

BBSR-
Online-Publikation
42/2023

BSP-Verbinder

Entwicklung einer Verbindungstechnologie für Brettsperrholz-Wandkonstruktionen mit hohem Schubwiderstand

von

Kristina Farwig
Manfred Curbach



BSP-Verbinder

Entwicklung einer Verbindungstechnologie für Brettsperrholz-Wandkonstruktionen
mit hohem Schubwiderstand

Gefördert durch:



Bundesministerium
für Wohnen, Stadtentwicklung
und Bauwesen

aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

ZUKUNFT BAU
FORSCHUNGSFÖRDERUNG

Dieses Projekt wurde gefördert vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Auftrag des Bundesministeriums für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen (BMWSB) aus Mitteln des Innovationsprogramms Zukunft Bau.

Aktenzeichen: 10.08.18.7-18.23

Projektlaufzeit: 03.2019 bis 06.2021

IMPRESSUM

Herausgeber

Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR)
im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR)
Deichmanns Aue 31–37
53179 Bonn

Fachbetreuer

Steffen Kisseler, Brüggemann Kisseler Ingenieure
im Auftrag des BBSR, Referat WB 3 „Forschung und Innovation im Bauwesen“
zb@bbr.bund.de

Autorin und Autor

Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Manfred Curbach

Dipl.-Ing. Kristina Farwig
kristina.farwig@tu-dresden.de

Redaktion

Technische Universität Dresden

Stand

September 2022

Gestaltung

Technische Universität Dresden

Bildnachweis

Titelbild: Kristina Farwig
Die Namen aller weiteren Fotografinnen und Fotografen sind S. 137 zu entnehmen.

Vervielfältigung

Alle Rechte vorbehalten

Der Herausgeber übernimmt keine Gewähr für die Richtigkeit, die Genauigkeit und Vollständigkeit der Angaben sowie für die Beachtung privater Rechte Dritter. Die geäußerten Ansichten und Meinungen müssen nicht mit denen des Herausgebers übereinstimmen.

Zitierweise

Farwig, Kristina; Curbach, Manfred: BSP-Verbinder: Entwicklung einer Verbindungstechnologie für Brettsperrholz-Wandkonstruktionen mit hohem Schubwiderstand. BBSR-Online-Publikation 42/2023, Bonn.

Inhalt

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| Kurzfassung | 5 |
| Abstract | 7 |
| Einführung | 9 |
| Problemstellung und Ziele | 10 |
| Stand der Forschung/Baupraxis | 10 |
| Forschungslücke bzw. Entwicklungsbedarf | 11 |
| Projektziele | 13 |
| Forschungsmethoden | 14 |
| Arbeitshypothesen und methodischer Ansatz | 14 |
| Projektteam, Kooperationspartner und Arbeitsplan | 14 |
| Projektverlauf und Ergebnisse | 17 |
| Arbeitspaket 1: Recherchen zum Stand der Technik für relevante Themenstellungen | 17 |
| Arbeitspaket 2: Zusammenstellung eines Lastenhefts | 26 |
| Arbeitspaket 3: Entwurf eines Brettsperrholzverbinders | 37 |
| Arbeitspaket 4: Überprüfung des entwickelten Brettsperrholzverbinders durch experimentelle Tastversuche | 52 |
| Arbeitspaket 5: Bau eines Demonstrators | 110 |
| Arbeitspaket 6: Leitfaden für das Brettsperrholzverbindungssystem | 111 |
| Zusammenfassung und Ausblick | 121 |
| Mitwirkende | 125 |
| Verzeichnisse | 126 |
| Literaturverzeichnis | 126 |
| Abbildungsverzeichnis | 132 |
| Liste der Fotografen | 137 |
| Tabellenverzeichnis | 138 |
| Anlagen | 139 |
| a. Ergebnisse Routineprüfungen: Technologietests | 140 |
| b. Materialdatenblätter der PAGEL Spezial-Betone GmbH und der solidian GmbH | 144 |
| c. Versuchsplanung - Druck-Scher-Versuche (Prüfvarianten für Serie 1.1 bis 4.1) | 156 |
| d. Leistungsumfang für Verbindernut (je lfd. Meter) für die Herstellung einer Verbundfuge | 161 |
| e. Versuchsergebnisse - Druck-Scher-Versuche | 168 |
| f. Versuchsergebnisse - Großbauteilversuche | 184 |
| g. Numerische Ergebnisse Projektarbeit (Stassen 2021) | 197 |
| h. Vorbemessung aus (Zimmermann 2019), modifiziert | 214 |

Kurzfassung

Konstruktionen aus Brettspertholz (BSP) sind durch ihre mechanischen und bauphysikalischen Eigenschaften gut geeignet, einer Vielzahl aktueller Trends im Bauwesen gerecht zu werden. Dazu gehören u. a. die Nutzung ökologischer Baustoffe, ein hoher Wohnkomfort, architektonische Individualisierung und die Errichtung von Tragwerken mit hohem Vorfertigungsgrad. Durch die Etablierung der BSP-Anwendung im Bauwesen werden Holzkonstruktionen auch zunehmend für Extrembauten wie Hoch- und Parkhäuser ermöglicht, die hohen mechanischen Belastungen ausgesetzt sind. Während die Holzwerkstoffe zu BSP-Wänden im Werk vorgefertigt werden können, müssen die Bauelemente auf der Baustelle kraftschlüssig miteinander verbunden werden. Diese Verbindung erfolgt i. d. R. durch eine Vielzahl metallischer Verbindungsmittel, die von außen sichtbar sind und damit den ästhetischen Anforderungen von planenden Architekten sowie von den Nutzern der Gebäude widerstreben. Als Schwachstelle der BSP-Bauweise wird daher die Verbindungstechnik angesehen. An dieser Stelle sind Innovationen notwendig, damit die positiven technischen Eigenschaften von Brettspertholz genutzt werden können und neben der Materialeffizienz auch eine hohe Anwendungseffizienz generiert wird. Letzteres bezieht sich insbesondere auf die Montage auf der Baustelle. Durch eine Optimierung der Verbindungssysteme von BSP-Elementen sowie deren Anwendungstechnologie können insgesamt positive Effekte für die BSP-Bauweise erzielt werden.

Im Rahmen des Forschungsprojektes "BSP-Verbinder" sollte daher eine Verbindungs- und Montagetechnologie entwickelt werden, die es ermöglicht, Wandkonstruktionen aus Brettspertholz an verschiedenen Stellen in der Tragwerksstruktur über ein innenliegendes Nut-Feder-System miteinander zu verbinden und durch diese zugleich hohe Schubkräfte übertragen zu können. Hierfür waren weitere Materialien und Verbundbaustoffe in Betracht zu ziehen, die mit anderen Vorzügen unterstützend wirken, so dass äußerlich nicht sichtbare Verbindungen der Fertigteilelemente entstehen. Da der innenliegende Verbindungsraum begrenzt ist, wurde im Projekt der für filigrane Strukturen einsetzbare und zugleich hochleistungsfähige Verbundwerkstoff Carbonbeton zur Herstellung der Nut vorgesehen. Doch auch die Anwendung von Hochfestvergussmörteln mit Stahlfasern wurde als Alternative berücksichtigt. Voraussetzung für die Auswahl des Füllmaterials war eine flexible Verarbeitungsfähigkeit auf der Baustelle bei unterschiedlichen Temperaturbedingungen.

Zusätzlich waren zwischen BSP und Beton Verbindungsmittel an der Schmalfläche der BSP-Scheibe einzuplanen, welche die in der Fuge resultierenden Schubkräfte aufnehmen können. Diese sollten bereits im Werk im Zuge der Herstellung der BSP-Elemente eingefügt werden, so dass auf der Baustelle nur noch die Positionierung der BSP-Wände sowie der optionalen Bewehrungselemente und der Verguss der Fuge erfolgen sollte. Die dafür notwendige Technologie zur möglichst effizienten Herstellung des neuen Verbindungssystems war im Projekt zu erproben. Dabei wurden unterschiedliche Verbindungsmittel für die Schubkraftübertragung untersucht, um daraus eine Vorzugsvariante für das Verbindungssystem auswählen zu können. Diese sollte neben einer hohen Tragfähigkeit zugleich einen hohen Grad an Flexibilität aufweisen, um sie nicht nur für gerade Wandstoße, sondern auch für Eck- und T-Stöße einsetzen zu können. Hierfür sollte die wirtschaftliche Bauausführung und damit die Effizienz im Zuge der Bauabläufe nicht außer Acht gelassen werden.

Ziel des Forschungsprojekts war es somit, die Verbindung mehrerer Einzelscheiben aus Brettspertholz zu einer Wandtafel mit hohem Schubwiderstand zu erzeugen, so dass die Summe der Wandscheiben ein schubsteifes Gesamtelement ergeben und folglich die Schubsteifigkeit des Brettspertholzes voll ausgenutzt werden kann. Somit sollte die Verbindung nicht das schwächste Glied im Bauwerk darstellen, damit sich das Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit durch ein vorzeitiges Schubversagen im Brettspertholz ankündigen würde. Um die Schubtragfähigkeit des Verbundsystems nähergehend zu untersuchen, sind im Verlauf des Forschungs-vorhabens verschiedene Verbindungsvarianten zusammen mit den Projektpartnern – AIB GmbH und Auerbach und Hahn GmbH – entworfen worden. Die Varianten wurden während der Projektbearbeitung vorbemessen, und anschließend experimentell im Otto-Mohr-Labor der TU Dresden in Tragfähigkeitsversuchen überprüft. Zusätzlich erfolgte die Betrachtung der Spannungszustände im Verbundsystem mithilfe von FE-Analysen. Der Vergleich der theoretischen und experimentell gewonnenen Erkenntnisse wurde zum Schluss durchgeführt.

Bevor die experimentellen Tragfähigkeitsuntersuchungen im Forschungsvorhaben umgesetzt werden konnten, war zunächst die Herstellungstechnologie zu erproben. Im Zuge dessen wurde die Verarbeitbarkeit der ausgewählten Vergussmörtel zusammen mit den verschiedenen Verbindungsmitteln überprüft, indem die Betonierung der

Verbindungsnut mithilfe einer Betonpumpe unter Laborbedingungen erfolgte. Hierbei war besonders der hohe Frischbetondruck zu berücksichtigen und auf die ausreichende Verdichtung der Stoßfugen der BSP-Schmalseiten zu achten. Im Anschluss an die erfolgten Technologieversuche wurden Druck-Scher-Versuche geplant, um die ausgewählten stiftförmigen sowie flächigen Verbindungsmittel genauer hinsichtlich ihrer Schubtragfähigkeit zu überprüfen. Dafür kamen neben den herkömmlichen Verbundschrauben auch ein Stahllochblech (HBV-Schubverbinder), unter 45° eingebrachte Textilstreifen aus Carbon- sowie AR-Glasfasern und Schubkerven zusammen mit Schrauben zum Einsatz. Um alleinig die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel zu überprüfen, sollte eine Folie zwischen der Holzoberfläche und dem Beton dafür sorgen, dass die Haftreibung zwischen den Materialien nicht zu einer Überschätzung der Steifigkeiten der Verbindungsmittel führt. In einer zusätzlichen Versuchsserie wurden zudem die Klebewirkung zwischen den Materialoberflächen geprüft, um die Adhäsionskräfte einordnen zu können. Dies war für die Auswertung der Ergebnisse hilfreich, da sich die Folie teilweise im Zuge der Belastung ablöste und der Effekt aus der Haftreibung nicht bei allen Probekörpern verhindert werden konnte.

Für die zudem durchgeführten Großbauteilversuche wurde keine Folie zwischen den Materialoberflächen vorgesehen und eine zweischnittige Verbindung mit ausgewählten Verbindungsmitteln entsprechend des realen Anwendungsfalls überprüft. Hierfür sind 1,50 m hohe Wandelemente aus Brettsperholz mithilfe der im Otto-Mohr-Labor der TU Dresden hergestellten Betonnut zusammen mit den im Laufe der Projektbearbeitung favorisierten Verbundschrauben und Kervenverbindungen kraftschlüssig verbunden worden. Dabei wurden die beiden zu Beginn des Projekts ausgewählten Vergussmörtel in verschiedenen Varianten eingesetzt. Der Versuchsstand zur Tragfähigkeitsprüfung der Großbauteile stellte einen speziellen Beanspruchungszustand entsprechend der Belastung eines wandartigen Biegeträgers dar, so dass neben einer Schubbeanspruchung der BSP-Beton-Fuge auch eine Zugbeanspruchung im unteren Bereich der BSP-Scheibe generiert wurde und die Betonnut sowie die darin vorhandenen Verbindungsmittel zusätzlich einer Normalkraft standhalten mussten. Folglich ermöglichte der Versuchsaufbau die Betrachtung mehrerer Versagensmechanismen, die für eine Bemessung in der Baupraxis zu berücksichtigen wären. Zwar konnte die Tragfähigkeit der in den Großbauteilen eingesetzten Verbindungslösungen nicht die einer durchgängigen BSP-Scheibe übertreffen, allerdings wurde durch diese eine deutlich höhere Steifigkeit als bei herkömmlichen BSP-Verbindungsmethoden wie der vorgeschraubten Stoßdeckleiste aus Furnierschichtholz erreicht.

