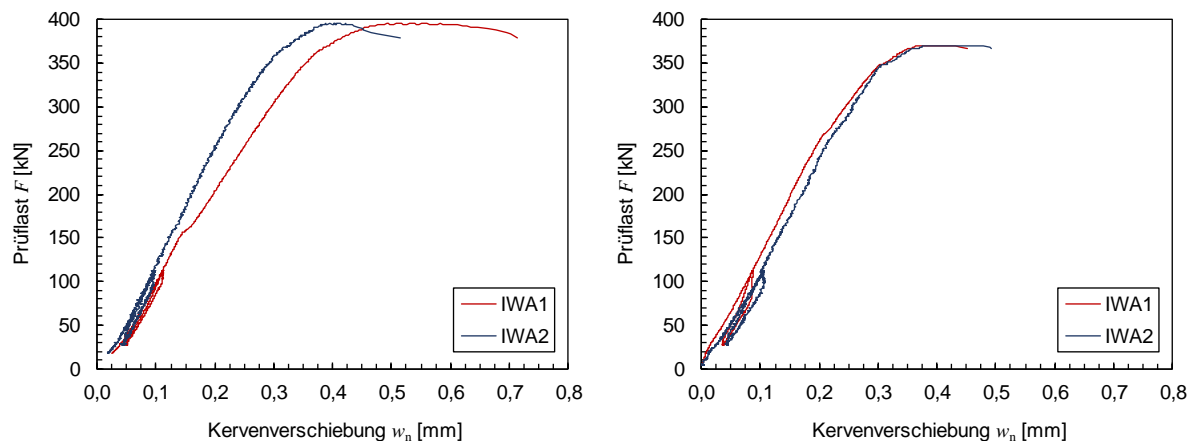
Die Ergebnisse der Versuche mit einer Holzfeuchte von 12 % sind in dem Interaktionsdiagramm rechts in Abbildung 23 dargestellt. Das dargestellte Interaktionsdiagramm zeigt, dass die untersuchten Hölzer unter reiner Schubbeanspruchung (ohne Querspannungen) im Mittel eine Schubfestigkeit von 4,75 N/mm² aufweisen. Werden die Proben gleichzeitig durch eine Querdruckspannung in Höhe von 1,0 N/mm² beansprucht, erhöht sich die Schubfestigkeit gegenüber dem Ausgangswert um etwa 21 %. Eine Querdruckspannung von 4,0 N/mm² bewirkt sogar eine 53 prozentige Steigerung der Schubfestigkeit. Zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Schubfestigkeit und Querspannung wählte KRÜGER einen quadratischen Ansatz. Die aus einer Regressionsanalyse ermittelte Interaktionsgleichung kann dem Diagramm in Abbildung 23 entnommen werden. [Krü10]

Daraus lässt sich qualitativ ableiten, dass der 20 % größere Querdruck in den kurzen Slip-Block-Versuchen verglichen mit den Versuchen an langen Slip-Block-Probekörpern eine mögliche Erklärung für die höheren beobachteten maximalen Schubspannungen sein könnte. Durch die Schubspannungs-Querdruck-Interaktion trägt eine erhöhte Querdruckspannung zur Steigerung der Schubfestigkeit bei, so wie es in den Versuchen festzustellen war.

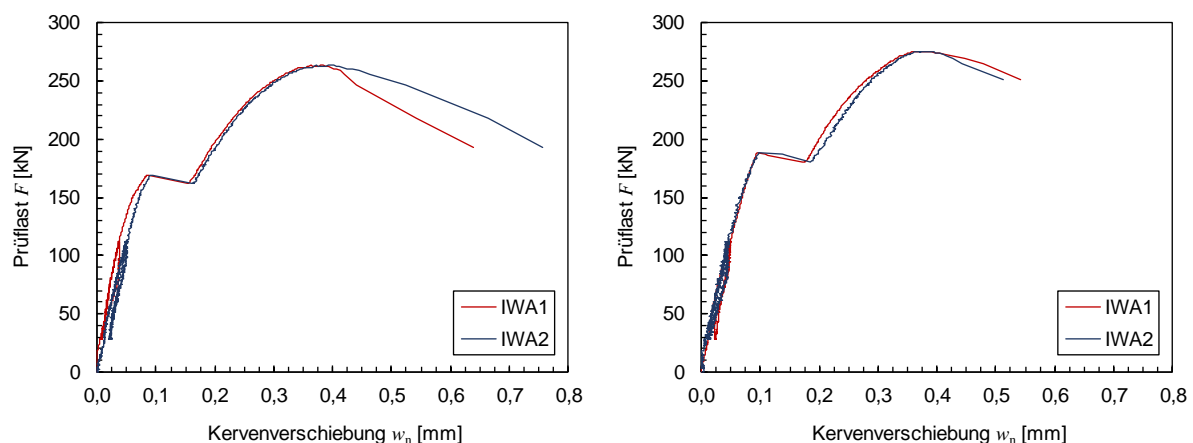
Die Reduzierung der Kerventiefe auf 25 mm zeigte hinsichtlich des Einflusses auf die Tragfähigkeit keine eindeutige Tendenz: Die Bruchlasten der Probekörper mit reduzierter Kerventiefe (HGB-SBK-09 und -10 sowie HGB-SBL-09 und -10) lagen weiterhin in einer ähnlichen Größenordnung wie bei den Probekörpern mit 30 mm Kerventiefe.

## 8.7 Auswertung des Verschiebungsmoduls

Der Verschiebungsmodul gilt in der Bemessung eines Holz-Beton-Verbundträgers als Maß für die Steifigkeit einer Kervenverbindung. Er gibt an, wieviel Kraft je Meter Probekörperbreite aufgewendet werden muss, um Holz und Beton im Bereich der Kerbe um 1 mm relativ zueinander zu verschieben. Je höher der Verschiebungsmodul, desto geringer sind die Relativverschiebungen die unter einer bestimmten Last auftreten und als desto starrer gilt der Schubverbund. Da bislang noch keine Norm für die experimentelle Ermittlung des Verschiebungsmoduls einer Kervenverbindung existiert, wird der Verschiebungsmodul wie in Kapitel 8.5 erläutert in Anlehnung an die DIN EN 383 bestimmt. Diese regelt das Prüfverfahren zur Ermittlung der Bettungswerte von stiftförmigen Verbindungsmitteln, kann aber prinzipiell auch auf Kervenverbindungen angewendet werden. Die Formel zur Berechnung des Verschiebungsmoduls der Holz-Granit-Kervenverbindung nach DIN EN 383 ist in Gleichung (11) angegeben. Demnach erfolgt die Berechnung im rein linear-elastischen Bereich zwischen 10 und 40 Prozent der erwarteten Maximallast über das Verhältnis der Änderungen von Kervenkraft und zugehöriger Verschiebung.



**Abbildung 24:** Links: An der Kerbe gemessene Relativverschiebung des Probekörpers HGB-SBK-02  
Rechts: An der Kerbe gemessene Relativverschiebung des Probekörpers HGB-SBK-08



**Abbildung 25:** Links: An der Kerbe gemessene Relativverschiebung des Probekörpers HGB-SBL-02  
Rechts: An der Kerbe gemessene Relativverschiebung des Probekörpers HGB-SBL-08

Während die Kervenkraft über die trigonometrischen Beziehungen aus der Prüfkraft errechnet werden kann, wird die Kervenverformung, also die Relativverschiebung zwischen Holz und

Granit, während des Versuchs mithilfe von induktiven Wegaufnehmern aufgezeichnet. Diese werden auf der Vorder- und Rückseite der Probekörper angeordnet und messen beidseitig die Verformung parallel zur Verbundfuge. Für die genaue Lage der Messpunkte wird an dieser Stelle auf den Messtechnikplan in Abbildung 14 verwiesen. Die gemessenen Kervenverformungen sind beispielhaft für die kurzen Slip-Block-Probekörper HGB-SBK-02 und -08 in Abbildung 24 dargestellt. Für die langen Slip-Block-Probekörper zeigt Abbildung 25 die Kraft-Verformungs-Kurven der Versuche HGB-SBL-02 und -08. Den abgebildeten Diagrammen ist zu entnehmen, dass sich die Kerven der kurzen Slip-Block-Probekörper (SBK) bis etwa 85 Prozent der Maximallast linear-elastisch verformen, d.h. es herrscht ein linearer Zusammenhang zwischen der aufgebrachten Prüfkraft und der gemessenen Verformung. Kurz vor Erreichen der Bruchlast ist eine leichte überproportionale Zunahme der Relativverschiebung zwischen Holz und Granit zu erkennen, wodurch sich das wenig später einsetzende Versagen ankündigt. Hintergrund der Verformungszunahme ist vermutlich die bereits beginnende lokale Schädigung bzw. das Entstehen und (unterkritische) Anwachsen des Schubrisses, welcher später zum Abscheren des Vorholzes führt. Abweichende Kurvenverläufe (wie in Abbildung 24 links) deuten darauf hin, dass auf der Vorder- und Rückseite der Probekörper unterschiedliche Verformungen auftreten, der Prüfkörper also nicht perfekt zentrisch beansprucht wird. Herstellungsbedingt kam es bei einigen Brettschichtholzelementen zu Versätzen auf den geneigten Lasteinleitungsflächen, weshalb die entsprechenden Elemente mithilfe eines Teller-schleifers nachbearbeitet wurden. Hierbei könnten ungewollte Unebenheiten aufgetreten sein, die zu der oben erwähnten ungleichmäßigen Lasteinleitung führen. Für die Berechnung des Verschiebungsmoduls wird daher stets der Mittelwert aus der auf der Vorder- und der auf der Rückseite gemessenen Verschiebung verwendet (Messdaten IWA1 und IWA2).

**Tabelle 5:** *Ermittlung des Verschiebungsmoduls für die kurzen Slip-Block-Probekörper (SBK) zwischen 10 und 40 Prozent der erwarteten Maximallast (in Anlehnung an die DIN EN 383)*

Probekörper	Bruchlast	Untere Lastgrenze	Obere Lastgrenze	Vorbelastungsrampe			Hauptbelastungsrampe		
				Relativverschiebung an der Kerne		Verschiebungsmodul	Relativverschiebung an der Kerne		Verschiebungsmodul
	$F_{\max}$	$F_{0,1}$	$F_{0,4}$	$w_{0,1}$	$w_{0,4}$	$K_{\text{ser}}$	$w_{0,1}$	$w_{0,4}$	$K_{\text{ser}}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN/mm/m]	[mm]	[mm]	[kN/mm/m]
HGB-SBK-01	382,0	28	112	0,020	0,096	4.481	0,035	0,092	6.006
HGB-SBK-02	396,0	28	112	0,035	0,103	4.996	0,047	0,103	6.074
HGB-SBK-03	238,7	28	112	0,041	0,142	3.356	0,063	0,142	4.297
HGB-SBK-04	368,8	28	112	0,023	0,102	4.358	0,050	0,102	6.579
HGB-SBK-05	252,6	28	112	0,025	0,120	3.622	0,056	0,123	5.056
HGB-SBK-06	388,3	28	112	0,011	0,067	6.099	0,026	0,068	8.293
HGB-SBK-07	397,2	28	112	0,018	0,086	5.023	0,033	0,084	6.679
HGB-SBK-08	370,7	28	112	0,020	0,096	4.522	0,040	0,094	6.350
HGB-SBK-09*	332,6	28	112	0,030	0,124	3.631	0,063	0,122	5.720
HGB-SBK-10*	237,7	28	112	0,049	0,158	3.126	0,081	0,157	4.507

\*Kerventiefe der Probekörper wurde nachträglich auf 25 mm reduziert

Die langen Slip-Block-Probekörper (SBL) verhalten sich tendenziell ähnlich wie die kurzen Probekörper, mit der Ausnahme, dass hier bei einer Prüflast zwischen 140 und 190 kN ein

Sprung bzw. Versatz in den Kraft-Verformungs-Kurven zu erkennen ist. Demnach kam es zu einem leichten Abfall der Prüfkraft, wohingegen die Verschiebung an der Kerbe überproportional, um etwa einen Zehntelmillimeter zunahm. Dieser Sprung im Kraft-Verformungs-Diagramm trat zeitgleich mit dem Aufreißen der auf Zug beanspruchten Vergussfuge auf und ist demnach auf das Fugenversagen zurückzuführen. Durch das Lösen der Verklebung zwischen dem Polymerfeinbeton und dem Holz kam es unter Last zu einem Aufklaffen der Fuge (siehe Abbildung 20), was sich aufgrund der Verträglichkeitsbedingung in einer sprunghaften Zunahme der Relativverschiebung zwischen Holz und Granit im Bereich der Kerbe äußert. Dieser Verformungszuwachs führt dann zu dem oben beschriebenen Sprung im Kurvenverlauf des Kraft-Verformungs-Diagramms.

**Tabelle 6:** *Ermittlung des Verschiebungsmoduls für die langen Slip-Block-Probekörper (SBL) zwischen 10 und 40 Prozent der erwarteten Maximallast (in Anlehnung an die DIN EN 383)*

Probekörper	Bruchlast	Untere Lastgrenze	Obere Lastgrenze	Vorbelastungsrampe			Hauptbelastungsrampe		
				Relativverschiebung an der Kerbe		Verschiebungsmodul	Relativverschiebung an der Kerbe		Verschiebungsmodul
				$w_{0,1}$	$w_{0,4}$	$K_{ser}$	$w_{0,1}$	$w_{0,4}$	$K_{ser}$
	$F_{max}$	$F_{0,1}$	$F_{0,4}$	[mm]	[mm]	[kN/mm/m]	[mm]	[mm]	[kN/mm/m]
	[kN]	[kN]	[kN]						
HGB-SBL-01	232,6	28	112	0,006	0,046	8.508	0,021	0,047	13.238
HGB-SBL-02	259,4	28	112	0,008	0,043	9.807	0,015	0,044	12.133
HGB-SBL-03	267,6	28	112	0,007	0,051	7.940	0,017	0,053	9.760
HGB-SBL-04	242,3	28	112	0,011	0,053	8.173	0,022	0,053	10.899
HGB-SBL-05	253,5	28	112	0,006	0,035	11.854	0,018	0,036	18.950
HGB-SBL-06	226,8	28	112	0,009	0,058	6.997	0,017	0,058	8.448
HGB-SBL-07	253,7	28	112	0,010	0,045	9.708	0,017	0,035	18.763
HGB-SBL-08	271,2	28	112	0,009	0,046	9.416	0,018	0,047	11.945
HGB-SBL-09*	253,7	28	112	0,007	0,045	9.042	0,020	0,045	13.381
HGB-SBL-10*	229,2	28	112	0,005	0,040	9.632	0,015	0,042	13.052

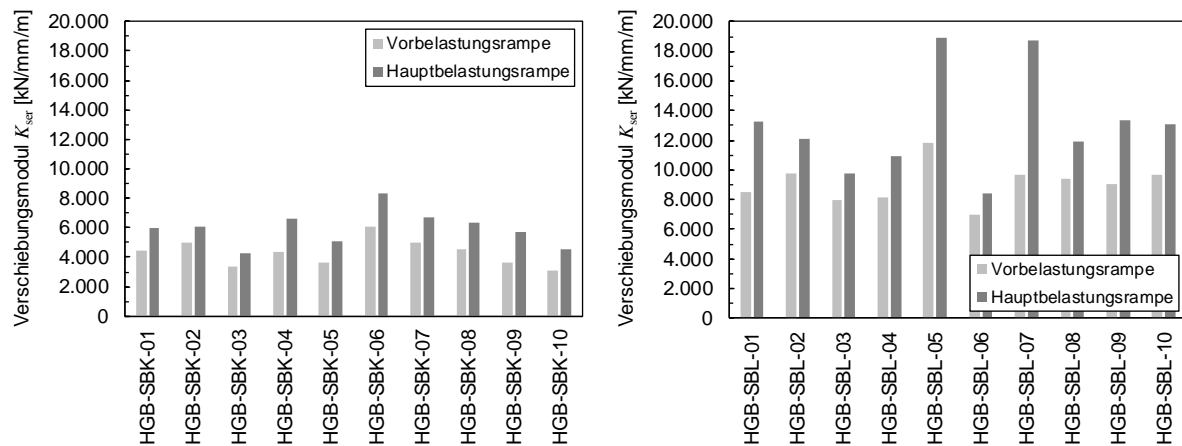
\*Kerventiefe der Probekörper wurde nachträglich auf 25 mm reduziert

Nach dem Kraftabfall durch das Aufreißen der Vergussfuge, was wie zuvor erläutert mit einem sprunghaften Anstieg der Kervenverschiebung einherging, konnte die Prüfkraft erneut weiter gesteigert werden. Es herrscht zunächst wieder ein linearer Zusammenhang zwischen der aufgebrachten Prüfkraft und der gemessenen Verformung, wobei jedoch die Steigung der Geraden geringer ausfällt als vor dem Fugenversagen. Der flachere Verlauf der Kraft-Verschiebungskurve deutet darauf hin, dass der Ausfall der Vergussfuge durch den geänderten Lastabtrag eine Abnahme der Kervensteifigkeit zur Folge hatte. Statt wie bisher über Druck und Zug über beide Kervenflanken erfolgt die Schubkraftübertragung nun alleine über die druckbeanspruchte Kervenflanke, die nun infolge der höheren Beanspruchung größere Verformungen erfährt. Bei der Berechnung der Kervensteifigkeit resultieren die größeren Verformungen dann in einem entsprechend niedrigeren Verschiebungsmodul.

Analog zu den kurzen Slip-Block-Probekörpern war auch bei den langen Probekörpern kurz vor dem finalen Versagen eine überproportionale Zunahme der Kervenverschiebung festzu-



stellen. Auch hier ist die Verformungszunahme auf lokale Schädigungsprozesse zurückzuführen, die wenig später im Abscheren des Vorholzes enden. Für die Berechnung des Verschiebungsmoduls wird wieder der Mittelwert aus den Messdaten von IWA1 und IWA2 herangezogen, um eventuell auftretende Fehler, die aus einer ungleichmäßigen Lasteinleitung resultieren, im Vorhinein ausschließen zu können.



**Abbildung 26:** Gegenüberstellung der berechneten Verschiebungsmoduln an der Vor- und Hauptbelastungsrampe für die kurzen (links) und langen Slip-Block-Probekörper (rechts)

Wird die Steifigkeit der Holz-Granit-Kervenverbindung nach dem in Kapitel 8.5 beschriebenen Vorgehen berechnet, so ergeben sich für die kurzen und die langen Slip-Block-Probekörper die in Tabelle 5 respektive Tabelle 6 dargestellten Ergebnisse. Aufgrund des in Abbildung 15 dargestellten Belastungsschemas, das einen Vorbelastungszyklus vor der eigentlichen Tragfähigkeitsprüfung vorsieht, können je Probekörper zwei Werte für den Verschiebungsmodul (einen für jede Belastungsrampe) ermittelt werden. An der Vorbelastungsrampe berechnet sich das arithmetische Mittel der Kervensteifigkeit zu 4.560 kN/mm/m für die kurzen bzw. zu 9.050 kN/mm/m für die langen Slip-Block-Probekörper. Die Variationskoeffizienten betragen 0,188 respektive 0,164, wobei nur die Probekörper mit einer Kerventiefe von 30 mm in der Auswertung berücksichtigt wurden. Im Unterschied dazu lassen sich an der Hauptbelastungsrampe insgesamt höhere Steifigkeiten, aber auch höhere Variationskoeffizienten, also größerer Streuungen, feststellen. Für die Versuchsserie SBK kann der Verschiebungsmodul an der Hauptbelastungsrampe im Mittel zu 6.170 kN/mm/m bestimmt werden, während der mittlere Verschiebungsmodul der Serie SBL mit 13.020 kN/mm/m deutlich darüber liegt. Die Variationskoeffizienten der beiden Serien betragen 0,191 (SBK) und 0,299 (SBL). Ohne die Versuche HGB-SBK-03 und -05, deren Bruchlasten deutlich unter dem Durchschnitt der Serie liegen, erhöht sich der mittlere Verschiebungsmodul der kurzen Slip-Block-Versuche auf 6.660 kN/mm/m (Variationskoeffizient  $COV = 0,126$ ). Auffällig ist der große Variationskoeffizient der Versuchsserie SBL, der mit einem Wert von 0,299 selbst für Holzwerkstoffe vergleichsweise hoch erscheint. Tabelle 6 ist zu entnehmen, dass die gemessenen Verschiebungsmoduln der Serie SBL in einem großen Bereich zwischen 8.450 und 18.950 kN/mm/m streuen. Insbesondere die beiden Versuche HGB-SBL-05 und -07 sind mit ihren vergleichsweise hohen Verschiebungsmoduln von über 18.500 kN/mm/m maßgeblich verantwortlich für die hohe Streuung und den großen Variationskoeffizienten (siehe Abbildung 26). Ohne Berücksichtigung dieser beiden Probekörper verbessert sich der Mittelwert der Verschiebungsmoduln auf 11.070 kN/mm/m mit einem deutlich geringeren Variationskoeffizienten von 0,158.

Bei der Gegenüberstellung der Steifigkeitswerte für die Vor- und Hauptbelastungsrampe fällt auf, dass in allen der insgesamt 20 durchgeführten Slip-Block-Versuche der berechnete Verschiebungsmodul von der ersten zur zweiten Lastrampe zunimmt. Dieses Phänomen wird besonders in Abbildung 26 ersichtlich, in der die Verschiebungsmoduln der Vor- und Hauptbelastungsrampe für die Serien SBK und SBL gegenübergestellt sind. Eine mögliche Begründung für dieses Verhalten könnten beispielsweise etwaige Anfangssetzungen sein, welche während der ersten Belastung auftreten und dazu führen, dass während des Vorbelastungszyklus größerer Relativverschiebungen zwischen Holz und Granit gemessen werden. Verglichen mit der Hauptbelastungsrampe, bei der die Anfangssetzungen bereits abgebaut sind, ergibt sich daraus ein entsprechend geringerer Verschiebungsmodul.

**Tabelle 7:** Berechnung des Verschiebungsmoduls für die kurzen Slip-Block-Probekörper (SBK) unter Berücksichtigung der tatsächlichen im Versuch gemessenen Maximallast

Probekörper	Bruchlast $F_{\max}$ [kN]	Hauptbelastungsrampe						
		Untere Lastgrenze		Obere Lastgrenze		Zugehörige Relativverschiebung an der Kerne		Verschiebungsmodul $K_{\text{ser}}$ [kN/mm/m]
		$F_u$ [kN]		$F_o$ [kN]		$w_u$ [mm]	$w_o$ [mm]	
HGB-SBK-01	382,0	$0,10 \cdot F_{\max}$	38,2	$0,40 \cdot F_{\max}$	152,8	0,034	0,125	5.126
HGB-SBK-02	396,0	$0,10 \cdot F_{\max}$	39,5	$0,40 \cdot F_{\max}$	158,4	0,053	0,139	5.612
HGB-SBK-03	238,7	$0,15 \cdot F_{\max}$	35,7	$0,45 \cdot F_{\max}$	107,4	0,063	0,138	3.912
HGB-SBK-04	368,8	$0,10 \cdot F_{\max}$	36,9	$0,40 \cdot F_{\max}$	147,5	0,050	0,131	5.578
HGB-SBK-05	252,6	$0,15 \cdot F_{\max}$	37,8	$0,45 \cdot F_{\max}$	113,8	0,056	0,125	4.538
HGB-SBK-06	388,3	$0,10 \cdot F_{\max}$	38,8	$0,40 \cdot F_{\max}$	155,3	0,027	0,100	6.440
HGB-SBK-07	397,2	$0,10 \cdot F_{\max}$	39,7	$0,40 \cdot F_{\max}$	158,9	0,035	0,121	5.664
HGB-SBK-08	370,7	$0,10 \cdot F_{\max}$	37,1	$0,40 \cdot F_{\max}$	148,3	0,043	0,121	5.774
HGB-SBK-09*	332,6	$0,10 \cdot F_{\max}$	33,4	$0,40 \cdot F_{\max}$	133,0	0,063	0,141	5.195
HGB-SBK-10*	237,7	$0,15 \cdot F_{\max}$	35,7	$0,45 \cdot F_{\max}$	106,9	0,081	0,152	4.054

\*Kerventiefe der Probekörper wurde nachträglich auf 25 mm reduziert

Für den Fall, dass die im Versuch gemessenen Höchstlasten um mehr als 20 Prozent von der geschätzten Maximallast  $F_{\max, \text{est}}$  abweichen, schreibt die DIN EN 383 vor, die Verschiebungsmoduln unter Berücksichtigung der tatsächlichen Höchstlast zu berechnen. Die angeglichenen Verschiebungsmoduln, die auf Grundlage der tatsächlichen im Versuch gemessenen Maximallast  $F_{\max}$  berechnet wurden, sind in Tabelle 7 und Tabelle 8 zusammengefasst. Demnach ergeben sich die angeglichenen Kervensteifigkeiten für die Serien SBK und SBL im Mittel zu 5.331 kN/mm/m ( $COV = 0,148$ ) respektive 11.537 kN/mm/m ( $COV = 0,297$ ). Hierbei gilt es zu beachten, dass die Berechnung der angeglichenen Verschiebungsmoduln nur an der Hauptbelastungsrampe möglich war, da der Lastbereich, in dem es den Verschiebungsmodul zu ermitteln gilt, nicht vollständig durch die Vorbelastungsrampe abgedeckt wird. Konkret heißt das, dass die obere Lastgrenze (i.d.R.  $0,40 \cdot F_{\max}$ ) größer als ist die obere Haltekraft des Vorbelastungszyklus. Obwohl die DIN EN 383 vorschreibt, den Verschiebungsmodul zwischen 10 und 40 Prozent der Maximallast zu ermitteln, wurden bei einigen Versuchen der Serie SBK sowie bei allen Versuchen der Serie SBL die Lastgrenzen davon abweichend zu 15 und 45 Prozent von  $F_{\max}$  gewählt. Der Grund hierfür ist, dass die Hauptbelastungsrampe erst bei

einer Prüflast von 28 kN beginnt, was 10 Prozent der ursprünglich erwarteten Maximallast  $F_{\max, \text{est}}$  entspricht. Da die im Versuch gemessene Maximallast in den betroffenen Versuchen niedriger ausfiel, liegt auch die untere Grenze für die Ermittlung des Verschiebungsmoduls unter der Haltekraft von 28 kN. Daher wurden die Grenzen entsprechend angehoben, um eine Ermittlung des Verschiebungsmoduls an der Hauptbelastungsrampe zu ermöglichen.

**Tabelle 8:** *Berechnung des Verschiebungsmoduls für die langen Slip-Block-Probekörper (SBL) unter Berücksichtigung der tatsächlichen im Versuch gemessenen Maximallast*

Probekörper	Bruchlast $F_{\max}$ [kN]	Hauptbelastungsrampe						
		Untere Lastgrenze		Obere Lastgrenze		Zugehörige Relativverschiebung an der Kerne		Verschiebungsmodul
		$F_u$ [kN]		$F_o$ [kN]		$w_u$ [mm]	$w_o$ [mm]	$K_{\text{ser}}$ [kN/mm/m]
HGB-SBL-01	232,6	$0,15 \cdot F_{\max}$	35,5	$0,45 \cdot F_{\max}$	106,2	0,020	0,045	11.879
HGB-SBL-02	259,4	$0,15 \cdot F_{\max}$	39,5	$0,45 \cdot F_{\max}$	118,6	0,017	0,047	10.721
HGB-SBL-03	267,6	$0,15 \cdot F_{\max}$	40,7	$0,45 \cdot F_{\max}$	122,2	0,020	0,059	8.783
HGB-SBL-04	242,3	$0,15 \cdot F_{\max}$	36,9	$0,45 \cdot F_{\max}$	110,7	0,022	0,053	9.831
HGB-SBL-05	253,5	$0,15 \cdot F_{\max}$	38,6	$0,45 \cdot F_{\max}$	115,8	0,018	0,037	16.494
HGB-SBL-06	226,8	$0,15 \cdot F_{\max}$	34,5	$0,45 \cdot F_{\max}$	103,7	0,017	0,054	7.683
HGB-SBL-07	253,7	$0,15 \cdot F_{\max}$	38,7	$0,45 \cdot F_{\max}$	115,9	0,016	0,035	16.920
HGB-SBL-08	271,2	$0,15 \cdot F_{\max}$	41,3	$0,45 \cdot F_{\max}$	123,9	0,020	0,054	9.981
HGB-SBL-09*	253,7	$0,15 \cdot F_{\max}$	38,6	$0,45 \cdot F_{\max}$	115,9	0,020	0,046	11.801
HGB-SBL-10*	229,2	$0,15 \cdot F_{\max}$	34,9	$0,45 \cdot F_{\max}$	104,7	0,015	0,039	12.213

\*Kerventiefe der Probekörper wurde nachträglich auf 25 mm reduziert

In den jeweils letzten beiden Versuchen der Serien SBK und SBL wurde die Kerventiefe nachträglich auf 25 mm reduziert. Dazu wurde das Vorholz vor dem Versuch mit einem Handhobel so bearbeitet, dass die Kerventiefe nur noch 25 mm betrug. Eine Gegenüberstellung mit den Versuchen mit 30 mm Kerventiefe ergibt, dass keine eindeutige Tendenz festzustellen ist, inwiefern sich die um 5 mm reduzierte Kerventiefe auf den Verschiebungsmodul der Holz-Granit-Kervenverbindung auswirkt. Den Tabellen 5 bis 8 ist zu entnehmen, dass die Steifigkeiten der Probekörper mit reduzierter Kerventiefe in einer ähnlichen Größenordnung liegen wie die der Probekörper mit der Regelkerventiefe von 30 mm.

Abschließend sollen die experimentell ermittelten Verschiebungsmoduln mit den empfohlenen Werten aus der DIN CEN/TS 19103 verglichen werden. Der Verschiebungsmodul einer Kervenverbindung für Holz-Beton-Verbundbauteile wird ausführlich im Kapitel 10.3.4.2 der Technischen Spezifikation behandelt. Demnach darf der mittlere Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Tragfähigkeit  $K_u$  gleich dem Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit  $K_{\text{ser}}$  angenommen werden. Die Berechnung erfolgt nach Gleichung (13).

$$K_{\text{ser}} = \begin{cases} 1.000 \frac{\text{kN/mm}}{\text{m}} & \text{für } h_n = 20 \text{ mm} \\ 1.500 \frac{\text{kN/mm}}{\text{m}} & \text{für } h_n \geq 30 \text{ mm} \end{cases} \quad (13)$$

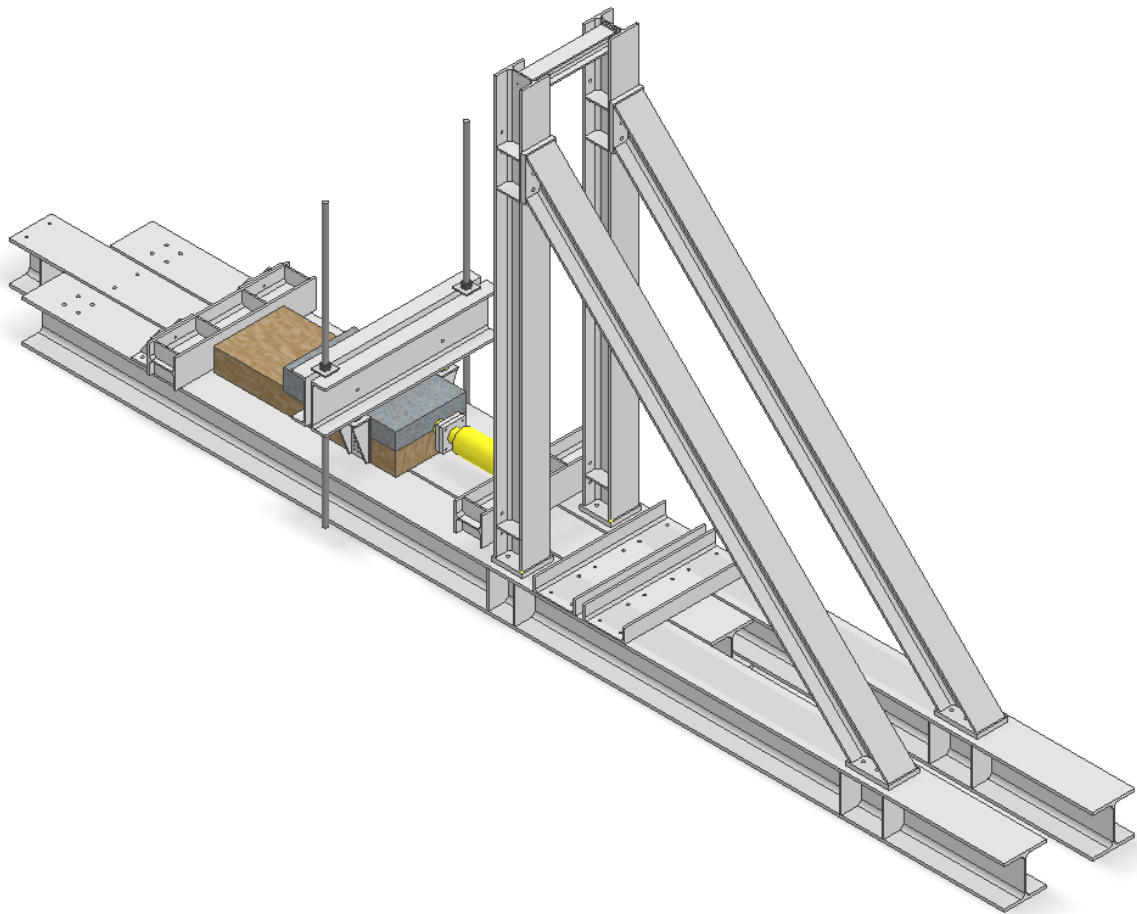
Es fällt auf, dass die für die Holz-Granit-Kervenverbindung ermittelten Verschiebungsmoduln deutlich größer sind als die empfohlenen Werte aus der (Vor-)Norm. Für Kerven mit einer Tiefe von  $h_n \geq 30$  mm empfiehlt die DIN CEN/TS 19103 eine Kervensteifigkeit von 1.500 kN/mm/m, was weniger als ein Viertel der Ergebnisse aus den eigenen Versuchen entspricht. Ursache für die große Differenz könnte einerseits die Verklebung an der Kervenflanke sein, die im Vergleich zu herkömmlichen Holz-Beton-Kervenverbindungen von Beginn an einen kraftschlüssigen Druckkontakt sowie eine gleichmäßige Kraftübertragung zwischen Holz und Granit gewährleistet. Bei herkömmlichen Holz-Beton-Verbundbauteilen verkürzt sich durch das Schwinden des Betons die Betonnocke in ihrer Aussparung im Holz. Dadurch ist die Passgenauigkeit nicht mehr gewährleistet, was die Druckkraftübertragung an der Kerve beeinträchtigt und so zu einem weichen Verhalten der Kerve führt.

Andererseits könnten auch der Versuchsaufbau und die Anordnung der Messtechnik eine mögliche Erklärung für die unterschiedlichen Verschiebungsmoduln sein, wie in [Ras23] herausgearbeitet wurde. In ihrer Arbeit geben RASMUSSEN ET AL. einen umfassenden Literaturüberblick über experimentelle Untersuchungen an gekerbten Holz-Beton-Verbindungen. Dabei wurden insgesamt 413 Probekörper aus 25 verschiedenen Versuchsserien berücksichtigt [Ras23]. Es stellte sich heraus, dass das Vorhandensein einer Spannung quer zur Verbundfuge die Versuchsergebnisse maßgeblich beeinflusst. Vor allem relevant ist dabei die Art der Spannung, also ob in der Verbundfuge Querdruck- oder Querkzugspannungen auftreten. Die Art und die Höhe der Querspannungen sind wiederum eng mit dem Versuchsaufbau, den Lagerbedingungen und der Geometrie der Probekörper verknüpft. Demnach können verschiedene Versuchsaufbauten unterschiedliche Spannungszustände in der Kerve erzeugen und so zu voneinander abweichenden Messwerten für den Verschiebungsmodul führen. Weitere Ursachen für die starke Schwankung des Verschiebungsmoduls sind nach RASMUSSEN ET AL. die natürliche Streuung der verwendeten Materialien sowie nicht standardisierte Messmethoden für die Relativverschiebung zwischen Holz und Beton [Ras23]. Weil bislang kein standardisiertes Prüfverfahren zur Bestimmung des Verschiebungsmoduls existiert, werden die Positionen der Messstellen, zwischen denen die Relativverschiebungen gemessen werden, in den verschiedenen Literaturquellen sehr uneinheitlich gewählt. Dies hat ebenfalls einen nicht unbeträchtlichen Einfluss auf die Verschiebungsmesswerte und damit auch auf die Berechnung des Verschiebungsmoduls.

## 9 Push-Off-Versuche

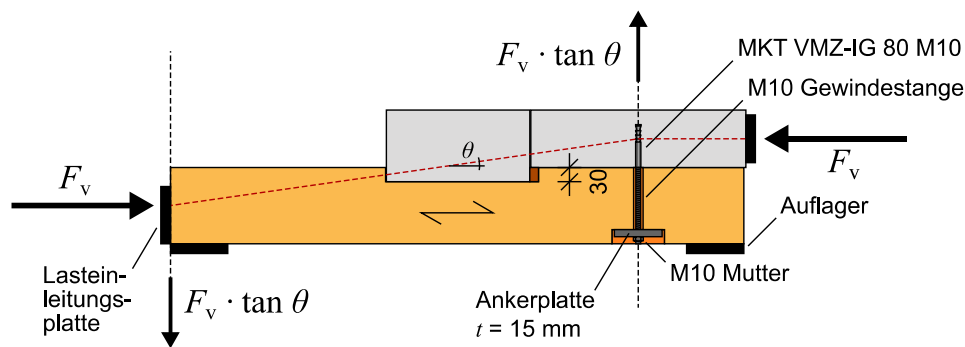
### 9.1 Versuchsaufbau

Aufgrund der sehr guten Versuchsergebnisse in den Slip-Block-Versuchen wurde die Geometrie der entwickelten Holz-Granit-Kervenverbindung unverändert übernommen und die Verbindung in den mittelgroßen Versuchen weiter erforscht. Ziel der mittelgroßen Versuche war einerseits zu überprüfen, ob sich die guten Tragfähigkeits- und Steifigkeitswerte aus den Slip-Block-Versuchen auch an größerformatigen Probekörpern reproduzieren lassen. Andererseits soll in den mittelgroßen Versuchen die Prüfkraft erstmals realitätsnah parallel zur Brückenachse eingeleitet werden. Durch die ausmittige Krafteinleitung entsteht ein Versatzmoment, welches zu einem Abheben der Granitplatte führt. Es wurde ein spezieller Prüfrahm entwickelt, mit dem die konstruktive Vorrichtung zur Aufnahme der Abhebekräfte geprüft werden kann. Die entworfene Prüfvorrichtung orientiert sich an einem ähnlichen Versuchsaufbau von FRANGI ET AL. [Fra00]. Im Rahmen einer Forschungsarbeit zum Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken führten FRANGI ET AL. Druck-Scherversuche an einschnittigen Holz-Beton-Probekörpern durch, bei denen die Prüfkraft ausmittig in den Versuchskörper eingeleitet wird. Das daraus resultierende Versatzmoment wird über einen steifen Stahlrahmen aufgenommen [Fra00]. Für die eigenen Versuche an einschnittigen Holz-Granit-Probekörpern wurde ein Prüfrahm aus einem vorangegangenen Forschungsprojekt verwendet und entsprechend für die Prüfung der Holz-Granit-Kervenverbindung modifiziert (siehe Abbildung 27).



**Abbildung 27:** 3D-Modell des eigens entwickelten Versuchsaufbaus zur Prüfung der Holz-Granit-Kervenverbindung unter asymmetrischer Schubbeanspruchung

Der Prüfrahm besteht aus einer Unterkonstruktion, die sich aus drei parallel angeordneten HEB 300 Profilen zusammensetzt und auf der der Versuchskörper aufgelagert wird. Länge und Breite der Unterkonstruktion betragen etwa 7,4 m respektive 1,0 m. Mit der Unterkonstruktion verschraubt ist eine 3,0 m hohe Bockkonstruktion aus zwei vertikalen Pfosten sowie zwei schrägen Stützen (alles HEB 200 Profile). Der Hydraulikzylinder, welcher der Einleitung der horizontalen Prüfkraft dient, wird über einen Querriegel an der Bockkonstruktion befestigt. Es handelt sich hierbei um einen doppelwirkenden Hohlkolbenzylinder vom Typ ENERPAC RRH6010 mit einer Höchstlast von 576 kN und einem maximalen Kolbenhub von 257 mm [Ene21]. Theoretisch lässt sich der Querriegel mit dem Prüfzylinder in beliebigen Höhen montieren, wodurch sich verschiedenartigste Versuchskörper in dem Prüfrahm prüfen lassen. Die Belastung wird mithilfe des Hydraulikzylinders über eine 250 mm x 100 mm große Stahlplatte gleichmäßig in die Granitplatte eingeleitet und am Ende des Brettschichtholzträgers von einer 450 mm x 120 mm großen Stahlplatte aufgenommen. Über das Widerlager, welches sich aus einem ausgesteiften HEB 200 Profil als Querriegel und zwei Winkelprofilen zur Verschraubung mit der Unterkonstruktion zusammensetzt, wird die Kraft wieder in den Prüfrahm eingeleitet. Die Stahlplatte zwischen Widerlager und Brettschichtholzelement sorgt dafür, dass das Vorholz frei abscheren kann und das Scherversagen nicht konstruktiv behindert wird.



**Abbildung 28:** Kräfte im Holz-Granit-Probekörper bei ausmittiger Lasteinleitung

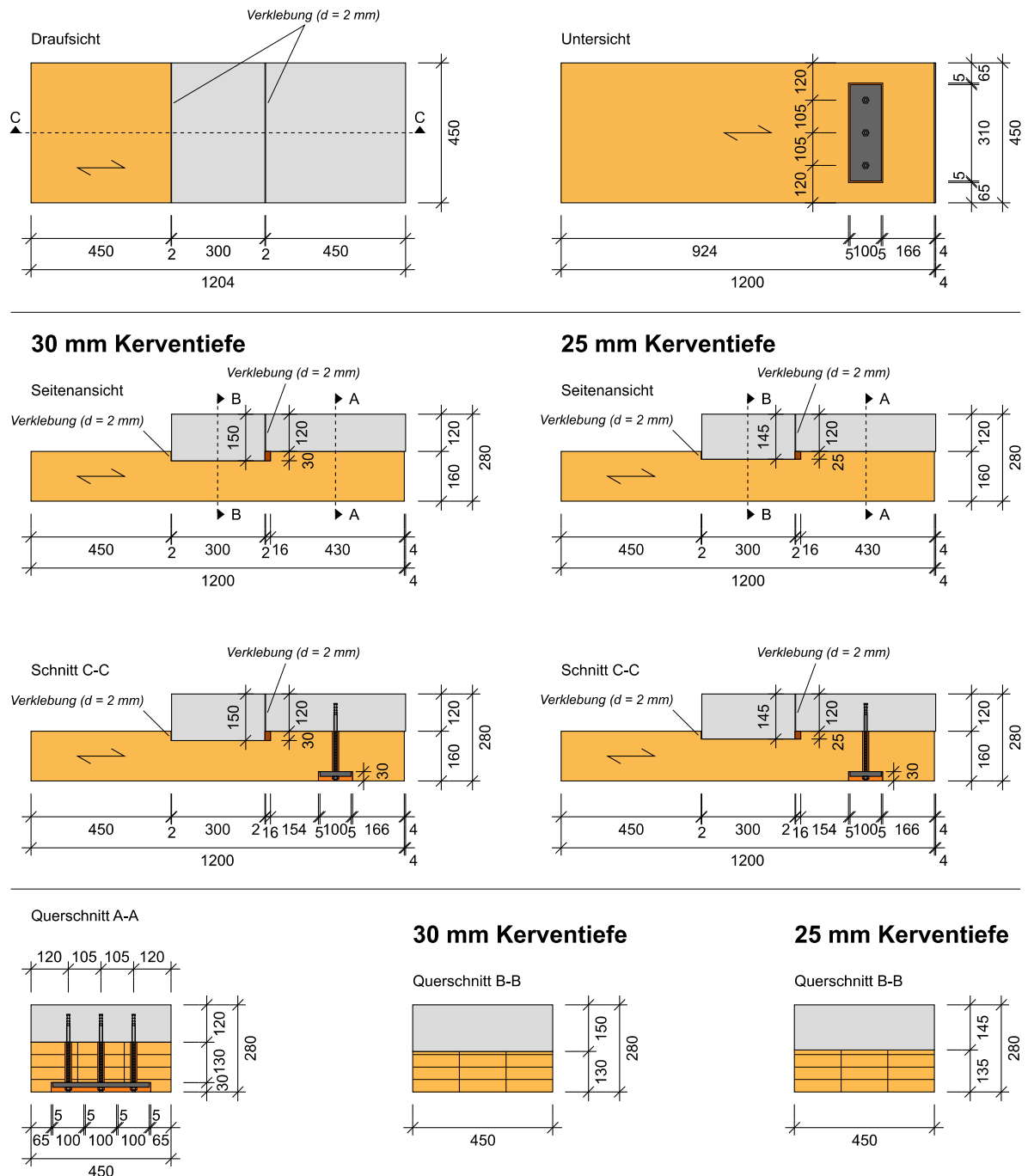
Aufgrund des versetzten Kräftepaars entsteht ein Moment, welches ein Abheben der Granitplatte bewirkt (Abbildung 28). Da jedoch die Granitplatte über die Abhebesicherung fest mit dem Holzträger verbunden ist, kommt es – sofern der Prüfrahm nicht für die Aufnahme der Abhebekräfte ausgelegt ist – zu einer Rotation des gesamten Probekörpers innerhalb des Versuchsstandes. Um die Abhebekräfte mit dem entwickelten Prüfrahm aufnehmen zu können, wird ein Querriegel aus zwei stehenden UPE 300 Profilen angeordnet und mit zwei DYWIDAG-Ankerstangen gegen den Betonboden der Versuchshalle verspannt. Die Riegelkonstruktion liegt auf zwei stählernen Schweißkonsolen auf, die links und rechts über Vollgewindeschrauben mit dem Brettschichtholzelement verschraubt sind. Kontakt zwischen den Schweißkonsolen und der Granitplatte besteht dabei nicht. Hierdurch wird das vertikale Abheben des Probekörpers behindert, die horizontale Verschiebung der Granitplatte ist jedoch weiterhin möglich.

## 9.2 Probekörper

Das Versuchsprogramm für die mittelgroßen Push-Off-Tests umfasst insgesamt 12 Versuche. Sechs der Prüfkörper besitzen eine Kerventiefe von 30 mm, während die restlichen sechs mit einer reduzierten Kerventiefe von 25 mm ausgeführt sind. Die Probekörper bestehen aus 1,2 m langen Brettschichtholzelementen mit einem Regelquerschnitt von 45 cm x 16 cm. Ergänzt wird der Probekörper durch eine Granitplatte, die auf dem Brettschichtholzelement auf-



liegt und sich aus zwei miteinander verklebten Einzelsegmenten zusammensetzt. Im Regelquerschnitt weist die Granitplatte eine Dicke von 12 cm auf, wohingegen im Bereich der Kerbe die Plattendicke je nach Kerventiefe 15 cm bzw. 14,5 cm beträgt. Die Tiefe der Kerbe ergibt sich daraus dann zu 3 cm respektive 2,5 cm. Der genaue Aufbau und die Abmessungen der Probekörper mit 30 mm sowie mit 25 mm Kerventiefe sind in Abbildung 29 zu finden.



**Abbildung 29: Geometrie und Abmessungen der Probekörper mit 30 mm und 25 mm Kerventiefe für die mittelgroßen Push-Off-Versuche**

Analog zu den Slip-Block-Versuchen wurde die Vorholzlänge in allen Versuchen einheitlich zu 45 cm festgelegt. Daraus ergibt sich das  $l_v / h_n$ -Verhältnis für die Probekörper mit 30 mm Kerventiefe zu 15 und für die Probekörper mit 25 mm Kerventiefe zu 18.