Abstract

Due to their mechanical and physical properties, cross laminated timber (CLT) constructions are well suited to meet a variety of current trends in the building industry. These include the use of ecological building materials, a high level of living comfort, architectural individualisation and the construction of load-bearing structures with a high degree of prefabrication. Because of the established use of CLT in the building industry the application of timber structures is increasingly possible for extreme buildings such as high-rise and multi-storey car parks, which are exposed to high mechanical loads. While the wood composite for CLT walls can be prefabricated in the factory, the fabricated construction elements have to be frictionlocked together on the building site. This connection is usually made by a large number of metal fasteners that are visible from the outside and thus contradict the aesthetic requirements of the planning architects as well as the users of the buildings. The weak point of the CLT construction is therefore often considered to be the connection technology. Innovations are necessary at this point so that the positive technical properties of cross-laminated timber can be used and, in addition to material efficiency, high application efficiency is generated. The latter refers in particular to the assembly on the construction site. By optimising the connection systems of CLT elements as well as their application technology, positive effects can be achieved overall for the construction method with CLT.

Within the framework of the research project "CLT connectors", a connection and assembly technology was therefore to be developed that makes it possible to connect wall constructions made of CLT at various points in the supporting structure by creating an internal tongue and groove system which can transmit high shear forces. For this purpose, other materials and composite building materials with differing advantages had to be considered, so that externally invisible connections of the prefabricated elements are created. Since the internal connection space is limited, the use of carbon reinforced concrete (CRC) for the groove was tested in the project. CRC is a composite material that can be used for filigree structures and at the same time has a high performance. However, the use of high-strength grouting mortars with steel fibres was also considered as an alternative. A precondition for the selection of the filling material was a flexible workability on the construction site under varying temperature conditions.

In addition, connecting means had to be planned between the CLT and the concrete on the narrow surface of the CLT slice, which could absorb the shear forces resulting in the joint. These were to be inserted in the factory during the production of the CLT elements, so that only the positioning of the CLT walls as well as the optional reinforcement elements and the casting of the joint were to be made on the construction site. The technology which was required to produce the new connection system as efficiently as possible have to be tested within the project. In the process, different connecting means for the shear force transmission were examined in order to be able to select a preferred variant for the connecting system. In addition to a high load-bearing capacity, the designed CLT connector should also be flexible on-site, so that it can be used not only for straight wall joints but also for corner and T-joints. For this, the economic construction and thus the efficiency in the course of the construction processes should not be disregarded.

The aim of the research project was thus to produce the connection of several individual cross-laminated timber panels to form a wall panel with high shear resistance, so that the sum of the wall panels results in a shear-resistant overall element. Consequently the shear stiffness of the cross-laminated timber can be fully utilised. Thus, the connection should not represent the weakest link in the structure, so that reaching the limit state of the load-bearing capacity would be announced by a premature shear failure in the cross laminated timber. In order to investigate the shear capacity of the composite system in more detail, various connection variants were designed together with the project partners – AIB GmbH and Auerbach und Hahn GmbH – during the research project. The variants were predimensioned in the project and afterwards tested experimentally in load-bearing capacity tests in the Otto Mohr Laboratory of the TU Dresden. In addition, the stress states in the composite system were examined with the help of FE analyses. The generated results of the theoretical and experimental investigations were compared at the end of the project.

Before the experimental load-bearing capacity tests could be putted into practice during the research project, the production technology had to be tested first. Therefore the workability of the selected grouting mortars was tested together with the various connecting materials by concreting the connecting groove with the help of a pump under laboratory conditions. Particular attention had to be paid to the high fresh concrete pressure and sufficient

compaction of the butt joints of the CLT narrow sides. Following the technology tests, pressure-shear tests were planned in order to check the selected pin-shaped and other flat fasteners more precisely with regard to their shear load-bearing capacity. Besides the conventional composite screws, a perforated steel plate (TCC shear connector) as well as textile strips made of carbon and AR glass fibres were inserted under 45 ° in the middle layer of CLT. Further, birdsmouths together with screws were used to create a form fit. In order to test only the load-bearing capacity of the fasteners, a foil between the timber surface and the concrete should prevent the adhesive bond between the materials, since the adhesive forces lead to an overestimation of the stiffnesses of the fasteners. Therefore, additional series of tests were examined in order to be able to classify the adhesive effect between the material surfaces. The results of the tests were helpful for the evaluation of the other results of pressure-shear tests, especially as the foil was partially detached in the course of the load, so that the effect from the adhesive bond could not be prevented for all test specimens.

For the large component tests that were also carried out, there was no foil provided between the material surfaces in order to create the real conditions on-site. Therefore, a two-cut connection was tested with selected fasteners according to the real application case. For this purpose, 1.50 m high wall elements made of CLT were friction-locked using the concrete groove, which was produced in the Otto Mohr laboratory of the TU Dresden. The two grouts selected at the beginning of the project were used in different variants. The experimental setup for the large components represented a special loading condition as with a bending beam. Thus, a tensile load was generated in the lower area of the CLT slab. Consequently, the concrete groove as well as the fasteners had to withstand the tensile load in addition to the shear load which acts on the CLT concrete joint. Therefore, the test setup allowed the consideration of several failure mechanisms that should be taken into account for the design of the structure. Although the load-bearing capacity of the CLT connection solutions used in the large components could not exceed the resistance of a continuous CLT wall slab, it was achieved a significantly higher stiffness with the designed CLT connectors comparing to conventional connection methods such as the tested pre-screwed butt joint cover strip made of laminated veneer lumber.

Einführung

Im Sinne der Ressourcenschonung sowie der Reduzierung des CO₂-Ausstoßes wird an alternativen Bauweisen geforscht, die auf dem Wirtschaftsmarkt mit dem herkömmlichen Stahlbetonbau konkurrieren können, um einen Beitrag zur Bekämpfung der Klimakrise zu leisten. Neben der Entwicklung neuer, leistungsfähiger Baustoffe kann auch die Kombination verschiedener Bauelemente zu einer höheren Materialeffizienz führen, wenn diese entsprechend ihrer Vorzüge im Bauteilquerschnitt eingesetzt werden. Dieser Ansatz wird im Allgemeinen durch die Anwendung von Verbundbauweisen verfolgt. Im Speziellen stellt der Verbund zwischen Holz und Beton eine gute Möglichkeit dar, die jeweiligen Materialien entsprechend ihrer Leistungsfähigkeit sinnvoll im Bauteilquerschnitt einzusetzen. Die Holz-Beton-Verbundbauweise findet daher einerseits bei der Sanierung von Deckentragwerken ihren Einsatz und ist andererseits eine attraktive Lösung im Neubau, insbesondere, wenn die jeweiligen Baukomponenten als (Halb-)Fertigteile realisiert werden können. Dabei spielt nicht nur die Materialausnutzung, sondern auch die Effizienz im Zuge der Herstellung eine Rolle. Idealerweise kann diese größtenteils im Werk stattfinden und die vorgefertigten Bauteile auf die Baustelle transportiert und vor Ort kraftschlüssig zusammengefügt werden. Um den Transport gewährleisten zu können, sind begrenzte Abmessungen der Fertigteile einzuhalten. Für Bauelemente aus Brettsperholz bedeutet dies, dass bspw. Wandtafeln zur Baustelle transportiert werden, dort mit dem Kran positioniert werden und schließlich mit einer Vielzahl an äußerlich angebrachten metallischen Verbindungsmitteln zusammengefügt werden. Diese sind einerseits äußerlich sichtbar und weisen andererseits in besonderen Anwendungsfällen, denen Extrembauten wie Hoch- und Parkhäuser häufig ausgesetzt sind, nicht die benötigte Tragfähigkeit auf, um hohe Schubbeanspruchungen übertragen zu können.

Im Forschungsvorhaben wurde sich daher mit der Entwicklung einer innenliegenden Verbindung befasst, mit der ein hoher Schubwiderstand erzeugt werden sollte und deren Herstellung zum größten Teil werksseitig erfolgt. Weiterhin war bei der Entwicklung ein effizienter Bauablauf zur Herstellung des Verbundsystems vor Ort zu berücksichtigen. Für die Realisierung der Verbindungslösung wurde sich im Allgemeinen an Prinzipien aus dem Holz-Beton-Verbundbau orientiert. Um diese umsetzen zu können, ist an der Schmalfläche des Brettsperholzelements eine Nut in das BSP-Bauteil einzubringen, die mit Beton befüllt werden kann. In der Nut sind zur Schubkraftübertragung zwischen BSP und Beton bereits im Werk verschiedene Verbindungsmittel vorzusehen. Die in der vertikalen Fuge der beiden Baustoffkomponenten wirkenden Normal- und Schubkräfte können somit durch die vorhandenen und im Holz-Beton-Verbundbau üblichen Verbindungsmittel – wie bspw. Verbundschrauben oder der HBV-Schubverbinder – in beide Richtungen übertragen werden. Des Weiteren muss für den jeweiligen Anwendungsfall geprüft werden, ob zur Aufnahme der aus den Beanspruchungszuständen entstehenden Zugspannungen eine textile Bewehrung oder alternativ Faserbeton in dem gering zur Verfügung stehenden Verbindungsraum notwendig wird. Als letzter Arbeitsschritt im Bauablauf ist demnach das Zusammenfügen der vorgefertigten Elemente auf der Baustelle eingeplant. Hierfür sind die textilen Bewehrungselemente vor Ort in der Nut zu fixieren und der Vergussmörtel in die Aussparung zu pumpen. Voraussetzung für das Nut-Feder-System sollte eine Ausführung in beliebiger Gehrung sein, so dass BSP-Tafeln in verschieden möglichen Winkeln zwischen 0° und 90° verbunden und auch T-Stöße ausgeführt werden können. Dadurch soll eine hohe optische Qualität und ein angenehmes Raumklima gewährleistet werden.

Zur Umsetzung der im Forschungsvorhaben entworfenen Verbindungssysteme waren zunächst analytische Betrachtungen und die Vorbemessung der einzelnen Baukomponenten sowie Tastversuche an verschiedenen Verbindungsvarianten notwendig. Mit erfolgter experimenteller Überprüfung von Großbauteilen können zudem im Projekt erstellte numerische Modelle anhand der gewonnenen Daten kalibriert und die Ergebnisse abgeglichen werden. Mit der Erstellung eines Demonstrators im Rahmen von Technologieversuchen und der Entwicklung eines Leitfadens zur Bemessung der neuartigen Verbindung soll mit dem Forschungsprojekt eine Überführung der erzeugten wissenschaftlichen Erkenntnisse in die Praxis gewährleistet werden, so dass künftig vermehrt Bauweisen mit Brettsperholz in verschiedensten Bereichen bei hohen Anforderungen eingesetzt werden können und somit ein Beitrag für ein effizienteres und zudem nachhaltiges Bauen geleistet wird.

Problemstellung und Ziele

Durch ein Aneinanderreihen von schmalen BSP-Streifen sind nahezu beliebig geschwungene Wandflächen realisierbar, wodurch sich sehr individuelle Bauwerke errichten lassen. Allerdings sind die Schubeigenschaften der zusammengefügt Einzellemente nicht mit denen einer Gesamtwand über eine große Breite vergleichbar. Wenn bei großen Gebäudeflächen und -höhen auch zunehmend Seitenkräfte auftreten, welche zu erhöhten Scherbelastungen in den Wandelementen führen, können die resultierenden Schubkräfte der einzelnen Streifen nicht ausreichend durch die Verbindungsmittel in den Stoßfugen abgefangen werden, so dass eine Übertragung der Kräfte nicht vollends zwischen den Streifen möglich ist. Die Scherkräfte können bisher nur durch die einzelnen BSP-Tafeln aufgenommen werden. Eine Übertragung der zwischen den Wandtafeln wirkenden Kräfte ist demnach mit heutigen Verbindungstechniken nicht für alle Anwendungsfälle möglich, auch wenn dies große Vorteile hinsichtlich der Gebäudestatik mit sich bringen würde. An dieser Problematik soll das Forschungsvorhaben ansetzen.