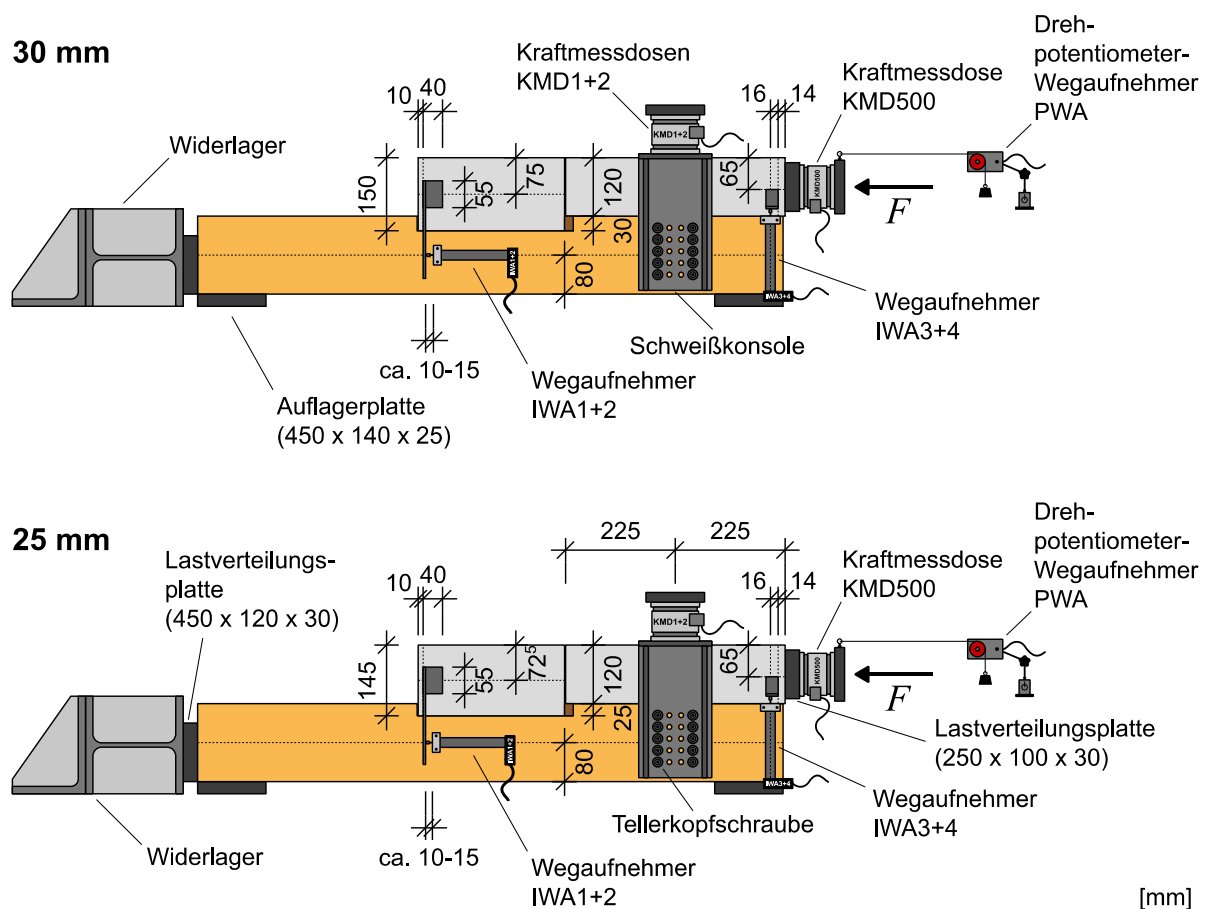
In den mittelgroßen Push-Off-Tests (POT) wird die Prüfkraft ausmittig, mit einem Versatzmoment eingeleitet, um erstmals die entwickelte konstruktive Vorrichtung zur Aufnahme der Zugkräfte zwischen dem Holz- und Granitquerschnitt experimentell zu untersuchen. Die Abhebesicherung der POT-Probekörper besteht aus drei Verbundspreizdübeln mit Innengewindehülse, die von unten in vorgebohrte Löcher in die dünne Granitplatte eingeklebt werden. In die Gewindehülsen werden M10 Gewindestangen eingeschraubt, die durch entsprechende Bohrungen im Holz bis an die Unterkante des Brettschichtholzträgers geführt werden. Der Bohrlochdurchmesser ist dabei deutlich größer als der Durchmesser der Gewindestange, um eine Querbeanspruchung des Verbundankers ausschließen zu können. An der Unterkante des Brettschichtholzträgers werden die Gewindestangen mit einer Ankerplatte und Muttern gesichert und gegen das Holzelement verschraubt. Die Ankerplatte und die Muttern sind in einer 3 cm tiefen Aussparung in den Brettschichtholzträger eingelassen, damit die Abhebesicherung flächenbündig mit der Unterkante des Prüfkörpers abschließt (siehe Abbildung 29). In dieser Ausführung kann die Abhebesicherung nicht nur die hohen auftretenden Zugkräfte zwischen dem Holz- und Granitquerschnitt sicher aufnehmen, sondern ist zudem auch lösbar und begünstigt die sortenreine Trennung von Holz und Granit beim Rückbau. Die Bemessung des Verbunddübels mit Innengewindehülse (MKT VMZ-IG) erfolgt nach ETA-04/0092, wonach sich eine maximale charakteristische Zugtragfähigkeit von 26,2 kN je Dübel ergibt (maßgebender Versagensmechanismus ist Spalten). Die Druckspannungen im Brettschichtholz unterhalb der Ankerplatte werden gemäß DIN EN 1995-1-1 nachgewiesen (Beanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung). Ein Versagen der M10 Gewindestange durch Stahlversagen ist hingegen nicht maßgebend. Vor Versuchsbeginn werden die Muttern der Abhebesicherung noch einmal mithilfe eines Drehmomentschlüssels auf ein Drehmoment von 12 Nm angezogen. Das Montagedrehmoment  $T_{\text{inst}}$  wurde so festgelegt, dass der für den Verbundspreizdübel maximal zulässige Wert von 15 Nm gemäß ETA-04/0092 nicht überschritten wird.

Die Push-Off-Probekörper werden aus drei blockverleimten Brettschichtholzträgern der Festigkeitsklasse GL28c gefertigt. Durch die Blockverleimung entsteht aus den drei 15 cm breiten Einzelträgern ein 45 cm breites Brettschichtholzelement mit liegend angeordneten Lamellen. Als Granit kommt wieder Tittlinger Feinkorn der Kusser Granitwerke GmbH aus dem Steinbruch Höhenberg bei Tittling zum Einsatz. Für die Verklebung der Granitsegmente untereinander wie auch für die Holz-Granit-Verklebung an der druckbeanspruchten Kervenflanke wird auf den CarboSolid 1280 Polymermörtel der MC Bauchemie zurückgegriffen. Die knapp 2 cm breite Fuge an der gegenüberliegenden Kervenflanke, die planmäßig vorgesehen wird, um ein einfacheres Einsetzen und Verkleben der Granitsegmente in die Aussparung des Brettschichtholzelements zu ermöglichen, wird anschließend mit dem Polymerfeinbeton der Firma Rampf vergossen. Da die Verklebung wieder nur in den vertikalen Kontaktflächen erfolgen soll, werden die übrigen horizontalen Fugen durch Abkleben mit Malerkrepp vor einer Klebstoffbenetzung geschützt. Ansonsten erfolgt die Montage der Push-Off-Probekörper analog zu der Herstellung der langen Slip-Block-Probekörper, wie sie in Kapitel 8.2 ausführlich beschrieben ist.

### 9.3 Prüfeinrichtung und Messtechnik

Die Prüfkraft wird mithilfe eines handgesteuerten Prüfzylinders vom Typ ENERPAC RRH6010 in die 12 cm dicke Granitplatte eingeleitet. Da der doppeltwirkende Hohlkolbenzylinder keine internen Mess- oder Regelsysteme besitzt, wird die Prüfkraft über eine am Druckstück des Prüfzylinders befestigte 500 kN Kraftmessdose aufgezeichnet. Der Kolbenhub wird ersatzweise als Relativverschiebung zwischen Zylindergehäuse und Stempelplatte mithilfe eines

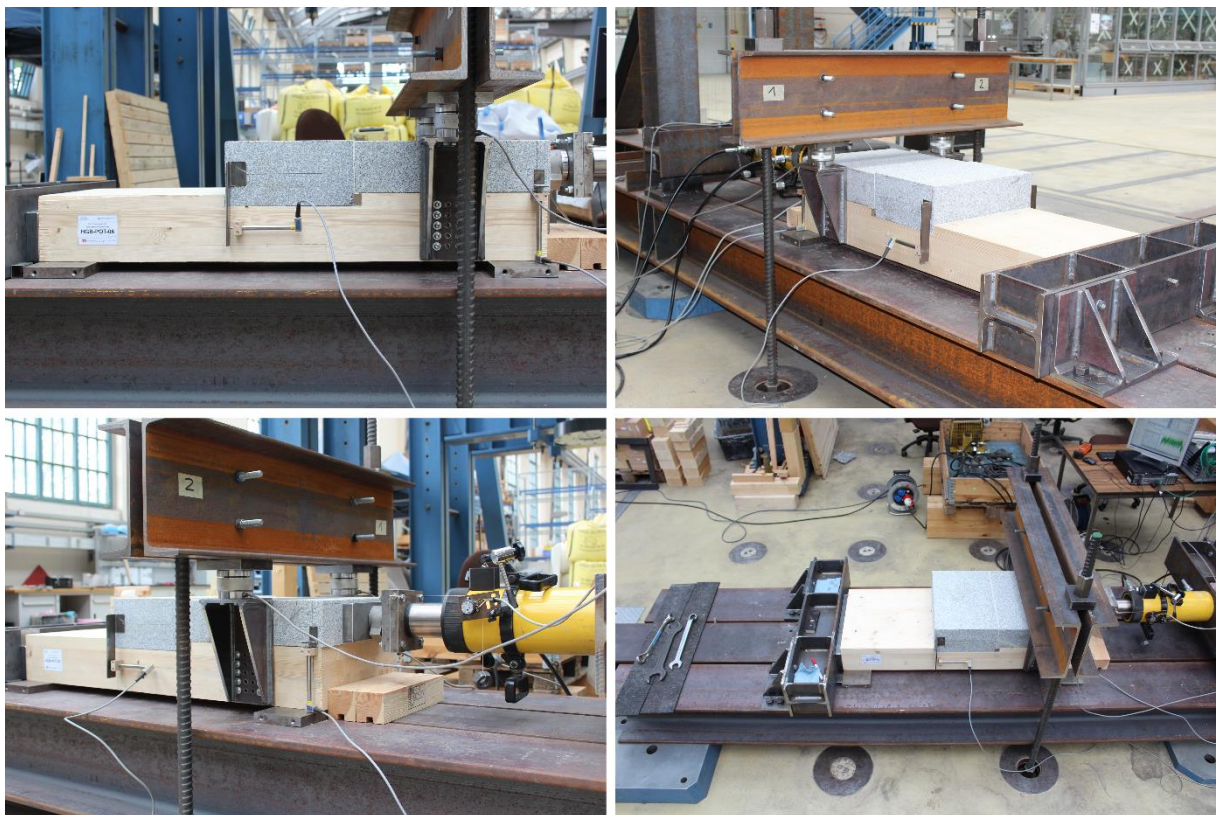
Drehpotentiometer-Wegaufnehmers (PWA) gemessen. Die Steuerung des Prüfzylinders erfolgt händisch durch Öffnen bzw. Schließen eines Regelventils an der Hydraulikpumpe. Für die Ermittlung der Kervensteifigkeit werden mithilfe von induktiven Wegaufnehmern (IWA1+2) die Relativverschiebungen zwischen Holz und Granit parallel zur Verbundfuge gemessen. Die Messpunkte liegen jeweils in der Mitte des Holz- bzw. Granitquerschnitts, so nah wie möglich an der druckbeanspruchten Kervenflanke. Darüber hinaus werden die Verschiebungen orthogonal zur Verbundfuge mittels zweier weiterer induktiver Wegaufnehmer gemessen. Hierbei gilt es zu beachten, dass die Position der vertikalen induktiven Wegaufnehmer (IWA3+4) im Verlauf der Versuchsserie mehrfach angepasst wurde. Zunächst wurde die vertikale Verschiebung zwischen den selben Messpunkten der horizontalen IWAs, also in der Nähe der druckbeanspruchten Kervenflanke gemessen. Da dort keine signifikanten Verschiebungen festgestellt werden konnten, wurden die vertikalen IWAs in den darauffolgenden Versuchen am Rand des Probekörpers, nahe der Lasteinleitung positioniert. Hier ließen sich vergleichsweise große Verschiebungen feststellen, da es trotz der Abhebesicherung zu einem Öffnen der Fuge zwischen dem Brettschichtholzelement und der Granitplatte kam. Um Schrägstellungen des Probekörpers in der Prüfeinrichtung oder Exzentrizitäten bei der Lasteinleitung erfassen zu können, werden die Verformungen auf der Vorder- und Rückseite des Prüfkörpers beidseitig gemessen. Die genauen Positionen aller Messsensoren können der Abbildung 30 entnommen werden.



\*Messtechnikposition von HGB-POT-01,-07,-08,-09 und -10 abweichend

**Abbildung 30:** Messtechnikplan mit den genauen Positionen der induktiven Wegaufnehmer für die mittelgroßen Push-Off-Versuche

Das Rotieren des Prüfkörpers in der Versuchseinrichtung wird durch den Querriegel aus zwei stehenden UPE 300 Stahlprofilen verhindert. Die Riegelkonstruktion ist mit dem Hallenboden verschraubt und spannt den Prüfkörper gegen die Unterkonstruktion des Prüfrahmens. Um die vertikale Kraft, die zum Abheben des Prüfkörpers führt, exakt messen zu können, werden zwei 100 kN Kraftmessdosen zwischen dem Querriegel und den mit dem Probekörper verschraubten Schweißkonsolen angeordnet. Die Schweißkonsolen werden mit jeweils 10 Spax Tellerkopfschrauben (Vollgewinde, 8 mm x 120 mm) an die Seiten des Brettschichtholzelementes geschraubt. Hierbei dient eine Holzfaserplatte als Unterlegscheibe, um den notwendigen Abstand zwischen Schweißkonsole und Granitplatte sicherzustellen und damit die horizontale Verschieblichkeit der Granitplatte zu gewährleisten. Abbildung 31 zeigt Fotos der Holz-Granit-Probekörper in der Prüfeinrichtung aus verschiedenen Perspektiven. Um den Probekörper mit der Unterkonstruktion des Prüfrahmens zu verspannen, wird vor Versuchsbeginn eine vorab definierte Vorspannkraft von etwa 10 kN auf die Riegelkonstruktion aufgebracht.



**Abbildung 31:** *Fotos der Holz-Granit-Probekörper eingebaut in den Versuchsstand zur Prüfung der Kerbverbindung und der Abhebesicherung unter asymmetrischer Schubbeanspruchung*

Für die Messdatenerfassung wird auf den Messverstärker Autolog 3000 mit der dazugehörigen Messsoftware Autosoft 3000 der Firma Peekel Instruments GmbH zurückgegriffen, wobei die Aufzeichnung der Daten mit einer Frequenz von 50 Hz erfolgt.

#### **9.4 Belastungsschema**

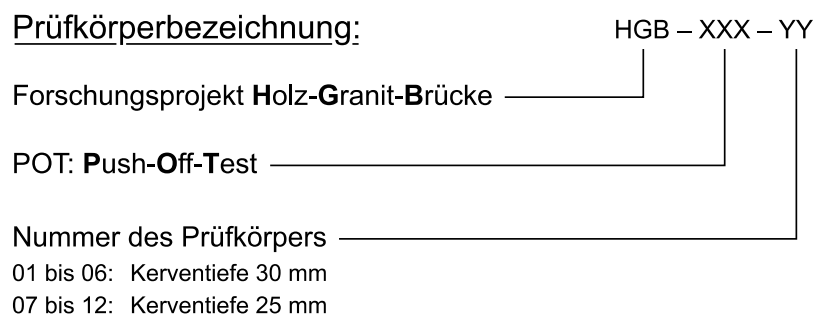
Wie zuvor bei den Slip-Block-Tests erfolgt auch die Belastung bei den mittelgroßen Versuchen nach dem in Abbildung 15 dargestellten Belastungsschema, welches auf den Vorgaben der DIN EN 383 basiert. Hierin wird empfohlen, vor der eigentlichen Tragfähigkeitsprüfung einen Vorbelastungszyklus bis  $0,4 \cdot F_{\max, \text{est}}$  durchzuführen. Die Last ist auf  $0,4 \cdot F_{\max, \text{est}}$  zu steigern und anschließend für eine gewisse Zeit konstant zu halten. Als Nächstes ist die Last auf

$0,1 \cdot F_{\max, \text{est}}$  zu verringern und wieder für eine gewisse Zeit konstant zu halten. Erst daraufhin erfolgt die eigentliche Tragfähigkeitsprüfung, bei der die Prüflast so lange gesteigert wird, bis das Versagen des Probekörpers eintritt. Während die DIN EN 383 eine Haltezeit von 30 Sekunden fordert, wurde diese für die Push-Off-Tests abweichend zu 60 Sekunden gewählt. Die Höchstlast  $F_{\max, \text{est}}$  der Versuche wurde vorab auf Basis der Ergebnisse aus den Slip-Block-Versuchen zu 500 kN abgeschätzt. Daraus ergeben sich für den Vorbelastungszyklus eine obere Haltekraft von 200 kN und eine untere Haltekraft von 50 kN. Für die Ermittlung der Tragfähigkeit wurde angenommen, dass das Abscheren des Vorholzes – wie in den vorangegangenen Slip-Block-Versuchen – den maßgebenden Versagensmechanismus darstellt. Die Schubfestigkeit wurde mit 4,5 N/mm<sup>2</sup> angesetzt, was dem Wert für die maximale Schubspannung im Vorholz entspricht, der in den langen Slip-Block-Versuchen im Mittel gemessen werden konnte. Dabei wurden die Ergebnisse der langen Slip-Block-Versuche herangezogen, da die in den kurzen Slip-Block-Versuchen ermittelte Schubfestigkeit aufgrund der Interaktion von Schubspannung und Querdruk vergleichsweise hoch ausfällt und somit für die Dimensionierung der Push-Off-Tests, bei denen planmäßig kein Querdruk auftritt, ungeeignet erscheint. Zwar sind auch die Ergebnisse der langen Slip-Block-Tests nicht völlig frei von einer Schubspannungs-Querdruk-Interaktion, werden jedoch für eine erste Versuchsdimensionierung als ausreichend angesehen.

Obwohl die Probekörper HGB-POT-01 bis -06 eine andere Kerventiefe als die Probekörper HGB-POT-07 bis -12 aufwiesen, wurde die Belastung in allen Versuchen einheitlich nach dem oben beschriebenen Belastungsschema aufgebracht. Die Belastung erfolgte kraftgesteuert mit einer Prüfgeschwindigkeit von 36 kN/min. Es sei darauf hingewiesen, dass Abweichungen vom beschriebenen Belastungsschema möglich sind, da die Steuerung des Prüfzylinders per Hand durch Öffnen bzw. Schließen eines Regelventils an der Hydraulikpumpe erfolgte.

## 9.5 Versuchsergebnisse

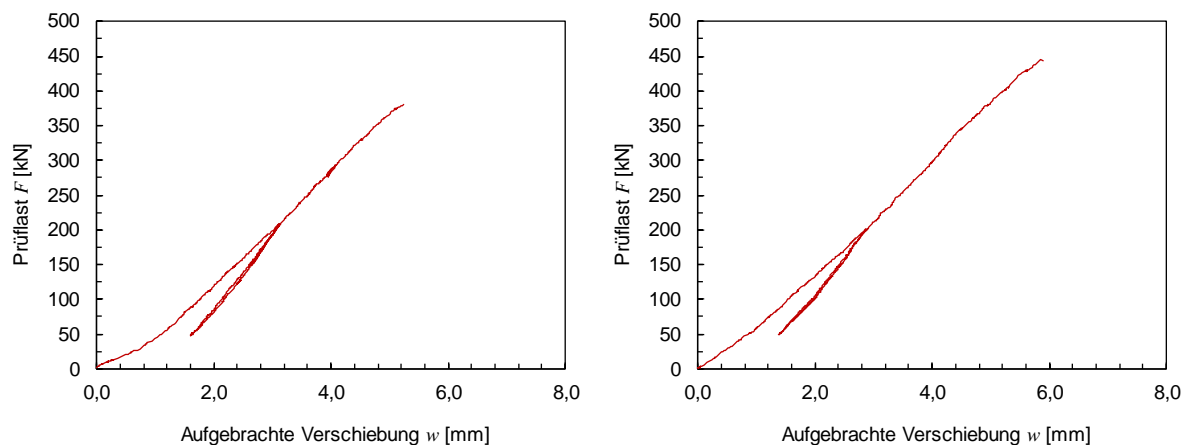
Die Versuchsserie an den mittelgroßen Push-Off-Probekörpern umfasst insgesamt 12 Versuche. Um unterschiedliche Kerventiefen zu untersuchen, wurden die ersten 6 Probekörper mit einer Soll-Kerventiefe von 30 mm (HGB-POT-01 bis -06) und die verbleibenden 6 Probekörper mit einer Soll-Kerventiefe von 25 mm (HGB-POT-07 bis -12) getestet. Abbildung 32 erläutert die im Rahmen der Push-Off-Versuche verwendete Prüfkörperbezeichnung, die auch in der nachfolgenden Versuchsauswertung verwendet wird.



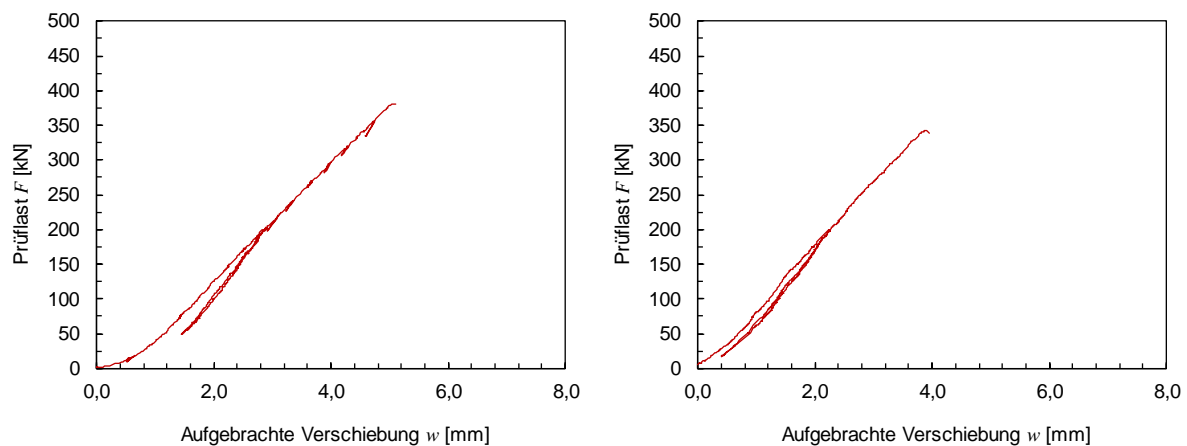
**Abbildung 32:** Erläuterung der in den Push-Off-Versuchen verwendeten Prüfkörperbezeichnung

Abbildung 33 zeigt exemplarisch für die Probekörper HGB-POT-04 und -06 mit 30 mm Kerventiefe die auf den Probekörper aufgebrachte Verschiebung in Abhängigkeit der gemessenen Prüfkraft. Dem gegenübergestellt sind in Abbildung 34 die Kraft-Verschiebungs-Diagramme

der Probekörper HGB-POT-08 und -11 mit 25 mm Kerventiefe. Der in den Slip-Block-Versuchen festgestellte linear elastische Zusammenhang zwischen der auf den Probekörper aufgebrachtene Verformung und der gemessenen Prüfkraft konnte auch in den mittelgroßen Push-Off-Tests (POT) bestätigt werden. In den abgebildeten Kraft-Verschiebungs-Diagrammen liegen die gemessenen Daten annähernd auf einer Geraden, was bedeutet, dass die aufgebrachte Verformung proportional zur gemessenen Kraft ist. Im unteren Lastbereich ist außerdem der vorab durchlaufene Vorbelastungszyklus deutlich zu erkennen. Der Be- und Entlastungsast des Vorbelastungszyklus liegen im Diagramm auf derselben Geraden, die Verformung ist also vollständig elastisch und es bleiben keine bleibenden (plastischen) Verformungen zurück.



**Abbildung 33:** *Links: Kraft-Verschiebungs-Diagramm des Probekörpers HGB-POT-04  
Rechts: Kraft-Verschiebungs-Diagramm des Probekörpers HGB-POT-06*



**Abbildung 34:** *Links: Kraft-Verschiebungs-Diagramm des Probekörpers HGB-POT-08  
Rechts: Kraft-Verschiebungs-Diagramm des Probekörpers HGB-POT-11*

Auffällig ist jedoch, dass sich der Probekörper während der ersten Belastung bis zur ersten Haltestufe deutlich weicher verhält als bei der anschließenden Entlastung und der Wiederbelastung bis zum Bruch. Vor allem in den niedrigen Lastbereichen ( $< 50$  kN) kommt es zu einem stark überproportionalen Anwachsen der Verformungen, was besonders deutlich in den beiden linken Diagrammen in Abbildung 33 und Abbildung 34 zu erkennen ist. Ursache für dieses Verhalten ist vermutlich der im Versuchsaufbau vorhandene Schlupf, der beispielsweise durch nicht perfekt anliegende Kontaktflächen verursacht wird. Infolgedessen treten zwischen diesen Kontaktflächen Relativverschiebungen auf, die nicht auf die Dehnung des Probekörpers unter



Last zurückzuführen sind und somit die Messergebnisse verzerren. Erst im Verlauf der Erstbelastung wird der Schlupf langsam abgebaut, bis er bei der anschließenden Ent- und Wiederbelastung keinen Einfluss mehr auf die Messung ausübt.

Im Gegensatz zu den Slip-Block-Tests liefern die Kraft-Verschiebungs-Diagramme keinerlei Hinweise auf das Aufreißen der auf Zug beanspruchten Vergussfuge aus Polymerbeton. Das Fugenversagen ist weder visuell durch ein Abfallen der Prüfkraft in den Kraft-Verschiebungs-Diagrammen zu erkennen, noch war es im Versuch akustisch von einem deutlich wahrnehmbaren Knall begleitet. Stattdessen bildete sich ohne erkennbare Begleiterscheinungen ein Riss, der mit dem Überschreiten der Zugfestigkeit des Polymerbetons auftrat und mit zunehmender Last kontinuierlich anwuchs. Der Riss verläuft dabei stets durch den Granit und kann nach DIN EN ISO 10365 als kohäsiver Fügeiteilbruch und/oder fügeteilseitiger Grenzschichtbruch klassifiziert werden. Ein typisches Rissbild zeigt Abbildung 35.



**Abbildung 35:** *Rissbild der Vergussfuge aus Polymerbeton beim Probekörper HGB-POT-03 (Riss wurde zur besseren Sichtbarkeit nachgezeichnet)*

Alle Probekörper der Serie HGB-POT zeigten ein annähernd linear-elastisches Versagen bis zum Bruch, der spröde durch ein Schubversagen des Holzes eintrat. Das Vorholz wurde dabei vom Kervengrund aus über die gesamte Breite des Probekörpers und entlang der gesamten Länge des Vorholzes gleichmäßig abgeschert. Es kam zu einer vollständigen Separation zwischen dem in Form eines einzelnen Bretts abgescherten Holzstück und dem restlichen Brett-schichtholzelement. Abbildung 36 zeigt die Bruchflächen ausgewählter Probekörper kurz nach dem Schubversagen des Vorholzes. Die Bruchflächen verlaufen überwiegend eben und entlang der Jahresringe des Holzes. Für die Probekörper mit einer Soll-Kerventiefe von 30 mm liegt die Bruchlast im Mittel bei 421,9 kN, während sich für die Probekörper mit 25 mm Soll-Kerventiefe eine erwartungsgemäß geringere mittlere Bruchlast von 369,7 kN ergibt. Die Variationskoeffizienten sind mit 0,068 ( $h_n = 30$  mm) und 0,098 ( $h_n = 25$  mm) vergleichsweise gering. Zur Verdeutlichung des linearen Zusammenhangs zwischen der Bruchlast und der Kerventiefe können deren Verhältnismerte verglichen werden. Das Verhältnis der tatsächlichen am Probekörper gemessenen Kerventiefen beträgt  $25,9 \text{ mm} / 29,0 \text{ mm} = 0,89$ , während das Verhältnis der Bruchlasten zu  $369,7 \text{ kN} / 421,9 \text{ kN} = 0,88$  bestimmt werden kann. Da die beiden Verhältnisse sehr nah beieinanderliegen, kann von einem linearen Zusammenhang zwischen der Kerventiefe und der Bruchlast ausgegangen werden, was wiederum die in Gleichung (6) beschriebene Beziehung bestätigt.

Für die gesamte Versuchsserie liegt der Mittelwert der Bruchlast unter Berücksichtigung aller 12 Versuche bei 395,8 kN mit einem Variationskoeffizienten von  $COV = 0,105$ . Kurz vor dem Versagen des Probekörpers war ein zunehmend lauter und regelmäßiger werdendes Knistern und Knacken im Holz wahrnehmbar, bevor das Vorholz schlagartig mit einem lauten Knall abscherete. Bereits ab einer Prüflast von etwa 300 kN war im Versuch ein regelmäßiges Knistern bzw. leises Knacken im Holz zu hören. Der Bruch, in dessen Folge sich Holz und Granit horizontal um mehrere Zentimeter relativ zueinander verschoben haben, führte zu einem vollständigen Abfall der Prüfkraft und zur kompletten Entlastung des Versuchskörpers. Nach dem Versagen ließen sich die Probekörper (inklusive der Abhebesicherung) problemlos demontieren und Holz und Granit sortenrein trennen.

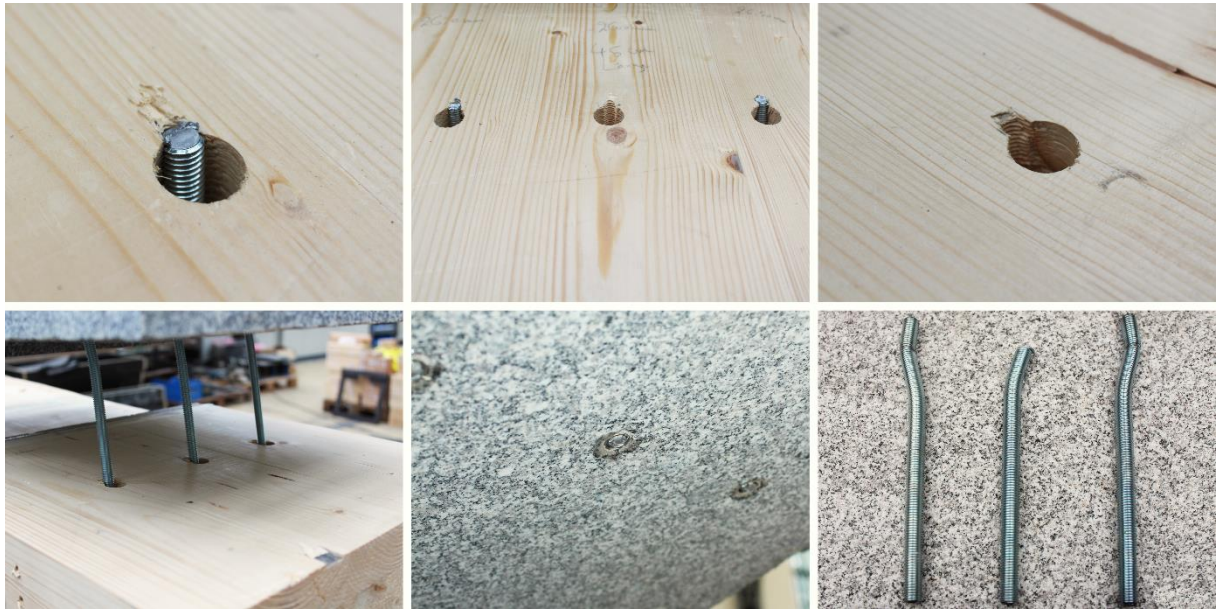


**Abbildung 36:** Bruchbild der Push-Off-Versuchskörper HGB-POT-02, -08, -09 und -10 nach ihrem Versagen durch Vorholzabscheren

Bei der Montage der Abhebesicherung kamen Gewindestangen der Nenngröße M10 in zwei unterschiedlichen Festigkeitsklassen zum Einsatz, was zu zwei leicht voneinander abweichenden Versagensbildern führte. Bei etwa der Hälfte der Probekörper (HGB-POT-01, -07, -08, -09 und -10) wurden Gewindestangen der Güte 4.8 verbaut, wohingegen für die andere Hälfte auf höherfeste Gewindestangen der Güte 8.8 zurückgegriffen wurde. Weil das Abscheren des Vorholzes zu großen, plötzlichen Relativverschiebungen zwischen der Granitplatte und dem Brettschichtholzträger führte, wirkte die gesamte Schubkraft der Verbindung kurzfristig als Querbeanspruchung auf die Gewindestangen. Diese Zusatzbeanspruchung im Versagenszustand führte dazu, dass die Gewindestangen der Güte 4.8 kurz oberhalb der Einschrauböffnung des Verbundpreisdübels abgescheret wurden. Die Bruchfläche liegt in einer Ebene mit der Scherfuge. Die Gewindestangen der Güte 8.8 hingegen rissen aufgrund der höheren Materialfestigkeit nicht, sondern wurden durch das Kervenversagen lediglich s-förmig verbogen (siehe Abbildung 37). Dies hatte zur Folge, dass auch die horizontalen Relativverschiebungen



zwischen der Granitplatte und dem Brettschichtholzträger in den betroffenen Versuchen deutlich geringer ausfielen. In allen Fällen jedoch wurden die Gewindestangen in Lastrichtung stark ins Holz eingedrückt (siehe Abbildung 37). Abgesehen von ihrem Verhalten im Bruchzustand hatten die unterschiedlichen Festigkeitsklassen der Gewindestangen keinen Einfluss auf die weiteren Versuchsergebnisse. Daher soll im Folgenden nicht weiter zwischen den Probekörpern mit Gewindestangen der Güte 4.8 und 8.8 differenziert werden.



**Abbildung 37:** *Versagensbilder der Abhebesicherung: Abgescherzte Gewindestangen der Güte 4.8 und s-förmig verbogene Gewindestangen der Güte 8.8*

Weil die Prüfkraft parallel zur Verbundfuge eingeleitet wird, ist keine Umrechnung erforderlich und die Kervenkraft  $F_v$  ist gleich der auf den Probekörper aufgebrachten Prüflast  $F$ . Die aus der Bruchlast errechneten maximalen Druck- und Schubspannungen im Vorholz sind für die einzelnen Versuche der Serie HGB-POT in Tabelle 9 zusammengefasst. Für die Ermittlung der Spannungen wird davon ausgegangen, dass Schubkraftübertragung zwischen dem Granit- und dem Holzquerschnitt ausschließlich über Druck an der belasteten Kervenflanke erfolgt. Die gesamte Prüfkraft wird also von einer 30 mm bzw. 25 mm x 450 mm großen Fläche an der Kerbe aufgenommen. Die Druckspannungen werden gleichmäßig über diese Fläche verteilt angenommen, sodass die maximale Druckspannung über den Quotienten aus Bruchkraft und Fläche der Kervenflanke ermittelt werden kann. Die Berechnung der maximalen Schubspannung erfolgt ebenfalls unter Annahme einer konstanten Spannungsverteilung, wobei hier die wirksame Schubfläche zugrunde zu legen ist. Zwar ist der tatsächliche Schubspannungsverlauf entlang der Vorholzlänge hochgradig nichtlinear, jedoch haben Untersuchungen gezeigt, dass die Schubspannungen über eine rechnerische Vorholzlänge von  $8 \cdot h_n$  näherungsweise als gleichmäßig verteilt angenommen werden dürfen [Sch20]. Daraus ergeben sich für die Probekörper mit einer Soll-Kerventiefe von 30 mm die maximalen Spannungen im Mittel zu 32,3 N/mm<sup>2</sup> (Druck) und 4,0 N/mm<sup>2</sup> (Schub). Bei den Probekörpern mit einer Soll-Kerventiefe von 25 mm liegt der Mittelwert der maximalen Druckspannung bei 31,7 N/mm<sup>2</sup>, während der Mittelwert der maximalen Schubspannung ebenfalls 4,0 N/mm<sup>2</sup> beträgt. Die Variationskoeffizienten können für die beiden Unterserien zu 0,061 ( $h_n = 30$  mm) und 0,083 ( $h_n = 25$  mm) bestimmt werden. Hierbei fällt auf, dass die in den Versuchen gemessenen maximalen Span-

nungen für die Probekörper mit 30 mm und 25 mm Kerventiefe sehr ähnlich sind. Diese Beobachtung entspricht den Erwartungen, da eine Reduzierung der Kerventiefe zwar zu einer Verringerung der Traglast führt, die Spannungen, die die Festigkeit des Materials überschreiten und so das Versagen des Probekörpers einleiten, jedoch unabhängig von der Tiefe der Kerne sind und daher gleich sein müssen – vorausgesetzt, der Versagensmechanismus ändert sich aufgrund der verringerten Kerventiefe nicht.

**Tabelle 9:** *Tabellarische Zusammenfassung der mittelgroßen Push-Off-Tests (POT) an Holz-Granit-Probekörpern*

Probekörper	Soll-Kerventiefe	Ist-Kerventiefe	Probekörperbreite	Vorholzlänge	Rechn. Länge zur Schubübertragung	Bruchlast	Abhebekraft bei $F_{\max}$	Druckspannung an Kervenflanke	Schubspannung im Vorholz
	$h_{n,\text{soll}}$	$h_n$	$b$	$l_v$	$l_{\min}$	$F_{\max}$	$F_{\text{lift}}$	$\sigma_c$	$\sigma_v$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
HGB-POT-01*	30	29,5	450,0	449,0	236,0	454,7	63,5	34,3	4,3
HGB-POT-02	30	29,0	449,5	449,3	232,0	403,9	57,4	31,0	3,9
HGB-POT-03	30	28,7	450,0	450,3	229,3	408,2	61,4	31,6	4,0
HGB-POT-04	30	28,8	449,5	449,5	230,7	380,6	56,1	29,4	3,7
HGB-POT-05	30	29,1	450,0	450,0	232,7	438,6	62,2	33,5	4,2
HGB-POT-06	30	29,0	450,0	449,5	232,0	445,4	67,8	34,1	4,3
HGB-POT-07*	25	26,0	450,0	449,0	208,0	379,0	56,6	32,4	4,0
HGB-POT-08*	25	26,0	450,0	450,0	208,0	380,4	57,8	32,5	4,1
HGB-POT-09*	25	26,2	449,0	449,0	209,3	399,3	63,1	34,0	4,2
HGB-POT-10*	25	26,3	449,0	450,0	210,7	405,4	55,7	34,3	4,3
HGB-POT-11	25	26,0	449,0	449,5	208,0	343,3	49,9	29,4	3,7
HGB-POT-12	25	25,0	449,0	449,5	200,0	310,6	51,3	27,7	3,5

\*Abhebesicherung mit Gewindestangen der Güte 4.8 (statt 8.8)

Unter Berücksichtigung aller 12 Versuche ergeben sich die maximale Druck- und Schubspannung im Vorholz zu 32,0 N/mm<sup>2</sup> beziehungsweise 4,0 N/mm<sup>2</sup> bei einem Variationskoeffizienten von 0,070. Dieser Spannungszustand steht im Einklang mit dem in den Versuchen beobachteten Versagensmechanismus: Ein Druckversagen des Holzes trat in den Push-Off-Tests nicht auf, da die maximale Druckspannung im Vorholz in allen Versuchen kleiner als die Druckfestigkeit des Brettschichtholzes war. Die mittlere Druckfestigkeit parallel zur Faser konnte in Druckversuchen an 50 mm x 50 mm x 100 mm großen Brettschichtholzprismen, die aus den Slip-Block-Probekörpern herausgesägt wurden, zu etwa 36 N/mm<sup>2</sup> bestimmt werden (siehe Kapitel 8.6). Die mittlere maximale Schubspannung hingegen liegt in einer realistischen Größenordnung für die Schubfestigkeit eines Brettschichtholzes der Festigkeitsklasse GL28c und erklärt so das in den Versuchen beobachtete Holz-Schubversagen. Einen ersten Richtwert für Schubfestigkeit liefert die DIN EN 14080, welche für ein kombiniertes Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL28c eine charakteristische Festigkeit von  $f_{v,g,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$  vorschreibt. Unter Annahme einer log-normalverteilten Schubfestigkeit und eines Variationskoeffizienten von 20 % kann aus dem 5%-Quantilwert der Mittelwert der Schubfestigkeit berechnet werden. Das

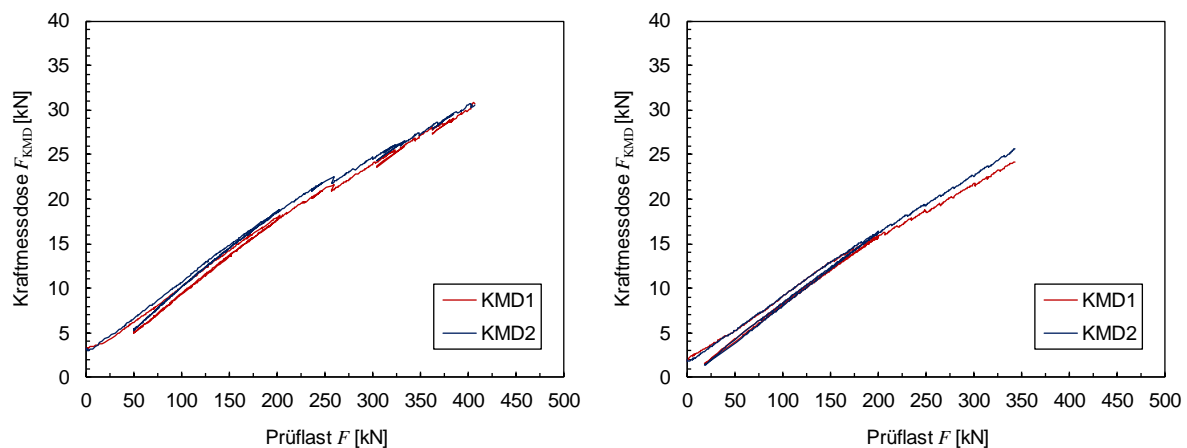
Ergebnis ist eine mittlere Schubfestigkeit von  $f_{v,g,m} = 4,9 \text{ N/mm}^2$ . Dass die tatsächliche Schubfestigkeit der POT-Probekörper geringer ausfällt, kann verschiedene Ursachen haben: Neben der Größe der Probekörper können auch Astlöcher, Schwindrisse oder sonstige Fehlstellen im Holz die Schubfestigkeit negativ beeinflussen und dazu führen, dass die tatsächliche Schubfestigkeit der Prüfkörper aus Brettschichtholz unterhalb des berechneten Wertes liegt. Denkbar wäre auch, dass das Abheben der Granitplatte bedingt durch die Holz-Granit-Verklebung Zugspannungen im Vorholz hervorruft, die aufgrund der Schubspannungs-Querzug-Interaktion die Schubfestigkeit zusätzlich reduzieren könnten. Der Einfluss von Quer- und Längsspannungen auf die Schubfestigkeit von Brettschichtholz wurde in [Spe82] untersucht. SPENGLER entnahm stichprobenartig Lamellen aus verschiedenen Brettschichtholzträgern und führte Schubversuche an kleinformatischen Brettelelementen durch (Abbildung 23). Dabei wurde der Großteil der Proben zusätzlich einer Querbeanspruchung ausgesetzt, um den Einfluss von Querdruck- und Querzugspannungen auf die maximal erreichbare Schubbeanspruchung zu untersuchen. Es konnte gezeigt werden, dass Querdruckspannungen eine Steigerung der Schubfestigkeit bewirken, wohingegen Querzugspannungen diese deutlich reduzieren [Spe82]. Demzufolge könnten auch im Vorholz vorherrschende Querzugspannungen eine mögliche Erklärung für die niedrige gemessene Schubfestigkeit der POT-Probekörper sein. Ob die Rotation der Granitplatte tatsächlich Zugspannungen im Vorholz hervorruft, ist im Rahmen weiterführender Studien (z.B. durch Finite-Elemente-Simulationen) zu belegen.

In der Literatur schwanken die experimentell ermittelten Werte für die Schubfestigkeit von Brettschichtholz erheblich, da die Festigkeit stark vom verwendeten Holz und dem gewählten Versuchsaufbau abhängig ist. Beispielsweise wurden in [Geh19] bei 3-Punkt-Biegeversuchen an Trägern aus Fichten-Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL32c Schubfestigkeiten zwischen 3,2 und 5,4 N/mm<sup>2</sup> gemessen.

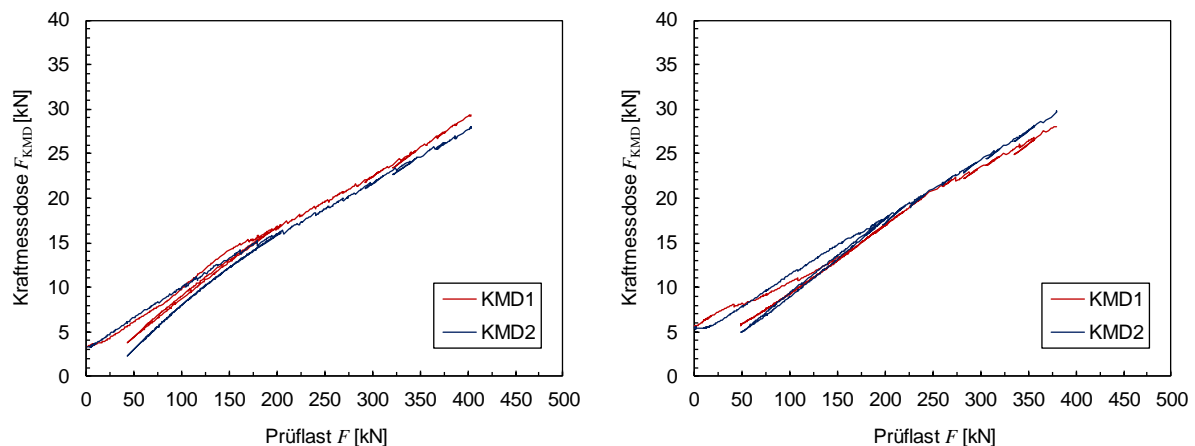
## 9.6 Auswertung der Abhebekraft

Das durch das Versatzmoment hervorgerufene Abheben des Prüfkörpers in der Versuchseinrichtung wird durch die Riegelkonstruktion konstruktiv verhindert. Mithilfe von zwei 100 kN Kraftmessdosen wird während des Versuchs die vertikale Kraft gemessen, mit der der Probekörper gegen den Querriegel aus zwei UPE 300 Profilen gedrückt wird. Die aufaddierten Kräfte beider Kraftmessdosen ergeben planmäßig die Abhebekraft. Abbildung 38 zeigt die Messergebnisse der beiden Kraftmessdosen in Abhängigkeit der aufgebrachten Prüflast beispielhaft für die Probekörper HGB-POT-03 und -11. Den dargestellten Diagrammen ist zu entnehmen, dass die Messdaten nahezu auf einer Geraden liegen und sich die mit den Kraftmessdosen gemessene Kraft demzufolge proportional zur aufgebrachten Prüflast verhält. Dies bestätigt die Annahme der DIN CEN/TS 19103, wonach sich der Zusammenhang zwischen der horizontalen Kervenkraft und der vertikalen Abhebekraft über die lineare Beziehung in Gleichung (10) beschreiben lässt. Der Proportionalitätsfaktor ist hier der Tangens des Druckstrebenwinkels  $\theta$ . Die Hysteresen im unteren Lastbereich der Diagramme sind auch hier auf den Vorbelastungszyklus zurückzuführen, der vor der eigentlichen Tragfähigkeitsprüfung durchgeführt wurde. Während dieses Zyklus wurde die Last einmal bis auf  $0,4 \cdot F_{\max}$  (200 kN) gesteigert und anschließend wieder auf  $0,1 \cdot F_{\max}$  (50 kN) entlastet. Zudem zeigen die Diagramme in Abbildung 38, dass die Messwerte der Kraftmessdosen KMD1 und KMD2 auf derselben Gerade liegen, was darauf hinweist, dass beide nahezu identische Kräfte messen. Da sich die Abhebekraft symmetrisch auf die beiden Kraftmesssensoren verteilt, kann von einem gleichmäßigen Abheben des Probekörpers ausgegangen werden. Diese Beobachtung konnte –

wenn auch nicht in gleicher Qualität – in allen Versuchen der Serie HGB-POT festgestellt werden. Darüber hinaus fällt auf, dass die Geraden nicht im Ursprung des Diagramms beginnen, sondern beide Kraftmesssensoren bereits vor Belastungsbeginn eine geringe Kraft von etwa 5 kN anzeigen. Dabei handelt es sich um die bereits erwähnte Vorspannkraft, mit der der Querriegel den Probekörper auf die Unterkonstruktion des Versuchstandes drückt. Vor Versuchsbeginn wurden die Muttern der DYWIDAG-Ankerstangen auf beiden Seiten der Riegelkonstruktion leicht angezogen und so lange nachgezogen, bis beide Kraftmessdosen in etwa die gleiche Kraft anzeigten.



**Abbildung 38:** Messergebnisse der beiden Kraftmessdosen zur Messung der vertikalen Abhebekraft (Probekörper HGB-POT-03 links und HGB-POT-11 rechts)



**Abbildung 39:** Messergebnisse der beiden Kraftmessdosen zur Messung der vertikalen Abhebekraft (Probekörper HGB-POT-02 links und HGB-POT-08 rechts)

Für die Beurteilung des Berechnungsansatzes zur Ermittlung der vertikalen Abhebekraft werden nachfolgend die gemessenen und berechneten Abhebekräfte gegenübergestellt und miteinander verglichen. Die im Versuch gemessenen sowie die berechneten Abhebekräfte sind für die beiden Probekörper HGB-POT-03 und -11 in Abbildung 40 gegenübergestellt. Hierbei entspricht die gemessene Abhebekraft den aufaddierten Kraftmesswerten von KMD1 und KMD2. Die rechnerische Abhebekraft kann hingegen über die Neigung der Druckstrebe im Fachwerkmodell abgeschätzt werden. Dazu wird der Druckstrebenwinkel  $\theta$  mithilfe trigonometrischer Beziehungen aus der Probekörpergeometrie berechnet. Für das Fachwerkmodell wird angenommen, dass die horizontale Schubkraft an der Abhebesicherung umgelenkt wird und dann unter dem Winkel  $\theta$  geneigt bis zur Mitte der Kerbe verläuft, wo sie die beanspruchte



Kervenflanke auf halber Höhe schneidet (siehe Abbildung 5). Für den in Abbildung 29 dargestellten Push-Off-Probekörper kann die Druckstrebenneigung dann mit der folgenden Gleichung ermittelt werden:

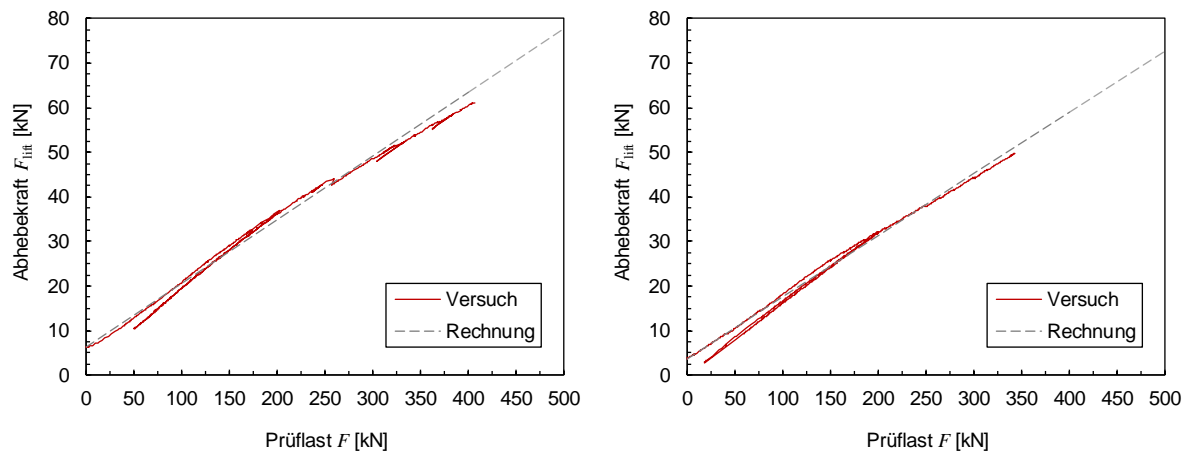
$$\tan(\theta) = \frac{\frac{h_n}{2} + \frac{h_1}{2}}{l_n + \frac{l_s}{2}} \quad (14)$$

Daraus ergibt sich für die Probekörper mit 30 mm Kerventiefe ein Druckstrebenwinkel von 8,1° und für die Probekörper mit 25 mm Kerventiefe ein leicht flacherer Winkel von 7,9°. Im Anschluss kann die vertikale Zugkraft in der Abhebesicherung  $F_t$  mithilfe von Gleichung (10) aus der Kervenkraft  $F_v$  berechnet werden. Alles in allem zeigt die Gegenüberstellung der berechneten und gemessenen Abhebekraft in Abbildung 40 eine gute Übereinstimmung der Messdaten mit den Rechenwerten aus dem Fachwerkmodell. Insbesondere bei den Probekörpern HGB-POT-03 und -11 führt die Berechnung der vertikalen Zugkraft in der Abhebesicherung zu sehr guten Ergebnissen. Die Abweichung zwischen der mithilfe der beiden Kraftmessdosen gemessenen Kraft und der über das Fachwerkmodell berechneten Abhebekraft beträgt durchschnittlich lediglich 3,3 % (HGB-POT-03) bzw. 4,6 % (HGB-POT-11). Etwas weniger zufriedenstellend sind hingegen die Ergebnisse der Probekörper HGB-POT-02 und -08, wo die Abweichungen im Durchschnitt bei 18,6 % und 19,5 % liegen. Wie in Abbildung 41 deutlich zu erkennen ist, treten hier besonders im hohen Lastbereich die größten Diskrepanzen zwischen gemessener und berechneter Abhebekraft auf. Trotzdem ermöglicht das Fachwerkmodell eine hinreichend präzise Abschätzung der vertikalen Zugkraft in der Abhebesicherung. Mit Ausnahme einiger weniger Versuche übersteigen die berechneten Abhebekräfte über das gesamte Lastspektrum hinweg stets die tatsächlich gemessenen Werte. Im Bereich der Bruchlast sind die berechneten Kräfte sogar ausnahmslos höher als die gemessenen, wodurch die Rechenwerte für den GZT stets auf der sicheren Seite liegen. Demzufolge kann das in der DIN CEN/TS 19103 für die Bemessung der Abhebesicherung bei HBV-Konstruktionen empfohlene Fachwerkmodell auch auf Holz-Granit-Kervenverbindungen angewendet werden.

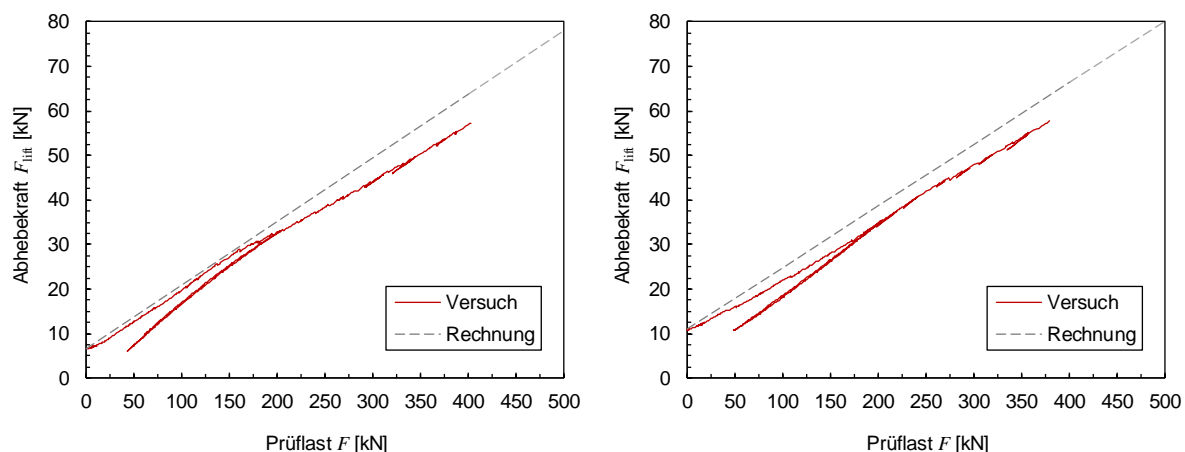
Aussagen zur Tragfähigkeit der entwickelten Abhebesicherung sind auf Grundlage der Versuchsergebnisse der Push-Off-Tests nicht möglich, da in keinem der 12 durchgeführten Versuche das Versagen der Abhebesicherung der primäre Versagensmechanismus war. Stattdessen war stets das Versagen der Kerve entscheidend für die Tragfähigkeit der Probekörper. Das in einigen Versuchen beobachtete Reißen der Gewindestangen der Abhebesicherung ist lediglich eine Begleiterscheinung des Primärversagens, also des Kervenversagens, das durch die großen Relativverschiebungen zwischen Holz und Granit sowie die plötzliche Querbeanspruchung der Gewindestangen ausgelöst wurde. Aus diesem Grund können keine präzisen Angaben zur tatsächlichen Bruchlast der Abhebesicherung unter reiner axialer Zugbeanspruchung gemacht werden.

Maßgebend für die Tragfähigkeit der Abhebesicherung ist entweder ein Zugversagen der Gewindestange, ein Druckversagen des Holzes unterhalb der Ankerplatte oder ein Versagen des Verbunddübel systems. Dabei resultieren Unsicherheiten vor allem aus dem letzten Versagensmechanismus, da der MKT Verbunddübel vom Typ VMZ-IG ursprünglich für Bauteile aus Beton und nicht aus Granit entwickelt wurde. Die Bemessung des Verbundspreißdübels in Granit erfolgt dennoch nach ETA-04/0092 unter der Annahme eines ungerissenen Betons der

Festigkeitsklasse C50/60 [Z-13.4-150]. In Anbetracht der herausragenden Materialeigenschaften des Granits erscheint diese Annahme jedoch etwas konservativ, weshalb die Bemessung des Verbunddübels in Granit vermutlich sehr auf der sicheren Seite liegt.



**Abbildung 40:** Vergleich der im Versuch gemessenen Abhebekraft mit der aus dem Fachwerkmodell berechneten Abhebekraft (Probekörper HGB-POT-03 links und HGB-POT-11 rechts)



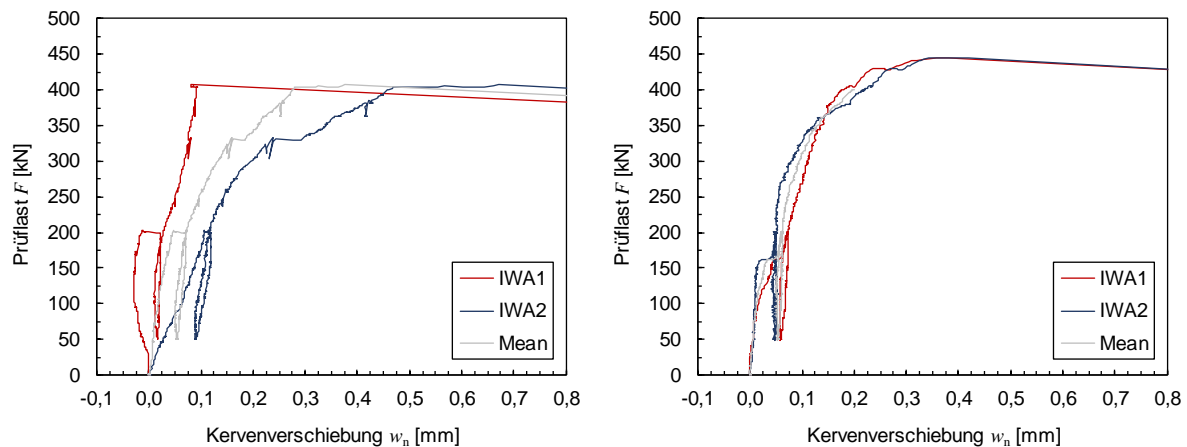
**Abbildung 41:** Vergleich der im Versuch gemessenen Abhebekraft mit der aus dem Fachwerkmodell berechneten Abhebekraft (Probekörper HGB-POT-02 links und HGB-POT-08 rechts)

In allen der 12 durchgeführten Push-Off-Versuche liegen die mit den Kraftmessdosen gemessenen Abhebekräfte unterhalb der rechnerischen Tragfähigkeit der Dübelgruppe. Diese konnte in der Bemessung nach ETA-04/0092 vorab zu 78,5 kN ermittelt werden, wobei das Spalten des Granits den maßgebenden Versagensmechanismus darstellt. Die in den Versuchen gemessenen maximalen Abhebekräfte, also die mit den Kraftmessdosen bei der Bruchlast  $F_{\text{max}}$  gemessenen Kräfte, sind in Tabelle 9 zusammengefasst und liegen alle unter der charakteristischen Tragfähigkeit von 78,5 kN.

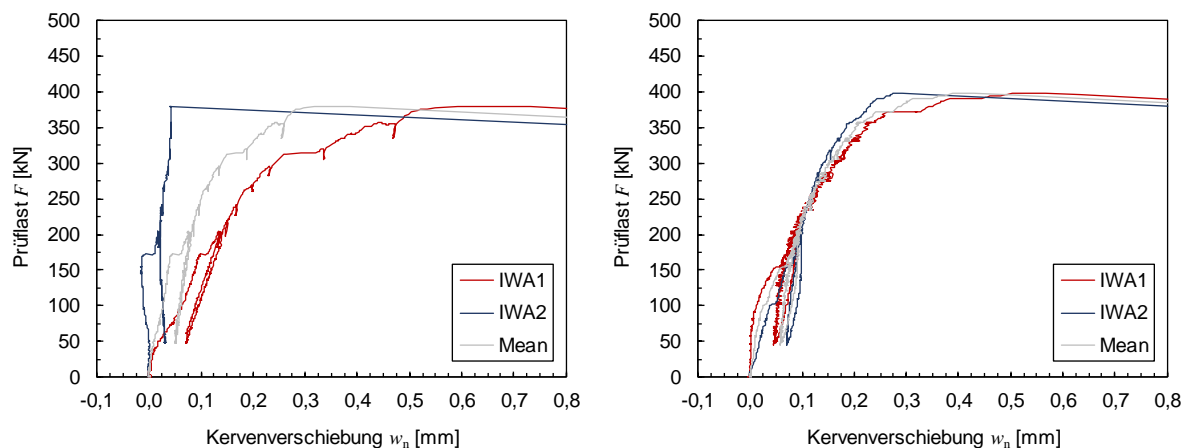
## 9.7 Auswertung des Verschiebungsmoduls

In den vorangegangenen Slip-Block-Tests konnten vergleichsweise hohe Verschiebungsmoduln festgestellt werden, die etwa vier- bis achtmal so groß sind wie der empfohlene Wert gemäß DIN CEN/TS 19103. Daher sollen diese Werte anhand der Ergebnisse der durchgeführten Push-Off-Tests überprüft und verifiziert werden. Es wird angenommen, dass der geneigte Versuchsaufbau der Slip-Block-Tests aufgrund der in der Verbundfuge auftretenden

Querdruckspannungen die Versuchsergebnisse verzerrt und zu unrealistisch hohen Werten für den Verschiebungsmodul führt. Da die Einleitung der Prüfkraft in die Push-Off-Probekörper so gewählt wurde, dass hier in der Verbundfuge keine Querdruckspannungen auftreten, werden die tatsächlichen Verhältnisse, wie sie in einem biegebeanspruchten Träger vorkommen, realistischer widerspiegelt.



**Abbildung 42:** Links: gemessene Kervenverschiebungen beim Probekörper HGB-POT-03  
Rechts: gemessene Kervenverschiebungen beim Probekörper HGB-POT-06



**Abbildung 43:** Links: gemessene Kervenverschiebungen beim Probekörper HGB-POT-08  
Rechts: gemessene Kervenverschiebungen beim Probekörper HGB-POT-09

Die Ermittlung des Verschiebungsmoduls erfolgt nach dem in Kapitel 8.5 beschriebenen Verfahren als Sekantenmodul im linear-elastischen Bereich des Kraft-Verschiebungs-Diagramms. Hierzu wird die Steigung der Sekanten zwischen 10 und 40 Prozent der erwarteten Maximallast  $F_{\max, \text{est}}$  berechnet, was dem in der DIN EN 383 empfohlenen Vorgehen entspricht. Da die Prüflast horizontal in die POT-Probekörper eingeleitet wird und dadurch parallel zur Verbundfuge wirkt, ist die Kervenkraft gleich der eingeleiteten Prüflast. Eine Umrechnung der Prüflast auf den Kraftanteil parallel zur Verbundfuge ist demnach nicht notwendig. Während die Prüflast über einen Kraftmesssensor an der Druckplatte des Prüfzylinders aufgezeichnet wird, werden die Kervenverformungen mithilfe von induktiven Wegaufnehmern (IWA) auf der Vorder- und Rückseite des Probekörpers gemessen. Diese messen die Relativverschiebungen zwischen der Granitplatte und dem Brettschichtholzelement parallel zur Verbundfuge. Weiterführende Informationen zur verwendeten Messtechnik sind in Kapitel 9.3 zu finden. Abbildung 42

und Abbildung 43 stellen die gemessenen Verformungen der Kerve exemplarisch für die Probekörper HGB-POT-03, -06, -08 und -09 in Abhängigkeit der Prüflast grafisch dar. In den Diagrammen sind neben den individuellen Messdaten der beiden induktiven Wegaufnehmer IWA1 (rot) und IWA2 (blau) auch deren Mittelwert (grau) als Kurve dargestellt. Auffällig sind die teilweise erheblich voneinander abweichenden Kurvenverläufe der Messdaten von IWA1 und IWA2. Dieses Verhalten ist besonders ausgeprägt bei den Probekörpern HGB-POT-03 und -08, bei denen die Kurven für IWA1 und IWA2 unterschiedlich steil verlaufen. Vor allem während der Erstbelastung, also vor Erreichen der oberen Haltekraft von 200 kN, ist die Diskrepanz zwischen den Steigungen der Messkurven so groß, dass die Messdaten eines der beiden Wegaufnehmer kurzzeitig negative Werte annehmen. Dies widerspricht den Erwartungen, wonach sich die Granitplatte gleichmäßig in Lastrichtung verschieben sollte, was per Definition der IWAs einer positiven Relativverschiebung zum unverschieblichen Holzelement entspricht. Da jedoch bei einigen Versuchen auf der linken und rechten Seite des Probekörpers Verschiebungen mit entgegengesetzten Vorzeichen gemessen wurden, liegt die Vermutung nahe, dass die Granitplatte nicht vollkommen gerade, sondern leicht schräg verschoben wurde. Durch eine geringfügige Rotation der Granitplatte in der horizontalen Ebene verschob sich eine Ecke des Granitelements in Krafrichtung, während sich die gegenüberliegende Ecke entgegen der Krafrichtung bewegte. Als mögliche Erklärung für dieses Verhalten wird ein ungleichmäßiges Aufreißen der Vergussfuge vermutet. Bereits eine minimale Exzentrizität bei der Prüflasteinleitung kann zu einer ungleichförmigen Spannungsverteilung führen, wodurch die Vergussfuge zunächst an einer Seite des Probekörpers aufreißt und der Riss mit zunehmender Last sukzessive bis zur gegenüberliegenden Seite fortschreitet. Daraus ergeben sich unterschiedliche Steifigkeitsverhältnisse entlang der Breite des Probekörpers, was bewirkt, dass die Granitplatte leicht rotiert und sich beim Verschieben schrägstellt. Diese Vermutung wird durch die Beobachtung gestützt, dass die Kraft-Verschiebungskurven nicht mit Versuchsstart, sondern erst ab einer Prüflast von etwa 30 kN zu divergieren beginnen. Demnach könnte der Zeitpunkt, an dem die Kurvenverläufe beginnen auseinander zu driften, den Beginn des langsam einsetzenden Fugenversagens markieren. Diese These kann anhand der Beobachtungen im Versuch weder eindeutig bestätigt noch widerlegt werden, da das Aufreißen der Vergussfuge unbemerkt verlief.

Mit zunehmender Last entfernen sich die Kurven weiter voneinander, bis bei einer Prüflast zwischen 150 kN und 200 kN ein horizontaler Versatz im Verlauf der Kraft-Verschiebungskurven zu erkennen ist. Dies bedeutet, dass die Kervenverschiebung ohne merkliche Zunahme der Kraft sprunghaft um mehrere hundertstel Millimeter ansteigt. Als Grund für den sprunghaften Anstieg der Kervenverschiebung wird ebenfalls das Fugenversagen vermutet. Nachdem die mit Polymerbeton vergossene Fuge zwischen Granit und Holz über die gesamte Breite des Probekörpers aufgerissen ist, kann die Kervenkraft  $F_v$  nicht länger anteilig über Zug an der Vergussfuge übertragen werden, sondern muss nun vollständig über Druck an der druckbeanspruchten Kervenflanke übertragen werden. Der Zugkraftanteil wird schlagartig auf die druckbeanspruchte Kervenflanke umgelagert, wodurch diese eine höhere Beanspruchung erfährt und auch die Verformungen in Krafrichtung entsprechend zunehmen. Dieser sprunghafte Anstieg der Kervenverschiebung wird von den beiden IWAs aufgezeichnet und verursacht den horizontalen Versatz der Kurven im Kraft-Verschiebungs-Diagramm. Alle Versuche zeigten ein ähnliches Verhalten, wobei der Sprung in der Kraft-Verschiebungskurve im Mittel bei einer Belastung von 167 kN auftrat, was einer Zugspannung von 13,7 N/mm<sup>2</sup> (Variationskoeffizient  $COV = 0,086$ ) in der Vergussfuge entspricht. Für die Berechnung wird vereinfacht

von einer konstant über die gesamte Probekörperbreite verteilten Spannung ausgegangen. Wie in Abbildung 42 und Abbildung 43 zu erkennen ist, bewirkt der Sprung in den Kraft-Verschiebungskurven eine Angleichung der Kurvenverläufe. Ab diesem Punkt zeigen die Messdaten von sowohl IWA1 als auch IWA2 einen annähernd linearen Verlauf bis zur Bruchlast, was bedeutet, dass die gemessenen Verschiebungen proportional zur aufgebrachten Prüfkraft zunehmen. Allerdings weisen die Kurven teils immer noch stark unterschiedliche Steigungen sowie einen beträchtlichen Versatz zueinander auf. Demzufolge wird die Granitplatte vermutlich nicht exakt parallel zur Krafrichtung, sondern weiterhin leicht schräg verschoben.

**Tabelle 10:** *Ermittlung des Verschiebungsmoduls für die Push-Off-Probekörper (POT) zwischen 10 und 40 Prozent der erwarteten Maximallast (in Anlehnung an die DIN EN 383)*

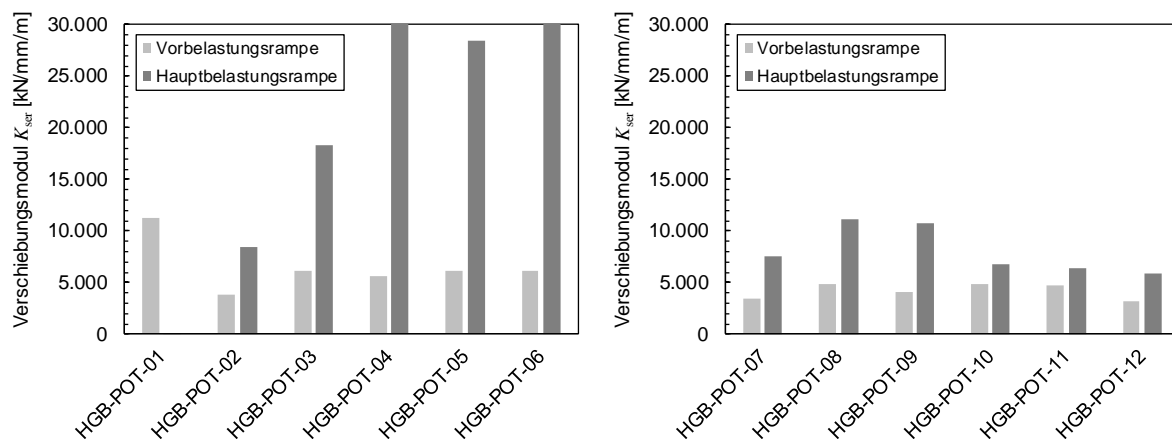
Probekörper	Bruchlast	Untere Lastgrenze	Obere Lastgrenze	Vorbelastungsrampe		Hauptbelastungsrampe			
				Relativverschiebung an der Kerbe	Verschiebungsmodul	Relativverschiebung an der Kerbe	Verschiebungsmodul		
	$F_{\max}$	$F_{0,1}$	$F_{0,4}$	$w_{0,1}$	$w_{0,4}$	$K_{\text{ser}}$	$w_{0,1}$	$w_{0,4}$	$K_{\text{ser}}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN/mm/m]	[mm]	[mm]	[kN/mm/m]
HGB-POT-01	454,7	50	200	0,0051	0,0342	11.271	0,0303	0,0062	-13.855
HGB-POT-02	403,9	50	200	0,0078	0,0961	3.761	0,0612	0,1007	8.432
HGB-POT-03	408,2	50	200	0,0080	0,0629	6.112	0,0535	0,0717	18.316
HGB-POT-04*	380,6	50	200	0,0074	0,0669	5.608	0,0671	0,0710	84.084
HGB-POT-05*	438,6	50	200	0,0099	0,0640	6.149	0,0462	0,0579	28.392
HGB-POT-06	445,4	50	200	0,0069	0,0610	6.120	0,0527	0,0605	42.275
HGB-POT-07	379,0	50	200	0,0081	0,1066	3.418	0,0636	0,1078	7.499
HGB-POT-08	380,4	50	200	0,0100	0,0784	4.904	0,0512	0,0813	11.189
HGB-POT-09	399,3	50	200	0,0098	0,0924	4.039	0,0606	0,0918	10.777
HGB-POT-10	405,4	50	200	0,0070	0,0746	4.884	0,0460	0,0964	6.729
HGB-POT-11	343,3	50	200	0,0075	0,0775	4.732	0,0275	0,0787	6.438
HGB-POT-12	310,6	50	200	0,0169	0,1225	3.134	0,0730	0,1284	5.934

\*Messdaten von IWA1 wurden nicht aufgezeichnet.  $K_{\text{ser}}$  wurde aus den Messdaten von IWA2 berechnet

Eine weitere mögliche Ursache für die oben beschriebenen Unregelmäßigkeiten in den Kraft-Verschiebungs-Diagrammen könnten etwaige Imperfektionen und Fertigungstoleranzen des eigens konstruierten Prüfrahmens sein. Aufgrund der teilweise erheblichen Differenzen zwischen den Messergebnissen der induktiven Wegaufnehmer IWA1 und IWA2 wird für die Auswertung des Verschiebungsmoduls  $K_{\text{ser}}$  der Mittelwert aus den Messdaten von IWA1 und IWA2 gebildet und dieser für die weitere Berechnung verwendet. Weiterhin ist darauf hinzuweisen, dass aufgrund von technischen Schwierigkeiten die Messdaten von IWA1 bei den Probekörpern HGB-POT-04 und -05 während des Versuches nicht aufgezeichnet bzw. gespeichert wurden. Daher werden bei den betroffenen Versuchen anstelle des Mittelwerts ausschließlich die von IWA2 gemessenen Verschiebungen zur Berechnung der Kervensteifigkeit herangezogen. Da unklar ist, ob der induktive Wegaufnehmer IWA2 im Vergleich zum Mittelwert ähnliche oder möglicherweise zu hohe bzw. zu niedrige Verschiebungen gemessen hat, sollten die berechneten Verschiebungsmoduln aus den Versuchen HGB-POT-04 und -05 kritisch hinterfragt

werden. Tabelle 10 fasst die Ergebnisse der Berechnung des Verschiebungsmoduls an der Vor- und Hauptbelastungsrampe für alle 12 Versuche der Serie HGB-POT zusammen.

Bei den Versuchen an Probekörpern mit einer Soll-Kervertiefe von 30 mm (HGB-POT-01 bis -06) ergibt sich für den Verschiebungsmodul an der Vorbelastungsrampe ein Mittelwert von 6.503 kN/mm/m bei einem Variationskoeffizienten von 0,386. Der Verschiebungsmodul an der Hauptbelastungsrampe ist mit einem Mittelwert von 27.940 kN/mm/m um ein Vielfaches größer, wobei auch der Variationskoeffizient mit 1,195 sehr hoch ausfällt. Im Vergleich dazu wurden bei den Probekörpern mit einer Soll-Kervertiefe von 25 mm (HGB-POT-07 bis -12) wesentlich niedrigere Steifigkeiten festgestellt. Der mittlere Verschiebungsmodul an der Vorbelastungsrampe beträgt hier 4.185 kN/mm/m bei einem Variationskoeffizienten von 0,186. Mit einem Mittelwert von 8.094 kN/mm/m und einem Variationskoeffizienten von 0,284 liegt der an der Hauptbelastungsrampe gemessene Verschiebungsmodul wieder deutlich darüber. Eine Gegenüberstellung der an der Vor- und Hauptbelastungsrampe gemessenen Verschiebungsmoduln ist in Abbildung 44 zu finden, wobei im linken Diagramm die Probekörper mit 30 mm Kervertiefe und im rechten Diagramm die mit 25 mm Kervertiefe dargestellt sind.



**Abbildung 44:** Gegenüberstellung der Verschiebungsmoduln an der Vor- und Hauptbelastungsrampe für die Push-Off-Probekörper (Berechnung nach DIN EN 383)

Trotz der großen Streuung der Ergebnisse lassen sich in Bezug auf die Kervensteifigkeit dennoch erste Erkenntnisse ableiten: Den Erwartungen entsprechend zeigt Abbildung 44 die deutliche Tendenz, dass die Kervensteifigkeit mit abnehmender Kervertiefe sinkt. Die Verschiebungsmoduln der Probekörper mit einer Soll-Kervertiefe von 25 mm liegen sichtlich unter denen der Probekörper mit 30 mm Soll-Kervertiefe. Dies gilt sowohl für die an der Vorbelastungsrampe als auch für die an der Hauptbelastungsrampe ermittelten Verschiebungsmoduln. Damit entsprechen die Beobachtungen aus den eigenen Versuchen den aktuellen Forschungsergebnissen aus dem Holz-Beton-Verbundbau [Sch20]. Außerdem ist analog zu den Ergebnissen der Slip-Block-Versuche eine merkliche Zunahme der Kervensteifigkeit von der ersten zur zweiten Lastrampe festzustellen. Wie Abbildung 44 entnommen werden kann, ist der berechnete Verschiebungsmodul bei allen Versuchen (mit Ausnahme von HGB-POT-01) an der Hauptbelastungsrampe größer als an der Vorbelastungsrampe. Für den Prüfkörper HGB-POT-01 konnte an der Hauptbelastungsrampe kein realistischer Verschiebungsmodul berechnet werden, da die Differenz der bei 10 und 40 Prozent von  $F_{max}$  gemessenen Verschiebungen negativ ist und somit in der Berechnung zu einem negativen Wert für den Verschiebungsmodul führt. Dies weist auf einen Messfehler hin, da ein negativer Verschiebungsmodul



physikalisch unmöglich ist und darauf hindeuten würde, dass sich die Verbindung unter Krafteinwirkung entgegen der Belastungsrichtung verformt.

**Tabelle 11:** Statistische Auswertung der Verschiebungsmoduln für die Push-Off-Probekörper (Berechnung nach DIN EN 383 zwischen 10 und 40 Prozent der erwarteten Maximallast)

Verschiebungsmodul (als Sekantenmodul zwischen 10 und 40 Prozent der erwarteten Maximallast)			Soll-Kerventiefe			
			30		25	
			[mm]		[mm]	
			Vor- belastungs- rampe	Haupt- belastungs- rampe	Vor- belastungs- rampe	Haupt- belastungs- rampe
Anzahl Versuche	$n$	[-]	6	6	6	6
Mittelwert	$\bar{x}$	[kN/mm/m]	6.503	27.940	4.185	8.094
Standardabweichung	$s$	[kN/mm/m]	2.509	33.400	777	2.298
Variationskoeffizient	$v$	[-]	0,386	1,195	0,186	0,284

Tabelle 11 fasst die Ergebnisse der statistischen Auswertung noch einmal zusammen. Dabei fällt auf, dass die in Anlehnung an die DIN EN 383 berechneten Verschiebungsmoduln eine starke Streuung aufweisen. Am stärksten streuen die Versuchsergebnisse der Probekörper mit einer Soll-Kerventiefe von 30 mm, was die hohen Variationskoeffizienten von 1,195 und 0,386 belegen. Die Variationskoeffizienten der Probekörper mit 25 mm Kerventiefe sind mit 0,284 und 0,186 zwar etwas niedriger, aber für ein aussagekräftiges Ergebnis nach wie vor vergleichsweise hoch. Des Weiteren wird aus Tabelle 11 ersichtlich, dass sich auch hinsichtlich der Belastungsrampe eindeutige Tendenzen abzeichnen: Die Variationskoeffizienten und damit die Streuung der an der Hauptbelastungsrampe berechneten Verschiebungsmoduln sind größer als die der an der Vorbelastungsrampe berechneten Verschiebungsmoduln. Aufgrund der starken Streuung der bisherigen Ergebnisse sind bezüglich der Kervensteifigkeit weiterführend Untersuchungen und alternative Auswertungsmethoden erforderlich.

Auch die große Differenz zwischen der erwarteten Bruchlast  $F_{\max, \text{est}}$  und den tatsächlich gemessenen Bruchlasten könnte zur hohen Streuung der berechneten Verschiebungsmoduln beitragen. Da die erwartete Höchstlast deutlich über den in den Versuchen gemessenen Maximallasten liegt, sind auch die Lastgrenzen, innerhalb derer der Verschiebungsmodul berechnet wird, entsprechend zu hoch. Folglich wird der Verschiebungsmodul insbesondere bei den Versuchen mit niedriger Bruchlast in einem zu hohen Lastbereich berechnet, der teils deutlich oberhalb des gewünschten Gebrauchslastniveaus liegt. In den Fällen, in denen die tatsächlich gemessenen Höchstlasten um mehr als 20 Prozent von der geschätzten Maximallast  $F_{\max, \text{est}}$  abweichen, schreibt die DIN EN 383 vor, die Verschiebungsmoduln unter Berücksichtigung der tatsächlichen Höchstlast zu berechnen. Die angeglichenen Verschiebungsmoduln, die auf Grundlage der tatsächlichen im Versuch gemessenen Maximallast  $F_{\max}$  berechnet wurden, sind für alle Versuche in Tabelle 12 aufgelistet. Die Ergebnisse der statistischen Auswertung sind in Tabelle 13 zusammengefasst. Hierbei gilt es zu beachten, dass die Lastgrenzen, zwischen denen die Kervensteifigkeit als Sekantenmodul berechnet wird, abweichend von der DIN EN 383 auf 15 und 45 Prozent von  $F_{\max}$  festgelegt wurden. Begründet wird dies durch die Wahl der Haltestufen bei 50 kN und 200 kN, um innerhalb dieser Grenzen Verschiebungsmoduln sowohl an der Vor- als auch an der Hauptbelastungsrampe ermitteln zu können. Außerdem wurde der Probekörper HGB-POT-01 nicht in die weitere Auswertung einbezogen, da die

mit den induktiven Wegaufnehmern IWA1 und IWA2 aufgezeichneten Verschiebungsdaten ein hohes Messrauschen aufwiesen und daher nicht verwertbar waren. Die bereits genannten Probekörper HGB-POT-04 und -05 wurden wegen der fehlenden Messdaten des Wegaufnehmers IWA1 ebenfalls nicht in der Auswertung berücksichtigt.

**Tabelle 12:** Ermittlung des Verschiebungsmoduls für die Push-Off-Probekörper (POT) zwischen 15 und 45 Prozent der tatsächlichen im Versuch gemessenen Maximallast

Probekörper	Bruchlast	Untere Lastgrenze	Obere Lastgrenze	Vorbelastungsrampe			Hauptbelastungsrampe		
				Relativverschiebung an der Kerve	Verschiebungsmodul		Relativverschiebung an der Kerve	Verschiebungsmodul	
	$F_{\max}$	$F_{0,15}$	$F_{0,45}$	$w_{0,15}$	$w_{0,45}$	$K_{\text{ser}}$	$w_{0,15}$	$w_{0,45}$	$K_{\text{ser}}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN/mm/m]	[mm]	[mm]	[kN/mm/m]
HGB-POT-01*	454,7	68,2	204,6	–	–	–	–	–	–
HGB-POT-02	403,9	60,6	181,7	0,0089	0,0803	3.772	0,0583	0,0960	7.125
HGB-POT-03	408,2	61,2	183,7	0,0092	0,0408	8.606	0,0517	0,0669	17.895
HGB-POT-04*	380,6	57,1	171,3	–	–	–	–	–	–
HGB-POT-05*	438,6	65,8	197,4	–	–	–	–	–	–
HGB-POT-06	445,4	66,8	200,4	0,0076	0,0610	5.554	0,0515	0,0606	32.463
HGB-POT-07	379,0	56,9	170,6	0,0112	0,0835	3.496	0,0636	0,0964	7.716
HGB-POT-08	380,4	57,1	171,2	0,0123	0,0449	7.765	0,0512	0,0720	12.174
HGB-POT-09	399,3	59,9	179,7	0,0119	0,0810	3.853	0,0597	0,0836	11.136
HGB-POT-10	405,3	60,8	182,4	0,0080	0,0638	4.842	0,0432	0,0885	5.972
HGB-POT-11	343,3	51,5	154,5	0,0079	0,0345	8.585	0,0275	0,0594	7.193
HGB-POT-12	310,6	46,6	139,8	0,0154	0,0537	5.413	0,0621	0,0986	5.678

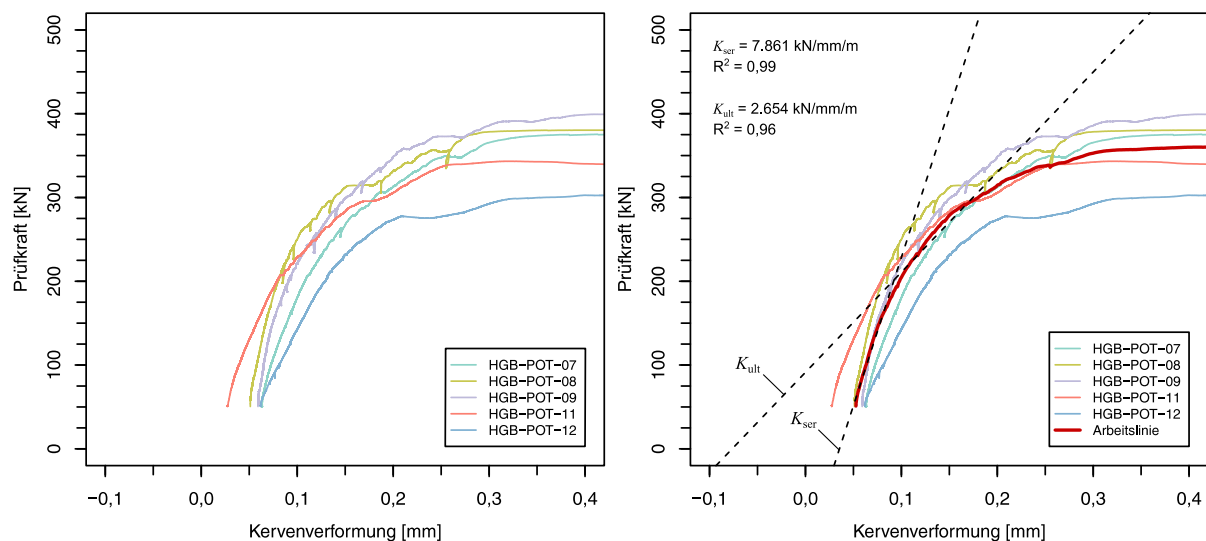
\*Versuch wurde aufgrund fehlerhafter oder unvollständiger Messdaten nicht in der Auswertung berücksichtigt

Mittelwerte und Variationskoeffizienten der berechneten Verschiebungsmoduln sind unterteilt nach Soll-Kerventiefe und Belastungsrampe in Tabelle 13 aufgelistet. Werden die Ergebnisse denen aus Tabelle 11 gegenübergestellt, zeigt sich, dass die Optimierung der für die Berechnung des Verschiebungsmoduls notwendigen Laststufen (15 und 45 Prozent von  $F_{\max}$ ) nur eine geringfügige Verbesserung mit sich bringt.

**Tabelle 13:** Statistische Auswertung der Verschiebungsmoduln für die Push-Off-Probekörper (Berechnung zwischen 15 und 45 Prozent der tatsächlich gemessenen Maximallast)

Verschiebungsmodul (als Sekantenmodul zwischen 15 und 45 Prozent der tatsächlichen im Versuch gemessenen Maximallast)			Soll-Kerventiefe			
			30		25	
			[mm]		[mm]	
			Vorbelastungsrampe	Hauptbelastungsrampe	Vorbelastungsrampe	Hauptbelastungsrampe
Anzahl Versuche	$n$	[-]	3	3	6	6
Mittelwert	$\bar{x}$	[kN/mm/m]	5.978	19.161	5.659	8.312
Standardabweichung	$s$	[kN/mm/m]	2.445	12.717	2.081	2.717
Variationskoeffizient	$v$	[-]	0,409	0,664	0,368	0,327

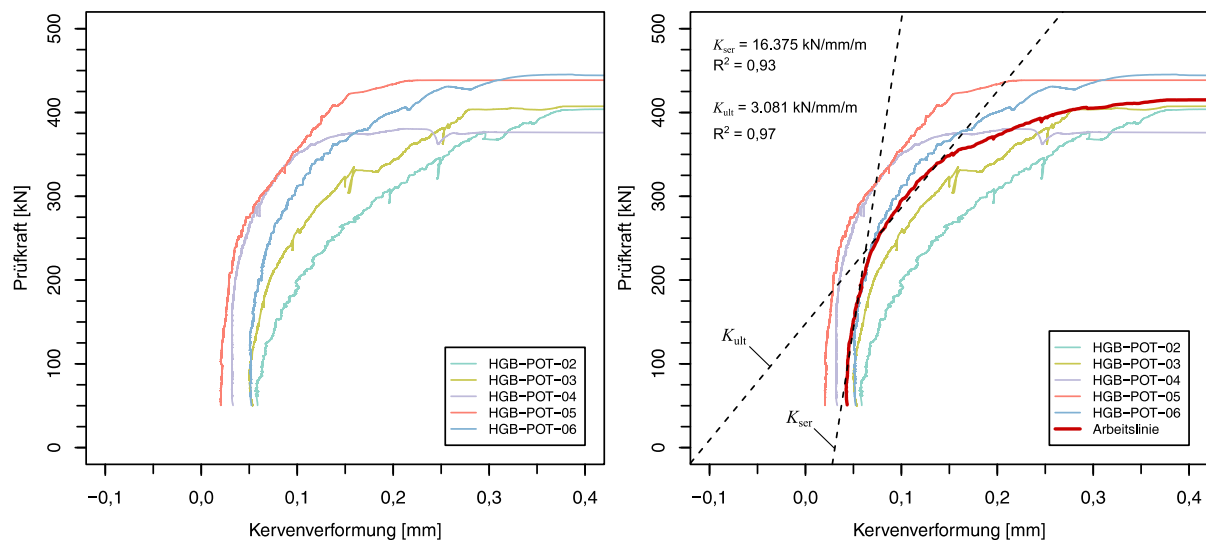
Die angeglichenen Verschiebungsmoduln zeigen hinsichtlich Soll-Kerventiefe und Belastungsrampe ähnliche Tendenzen wie die Ausgangswerte, sind jedoch im Mittel etwas geringer. Auch die Streuung, ausgedrückt durch den Variationskoeffizienten, nimmt im Durchschnitt geringfügig ab. Für aussagekräftige Ergebnisse ist die Streuung mit Variationskoeffizienten um 0,4 aber immer noch vergleichsweise hoch. Um die Aussagekraft der Ergebnisse weiter zu verbessern, soll nun statt des Sekantenmoduls individuell für jeden Probekörper der Verschiebungsmodul aus der linearen Regressionsanalyse der mittleren Kraft-Verschiebungskurve ermittelt werden.



**Abbildung 45:** Mittlere Kraft-Verschiebungskurve der Probekörper HGB-POT-07, -08, -09, -11 und -12 mit linearer Regressionsanalyse zur Ermittlung der Kervensteifigkeit

Im ersten Schritt ist die Arbeitslinie aus den Kraft-Verschiebungskurven der Probekörper zu berechnen, die im Rahmen der Auswertung berücksichtigt werden sollen. Dazu ist das Spektrum der gemessenen Verschiebungen in ähnlich große Abschnitte zu unterteilen und die Verschiebung stufenweise zu steigern. Für die Verschiebung am Ende jedes Abschnitts sind dann die zugehörigen, in den Versuchen gemessenen Kräfte zu ermitteln und deren arithmetisches Mittel zu berechnen. Somit ergibt sich für jede Verschiebungsstufe eine Kraftwert, der alle berücksichtigten Versuche im Durchschnitt bestmöglich repräsentiert. Allerdings können den Verschiebungsstufen im unteren Lastbereich nicht aus allen Versuchen Kraftwerte zugeordnet werden, weshalb die Berechnung der Arbeitslinie in diesem Bereich umgekehrt erfolgt. Statt der Verschiebungsstufen werden nun Kraftstufen festgelegt und die zugehörigen, in den jeweiligen Versuchen gemessenen Verschiebungen gemittelt. Das Ergebnis ist eine Arbeitslinie, die das gesamte Spektrum der gemessenen Kräfte und Verschiebungen abdeckt. Jedoch ist die Arbeitslinie erst ab einem Kraftwert von 50 kN definiert, da die Kraft-Verschiebungs-Diagramme während der ersten Vorbelastungsrampe einige Unregelmäßigkeiten offenbarten und sich die Auswertung deshalb nur auf die Hauptbelastungsrampe beschränkt. Aus diesem Grund müssen auch die Lastgrenzen, innerhalb derer der Verschiebungsmodul  $K_{ser}$  ermittelt wird, nach oben korrigiert werden, um oberhalb der 50 kN zu liegen. Abweichend von den Empfehlungen der DIN EN 383 werden sie daher auf 15 und 50 Prozent von  $F_{max}$  festgelegt. Im Lastbereich zwischen 15 und 50 Prozent von  $F_{max}$  wird nun im Rahmen einer Regressionsanalyse eine Gerade (Regressionsgerade) so durch die Messdaten gelegt, dass der lineare Zusammenhang zwischen der aufgebrachten Prüfkraft und der gemessenen Kervenverschiebung bestmöglich beschrieben wird. Dafür werden die Parameter der Geradengleichung so

lange angepasst, bis die Summe der quadrierten Abweichungen zwischen gemessenen und berechneten Werten (Bestimmtheitsmaß  $R^2$ ) minimal ist. Ist die Gerade gefunden, welche die gemessenen Daten bestmöglich beschreibt – das heißt, die Summe der Residuenquadrate minimiert –, lässt sich aus ihrer Steigung die Kervensteifigkeit ableiten. Die Kervensteifigkeit in der Einheit kN/mm/m ergibt sich dann aus der Geradensteigung, also dem Ergebnis der Regressionsanalyse, geteilt durch die Probekörperbreite. Der Vorteil dieser Methode zur Berechnung des Verschiebungsmoduls im Vergleich zur Ermittlung als Sekantenmodul liegt darin, dass die Gerade nicht durch zwei einzelne Messpunkte, sondern unter Berücksichtigung aller Messpunkte im betrachteten Bereich konstruiert wird. Weil die Gerade mit der größtmöglichen Übereinstimmung zu allen Messdaten gesucht wird, erhoffen sich die Projektbeteiligten von dieser Methode aussagekräftigere Werte für den Verschiebungsmodul.

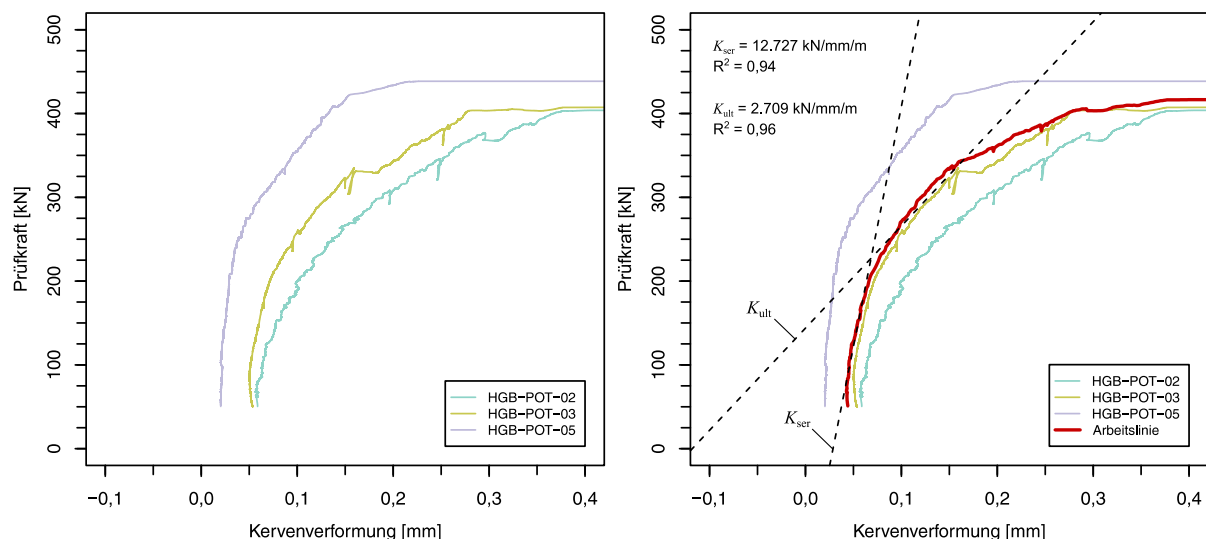


**Abbildung 46:** Mittlere Kraft-Verschiebungskurve der Probekörper HGB-POT-02, -03, -04, -05 und -06 mit linearer Regressionsanalyse zur Ermittlung der Kervensteifigkeit

Bei Betrachtung der Kraft-Verschiebungskurven in Abbildung 45 und Abbildung 46 fällt auf, dass die an der Kerve gemessene Verschiebung zunächst linear mit der Prüflast ansteigt. Oberhalb von etwa  $0,5 \cdot F_{\max}$  nimmt die Kervenverschiebung jedoch überproportional zu, was sich in einem deutlichen Abflachen der Kraft-Verschiebungskurven widerspiegelt. Dieses Abflachen der Kurve im oberen Lastbereich deutet auf eine Abnahme der Steifigkeit hin, wie es bereits aus der Forschung zum Holz-Beton-Verbund mit stiftförmigen Verbindungsmitteln bekannt ist. Für stiftförmige Verbindungsmittel empfiehlt die DIN CEN/TS 19103, den Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)  $K_{\text{ult}}$  zu zwei Drittel des Verschiebungsmoduls im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)  $K_{\text{ser}}$  anzunehmen. Allerdings hat die bisherige Forschung zum Holz-Beton-Verbund gezeigt, dass bei Kervenverbindungen sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit dieselben Werte für den Verschiebungsmodul zu verwenden sind [Kud17]. Diese Erkenntnisse wurden in die DIN CEN/TS 19103 aufgenommen, die keine Abminderung des Verschiebungsmoduls im GZT für Kervenverbindungen vorsieht. Gemäß DIN CEN/TS 19103 ist der Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Tragfähigkeit  $K_{\text{ult}}$  daher gleich dem Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit  $K_{\text{ser}}$  anzunehmen. Dies steht im Widerspruch zu den Beobachtungen aus den eigenen Push-Off-Tests, wo oberhalb des Gebrauchslastniveaus eine deutliche Abnahme der Kervensteifigkeit festzustellen war. Daher soll für eine möglichst realitätsnahe Beschreibung der Push-Off-Tests ein separater Verschiebungsmodul für

den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) hergeleitet werden. Während der Verschiebungsmodul für den GZG – wie oben beschrieben – im Bereich von 15 bis 50 Prozent der maximalen Last  $F_{\max}$  ermittelt wird, erfolgt die Berechnung des Verschiebungsmoduls für den GZT im Bereich von 50 bis 85 Prozent von  $F_{\max}$ . Innerhalb dieser Grenzen wird die jeweilige Regressionsgerade durch eine lineare Regression bestimmt. Die Laststufen wurden so gewählt, dass zwei gleich große Bereiche entstehen, von denen sich der eine unterhalb des Gebrauchslastniveaus und der andere unterhalb des Traglastniveaus befindet.