Stand der Forschung/Baupraxis

Als technische Grundlage für die zu entwickelnden Verbindungselemente dienen im Projekt die im Bauwesen bereits etablierten Prinzipien des Holz-Beton-Verbundbaus (HBV). Die HBV-Bauweise, die insbesondere zur Erstellung (Woschitz et al. 2021) und Ertüchtigung von Decken (Bathon und Bletz-Mühldorfer 2015) angewendet wird, ermöglicht es, mithilfe von vorwiegend metallischen Verbindungselementen hohe Schubkräfte zwischen den Holz- und Betonquerschnitten zu übertragen. Sie findet jedoch nicht nur bei der Sanierung von Deckentragwerken, sondern auch im Neubau immer häufiger ihren Einsatz. In beiden Fällen steht das bereits von (Rautenstrauch 2004) beschriebene und im Bauwesen erstrebenswerte Prinzip der Nachhaltigkeit im Vordergrund. Zum Schutze von Material-, Energie- und Umweltressourcen sollen nachhaltig produzierte Werkstoffe in die ökologischen Kreisläufe integriert werden und der CO₂-Ausstoß bei der Herstellung der Baustoffe reduziert werden. Bei der Ertüchtigung vorhandener Bauteile werden die Lebensdauer der Altbauten durch den Einsatz der Holz-Beton-Verbundbauweise verlängert, die Tragfähigkeit erhöht und die Gebrauchstauglichkeit sowie bauphysikalische Eigenschaften, wie Brand- und Schallschutz, verbessert (vgl. (Nguyen und Kaliske 2004)).

Herkömmliche Verbindungsmittel von BSP-Wänden sind i. d. R. Schrauben und Laschen aus Stahl, die auf der Baustelle einfach montiert werden können, ohne dass spezielle Gerätschaften notwendig sind. Nachteil dieser Verbindungsvariante ist, dass sie von außen sichtbar ist und teilweise offene Fugen hinterlässt. Eine bereits existente innenliegende Verbindungsmethode von Brettsperrholzwänden, mithilfe der eine geschlossene Fuge erzeugt werden kann, ist die sogenannte „Hoffmann-Schwalbe“ (Hoffmann®), die in Abbildung 1 zu sehen ist.

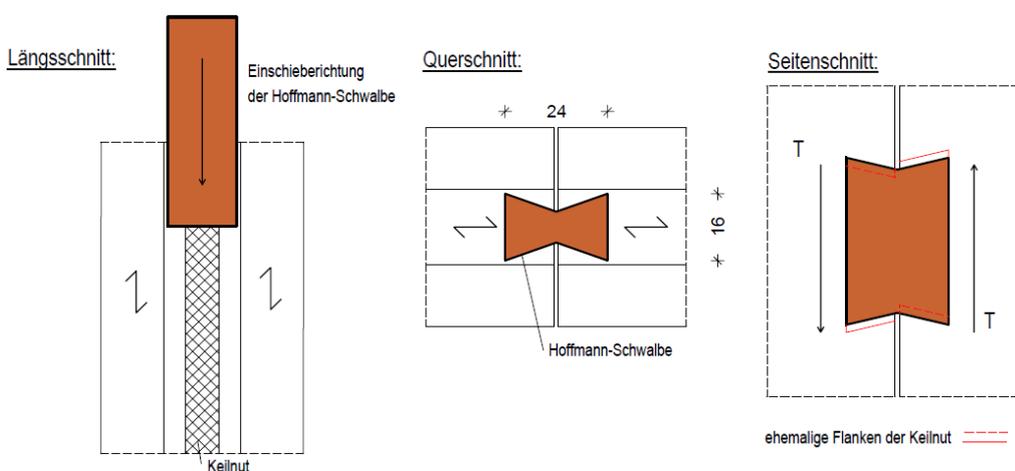


Abbildung 1: Verbindung von BSP-Wandscheiben mit der „Hoffmann-Schwalbe“
 Grafik: Felix Zimmermann aus (Zimmermann 2019)

Dabei handelt es sich um ein aus Schichtholz oder Kunststoff bestehendes Verbindungsstück in Form eines doppelkeilförmigen Schwalbenschwanzes mit den Abmessungen $b \times h \times l = 24 \times 16 \times 100$ mm. Dieses wird von oben in die dafür vorgesehene Keilnut entlang der Stoßverbindung entsprechend Abbildung 1 eingeschoben. Die Montage gestaltet sich auf der Baustelle relativ schwierig, da es zur Erzeugung eines kraftschlüssigen Verbunds der BSP-Bauteile mithilfe des passgenau eingesetzten Verbindungsstücks einer hohen Maßgenauigkeit bedarf. Zudem muss das Einbringen vor der Pressung der Brettlagen erfolgen, wodurch der Herstellungsaufwand erhöht wird. Die gleiche Verbindungsmethode in Form eines Schwalbenschwanzes wurde mit der ETA 18/0254 durch das Österreichische Institut für Bautechnik (OIB) zugelassen. Dabei handelt es sich um einen punktförmigen Verbinder aus Sperrholz, der von der Firma SCHILCHER Trading & Engineering GmbH hergestellt und mit „X-fix C“ bezeichnet wird. Weitere Verbindungsmöglichkeiten für BSP-Scheibenelemente, die ebenfalls aus Schichtholz hergestellt werden und ein analoges Wirkungsprinzip zur „Hoffmann-Schwalbe“ aufweisen, werden in (Schmidt 2018) vorgestellt.

Forschungslücke bzw. Entwicklungsbedarf

Vorteil der Schwalbenschwanzverbindung ist, dass keinerlei weitere Hilfsmittel oder Leim benötigt werden, um das Verbindungsstück einzusetzen. Dadurch kann die Recyclbarkeit des Verbinders gewährleistet werden. Zwar wird durch diese Verbindungstechnik eine zu herkömmlichen Verbindungsmethoden verbesserte Schubkraftübertragung in der Stoßfuge generiert, allerdings können bei extremen Einwirkungen aus bspw. Windlasten hohe Druckbeanspruchungen quer zur Faser des Holzes entstehen, woraus vergleichsweise hohe Lochleibungsverformungen bzw. tordierte Kontaktverbinder resultieren. Plastische Verformungen infolge des alternierenden Rutschens der Stoßverbindung würden zu einer Verringerung der Passgenauigkeit und somit zu einer reduzierten Kraftübertragung in der formschlüssigen Verbindung führen. Des Weiteren müssten für Stoßverbindungen in unterschiedlichen Winkeln angepasste Verbindungsstücke hergestellt werden. Die mangelnde Flexibilität des Verbindungsstücks sowie die problematische Verarbeitbarkeit auf der Baustelle erschweren somit eine universelle Einsetzbarkeit der Verbindungstechnologie für höher beanspruchte Bauwerke. Die beschriebenen Nachteile der bereits existierenden Verbindungsmittel und -technologien bedingen die Entwicklung eines neuartigen BSP-Schubverbinders. Durch die Kombination des Holzwerkstoffes mit einem gieß- bzw. pumpfähigen Material können einige Nachteile herkömmlicher Verbindungssysteme eliminiert und innenliegende Verbindungen entsprechend Abbildung 2 aus bspw. bewehrtem Spezialbeton und zusätzlichen Verbindungsmitteln zur Schubkraftübertragung geschaffen werden.

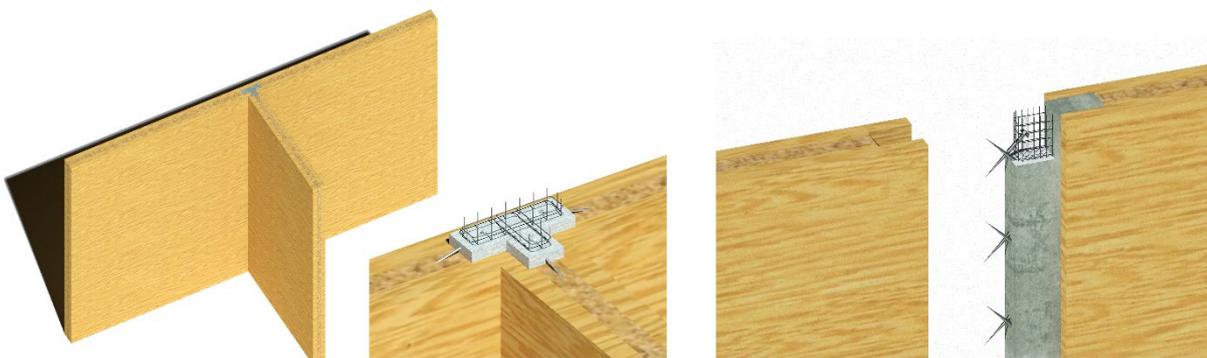


Abbildung 2: Schubverbindung von BSP-Wandscheiben mit einer Nut aus Vergussmörtel, Bewehrung und Verbundschrauben
Grafik: Kristina Farwig, IMB TU Dresden

Um die Holz-Beton-Verbundbauweise auch für andere Anwendungsgebiete, wie den Einsatz als Verbindung von Scheibentragwerken oder auch zum Anschluss von Scheiben- und Plattentragwerken, an dafür geeigneten Stellen zu etablieren, bedarf es praxisnaher Erforschung. Mithilfe dieser können neue Bemessungsverfahren entwickelt werden, die den Verbund in der Fuge zwischen den Wandscheiben oder zwischen einer Wandscheibe und weiteren Gebäudeelementen berücksichtigen. Aufgrund des zumeist eingeschränkten Verbindungsraums einer innenliegenden Verbindung bieten sich Carbongelege zur Übertragung von Zugspannungen in der Verbindungsnut an. Dabei ist im Forschungsprojekt zu prüfen, ob die querdruckempfindlichen Faserstränge den jeweiligen Beanspruchungszuständen standhalten können und wie sie anzuordnen wären, s. Abbildung 3.



Abbildung 3: Verbindung eines geraden Wandstoßes mithilfe eingeklebter Carbonlegele
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD; Rendering: Melchior Deutscher, IMB TUD

Für den Einsatz von Carbonbeton existiert eine „abZ“ (Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-31.10-182) für ein „Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Carbonbeton“. Diese ist Nachfolger der „abZ“ (Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-31.10-182) für ein „Verfahren zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Textilbeton (TUDALIT) der TUDAG“. An weiteren Normen und Zulassungen für den Einsatz von Carbonbeton im Neubau wird an der TU Dresden in Zusammenarbeit mit der RWTH Aachen University intensiv geforscht, so dass diese in näherer Zukunft Anwendung finden werden, wodurch ressourcenschonende Hybridgebäude entsprechend Abbildung 4 entstehen können und die nachhaltige Mischbauweise aus Holz und Beton nicht nur in vereinzelt Leuchtturmprojekten zum Einsatz kommt, vgl. (Entwicklung Baufeld Delta GmbH).

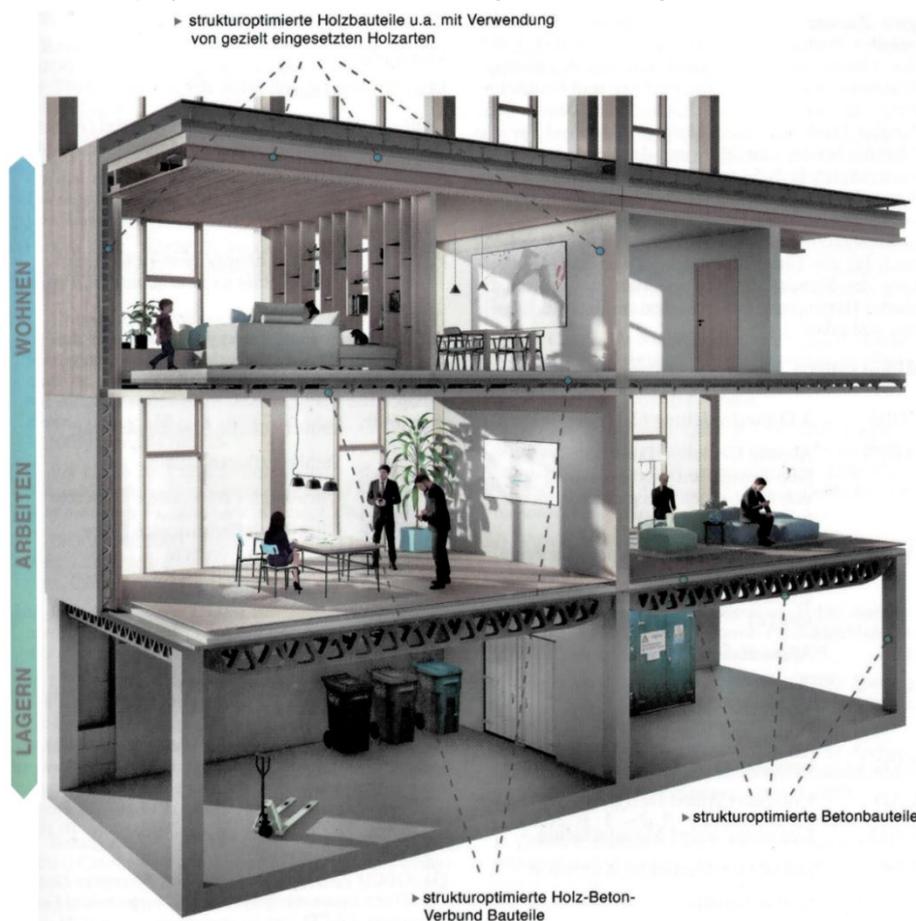


Abbildung 4: Visionsbild für die ressourceneffizienten automatisch vorgefertigten Holz-Beton-Hybrid-Gebäude von morgen aus (Bergmeister und Fingerloos, F. und Wörner, J. 2021)
 Grafik-Inhalt: Benjamin Kromoser, Visualisierung: designkollektiv GmbH