Daraus ergibt sich eine bilineare Arbeitslinie, mit der das in den Push-Off-Tests beobachtete Verformungsverhalten der Kerven realitätsgetreu beschrieben werden kann. Bis zu einer Last von 50 Prozent der Tragfähigkeit werden die horizontalen Relativverschiebungen der Kerven mit dem Verschiebungsmodul  $K_{\text{ser}}$  bestimmt. Oberhalb dieser Grenze, bis zum Erreichen der Traglast, erfolgt die Berechnung der Kervenverschiebungen mit  $K_{\text{ult}}$ . Dieses Verfahren liefert deutlich genauere Ergebnisse als die Berechnung unter der Annahme  $K_{\text{ser}} = K_{\text{ult}}$ , da es die geringere Kervensteifigkeit im hohen Lastbereich berücksichtigt und das weichere Verformungsverhalten realistisch abbildet. Die meisten modernen FEM-Programme unterstützen die Eingabe einer solchen bilinearen Kraft-Verschiebungs-Beziehung.



**Abbildung 47: Mittlere Kraft-Verschiebungskurve der Probekörper HGB-POT-02, -03, und -05 mit linearer Regressionsanalyse zur Ermittlung der Kervensteifigkeit**

Die Ergebnisse für die Probekörper mit einer Soll-Kerventiefe von 25 mm sind in Abbildung 45 und die Ergebnisse für die Probekörper mit einer Soll-Kerventiefe von 30 mm in Abbildung 46 zusammengefasst. Für die Probekörper mit 25 mm Kerventiefe liefert die an der mittleren Kraft-Verschiebungskurve durchgeführte Regressionsanalyse Verschiebungsmoduln von  $K_{\text{ser}} = 7.861 \text{ kN/mm/m}$  für den GZG und von  $K_{\text{ult}} = 2.654 \text{ kN/mm/m}$  für den GZT. Die mittlere Kraft-Verschiebungskurve wurde dabei auf Grundlage der Messdaten von Versuch HGB-POT-07, -08, -09, -11 und -12 ermittelt, wobei der Probekörper HGB-POT-10 aufgrund eines großen Versatzes im Kraft-Verschiebungs-Diagramm nicht berücksichtigt wurde. Die  $R^2$ -Werte sind mit 0,99 (GZG) und 0,96 (GZT) nahe 1, was auf eine sehr hohe Übereinstimmung zwischen den gemessenen Datenpunkten und dem Modell hindeutet. Im Vergleich dazu weisen die Probekörper mit einer Kerventiefe von 30 mm sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

(GZG) als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) höhere Kervensteifigkeiten auf, jedoch ist die Anpassungsgüte des Modells geringfügig schlechter, was sich in den im Mittel niedrigeren  $R^2$ -Werten zeigt. Die Verschiebungsmoduln im GZG und im GZT wurden aus den Ergebnissen der linearen Regressionsanalyse zu  $K_{\text{ser}} = 16.375 \text{ kN/mm/m}$  und zu  $K_{\text{ult}} = 3.081 \text{ kN/mm/m}$  berechnet. Zuvor wurde die mittlere Kraft-Verschiebungskurve aus den Messdaten der Versuche HGB-POT-02, -03, -04, -05 und -06 ermittelt, wobei der Probekörper HGB-POT-01 aufgrund starken Messrauschens der induktiven Wegaufnehmer nicht in die Auswertung einbezogen wurde. Die  $R^2$ -Werte, die angeben, wie stark die Messdaten von der Regressionsgeraden abweichen und damit ein Maß für die Modellgüte darstellen, liegen mit 0,93 (GZG) und 0,97 (GZT) im Mittel etwas unterhalb der  $R^2$ -Werte der Serie mit 25 mm Kervertiefe. Sie sind jedoch immer noch sehr nahe bei 1, was darauf hinweist, dass die Regressionsgeraden die gemessenen Daten sehr gut erklären. Bei genauerer Betrachtung von Abbildung 46 fällt auf, dass die Kurven der Probekörper HGB-POT-04 und -06 sehr hohe Anfangssteigungen aufweisen. Wird davon ausgegangen, dass es sich hierbei um Messfehler handelt, weshalb die entsprechenden Versuche von der Auswertung ausgeschlossen werden, dann ergeben sich für die Probekörper mit einer Soll-Kervertiefe von 30 mm die in Abbildung 47 dargestellten, angepassten Ergebnisse. Ohne die Probekörper HGB-POT-04 und -06 reduzieren sich die Steifigkeiten der 30 mm tiefen Kerne im GZG und im GZT zu  $K_{\text{ser}} = 12.727 \text{ kN/mm/m}$  und  $K_{\text{ult}} = 2.709 \text{ kN/mm/m}$ . Mit  $R^2$ -Werten von 0,94 (GZG) und 0,96 (GZT) bewirkt die Änderung keine merkliche Verbesserung der Anpassungsgüte des Modells, was durch die im Mittel unveränderten  $R^2$ -Werte belegt wird.

Die Beobachtung, dass die Probekörper mit einer Soll-Kervertiefe von 30 mm eine sichtlich höhere Steifigkeit als die Probekörper mit 25 mm Kervertiefe aufweisen, steht im Einklang mit früheren Ergebnissen aus den Push-Off-Tests (siehe Tabelle 11 und Tabelle 13). Verschiedenste Forschungsarbeiten aus der Literatur zu Kervenverbindungen im Holz-Beton-Verbundbau kommen zu ähnlichen Erkenntnissen [Mic06], [Mön18], [Zha22]. Die aus der linearen Regressionsanalyse an der mittleren Kraft-Verschiebungskurve abgeleiteten Verschiebungsmoduln zeigen insgesamt eine sehr gute Übereinstimmung mit den gemäß DIN EN 383 berechneten Sekantenmoduln aus Tabelle 13. Für den Vergleich geeignet sind allerdings nur die Verschiebungsmoduln an der Hauptbelastungsrampe, da nur diese in der Auswertung mittels Regressionsanalyse betrachtet wurden. Die Tatsache, dass die nach zwei unterschiedlichen Methoden berechneten Verschiebungsmoduln nah beieinanderliegen, bestätigt die Richtigkeit des Berechnungsvorgehens und stärkt die Aussagekraft der Ergebnisse.

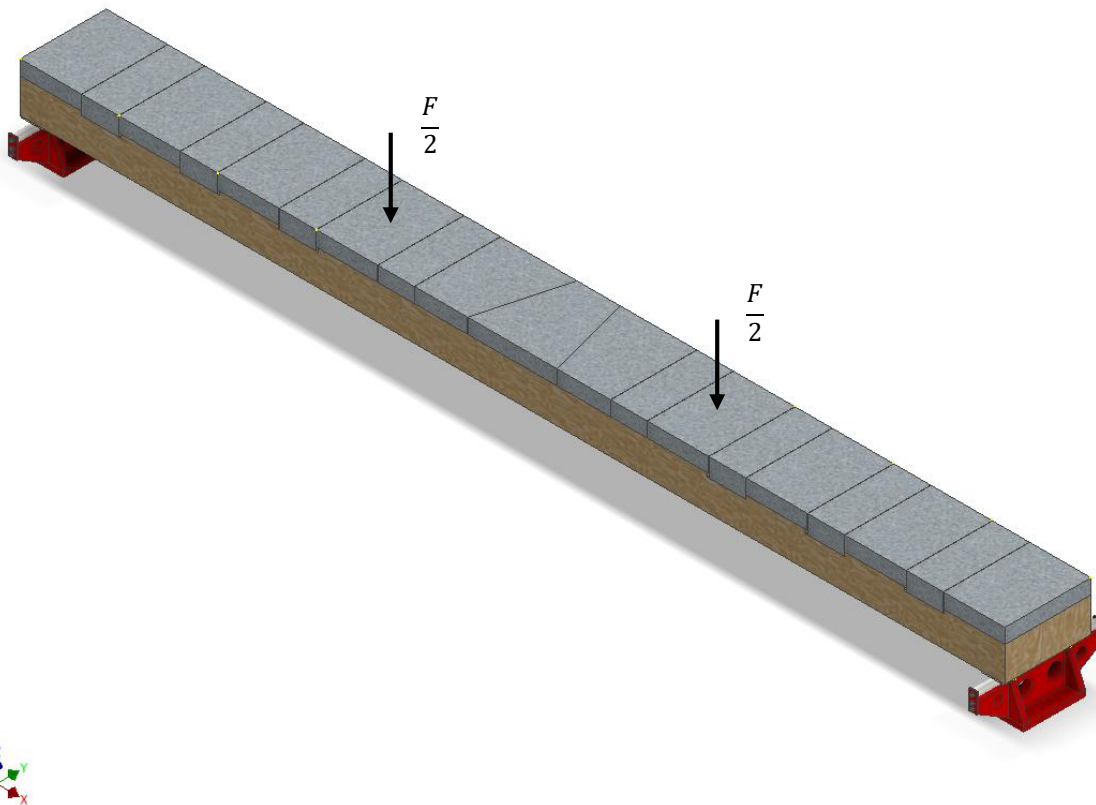
Auf Grundlage der gewonnenen Ergebnisse aus den Push-Off-Versuchen wird für die Bemessung der anschließenden Demonstratorversuche (4-Punkt-Biegeversuche an Holz-Granit-Verbundträgern) ein Verschiebungsmodul von  $6.000 \text{ kN/mm/m}$  empfohlen. Zugunsten einer einfacheren Berechnung soll für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und den Grenzzustand der Tragfähigkeit derselbe Wert für den Verschiebungsmodul verwendet werden.



## 10 Demonstratorversuche

### 10.1 Versuchsaufbau

Gegen Projektende waren zwei Demonstratorversuche im Maßstab 1:1 geplant, mit denen nachgewiesen werden soll, dass die Ziele des Forschungsprojekts erreicht wurden. Anstelle einer einzelnen Kerbe, in die die Prüfkraft bisher idealisiert eingeleitet wurde, sollen nun mehrere Kerven im Verbund unter realen Einbaubedingungen und tatsächlicher Beanspruchung geprüft werden. Daher ist geplant, die neuartige Kervenverbindung im Rahmen zweier 4-Punkt-Biegeversuche an nahezu realmaßstäblichen Holz-Granit-Verbundträgern zu testen.



**Abbildung 48:** 3D-Modell des geplanten Versuchsaufbaus zur Prüfung eines 8,0 m langen Holz-Granit-Verbundträgers unter 4-Punkt-Biegebeanspruchung (Demonstratorversuch 4PB3K)

Der erste Träger (HGB-4PB2K) hatte eine Länge von 5,8 m und war mit jeweils 2 Kerven pro Seite ausgestattet, wohingegen der zweite Träger (HGB-4PB3K) mit einer Länge von 8,0 m deutlich größer war und über 3 Kerven pro Seite verfügte. Mit einer Gesamthöhe von 40 cm und einer Breite von 70 cm wiesen beide Träger dieselben Querschnittsabmessungen auf. Obwohl die ursprüngliche Planung einen 3-Punkt- und einen 4-Punkt-Biegeversuch vorsah, wurden beide Träger letztendlich unter 4-Punkt-Biegungsbeanspruchung getestet. Der Grund hierfür war, dass die rechnerische Bruchlast der Träger so hoch war, dass die Höchstlast der Prüfmaschine im Versuchsaufbau für 3-Punkt-Biegung nicht ausgereicht hätte. Während des Versuches sollen die vertikalen Durchbiegungen und die relativen Verschiebungen zwischen der Granitplatte und dem Brettschichtholzträger gemessen werden. Die Verbundträger sollen bis zum Bruch belastet und darüber hinaus das Nachbruchverhalten untersucht werden. Der geplante Versuchsaufbau zur Prüfung der Holz-Granit-Verbundträger unter 4-Punkt-Biegebeanspruchung ist exemplarisch für den Probekörper HGB-4PB3K in Abbildung 48 dargestellt.

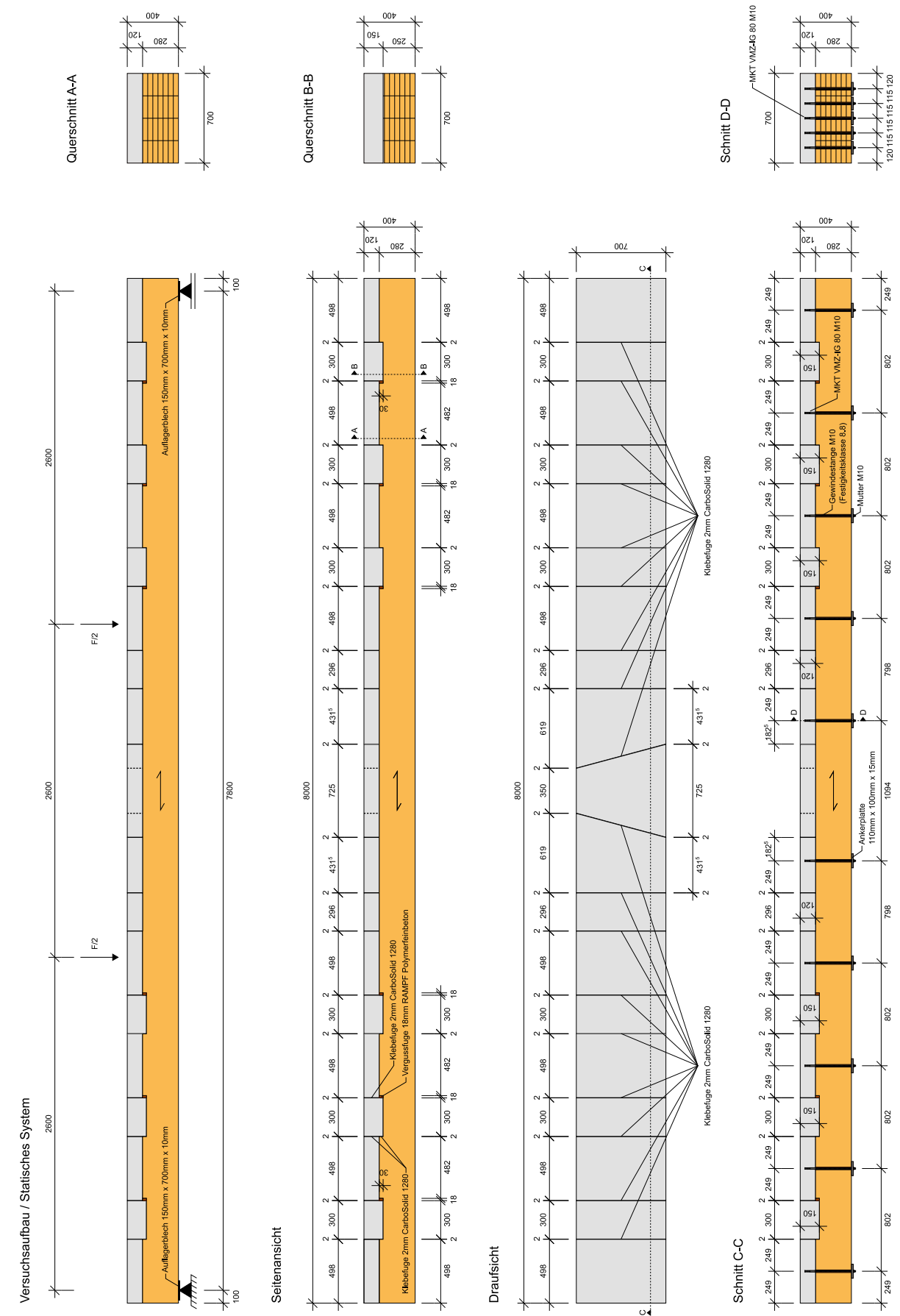
## 10.2 Probekörper

Das Versuchsprogramm umfasst 4-Punkt-Biegeversuche an zwei Holz-Granit-Verbundträgern im Maßstab 1:1. Der kürzere der beiden Träger ist 5,8 m lang und besitzt auf jeder Seite 2 Kerven (HGB-4PB2K), während der größere Träger eine Länge von 8,0 m und 3 Kerven je Seite aufweist (HGB-4PB3K). Der Querschnitt ist mit einer Breite von 70 cm und einer Gesamthöhe von 40 cm bei beiden Trägern identisch. Im Regelquerschnitt weist der Brettschichtholzträger Abmessungen von 70 cm x 28 cm auf. Ergänzt wird der Aufbau durch eine 12 cm dicke Granitplatte, die lose auf dem Brettschichtholzträger aufliegt. Im Bereich der Kerbe erhöht sich die Plattendicke auf 15 cm, woraus eine Kerventiefe von 3 cm resultiert. An den Stellen, an denen die Granitplatte eine Dicke von 15 cm aufweist, wurden entsprechend tiefe Aussparungen in den Holzträger eingefräst, sodass die Granitsegmente an der Oberseite flächenbündig abschließen. Die Kervengeometrie entspricht damit der der vorangegangenen Slip-Block- und Push-Off-Versuche. Die genauen Abmessungen der beiden Demonstratoren können Abbildung 49 und Abbildung 50 entnommen werden.

Analog zu den vorangegangenen Versuchen werden die Demonstratoren aus Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL28c gefertigt. Die 70 cm breiten Träger setzen sich aus vier blockverleimten Brettschichtholzträgern zusammen, deren Breiten zwischen 17,3 cm und 17,7 cm variieren. Durch die Blockverleimung der stehend angeordneten Träger entsteht ein 70 cm breites Brettschichtholzelement mit liegender Lamellenanordnung. Als Granit kommt Tittlinger Feinkorn der Kusser Granitwerke GmbH aus dem Steinbruch Höhenberg bei Tittling zum Einsatz. Für die Verklebung der Granitsegmente untereinander sowie für die Holz-Granit-Verklebung an der druckbeanspruchten Kervenflanke wird der Polymermörtel *CarboSolid 1280* der MC Bauchemie verwendet. Nach dem Einsetzen des Granitsegments in die Aussparung des Brettschichtholzelements wird die verbleibende, etwa 2 cm breite Fuge an der gegenüberliegenden Kervenflanke mit dem Polymerfeinbeton der Firma Rampf vergossen. Da die Schubkraftübertragung ausschließlich über den Formschluss der Kerbe und nicht über eine Verklebung in den horizontalen Kontaktflächen erfolgen soll, werden alle horizontalen Fugen mit Malerkrepp abgeklebt und dadurch vor einer Benetzung mit Klebstoff geschützt.

Gemäß dem Fachwerkmodell wird in einem biegebeanspruchten Verbundträger die Kraft vom Druckgurt an den Kerven über geneigte Druckstreben in den Zuggurt eingeleitet. Infolge der Umlenkung treten vertikale Zugkräfte (Umlenkkkräfte) auf, die zu einem Abheben der Granitplatte führen. Um diese Vertikalkräfte aufnehmen zu können und das Abheben der Granitplatte konstruktiv zu verhindern, wird der Holz- und Granitquerschnitt in regelmäßigen Abständen über Gewindestangen miteinander verschraubt (Abhebesicherung). Hierzu werden Verbundspreizdübel mit Innengewindehülsen von unten in vorgebohrte Löcher der Granitplatte eingeklebt. Am einen Ende werden die M10 Gewindestangen in die Innengewindehülsen der Verbundspreizdübel eingedreht und über Bohrungen bis zur Unterkante des Brettschichtholzträgers geführt. Der Bohrlochdurchmesser ist mit 20 mm deutlich größer als der Durchmesser der Gewindestangen, um selbst bei großen Relativverschiebungen zwischen Holz und Granit eine Querbeanspruchung des Verbundankers zu meiden. Am anderen Ende werden die Gewindestangen über Ankerplatten und Muttern gesichert und mit dem Brettschichtholzträger verschraubt. Im Gegensatz zu den Push-Off-Probekörpern sind die Ankerplatten und Muttern nicht in entsprechend tiefe Aussparungen im Holz eingelassen, sondern ragen an der Trägerunterseite leicht hervor. Dadurch bleibt die volle Querschnittshöhe erhalten, was hinsichtlich der Biegetragfähigkeit des Trägers von entscheidender Bedeutung ist.



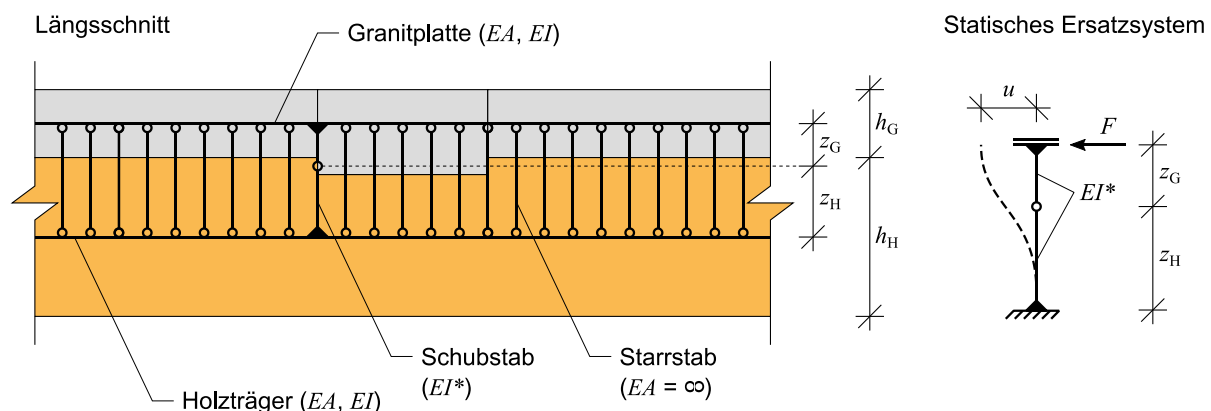


**Abbildung 50: Abmessungen des 8,0 m langen Holz-Granit-Verbundträgers (Probekörper HGB-4PB3K) zur Prüfung unter 4-Punkt-Biegebeanspruchung (Demonstratorversuch)**

Um die gesamte vertikale Zugkraft zwischen dem Holz- und dem Granitquerschnitt aufnehmen zu können, sind hinter jeder Kerbe 5 Verbindungsmittel nebeneinander im Querschnitt angeordnet. Ein Verbindungsmittel bezeichnet hierbei die Einheit aus Verbunddübel, Gewindestange, Ankerplatte und Mutter. Außerdem werden konstruktiv Abhebesicherungen an zwei Stellen in Trägermitte sowie an den Trägerenden vorgesehen. Demzufolge werden die Verbindungsmittel entlang der Trägerlängsachse in 10 (4PB3K) bzw. 8 Reihen (4PB2K) à 5 Stück angeordnet, woraus sich für den 8,0 m langen Holz-Granitverbundträger eine Verbindungsmittelanzahl von 50 und für den 5,8 m langen Träger eine Verbindungsmittelanzahl von 40 ergibt. Die Bemessung der Abhebesicherung wird im nachfolgenden Kapitel ausführlich erläutert.

### 10.3 Bemessung

Biegebeanspruchte Holz-Beton-Verbundkonstruktionen unter gleichförmiger Last und mit kontinuierlicher Anordnung der Verbindungsmittel können näherungsweise mit dem  $\gamma$ -Verfahren berechnet werden. Sind die Verbindungsmittel jedoch diskontinuierlich verteilt oder wird die Belastung in Form von Einzellasten, punktförmig auf den Verbundträger aufgebracht, erweist sich die Näherung als weniger geeignet [Gro03]. Weil Kernen als Verbindungsmittel in der Regel immer diskontinuierlich verteilt sind und darüber hinaus die Prüflast im 4-Punkt-Biegeversuch nicht gleichförmig, sondern punktuell über zwei Einzellasten eingeleitet wird, führt das  $\gamma$ -Verfahren in der Bemessung der Demonstratorversuche zu mangelhaften Ergebnissen.



**Abbildung 51:** Links: Modellierung des Holz-Granit-Verbundträgers als Stabwerk gemäß [Gro03]  
Rechts: Statisches Ersatzsystem zur Herleitung der effektiven Biegesteifigkeit  $EI^*$

Stattdessen soll für die Berechnung der Schnittgrößen und Durchbiegungen das Stabwerkmodell nach GROSSE ET AL. verwendet werden. Dieses erlaubt im Gegensatz zum  $\gamma$ -Verfahren auch die Berücksichtigung von Einzellasten und diskontinuierlich verteilten Verbindungsmitteln [Kud17]. Nach GROSSE ET AL. lassen sich nachgiebig verbundene Biegeträger zu einem Stabwerkmodell vereinfachen, bei dem der Ober- und Untergurt als separate Biegestäbe modelliert werden. Im Modell werden die Stabzüge auf der Höhe der Schwerachsen der Granitplatte und des Holzelements angeordnet. Während dem Obergurt die Geometrie- und Materialkennwerte der Granitplatte zugeordnet werden, weist der Untergurt die Geometrie- und Materialkennwerte des Holzträgers auf [Kud17]. Damit der Ober- und Untergurt bei einer Biegebeanspruchung des Trägers dieselben Durchbiegungen aufweisen, werden die beiden Stabzüge entlang der Trägerlängsachse an möglichst vielen diskreten Stellen durch dehnstarre Pendelstäbe gekoppelt [Gro03]. Für möglichst exakte Ergebnisse in der Schnittgrößenberechnung dürfen die Abstände zwischen den Pendelstäben nicht zu groß gewählt werden, weshalb

KUDLA einen Abstand zwischen 10 cm und 15 cm empfiehlt [Kud17]. Kleinere Abstände als die von KUDLA empfohlenen verbessert zwar die Genauigkeit der Rechenergebnisse, erhöhen jedoch den Rechenaufwand und die Rechendauer, weshalb ein geeigneter Kompromiss aus ausreichender Genauigkeit und vertretbarem Rechenaufwand gefunden werden muss. Bei einem Verbundträger mit Kerven als Verbindungsmittel werden an den Stellen, an denen sich die Kerven befinden, genauer an den druckbeanspruchten Kervenflanken, der Ober- und Untergurt durch zusätzliche Stabelemente gekoppelt. Diese sind zwar ebenfalls dehnstarr ( $EA = \infty$ ), weisen jedoch – anders als die Pendelstäbe – eine effektive Biegesteifigkeit  $EI^*$  auf und werden biegesteif an den Ober- und Untergurt angeschlossen. Auf der Höhe der Kervenmitte sind die biegesteif angeschlossenen Koppelstäbe durch ein Momentengelenk verbunden (siehe Abbildung 51). Die Nachgiebigkeit der Verbundfuge wird über die effektive Biegesteifigkeit  $EI^*$  der Schubstäbe abgebildet, die sich nach Gleichung (15) aus dem Verschiebungsmodul der Kerve ermitteln lässt. Der Steifigkeit der Kerve wird also über die effektive Biegesteifigkeit des Schubstabs berücksichtigt, wodurch Relativverschiebungen zwischen Ober- und Untergurt im Stabwerkmodell ermöglicht werden. Die Herleitung von Gleichung (15) beruht auf dem Prinzip der virtuellen Kräfte und erfolgt an dem rechts in Abbildung 51 dargestellten statischen Ersatzsystem.

$$EI^* = \frac{K_{ser}}{3} \cdot (z_G^3 + z_H^3) \quad (15)$$

Hierin ist

$K_{ser}$  der Verschiebungsmodul der Kerve

$z_G$  der Abstand zwischen der Schwereachse der Granitplatte und der Kervenmitte

$z_H$  der Abstand zwischen der Schwereachse des Holzträgers und der Kervenmitte

Die lokale Schubkraftübertragung an den Kerven erfolgt im Stabwerkmodell über die Querkraft in den Schubstäben, die einen Teil der Normalkraft des Obergurtes in den Untergurt einleiten. So kann aus dem Querkraftverlauf der Schubstäbe die Schubbeanspruchung jeder einzelnen Kerve abgelesen werden. Die bei der Modellierung des Holz-Granit-Verbundträgers angenommenen Material- und Querschnittskennwerte sind in Tabelle 14 zusammengefasst. Unter Annahme eines Verschiebungsmoduls von  $K_{ser} = K_{ult} = 6.000 \text{ kN/mm/m}$  lässt sich die effektive Biegesteifigkeit  $EI^*$  des Schubstabs nach Gleichung (15) zu  $3.325 \text{ kNm}^2$  berechnen.

**Tabelle 14:** *Verwendete Material- und Querschnittskennwerte bei der Modellierung des Holz-Granit-Verbundträgers als Stabwerkmodell*

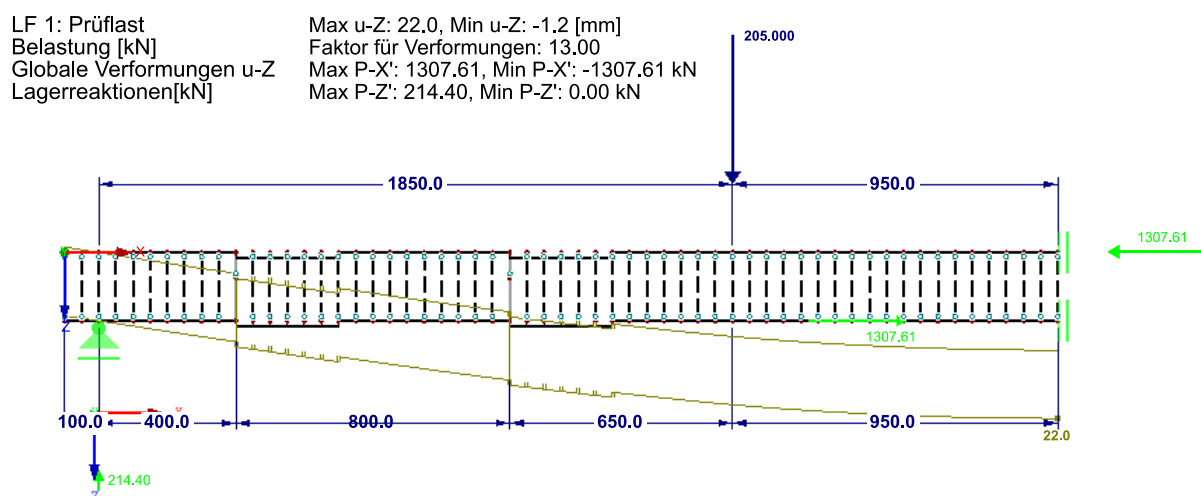
Eingabeparameter Stabwerkmodell			Biegestab Granitplatte	Biegestab BSH-Träger	Starrstab / Pendelstab	Schubstab (Kerve)
Elastizitätsmodul	$E$	[N/mm <sup>2</sup> ]	36.000	12.500	–	–
Querschnittsfläche	$A$	[cm <sup>2</sup> ]	840	1.960	–	–
Flächenträgheitsmoment	$I_y$	[cm <sup>4</sup> ]	10.080	128.053	–	–
Dehnsteifigkeit	$EA$	[kN]	3.024.000	2.450.000	$\infty$	$\infty$
Biegesteifigkeit	$EI_y$	[kNm <sup>2</sup> ]	3.629	16.007	$\infty$	3.325
Wichte	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	26,70	4,60	0	0



Moderne Stabwerksprogramme bieten häufig die Möglichkeit, den Stäben Nichtlinearitäten zuzuweisen, um beispielsweise einen Ausfall unter Zug- oder Druckbeanspruchung zu modellieren. Im Fall des Holz-Granit-Verbundträgers können orthogonal zur Verbundfuge nur Druckkräfte übertragen werden, wohingegen vertikale Zugkräfte zum Abheben der Granitplatte führen. Um dieses Verhalten im Stabwerkmodell realistisch abzubilden, werden alle Koppelstäbe so definiert, dass sie ausschließlich Druckkräfte aufnehmen können und unter Zugbeanspruchung ausfallen. Ausnahme hierbei sind die Stellen entlang der Trägerlängsachse, an denen Verbindungsmittel zu Aufnahme der vertikalen Zugkraft angeordnet wurden. An diesen Stellen werden die Koppelstäbe so gewählt, dass zwischen Ober- und Untergurt nicht nur Druckkräfte, sondern dank der Abhebesicherung auch Zugkräfte übertragen werden können.

Die beiden Holz-Granit-Verbundträger wurden so bemessen, dass das Versagen planmäßig infolge eines Schubversagens der Kerbe eintritt. Hierzu wurde basierend auf den Ergebnissen der Push-Off-Versuche für den Brettschichtholzträger eine mittlere Schubfestigkeit von  $f_{v,m} = 4,0 \text{ N/mm}^2$  angenommen, womit sich nach Gleichung (6) – unter der vereinfachten Annahme einer konstanten Spannungsverteilung – eine Kerventragfähigkeit von  $F_{v,m} = 672 \text{ kN}$  ergibt. Mithilfe des Stabwerkmodells kann nun die für das Versagen maßgebende Belastung im 4-Punkt-Biegeversuch bestimmt werden, indem die Prüfkraft in einem iterativen Prozess solange gesteigert wird, bis an der maßgebenden Kerbe die Kerventragfähigkeit erreicht ist.

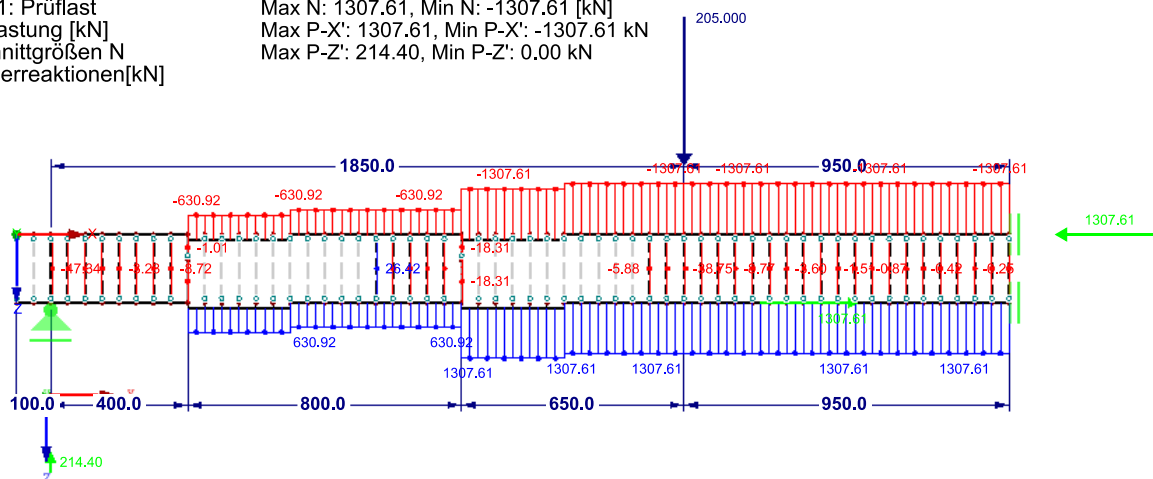
Die Berechnung der Schnittgrößen und vertikalen Durchbiegungen erfolgte mit dem Stabwerkprogramm *RStab* (Programmversion 8.20.02) der *Dlubal Software GmbH*. Für die beiden Verbundträger HGB-4PB2K und HGB-4PB3K sind die berechneten Schnittgrößen und vertikalen Durchbiegungen im Versagenszustand in Abbildung 52 bis Abbildung 59 dargestellt. Aufgrund der Symmetrieeigenschaften wurde zur Einsparung von Rechenzeit lediglich eine Hälfte des Holz-Granit-Verbundträgers als Stabwerk modelliert. Hierzu wurden in der vertikalen Symmetrieachse in Trägermitte entsprechende Auflager gewählt. Sowohl bei Probekörper HGB-4PB2K als auch bei Probekörper HGB-4PB3K wird die mittlere Schubtragfähigkeit des Holzes an der maßgebenden Kerbe überschritten, wenn im 4-Punkt-Biegeversuch an den beiden Lasteinleitungspunkten eine Einzellast von jeweils 205 kN aufgebracht wird, was einer Gesamtprüfkraft von 410 kN entspricht. Eine Zusammenfassung der übrigen Ergebnisse der Bemessung sowie ein Überblick über die geführten Nachweise ist in Tabelle 15 zu finden.



**Abbildung 52:** Vertikale Durchbiegung des Holz-Granit-Verbundträgers HGB-4PB2K (Ergebnisse der Bemessung mit Stabwerkmodell)

LF 1: Prüflast  
Belastung [kN]  
Schnittgrößen N  
Lagerreaktionen[kN]

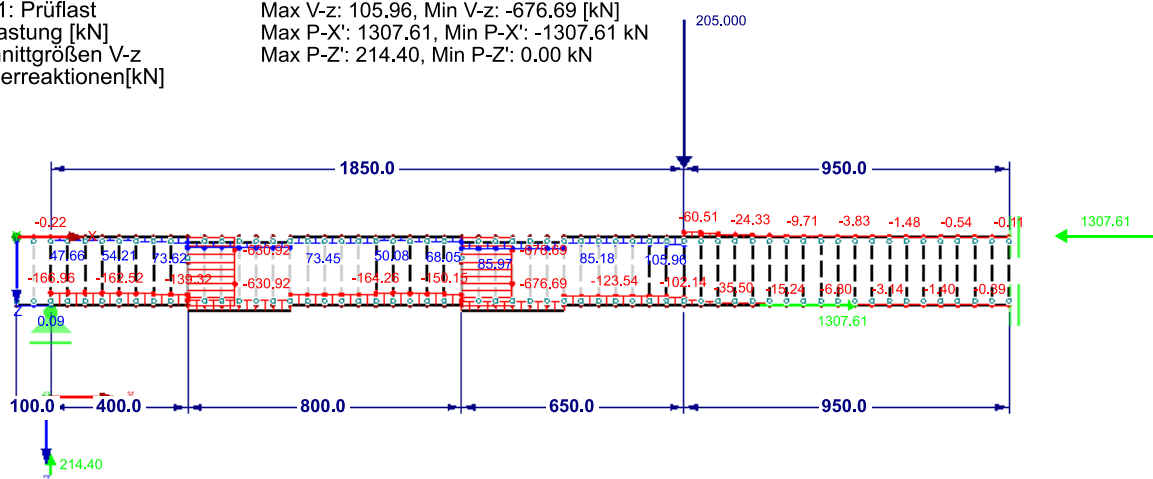
Max N: 1307.61, Min N: -1307.61 [kN]  
Max P-X': 1307.61, Min P-X': -1307.61 kN  
Max P-Z': 214.40, Min P-Z': 0.00 kN



**Abbildung 53: Normalkraftverlauf im Holz-Granit-Verbundträger HGB-4PB2K (Ergebnisse der Bemessung mit Stabwerkmodell)**

LF 1: Prüflast  
Belastung [kN]  
Schnittgrößen V-z  
Lagerreaktionen[kN]

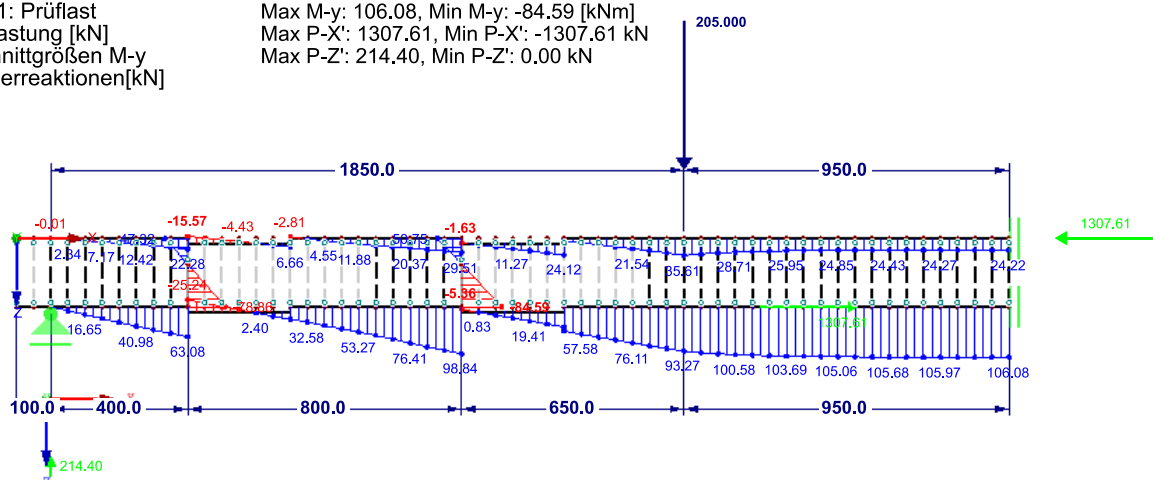
Max V-z: 105.96, Min V-z: -676.69 [kN]  
Max P-X': 1307.61, Min P-X': -1307.61 kN  
Max P-Z': 214.40, Min P-Z': 0.00 kN



**Abbildung 54: Querkraftverlauf im Holz-Granit-Verbundträger HGB-4PB2K (Ergebnisse der Bemessung mit Stabwerkmodell)**

LF 1: Prüflast  
Belastung [kN]  
Schnittgrößen M-y  
Lagerreaktionen[kN]

Max M-y: 106.08, Min M-y: -84.59 [kNm]  
Max P-X': 1307.61, Min P-X': -1307.61 kN  
Max P-Z': 214.40, Min P-Z': 0.00 kN

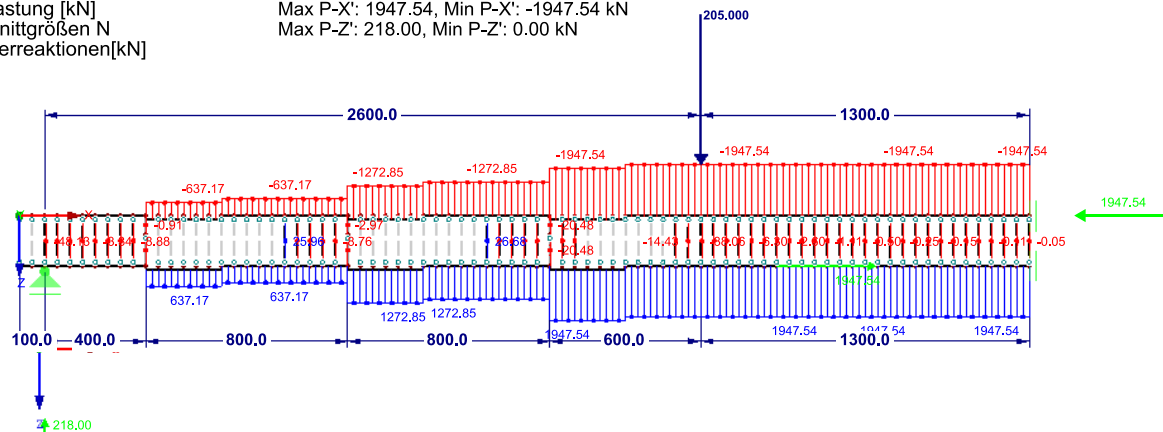


**Abbildung 55: Momentenverlauf im Holz-Granit-Verbundträger HGB-4PB2K (Ergebnisse der Bemessung mit Stabwerkmodell)**

Max u-Z: 54.7, Min u-Z: -2.2 [mm]  
Faktor für Verformungen: 7.30  
Max P-X': 1947.54, Min P-X': -1947.54 kN  
Max P-Z': 218.00, Min P-Z': 0.00 kN

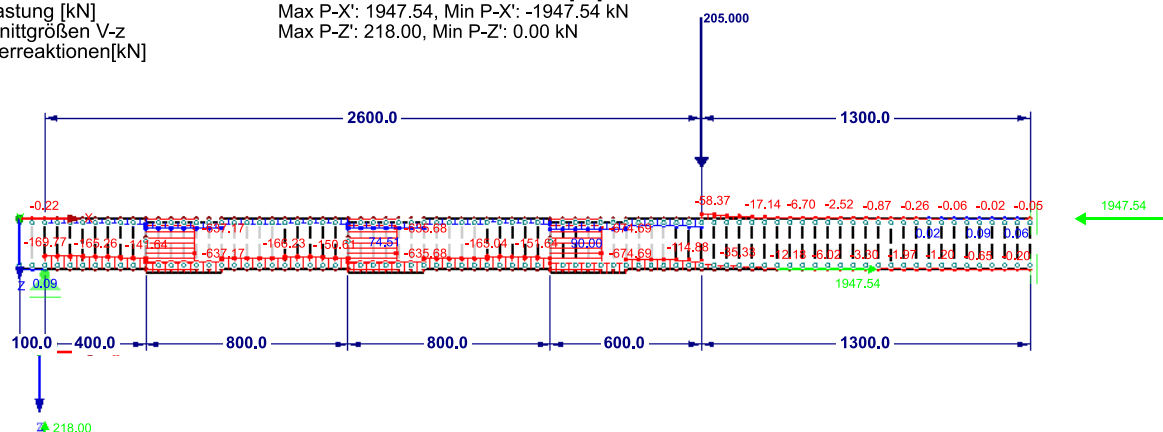
**Abbildung 56:** Vertikale Durchbiegung des Holz-Granit-Verbundträgers HGB-4PB3K (Ergebnisse der Bemessung mit Stabwerkmodell)

Max N: 1947.54, Min N: -1947.54 [kN]  
Max P-X': 1947.54, Min P-X': -1947.54 kN  
Max P-Z': 218.00, Min P-Z': 0.00 kN

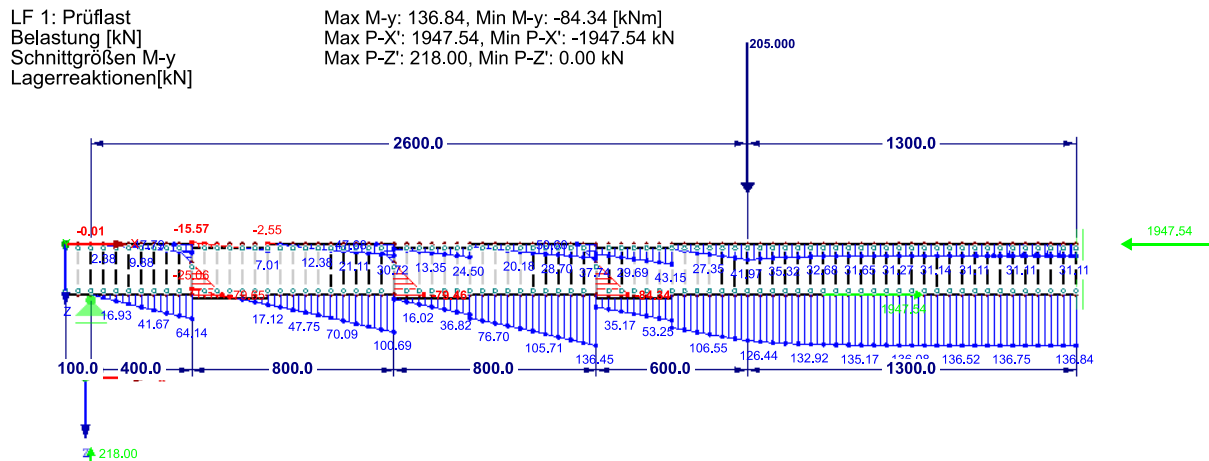


**Abbildung 57: Normalkraftverlauf im Holz-Granit-Verbundträger HGB-4PB3K (Ergebnisse der Bemessung mit Stabwerkmodell)**

Max V-z: 108.79, Min V-z: -674.69 [kN]  
Max P-X': 1947.54, Min P-X': -1947.54 kN  
Max P-Z': 218.00, Min P-Z': 0.00 kN



**Abbildung 58: Querkraftverlauf im Holz-Granit-Verbundträger HGB-4PB3K (Ergebnisse der Bemessung mit Stabwerkmodell)**



**Abbildung 59: Momentenverlauf im Holz-Granit-Verbundträger HGB-4PB3K (Ergebnisse der Bemessung mit Stabwerkmodell)**

Die Normalkraft-, Querkraft- und Momentenverläufe im Bruchzustand sind für den Probekörper HGB-4PB2K in den Abbildungen 53 bis 55 sowie für den Probekörper HGB-4PB3K in den Abbildungen 57 bis 59 dargestellt. Mithilfe der Schnittgrößen aus dem Stabwerkmodell lassen sich dann nach den allgemein anerkannten Regeln der Technischen Mechanik die einwirkenden Spannungen für die Querschnittsnachweise der Granitplatte und des Brettschichtholzträgers ermitteln. Während die in der Granitplatte und im Brettschichtholzträger vorherrschenden Schnittgrößen direkt an den jeweiligen Biegestäben des Stabwerkmodells abgelesen werden können, werden die Kervenkräfte aus dem Querkraftverlauf der Schubstäbe bestimmt. Dabei gilt, dass die über Schub an einer Kerbe übertragene Kraft der Querkraft im zugehörigen Schubstab entspricht. Die vertikale Zugkraft, die im Biegeversuch zum Abheben der Granitplatte vom Träger führt, wurde gemäß den Empfehlungen der DIN CEN/TS 19103 mithilfe von Gleichung (10) aus der Kervenkraft berechnet. Hintergrund ist der in Abbildung 5 dargestellte Kräfteverlauf, bei dem die vertikale Zugkraft aus der Umlenkung der um  $\theta$  geneigten Druckstrebe resultiert.