Projektziele

Zur Lösung der zuvor beschriebenen Problemstellung mit herkömmlichen Verbindungsmethoden sowie mit weiterentwickelten innenliegenden Verbindungsmöglichkeiten von Wandscheiben wird nach alternativen Verbindungsoptionen gesucht, die optische und zugleich statische Vorteile bieten. Für die Planung des Verbinders sind zunächst die Grenzen der Verbindungsgeometrie zu eruieren. Ziel der Planungsphase ist es, den Verbinder so schlank wie möglich zu konzipieren. So kann eine universale Nutzung angestrebt werden, die eine wirtschaftliche Materialausnutzung auch dann gewährleistet, wenn nur geringe Bauteildicken zur Einhaltung der Tragfähigkeit notwendig sind. Durch die innenliegende Verbindung der Bauteilelemente bleibt die Holzoberfläche zudem unbeschädigt. Dafür ist eine einfache Montage der auf der Baustelle zu verbindenden Fertigteilelemente als grundlegende Voraussetzung für einen effizienten Bauablauf zu gewährleisten. Durch die im Forschungsprojekt zu entwickelnde Verbindungstechnik soll eine Weiterleitung der Schubkräfte in vollem Umfang möglich sein, so dass gesamte Wände als Schubelemente zur Verfügung stehen und die Verbindungsfugen auch an höherbeanspruchten Stellen, welche in der Gebäudestatik detektiert werden, angeordnet werden können. Hierdurch werden neue Möglichkeiten für den Einsatz von BSP-Elementen geschaffen, bspw. für Extremwendungen des Holzbaus, wie Hoch- oder Parkhäusern, so dass die Bauweise mit Brettsperrholz gegenüber dem Stahlbetonbau konkurrenzfähig bleibt. Zudem können mit einem neu entwickelten, hochtragfähigen Schubverbinder aus Beton auch Bauwerke aus Brettsperrholz in Hybridbauweise mit Stahlbeton bzw. Carbonbeton mit individueller Architektur realisiert werden. Ein beispielhafter Vergleich von statisch gleichwertigen Gebäuden aus Stahlbeton mit einer Höhe von 88 m (links) und Holz mit 85 m Höhe (rechts) ist in Abbildung 5 zu sehen. Ziel ist es somit, den im Forschungsprojekt angestrebten Schubverbinder so zu entwerfen, dass die Verbindung den Schubwiderstand einer reinen BSP-Scheibe erreicht, so dass einzeln aneinander gereihete BSP-Tafeln über die gesamte Länge als ausgesteifte Wandscheibe wirken können.



Abbildung 5: Hochhäuser aus Stahlbeton in Frankfurt a. M. (links) sowie aus Holz (Mjøstårnet) in Brumunddal, Norwegen (rechts)
Foto: Norbert Nagel, 2012 (links); Foto: Nina Rundsvæn 2019 (rechts)

Forschungsmethoden

Arbeitshypothesen und methodischer Ansatz

Aus der beschriebenen Forschungslücke, dass die Übertragung der Scherkräfte zwischen den Tafeln mit heutigen Verbindungstechniken nicht möglich sei, resultiert das Projektziel, mit der Entwicklung der neuartigen Verbindungstechnologie eine Weiterleitung der Schubkräfte in vollem Umfang zu ermöglichen. Dies würde erhebliche Vorteile für die Gebäudestatik bringen, da folglich gesamte Wände als Schubelemente zur Verfügung stehen könnten. Der Schubverbinder sollte daher im Forschungsprojekt so entworfen werden, dass die Verbindung mindestens den Schubwiderstand einer reinen BSP-Scheibe aufweist.

Um diese Arbeitshypothese im Projekt zu untersuchen, wurden die folgenden Arbeitsschritte unternommen. Der Grundstein für die Projektbearbeitung sollte durch die Recherche des Stands der Technik bezüglich der bereits bestehenden Verbindungssysteme bei BSP-Wandkonstruktionen sowie der Baustoffverbände aus Holz und Beton gesetzt werden. Dabei wurde der Fokus auf die Schubverbindung und deren Beanspruchung gelegt. Aufbauend auf diesen Grundlagen sollten zu Beginn des Projekts allgemeine Randbedingungen entsprechend der vorhandenen normativen Regelungen definiert und anhand praxisspezifischer Anforderungen an die einzelnen Baustoffkomponenten präzisiert werden. Neben den herkömmlichen Verbindungsmitteln waren auch Verbindungen von BSP mit neuartigen Verbundbaustoffen wie Carbonbeton zu thematisieren. Dabei wurde sich auf vorhandene Forschungsergebnisse und die Erfahrungen des Instituts für Massivbau im Themengebiet Carbonbeton gestützt. Unter Berücksichtigung der festgelegten Randbedingungen und der daraus resultierenden Verbindungsgeometrie wurden in einem weiteren Arbeitspaket verschiedene Verbindungsmittelvarianten entworfen. Die ausgewählten Varianten sollten anschließend analytisch untersucht werden. Dabei sollten mögliche Versagensfälle im BSP sowie im Beton und des Verbinders selbst betrachtet und eine überschlägige Bemessung durchgeführt werden. Aufbauend auf den Ergebnissen der Vorbemessung sollten die konzipierten Verbindungsvarianten hinsichtlich ihrer Effizienz und Wirtschaftlichkeit miteinander verglichen und in Kooperation mit den Projektpartnern eine präferierte Verbindungsvariante ausgewählt werden. Die geführten Vorbetrachtungen waren mithilfe von analytischen und numerischen Untersuchungen zu untermauern und die zu Beginn des Projekts festgelegten Randbedingungen gegebenen Falles zu validieren. Die konstruktive Umsetzung sollte mithilfe der Praxispartner erfolgen. Um die theoretisch erworbenen Erkenntnisse zu verifizieren, sollten im Anschluss an die analytischen Vorbetrachtungen experimentelle Versuche durchgeführt werden. Zur Prüfung des entwickelten Verbinders waren zunächst nur Kleinbauteilversuche vorgesehen. Im Laufe der Projektbearbeitung wurde das Versuchsprogramm mit Großbauteilversuchen erweitert, um den Erkenntnisgewinn über die Versagensformen der Fuge bei unterschiedlichen Beanspruchungsformen realitätsnaher Bauteile auszuweiten. Die Planung und Bemessung der Probekörper erfolgte für die kleinteiligen Versuche auf Basis der erlangten theoretischen Erkenntnisse, während für die Planung der Großbauteilversuche die Ergebnisse der kleinteiligen Versuche genutzt werden sollten. Da notwendige mess- und versuchstechnische Qualifikationen durch das Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden mitgebracht wurden, sollte die Durchführung der Bauteilprüfungen dort erfolgen. Die experimentellen Ergebnisse sollten schließlich ausgewertet und mit den theoretischen Erkenntnissen verglichen werden. Als Produkt des Vorhabens war die Konzipierung sowie der Bau eines Demonstrators vorgesehen. Im Zuge der Projektbearbeitung entstand jedoch bereits ein Demonstratorobjekt infolge der Durchführung zusätzlicher Technologieversuche. Damit sich die entwickelte Verbindungstechnologie in der Bauwirtschaft etablieren kann, sollten die Ergebnisse zuletzt ausführlich dokumentiert und im Anschluss daran publiziert werden sowie ein Leitfaden für das innovative Brettsperrholzverbindungssystem aufgestellt werden.

Projektteam, Kooperationspartner und Arbeitsplan

Das an der Organisation und Durchführung des Forschungsprojekts beteiligte Projektteam sowie die Aufgaben der jeweiligen Bearbeiter und Kooperationspartner sind in Tabelle 1 zusammengefasst. In Tabelle 2 sind die Arbeitspakete (AP) zusammengefasst.

Tabelle 1: Am Projekt beteiligte Kooperationspartner, Unterauftragnehmer sowie Labor- und Institutsmitarbeiter/innen

| Institution | Funktion / Aufgabe | Personal |
|---------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Institut für Massivbau der TU Dresden | Projektleitung und -bearbeitung: Entwurf, Bemessung und Beurteilung von Verbindervarianten sowie labortechnische Planung der Versuche unter Einbringung der wissenschaftlichen Vorkenntnissen zu Carbonbeton sowie zu Holz-Beton-Verbundtragwerken im Allgemeinen; Auswertung der Versuchsergebnisse sowie Zusammenführung der Resultate mit theoretischen Erkenntnissen | Leitung: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach Bearbeiterin: Dipl.-Ing. Kristina Farwig |
| Otto-Mohr-Laboratorium (OML) der TU Dresden | Versuchsplanung und -durchführung, inkl. Planung und Ausführung der Messtechnik sowie der Probekörper und des Versuchsstands | Kommissarische Leiterin: Dipl.-Ing. Karoline Holz Stellvertretende Leiterin der Versuchshalle: Dipl.-Ing. Kathrin Dietz Technische Mitarbeiter: Jens Hohensee, Doreen Sonntag, Michael Liebe, Thomas Häntzschel, Heiko Wachtel |
| Auerbach und Hahn GmbH, Wilsdruff | Kooperationspartner für die Entwicklung der praxistauglichen Technologie, Herstellung der Probekörper und Betrachtung bauwirtschaftlicher Aspekte unter Berücksichtigung der Bauausführung | Gesellschaftender Geschäftsführer und Zimmereimeister: Ludwig Hahn |
| AIB GmbH, Bautzen | Kooperationspartner für die architektonische Planung und Konzipierung von Verbindungsmethoden für Hybridgebäude aus Holz mit Bauteilen aus Carbonbeton und Betrachtung bautechnischer sowie bauwirtschaftlicher Aspekte unter Berücksichtigung und Beurteilung der Bauausführung sowie bauphysikalischer Aspekte | Geschäftsführer: Dipl.-Ing. Matthias Medack Prokurist: Dipl.-Ing. Mathias Nawka Bearbeiterin: Dipl.-Ing. (Architektin) Marén Kupke |
| EBF Innovation GmbH, Dresden | Unterauftragnehmer für die konstruktive Umsetzung in Hinblick auf eine fertigungstechnische und ökonomische Optimierung der Verbindungstechnologie, FEM-basierter Variantenvergleich der Verbindergeometrien | Geschäftsführer: Dipl.-Ing. Torsten Blum, Prof. Dr.-Ing. Jan Schubert Bearbeiter: Dipl.-Ing. Maik Thomas, Dipl.-Ing. Dirk Schonnop |

Tabelle 2: Arbeitspakete (AP)

| AP | Titel |
|--------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| AP 1 | Recherchen zum Stand der Technik für relevante Themenstellungen |
| AP 1.1 | Baustoffverbände aus Holz und Beton (Verbindungssysteme, Beton, BSP, Bemessung) ¹ |
| AP 1.2 | Carbonbeton (textile Gelege, Feinbeton, Verbund) |
| AP 1.3 | Bauausführung (Planungsphase und konstruktive Details) |
| AP 2 | Zusammenstellung eines Lastenhefts |
| AP 2.1 | Sondierung möglicher Randbedingungen bei den herkömmlichen Verbindern sowie bei Carbonbeton |
| AP 2.2 | Sondierung möglicher Randbedingungen beim Brettsperrholz (Aussagen zu Schall- und Brandschutz im Vergleich zum Verbindungsmittel) |
| AP 2.3 | Sondierung möglicher Randbedingungen bei der Herstellung und Umsetzbarkeit auf der Baustelle |
| AP 3 | Entwurf eines Brettsperrholzverbinders |
| AP 3.1 | Konzipieren von verschiedenen Verbindungsvarianten, inkl. überschlägiger Bemessung für BSP |
| AP 3.2 | Vergleich verschiedener Verbindungskonzepte und Festlegen einer geeigneten Verbindungsvariante |
| AP 3.3 | Analytische Untersuchung der festgelegten Verbindungsvariante, Validierung der Dimensionen |
| AP 3.4 | Vergleichsrechnungen mithilfe der Finite-Elemente-Methode |
| AP 3.5 | Unterauftrag (UA): Konstruktive Umsetzung des Verbindungsmittels |
| AP 4 | Überprüfung des entwickelten Brettsperrholzverbinders durch experimentelle Versuche |
| AP 4.1 | Planung und Bemessung der Probekörper aus Brettsperrholz und des entwickelten Verbinders |
| AP 4.2 | Herstellung der Probekörper |
| AP 4.3 | Planung und Aufbau des Versuchsstandes (inkl. Messmittel) sowie Prüfung der Probekörper |
| AP 4.4 | Auswertung und Vergleich mit theoretischen Untersuchungen und gegebenenfalls Optimierung |
| AP 5 | Bau eines Demonstrators |
| AP 5.1 | Planung, Konzipierung und Begleitung |
| AP 5.2 | Herstellung und Aufbau des Demonstrators |
| AP 6 | Dokumentation und Entwickeln eines Leitfadens für das Brettsperrholzverbindungssystem |

¹ Die Überschrift von AP 1.1 wurde im Folgenden entsprechend des im Kapitel beschriebenen Inhalts in „Verbindungssysteme und Bemessungsgrundlagen für Brettsperrholzelemente“ umbenannt. Die Recherche zum Stand der Technik der Holz-Beton-Verbände sowie alternativer, bereits erforschter Verbindungsmethoden wurde im Kapitel „Stand der Forschung/Baupraxis“ dokumentiert.