Um eine möglichst exakte Vorhersage der Tragfähigkeit der Verbundträger im 4-Punkt-Biegeversuch zu gewährleisten, wurde der Nachweis der Kerventragfähigkeit, die das maßgebende Versagenskriterium darstellt, auf Basis mittlerer Festigkeitskennwerte geführt. Diese Kennwerte wurden aus den Ergebnissen der vorangegangenen Versuche abgeleitet: Die mittlere Schubfestigkeit des Vorholzes wurde aus den Spannungen im Bruchzustand der Push-Off-Versuche (siehe Kapitel 9.5) ermittelt, während die mittlere Druckfestigkeit des Brettschichtholzes in kleinformatigen Druckversuchen an prismatischen Probekörpern bestimmt wurde, die aus den Slip-Block-Probekörpern herausgesägt worden waren (siehe Anhang A). Sofern weitere Materialversuche durchgeführt worden waren, wurden für diese Materialien ebenfalls die Mittelwerte der Festigkeiten in den entsprechenden Nachweisen angesetzt. Für den Granit des Typs Tittlinger Feinkorn liegen die mittlere Druck- und Biegezugfestigkeit aus vorab durchgeführten Laboruntersuchungen vor, sodass diese Werte in die Querschnittsnachweise der Granitplatte eingeflossen sind. Für das verwendete Brettschichtholz wurden die Festigkeiten – mit Ausnahme der Druckfestigkeit – nicht in separaten Materialversuchen ermittelt. Daher wurde für die Nachweise des Brettschichtholzträgers auf die charakteristischen Festigkeitskennwerte aus der DIN EN 14080 zurückgegriffen. Auch für die Abhebesicherung lagen lediglich die Mindestfestigkeiten aus den jeweiligen Normen vor, weshalb diese Nachweise ebenfalls mit charakteristischen Widerständen geführt werden.

**Tabelle 15: Tabellarische Zusammenfassung der Ergebnisse in der Bemessung der beiden Demonstratorversuche: Übersicht über die geführten Nachweise und Ausnutzungsgrade**

Nachweis	Ausnutzungsgrad $\eta$ [-]	
	HGB-4PB2K	HGB-4PB3K
Maximale Randdruckspannung in der Granitplatte infolge Biegebeanspruchung		
$\sigma_{\text{rand,oben}} \leq f_{\text{cm,g}}$ (mittlere Festigkeit)	0,17	0,22
Maximale Randzugspannung in der Granitplatte infolge Biegebeanspruchung		
$\sigma_{\text{rand,unten}} \leq f_{\text{ctm,flex,g}}$ (mittlere Festigkeit)	0,65	0,66
Maximale Randdruckspannung im Brettschichtholzträger infolge Biegebeanspruchung		
$\sigma_{\text{rand,oben}} \leq f_{\text{c,0,k}}$ (charakteristische Festigkeit)	0,32	0,35
Maximale Randzugspannung im Brettschichtholzträger infolge Biegebeanspruchung		
$\sigma_{\text{rand,unten}} \leq f_{\text{m,k}}$ (charakteristische Festigkeit)	0,65	0,89
Nachweis der Spannungscombination Biegung und Zug gemäß DIN EN 1995-1-1		
$\sigma_{\text{t,0}} / f_{\text{t,0,k}} + \sigma_{\text{m,y}} / f_{\text{m,k}}$ (charakteristische Festigkeit)	0,76	1,04
Nachweis der maximalen Auflagerpressung im Holz		
$\sigma_{\text{c,90}} \leq f_{\text{c,90,k}}$ (charakteristische Festigkeit)	1,02	1,04
Nachweis der Druckspannung an der Kervenflanke für die maßgebende Kerbe		
$\sigma_{\text{c}} \leq f_{\text{c,notch}}$ (mittlere Festigkeit)	0,89	0,89
Nachweis der Schubspannung im Vorholz für die maßgebende Kerbe		
$\sigma_{\text{v}} \leq f_{\text{v,notch}}$ (mittlere Festigkeit)	1,01	1,00
Nachweis der Abhebesicherung – Maximale Tragfähigkeit Verbunddübel (Einzeldübel)		
$F_{\text{t,1}} \leq N_{\text{Rk,s}}$ (charakteristische Festigkeit, Stahlversagen)	0,53	0,53
$F_{\text{t,1}} \leq N_{\text{Rk,p}}$ (charakteristische Festigkeit, Herausziehen)	0,33	0,33
Nachweis der Abhebesicherung – Maximale Tragfähigkeit Verbunddübel (Dübelgruppe)		
$F_{\text{t}} \leq N_{\text{Rk,c}}$ (charakteristische Festigkeit, Betonausbruch)	0,57	0,57
$F_{\text{t}} \leq N_{\text{Rk,sp}}$ (charakteristische Festigkeit, Spalten)	0,76	0,75
Nachweis der Abhebesicherung – Maximale Zugtragfähigkeit der Gewindestange		
$F_{\text{t,1}} \leq N_{\text{Rk,b}}$ (charakteristische Festigkeit)	0,50	0,50
Nachweis der Abhebesicherung – Maximale Pressung im Holz unterhalb der Ankerplatte		
$\sigma_{\text{c,90}} \leq f_{\text{c,90,k}}$ (charakteristische Festigkeit)	0,69	0,69

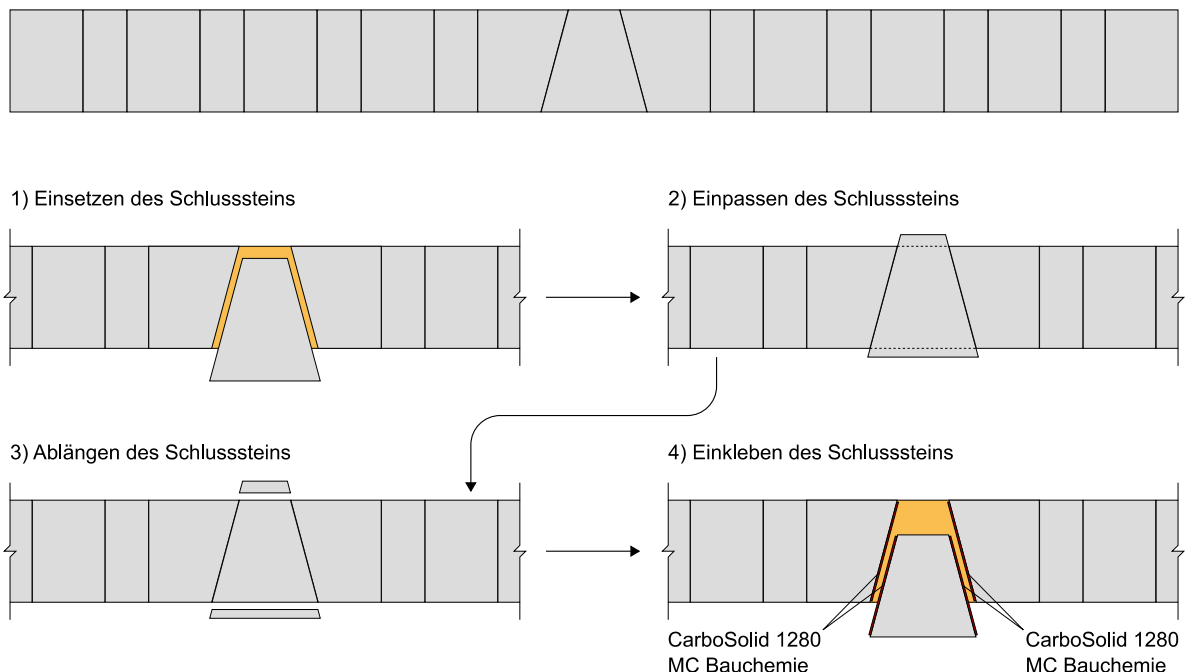
Während die Bemessung der Kerbe in Anlehnung an die DIN CEN/TS 19103 erfolgt, wird der Brettschichtholzträger nach DIN EN 1995-1-1 und DIN EN 1995-2 nachgewiesen. Die Granitplatte wird, wie in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für die vorgespannte Granitsegmentbrücke der Firma Kusser vorgegeben, nach DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-2 bemessen [Z-13.4-150]. Außerdem wurde für die Bemessung der Abhebesicherung (Verbunddübel MKT VMZ-IG 80 M10) auf die ETA-04/0092 zurückgegriffen.

Aus Tabelle 15 ist ersichtlich, dass bei den beiden Holz-Granit-Verbundträgern HGB-4PB2K und HGB-4PB3K der Nachweis der Schubspannung im Vorholz der am stärksten beanspruchten Kerne maßgebend wird (Ausnutzungsgrad  $\eta \geq 1$ ). Demnach stellt das Holzschubversagen der Kerne den entscheidenden Versagensmechanismus für das globale Gesamtversagen der Träger dar. Zwar sind einige Holznachweise ebenfalls knapp nicht erfüllt (siehe rote Markierung in Tabelle 15), jedoch wurden diese Nachweise auf charakteristischem Niveau, das heißt mit den 5%-Quantilwerten der Festigkeit, geführt. Hierbei handelt es sich um einen im Vergleich zum Mittelwert niedrigeren Festigkeitswert, den 95 % der Grundgesamtheit aller möglichen Festigkeitsmesswerte überschreiten. Anders ausgedrückt bedeutet dies, dass die tatsächliche Festigkeit im Versuch mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % größer ist als dieser charakteristische Festigkeitswert. Demzufolge, und da die Ausnutzungsgrade  $\eta$  nur geringfügig größer als 1 sind, werden weder der Interaktionsnachweis noch der Nachweis der Auflagerpressung als maßgebend angesehen.

## 10.4 Montage

Ein weiteres Ziel der Demonstratorversuche war es, das in Kapitel 6 beschriebene Montageverfahren hinsichtlich seiner praktischen Anwendbarkeit zu untersuchen. Da sowohl die Slip-Block- als auch die Push-Off-Probekörper lediglich aus dem Brettschichtholzelement und maximal zwei Granitelementen bestanden und ihre Herstellung dementsprechend einfach war, konnte noch nicht überprüft werden, ob sich ein Holz-Granit-Verbundträger mit mehreren Kerben pro Seite nach dem in Kapitel 6 beschriebenen Verfahren montieren lässt.

Draufsicht



**Abbildung 60:** Schematische Darstellung des Prozesses zum Einpassen und Einkleben des mittleren Granitsegments (Schlussstein)

Probleme könnten vor allem durch Maßabweichungen entstehen, die die zulässigen Toleranzgrenzen überschreiten und dazu führen, dass sich die Granitsegmente nicht mehr passgenau an ihrer vorgesehenen Position montieren lassen. Im ungünstigsten Fall könnten sich die Maßabweichungen mehrerer Granitsegmente aufsummieren, bis sich der Schlussstein nicht mehr

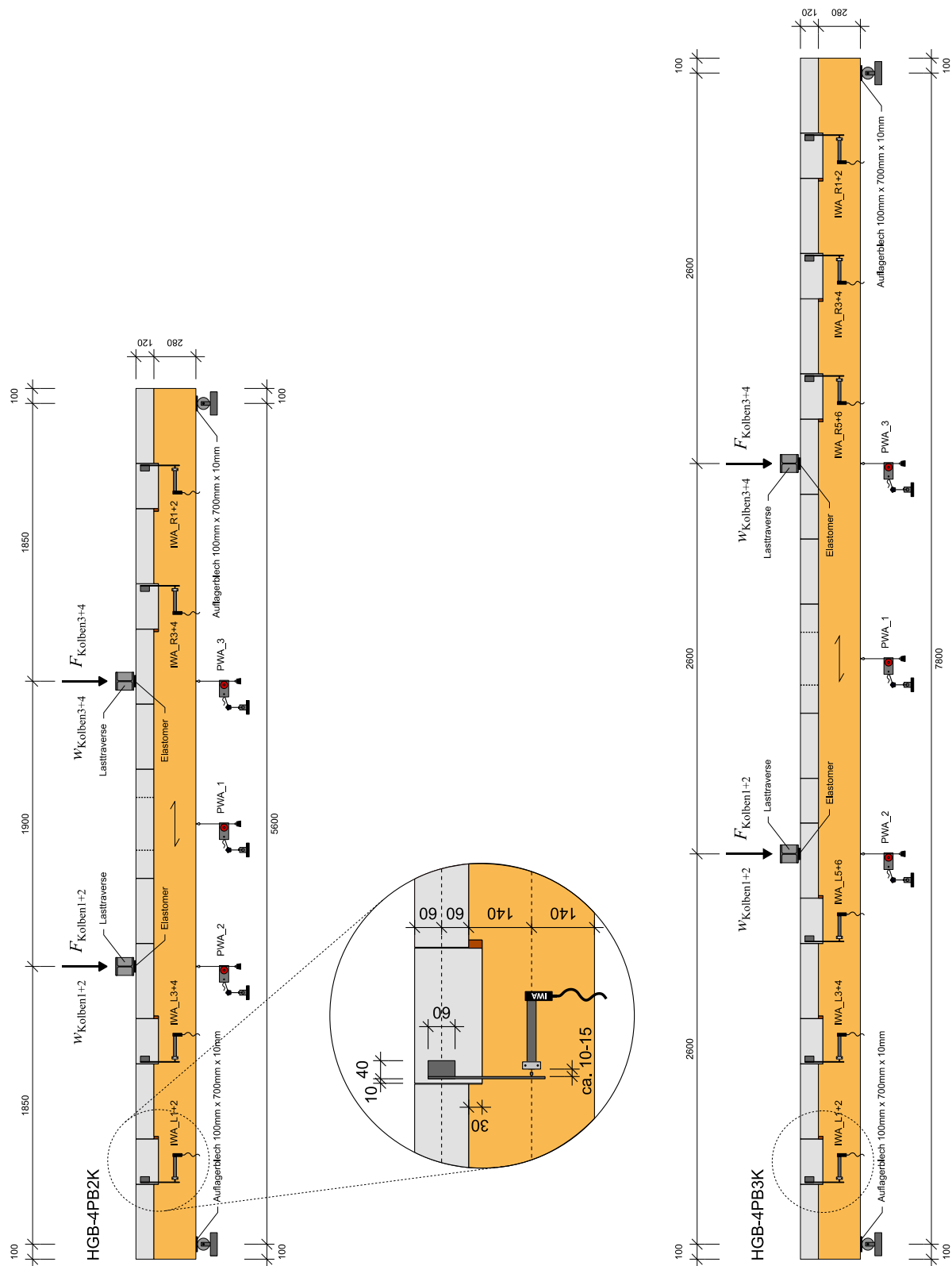


in die für ihn vorgesehene Lücke einsetzen lässt. Das in Kapitel 6 beschriebene Montageverfahren sieht vor, dass die Granitplatten ausgehend von beiden Trägerenden von außen nach innen auf dem Brettschichtholzträger montiert werden. Um etwaige auftretende Maßabweichungen bestmöglich ausgleichen und so stets die Passgenauigkeit des Schlussteins gewährleisten zu können, wird dieser in der Draufsicht trapezförmig ausgeführt (siehe Abbildung 60). Die angrenzenden Granitsegmente weisen die Form eines rechtwinkligen Trapezes auf, dessen Neigungswinkel exakt auf den Schlusstein abgestimmt ist. Dadurch kann der symmetrische Schlusstein seitlich in die verbleibende Lücke der Granitplatte eingeschoben werden. Zuvor wird das letzte Granitsegment individuell an die verbleibende Lücke angepasst. Zu diesem Zweck wird der Schlusstein mit einem Übermaß gefertigt, sodass er nach dem Einsetzen auf beiden Seiten des Holzträgers leicht übersteht. Dieser Überstand wird abgesägt, nachdem das Granitsegment unter Berücksichtigung der gewählten Klebefugendicke von 2 mm exakt ausgerichtet ist. Erst dann wird der CarboSolid 1280 Klebstoff auf die Fügeflächen aufgetragen und der Schlusstein in die dafür vorgesehene Lücke in die Granitplatte eingeklebt. Durch das individuelle Aufmessen und Einpassen des Schlussteins kann gewährleistet werden, dass sich etwaige Maßabweichungen bis zu einem gewissen Grad nachträglich ausgleichen lassen. Das Ablauf für das Einpassen und Einkleben des mittleren Granitsegments ist schematisch noch einmal in Abbildung 60 dargestellt. Ein weiterer Grund für die trapezförmige Gestaltung des Schlussteins ist die Gewährleistung einer fehlerfreien Verklebung. Denn das seitliche Einschieben des Granitsegments verhindert, dass der zuvor auf die Fügeflächen aufgetragene Klebstoff beim Einsetzen des Steins abgestreift wird, wie es beispielsweise beim Einsetzen von oben der Fall wäre.

## 10.5 Prüfeinrichtung und Messtechnik

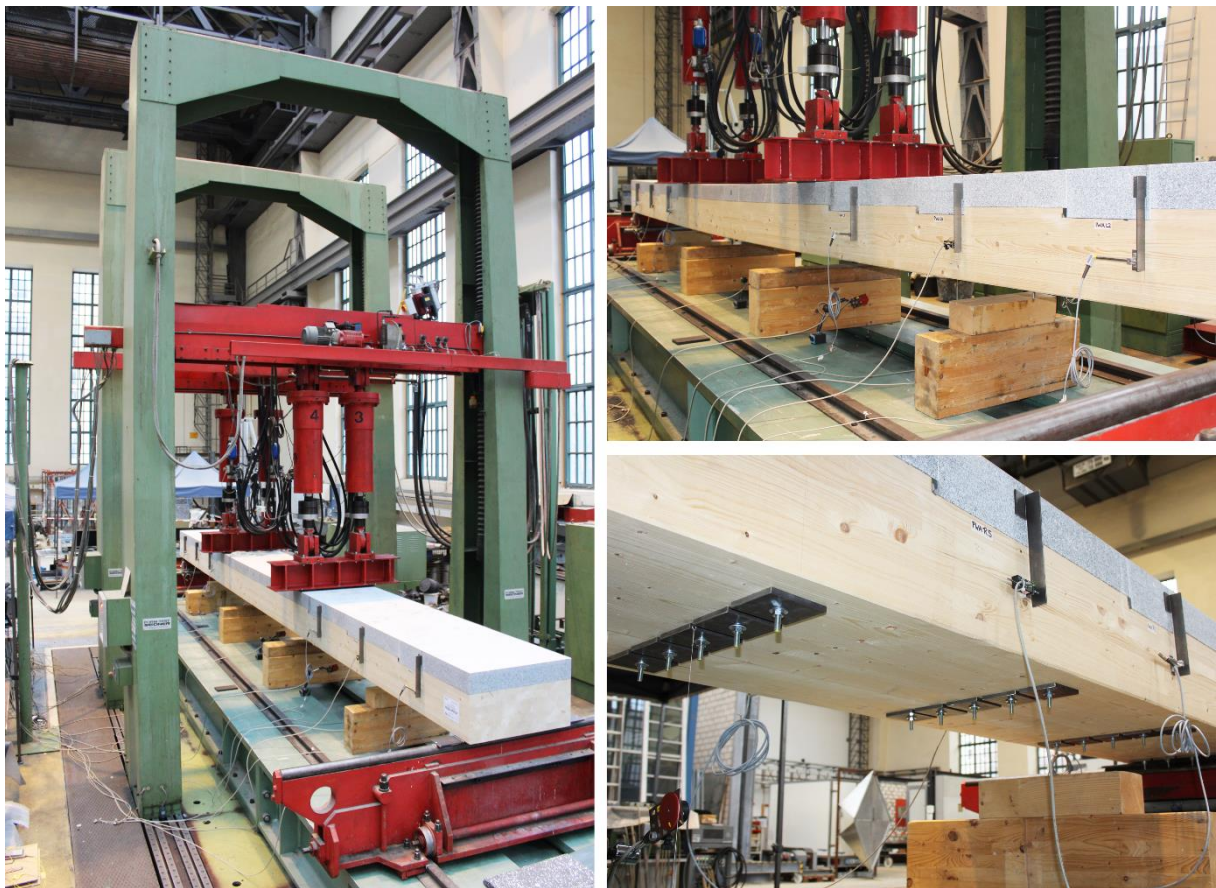
Für die 4-Punkt-Biegeversuche an den beiden Holz-Granit-Verbundträgern steht eine Plattenbiegemaschine der Firma *Form+Test Seidner & Co. GmbH* mit zwei verschiebbaren Prüfportalen zur Verfügung. Die Prüfkraft wird mithilfe von vier servohydraulischen Prüfzylindern auf die Träger aufgebracht, wobei die Lasteinleitung punktförmig an zwei Stellen entlang der Trägerlängsachse erfolgt. Hierzu werden jeweils zwei Prüfzylinder über eine Lasttraverse aus Stahl miteinander gekoppelt. Um eine gleichmäßige Belastung durch die vier Prüfzylinder sicherzustellen, erfolgt das Aufbringen der Prüfkraft weggesteuert. Wie für 4-Punkt-Biegeversuche üblich, wurde der Abstand zwischen den Lasteinleitungsstellen so gewählt, dass die Belastung möglichst in den Drittelpunkten erfolgt. Der 8,0 m lange Holz-Granit-Verbundträger (HGB-4PB3K) hat an beiden Enden einen Auflagerüberstand von 10 cm, wodurch sich zwischen den Auflagern eine Spannweite von 7,8 m ergibt. Die Lasteinleitungspunkte sind symmetrisch angeordnet, mit einem Abstand von 2,6 m zueinander sowie einem Abstand von jeweils 2,6 m zwischen den Lasteinleitungspunkten und den Auflagern. Auch der 5,8 m lange Träger (HGB-4PB2K) weist an beiden Enden einen Auflagerüberstand von 10 cm auf, woraus sich eine Spannweite von 5,6 m ergibt. Im Gegensatz zum 8,0 m langen Holz-Granit-Verbundträger sind die Lasteinleitungspunkte nicht exakt in den Drittelpunkten angeordnet. Der Abstand zwischen ihnen beträgt 1,9 m, während der Abstand zwischen den Lasteinleitungspunkten und den Auflagern jeweils 1,85 m beträgt. Um eine gleichmäßigere Lastverteilung zu gewährleisten und zu vermeiden, dass die Kräfte an den Rollenauflagern stark lokal konzentriert ins Holz eingeleitet werden, wird zwischen den Auflagern und dem Brettschichtholzträger ein 10 cm breites Stahlblech angeordnet. Darüber hinaus wird zwischen der Granitplatte und der

an den Prüfzylindern befestigten Lasttraverse ein etwa 1 cm dickes Elastomer platziert, welches die Aufgabe hat, etwaige Unebenheiten auf der Oberfläche der Granitplatte auszugleichen und eine gleichförmige Krafteinleitung in die Granitplatte sicherzustellen.



**Abbildung 61:** Messtechnikplan mit den genauen Positionen der Wegaufnehmer zur Messung der vertikalen Durchbiegung und der horizontalen Relativverschiebung zwischen Holz und Granit

Zusätzlich zu den internen Messsensoren der Prüfmaschine, die für jeden der vier Prüfzylinder sowohl den Kolbenhub als auch die Kolbenkraft erfassen, werden an mehreren Punkten entlang der Trägerachse die vertikalen Durchbiegungen des Holz-Granit-Verbundträgers gemessen. Die Messung erfolgt mithilfe von drei Drehpotentiometer-Wegaufnehmern (PWA), die die vertikalen Durchbiegungen in Trägermitte sowie unterhalb der Lasteinleitungspunkte aufzeichnen. Die Durchbiegung entspricht dabei der Änderung des vertikalen Abstandes zwischen der Unterkante des Brettschichtholzträgers (sofern möglich mittig in der Breite des Probekörpers) und der Bodenplatte des Prüfrahmens. Auch bei den Demonstratorversuchen lag ein besonderer Schwerpunkt auf dem Verformungsverhalten der Holz-Granit-Kervenverbindung. Daher wurden mithilfe von Wegaufnehmern die horizontalen Relativverschiebungen zwischen Holz und Granit parallel zur Verbundfuge gemessen. Aus den gemessenen Relativverschiebungen und der zugehörigen Kervenkraft kann anschließend die Steifigkeit der Kervenverbindung ermittelt werden. Die Lage der Messpunkte befindet sich jeweils in der Schwerelinie des Holz- bzw. Granitquerschnitts möglichst nah an der druckbeanspruchten Kervenflanke (siehe Detailansicht in Abbildung 61). Die Wegaufnehmer werden an den Brettschichtholzträger geschraubt und messen die Verschiebung relativ zu den Stahlwinkeln, die seitlich auf die Granitplatte geklebt werden und die Verschiebungen des Granits zum Holzträger weiterleiten.

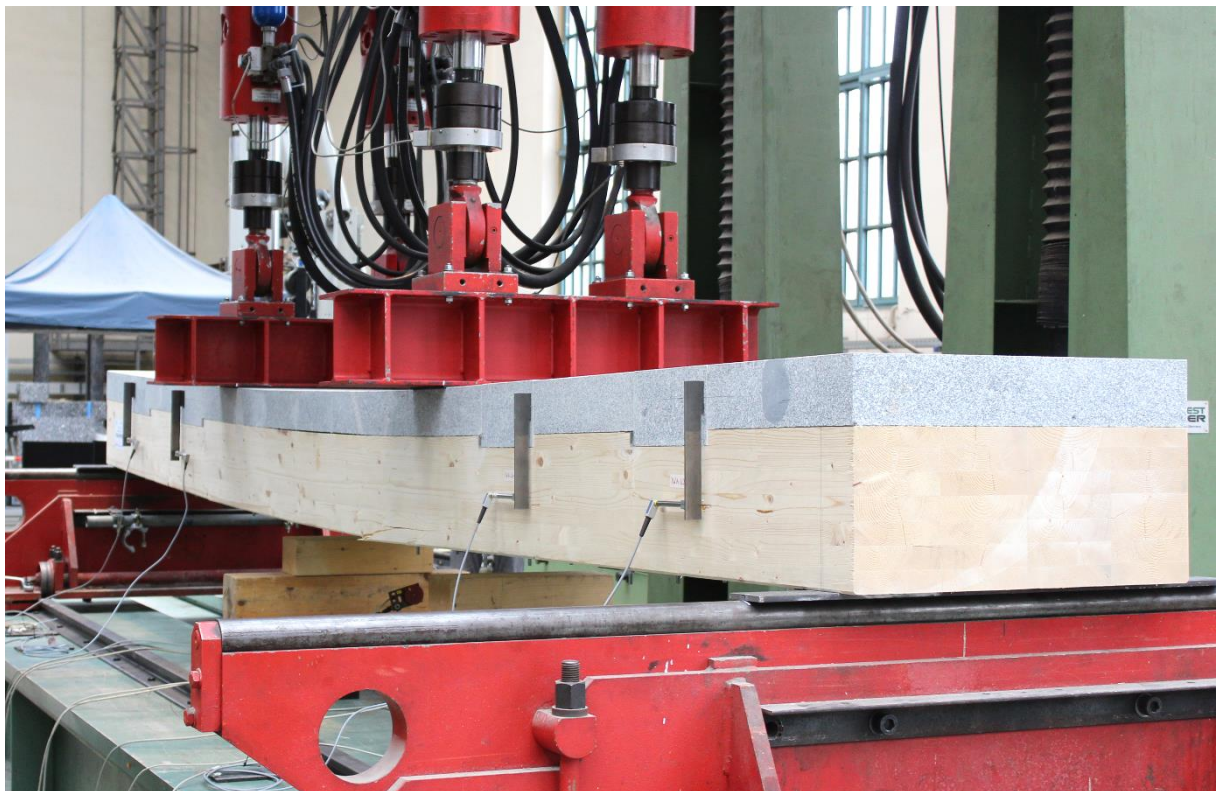


**Abbildung 62:** Foto des Versuchsstandes zur Prüfung der beiden Holz-Granit-Verbundträger unter 4-Punkt-Biegebeanspruchung (während der Prüfung von Probekörper HGB-4PB3K)

Die Messung der Relativverschiebungen zwischen Holz und Granit erfolgte an jeder Kerbe beidseitig auf der Vorder- und Rückseite des Probekörpers. Für den Holz-Granit-Verbundträger mit 2 Kerven pro Seite (HGB-4PB2K) waren somit insgesamt 8 Wegaufnehmer erforderlich, während für den Probekörper mit 3 Kerven pro Seite (HGB-4PB3K) 12 Wegaufnehmer



benötigt wurden. Für die Messung der Kervenverschiebungen wurden in der Regel induktive Wegaufnehmer (IWA) eingesetzt. Da jedoch nur 8 IWAs für die Versuche verfügbar waren, kamen beim Probekörper HGB-4PB3K zusätzlich 4 lineare Potentiometer-Wegaufnehmer (PWA) zum Einsatz, die eine etwas geringere Messgenauigkeit aufweisen. Die PWAs wurden schräg versetzt angeordnet, sodass jede Kerbe mindestens mit einem induktiven Wegaufnehmer erfasst wurde. Es sei darauf hingewiesen, dass eine direkte Messung der Kervenkraft, wie sie aufgrund des einfachen Versuchsaufbaus in den vorangegangenen Versuchen noch möglich war, in diesem Fall nicht mehr ohne Weiteres umsetzbar ist. Da mehrere Kerven im Verbund getestet werden und nicht davon ausgegangen werden kann, dass jede Kerbe gleichmäßig beansprucht wird, bleibt die genaue Kraftverteilung unbekannt. Die Verteilung der Kräfte und damit die Beanspruchung jeder einzelnen Kerbe unter einer definierten Prüflast  $F$  kann lediglich mithilfe des zuvor beschriebenen Stabwerksmodells abgeschätzt werden. Auch eine messtechnische Erfassung der Abhebekraft ist aufgrund des hohen Aufwands nicht vorgesehen. Der Versuchsaufbau sowie die genaue Position der Wegaufnehmer kann der Abbildung 61 entnommen werden. Fotos des Prüfstandes mit den eingebauten Probekörpern HGB-4PB2K und HGB-4PB3K sind in Abbildung 62 und Abbildung 63 dargestellt.

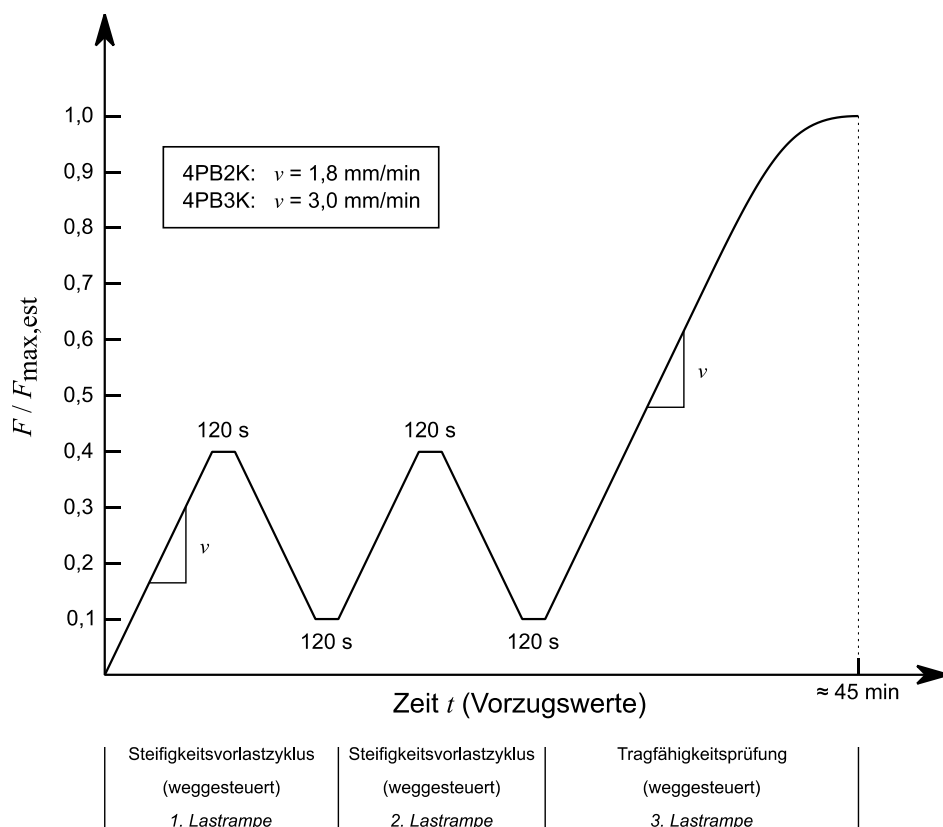


**Abbildung 63:** *Probekörper 4PB2K kurz vor Ende des Versuchs (4-Punkt-Biegeversuch in der Plattenbiegemaschine)*

## 10.6 Belastungsschema

Wie bereits bei den vorangegangenen Versuchen orientiert sich das Belastungsschema an den Vorgaben der DIN EN 383 zur Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit und Bettungswerte von stiftförmigen Verbindungsmitteln. Demnach ist vor der Belastung bis zum Bruch des Probekörpers ein Vorbelastungszyklus bis 40 Prozent von  $F_{\max, \text{est}}$  zu durchlaufen. Anschließend ist die Last bis auf 10 Prozent von  $F_{\max, \text{est}}$  zu verringern, bevor die Prüfkraft kontinuierlich bis zum Versagen des Probekörpers gesteigert wird. An den Haltestufen ist die Prüfkraft gemäß der

Norm für 30 Sekunden konstant zu halten. Entgegen den Empfehlungen der DIN EN 383 und damit abweichend von den vorangegangenen Versuchen sind bei den Demonstratorversuchen nicht ein, sondern zwei Vorbelastungszyklen vorgesehen. Dies soll erste Erkenntnisse darüber liefern, wie sich der Verschiebungsmodul der Kervenverbindung mit zunehmender Anzahl durchlaufener Belastungszyklen verhält. Darüber hinaus werden für die Großversuche die Haltestufen bei 10 und 40 Prozent der erwarteten Bruchlast  $F_{\max,est}$  auf 120 Sekunden verlängert. Obwohl die Bemessung mithilfe des Stabwerkmodells eine rechnerische Bruchlast von 410 kN ergab, wurde die erwartete Maximallast  $F_{\max,est}$ , die zur Festlegung des Belastungschemas dient, mit 375 kN sicherheitshalber etwas niedriger angesetzt. Damit ergibt sich dann planmäßig eine untere Haltekraft von  $0,1 \cdot F_{\max,est} = 37,5$  kN und eine obere Haltekraft von  $0,4 \cdot F_{\max,est} = 150$  kN. Wie bereits eingangs erwähnt wird die Belastung weggesteuert auf den Verbundträger aufgebracht, um einen gleichmäßigen Hub der vier Prüfzylinder sicherzustellen und dadurch die Gesamtprüfkraft möglichst hälftig auf die linke und rechte Lasteinleitungsstelle zu verteilen. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde so festgelegt, dass die beiden Versuche jeweils etwa 45 Minuten dauern. Daraus ergibt sich rechnerisch eine Prüfgeschwindigkeit von 1,8 mm/min für den Versuch HGB-4PB2K und 3,0 mm/min für den Versuch HGB-4PB3K. Abbildung 64 zeigt das im Rahmen der Demonstratorversuche verwendete Belastungsschema in Form eines Prüfkraft-Zeit-Diagramms.

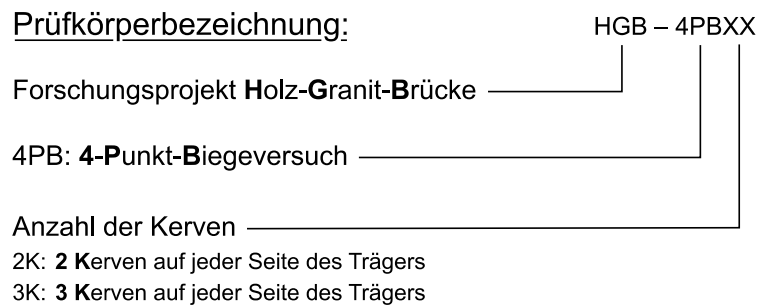


**Abbildung 64:** Belastungsschema für die 4-Punkt-Biegeversuche an Holz-Granit-Verbundträgern (modifiziertes Belastungsverfahren aus der DIN EN 383)

## 10.7 Versuchsergebnisse

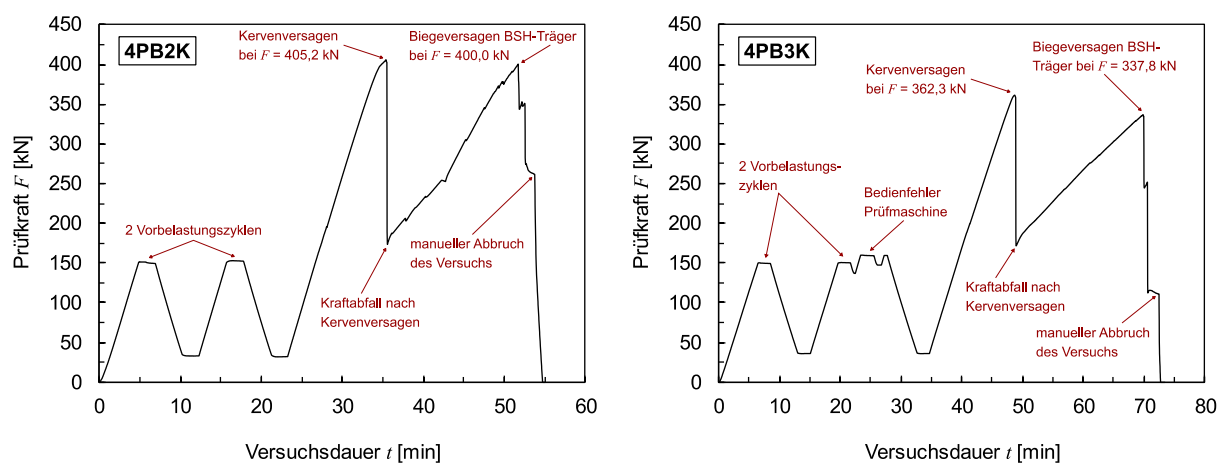
Die gegen Ende des Forschungsprojektes durchgeführten Demonstratorversuche umfassen zwei Biegeversuche an nahezu realmaßstäblichen Holz-Granit-Verbundträgern, die unter 4-

Punkt-Biegebeanspruchung bis zum vollständigen Versagen des Probekörpers geprüft werden. Der kürzere der beiden Träger weist eine Gesamtlänge von 5,8 m auf (5,6 m Spannweite) und besitzt an jeder Seite zwei Kerven, während der längere Träger 8,0 m lang ist (7,8 m Spannweite) und mit jeweils drei Kerven pro Seite ausgestattet ist. Die im Rahmen der weiteren Auswertung verwendete Nomenklatur wird noch einmal in Abbildung 65 erläutert.



**Abbildung 65:** Erläuterung der in den Demonstratorversuchen verwendeten Probekörperbezeichnung

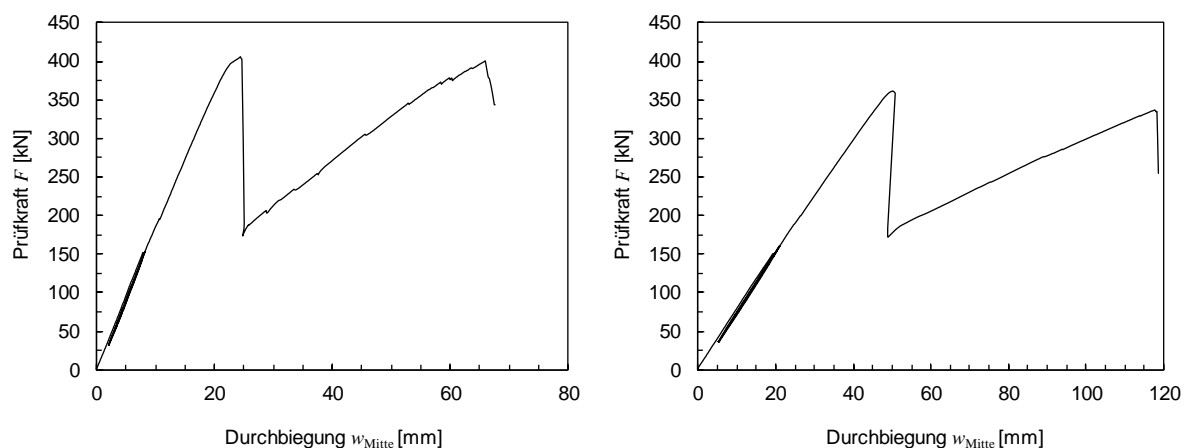
Zur anschaulichen Beschreibung der Abläufe der beiden Versuche zeigt Abbildung 66 die auf den Probekörper aufgebrachte Prüfkraft in Abhängigkeit der Versuchszeit. Die Abbildung zeigt links das Kraft-Zeit-Diagramm für Versuch HGB-4PB2K und rechts das Kraft-Zeit-Diagramm für Versuch HGB-4PB3K. Vor der eigentlichen Belastung bis zum Bruch des Probekörpers wurden jeweils zwei Vorbelastungszyklen durchlaufen, bei denen die Last zunächst auf 40 % von  $F_{\max,est}$  erhöht, für 120 Sekunden gehalten und anschließend wieder auf 10 % von  $F_{\max,est}$  reduziert wurde. Auch auf der unteren Haltestufe wurde die Kraft für 120 Sekunden konstant gehalten, bevor die Belastung fortgesetzt wurde. Die Vorbelastungsrampen, welche sich über die ersten 20-30 Minuten des Versuchs erstrecken, sind deutlich in der Abbildung 66 zu erkennen. Bei Betrachtung des Versuchs HGB-4PB3K fällt auf, dass es hier an der oberen Haltestufe des zweiten Vorbelastungszyklus zu mehreren kleinen Lastanstiegen und Lastabfällen kam. Diese ungewollten Schwankungen der Prüfkraft, bei denen die Last kurzzeitig bis auf 160 kN anstieg, sind auf Fehler bei der Bedienung der Prüfmaschine zurückzuführen und haben keinen Einfluss auf die weitere Auswertung des Versuchs. Daher sollen sie im Folgenden nicht weiter thematisiert werden.



**Abbildung 66:** Links: Verlauf der Prüfkraft über die Dauer des Versuchs für Träger HGB-4PB2K  
Rechts: Verlauf der Prüfkraft über die Dauer des Versuchs für Träger HGB-4PB3K



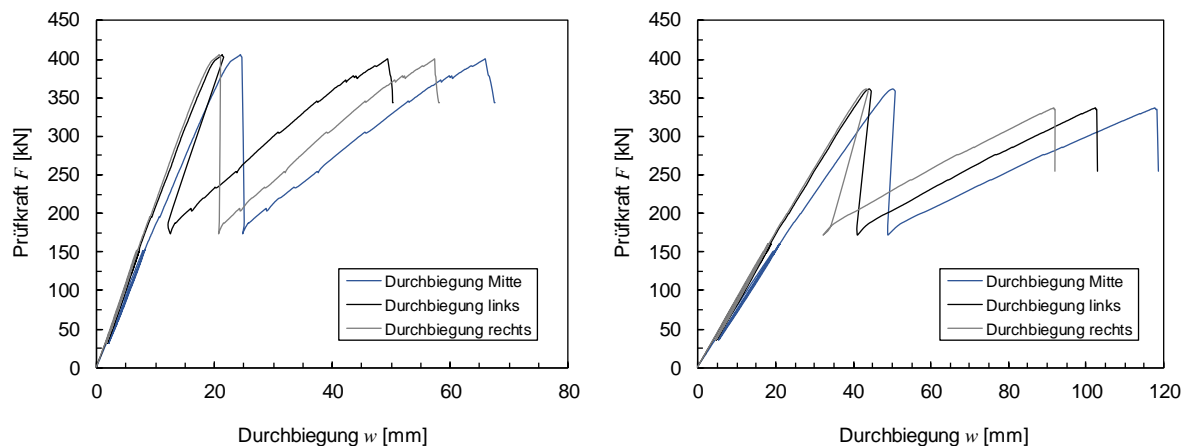
Im Anschluss an die beiden Vorbelastungszyklen wurde die Belastung auf die Holz-Granit-Verbundträger kontinuierlich bis zum Erreichen der Bruchlast gesteigert. Während dieser Belastung verformten sich die Holz-Granit-Verbundträger unter Last linear-elastisch, wie in den Prüfkraft-Durchbiegungs-Diagrammen in Abbildung 67 erkennbar ist. Bis kurz vor Erreichen des ersten Lastmaximums herrscht ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen der im 4-Punkt-Biegeversuch aufgebrauchten Prüfkraft und den an der Trägerunterkante in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen. Die Be- und Entlastungsäste der beiden Vorbelastungsrampen verlaufen entlang derselben Geraden, was belegt, dass die bis dahin gemessenen Verformungen rein elastisch sind und keine plastischen (irreversiblen) Verformungen auftreten. In den Kraft-Verformungs-Diagrammen sind die Vorbelastungsrampen an der Verdickung der Kurven im unteren Lastbereich zu erkennen. Neben der Durchbiegung in Feldmitte wurden außerdem die Durchbiegungen unterhalb der Laststempel in den Drittelpunkten der Träger aufgezeichnet. Werden die Durchbiegungen an allen drei Messstellen in Abbildung 68 miteinander verglichen, fällt auf, dass die größten Durchbiegungen jeweils in Feldmitte gemessen werden können, wohingegen die Durchbiegungen an der linken und rechten Lasteinleitungsstelle etwas geringer sind. Deren Kurven verlaufen in beiden Versuchen bis zum ersten Lastmaximum nahezu synchron, woraus sich schlussfolgern lässt, dass die Durchbiegungslinie symmetrisch ist und die Belastung demnach gleichmäßig auf die Träger aufgebracht wird. Insgesamt bestätigen die Durchbiegungsmessungen das nach der Balkentheorie für einen Träger unter 4-Punkt-Biegebeanspruchung angenommene Verformungsverhalten.



**Abbildung 67:** *Links: Durchbiegung des Probekörpers HGB-4PB2K in Feldmitte  
Rechts: Durchbiegung des Probekörpers HGB-4PB3K in Feldmitte*

Die Annahme aus der Bemessung, dass das Versagen der Kervenverbindung den primären Versagensmechanismus darstellt, konnte in beiden Versuchen bestätigt werden. Sowohl bei Träger HGB-4PB2K als auch bei Träger HGB-4PB3K trat das Versagen spröde und ohne Vorankündigung auf, wobei auf der jeweils maßgebenden Seite des Trägers das Vorholz aller Kerven vollständig abgeschert wurde. Obwohl die 2 bzw. 3 Kerven auf einer Trägerseite augenscheinlich gleichzeitig zu versagen schienen, wird vermutet, dass zunächst nur die am stärksten beanspruchte Kerbe versagte. Dadurch wurde ihre Kraft auf die verbleibenden Kerven umgelagert, die jedoch nicht in der Lage waren, die zusätzliche Beanspruchung aufzunehmen, sodass diese wie bei einem Reißverschlussversagen ebenfalls nacheinander abscherten. Anlass für diese Vermutung gibt die Verteilung der Schubkraft auf die einzelnen Kerven, da diese nicht gleichmäßig, sondern, wie in der Bemessung mithilfe des Stabwerkmo-

dells (siehe Abbildung 54 und Abbildung 58) gezeigt, unterschiedlich stark beansprucht werden. Das Versagen der Kervenverbindung war vom einem lauten Knall begleitet und kündigte sich vorab akustisch durch ein zunehmend lauter und intensiver werdendes Knistern und Knacken im Holz an. Auch die Kraft-Verformungs-Diagramme (siehe Abbildung 67 und Abbildung 68) können Hinweise auf das bevorstehende Versagen liefern: So zeigt das Diagramm des Probekörpers HGB-4PB2K unmittelbar vor dem Primärversagen einen überproportionalen Anstieg der Durchbiegungen. Beim Probekörper HGB-4PB3K hingegen ist dieses Verhalten deutlich weniger stark ausgeprägt.



**Abbildung 68:** Links: Kraft-Durchbiegungs-Diagramm des Probekörpers HGB-4PB2K  
Rechts: Kraft-Durchbiegungs-Diagramm des Probekörpers HGB-4PB3K

Nachdem die Schubfestigkeit des Holzes überschritten wurde, scherte das Vorholz ausgehend vom Kervengrund über die gesamte Breite des Brettschichtholzträgers ab. Damit entspricht das Kervenversagen in den 4-Punkt-Biegeversuchen im Großen und Ganzen dem beobachteten Versagensmechanismus aus den vorangegangenen Kleinversuchen und mittelgroßen Versuchen. Abbildung 69 zeigt für die beiden Demonstratorversuche Bruchbilder des Holzschubversagens an den Kerven. Während der kürzere Träger HGB-4PB2K bei einer Gesamtprüfkraft von 405,2 kN versagte, trat das Primärversagen beim längeren Träger HGB-4PB3K bei einer Prüflast von 362,3 kN auf. Im Vergleich dazu lag die rechnerische Bruchlast, die zuvor auf Basis der Ergebnisse aus den vorangegangenen Versuchen ermittelt worden war, bei 410 kN. Die prozentuale Abweichung zwischen der berechneten und der gemessenen Bruchlast beträgt damit für den kürzeren Träger HGB-4PB2K etwa 1,2 % und für den längeren Träger HGB-4PB3K etwa 11,6 %. Obwohl die Abweichung beim Probekörper HGB-4PB3K deutlich größer ausfällt, konnte die Bruchlast für beide Biegeversuche dennoch mit ausreichender Genauigkeit vorhergesagt werden.

Sowohl beim kurzen als auch beim langen Träger führte das Versagen der Kervenverbindung auf einer Seite der Träger zu einem Abfall der Prüflast, bei dem die Gesamtkraft um rund 230 kN bzw. 190 kN absank, ohne dass die Probekörper dabei vollständig entlastet wurden. Das Abscheren des Vorholzes führte in beiden Demonstratorversuchen nicht zum globalen Gesamtversagen, sodass die Holz-Granit-Verbundträger mit Ausnahme der auf einer Seite ausgefallenen Schubverbindung weitestgehend intakt blieben. Folglich konnten die Träger nach dem Kraftabfall erneut belastet werden, wobei die Prüfkraft noch einmal bis nahezu auf das Niveau kurz vor dem Kervenversagen gesteigert werden konnte. Bei der Wiederbelastung wiesen beide Träger eine deutlich reduzierte Biegesteifigkeit auf, wie an dem flacheren Verlauf

der Kraft-Durchbiegungskurve zu erkennen ist. Ursache für die Steifigkeitsabnahme ist der fehlende Schubverbund zwischen der Granitplatte und dem Brettschichtholzträger nach dem Versagen der Kervenverbindung. Nach dem Primärversagen konnte der kurze Träger HGB-4PB2K erneut bis zu einer Last von 400,0 kN beansprucht werden, wohingegen sich beim langen Träger HGB-4PB3K die Belastung noch einmal bis auf 337,8 kN steigern ließ. Das entspricht 98,7 % bzw. 93,2 % der Bruchlast des Primärversagens. Bei diesen zweiten Lastmaxima trat ein Sekundärversagen in Form eines Biegeversagens des Brettschichtholzträgers auf und die Prüfkraft fiel erneut signifikant ab.



**Abbildung 69:** a),b),c): Bruchbilder des Kervenversagens bei Probekörper HGB-4PB3K  
d),e),f): Bruchbilder des Kervenversagens bei Probekörper HGB-4PB2K

Durch das einseitige Versagen der Kervenverbindung wurde der Verbund zwischen Granitplatte und Brettschichtholz weitgehend bis vollständig aufgehoben. Im besten Fall blieb eine Restverbundwirkung erhalten, sodass sich die Träger wie ein Verbundträger mit einem sehr nachgiebigen Verbund verhielten. Im schlechtesten Fall hingegen wiesen die Holz-Granit-Trä-



ger die Wirkungsweise zweier einzelner, lose aufeinanderliegender Querschnitte ohne Verbund auf. Der Verlust des Schubverbundes führte nicht nur zu einer Abnahme der effektiven Biegesteifigkeit des Verbundträgers, sondern auch zu einer Zunahme der Biegespannungen in den Teilquerschnitten. Dies ist damit zu begründen, dass bei fehlendem Verbund die äußere Belastung ausschließlich über die Biegemomente in den einzelnen Teilquerschnitten aufgenommen wird. Demgegenüber erfolgt bei starrem Verbund die Aufnahme der äußeren Belastung sowohl durch die Biegemomente in den Teilquerschnitten als auch durch Normalkräfte und deren Exzentrizitäten. [Sch20] Folglich nahmen auch die Randzugspannungen im Brett-schichtholzträger zu. Sobald die äußere Belastung so weit anstieg, dass die Biegezugspannungen an der Unterseite des Trägers die Biegefestigkeit des Holzes überschreiten, bildeten sich Risse am unteren Rand des Brettschichtholzträgers. In beiden Biegeversuchen an Holz-Granit-Verbundträgern traten Biegerisse auf, die mit zunehmender Last sukzessive anwuchsen, bevor die Prüfkraft schlagartig mit einem lauten Knall abfiel. Vor dem Versagen war vermehrt ein Knistern und Knacken des Brettschichtholzträgers zu hören, das mit zunehmender Last lauter und intensiver wurde. Der erneute, plötzliche Abfall der Prüflast lässt sich dadurch erklären, dass die Biegerisse soweit angewachsen waren, dass der verbleibende Holzquerschnitt die einwirkende Belastung nicht mehr ertragen konnte, was schließlich zum Biegeversagen (Sekundärversagen) der Träger führte. Fotos vom Biegeversagen und von den Biegerissen der beiden Verbundträger HGB-4PB2K und HGB-4PB3K sind in Abbildung 70 zu sehen.



**Abbildung 70:** a),b): Probekörper HGB-4PB3K nach dem Biegeversagen des Brettschichtholzträgers  
c),d): Probekörper HGB-4PB2K nach dem Biegeversagen des Brettschichtholzträgers

Allerdings versagten die beiden Holz-Granit-Verbundträger per Definition nicht vollständig, da sie in einem Stück blieben und nicht in zwei Teile auseinanderbrachen. Nach dem Kraftabfall wurden die Versuche bei Restprüflasten von etwa 260 kN (HGB-4PB2K) bzw. 70 kN (HGB-4PB3K) manuell abgebrochen, um eine Beschädigung der Messtechnik durch herabfallende

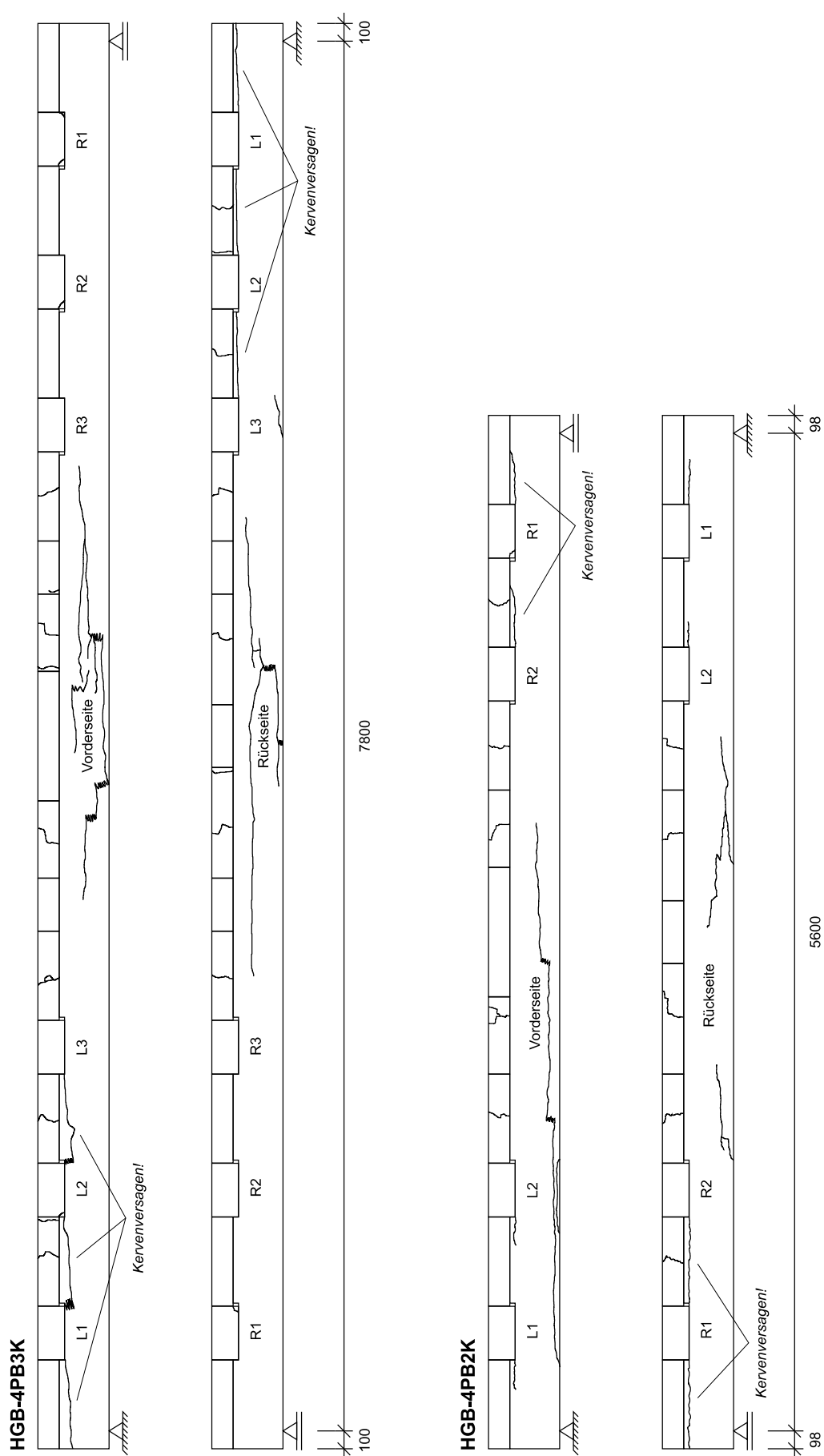
Probekörperteile bei einem totalen Kollaps der Biegeträger zu vermeiden. Eine erneute Laststeigerung auf das Niveau vor dem Sekundärversagen schien aufgrund des immer weiter fortschreitenden Biegeversagens ausgeschlossen. Demzufolge hätte eine Fortsetzung der Versuche zu keinen neuen Erkenntnissen geführt.



**Abbildung 71:** *Seitenansicht (links) und Draufsicht (rechts) der gerissenen Granitplatte von Probekörper HGB-4PB2K nach Abbruch des Versuchs*

Das Schubversagen einer Kervenreihe und der damit einhergehende Verlust der Verbundwirkung hatte eine Abnahme der Biegesteifigkeit der beiden Holz-Granit-Verbundträger zur Folge. Infolgedessen kam es nach dem Primärversagen in beiden Versuchen zu sehr großen Durchbiegungen bevor die Brettschichtholzträger letztendlich auf Biegung versagten. Die großen Durchbiegungen führten dazu, dass in der monolithischen Granitplatte die Biegezugfestigkeit an mehreren Stellen entlang der Trägerlängsachse überschritten wurde und der Granit an diesen Stellen riss. Das Auftreten der Risse im Versuch war weder akustisch wahrnehmbar noch war es von Lastabfällen im Kraft-Verformungs-Diagramm begleitet. Nach Abbruch des Versuches konnten bei Träger HGB-4PB2K insgesamt 5 und bei Träger HGB-4PB3K 8 durchgehende Trennrisse beobachtet werden. Fotos der gerissenen Granitplatte von Probekörper HGB-4PB2K sind beispielhaft in Abbildung 71 dargestellt. Eine Skizze der Rissbilder der beiden Holz-Granit-Verbundträger nach ihrem Biegeversagen zeigt Abbildung 72.

Um zu beurteilen, wie groß die verbleibende Verbundwirkung nach dem einseitigen Versagen der Kervenverbindung tatsächlich war, sollen die gemessenen Bruchlasten des Sekundärversagens mit den rechnerischen Tragfähigkeiten der Brettschichtholzträger verglichen werden. Die Tragfähigkeit der Brettschichtholzträger alleine kann unter Berücksichtigung des Eigengewichts von Holz und Granit für die beiden 4-Punkt-Biegeversuchsaufbauten HGB-4PB2K und HGB-4PB3K rechnerisch zu 378 kN und 286 kN abgeschätzt werden. Hierbei wurde für die Biegefestigkeit des Brettschichtholzes von einer Normalverteilung mit einem Variationskoeffizienten von 0,20 ausgegangen, sodass sich aus der gegebenen charakteristischen Festigkeit ein Schätzwert für die mittlere Biegefestigkeit rückrechnen lässt. Für ein Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL28c mit einer charakteristischen Festigkeit von 28 N/mm<sup>2</sup> ergibt sich demnach eine mittlere Biegefestigkeit von 40 N/mm<sup>2</sup>. Sowohl beim Träger HGB-4PB2K als auch beim Träger HGB-4PB3K liegen die berechneten Tragfähigkeiten für den Brettschichtholzträger alleine deutlich unter den Sekundärversagenslasten von 400,0 kN und 337,8 kN, bei denen es im Versuch zum Biegeversagen des Holzträgers kam.

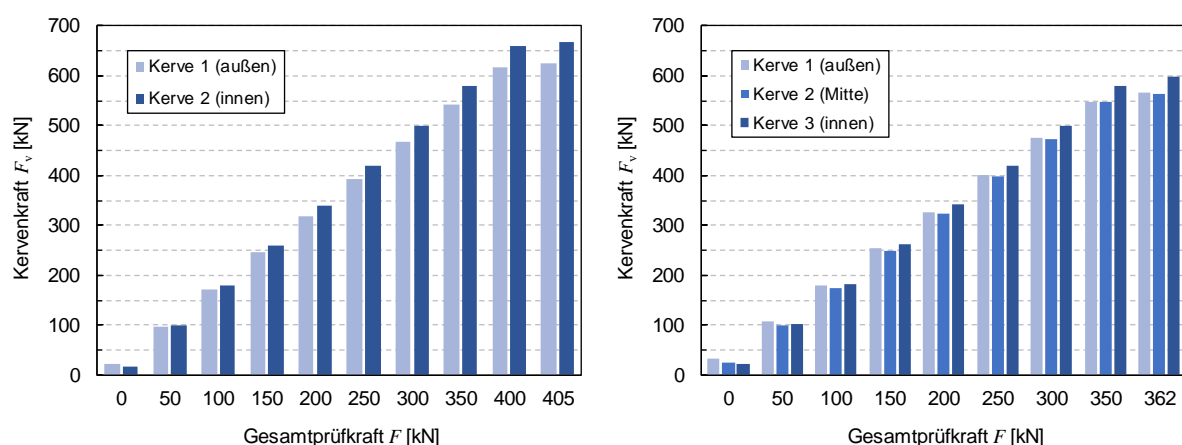


**Abbildung 72:** Links: Skizze des Rissbildes von Träger HGB-4PB3K nach dem Biegeversagen  
 Rechts: Skizze des Rissbildes von Träger HGB-4PB2K nach dem Biegeversagen



Die Abweichung der rechnerischen von der gemessenen Tragfähigkeit beträgt etwa 5,5 % bei Träger HGB-4PB2K und 15,3 % bei Träger HGB-4PB3K. Da die Rechenwerte trotz des relativ hoch angesetzten Variationskoeffizienten von 0,20 unter den Werten aus den Versuchen liegen, lässt sich vermuten, dass auch nach dem einseitigen Versagen der Kervenverbindung ein Restverbund zwischen Holz und Granit besteht. Dieser Restverbund bewirkt eine Erhöhung der Traglast des Verbundträgers im Vergleich zu den einzelnen, lose aufeinanderliegenden Querschnitten ohne Verbund. Beispielsweise könnten die durch das Kervenversagen verursachten großen Relativverschiebungen zwischen der Granitplatte und dem Holzträger dazu führen, dass die Gewindestangen der Abhebesicherung in ihren Bohrlöchern gegen den Brett-schichtholzträger gedrückt werden. Dadurch würden die Gewindestangen unplanmäßig quer zu ihrer Achse beansprucht und könnten somit einen Beitrag zur Schubkraftübertragung leisten. Es sei darauf hingewiesen, dass es sich hierbei lediglich um eine überschlägige Vergleichsrechnung handelt, die eine erste Abschätzung der verbleibenden Verbundwirkung nach dem Versagen der Kerven ermöglichen soll. Das genaue Nachbruchverhalten sollte in weiterführenden Untersuchungen (z.B. mittels FEA) noch einmal detailliert erforscht werden.

Im Folgenden soll das Primärversagen noch einmal detailliert untersucht werden, indem die zum Versagen führenden Spannungen an den Kervenflanken ausgewertet werden. Diese sollen dann anschließend mit den Ergebnissen der vorangegangenen Slip-Block- und Push-Off-Versuche verglichen werden. Da die genaue Verteilung der Schubkraft auf die einzelnen Kerven nicht bekannt ist und die Kervenkräfte während der Versuche nicht gemessen wurden, erfolgt ihre Abschätzung stattdessen rechnerisch mithilfe des Stabwerkmodells aus Kapitel 10.3. Hierbei wird zunächst – wie in der Bemessung in Kapitel 10.3 beschrieben – von einem Verschiebungsmodul  $K_{\text{ser}} = K_{\text{ult}} = 6.000 \text{ kN/mm/m}$  ausgegangen. Um möglichst exakte Ergebnisse zu erzielen, sollte der Verschiebungsmodul sorgfältig gewählt werden, da er die Biegesteifigkeit der Schubstäbe im Stabwerkmodell bestimmt und somit die Verteilung der Schubkraft auf die einzelnen Kerven maßgeblich beeinflusst. Die mittels Stabwerkmodell berechneten Kervenkräfte können für verschiedene Laststufen der 4-Punkt-Biegeversuche aus den Diagrammen in Abbildung 73 abgelesen werden.



**Abbildung 73:** Berechnete Kervenkräfte für verschiedene Laststufen im 4-Punkt-Biegeversuch und einem Verschiebungsmodul von 6.000 kN/mm/m (links: HGB-4PB2K; rechts: HGB-4PB3K)

Nachdem die Kräfte in den einzelnen Kerven ermittelt wurden, lassen sich die maximale Druckspannung an der Kerveflanke und die maximale Schubspannung im Vorholz für jede

Kerbe nach Gleichung (6) berechnen. Für die Berechnung werden die Druckspannungen vereinfacht als konstant über die Kervertiefe und -breite verteilt angenommen. Auch bei der Berechnung der Schubspannungen wird näherungsweise von einer gleichmäßigen Spannungsverteilung ausgegangen. Obwohl der tatsächliche Schubspannungsverlauf parabelförmig ist und einen Peak nahe der Kervenflanke aufweist, dürfen die Schubspannungen analog zu zimmermannsmäßig hergestellten Versätzen über eine rechnerische Schublänge von  $8 \cdot h_n$  als gleichmäßig verteilt betrachtet werden. Die berechneten Kräfte und Spannungen an allen Kerven der Probekörper HGB-4PB2K und HGB-4PB3K sind in Tabelle 16 und Tabelle 17 zusammengefasst. Eine Erläuterung der hierbei verwendeten Kervennummerierung kann den Rissbildern in Abbildung 72 entnommen werden.

**Tabelle 16:** *Kräfte und Spannungen an den Kerven des Probekörpers HGB-4PB2K unmittelbar vor dem Versagen der rechten Kervenreihe (Versagen durch Abscheren des Vorholzes)*

HGB-4PB2K	Bruchlast	Rechn. Kervenkraft	Kervbreite	Kerventiefe	Rechn. Länge zur Schubkraftübertragung	Druckspannung an Kervenflanke	Schubspannung im Vorholz
	$F_{\max}$	$F_v$	$b_n$	$h_n$	$l_{\min}$	$\sigma_c$	$\sigma_v$
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Kerbe L1 (außen links)	405,2*	623,7	699,0	30,1	240,8	29,64	3,71
Kerbe L2 (innen links)		668,9	699,0	29,3	234,7	32,62	4,08
Kerbe R2 (innen rechts)		668,9	700,0	29,8	238,7	32,03	4,00
Kerbe R1 (außen rechts)		623,7	698,5	30,6	244,8	29,18	3,65

\*Versagen trat an der rechten Kervenreihe auf; \*\*Verschiebungsmodul  $K_{\text{ser}} = K_{\text{ult}} = 6.000 \text{ kN/mm/m}$

Die dargestellten Tabellen zeigen, dass die berechneten Druckspannungen an allen Kervenflanken unter der Druckfestigkeit des Holzes liegen, wodurch ein Druckversagen im Holz rechnerisch ausgeschlossen werden kann. Die hierbei verwendete Druckfestigkeit des Holzes parallel zur Faser beträgt  $36 \text{ N/mm}^2$  und wurde experimentell in Materialversuchen ermittelt. Dazu wurden prismenförmige Holzproben mit den Abmessungen  $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ , die aus den zuvor getesteten Slip-Block-Probekörpern herausgesägt wurden, in Druckversuchen bis zum Bruch getestet. Im Vorholz der am stärksten beanspruchten Kerven erreichen die berechneten Schubspannungen hingegen Werte, die in derselben Größenordnung wie die Schubfestigkeit des Holzes liegen. Für den Vergleich wurde die Schubfestigkeit des Holzes mit  $4,0 \text{ N/mm}^2$  angenommen, was den Ergebnissen der asymmetrischen Push-Off-Versuchen entspricht (siehe Kapitel 9.5). Demzufolge bestätigen die für den Bruchzustand der Kerven berechneten Spannungen das in den Versuchen beobachtete Versagen: In beiden Biegeversuchen an Holz-Granit-Verbundträgern konnte das Schubversagen einer Kervenreihe, erkennbar am Abscheren des Vorholzes, als primärer Versagensmechanismus identifiziert werden. Während die berechneten maximalen Schubspannungen bei Träger HGB-4PB2K den mit  $4,0 \text{ N/mm}^2$  angenommenen Wert der Schubfestigkeit ziemlich genau erreichen, versagte der Träger HGB-4PB3K bereits vorzeitig bei einer berechneten maximalen Schubspannung von  $3,5 \text{ N/mm}^2$ . Die erreichten Schubspannungen an der für das Versagen maßgebenden Kerbe

liegen 12,5 % unter der für das Holz angenommenen Festigkeit. Einerseits können die natürlichen Materialstreuungen des verwendeten Brettschichtholzes das frühzeitige Versagen des Trägers HGB-4PB3K erklären. Andererseits können auch Fehlstellen oder Unregelmäßigkeiten (z.B. Astlöcher) die Schubfestigkeit des Holzes reduzieren und, wenn diese im Bereich des Vorholzes der maßgebenden Kerbe auftreten, zu einem frühzeitigen Versagen führen.

**Tabelle 17:** *Kräfte und Spannungen an den Kernen des Probekörpers HGB-4PB3K unmittelbar vor dem Versagen der linken Kervenreihe (Versagen durch Abscheren des Vorholzes)*

HGB-4PB3K	Bruchlast $F_{\max}$ [kN]	Rechn. Kervenkraft $F_v$ [kN]	Kervbreite $b_n$ [mm]	Kerventiefe $h_n$ [mm]	Rechn. Länge zur Schubkraftübertragung $l_{\min}$ [mm]	Druckspannung an Kervflanke $\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Schubspannung im Vorholz $\sigma_v$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Kerbe L1 (außen links)		566,8	699,0	30,6	244,5	26,53	3,32
Kerbe L2 (Mitte links)		564,7	699,0	30,6	245,1	26,37	3,30
Kerbe L3 (innen links)		598,8	699,0	30,5	244,3	28,06	3,51
Kerbe R3 (innen rechts)	362,3*	598,8	699,5	30,0	240,0	28,54	3,57
Kerbe R2 (Mitte rechts)		564,7	699,5	29,5	236,0	27,37	3,42
Kerbe R1 (außen rechts)		566,8	698,5	30,3	242,7	26,75	3,34

\*Versagen trat an der linken Kervenreihe auf; \*\*Verschiebungsmodul  $K_{\text{ser}} = K_{\text{ult}} = 6.000 \text{ kN/mm/m}$

Darüber hinaus können bei biegebeanspruchten Bauteilen Risse auftreten, die die Schubtragfähigkeit des Bauteils reduzieren. Deshalb ist nach DIN EN 1995-1-1 beim Nachweis der Beanspruchbarkeit auf Schub von biegebeanspruchten Bauteilen die Schubtragfähigkeit um den Faktor  $k_{cr}$  pauschal abzumindern. Auch die DIN CEN/TS 19103 empfiehlt, beim Nachweis der Tragfähigkeit einer Kervenverbindung die Schubfestigkeit des Holzes auf  $k_{cr} \cdot f_{v,k}$  zu begrenzen. Gemäß des Nationalen Anhangs der DIN EN 1995-1-1 kann der Faktor  $k_{cr}$  für Brettschichtholz nach der folgenden Formel berechnet werden:

$$k_{cr} = \frac{2,5}{f_{v,k}} \quad (16)$$

Hierin ist

$f_{v,k}$  die charakteristische Schubfestigkeit des Brettschichtholzes in N/mm<sup>2</sup>

Für ein Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL28c mit einer charakteristischen Festigkeit von 3,5 N/mm<sup>2</sup> ergibt sich damit ein Rissfaktor  $k_{cr}$  von 0,71. Demnach ist die Schubfestigkeit eines biegebeanspruchten Bauteils gegenüber dem Ausgangswert um 29 % zu reduzieren. Für die beiden biegebeanspruchten Holz-Granit-Verbundträger bedeutet das, dass das Schubversagen der Kerbe nicht wie bisher angenommen erst bei einer maximalen Schubspannung von 4,0 N/mm<sup>2</sup> auftreten muss, sondern aufgrund des möglichen Auftretens von Biegerissen bereits bei einer reduzierten Schubspannung von  $k_{cr} \cdot f_{v,m} = 2,9 \text{ N/mm}^2$  eintreten kann.

Folglich kann das frühzeitige Versagen von Träger HGB-4PB3K auch regulär durch die Interaktion von Schub und Biegung erklärt werden und muss nicht zwingend auf einen Fehler oder Unregelmäßigkeiten zurückzuführen sein.

Ein weiteres Indiz dafür, dass Risse die Schubfestigkeit des Trägers HGB-4PB3K verringerten und somit zu einem vorzeitigen Versagen der Kervenverbindung führten, ist die zeitlich deutlich spätere Prüfung des langen Holz-Granit-Verbundträgers. Da dieser rund zwei Monate nach dem kurzen Träger HGB-4PB2K getestet wurde, könnten während der längeren Lagerzeit in der trockenen Versuchshalle vermehrt Schwindrisse im Holz entstanden sein, was die Schubfestigkeit entsprechend herabgesetzt hätte. Aufgrund der Möglichkeit von Biege- und Schwindrissen sollte – wie in der Norm ohnehin vorgeschrieben – beim Nachweis der Beanspruchbarkeit auf Schub von biegebeanspruchten Bauteilen die Schubtragfähigkeit auf der sicheren Seite liegend immer mit dem Faktor  $k_{cr}$  abgemindert werden.

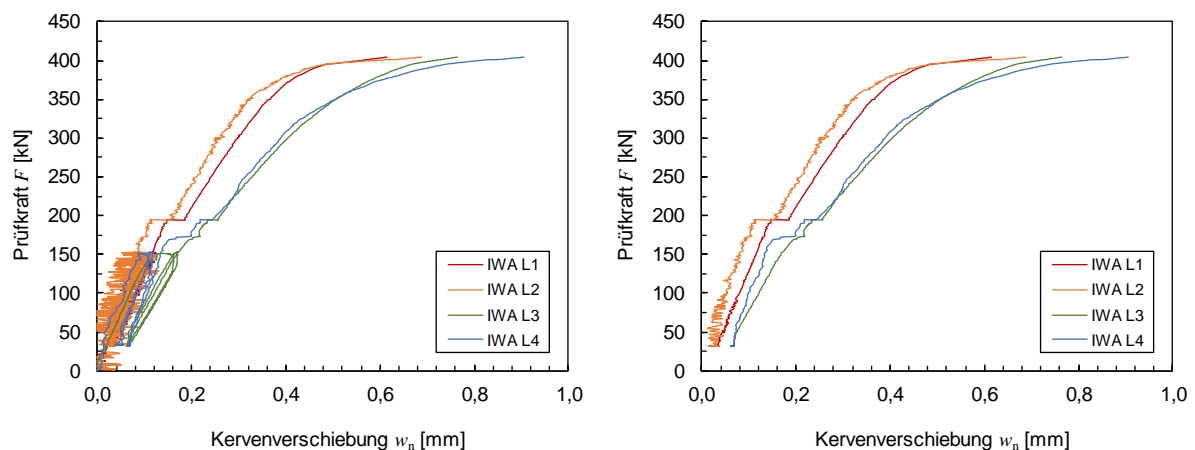
## 10.8 Auswertung des Verschiebungsmoduls

Ein weiterer zentraler Aspekt der Auswertung ist die Bestimmung des Verschiebungsmoduls an den Kerven der Biegeträger. Dafür wurden an allen Kerven der Holz-Granit-Verbundträger die horizontalen Relativverschiebungen zwischen der Granitplatte und dem Brettschichtholzträger mithilfe induktiver Wegaufnehmer (IWA) sowie linearer Potentiometer-Wegaufnehmer (PWA) gemessen. Die Messung erfolgte sowohl auf der Vorder- als auch auf der Rückseite der Biegeträger, wobei die Messdaten von sich gegenüberliegenden Wegaufnehmern für die spätere Berechnung des Verschiebungsmoduls gemittelt wurden. Auf diese Weise sollen mögliche Unregelmäßigkeiten, beispielsweise durch eine ungleichmäßige Lasteinleitung, ausgeglichen werden. Die Messpunkte, zwischen denen die Horizontalverschiebungen ermittelt werden, liegen jeweils auf Höhe der Schwerelinie der Granit- und Holzschicht. Ihr Abstand entspricht damit der Länge der Schubstäbe in dem in Abbildung 51 dargestellten Stabwerkmodell. Für die genauen Positionen der Wegaufnehmer sowie deren Nummerierung wird an dieser Stelle auf den Messtechnikplan in Abbildung 61 verwiesen. Die nachfolgenden Diagramme zeigen die individuell für jede Kerve gemessenen Relativverschiebungen zwischen der Granit- und der Holzschicht in Abhängigkeit der aufgetragenen Gesamtprüfkraft. Die Kervenverschiebungen des Trägers HGB-4PB2K sind in den Abbildungen 74 und 75 aufgetragen, die des Trägers HGB-4PB3K in den Abbildungen 76 und 77. Während die linken Diagramme den gesamten Versuch zeigen – von Beginn des ersten Vorbelastungszyklus bis zum Versagen der maßgebenden Kervenreihe –, ist in den rechten Diagrammen aus Gründen der Übersichtlichkeit nur die Hauptbelastungsrampe ohne die zwei Vorbelastungszyklen dargestellt.

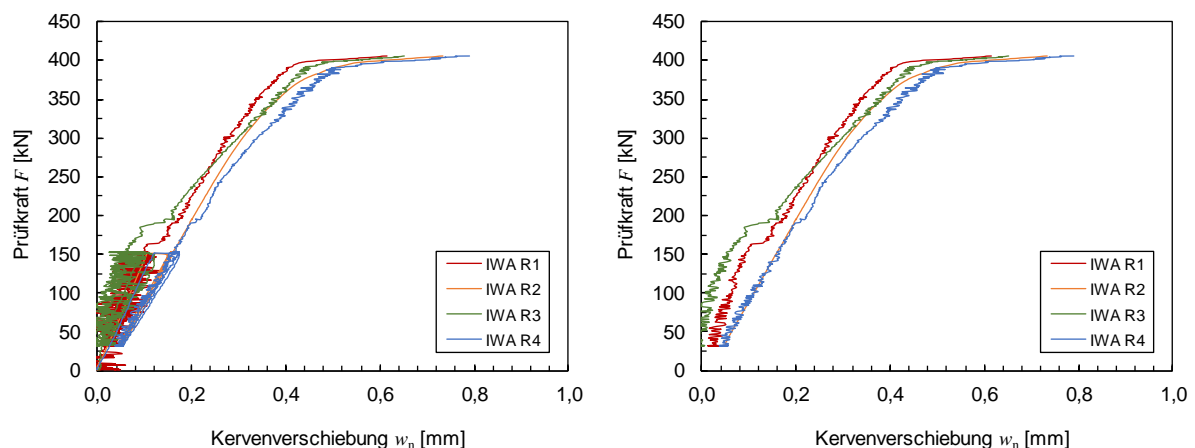
Aus den Abbildungen 74 bis 77 lassen sich folgende Beobachtungen zum Verformungsverhalten der Kerven festhalten:

- Bis etwa 90 % der Maximallast ist prinzipiell ein linearer Zusammenhang zwischen der aufgetragenen Prüflast und den an den Kerven gemessenen Relativverschiebungen festzustellen.
- Zwischen den Be- und Entlastungsästen der Vorbelastungsrampen ist eine leichte Hysterese zu erkennen.
- Tendenziell verlaufen die Kurven der innenliegenden Kerven flacher, d.h. sie weisen verglichen mit den äußeren Kerven größere Horizontalverschiebungen auf.

- Die Messdaten der Wegaufnehmer, die an derselben Kerve auf gegenüberliegenden Seiten messen, zeigen überwiegend einen sehr ähnlichen Kurvenverlauf.
- Bei allen Kerven ist (mit Ausnahme der rechten Kervenreihe des Probekörpers HGB-4PB3K) ab circa 90 % der Maximallast eine überproportionale Zunahme der Relativverschiebungen festzustellen.
- Bei einer Gesamtprüflast um etwa 200 kN weisen die gemessenen Kervenverschiebungen einen Sprung bzw. einen horizontalen Versatz im Kraft-Verschiebungs-Diagramm auf.
- Während der Vorbelastungsrampen des Versuchs HGB-4PB2K zeigt sich bei einzelnen Wegaufnehmern ein deutliches Messrauschen, dessen Ursache nicht abschließend geklärt werden konnte.



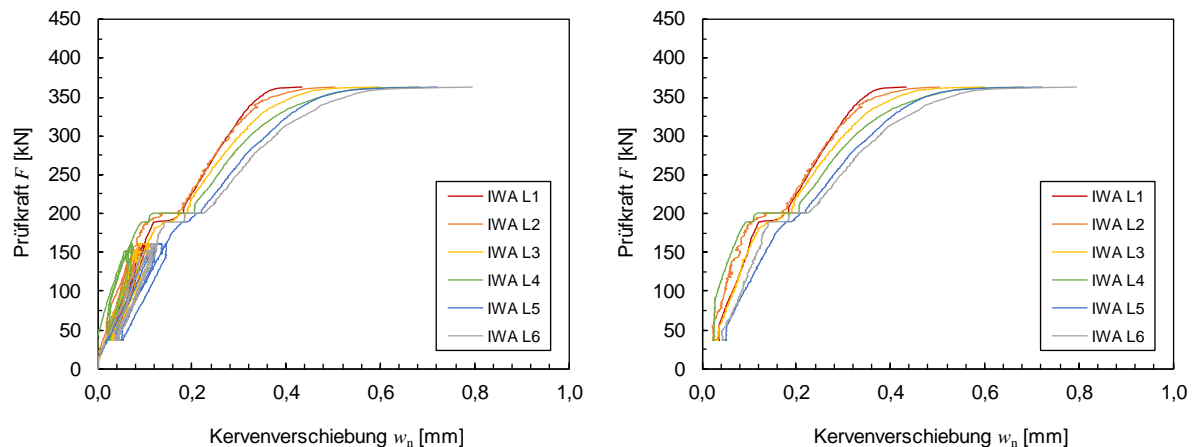
**Abbildung 74:** *Gemessene Relativverschiebungen für die Kerven der linken Seite des Holz-Granit-Verbundträgers HGB-4PB2K (links: gesamter Versuch, rechts: nur Hauptbelastungsrampe)*



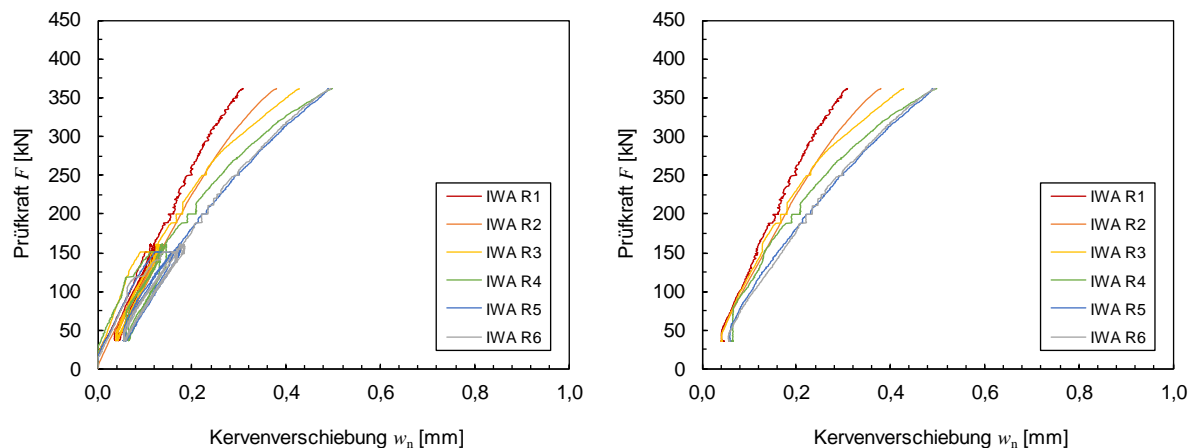
**Abbildung 75:** *Gemessene Relativverschiebungen für die Kerven der rechten Seite des Holz-Granit-Verbundträgers HGB-4PB2K (links: gesamter Versuch, rechts: nur Hauptbelastungsrampe)*

Es wird vermutet, dass der horizontale Versatz im Verlauf der Kraft-Verschiebungs-Kurven, der bei einer Gesamtprüflast von etwa 200 kN in den Diagrammen zu erkennen ist, auf das Aufreißen der auf Zug beanspruchten Vergussfuge aus Polymerfeinbeton zurückzuführen ist (vgl. Kapitel 8.6). Ein solches Versagen konnte in den durchgeführten Demonstratorversuchen beobachtet werden. Dabei kam es zu einem Adhäsionsversagen der Verklebung, wodurch die Vergussfuge entlang der Grenzfläche zwischen Holz und Polymerbeton aufriss. Abbildung 78 zeigt Fotos eines solchen Versagens beispielhaft an einer Polymerbetonvergussfuge des Pro-

bekörpers HGB-4PB2K. Diese Vermutung soll durch die nachfolgende überschlägige Handrechnung überprüft werden: Aus Abbildung 73 geht hervor, dass eine Gesamtprüflast von 200 kN sowohl im Versuch HGB-4PB2K als auch im Versuch HGB-4PB3K eine Schubkraft von 340 kN in der maßgebenden Kerbe hervorruft. Unter der vereinfachten Annahme einer konstanten Spannungsverteilung an der zugbeanspruchten Kervenflanke ergibt sich daraus eine mittlere Zugspannung von etwa 16 N/mm<sup>2</sup>. Dieser Wert liegt in einer für die Klebstofffestigkeit realistischen Größenordnung, sodass ein Versagen unter dieser Beanspruchung plausibel erscheint. Der Sprung in der Kraft-Verschiebungs-Kurve ist daher vermutlich auf dieses Versagen zurückzuführen.



**Abbildung 76:** *Gemessene Relativverschiebungen für die Kerven der linken Seite des Holz-Granit-Verbundträgers HGB-4PB3K (links: gesamter Versuch, rechts: nur Hauptbelastungsrampe)*

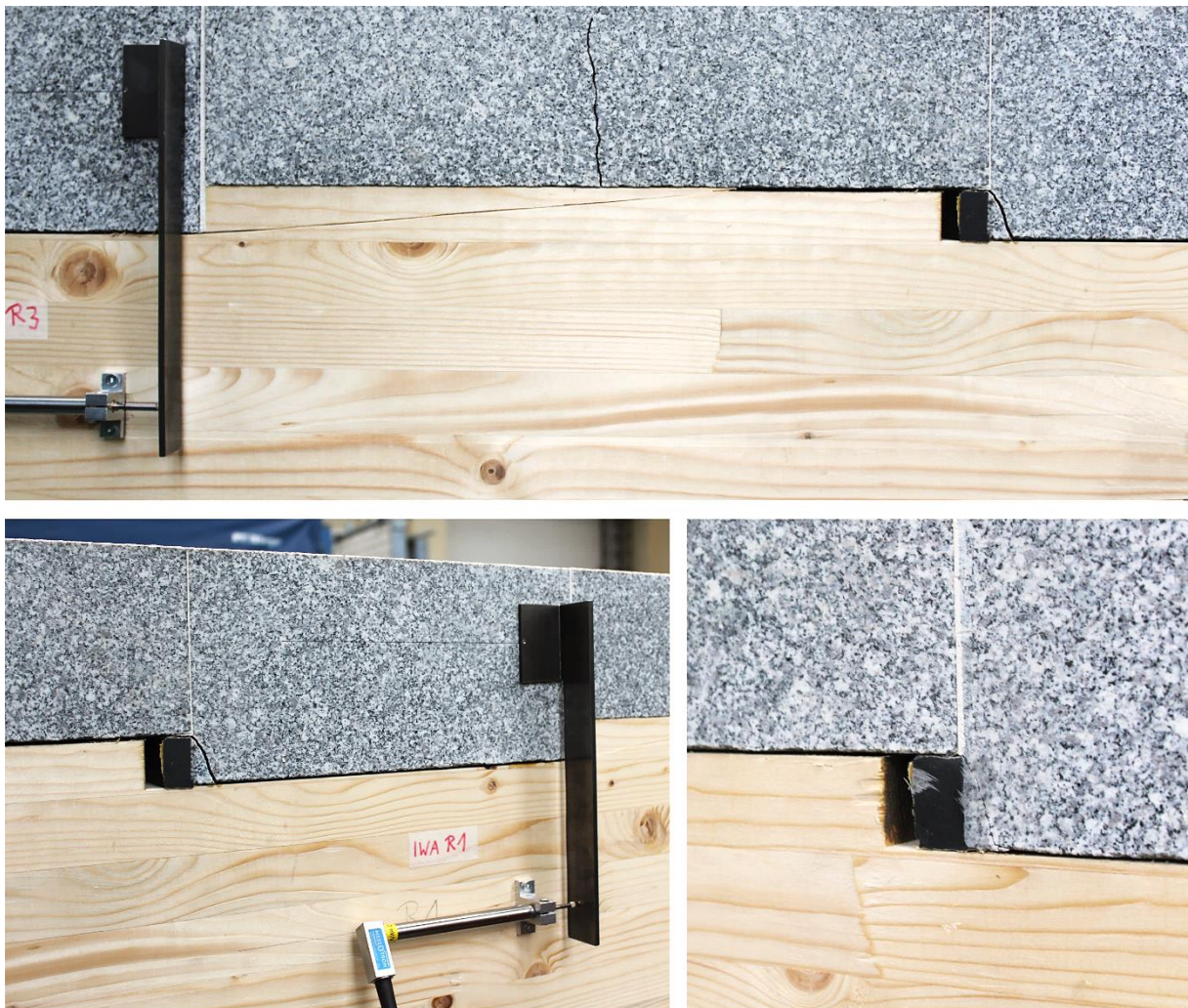


**Abbildung 77:** *Gemessene Relativverschiebungen für die Kerven der rechten Seite des Holz-Granit-Verbundträgers HGB-4PB3K (links: gesamter Versuch, rechts: nur Hauptbelastungsrampe)*

Im Anschluss wird für jede Kerbe der Verschiebungsmodul nach dem gleichen Verfahren wie in den Klein- und mittelgroßen Versuchen bestimmt. Wie in Kapitel 8.5 beschrieben, erfolgt die Ermittlung des Verschiebungsmoduls als Sekantenmodul im linear-elastischen Bereich des Kraft-Verschiebungs-Diagramms. Hierzu wird eine Gerade (Sekante) durch die Punkte bei 10 und 40 Prozent der erwarteten Maximallast  $F_{\max, \text{est}}$  konstruiert und anschließend die Steigung der Sekanten bestimmt. Dies entspricht dem Vorgehen nach DIN EN 383, in der Prüfverfahren zur Ermittlung der Bettungskennwerte für stiftförmige Verbindungsmittel geregelt sind. Die erwartete Maximallast  $F_{\max, \text{est}}$  im 4-Punkt-Biegeversuch wurde zu 375 kN angenommen (vgl. Kapitel 10.6). Folglich ergeben sich die Lastgrenzen, innerhalb derer der Verschiebungsmodul



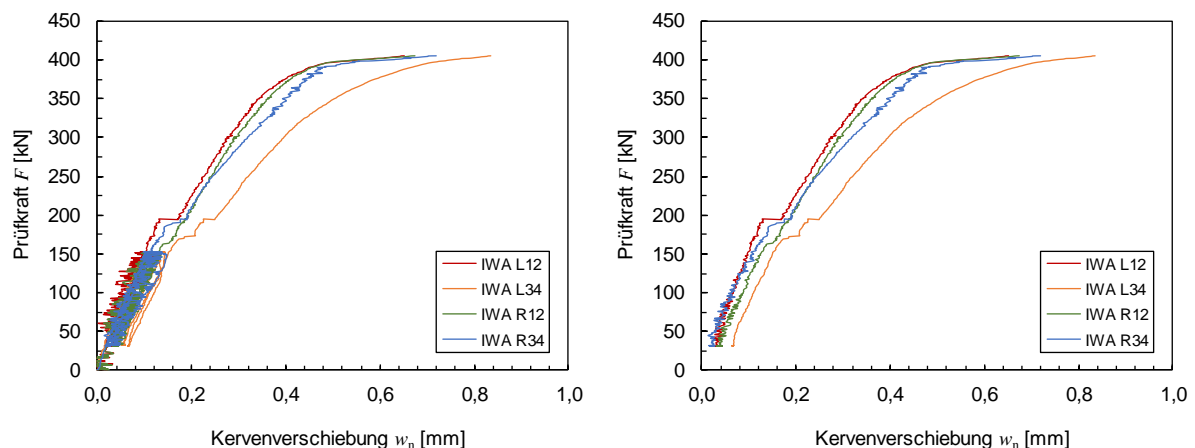
nach DIN EN 383 zu bestimmen ist, zu  $0,1 \cdot F_{\max, \text{est}} = 37,5 \text{ kN}$  und zu  $0,4 \cdot F_{\max, \text{est}} = 150,0 \text{ kN}$ . Für diese Laststufen sind anschließend die zugehörigen Kervenverschiebungen aus den Messdaten der induktiven Wegaufnehmer zu ermitteln. Hierbei gilt es zu beachten, dass, wie bereits oben beschrieben, die Messdaten der Wegaufnehmer, die an derselben Kerbe auf gegenüberliegenden Seiten messen, gemittelt werden. Die gemittelten Kervenverschiebungen sind in Abbildung 79 und Abbildung 80 in Abhängigkeit von der Prüfkraft dargestellt. Abbildung 79 zeigt die Kraft-Verschiebungs-Kurven der Kerven des Probekörpers HGB-4PB2K, während Abbildung 80 die entsprechenden Kurven für die Kerven des Probekörpers HGB-4PB3K zeigt. Zahlenwerte für die horizontale Relativverschiebung der Kerven bei 10 und 40 Prozent der erwarteten Maximallast  $F_{\max, \text{est}}$  sind in Tabelle 18 und Tabelle 19 angegeben.



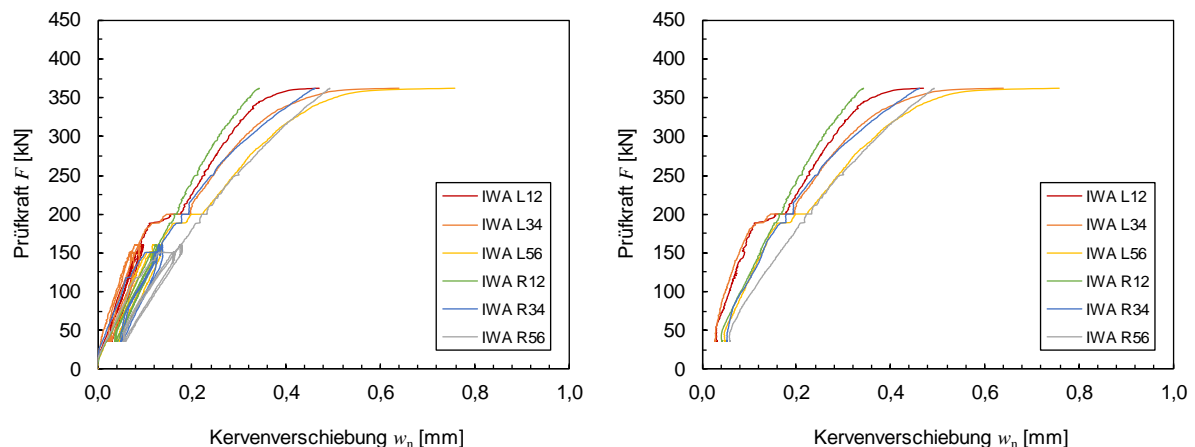
**Abbildung 78:** Bereich zwischen zwei Kerven nach dem Versagen (oben) und Vergussfuge aus Polymerbeton, aufgerissen entlang der Grenzfläche zwischen Holz und Polymerbeton (unten)

Der Verschiebungsmodul stellt den Quotienten aus der aufgebrauchten Kraft und der resultierenden Verschiebung dar (siehe Gleichung (11)). Während die horizontale Relativverschiebung zwischen der Granit- und der Holzschicht im Versuch mithilfe von Wegaufnehmern gemessen wurde, konnte die Kraft, die diese Verschiebung verursacht, nicht direkt erfasst werden. Für die Berechnung des Verschiebungsmoduls ist nicht die Gesamtprüfkraft der Prüfmaschine von Bedeutung, sondern die in der Kerbe vorherrschende Schubkraft (Kervenkraft). Diese kann für den jeweiligen Versuchsaufbau und die jeweilige Beanspruchung nur rechnerisch über ein Stabwerkmodell aus der Gesamtprüfkraft abgeschätzt werden. Die Modellierung

eines Verbundträgers als Stabwerkmodell wird in Kapitel 10.3 ausführlich beschrieben. In einem solchen Stabwerkmodell wird die Verbindungsmittelsteifigkeit der Schubverbindung über spezielle Koppelstäbe, sogenannte Schubstäbe, berücksichtigt. Diese werden an den gleichen Stellen wie die Kerfen angeordnet und weisen die Biegesteifigkeit  $EI^*$  auf. Für die Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit  $EI^*$  nach Gleichung (15) wurde der Verschiebungsmodul zu  $K_{\text{ser}} = K_{\text{ult}} = 6.000 \text{ kN/mm/m}$  angenommen, basierend auf den Ergebnissen der vorangegangenen Klein- und mittelgroßen Versuche. Die mithilfe des Stabwerkmodells ermittelten Kerfenkräfte bei 10 und 40 Prozent der berechneten maximalen Prüflast können Tabelle 18 und Tabelle 19 entnommen werden. Weil vor der eigentlichen Belastung bis zum Versagen des Probekörpers zwei Vorbelastungszyklen durchlaufen wurden, können daher für jede Kerfe jedes Probekörpers insgesamt drei Verschiebungsmoduln ermittelt werden.