Projektverlauf und Ergebnisse

Arbeitspaket 1: Recherchen zum Stand der Technik für relevante Themenstellungen²

AP 1.1 Verbindungssysteme und Bemessungsgrundlagen für Brettsperrholzelemente

Zur Verbindung von Brettsperrholzelementen bedarf es auf der Baustelle zur Errichtung eines Gebäudes aus Fertigteilelementen i. d. R. einer Vielzahl an metallischen Verbindungsmitteln, die zumeist am Endprodukt äußerlich sichtbar sind und damit die ästhetische Qualität beeinflussen. Bspw. werden Stoßdeckleisten mit mehreren Reihen, bestehend aus stiftförmigen Verbindungsmitteln im Bereich der Wand- und Deckenstöße, vorgeschraubt, wie in Abbildung 6 in einigen Fugenbereichen zu erkennen ist. Kommen die stiftförmigen metallischen Verbindungsmittel als alleinige Anwendungstechnik zur Verbindung von Scheibenelementen aus Brettsperrholz zum Einsatz, so ergeben sich neben ästhetischen Mängeln auch statische Nachteile. Die Verbindungsfuge stellt daher häufig einen Schwachpunkt in den aussteifenden Wand- und Deckenelementen dar und sollte daher möglichst in Nullpunkten von Biegemomentenverläufen oder bei nichttragenden Wänden angeordnet werden. Der Einsatz des hochleistungsfähigen Werkstoffs Brettsperrholz (BSP) ist somit abhängig von der Tragfähigkeit der Verbindungsfuge.

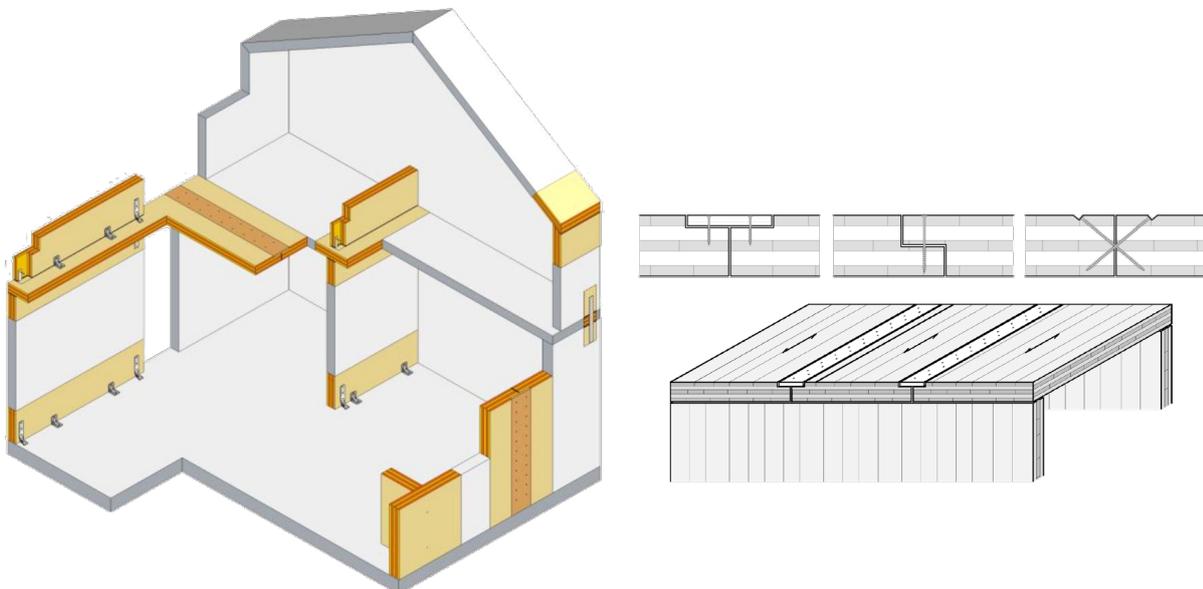


Abbildung 6: Zusammenfügen von Brettsperrholzelementen mit metallischen Verbindungsmitteln an einem Beispielgebäude (links) aus (Schiermeyer) sowie an Detailausschnitten (rechts) aus (Wallner-Novak et al. 2013b)

Die modifizierten Eigenschaften des industriell hergestellten Holzwerkstoffes BSP lassen ein erweitertes Anwendungsspektrum sowohl als Platten- als auch als Scheibentragwerk zu. Dabei erfolgt der Lastabtrag bei den häufig eingesetzten einachsig gespannten Platten in eine Richtung. An Stellen, die einen Lastabtrag in zwei Richtungen erfordern, wie bspw. punktgestützte Deckentragwerke sowie beidseitige Dachüberstände, können die BSP-Platten entsprechend der notwendigen zweiachialen Festigkeitseigenschaften modifiziert werden. Der Einsatz von BSP als Scheibentragwerk erweist sich insofern als günstig, da durch den gesperrten Aufbau in der Scheibenebene, also dem Wechsel der Faserrichtungen der einzelnen BSP-Lagen, laut (Schickhofer et al. 2010) vergleichsweise hohe Normal- sowie Schubkräfte abgetragen werden können.

Bemessungsansätze sowie Materialkennwerte für Brettsperrholz sind in einer entsprechenden allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ) oder einer Europäischen Technischen Bewertung (European Technical Assessment, ETA) zu finden und können beispielhaft für das von der Züblin Timber GmbH angebotene „Leno® Brettsperrholz“ der ETA 10/0241 entnommen werden. Darin sind ebenfalls geometrische Mindestabmessungen

² Der im Folgenden beschriebene Stand der Forschung sowie die im Anschluss daran erläuterten Zwischenergebnisse aus den jeweiligen Arbeitspaketen beinhalten Teile aus den im Laufe des Projekts erstellten und dem Fördermittelgeber zur Verfügung gestellten Zwischenberichten (Farwig und Curbach 2020) sowie (Farwig und Curbach 2021).

sowie erforderliche Aufbauten des BSP-Verbundquerschnitts enthalten. Für die Bemessung der BSP-Einzelschichten werden gemäß DIN EN 1995-1-1:2008-09 die charakteristischen Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte für die verwendete Holzsorte, i. d. R. Nadelvollholz, der Festigkeitsklassen nach DIN 338:2016-07 angesetzt. Zudem sind aufgrund der Hygroskopie des Holzes die Nutzungsklassen nach DIN EN 1995-1-1:2008-09 zu berücksichtigen. Da die BSP-Elemente nach ETA 10/0241 in den Nutzungsklassen 1 und 2 vorgesehen sind, ist eine Holzfeuchte nach DIN EN 13183-1:2002-07 von $12 \pm 2 \%$ einzuhalten. Der gesperrte Aufbau des BSP dient dabei einem verbesserten Quell- und Schwindverhalten. Handelt es sich bei dem BSP-Bauteil um eine tragende Außenwand, werden die BSP-Elemente zudem durch den entsprechenden Wandaufbau (Dämmung, Verkleidung etc.) ausreichend vor dem Feuchteintrag geschützt. Daraus resultiert der Anwendungsfall in offenen überdachten Bauteilen (Nutzungsklasse 2). Für die in DIN EN 1995-1-1:2008-09 zusätzlich vorgeschriebene Einordnung des Bemessungsfalls in eine Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED) werden die auf Außenwände einwirkenden Windbelastungen gemäß DIN EN 1991-1-1:2010-12 mit einer kurzen bis sehr kurzen Lasteinwirkungsdauer maßgebend. Demnach ergibt sich ein Modifikationsbeiwert für die Bemessung von Holzbauteilen zur Ermittlung der anzusetzenden Widerstandskennwerte nach DIN EN 1995-1-1:2008-09, Abs. 2.4.1 (1).

Das Materialverhalten von Holz im Allgemeinen charakterisiert sich durch die gegebene Anisotropie, die das Tragverhalten in drei Haupttragrichtungen (axial, radial, tangential) unterteilt, wie u. a. in (Pech 2016) nähergehend erläutert wird. Die Achsen der Haupttragrichtungen stehen senkrecht zueinander, so dass die jeweiligen Materialkonstanten bei einer 180°-Drehung um eine der drei Achsen gleichbleiben. Daraus lässt sich die Orthotropie bzw. das orthotrope Materialverhalten herleiten. Vereinfacht kann für Holz von einem linear-elastischem Materialverhalten ausgegangen werden und das Hookesche Gesetz der Erstellung von entsprechenden Steifigkeitsmatrizen zugrunde gelegt werden. Für einen dreidimensionalen, linear-elastischen, isotropen Werkstoff gilt damit die in Gleichung (1) dargestellte Matrix nach dem Grundprinzip des Hookeschen Gesetzes, dass sich der E-Modul aus der Division von Spannung σ bzw. τ zu Dehnung ϵ bzw. γ ergibt (Marti 2014). Die nicht besetzten Stellen der Matrix sind entsprechend mit Nullen auszufüllen.

$$\begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & -\frac{\nu_{zx}}{E_z} & & & \\ -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & -\frac{\nu_{zy}}{E_z} & & & \\ -\frac{\nu_{xz}}{E_x} & -\frac{\nu_{yz}}{E_y} & \frac{1}{E_z} & & & \\ & & & \frac{1}{G_{yz}} & & \\ & & & & \frac{1}{G_{xz}} & \\ & & & & & \frac{1}{G_{xy}} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} \tag{1}$$

Beim Übergang vom dreiaxialen zum zweiaxialen Spannungszustand reduziert sich die dargestellte Matrix entsprechend Gleichung (2).

$$\begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & 0 \\ -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{xy}} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} \tag{2}$$

Die nach den Spannungen entsprechend umgestellte Matrixgleichung für den Einsatz des BSP-Tragwerks als Platte unter den Beanspruchungszuständen „Biegung“ und „Schub“ sowie für den Einsatz als Scheibe im ebenen Spannungszustand ist im Folgenden vereinfacht in einer Gesamtmatrix nach (Wallner-Novak et al. 2013a) dargestellt.

| | Platte – Biegung | | | Platte – Schub | | Scheibe | | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|--------|------------|-----------------|-----------------|---------|--------|------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $\begin{Bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ v_{x,z} \\ v_{y,z} \\ n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{Bmatrix}$ | EI_x | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | $\begin{Bmatrix} \kappa_y \\ \kappa_x \\ \kappa_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \\ \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$ |
| | 0 | EI_y | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| | 0 | 0 | $k_D GI_T$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| | 0 | 0 | 0 | $\kappa_x GA_x$ | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| | 0 | 0 | 0 | 0 | $\kappa_y GA_y$ | 0 | 0 | 0 | |
| | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | EA_x | 0 | 0 | |
| | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | EA_y | 0 | |
| | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | $k_S GA_{brutt}$ | |

Abbildung 7: Steifigkeitsmatrix eines BSP-Elements bei unterschiedlichen Beanspruchungszuständen aus (Wallner-Novak et al. 2013a)

Durch Multiplikation der Gesamtsteifigkeitsmatrix mit dem Dehnungsvektor lassen sich die Platten- und Scheibenschnittgrößen bestimmen. Für Platten sind die entsprechenden Schnittgrößen in Abbildung 8 an einem Plattenelement angetragen. Dabei bilden sich auch senkrecht zur Ebene wirkende Spannungen aus. Bei Scheibenelementen reduzieren sich die Schnittgrößen auf den ebenen Spannungszustand, so dass die Schnittgrößen, die sich senkrecht zur Scheibenebene bei Plattentragwerken einstellen, entfallen. Daraus resultieren die in Abbildung 8 am Scheibenelement angetragenen Schnittgrößen.