**Abbildung 79:** Gemessene Relativverschiebungen (gemittelt) für alle Kerfen des Holz-Granit-Verbundträgers HGB-4PB2K (links: gesamter Versuch, rechts: nur Hauptbelastungsrampe)



**Abbildung 80:** Gemessene Relativverschiebungen (gemittelt) für alle Kerfen des Holz-Granit-Verbundträgers HGB-4PB3K (links: gesamter Versuch, rechts: nur Hauptbelastungsrampe)

Den dargestellten Tabellen ist zu entnehmen, dass die berechneten Kerfensteifigkeiten bei beiden Holz-Granit-Verbundträgern deutlich geringer ausfallen als die in den vorangegangenen Klein- und mittelgroßen Versuchen ermittelten Steifigkeiten. Mit Werten in der Größenordnung um  $3.000 \text{ kN/mm/m}$  betragen die in den Demonstratorversuchen gemessenen Verschiebungsmoduln nur etwa die Hälfte des vorab für die Bemessung angenommenen Wertes. Während die für die einzelnen Kerfen des Probekörpers HGB-4PB2K ermittelten Steifigkeiten in einem Bereich zwischen  $2.809 \text{ kN/mm/m}$  und  $3.747 \text{ kN/mm/m}$  liegen, zeigt Probekörper

HGB-4PB3K ein deutlich größeres Spektrum. Hier reichen die Werte für den Verschiebungsmodul von minimal 2.325 kN/mm/m bis maximal 5.128 kN/mm/m. Obwohl die Einzelwerte für die Steifigkeit der Kerven beim Probekörper HGB-4PB3K stark streuen und sowohl niedrigere Minimalwerte als auch höhere Maximalwerte als beim Probekörper HGB-4PB2K erreichen, zeigt die Gegenüberstellung in Tabelle 20, dass im Mittel beide Probekörper dennoch ähnliche Verschiebungsmoduln an den drei Lastrampen aufweisen. Die über alle Kerven gemittelten Verschiebungsmoduln betragen für den Probekörper HGB-4PB2K an der 1., 2. und 3. Lastrampe 3.020, 3.346 und 3.172 kN/mm/m, während sie sich für den Probekörper HGB-4PB3K entsprechend zu 3.025, 3.568 und 3.323 kN/mm/m bestimmen lassen. Die maximale Abweichung zwischen den Mittelwerten beträgt weniger als 20 Prozent.

**Tabelle 18:** *Ermittlung des Verschiebungsmoduls für die Kerven des Probekörpers HGB-4PB2K zwischen 10 und 40 Prozent der erwarteten Maximallast (in Anlehnung an die DIN EN 383)*

Kerve	Prüflast	Kerven- kraft	1. Vorbelastungs- rampe		2. Vorbelastungs- rampe		Hauptbelastungs- rampe	
			Kerven- verschie- bung	Verschie- bungs- modul	Kerven- verschie- bung	Verschie- bungs- modul	Kerven- verschie- bung	Verschie- bungs- modul
	$F$	$F_v$	$w_{n,1}$	$K_{ser,1}$	$w_{n,2}$	$K_{ser,2}$	$w_{n,3}$	$K_{ser,3}$
	[kN]	[kN]	[mm]	[kN/mm/m]	[mm]	[kN/mm/m]	[mm]	[kN/mm/m]
<b>L1</b>	37,5	77,9	0,0212	<b>3.192</b>	0,0323	<b>3.747</b>	0,0329	<b>3.714</b>
	147,5	241,2	0,0943		0,0946		0,0957	
<b>L2</b>	37,5	78,41	0,0177	<b>2.809</b>	0,0588	<b>3.353</b>	0,0689	<b>3.138</b>
	147,5	255,08	0,1076		0,1341		0,1493	
<b>R1*</b>	37,5	77,9	0,0234	<b>3.143</b>	0,0397	<b>2.986</b>	0,0401	<b>2.846</b>
	147,5	241,2	0,0977		0,1179		0,1220	
<b>R2*</b>	37,5	78,41	0,0208	<b>2.937</b>	0,0330	<b>3.299</b>	0,0220	<b>2.991</b>
	147,5	255,08	0,1067		0,1095		0,1064	

\*Versagen der Kerven trat an der rechten Kervenreihe auf

In Tabelle 20 sind die wichtigsten Kennwerte zur statistischen Auswertung der berechneten Verschiebungsmoduln noch einmal zusammengefasst. Zwar liegen die über alle Kerven gemittelten Verschiebungsmoduln bei beiden Probekörpern nah beieinander – an den drei Lastrampen liegen die Mittelwerte beider Probekörper etwas über 3.000 kN/mm/m –, jedoch deuten auch die Variationskoeffizienten darauf hin, dass die für die Kerven des Probekörpers HGB-4PB3K berechneten Verschiebungsmoduln deutlich stärker streuen als die des Probekörpers HGB-4PB2K. Die Variationskoeffizienten bestätigen damit, was der Vergleich der Minimal- und Maximalwerte zuvor bereits gezeigt hat. Während die Variationskoeffizienten für den Probekörper HGB-4PB2K in einem Bereich von 6 bis 12 % liegen, sind sie beim Probekörper HGB-4PB3K mit Werten zwischen 21 und 28 % mehr als doppelt so hoch. Ein Variationskoeffizient von 28 % ist für die mechanischen Eigenschaften von Holz (z.B. Festigkeit, Steifigkeit) nicht ungewöhnlich, da Holz als Naturmaterial eine hohe Streuung in seinen Werkstoff-

feigenschaften aufweist. Die Variabilität ergibt sich dabei aus Faktoren wie Feuchtegehalt, Faserverlauf, Astigkeit und Wachstumsbedingungen. Außerdem ist beim Vergleich mit den Ergebnissen der Slip-Block- und Push-Off-Tests festzustellen, dass die berechneten Variationskoeffizienten für den Verschiebungsmodul in diesen Versuchen teilweise sogar noch höher sind. Vor diesem Hintergrund können die Ergebnisse der Demonstratorversuche insgesamt als gut bewertet und die berechneten Verschiebungsmoduln als ausreichend aussagekräftig angesehen werden.

**Tabelle 19:** *Ermittlung des Verschiebungsmoduls für die Kerfen des Probekörpers HGB-4PB3K zwischen 10 und 40 Prozent der erwarteten Maximallast (in Anlehnung an die DIN EN 383)*

Kerfe	Prüflast	Kerfenkraft	1. Vorbelastungsrampe		2. Vorbelastungsrampe		Hauptbelastungsrampe	
			Kerfenverschiebung	Verschiebungsmodul	Kerfenverschiebung	Verschiebungsmodul	Kerfenverschiebung	Verschiebungsmodul
	$F$	$F_v$	$w_{n,1}$	$K_{ser,1}$	$w_{n,2}$	$K_{ser,2}$	$w_{n,3}$	$K_{ser,3}$
	[kN]	[kN]	[mm]	[kN/mm/m]	[mm]	[kN/mm/m]	[mm]	[kN/mm/m]
<b>L1*</b>	40,0	91,6	0,0177	<b>3.603</b>	0,0290	<b>4.354</b>	0,0296	<b>3.857</b>
	147,5	250,1	0,0805		0,0810		0,0883	
<b>L2*</b>	40,0	85,64	0,0093	<b>3.955</b>	0,0237	<b>5.128</b>	0,0296	<b>4.687</b>
	147,5	245,45	0,0670		0,0682		0,0783	
<b>L3*</b>	40,0	86,79	0,0208	<b>3.035</b>	0,0381	<b>3.482</b>	0,0472	<b>3.169</b>
	147,5	257,60	0,1012		0,1082		0,1242	
<b>R1</b>	40,0	91,6	0,0230	<b>2.543</b>	0,0373	<b>2.773</b>	0,0404	<b>2.802</b>
	147,5	250,1	0,1120		0,1190		0,1212	
<b>R2</b>	40,0	85,64	0,0129	<b>2.688</b>	0,0497	<b>3.221</b>	0,0534	<b>3.068</b>
	147,5	245,45	0,0978		0,1206		0,1279	
<b>R3</b>	40,0	86,79	0,0218	<b>2.325</b>	0,0561	<b>2.449</b>	0,0580	<b>2.358</b>
	147,5	257,60	0,1268		0,1557		0,1615	

\*Versagen der Kerfen trat an der linken Kerfenreihe auf

Ein Vergleich der Verschiebungsmoduln an den drei Lastrampen zeigt, dass diese bei nahezu allen Kerfen an der zweiten Vorbelastungsrampe am höchsten sind. Dahinter folgen die für die Hauptbelastungsrampe berechneten Verschiebungsmoduln, während die geringsten Kerfensteifigkeiten in der Regel an der ersten Vorbelastungsrampe festzustellen war. Eine ähnliche Tendenz ließ sich auch in den vorangegangenen Slip-Block- und Push-Off-Tests beobachten: Auch hier war bei der Mehrzahl der Versuche eine Zunahme der Kerfensteifigkeit zwischen der ersten und der zweiten Lastrampe erkennbar. Eine abschließende Erklärung, warum die Werte an der zweiten Vorbelastungsrampe am höchsten sind und dann an der Hauptbelastungsrampe wieder abnehmen, konnte allerdings nicht gefunden werden. Die Unterschiede im Verschiebungsmodul zwischen den Lastrampen sind jedoch gering und könnten

beispielsweise auch auf das Berechnungsverfahren bzw. dessen Implementierung in der zur Auswertung verwendeten Software zurückzuführen sein.

**Tabelle 20:**     *Statistische Auswertung der berechneten Verschiebungsmoduln für die Demonstratorversuche HGB-4PB2K und HGB-4PB3K*

Verschiebungsmodul (als Sekantenmodul zwischen 10 und 40 Prozent der erwarteten Maximallast)			Probekörper					
			HGB-4PB2K			HGB-4PB3K		
			1. Vor- belas- tungs- rampe	2. Vor- belas- tungs- rampe	Haupt- belas- tungs- rampe	1. Vor- belas- tungs- rampe	2. Vor- belas- tungs- rampe	Haupt- belas- tungs- rampe
Anzahl Kerven	<i>n</i>	[-]	4	4	4	6	6	6
Maximalwert	<i>Max</i>	[kN/mm/m]	3.192	3.747	3.714	3.955	5.128	4.687
Minimalwert	<i>Min</i>	[kN/mm/m]	2.809	2.986	2.846	2.325	2.449	2.358
Mittelwert aller Kerven	<i>x</i>	[kN/mm/m]	3.020	3.346	3.172	3.025	3.568	3.323
Standardabweichung	<i>s</i>	[kN/mm/m]	179	312	381	638	1.006	829
Variationskoeffizient	<i>v</i>	[-]	0,0593	0,0933	0,1200	0,2109	0,2821	0,2494

Mit einem Mittelwert von etwa 3.250 kN/mm/m (gemessen an der Hauptbelastungsrampe) sind die in den Biegeversuchen ermittelten Verschiebungsmoduln nur etwa halb so groß wie das  $K_{ser}$ , das für die Bemessung der Demonstratorversuche vorab zu 6.000 kN/mm/m angenommen wurde. Dieser Wert wurde verglichen mit den Versuchsergebnissen aus den Klein- und mittelgroßen Versuchen bereits relativ niedrig gewählt. Er liegt bewusst am unteren Ende der in den Versuchen gemessenen Verschiebungsmoduln, damit die tatsächliche Kervensteifigkeit tendenziell eher unterschätzt wird. Die Berechnungsergebnisse in der Bemessung liegen dadurch auf der sicheren Seite. Dennoch wurden in den Biegeversuchen an allen Kerven der beiden Holz-Granit-Verbundträger Steifigkeiten gemessen, die nochmals deutlich unter diesem bereits konservativen Erwartungswert liegen.

Eine mögliche (Teil-)Ursache für die erheblichen Abweichungen zwischen den Verschiebungsmoduln aus den Biegeversuchen und den Push-Off- bzw. Slip-Block-Versuchen könnte die Kervenkraft sein, die der Berechnung nach Gleichung (11) zugrunde liegt. Anders als bei den Push-Off- und Slip-Block-Versuchen, bei denen jeweils nur eine einzelne Kerve getestet wurde und die in der Kerve vorherrschende Schubkraft direkt aus dem Versuchsaufbau abgeleitet werden konnte, gestaltet sich die Ermittlung der Kervenkkräfte für eine bestimmte Prüfkraft  $F$  bei den Biegeversuchen aufgrund der Vielzahl an Kerven deutlich komplexer. Die Kräfte in den einzelnen Kerven wurden nicht direkt gemessen, sondern mussten stattdessen rechnerisch anhand eines Stabwerkmodells abgeschätzt werden. Dabei können Fehler entstehen – einerseits durch die Modellierung als Stabwerkmodell, andererseits durch die getroffenen Annahmen für die Materialmodelle. Allerdings wird vermutet, dass die potenzielle Ungenauigkeit, die aus der numerischen Berechnung resultiert, nicht so gravierend ist, dass sie die geringen Verschiebungsmoduln der Kerven in den Biegeversuchen vollständig erklären könnte.

Eine andere Erklärung könnten falsche Messwerte für die Kervenverschiebung sein, wenn sie beispielsweise ungewollte Verformungsanteile enthalten, die nicht ausschließlich auf die hori-



zonale Relativverschiebung zwischen der Holz- und Granitschicht zurückzuführen sind. Solche ungewollten Verformungsanteile können verschiedene Ursachen haben, wie zum Beispiel Schubverzerrungen, die in querkraftbeanspruchten Balken zusätzlich zur Biegeverformung auftreten. In den 4-Punkt-Biegeversuchen an Holz-Granit-Verbundträgern könnte der vergleichsweise geringe Schubmodul des Holzes zu relevanten Schubverformungen geführt haben, die in die Messdaten der Wegaufnehmer eingeflossen sind und diese verfälschen. Aufgrund des langen Hebelarms von 200 mm, der sich aus dem Abstand der Messpunkte in Höhe der Schwereachsen von Holz und Granit ergibt, können selbst kleine Schubverzerrungen oder Gleitungen (ausgedrückt durch den Winkel  $\gamma$ ) erhebliche Auslenkungen hervorrufen. Dieser ungewollte Verformungsanteil aus der Schubverzerrung bewirkt, dass die tatsächlichen Relativverschiebungen zwischen der Holz- und Granitschicht überschätzt werden, wodurch die Berechnung nach Gleichung (11) zu niedrige Verschiebungsmoduln liefert. Zwar wurde versucht, den Schubverformungsanteil aus den Messdaten der Wegaufnehmer herauszurechnen, jedoch führte dies zu keiner wesentlichen Verbesserung der Ergebnisse. Mit einem Schubmodul von 5.400 N/mm<sup>2</sup>, der für den Verbundquerschnitt durch Mittelung der Schubmoduln von Holz und Granit über die Querschnittsfläche ermittelt wurde, erhöhte sich die berechnete Kervensteifigkeit  $K_{\text{ser}}$  nur minimal.

Die plausibelste Erklärung, warum die in den Demonstratorversuchen gemessenen Kervensteifigkeiten deutlich geringer sind als die Steifigkeiten aus den Klein- und mittelgroßen Versuchen, betrifft das Zusammenwirken mehrerer Kerven innerhalb eines Probekörpers. Während bei den Slip-Block- und Push-Off-Tests jeweils nur eine einzelne Kerve isoliert betrachtet wurde, wurden bei den Demonstratorversuchen 2 bzw. 3 hintereinander angeordnete Kerven im Verbund untersucht. Für die Slip-Block- und Push-Off-Versuche lässt sich die in der Kerve vorherrschende Schubkraft zu jedem Zeitpunkt exakt bestimmen. Dies ergibt sich daraus, dass nur eine einzelne Kerve für die Kraftübertragung zur Verfügung steht und die Kervenkraft direkt aus dem Versuchsaufbau sowie der gemessenen Prüfkraft abgeleitet werden kann.

Für eine gleichmäßigere Kraftübertragung werden die Kervensegmente – also die 15 cm dicken Granitsteine, die in die zuvor ausgefrästen Aussparungen des Holzträgers eingesetzt werden – beidseitig an den Kervenflanken mit dem Brettschichtholzträger verklebt. Daher liegt die Vermutung nahe, dass sowohl das Holz vor der Kerve (Vorholz) als auch das unbelastete Holz hinter der Kerve für den Lastabtrag aktiviert werden kann. Vor der Kerve erfolgt die Kraftübertragung über den Druckkontakt an der Kervenflanke, während auf der gegenüberliegenden Seite durch die Verklebung der Vergussfuge zusätzlich auch Kräfte über Zug in das Holz hinter der Kerve übertragen werden können. Dadurch wird die Normalkraft in der Granitplatte anteilig über Druckkräfte an der einen Kervenflanke und über Zugkräfte an der anderen Kervenflanke in das Brettschichtholzelement eingeleitet. Voraussetzung hierfür ist eine ungerissene Vergussfuge, was sowohl bei den Slip-Block- als auch bei den Push-Off-Versuchen der Fall war. Hier riss die Vergussfuge erst bei einem Lastniveau auf, welches oberhalb der Lastgrenzen lag, innerhalb derer der Verschiebungsmodul  $K_{\text{ser}}$  nach Norm zu bestimmen ist.

Bei den Slip-Block-Versuchen war noch ein weiterer Kraftübertragungsmechanismus zu berücksichtigen, da aufgrund des in der horizontalen Verbundfuge vorherrschenden Querdrucks zusätzliche Schubkräfte über Reibung übertragen werden konnten. Dieser Mechanismus war bei den kurzen Slip-Block-Probekörpern besonders ausgeprägt, da der größere Neigungswinkel, mit dem die Probekörper in die Prüfvorrichtung eingebaut wurde, eine höhere Querdruck-



kraft zur Folge hatte. Die höhere Querdruckkraft führt gemäß Gleichung (12) zu einer entsprechenden Vergrößerung des Schubkraftanteils, der über die Reibung übertragen wird. Allerdings ist zu beachten, dass bei den kurzen Slip-Block-Probekörpern die Schubkraft ausschließlich über Reibungskräfte sowie über Druckkräfte an der Kervenflanke zum Vorholz übertragen wurde. Eine Übertragung über Zugkräfte war nicht möglich, da das Brettschichtholzelement bereits hinter der Kerbe endete.

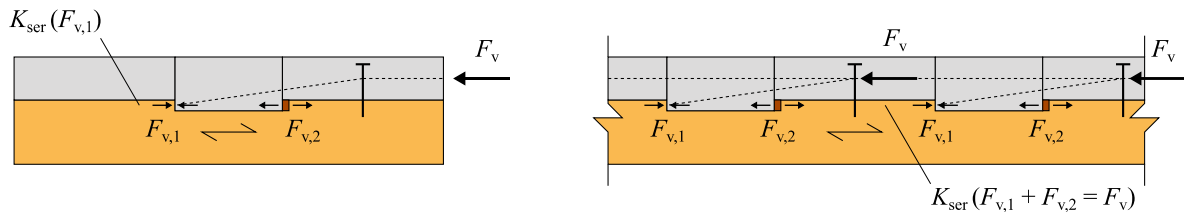
Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass die Schubkraftübertragung zwischen Granit und Holz sowohl an der druck- als auch an der zugbeanspruchten Kervenflanke erfolgt. Bei den Slip-Block-Tests kommt zusätzlich eine Schubkraftübertragung durch Reibung in der Verbundfuge hinzu. Demgegenüber wurde für die Berechnung des Verschiebungsmoduls angenommen, dass die gesamte Schubkraft ausschließlich über den Druckkontakt an der druckbeanspruchten Kervenflanke ins Vorholz eingeleitet wird. Tatsächlich jedoch ist die Kraft an der druckbeanspruchten Kervenflanke aufgrund der verschiedenen, oben erläuterten Kraftübertragungsmechanismen deutlich geringer als ursprünglich für die Berechnung angenommen. Dadurch wurden in Gleichung (11) zu hohe Kraftwerte eingesetzt, was wiederum zu einer Überschätzung der Kervensteifigkeit  $K_{ser}$  führte. Die tatsächliche Kervensteifigkeit könnte erheblich geringer ausfallen und berechnet sich lediglich aus dem Schubkraftanteil, der an der druckbeanspruchten Kervenflanke über Druckkräfte ins Vorholz eingeleitet wird – also ohne die Reibkraft- und Zugkraftanteile. Die Quantifizierung der einzelnen Schubkraftanteile ist jedoch komplex und sollte in zukünftigen Untersuchungen, beispielsweise durch Finite-Elemente-Analysen, näher betrachtet werden.

Ein Beleg für diese These sind die teils zu hohen rechnerischen Druckspannungen am Vorholz der Slip-Block-Versuche (siehe Tabelle 1 und Tabelle 2). Diese liegen für die Serie SBK im Mittel bei 53 N/mm<sup>2</sup> und damit deutlich über der experimentell ermittelten Druckfestigkeit des verwendeten Brettschichtholzes ( $f_{c,0,mean} = 36$  N/mm<sup>2</sup>). Die Berechnung der Druckspannungen erfolgte ebenfalls unter der Annahme, dass die gesamte Schubkraft ausschließlich über die druckbeanspruchte Kervenflanke übertragen wird. Daher sind die zu hohen rechnerischen Druckspannungen ein weiteres Indiz dafür, dass in den Slip-Block- und Push-Off-Tests noch weitere Mechanismen zur Schubkraftübertragung beteiligt waren.

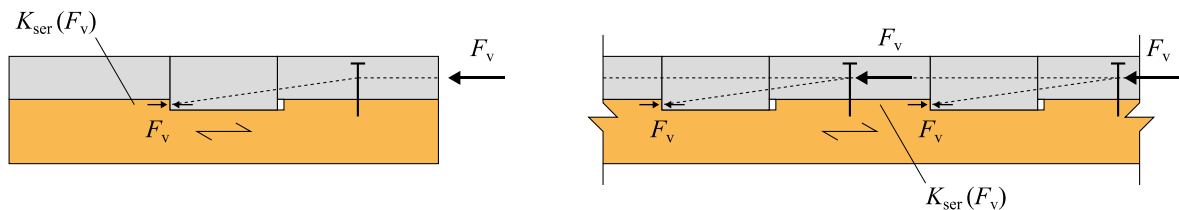
Für diese These spricht außerdem das sichtbare Abflachen der Kraft-Verschiebungskurven kurz vor dem Versagen der Probekörper, das in den Push-Off-Versuchen besonders ausgeprägt war (siehe Abbildung 45 und Abbildung 46). Aufgrund des flacheren Verlaufs der Kraft-Verschiebungskurven im oberen Lastbereich wurden separate Verschiebungsmoduln für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ( $K_{ser}$ ) und den Grenzzustand der Tragfähigkeit ( $K_{ult}$ ) hergeleitet. Auffällig ist, dass der in den Push-Off-Versuchen ermittelte Wert für  $K_{ult}$  in einer ähnlichen Größenordnung liegt wie der Wert für  $K_{ser}$  aus den Demonstratorversuchen. Auf dem Lastniveau, auf dem  $K_{ult}$  bestimmt wurde, war die Vergussfuge aus Polymerbeton bereits vollständig gerissen, sodass an der zugbeanspruchten Kervenflanke keine Schubkräfte mehr über Zug übertragen werden konnten. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass die Schubkraftübertragung nun ausschließlich an der druckbeanspruchten Kervenflanke über Druck erfolgen musste. Somit wurde die Kervensteifigkeit  $K_{ult}$  im oberen Lastbereich korrekt berechnet, da in der Berechnung nach Gleichung (11) die richtige Kervenkraft zugrunde gelegt wurde. Demgegenüber wurde im unteren Lastbereich die Kervenkraft zu hoch angesetzt, da auch hier angenommen wurde, dass die gesamte Schubkraft an der druckbeanspruchten Kervenflanke über

Druck ins Vorholz eingeleitet wird, obwohl tatsächlich noch weitere Mechanismen der Schubkraftübertragung beteiligt waren. Infolgedessen fällt der für die Kervensteifigkeit  $K_{\text{ser}}$  berechnete Wert zu hoch aus.

Schubkraftübertragung **mit** Verklebung:



Schubkraftübertragung **ohne** Verklebung (für Berechnung angenommen):



**Abbildung 81:** Vergleich der Schubkraftübertragung mit und ohne Verklebung der Vergussfuge für die Push-Off-Versuche (links) und die 4-Punkt-Biegeversuche (rechts)

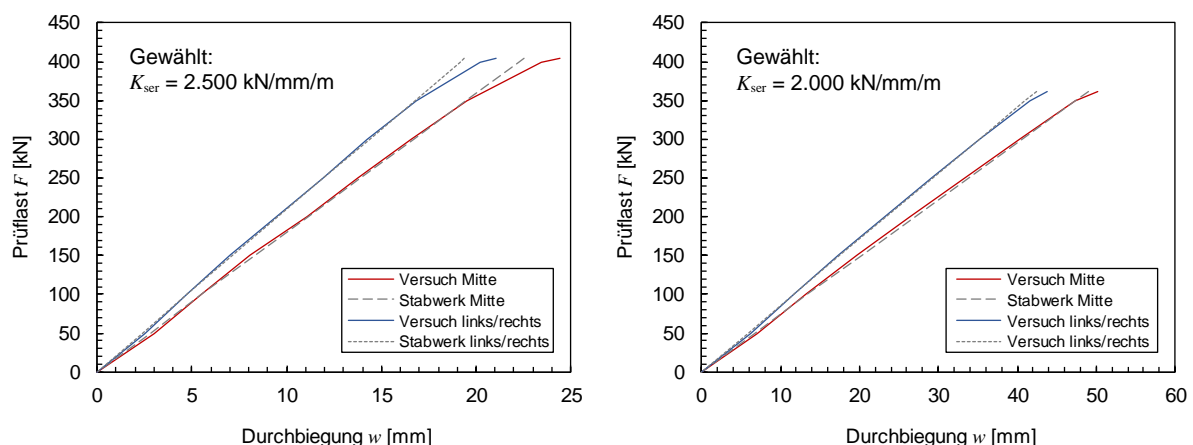
In den Biegeversuchen wurde erstmals das Zusammenwirken mehrerer Kerven in einem Bauteil untersucht. Bei einem Holz-Granit-Verbundträger mit mehreren Kerven je Seite wird die Normalkraft in der Granitplatte anteilig über diese Kerven in den Brettschichtholzträger eingeleitet. Auch hier wurde für die Berechnung der Kervensteifigkeit nach Gleichung (11) davon ausgegangen, dass die Schubkraft ausschließlich über die druckbeanspruchten Kervenflanken in das Vorholz der jeweiligen Kerven eingeleitet wird. Jedoch ist zu vermuten, dass die Schubkraftübertragung in Wirklichkeit – ähnlich wie bei den Slip-Block- und Push-Off-Versuchen – sowohl an der druck- als auch an der zugbeanspruchten Kervenflanke erfolgt. Diese Vermutung basiert auf Beobachtungen aus den Versuchen, wonach Risse an den Vergussfugen aus Polymerbeton erst nach Durchlaufen der Vorbelastungsrampen festgestellt werden konnten. Bis dahin ist von einer intakten Verklebung auszugehen, sodass ein Teil der Schubkraft auch über Zug über die Vergussfuge in das Holzelement eingeleitet werden konnte.

In den Klein- und mittelgroßen Versuchen wird das für die Kervensteifigkeit relevante Vorholz nur durch den Schubkraftanteil  $F_{v,1}$  belastet (siehe Abbildung 81, links). Der Schubkraftanteil  $F_{v,2}$  gelangt über die Verklebung in das unbelastete Holz hinter der Kerve und kann somit keinen Beitrag zur Kervensteifigkeit leisten. Demgegenüber wird in einem Verbundträger mit mehreren Kerven je Seite das Vorholz im Regelfall durch die zwei angrenzenden Kerven beansprucht. Da das Vorholz der zweiten Kerve direkt an die Rückseite der davorliegenden, ersten Kerve grenzt, können beide Kerven Schubkräfte in den dazwischenliegenden Holzbereich einleiten (siehe Abbildung 81, rechts). Während die hintere Kerve einen Teil ihrer Schubkraft über Druckkräfte ins Vorholz überträgt, ermöglicht es die Verklebung, dass auch die vordere Kerve einen Teil ihrer Schubkraft über Zugkräfte in dieses Holz einleitet. Dadurch wird das (Vor-)Holz zwischen zwei Kerven stets durch die beiden Schubkraftanteile  $F_{v,1}$  und  $F_{v,2}$  beansprucht. In Summe entsprechen die beiden Schubkraftanteile in etwa der Kervenkraft  $F_v$ , also der Gesamtschubkraft in der betrachteten Kerve. Dies stimmt mit der Annahme aus der Stei-

figkeitsberechnung überein, dass das Vorholz durch die volle Schubkraft einer Kerbe beansprucht wird. Zwar wurde bei der Berechnung der Kervensteifigkeit fälschlicherweise angenommen, dass Schubkräfte ausschließlich über Druck ins Vorholz eingeleitet werden können, obwohl sie in Wirklichkeit auch über die Verklebung der Vergussfuge über Zug übertragen werden können. Dennoch ergeben die beiden Schubkraftanteile aufsummiert die Kervenkraft  $F_v$ , sodass im Falle der Holz-Granit-Verbundträger trotz mehrerer Schubkraftübertragungsmechanismen die bei der Berechnung angenommene Kervenkraft mit der tatsächlich auf das Vorholz einwirkenden Kraft übereinstimmt.

Kommt es auf einem höheren Lastniveau zum Aufreißen der Vergussfugen, ändert sich dadurch zwar der Mechanismus der Schubkraftübertragung, da Schubkräfte nicht mehr über die Vergussfuge, sondern nur noch an den druckbeanspruchten Kervenflanken übertragen werden können, jedoch bleibt die Beanspruchung, die das Vorholz zwischen zwei Kerven erfährt, unverändert. Dies hat zur Folge, dass bei einem Holz-Granit-Verbundträger mit mehreren Kerven je Seite das Aufreißen der Vergussfuge nicht wie in den Push-Off-Versuchen zu einem Steifigkeitsabfall führt, sondern der Verschiebungsmodul im GZT gleich dem Verschiebungsmodul im GZG anzunehmen ist.

Zur Verifizierung der niedrigen, in den Biegeversuchen an Holz-Granit-Verbundträgern gemessenen Verschiebungsmoduln sollen die experimentell ermittelten Durchbiegungen den Ergebnissen einer Finite-Elemente-Analyse gegenübergestellt werden. Hierzu werden die Durchbiegungen mithilfe des in Kapitel 10.3 beschriebenen Stabwerkmodells an den Stellen ermittelt, an denen auch im Versuch die Durchbiegungen gemessen wurden. Die Messung erfolgte an insgesamt drei Stellen entlang der Trägerlängsachse: In Feldmitte, wo die größten Durchbiegungen zu erwarten waren, sowie links und rechts davon, jeweils unterhalb der beiden Lasteinleitungspunkte im 4-Punkt-Biegeversuch. Anschließend werden die Ergebnisse der Finite-Elemente-Analyse mit den Messdaten aus den beiden Versuchen verglichen.



**Abbildung 82:** Gegenüberstellung der im Versuch gemessenen mit den numerisch berechneten Durchbiegungen für den Probekörper HGB-4PB2K (links) und HGB-4PB3K (rechts)

Um nun aus der Finite-Elemente-Analyse Werte für die Kervensteifigkeit zu erhalten, wir nun in einem iterativen Prozess die effektive Biegesteifigkeit  $EI^*$  der Schubstäbe im Stabwerkmodell so lange variiert, bis das Stabwerk möglichst die gleichen Durchbiegungen wie die beiden Holz-Granit-Verbundträger in den Versuchen aufwies (Best-Fit-Analyse). Die geringste Abweichung zwischen Mess- und Rechenwert ergab sich für den Holz-Granit-Verbundträger HGB-4PB2K mit einem Verschiebungsmodul von 2.500 kN/mm/m, während für den Träger

HGB-4PB3K die beste Übereinstimmung mit 2.000 kN/mm/m erzielt werden konnte. In Abbildung 82 sind die gemessenen und numerisch berechneten Kraft-Durchbiegungs-Kurven für die beiden Probekörper HGB-4PB2K und -4PB3K noch einmal grafisch gegenübergestellt.

Die für die bestmögliche Übereinstimmung zwischen Mess- und Rechenwerten gewählten Verschiebungsmoduln sind ähnlich niedrig wie die in den Demonstratorversuchen gemessenen Kervensteifigkeiten. Dadurch lassen sich die im Vergleich zu den Slip-Block- und Push-Off-Versuchen deutlich kleineren Verschiebungsmoduln aus den Biegeversuchen bestätigen. Allerdings fallen die in der Finite-Elemente-Analyse iterierten Verschiebungsmoduln sogar noch geringer aus als die im Versuch gemessenen Kervensteifigkeiten, was jedoch auf ein zu steifes Systemverhalten des FE-Modells zurückzuführen sein könnte. Durch sogenannte Versteifungseffekte (Locking) reagieren die Elementformulierungen bei bestimmten Belastungsarten zu steif, wodurch die berechneten Verformungen geringer ausfallen als in Realität.

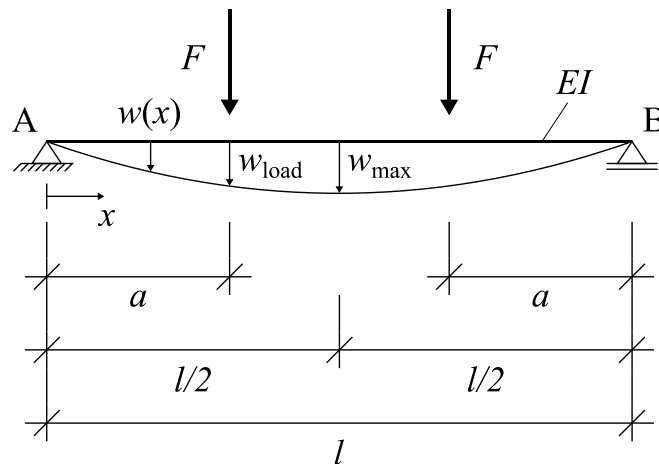
Weil keine abschließende Erklärung für den Unterschied in den Verschiebungsmoduln gefunden werden konnte und keine der oben erläuterten Vermutungen mit absoluter Gewissheit bestätigt wurde, ist davon auszugehen, dass sich die Holz-Granit-Kervenverbindung in einem Biegeträger mit mehreren Kerven pro Seite tatsächlich weicher verhält, als es die vorherigen Slip-Block- und Push-Off-Tests zunächst vermuten ließen. Daher sollte der Kerven-Verschiebungsmodul für die Bemessung eines biegebeanspruchten Holz-Granit-Verbundträgers aus Sicherheitsgründen mit maximal  $K_{\text{ser}} = 3.000 \text{ kN/mm/m}$  angesetzt werden.

Damit ist die Steifigkeit der entwickelten Holz-Granit-Kervenverbindung immer noch doppelt so hoch wie der nach DIN CEN/TS 19103 empfohlene Wert. Basierend auf jahrelanger, intensiver Forschung im Bereich des Holz-Beton-Verbundbaus wird in der DIN CEN/TS 19103 in Abschnitt 10.3.4.2 für Holz-Beton-Verbundbauteile mit Kerventiefe  $h_n \geq 30 \text{ mm}$  ein Kerven-Verschiebungsmodul von 1.500 kN/mm/m vorgeschlagen. Für die Bemessung der beiden geplanten Holz-Granit-Verbundbrücken im Spektegrünzug in Berlin Spandau ist nun zu klären, ob für die Kervensteifigkeit der Wert nach DIN CEN/TS 19103 (1.500 kN/mm/m) oder ein höherer Wert basierend auf den Ergebnissen der Demonstratorversuche ( $\leq 3.000 \text{ kN/mm/m}$ ) herangezogen werden sollte.

Wie in den in Abbildung 79 und Abbildung 80 dargestellten Diagrammen zu erkennen ist, zeigen alle Kraft-Verschiebungs-Kurven bis kurz vor Erreichen der Bruchlast einen linearen Zusammenhang zwischen der aufgebrachten Prüfkraft und den an den Kerven gemessenen Relativverschiebungen. Ein ausgeprägtes Abflachen der Kraft-Verformungs-Kurve im oberen Lastbereich, wie es bei den Push-Off-Tests (vgl. Kapitel 9.7) festgestellt werden konnte, ließ sich in den Biegeversuchen an Holz-Granit-Verbundträgern nicht beobachten. Da sich das Verformungsverhalten der Kerven bis zum Erreichen der Bruchlast nicht signifikant zu verändern schien, ist die Herleitung eines gesonderten Wertes für die Kervensteifigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht notwendig. Deshalb kann – wie auch in der DIN CEN/TS 19103 in Abschnitt 10.3.4.2 empfohlen – für biegebeanspruchte Bauteile der Kervenverschiebungsmodul  $K_{\text{ult}}$  im GZT gleich dem Verschiebungsmodul  $K_{\text{ser}}$  im GZG angenommen werden. Es gilt also  $K_{\text{ser}} = K_{\text{ult}}$ .

## 10.9 Ermittlung der Biegesteifigkeit der Verbundträger

Zur Bestimmung der realen Biegesteifigkeit der Holz-Granit-Verbundträger werden die im Versuch gemessenen Durchbiegungen mit den analytisch berechneten Werten verglichen. Die Berechnung der Durchbiegungen erfolgt dabei mithilfe klassischer Durchbiegungsformeln aus der Technischen Mechanik. Für einen Einfeldträger mit gleichbleibendem Querschnitt, der in einem 4-Punkt-Biegeversuch durch zwei symmetrisch angeordnete Einzellasten beansprucht wird, ergibt sich die in Abbildung 83 dargestellte Biegelinie.



**Abbildung 83:** Berechnung der Durchbiegungen für einen Einfeldträger mit gleichbleibendem Querschnitt unter 4-Punkt-Biegebeanspruchung

Die Durchbiegung an einer beliebigen Stelle  $x$  entlang der Trägerachse lässt sich mithilfe von Gleichung (17) berechnen. Durch Einsetzen ergeben sich daraus die Gleichungen (18) und (19), mit denen die Durchbiegungen in Feldmitte  $w_{\max}$  und unterhalb der Lasteinleitungspunkte  $w_{\text{load}}$  bestimmt werden können.

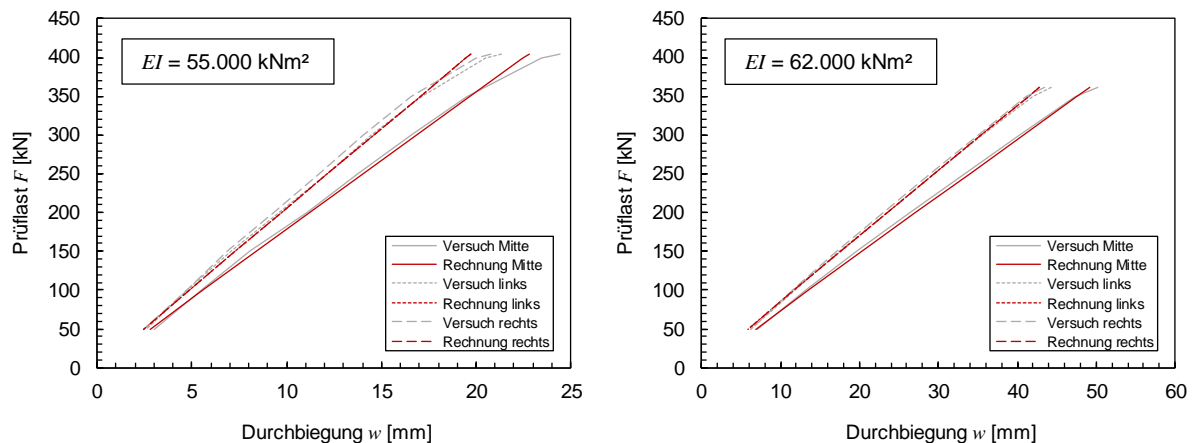
$$w(x) = \begin{cases} \frac{Fax}{2EI} \left[ l - a - \frac{1}{3} \frac{x^2}{a} \right] & x \leq a < \frac{l}{2} \\ \frac{Fax}{2EI} \left[ l - x - \frac{1}{3} \frac{a^2}{x} \right] & a \leq x \leq \frac{l}{2} \end{cases} \quad (17)$$

$$w_{\max} = w\left(x = \frac{l}{2}\right) = \frac{Fa}{2EI} \left[ \frac{l^2}{4} - \frac{a^2}{3} \right] \quad (18)$$

$$w_{\text{load}} = w(x = a) = \frac{Fa^2}{2EI} \left[ l - \frac{4}{3} a \right] \quad (19)$$

Die Ermittlung der Biegesteifigkeit  $EI$  basiert auf einer Best-Fit-Analyse, bei der die beste Übereinstimmung zwischen den experimentell gemessenen und den theoretisch berechneten Durchbiegungen gesucht wird. Dazu wird der Wert für die Biegesteifigkeit  $EI$  in den Durchbiegungsformeln so lange variiert, bis die Summe der quadrierten Abweichungen zwischen Mess- und Rechenwert minimal ist und damit die beste Übereinstimmung erreicht wird (Methode der kleinsten Quadrate). Beim Probekörper HGB-4PB2K ergab sich die beste Übereinstimmung für eine Biegesteifigkeit  $EI$  von 55.000 kNm<sup>2</sup>, während beim Probekörper HGB-4PB3K die Abweichungen zwischen den gemessenen und berechneten Durchbiegungen mit einer Biegesteifigkeit von 62.000 kNm<sup>2</sup> am geringsten waren. Die Ergebnisse sind für die oben genannten Biegesteifigkeiten in Abbildung 84 veranschaulicht. In den Diagrammen sind die im Versuch gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte und unter den Lasteinleitungspunkten den nach

Gleichung (18) und (19) berechneten Werten gegenübergestellt. Weil nur die Hauptbelastungsrampe dargestellt ist, beginnen die Kurven erst bei einer Gesamtprüflast von etwa 50 kN und enden mit dem Versagen der Kervenverbindung. Dabei ist zu beachten, dass die Messdaten ausschließlich die im Versuch unter der Prüflast  $F$  aufgetretenen Durchbiegungen beschreiben, also ohne die Verformung durch das Eigengewicht der Träger. Daher wurde das Eigengewicht auch in der analytischen Berechnung der Durchbiegung nicht berücksichtigt.



**Abbildung 84:** Gegenüberstellung der berechneten und der im Versuch gemessenen Durchbiegungen für Probekörper HGB-4PB2K (links) und HGB-4PB3K (rechts)

Die aus den Durchbiegungen rückgerechneten Biegesteifigkeiten  $EI$  ermöglichen zudem Rückschlüsse auf den sogenannten  $\gamma$ -Faktor. Der  $\gamma$ -Faktor dient als Maß für die Nachgiebigkeit der Schubverbindung eines Verbundträgers und kann Werte zwischen 0 und 1 annehmen:

- $\gamma = 0$  bedeutet keinen Verbund
- $\gamma = 1$  steht für einen starren Verbund
- Ein Wert zwischen 0 und 1 kennzeichnet einen nachgiebigen Verbund

Je niedriger der  $\gamma$ -Faktor, desto nachgiebiger und weicher ist die Schubverbindung und desto größer sind die horizontalen Relativverschiebungen zwischen der Holz- und der Granitschicht. Dadurch lässt sich die Effektivität der Verbundfuge auf einfach Weise abschätzen [Sch20].

Wie in Gleichung (20) ersichtlich, beeinflusst der  $\gamma$ -Faktor den Steiner-Anteil und damit die Biegesteifigkeit  $EI$  des Verbundträgers:

- Kein Verbund ( $\gamma = 0$ ): Steiner-Anteile dürfen nicht berücksichtigt werden
- Starrer Verbund ( $\gamma = 1$ ): Steiner-Anteile werden voll angesetzt

Bei einem Verbundträger ohne Verbund ( $\gamma = 0$ ) verhalten sich die Holz- und Granitschicht wie zwei separate, lose aufeinanderliegende Querschnitte. Im Gegensatz dazu wirken bei starrem Verbund ( $\gamma = 1$ ) die Einzelquerschnitte wie ein einziger, durchgehender Querschnitt zusammen. Daher ist es bei der Konzeption eines Verbundträgers entscheidend, den Verbund so starr wie möglich auszubilden, um ein effektives Trag- und Verformungsverhalten zu gewährleisten.



Die effektive Biegesteifigkeit eines Verbundträgers, der sich aus mehreren Teilquerschnitten  $i$  zusammensetzt, lässt sich durch folgende Beziehung bestimmen:

$$EI_{eff} = \sum E_i I_i + \sum \gamma_i E_i A_i a_i^2 \quad (20)$$

Hierin ist

$EI_{eff}$  die effektive Biegesteifigkeit des Verbundträgers

$EI_i$  die Biegesteifigkeit des Teilquerschnitts  $i$

$\gamma_i$  der Verbundfaktor für den Teilquerschnitt  $i$

$A_i$  die Fläche des Teilquerschnitts  $i$

$a_i$  der Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Teilquerschnitts  $i$  und dem Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts

Ist die effektive Biegesteifigkeit  $EI_{eff}$  des Verbundträgers bekannt, kann der Verbundfaktor  $\gamma$  durch Umstellen von Gleichung (20) rückgerechnet und zur Beurteilung der Effektivität des Schubverbundes herangezogen werden. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Tabelle 21 zusammengefasst.

**Tabelle 21:** Berechnung des Verbundfaktors  $\gamma$  aus der effektiven Biegesteifigkeit des Verbundträgers und den Material- und Querschnittswerten der beiden Teilquerschnitte

Probekörper			HGB-4PB2K		HGB-4PB3K	
Teilquerschnitt			Granit- Querschnitt	BSH- Querschnitt	Granit- Querschnitt	BSH- Querschnitt
Effektive Biegesteifigkeit	$EI_{eff}$	[kNm <sup>2</sup> ]	55.000		62.000	
Elastizitätsmodul	$E_i$	[N/mm <sup>2</sup> ]	36.000	12.500	36.000	12.500
Querschnittsfläche	$A_i$	[cm <sup>2</sup> ]	840	1.960	840	1.960
Flächenträgheitsmoment	$I_i$	[cm <sup>4</sup> ]	10.080	128.053	10.080	128.053
Dehnsteifigkeit	$E_i A_i$	[kN]	3.024.000	2.450.000	3.024.000	2.450.000
Biegesteifigkeit	$E_i I_i$	[kNm <sup>2</sup> ]	3.629	16.007	3.629	16.007
Schwerpunkt-Abstand	$a_i$	[cm]	14	6	14	6
Verbundfaktor	$\gamma_i$	[-]	0,45	1	0,57	1

Tabelle 21 zeigt, dass sich mit den zuvor ermittelten Biegesteifigkeiten für den Verbundträger HGB-4PB2K rechnerisch ein  $\gamma$ -Faktor von 0,45 und für den Träger HGB-4PB3K ein  $\gamma$ -Faktor von 0,57 ergibt. Beide Faktoren liegen im mittleren Bereich zwischen 0 und 1, was auf einen Verbund mit hoher Nachgiebigkeit hindeutet. In der Literatur zum Holz-Beton-Verbundbau wird jedoch darauf verwiesen, dass Kerven als Schubverbindungsmitel einen vergleichsweise starken Verbund erzeugen, sodass höhere  $\gamma$ -Werte zu erwarten gewesen wären. Dafür spricht auch die hohe, in den Versuchen gemessene Kervensteifigkeit.

Es ist wichtig zu beachten, dass der tatsächliche  $\gamma$ -Faktor von mehreren Parametern beeinflusst wird, darunter die Geometrie und Steifigkeit der Kerven, die Materialeigenschaften von Holz und Beton sowie die spezifische Anordnung der Verbindungsmittel. Daher können die Werte in der Praxis variieren. Außerdem sei an dieser Stelle nochmals darauf hingewiesen, dass das  $\gamma$ -Verfahren ursprünglich für biegebeanspruchte Holz-Beton-Verbundbauteile unter gleichförmiger Last und mit kontinuierlich angeordneten Verbindungsmitteln hergeleitet wurde. Beide Anforderungen werden von den 4-Punkt-Biegeversuchen an Holz-Granit-Verbundträgern nicht erfüllt, sodass die für die beiden Holz-Granit-Verbundträger berechneten  $\gamma$ -Werte nur bedingt aussagekräftig sind.

## 11 Gebrauchstauglichkeit

An dem 8,0 m langen Holz-Granit-Verbundträger (HGB-4PB3K) wurden vor dem statischen Versuch umfangreiche Versuche zur Gebrauchstauglichkeit in Form von Schwingversuchen durchgeführt. Ziel der Versuche war die experimentelle Ermittlung der vertikalen und horizontalen Eigenfrequenzen. Die Eigenfrequenz einer Brücke ist neben ihrem statischen Trag- und Verformungsverhalten eine weitere wichtige Größe zur Beurteilung ihrer Standsicherheit, da sie angibt, wie die Brücke auf äußere Schwingungseinwirkungen reagiert. Äußere Einwirkungen wie etwa Wind, Verkehr, Fußgänger oder Erdbeben können eine Brücke in Schwingungen versetzen. Wenn ein schwingfähiges System, wie z.B. eine Brücke, durch eine äußere Einwirkung in seiner Eigenfrequenz angeregt wird, d.h. die Eigenfrequenz der Brücke mit der Frequenz externer Einwirkungen (Erregerfrequenz) übereinstimmt, kommt es zur sogenannten Resonanzkatastrophe. Hierbei verstärken sich die Schwingungsamplituden immer weiter, bis es – wenn keine ausreichende Dämpfung vorhanden ist – zu einer Strukturellen Überlastung und letztendlich zum Versagen des Systems kommt. Um eine Resonanzkatastrophe bei Brückenbauwerken zu verhindern, gibt es mehrere ingenieurtechnische Maßnahmen: Beispielsweise können Schwingungsdämpfer eingesetzt oder die Eigenfrequenz des Bauwerks durch konstruktive Maßnahmen in einen unkritischen Bereich verschoben werden (Frequenzanpassung). Zudem können aerodynamische Optimierungen oder schwingungsisolierende Fahrbahndecks helfen, externe Erregungen zu minimieren. Moderne Brücken werden außerdem mit Sensoren überwacht, um kritische Schwingungen frühzeitig erkennen und Gegenmaßnahmen einleiten zu können.

Bereits im Rahmen der Bemessung ist zu überprüfen, ob die für ein Bauwerk ermittelten Eigenfrequenzen einen bestimmten Grenzwert nicht unterschreiten. Durch diesen vereinfachten Schwingungsnachweis wird sichergestellt, dass die unter planmäßiger Beanspruchung auftretenden Schwingungen keinen Frequenzbereich erreichen, in dem gefährliche Resonanzphänomene drohen. Für einen Einfeldträger mit konstanter Last kann die Eigenfrequenz mithilfe der nachfolgenden Formel abgeschätzt werden:

$$f_e = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (21)$$

Hierin ist

$f_e$  die Eigenfrequenz des Trägers

$l$  die Länge des Trägers

$EI$  die Biegesteifigkeit des Trägers

$m$  die Masse des Trägers je laufenden Meter

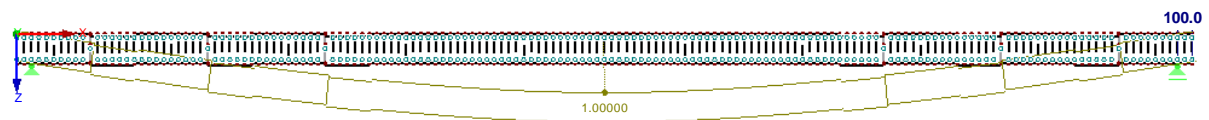
Die Ergebnisse der Berechnung nach Gleichung (21) sind für die beiden Holz-Granit-Verbundträger in Tabelle 22 dargestellt. Die für die Berechnung benötigten Eingangsgrößen sind ebenfalls in Tabelle 22 angegeben. Mit den in Kapitel 10.9 ermittelten Biegesteifigkeiten ergibt sich für den Verbundträger HGB-4PB2K die erste vertikale Eigenfrequenz zu 20,50 Hz, während sie für den Träger HGB-4PB3K zu 11,21 Hz berechnet werden kann. Zur Beurteilung der Qualität der analytischen Berechnungsergebnisse sollen diese exemplarisch für den Probekörper

HGB-4PB3K mit den experimentell und numerisch ermittelten Eigenfrequenzen verglichen werden. Experimentell lassen sich die Eigenfrequenzen beispielsweise aus den in Schwingversuchen gemessenen Beschleunigungen ableiten, während die numerische Bestimmung typischerweise im Rahmen einer FE-Analyse erfolgt.

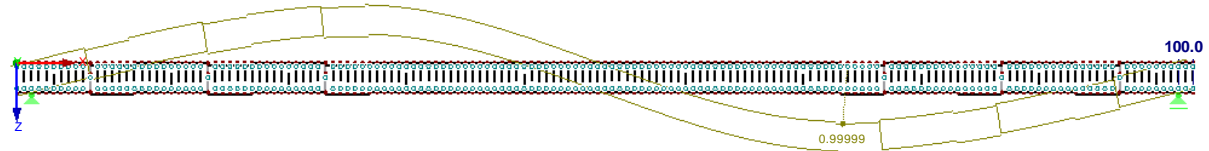
**Tabelle 22:** *Ergebnisse der analytischen Berechnung der ersten vertikalen Eigenfrequenz für die beiden Holz-Granit-Verbundträger HGB-4PB2K und HGB-4PB3K*

Probekörper			HGB-4PB2K	HGB-4PB3K
Gesamtlänge	$l$	[mm]	5800	8000
Spannweite	$l_{\text{span}}$	[mm]	5600	7800
Biegesteifigkeit	$EI$	[kNm <sup>2</sup> ]	55.000	62.000
Gesamtgewicht	$M$	[kg]	1907	2632
Spezifisches Gewicht	$m$	[kg/m]	328,8	329,0
Eigenfrequenz	$f_e$	[Hz]	20,50	11,21

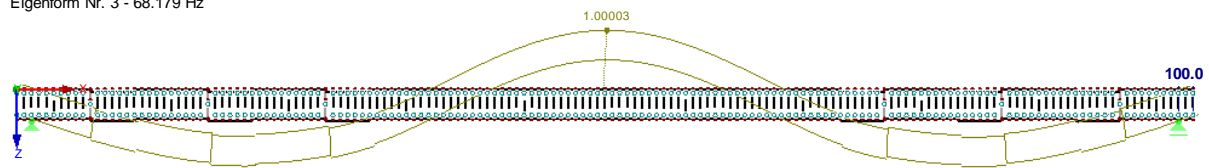
Eigenform Nr. 1 - 11.684 Hz



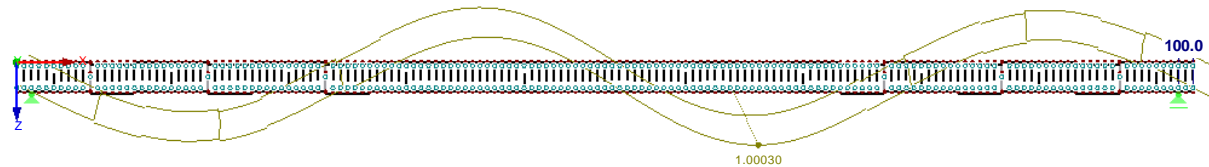
Eigenform Nr. 2 - 29.047 Hz



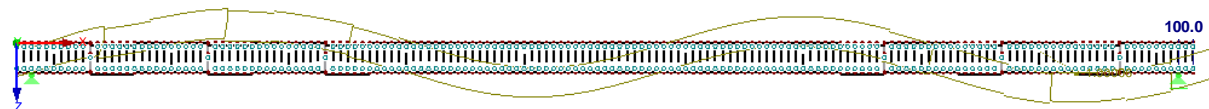
Eigenform Nr. 3 - 68.179 Hz



Eigenform Nr. 4 - 109.621 Hz



Eigenform Nr. 5 - 116.178 Hz



**Abbildung 85:** *Dynamische Berechnung am Stabwerkmodell; mit Zusatzmodul DYNAM Pro in RStab ermittelte Eigenformen und Eigenfrequenzen*

Moderne FEM-Programme ermöglichen in der Regel die Durchführung dynamischer Analysen, um wichtige Kenngrößen wie die Eigenfrequenzen zu bestimmen. Je nach erforderlichem Detaillierungsgrad kann dies mittels Stabwerkmodellen, 2D-Scheibenmodellen oder 3D-Volumenmodellen erfolgen. Die mit dem Stabwerkmodell aus Kapitel 10.3 numerisch ermittelten Eigenfrequenzen sind in Abbildung 85 dargestellt. Neben Werten für die ersten fünf Eigenfrequenzen sind auch die zugehörigen Eigenformen dargestellt, also die charakteristischen Schwingungsfiguren, die ein System bei einer bestimmten Eigenfrequenz annimmt. Für die Berechnung kam das Stabwerksprogramm *RStab* (Programmversion 8.20.02) zusammen mit dem Zusatzmodul *DYNAM Pro* der *Dlubal Software GmbH* zum Einsatz. Die dynamische Analyse ergab für die ersten fünf vertikalen Eigenfrequenzen folgende Werte:

1. Eigenfrequenz:  $f_1 = 11,68 \text{ Hz}$
2. Eigenfrequenz:  $f_2 = 29,05 \text{ Hz}$
3. Eigenfrequenz:  $f_3 = 68,18 \text{ Hz}$
4. Eigenfrequenz:  $f_4 = 109,62 \text{ Hz}$
5. Eigenfrequenz:  $f_5 = 116,18 \text{ Hz}$

Zur experimentellen Bestimmung der vertikalen und horizontalen Eigenfrequenzen des 8,0 m langen Holz-Granit-Verbundträgers wurde dieser durch verschiedene äußere Einwirkungen in Schwingung versetzt. Die entstehenden Beschleunigungen wurden an mehreren Messpunkten mithilfe von Beschleunigungssensoren gemessen. Dabei hängt die Aussagekraft der Ergebnisse maßgeblich sowohl von der Art der Anregung, insbesondere deren Frequenz, als auch von der Position der Messpunkte zur Erfassung der Beschleunigungen ab. Idealerweise sollte die äußere Anregung in einer Frequenz erfolgen, die der Eigenfrequenz möglichst nahekommt. Für die Schwingungsversuche wurde der Träger in den Prüfstand eingebaut, in dem auch die daran anschließenden statischen Versuche durchgeführt wurden. Der Versuchsaufbau besteht aus einem Einfeldträger, der über eine Spannweite von 7,8 m spannt und beidseitig auf Rollenlagern gelagert ist. Die Beschleunigungen wurden mithilfe von Beschleunigungssensoren an insgesamt vier Messpunkten erfasst. Drei Sensoren zeichneten die vertikalen Beschleunigungen auf – zwei in den Drittelpunkten der Spannweite und einer in der Feldmitte. Ein weiterer Sensor erfasste die horizontalen Beschleunigungen in der Feldmitte. Zur Befestigung der Beschleunigungssensoren wurden Metallplättchen auf die Ober- und Rückseite der Granitplatte geklebt, auf denen anschließend die magnetischen Sensoren ausgerichtet und in ihrer Lage fixiert werden konnten. Der Messtechnikplan mit den genauen Positionen der Beschleunigungssensoren ist noch einmal in Abbildung 86 dargestellt.

Zur Bestimmung der Eigenfrequenzen aus einer Beschleunigungsmessung wird der Schwingungsverlauf des Systems aufgezeichnet, nachdem es durch einen äußeren Impuls (z. B. einen Stoß) angeregt wurde. Dies liefert ein Signal  $a(t)$ , das die Beschleunigung  $a$  in Abhängigkeit der Zeit  $t$  beschreibt. Da die Eigenfrequenzen im Frequenzbereich besser erkennbar sind, wird das Zeitsignal der Beschleunigung mithilfe einer Fast Fourier Transformation (FFT) in das Frequenzspektrum umgewandelt. Bei der Fast Fourier Transformation handelt es sich um einen effizienten Algorithmus, mit dem ein zeitdiskretes Signal in seine Frequenzanteile zerlegt und dadurch analysiert werden kann. Im Frequenzspektrum  $A(f)$  sind die Amplituden der einzelnen Frequenzanteile dargestellt, wobei Peaks (Maxima) bei den Eigenfrequenzen des Systems erscheinen. Diese Peaks entsprechen den natürlichen Schwingungsmoden, da das System bevorzugt bei diesen Frequenzen schwingt. Die Position der höchsten Peaks gibt die Eigenfrequenzen an.





Um den 8,0 m langen Holz-Granitträger in Schwingungen zu versetzen und die daraus resultierenden Beschleunigungen messen zu können, wurden verschiedene Arten der Anregung untersucht:

- Heel Drop Test
- Impulshammer
- Gehen (eine Person)
- Gehen im Gleichschritt (zwei Personen)
- Springen (zwei Personen)

Ein sogenannter Heel Drop Test ist eine einfache Methode zur Schwingungsanregung, die häufig in der Schwingungsanalyse von Bauwerken eingesetzt wird. Dabei hebt sich eine Person auf die Zehenspitzen, bevor sie die Fersen abrupt auf den Boden aufsetzt. Durch den kurzen, impulsartigen Kontakt wird eine Anregung erzeugt, die das Bauwerk in Schwingungen versetzt. Ein Nachteil des Heel Drop Tests ist die geringe Reproduzierbarkeit der Anregung, da die aufgebrachte Kraft und die Impulsform je nach Person und Ausführung variieren können. Aus diesem Grund wird auch die Anregung mithilfe eines Impulshammers untersucht. Hierbei handelt es sich um einen speziellen Hammer, der mit einem Kraftsensor ausgestattet ist, um kurzzeitige, definierte Stöße auf ein Bauwerk auszuüben und Schwingungen gezielt anzuregen. Eine Übersicht aller untersuchten Anregungsarten zusammen mit den aus den Beschleunigungsmessdaten abgeleiteten Eigenfrequenzen ist in Tabelle 23 zu finden.

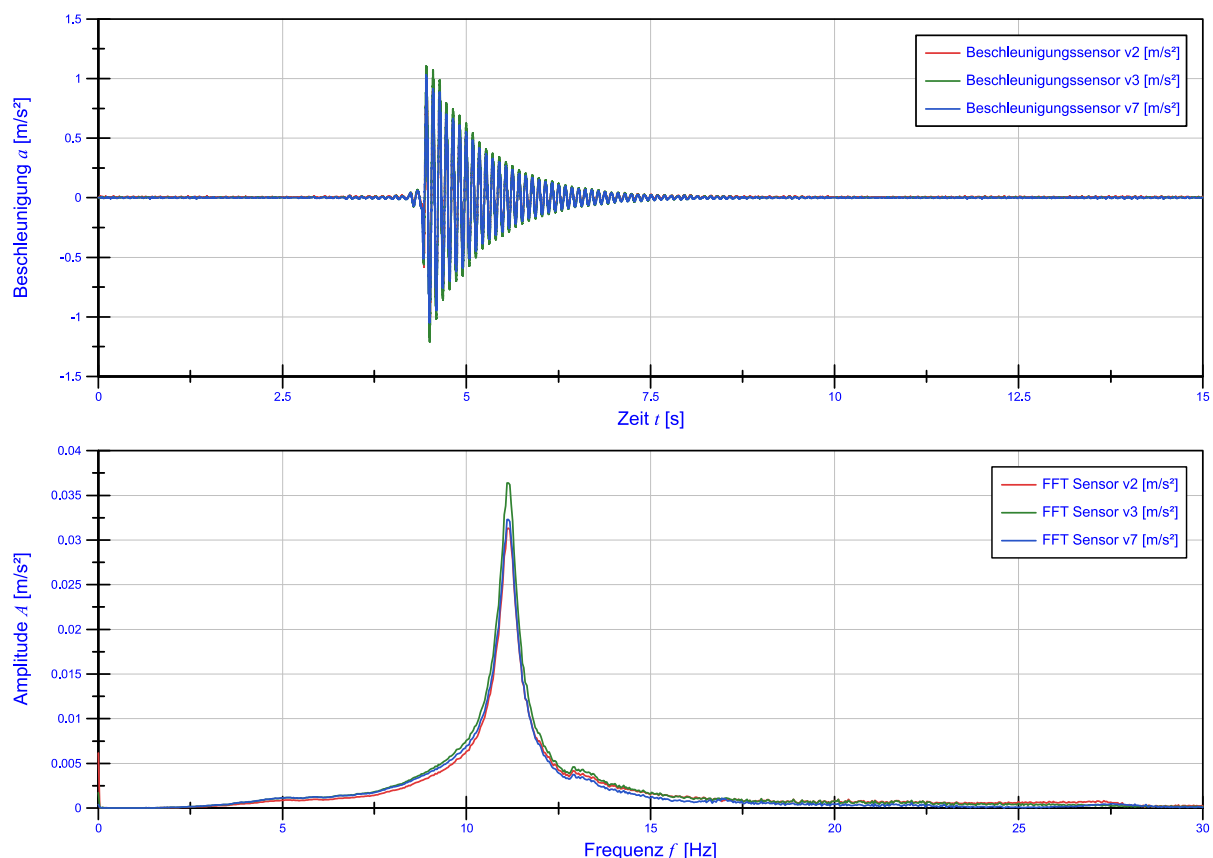
**Tabelle 23:** *Zusammenfassung der Ergebnisse der Schwingversuche: Arten der Anregung und aus den Beschleunigungsmessdaten abgeleitete Eigenfrequenzen*

Art der Anregung		Anzahl Durchläufe	Eigenfrequenz
(i)	Einzelner Heel Drop Test in Feldmitte	4	$f_{e,v1} = 11,20 \text{ Hz}$
(ii)	Einzelner Heel Drop Test im linken Drittelpunkt	4	$f_{e,v1} = 11,14 \text{ Hz}$
(iii)	Einzelner Heel Drop Test im rechten Drittelpunkt	4	$f_{e,v1} = 11,12 \text{ Hz}$
(iv)	Einzelner vertikaler Schlag mit dem Impulshammer in Feldmitte	4	$f_{e,v1} = 11,16 \text{ Hz}$
(v)	Einzelner vertikaler Schlag mit dem Impulshammer im linken Drittelpunkt	4	$f_{e,v1} = 11,20 \text{ Hz}$
(vi)	Einzelner vertikaler Schlag mit dem Impulshammer im rechten Drittelpunkt	4	$f_{e,v1} = 11,14 \text{ Hz}$
(vii)	Einzelner horizontaler Schlag mit dem Impulshammer in Feldmitte	4	$f_{e,h1} = 13,16 \text{ Hz}$
(viii)	Eine Person geht mit 90 bpm zwischen den Drittelpunkten auf und ab	2	$f_{e,v1} = 12,13 \text{ Hz}$
(ix)	Eine Person geht mit 120 bpm zwischen den Drittelpunkten auf und ab	2	$f_{e,v1} = 11,11 \text{ Hz}$
(x)	Zwei Personen gehen mit 120 bpm im Gleichschritt (an den Drittelpunkten)	2	$f_{e,v1} = 11,18 \text{ Hz}$
(xi)	Zwei Personen springen gleichzeitig in Trägermitte	6	$f_{e,v1} = 11,02 \text{ Hz}$

Nicht nur die Art der Anregung, sondern auch ihr Ort entlang der Trägerachse wurde in den Versuchen mehrfach variiert. So wurden beispielsweise Heel Drop Tests und Schläge mit dem Impulshammer nicht nur in der Feldmitte, sondern auch an den Drittelpunkten des Trägers durchgeführt. Die Anregung in Feldmitte ist ideal für die erste Biegeeigenform sowie höhere

ungeradzahlige Moden, bei denen die größte Durchbiegung in Feldmitte auftritt (siehe Abbildung 85). Um jedoch auch höhere (geradzahlige) Eigenmoden sichtbar zu machen, ist eine zusätzliche Anregung an den Drittelpunkten sinnvoll, da sich bei bestimmten Eigenmoden die maximalen Auslenkungen an diesen Stellen befindet. Ebenso ist die Platzierung der Beschleunigungssensoren an diesen Punkten vorteilhaft, da sie dort die stärksten Schwingungsantworten erfassen und somit eine klare Identifikation der Eigenfrequenzen ermöglichen. Durch die Kombination von Anregung und Messung in Feldmitte und an den Drittelpunkten lässt sich das Schwingungsverhalten des Trägers umfassend analysieren.

Praktisch jedoch konnten in den Schwingversuchen keine höheren Eigenfrequenzen als die erste angeregt werden. Da die Anregung in einer Frequenz nahe der Eigenfrequenz erfolgen sollte und die dynamische Berechnung im Stabwerksprogramm *RStab* gezeigt hat, dass die zweite Eigenfrequenz bereits sehr hoch liegt, konnten mit den zur Verfügung stehenden Mitteln keine höheren Eigenmoden als die erste angeregt werden. Eine experimentelle Bestimmung der zweiten, dritten und weiterer Eigenfrequenzen war daher nicht möglich, sodass die numerisch mittels Stabwerkmodell berechneten Werte nicht verifiziert werden konnten.



**Abbildung 87:** Oben: Gemessene Beschleunigungen bei einem Heel Drop Test in Feldmitte  
Unten: Aus FFT abgeleitetes Frequenzspektrum mit Peak bei der Eigenfrequenz

Beispielhaft für die Anregung durch einen Heel Drop Test in Feldmitte zeigt Abbildung 87 die gemessene Schwingungsantwort des Holz-Granit-Verbundträgers. Das dargestellte Diagramm enthält die über die Zeit  $t$  aufgetragenen vertikalen Beschleunigungen  $a$ , die mithilfe von Beschleunigungssensoren in Feldmitte (v3) sowie an den Drittelpunkten (v2 und v7) gemessen wurden. Darunter ist zusätzlich das aus der Fast Fourier Transformation (FFT) ge-

wonnene Frequenzspektrum abgebildet, in dem bei 11,20 Hz ein ausgeprägter Peak zu erkennen ist. Dieser Peak im Frequenzspektrum deutet darauf hin, dass der Verbundträger bevorzugt bei dieser Frequenz schwingt und demzufolge eine Eigenfrequenz bei 11,20 Hz besitzt.

Wie aus Tabelle 23 ersichtlich zeigen die experimentell aus den Beschleunigungsmessdaten abgeleiteten Eigenfrequenzen ein sehr einheitliches Ergebnis: Unabhängig von der Art der Anregung liegt die erste vertikale Eigenfrequenz stets bei etwa 11,14 Hz. Die erste horizontale Eigenfrequenz beträgt 13,16 Hz, wie die gemessenen Beschleunigungen für eine horizontale Anregung durch seitliche Impulshammerschläge belegen. Werden die in den Schwingversuchen experimentell bestimmten Eigenfrequenzen mit den berechneten Werten verglichen, zeigt sich insgesamt eine gute Übereinstimmung: Die analytische Berechnung nach Gleichung (21) ergibt für die erste vertikale Eigenfrequenz einen Wert von 11,21 Hz, während die numerische Berechnung mittels Stabwerksprogramm einen geringfügig höheren Wert von 11,68 Hz liefert. Damit weichen die berechneten Eigenfrequenzen nur um maximal 5 % Prozent von den tatsächlichen, im Versuch gemessenen Werten ab, die für die erste vertikale Eigenfrequenz im Mittel bei 11,14 Hz liegen. Aufgrund der geringen Abweichung zwischen Mess- und Rechenwert darf davon ausgegangen werden, dass sowohl die analytische Berechnung nach Gleichung (21) als auch die numerische Ermittlung mittels Stabwerks- oder FEM-Programm zuverlässige Methoden zur Abschätzung der unteren Eigenfrequenzen im Rahmen der dynamischen Bemessung darstellen. Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass die höheren Eigenfrequenzen, die aus der dynamischen Analyse des Stabwerkmodells stammen, experimentell nicht validiert werden konnten. Der Grund hierfür ist – wie zuvor bereits erläutert –, dass sich in den Schwingversuchen mit den zur Verfügung stehenden Mitteln keine höheren Eigenmoden als die erste anregen ließen.

Zur Bewertung der ermittelten Eigenfrequenzen des Holz-Granit-Verbundträgers werden diese mit den in der Norm festgelegten Einwirkungen auf Fußgängerbrücken verglichen. Fußgängerinduzierte Schwingungen können zu gefährlichen Resonanzeffekten führen, wenn die Frequenz, mit der Fußgänger die Brücke anregen, einer der Eigenfrequenzen der Brücke entspricht. Dabei hängen die Einflüsse des Fußgängerverkehrs von verschiedenen Faktoren ab, wie der Anzahl und Position der Personen auf der Brücke. Der Eurocode 1 (DIN EN 1991-2) gibt für die typischen Frequenzen, mit denen Fußgänger eine Brücke in Schwingung versetzen, folgende Spektren an:

- Vertikale Anregung mit einer Frequenz im Bereich zwischen 1 und 3 Hz
- Horizontale Anregung mit einer Frequenz im Bereich zwischen 0,5 und 1,5 Hz

Die Norm besagt, dass bei Unterschreitung dieser Frequenzwerte eine detaillierte dynamische Analyse erforderlich ist, um die Gebrauchstauglichkeit und den Komfort für die Nutzer sicherzustellen. Mit einer vertikalen Eigenfrequenz von 11 Hz und einer horizontalen Eigenfrequenz von 13 Hz liegt der Holz-Granit-Verbundträger jedoch weit über den kritischen Bereichen, in denen Resonanzeffekte durch Fußgängerverkehr auftreten könnten. Die hohen Eigenfrequenzen zeigen, dass der Demonstrator eine hohe Steifigkeit besitzt und kaum zu unerwünschten Schwingungen angeregt wird. Dadurch sind sowohl der Nutzerkomfort als auch die Gebrauchstauglichkeit optimal. Es sind keine zusätzlichen Maßnahmen zur Schwingungsdämpfung oder zur Erhöhung der Eigenfrequenzen erforderlich.

## 12 Rückbaubarkeit

Die Rückbaubarkeit war ein zentrales Thema bei der Entwicklung der Holz-Granit-Kervenverbindung. Die Verbindung wurde so konzipiert, dass sich die Holz-Granit-Verbundbrücke nach ihrer Nutzungsdauer zurückbauen und die verwendeten Materialien sortenrein trennen lassen.

Die Schubkraftübertragung erfolgt in der Kervenverbindung über die Verzahnung zwischen der Holz- und der Granitschicht (Formschluss). Im Bereich der Kerve werden die Kräfte lokal konzentriert nur über Druck an den Kervenflanken übertragen. Diese Verbindung wird als lösbar erachtet, da die beiden Materialien in der horizontalen Verbundfuge nicht verklebt wurden. Der Granit liegt hier lose auf dem Holzträger auf.

Für eine optimale Kraftübertragung an den Kervenflanken sind die Kervensegmente – also die 15 cm dicken Granitsteine, die in die zuvor ausgefrästen Aussparungen des Holzträgers eingesetzt werden – mit dem Holzträger verklebt. Diese Verklebung erfolgt jedoch kleinflächig, ausschließlich an den vertikalen Kervenflanken über die Kerventiefe von 3 cm. Während die Verklebung an der druckbeanspruchten Kervenflanke über eine 2 mm dicke Klebefuge aus Epoxidharzmörtel (CarboSolid 1280 der Firma MC Bauchemie) erfolgt, wird an der gegenüberliegenden Kervenflanke die zu Montagezwecken erforderliche Vergussfuge mit einem Polymerfeinbeton der Firma Rampf vergossen. Diese Verklebungen werden rechnerisch nicht berücksichtigt. Sie dienen lediglich dazu, einen vollflächigen Druckkontakt sowie eine gleichmäßige Druckkraftübertragung an der Kervenflanke sicherzustellen.

Sollte ein Austausch beschädigter Granitplatten erforderlich sein, können die Klebefugen zwischen den Granitsegmenten von oben, also vom Brückendeck aus, mit einem Trennschleifer mit entsprechend großer Schnitttiefe aufgetrennt werden. Dabei können die Fugen bis zum Holzträger aufgesägt werden, sodass auch die Verklebung an den Kervenflanken gelöst wird. Im Rahmen des Forschungsprojekts hat sich gezeigt, dass die Klebefugen aufgrund der geringeren Härte des Epoxidharzmörtels vergleichsweise leicht mit einem Trennschleifer aufgesägt werden können. Dadurch lassen sich einzelne Granitsegmente aus der Brücke entnehmen und austauschen. Je nach Situation könnte hierfür eine Unterstützung der Brücke oder eine temporäre Überhöhung erforderlich sein.

Auch die Abhebesicherung wurde im Rahmen des Forschungsprojektes so konstruiert, dass sie sich nach Ende der Nutzungsdauer problemlos demontieren lässt. Dies ermöglicht nicht nur einen vollständigen Rückbau, sondern auch den Austausch einzelner Granitsegmente während der Nutzung. Durch das Lösen der Mutter an der Unterkante des Holzträgers und das Herausdrehen der Gewindestange aus der Gewindehülse des Verbunddübels in der Granitplatte kann die Abhebesicherung leicht entfernt werden.

## 13 Fazit

Das DBU-geförderte Forschungsprojekt zur Entwicklung der ersten Holz-Granit-Verbundbrücke mit tragender, lösbarer Granitplatte stellt einen bedeutenden Meilenstein für den nachhaltigen Brückenbau dar. Ziel war es, ein innovatives Konstruktionskonzept zu entwickeln, das die herausragenden Materialeigenschaften von Holz und Granit in einem funktionalen, dauerhaft belastbaren und gleichzeitig demontierbaren Tragwerk vereint. Der zentrale Fokus lag dabei auf einer kreislaufgerechten Bauweise: Durch eine vollständig lösbare Verbindungstechnologie sollen die eingesetzten Materialien nach Ende der Nutzungsdauer sortenrein getrennt und wiederverwendet werden können – ein Prinzip, das mit Blick auf Ressourcenschonung, Klimaschutz und Langlebigkeit aktueller denn je ist.

Den innovativen Forschungsansatz bildet die sogenannte Holz-Granit-Treppenverbindung. Hierbei werden die Granitplatten nicht einfach lose als Brückenbelag auf den Holzträger gelegt, sondern mit dem Holz verbunden, um eine Beteiligung am Lastabtrag zu erreichen. Der Schubverbund wird durch die Aneinanderreihung von Granitplatten in abwechselnden Dicken (12 cm und 15 cm) sichergestellt. Für die 15 cm dicken Granitsegmente werden vorab entsprechend tiefe Aussparungen in den Brettschichtholzträger eingefräst, sodass die Granitplatten an der Oberseite flächenbündig abschließen. Dadurch entsteht – analog zu Kervenverbindungen bei Holz-Beton-Verbundbauteilen – eine Verzahnung, die eine sichere Schubkraftübertragung über Formschluss ermöglicht und die Granitplatte aktiv am Lastabtrag beteiligt. In diesem hocheffizienten Verbundquerschnitt nimmt die oberliegende Granitplatte primär die hohen Druckkräfte des Gesamtquerschnitts auf, wohingegen die Zugkräfte von dem darunterliegenden Holzträger aufgenommen werden. Damit werden Holz und Granit im Verbundquerschnitt so kombiniert, dass ihre Materialeigenschaften optimal ausgenutzt werden. Aufgrund der Nähe zum Holz-Beton-Verbund wurde die Kervengeometrie sowie die Vorholzlänge entsprechend den aktuellen Empfehlungen der DIN CEN/TS 19103 gewählt.

Ein wesentliches Ziel bestand darin, die Verbindungen nicht dauerhaft – etwa durch Klebung – sondern lösbar auszubilden. So wurde ein spezielles Montageverfahren entwickelt, bei dem die Granitplatten mit einem epoxidharzbasierten Polymermörtel nur selektiv an die Kervenflanken des Holzes geklebt und die horizontalen Fugen bewusst ohne Klebstoff ausgeführt wurden. Dadurch bleibt der Stoffschluss auf definierte Kontaktflächen beschränkt, was eine kontrollierte Lastübertragung (nur über Formschluss) ermöglicht und gleichzeitig die spätere Demontierbarkeit sicherstellt. Auf eine Verklebung konnte letztlich nicht vollständig verzichtet werden, da die vertikale Verklebung sowohl eine gleichmäßige Übertragung der Druckkräfte aus der Granitplatte in die Kervenflanken des Brettschichtholzträgers sicherstellt als auch die Fugen zwischen den unterschiedlich starken Granitsegmenten dauerhaft abdichtet. Um ein Abheben der Granitplatte unter Biegebeanspruchung zu verhindern, wurde eine innovative Abhebesicherung auf Basis eingeklebter Verbundspreißdübel mit Innengewindehülse und Gewindestangen entwickelt. Die Abhebesicherung ist in der Lage, die hohen vertikalen Zugkräfte zwischen dem Holz- und dem Granitquerschnitt sicher aufzunehmen, gleichzeitig ist sie lösbar und gewährleistet eine vollständige Rückbaubarkeit.

Die Leistungsfähigkeit des neuen Systems wurde in umfangreichen experimentellen Untersuchungen nachgewiesen. In Slip-Block- und Push-Off-Versuchen wurde das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung isoliert an einer Kerbe untersucht. Entgegen den Erwartungen

zeigte sich durchgehend ein sprödes Schubversagen im Vorholzbereich statt des angestrebten duktilen Holzdruckversagens. Dennoch zeichnet sich die neuartige Kervenverbindung vor allem durch sehr hohe Tragfähigkeiten und eine hohe Steifigkeit aus. Gegen Ende des Forschungsprojektes wurden außerdem zwei 4-Punkt-Biegeversuche an Holz-Granit-Verbundträgern mit Längen von 5,8 m und 8,0 m durchgeführt. Ziel dieser Demonstratorversuche war es, erstmals mehrere Kerven im Verbund unter realen Einbaubedingungen und tatsächlicher Beanspruchung zu prüfen. Die vielversprechenden Ergebnisse aus den Kleinversuchen konnten dabei in den realmaßstäblichen Biegeversuchen an Holz-Granit-Verbundträgern eindrucksvoll bestätigt werden. Zudem ermöglichten die aus dem Holz-Beton-Verbundbau bekannten Berechnungsmodelle und Bemessungsvorschriften vorab eine verlässliche Abschätzung der Traglast sowie des Verformungsverhaltens der Holz-Granit-Verbundträger und bilden damit eine fundierte Grundlage für zukünftige Anwendungen. Auch das zu Projektbeginn entwickelte Montageverfahren bewährte sich bei der werkseitigen Herstellung der Verbundträger durch die Firma Kusser als praxistauglich und effizient. Die Erkenntnisse aus der Laborforschung münden nun in zwei Holz-Granit-Verbundbrücken, die als Pilotprojekt im Spektegrünzug in Berlin-Spandau realisiert werden und als Ersatz für zwei verwitterte Holzbrücken dienen sollen. Sie bilden den praktischen Beweis für die für die technische Umsetzbarkeit des Konzepts.

Insgesamt leistet das Projekt einen wichtigen Beitrag zur Weiterentwicklung des hybriden Brückenbaus. Es zeigt auf, dass Naturstein – bisher vorrangig als gestalterisches Element genutzt – auch strukturell sinnvoll und tragend in Verbundsysteme integriert werden kann. Die Verbindung mit dem nachwachsenden Rohstoff Holz ermöglicht eine signifikante Reduktion des CO<sub>2</sub>-Fußabdrucks im Vergleich zu konventionellen Stahl- oder Betonbrücken. Mit der Holz-Granit-Verbundbauweise steht nun ein neues Bauprinzip zur Verfügung, das nicht nur ästhetisch und konstruktiv überzeugt, sondern auch den Anforderungen an Nachhaltigkeit, Ressourceneffizienz und Rückbaubarkeit in besonderem Maße gerecht wird.



## 14 Literaturverzeichnis

- [DIN10365] DIN EN ISO 10365 (2022) *Klebstoffe – Bezeichnung der wichtigsten Bruchbilder (ISO 10365:2022)*; Deutsche Fassung EN ISO 10365:2022. Beuth Verlag, Berlin, 2022.
- [DIN14080] DIN EN 14080 (2013) *Holzbauwerke – Brettschichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen*; Deutsche Fassung EN 14080:2013. Beuth Verlag, Berlin, 2013.
- [DIN1991-2] DIN EN 1991-2 (2010) *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [DIN1992-1-1] DIN EN 1992-1-1 (2011) *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [DIN1992-2] DIN EN 1992-2 (2010) *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln*; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [DIN1992-4] DIN EN 1992-4 (2019) *Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton*; Deutsche Fassung EN 1992-4:2018. Beuth Verlag, Berlin, 2019.
- [DIN1995-1-1] DIN EN 1995-1-1 (2010) *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*; Deutsche Fassung EN 1995-1-1:2004 + AC:2006 + A1:2008. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [DIN1995-2] DIN EN 1995-2 (2010) *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken*; Deutsche Fassung EN 1995-2:2004. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [DIN383] DIN EN 383 (2007) *Holzbauwerke – Prüfverfahren – Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit und Bettungswerte für stiftförmige Verbindungsmittel*; Deutsche Fassung EN 383:2007. Beuth Verlag, Berlin, 2007.
- [DIN408] DIN EN 408 (2012) *Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften*; Deutsche Fassung EN 408:2010+A1:2012. Beuth Verlag, Berlin, 2012.
- [Ene21] Enerpac (2021) *Doppeltwirkende Hohlkolbenzylinder, RRH-Serie*. E330e Produktkatalog, Deutsche Fassung, S. 36-37.
- [ETA21] MKT Metall-Kunststoff-Technik GmbH & Co. KG (2021) Europäische Technische Bewertung ETA-04/0092 vom 4. August 2021: *Injektionssystem VMZ – Kraftkontrolliert spreizender Verbunddübel mit Ankerstange VMZ-A und Innengewindehülse VMZ-IG zur Verankerung im Beton*. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2021.

- [Fra00] Frangi, A.; Fontana, M. (2000) *Versuche zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur und Normbrandbedingungen*. Versuchsbericht, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2000.
- [Geh19] Gehri, E.; Palma, P.; Steiger, R.; Strahm, T. (2019) *Festlegung der Schubsteifigkeit und Schubfestigkeit von Trägern, insb. Aus Laubholz-BSH – Teil 3: 3-Punkt-Biegeversuche an Fichten-BSH*. Schlussbericht im Forschungsprojekt 2019.10 der Wald- und Holzforschungsförderung Schweiz, 2019.
- [Gro03] Grosse, M.; Hartnack, R.; Lehmann, S.; Rautenstrauch, K. (2003) *Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen – Teil 1: Kurzzeittragverhalten*. Bau-technik 80, Heft 8, 2003.
- [Krü10] Krüger, O. (2010) *Schubverstärkung von Holz mit Holzschrauben und Gewindestangen*. 16. Internationales Holzbau-Forum, Garmisch-Partenkirchen, 2010.
- [Kud17] Kudla, K. (2017) *Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken*. Dissertation, Universität Stuttgart, 2017.
- [Leh04] Lehmann, S. (2004) *Untersuchungen zur Bewertung von Verbundbauteilen aus Brettstapelelementen im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten*. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2004.
- [Mic06] Michelfelder, B. C. (2006) *Trag- und Verformungsverhalten von Kerven bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Dissertation, Universität Stuttgart, 2006.
- [Mön18] Mönch, S.; Kuhlmann, U. (2018) *Holz-Beton-Verbunddecken – Neue Erkenntnisse für die Bemessung von Decken mit grossen Spannweiten oder hohen Lasten*. 24. Internationales Holzbau-Forum in Garmisch-Partenkirchen, Deutschland, 2018.
- [Ras23] Rasmussen, P. K.; Sørensen, J. H.; Hoang, L. C.; Feddersen, B.; Larsen, F. (2023) *Notched connection in timber-concrete composite deck structures: A literature review on push-off experiments & design approaches*. Construction and Building Materials, No. 397, 2023.
- [Sch06] Schönborn, F. (2006) *Holz-Beton-Fertigteilelemente*. Dissertation, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, 2006.
- [Sch20] Schänzlin, J.; Ramirez, C. C. (2020) *Entwurf und Entwicklung von Details bei Holz-Beton-Verbundbauteilen für den Einsatz im Hochbau (HIP 1165437)*. Forschungsbericht, Hochschule Biberach, 2020.
- [Spe82] Spengler, R. (1982) *Festigkeitsverhalten von Brettschichtholz unter zweiachsiger Beanspruchung – Teil 1: Ermittlung des Festigkeitsverhaltens von Brettelelementen aus Fichte durch Versuche*. Bericht zum Sonderforschungsbereich 96 „Zuverlässigkeit von Bauwerken“, Heft 62/1982, Technische Universität München, 1982.
- [TS19103] DIN CEN/TS 19103 (2022) *Technische Spezifikation zum Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*; Deutsche Fassung CEN/TS 19103:2021, Beuth Verlag, Berlin, 2022.

- [TUM15] Käsling, H.; Wieser, C.; Thuro, K. (2015) *Bericht über die Ergebnisse der felsmechanischen Laboruntersuchungen. Projekt: Kusser Granitwerke, Tittlinger Granit*. Prüfbericht, Technische Universität München, 2015.
- [TUM22a] Wörner, T.; Westiner, E. (2022) *Bautechnische Untersuchungen von Gesteinsproben auf Eignung als Platten aus Naturstein für Außenbereiche nach DIN EN 1341 bzw. Pflastersteine aus Naturstein für Außenbereiche nach DIN EN 1342 unter Berücksichtigung der nationalen Festlegungen nach TL Pflaster-StB bzw. ZTV Pflaster-StB – Bestimmung der Druckfestigkeit*. Untersuchungsbericht/Prüfzeugnis, Technische Universität München, 2022.
- [TUM22b] Wörner, T.; Westiner, E. (2022) *Bautechnische Untersuchungen von Gesteinsproben auf Eignung als Platten aus Naturstein für Außenbereiche nach DIN EN 1341 bzw. Pflastersteine aus Naturstein für Außenbereiche nach DIN EN 1342 unter Berücksichtigung der nationalen Festlegungen nach TL Pflaster-StB bzw. ZTV Pflaster-StB – Bestimmung der Biegefestigkeit*. Untersuchungsbericht/Prüfzeugnis, Technische Universität München, 2022.
- [TUM22c] Wörner, T.; Westiner, E. (2022) *Bautechnische Untersuchungen von Gesteinsproben auf Eignung als Platten aus Naturstein für Außenbereiche nach DIN EN 1341 bzw. Pflastersteine aus Naturstein für Außenbereiche nach DIN EN 1342 unter Berücksichtigung der nationalen Festlegungen nach TL Pflaster-StB bzw. ZTV Pflaster-StB – Bestimmung der Rohdichte*. Untersuchungsbericht/Prüfzeugnis, Technische Universität München, 2022.
- [Zau14] Zauft, D. (2014) *Untersuchungen an geklebten Verbundkonstruktionen aus Holz und Leichtbeton*. Dissertation, Technische Universität Berlin, 2014.
- [Zha22] Zhang, L.; Zhou, J.; Chui, Y. H.; Tomlinson, D. (2022) *Experimental Investigation on the Structural Performance of Mass Timber Panel-Concrete Composite Floors with Notched Connections*. Journal of Structural Engineering, Vol. 148, Nr. 2, 2022.
- [Z-13.4-150] Kusser Granitwerke GmbH (2021) Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-13.4-150: *Vorgespannte Segmentbrücken aus Granit*. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2021.
- [Z-36.12-85] MC-Bauchemie Müller GmbH & Co. KG (2020) Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.12-85: *Verstärken von Stahlbetonbauteilen durch schubfest aufgeklebte Kohlefaserlamellen "MC-CarbonFiber Lamella" nach der DAfStb-Verstärkungs-Richtlinie*. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2020.

## **Hinweis**

In dieser Arbeit wurde ChatGPT-4 als unterstützendes Werkzeug für die Verbesserung des Schreibstils eingesetzt. Insbesondere diente das KI-Modell dazu, Formulierungen zu optimieren und Satzstrukturen klarer und präziser zu gestalten. Zudem wurde ChatGPT-4 zur Unterstützung bei der Literaturrecherche verwendet, um geeignete wissenschaftliche Quellen zu finden und getroffene Aussagen mit Literaturverweisen zu belegen. Die inhaltliche Analyse, Interpretation und Bewertung der Ergebnisse erfolgte jedoch eigenständig.

Anhang A

Druckversuche an Bretttschichtholzprismen zur Ermittlung der Druckfestigkeit parallel zur Faser

Prüfdatum: 28.02.2024 / 05.03.2024

Prüfgeschwindigkeit: 0,15 mm/min

Belastungsart: weggesteuert

Prüfkörper: Prismen aus Bretttschichtholz

Prüfmaschine: Toni Technik Typ 1142

Probekörper*	Abmessungen			Querschnittsfläche	Gewicht	Rohdichte	Versuchsstart	Versuchsende	Maximale Prüflast	Maximale Druckspannung	Versagensmechanismus
	Breite <i>b</i> [mm]	Dicke <i>d</i> [mm]	Höhe <i>h</i> [mm]	<i>A</i> [mm²]	[g]	$\rho$ [kg/m³]			$F_{\max}$ [kN]	$\sigma_{c,0,\max}$ [N/mm²]	
HGB-TCT-01	49,6	49,9	100,1	2476,5	92,2	372	15:10	15:25	89,2	36,0	Druckversagen
HGB-TCT-02	50,0	49,9	100,3	2495,0	98	392	09:44	10:04	78,5	31,5	Druck- und Querkzugversagen
HGB-TCT-03	50,0	49,8	100,3	2490,0	106,2	425	10:17	10:34	92,0	36,9	Druck- und Querkzugversagen
HGB-TCT-04	50,0	49,8	100,3	2490,0	88,8	356	10:39	10:59	92,7	37,2	Druckversagen
HGB-TCT-05	48,7	48,9	99,5	2381,4	106,5	449	11:04	11:20	95,0	39,9	Druck- und Querkzugversagen
HGB-TCT-06	48,5	48,8	99,5	2366,8	109,3	464	11:27	11:44	79,0	33,4	Druck- und Querkzugversagen
HGB-TCT-07	48,8	49,0	99,7	2391,2	86,5	363	11:48	12:06	84,5	35,3	Druck- und Querkzugversagen
HGB-TCT-08	48,8	48,9	99,5	2386,3	85,1	358	12:10	12:26	92,3	38,7	Druckversagen
<i>x</i>						397			87,9	36,1	
<i>s</i>						43			6,4	2,7	
<i>v</i>						0,1087			0,0734	0,0759	

\*Die Probekörper wurden aus dem Bretttschichtholz-Element des Probekörpers HGB-SBK-02 gesägt

## Anhang B

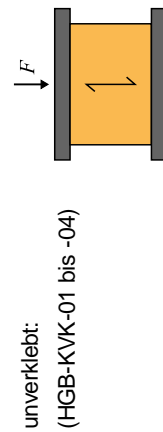
### Kleinversuche zur Verklebung

Prüfdatum: 26.02.2024  
 Prüfungsgeschwindigkeit: 0,20 mm/min  
 Belastungsart: weggesteuert

Prüfkörper: Gedrungene Prismen aus Konstruktionsvollholz C24 zwischen zwei Stahlplatten (teils unverklebt, teils verklebt)

Prüfmaschine: Toni Technik Typ 1142

Probekörper*	Abmessungen			Querschnittsfläche	Verklebung zwischen der Holzprobe und den Stahlplatten	Versuchsstart	Versuchsende	Maximale Prüflast	Maximale Druckspannung	Maschinenweg bei $F_{\max}$	Versagensmechanismus
	Breite $b$ [mm]	Dicke $d$ [mm]	Höhe $h$ [mm]	Fase $a$ [mm]	$A$ [mm <sup>2</sup> ]			$F_{\max}$ [kN]	$\sigma_{c,0,\max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$u_{\max}$ [mm]	
HGB-KVK-01	60,1	60,3	40,5	5	3599,0		10:50	139,2	38,66	0,98	Duktiler Druckversagen. Nach Erreichen von $F_{\max}$ war keine weitere Steigerung der Prüflast mehr möglich. Versuch wurde nach Kraftabfall von > 10 kN manuell abgebrochen
HGB-KVK-02	59,8	60,3	40,7	5	3580,9		11:11	149,8	41,83	0,68	
HGB-KVK-03	60,1	60,1	40,3	5	3587,0		11:30	146,7	40,90	0,83	
HGB-KVK-04	59,7	59,7	40,4	5	3539,1		11:50	138,9	39,26	0,77	
HGB-KVK-11	60,5	60,2	≈ 40	5	3617,1	x	12:13	149,8	41,40	0,43	
HGB-KVK-12	60,4	60,1	≈ 40	5	3605,0	x	12:31	148,5	41,20	0,43	
HGB-KVK-13	60,2	60,3	≈ 40	5	3605,1	x	12:49	142,8	39,60	0,44	
HGB-KVK-14	60,3	60,0	≈ 40	5	3593,0	x	13:09	144,4	40,20	0,44	
$\bar{x}$							<b>unverklebt</b>		40,16	0,82	
$\bar{s}$								5,5	1,46	0,13	
$\bar{v}$								0,0380	0,0363	0,1535	
$\bar{x}$							<b>verklebt</b>		40,60	0,43	
$\bar{s}$								3,3	0,85	0,01	
$\bar{v}$								0,0226	0,0209	0,0138	



verklebt:  
(HGB-KVK-11 bis -14)