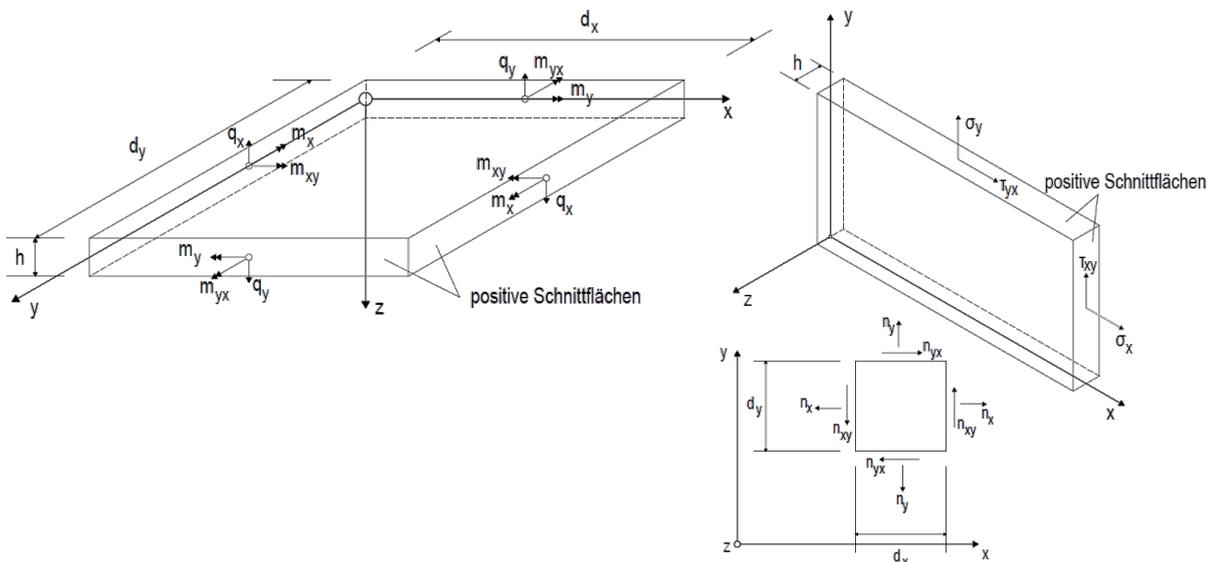


Abbildung 8: Schnittgrößen anhand eines Plattenelements (links) und an einem Scheibenelement (rechts)
 Grafiken: Felix Zimmermann aus (Zimmermann 2019), Teilgrafiken zusammengefügt von Kristina Farwig

Zur Ermittlung des Widerstands einer Wandscheibe aus Brettsperrholz infolge Schubbeanspruchung sind unterschiedliche Versagensmechanismen zu berücksichtigen. (Brandner et al. 2015) benennen die drei möglichen Mechanismen wie folgt:

- Schubversagen parallel zur Faser („Brutto“-Schubversagen),
- Schubversagen senkrecht zur Faser („Netto“-Schubversagen),
- Torsionsversagen in der Klebefläche.

In (Schickhofer et al. 2010) werden die Versagensmechanismen in zwei Mechanismen zusammengefasst. So setzt sich die Schubverzerrung γ der BSP-Scheibe aus dem Mechanismus I „Schub“ und dem Mechanismus II „Torsion“ zusammen. Dabei wird mit dem ersten Mechanismus eine Schubbeanspruchung auf eine perfekte, ungerissene BSP-Scheibe angenommen. Der zweite Mechanismus („Torsion“) tritt hingegen erst ein, nachdem bereits eine innere Spannungumlagerung infolge der Aktivierung des ersten Mechanismus stattgefunden hat, s. (Schickhofer et al. 2010). Der Nachweis der Schubfestigkeit in der Scheibenebene wird gemäß (Schickhofer et al. 2010) anhand von sogenannten repräsentativen Volumen-Sub-Elementen (RVSE) geführt. Dabei umfasst ein RVSE in einer gedanklich unendlich dicken BSP-Scheibe je eine Klebefläche zweier Bretterlagen, so dass sich für jedes RVSE eine ideale

Ersatzdicke ergibt. Mithilfe der Ersatzdicken lassen sich die Schubspannungen infolge der Mechanismen bestimmen und mit dem Schub- bzw. Torsionswiderstand des Brettsperrholzes gleichsetzen.

Zur Schnittgrößenberechnung lässt sich die oben beschriebene Scheibentheorie nach bspw. (Hake und Meskouris) nicht anwenden, da diese auf der Annahme eines homogenen, isotropen Materials aufbaut. Aufgrund des orthotropen Materialverhaltens von BSP sind die richtungsabhängigen Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften bei der Ermittlung der Schnittgrößen zu berücksichtigen. Dafür können die entsprechenden Steifigkeitsmatrizen, zum einen für eine orthotrope Platte und zum anderen für eine orthotrope Scheibe, gemäß (Blüm und Hohenstern 2015) und (Bogensperger und Silly 2014) ermittelt und in einem FE-Modell hinterlegt werden. Die an entsprechender Stelle im FE-Modell einzusetzenden Steifigkeitskonstanten lassen sich gemäß der detaillierten Ausführungen in (Wallner-Novak et al. 2013b) und der Kennwerte für BSP, die der jeweiligen ETA entnommen werden können, ermitteln. Damit ergibt sich für die Spannungsermittlung in einer BSP-Scheibe die in Gleichung (3) vereinfacht dargestellte Steifigkeitsmatrix.

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_x & C_{xy} & 0 \\ C_{xy} & D_y & 0 \\ 0 & 0 & D_{xy} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (3)$$

Unter Vernachlässigung der Effekte aus den Dehnsteifigkeiten der Brettlamellen quer zur Faser sowie von gekoppelten Steifigkeiten infolge Querkontraktionseffekten kann die Steifigkeitskonstante C_{xy} zu Null gesetzt werden, s. (Schickhofer et al.). Die weiteren richtungsabhängigen Materialkonstanten lassen sich mit den folgenden Gleichungen (4) und (5) über den E-Modul sowie die Dicken t_i der Brettsperrholzsichten ermitteln.

$$D_x = E_{0,\text{mean}} \cdot t_2 \quad (4)$$

$$D_y = E_{0,\text{mean}} \cdot 2 \cdot t_1 \quad (5)$$

Die Schubsteifigkeit D_{xy} wird mithilfe des effektiven Schubmoduls G^* und der Gesamtplattendicke t_{clt} bestimmt. Für BSP-Scheiben mit 3 oder 5 Schichten kann für G^* näherungsweise ein Wert zwischen 450 und 500 N/mm² angesetzt werden (Schickhofer et al.).

$$D_{xy} = G^* \cdot t_{\text{clt}} \quad (6)$$

Um die Schubsteifigkeit nicht zu überschätzen, wird die Schubverzerrung γ_{xy} einer BSP-Scheibe in die oben genannten Mechanismen I und II unterteilt. Für den Mechanismus I „Schub“ und den Mechanismus II „Torsion“ ergeben sich die Schubverzerrungen γ_1 und γ_2 wie folgt.

$$\gamma_1 = \frac{\tau_0}{G_{0,\text{mean}}} \quad (7)$$

$$\gamma_2 = \frac{M_T}{G_{\text{Torsion}} \cdot J_P} \cdot \frac{t}{2} = \frac{\tau_0 \cdot t \cdot a^2}{G_{\text{Torsion}} \cdot \frac{a^4}{6}} \cdot \frac{t}{2} \quad (8)$$

Das Torsionsmodell kann unter der Voraussetzung einer „komplett wölbbehinderten Torsion“ angewendet werden.

Die gesamte Schubverzerrung γ lässt sich unter Berücksichtigung der beiden Mechanismen mithilfe der Annahme, dass der Schubmodul für den Mechanismus „Torsion“ G_{Torsion} der Hälfte des Schubmoduls für den Mechanismus „Schub“ $G_{0,\text{mean}}$ entspricht, bestimmen:

$$\gamma = \frac{\tau_0}{G_{0,\text{mean}}} + \frac{6 \cdot \tau_0}{G_{0,\text{mean}}} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2 \quad (9)$$

Daraus resultiert der effektive Schubmodul G^* eines BSP-Elements entsprechend der in Gleichung (10) angewendeten Umformung der Terme.

$$G^* = \frac{\tau_0}{\gamma} = \frac{\tau_0}{\frac{\tau_0}{G_{0,\text{mean}}} + \frac{6 \cdot \tau_0}{G_{0,\text{mean}}} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2} = \frac{G_{0,\text{mean}}}{1 + 6 \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2} \quad (10)$$

Der vorgestellte Ansatz wurde durch die TU Graz mit numerischen Berechnungen abgeglichen. Die Ergebnisse sind in (Schickhofer et al.) zusammengefasst. Die in der Form ermittelten Materialkenngrößen können für in der Praxis zu

erzeugende FE-Modelle verwendet werden. Die aus der Scheibenberechnung ermittelten Schnittgrößen, wie bspw. die Schubkraft n_{xy} , welche in kN/m angegeben wird, sind in Schubspannungen umzurechnen und können schließlich den Festigkeiten gegenübergestellt werden. Zur vereinfachten Ermittlung der charakteristischen Schubfestigkeit einer BSP-Scheibe werden produktspezifisch in den vom Hersteller herausgegebenen Zulassungen Terme zur Berechnung bereitgestellt. So gibt die ZÜBLIN Timber GmbH bspw. die folgende Gleichung zur Bestimmung der Schubfestigkeit für das „LENO Brettsperholz“ an:

$$f_{v,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3,5 \\ 8,0 \cdot \frac{D_{\text{net}}}{D} \\ 2,5 \cdot \frac{(n-1) \cdot (a^2 + b^2)}{6 \cdot D \cdot b} \end{array} \right. \frac{N}{mm^2} \quad (11)$$

Der so ermittelte Wert der Schubfestigkeit liegt i. d. R. bei ca. 3 N/mm² und wird laut (Schickhofer et al.) zu niedrig angesetzt, so dass das Schubversagen rein rechnerisch häufig als maßgebender Versagensfall resultiert. Aus Versuchen, die an der TU Graz durchgeführt und in (Schickhofer et al.) zusammengefasst wurden, konnte jedoch eine mittlere Schubfestigkeit von 12,8 N/mm² und ein 5%-Fraktilwert $f_{v,ct,05}$ von 10,30 N/mm² bis 10,60 N/mm² bestimmt werden. Diese und weitere Untersuchungen lassen darauf schließen, dass die vom Hersteller angegebenen Schubfestigkeiten häufig sehr niedrig sind und die realen Festigkeiten deutlich darüber liegen sollten.

Hinsichtlich der zu begrenzenden Scheibenverformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) fehlen laut (Schickhofer et al. 2010) explizite Grenzwerte in den Normen bzw. Zulassungen. Diese sind daher in Absprache mit dem Bauherrn bzw. nach den Erfahrungen des planenden Ingenieurs so festzulegen, dass die Funktion des Bauwerks samt Einbauten nicht beeinträchtigt wird. Dabei ist insbesondere auf die Begrenzung der größten Schrägstellung von Wand- bzw. Stützelementen zu achten, wobei Einbauten wie Fenster und Türen zu berücksichtigen sind. Eine genauere Verformungsanalyse infolge Plattenbiegung kann mithilfe eines geeigneten FE-Programms unter Verwendung der entsprechenden Schub- und Biegesteifigkeitseigenschaften durchgeführt werden. Für die gleichzeitige Wirkung von Scheibenkräften und Plattenbiegemomenten ist zudem im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) ein Interaktionsnachweis zu führen. Im Zuge der Bemessung einer BSP-Platte erfolgt der Nachweis des Schubs infolge Querkraft über die Rollschubfestigkeit $f_{v,R,d}$ der Brettlamellen.

Die Bemessung von Holz-Beton-Verbundtragwerken, die zumeist als Plattentragwerke oder Plattenbalken in Form von einaxial gespannten Decken ausgeführt werden, erfolgt im GZT i. d. R. über das γ -Verfahren nach DIN EN 1995-1-1:2008-09. Dieses wird neben dem Schubanalogie-Verfahren zur vereinfachten Berechnung nachgiebig miteinander verbundener Bauteilquerschnitte angewendet. Mithilfe des Beiwertes γ wird die Biegesteifigkeit eines starr verbundenen Gesamtquerschnitt auf eine effektive Biegesteifigkeit eines nachgiebigen Verbundquerschnitts reduziert und die Schnittgrößen entsprechend der Steifigkeiten auf die Einzelquerschnitte aufgeteilt. Die Anwendung des γ -Verfahrens beschränkt sich jedoch auf Holz-Beton-Querschnitte, die einen kontinuierlichen Verbund aufweisen und sich im elastischen, ungerissenen Zustand befinden. Im Idealfall sollte der Beton im Verbundquerschnitt so angeordnet werden, dass sich im Betonquerschnitt ausschließlich Druckspannungen ausbilden. Treten dennoch Zugspannungen auf, kann eine verminderte Querschnittshöhe angesetzt oder diese der vorhandenen Bewehrung zugeordnet werden. Zwar können hochfeste Betone durch ihre höhere Biegezugfestigkeit die Zugspannungen, welche aus einer Randbiegespannung resultieren, in gewissem Maße aufnehmen, i. d. R. wird jedoch eine Mindestbewehrung in der Zugzone zur Begrenzung der Rissbreiten angeordnet. Liegt kein kontinuierlicher Verbund zwischen Holz und Beton vor, so werden die Schubspannungen punktuell eingeleitet. Der resultierende diskontinuierliche Lasteintrag in die Querschnitte führt zu Sprüngen in den Schnittkraftverläufen, die mithilfe von Stabwerkmodellen in Finite-Elemente-Analysen ermittelt werden können. Der nachgiebige Verbund kann dann über die Kopplungsbedingungen im Stabwerksmodell berücksichtigt werden, so dass eine realistische Schnittgrößenverteilung entsprechend der Querschnittsteifigkeiten erfolgt, vgl. (Grosse et al. 2003). Für die Anwendung bei Holz-Beton-Verbunddecken existieren spezielle Verbundschrauben der Firma Elascor GmbH, deren Kennwerte in der Zulassung (ETA 18/0264) zu finden sind. Des Weiteren sind für Deckentragwerke, die aus einer oberliegenden Betonschicht und einer darunter angeordneten Holzplatte oder mehreren Holzbalken bestehen, flächig eingeklebte sogenannte „HBV-Schubverbinder“ zugelassen. Diese wurden durch die Firma TiComTec GmbH entwickelt und können nach den in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-557) festgelegten Randbedingungen angewendet werden.

Die Tragfähigkeit des Betonverbinders kann mithilfe von vereinfachten Stabwerkmodellen nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 abgeschätzt oder in einer detaillierten FE-Analyse mithilfe von geeigneten Materialmodellen untersucht werden. Für eine überschlägige Bemessung können Spannungsnachweise infolge der Druck- und Zugbeanspruchung an den jeweiligen Knoten des Stabwerkmodells geführt werden. Dabei wird die Schubkraft in der Fuge durch die angeordneten Verbindungsmittel über Druck- und Zugstreben in den Beton eingetragen. Werden herkömmliche Verbindungsmittel wie Verbundschrauben eingesetzt, kann die Tragfähigkeit dieser entsprechend der jeweiligen Versagensmechanismen nach DIN EN 1995-1-1:2008-09 nachgewiesen werden.

AP 1.2 Carbonbeton (textile Gelege, Feinbeton, Verbund)

Der für die Verbindung auszuwählende Beton unterliegt einerseits technologischen Anforderungen des gegebenen Anwendungsbereichs, welche für den Fertigungsprozess berücksichtigt werden müssen. Andererseits spielen die Bauteilgeometrie sowie vorhandene Verbindungs- oder Bewehrungselemente eine Rolle. Da die Nut in einer bspw. 80 mm dicken Brettsperrholzwand lediglich einen sehr kleinen Verbindungsraum von ca. $h \times b = 50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ zulässt, der durch zusätzlich eingebrachte Bewehrungselemente, bspw. Carbongelege, und alternativen Verbindungsmitteln beansprucht wird, ist ein feinkörniger Beton mit einem maximalen Größtkorn von 2 mm erforderlich. Dieser muss zudem selbstverdichtend und ausreichend fließfähig sein, um in den Verbindungsraum gepumpt werden zu können und die eingebrachten Verbindungsmittel vollständig zu umschließen bzw. die Maschen der eingebrachten Carbongelege zu durchdringen, ohne einen Rüttler zum Verdichten zu benötigen. Die verwendeten Gelege sollten daher eine hohe Formstabilität aufweisen, um eine entsprechende Lagesicherheit während des Betoniervorgangs gewährleisten zu können. Aufgrund des kleinen zur Verfügung stehenden Verbindungsraums sollte zudem auf Abstandhalter für die textilen Gelege und komplexe Bewehrungsformen verzichtet werden. Bei beidseitig eingebrachten Bewehrungselementen sind entsprechende Übergreifungslängen zur Kraftübertragung zwischen den einzelnen Materialkomponenten zu gewährleisten. Die notwendigen Steifigkeitseigenschaften für den Einsatz als Schubverbinder würde bspw. das solidian-GRID „Q85/85-CCE-21“ (solidian®) aufweisen. Das solidian Grid besteht aus Carbonfasern (CCE), die eine Zugfestigkeit von bis zu 4.000 N/mm^2 aufweisen. Weitere von (solidian®) angegebene Festigkeiten sind in AP 4.1.2 im Zuge der Versuchsplanung zusammengefasst. Die Faserstränge werden mit einer Epoxidharzimprägnierung getränkt, um einen verbesserten Verbund zur Betonmatrix zu erzeugen. Daraus resultiert die höhere Steifigkeit der Faserstränge. Die im Carbongelege „Q85/85-CCE-21“ in Kett- und Schussrichtung maschinell zusammengewebten Faserstränge weisen einen Querschnitt von $1,81 \text{ mm}^2$ und einen Achsabstand von 21 mm auf, s. Abbildung 9, links. Bei größeren Faserstrangquerschnitten erhöht sich auch der Achsabstand, bei dem solidian-GRID „Q142/142-CCE-25“ bspw. auf 25 mm, s. Abbildung 9, mitte.

Übliche Standardabmessungen für die Lieferung der Gelegematten sind bei Matten $6,0 \times 2,3 \text{ m}$. Es können jedoch auch größere Matten bis zu $8,0 \times 3,0 \text{ m}$ sowie Carbontextilien als Rollenware bis zu $80,0 \times 3,0 \text{ m}$ hergestellt werden, vgl. (solidian®). Wird eine geringere Steifigkeit und Zugfestigkeit der Faserstränge und eine flexiblere Gelegestruktur benötigt, kann das solidian-FLEX-GRID aus AR Glasfasern verwendet werden. Der in den Glasfasern enthaltene hohe Zirkonoxidgehalt ist für die Alkalibeständigkeit verantwortlich. Das im Projekt verwendete „Q8787-AAE-21“ weist einen Achsabstand von 21 mm auf und ist in Abbildung 9, rechts dargestellt.

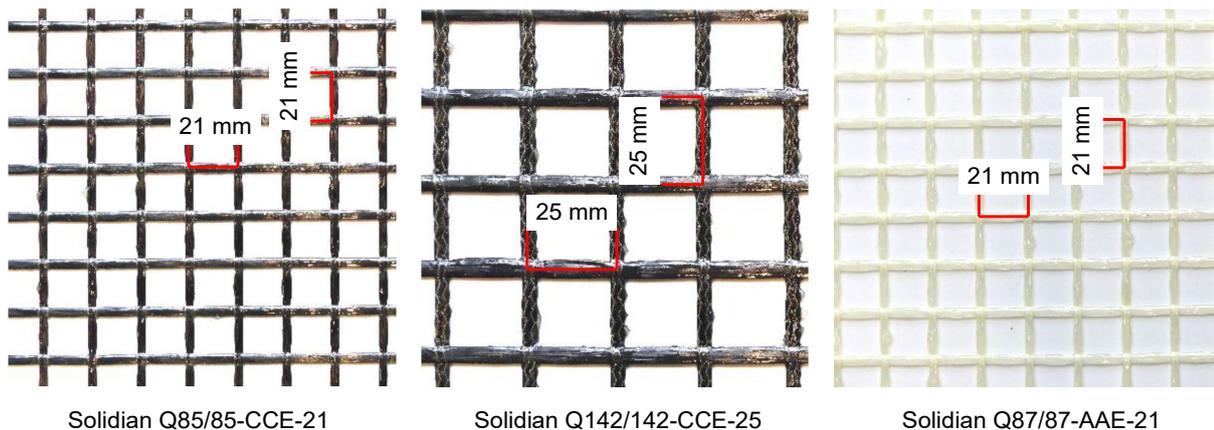


Abbildung 9: Unterschiedliche Gelegegeometrien ausgewählter Textilien der solidian GmbH (solidian®)
Fotos: Sergej Rempel aus (Rempel 2018); Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Carbonbeton bzw. Textilbeton entsteht, wenn die Textilien in eine Betonmatrix eingebettet werden. I. d. R. wird ein Feinbeton, bspw. der in der „abZ“ (Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-31.10-182) aufgeführte CARBOrefit-TF-10-PAGEL, verwendet. Dieser wird als Trockenmörtel im Werk hergestellt. Nach Verarbeitung im Handlaminier- oder Spritzverfahren sind die Festigkeitseigenschaften des Mörtels zu überprüfen. Diese müssen nach 28 Tagen Erhärtung des Mörtels den in (DIN EN 196-1:2016-11) aufgeführten Eigenschaften entsprechen. Generell ist bei der Verarbeitung von hochfestem Beton die Anwesenheit von geschultem Personal auf der Baustelle von Nöten. Das Personal sollte zudem darüber informiert sein, wie sich der Umgang mit Textilien auf der Baustelle gestaltet, damit ein reibungsloser Ablauf gewährleistet werden kann. Auf den allgemeinen normativen Stand der Technik zur Anwendung von Carbonbeton im Bauwesen wurde bereits im Kapitel „Stand der Forschung/Baupraxis“ eingegangen.

Zum Verfüllen der filigranen Verbindungsgeometrie, s. AP 2.3, müssen neben der Korngröße, die für einen Feinbeton zwischen 0 und 1 mm liegt, die hohe Fließ- und Pumpfähigkeit gewährleistet werden. Dafür eignen sich hochfeste Vergussmörtel, die als Fertigmischungen bspw. von der Firma PAGEL Spezial-Beton GmbH & Co. KG angeboten werden. Die notwendigen Eigenschaften weisen der V1®/10 PAGEL-Verguss sowie der HF10 PAGEL-Hochfestverguss auf, siehe (PAGEL (C) 2021). Die Vergussmörtel wurden für den Verguss von Fertigteilen oder für den Einsatz in der Infrastruktur, bspw. zur Bettung dynamisch beanspruchter Schienen, entwickelt, die hohen mechanischen Beanspruchungen unterliegen und extremeren Umweltbedingungen wie Frost- und Frost-Tausalzangriffen standhalten sollen. Die Vergussmörtel weisen daher einen niedrigen w/z-Wert, eine hohe Dauerhaftigkeit sowie hohe Früh- und Endfestigkeiten auf. So werden bei dem V1®/10-Verguss bereits nach einem Tag mindestens 40 N/mm² erreicht. Nach 7 Tagen entsprechen die Festigkeiten in etwa einem C55/67 und nach 28 Tagen einem C80/95. Der Hochfestverguss ist zusätzlich mit Mikrosilika vergütet. Dadurch können noch höhere Druckfestigkeiten erreicht werden. Nach bereits 24 h liegen diese über 70 N/mm², entsprechen nach 7 Tagen einem C80/95 und überschreiten nach 28 Tagen die Festigkeiten eines C100/115. Zudem werden bei dem Hochfestverguss ein höherer Ermüdungswiderstand sowie eine Verbesserung der Dichtigkeit im Gefüge und des Widerstands gegen chemische Angriffe erzielt. Die Verarbeitungseigenschaften wurden derart optimiert, dass sich die Anwendung des Hochfestvergusses auf einer Baustelle schnell und einfach gestaltet sowie die Verarbeitung auch über lange Pumpstrecken gewährleistet werden kann (ungefähr 90 Minuten fließfähig). Dem Vergussmörtel können zusätzlich Fasern zur Erhöhung der Duktilität beigemischt werden. Diese wirken zudem der Schwindrissbildung beim Erstarrungsvorgang entgegen. I. d. R. werden dafür Stahlfasern verwendet, da diese in einem breiten Anwendungsspektrum erforscht wurden, eine hohe Alkalibeständigkeit aufweisen und in den entsprechenden Regelwerken aufgeführt sind. Die Firma PAGEL Spezial-Beton GmbH & Co. KG stellt bspw. den hochfesten Stahlfaserbeton HFA1-VP her, der ähnliche Eigenschaften und Festigkeiten wie der HF10 aufweist, jedoch durch die Beimischung von Stahlfasern eine weniger gute Verarbeitbarkeit und folglich Pumpfähigkeit aufweist. Durch die Stahlfasern werden die Viskosität des speziellen Vergussmörtels und die Verlustmenge im Pumpenschlauch erhöht. Zudem ist der genannte Spezialbeton nicht für jede Pumpe zugelassen. Die für den HFA1-VP-Spezialbeton verwendeten Stahlfasern besitzen eine durchschnittliche Länge von 12,5 mm und einen Durchmesser zwischen 200

und 1.200 μm . Der E-Modul der Einzelfaser ist mit 200.000 N/mm² dem von Stahl gleichzusetzen, während die erreichbare Bruchdehnung zwischen 5 und 35 ‰ liegen kann.

Die Bemessung von Stahlfaserbetonen wird in Ergänzung zur (DIN EN 1992-1-1:2011-01) nach der DAFStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ geregelt, s. Heft 614 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 2015). Entsprechend der darin aufgeführten Rahmenbedingungen sind für die Verwendung von Stahlfaserbeton i. d. R. Betonfestigkeitsklassen bis C50/60 geeignet. Hochfeste Betone hingegen bewirken eine erhöhte Verbundfestigkeit zwischen der Betonmatrix und den Stahlfasern, woraus ein anderer Versagensmechanismus resultiert. Die Stahlfasern können in hochfesten Betonen infolge des Überschreitens der Zugfestigkeit reißen, anstatt, wie gewünscht, langsam aus dem Beton herausgezogen zu werden. Die zudem in (König et al. 2004) erläuterte Beeinflussung der Verarbeitbarkeit des Betons infolge der Zugabe von Stahlfasern begrenzt den einsetzbaren Fasergehalt. Je höher dieser ist, desto wahrscheinlicher tritt die Bildung von Konglomeraten ein; d. h., dass sich die Fasern stellenweise in Form einer sogenannten Igelbildung ansammeln. Der Fasergehalt darf daher maximal 2,5 Vol.-% betragen, was einer bezogenen Fasermasse von maximal 10 kg/m³ entspricht. Zusätzlich ist der kritische Fasergehalt V_{crit} einzuhalten. Durch diesen wird die Fasermenge definiert, welche die vorhandenen Zugspannungen nach dem Betonversagen noch aufnehmen kann. Wird V_{crit} unterschritten, kann keine nennenswerte Nachrisszugfestigkeit zur Erhöhung der Duktilität berücksichtigt werden. Da hochfester Feinbeton eine vergleichsweise hohe Zugfestigkeit aufweist und sich diese zum kritischen Fasergehalt proportional verhält, sind demnach sehr hohe Mengen an Stahlfasern notwendig, um eine effektive Nachrisszugfestigkeit ansetzen zu können. Des Weiteren wird in (Holschemacher et al. 2016) ein Größtkorn von mindestens 4 mm empfohlen, um ein Absinken der Fasern während des Verdichtungsvorgangs zu begrenzen. Bei dem HFA1-VP-Spezialbeton von PAGEL handelt es sich jedoch um einen selbstverdichtenden Beton, der langsam in die Holznut gepumpt wird, wodurch ein Absinken der Fasern während des Verarbeitungsvorgangs weniger wahrscheinlich ist. Allerdings ist der genannte Spezialbeton nicht für jede Pumpe zugelassen, woraus Probleme im Rahmen der Bauausführung resultieren können.

Um die Wirksamkeit von Stahlfasern in hochfestem Beton zur Erzeugung hochduktiler Eigenschaften einschätzen zu können, bedarf es noch weiterer Forschung. Ansätze hierzu sind bspw. in (Mechtcherine 2015) zu finden. Alternativ zu Stahlfasern können Kurzfasern aus AR-Glas, Kunststoff oder Kohlenstoff (Carbon) eingesetzt werden. Diese unterliegen jedoch ebenfalls weiterem Forschungsbedarf und sind nicht als Standardprodukte im Handel erhältlich. Dadurch würde sich die Verbreitung der zu entwickelnden Verbindungstechnologie deutlich erschweren.

AP 1.3 Bauausführung (Planungsphase und konstruktive Details)

Um einen reibungslosen Ablauf auf der Baustelle gewährleisten zu können und dabei die Anforderungen an die Wirtschaftlichkeit während der Herstellung und Bauausführung zu berücksichtigen, sind in der Planungsphase erforderliche Randbedingungen und darauf aufbauend konstruktive Details auszuarbeiten, vgl. AP 2.3. Die geometrischen Randbedingungen für Brettsperrholz (Mindestdicken, Lagenanzahl, Faserrichtung der Einzelelemente) sind für den jeweils vorgesehenen Anwendungsfall entsprechend der Herstellerangaben geregelt, bspw. von der Züblin Timber GmbH für „Leno® Brettsperrholz“ in der (ETA 10/0241). Weitere Varianten von BSP sind u. a. das „Binderholz Brettsperrholz BBS“ von der Binderholz Bausysteme GmbH (ETA 06/0009), das Brettsperrholz der Hasslacher Norica Timber Gruppe (ETA 12/0281), das „X-LAM“ der Firma Derix (ETA 11/0189) sowie das „MM-crosslam“ der Mayr-Meinhof Holz Holding AG (ETA 09/0036). Entsprechend der ETA-10/0241 sind die geometrischen Mindestmaße der Tabelle A.2.1 zu entnehmen.

Dabei wird ein symmetrischer Aufbau des Holzbauteils gefordert. Je nach Hersteller sind unterschiedliche Bretter- sowie Plattendicken möglich. Während die Bretterstärke zwischen 2 und 8 cm liegt, können Plattendicken von 6 cm bei drei Bretterlagen bis 40 cm bei 11 Lagen hergestellt werden. Eine allgemeine Erfassung des BSP-Aufbaus und weiteren Anforderungen an die Herstellung und Prüfung von Brettsperrholz erfolgte mit der im Juni 2021 herausgegebenen Norm (DIN EN 16351:2015-12). Die herstellungstechnisch realisierbaren Längen der Brettsperrholzstreifen liegen nach (Wallner-Novak et al. 2013b) bei 16 m, die Breiten bei ca. 3 m. Je nach Zulassung ist eine Erweiterung der maximalen Abmessungen der BSP-Elemente auf bis zu 30 m Länge und 4,80 m Breite möglich. Hierbei ist die Transportfähigkeit der im Werk hergestellten BSP-Bauteile zu berücksichtigen. Sobald die Decken- und Wandscheiben auf die Baustelle transportiert worden sind, werden diese vor Ort in ihrer Lage positioniert und mit Winkeln und Schrauben zusammengefügt. Der Anschluss an Bodenplatten bzw. Fundamente aus Stahlbeton erfolgt über bereits einbetonierte Stahlbauteile. Die Winkel ermöglichen einen nachträglichen Anschluss mit stiftförmigen

Verbindungsmitel an die BSP-Wände. Durch den Fußbodenaufbau wird die Befestigungsvorrichtung im fertiggestellten Bauwerk schließlich verdeckt sein.

Die folgenden Anschlussdetails sind bei der Statik und der Planung der Bauausführung zu berücksichtigen. Dabei ist nach (Schiermeyer) besonders zwischen den Verbindungen „Sohle-Wand“ und „Wand-Decke-Wand“ zu unterscheiden, da bei der Auslegung der Verbindungsmitel auf die Beanspruchung nach linienförmiger und punktueller Lasteinleitung, z.B. bei Scheibenendverankerungen, zu achten ist. I. d. R. liegen linienförmige Kontaktbereiche zwischen den Brettsperrholzelementen im Wand- und im Deckenbereich vor.

- „Sohle-Wand“
- „Wand-Decke-Wand“
- „Außenecke Wand-Wand“ und „Innenecke Wand-Wand“
- „T-Stoß von Wänden“
- „Wand-Wand“ und „Decke-Decke“
- „Wand-Dach“

Die Anschlussdetails „Sohle-Wand“, „Wand-Decke-Wand“ und „Decke-Decke“ sind in Abbildung 10 zu sehen.

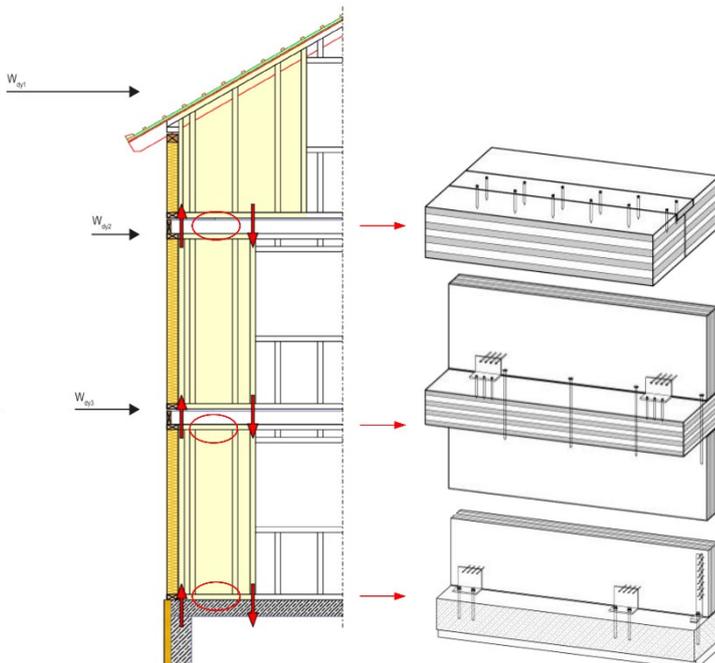


Abbildung 10: Statik an einem Beispielgebäude in Holztafelbauweise (links) aus (Knauf Gips KG 2018) sowie Zusammenfügen von Brettsperrholzelementen mit metallischen Verbindungsmitteln an Detailschnitten (rechts) aus (Schiermeyer)

Arbeitspaket 2: Zusammenstellung eines Lastenhefts

AP 2.1 Sondierung möglicher Randbedingungen bei den herkömmlichen Verbindern sowie bei der Anwendung von Carbonbeton als Verbinder

Die Nachteile hinsichtlich der Statik und der Bauausführung der in AP 1.3 beschriebenen herkömmlichen Verbindungsmöglichkeiten von Brettsperrholzwandscheiben können durch die Entwicklung eines neuartigen BSP-Verbinders, bestehend aus einer Betonnut und im Werk eingebrachten Verbindungsmitteln zur Schubkraftübertragung, eliminiert werden. Der Vorteil bereits entwickelter innenliegender Verbindungsvarianten, vgl. (Hoffmann[®]), bleibt dabei erhalten. In Abbildung 11 sind mögliche innenliegende Verbindungssysteme zur Ausführung des stirnseitigen Stoßes der BSP-Wandelemente dargestellt. Einerseits können herkömmliche Verbindungsmittel wie Schrauben in die Stirnseite des Brettsperrholzes eingebracht werden, s. Abbildung 11 (links), um die Schubverbindung zwischen BSP und Beton zu generieren. Für höhere Windbeanspruchungen wäre bei dieser Variante eine zusätzliche Bewehrung im Betonquerschnitt vorzusehen, insofern der hochfeste Vergussmörtel die resultierenden Randzugspannungen nicht vollständig aufnehmen kann. Die textilen Bewehrungsteile können alternativ auch als Verbindungsmittel fungieren, indem diese in die BSP-Mittellage entsprechend Abbildung 11 (rechts) eingeklebt werden.

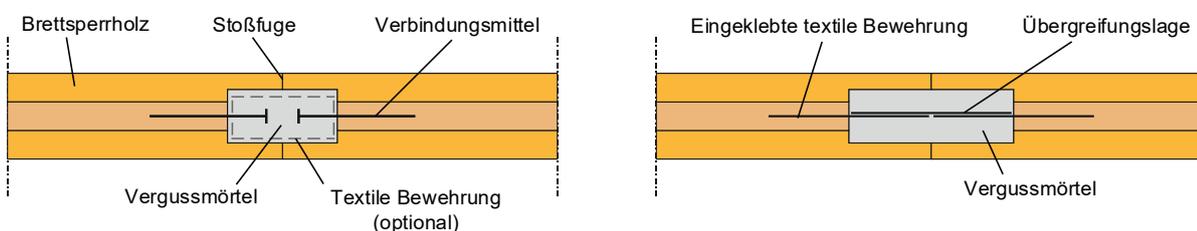


Abbildung 11: Draufsicht der Verbindung über Schrauben mit textiler Bewehrung (links) oder über eingeklebte textile Gelege (rechts)
Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Die mit Beton verfüllte Nut soll somit von außen nicht sichtbar sein und generiert somit eine hohe optische Qualität der gestoßenen Verbindung bei gleichzeitig höherer Steifigkeit der BSP-Scheiben-Verbindung. Der Stoß kann durch die Anpassungsfähigkeit des Mörtels in verschiedenen Winkeln erfolgen, vgl. AP 3.2. Zusätzlich kann textile Bewehrung im Verbindungsraum angeordnet werden. Diese sollte jedoch aus Kostengründen sowie aufgrund des Aufwands im Zuge der Bauausführung nicht in L- oder U-Form eingebracht werden, s. AP 2.3. Die weniger aufwändige und damit wirtschaftlichere Verbindungsvariante mit Carbonbeton kann durch Einkleben oder Einschieben von ebenen textilen Gelegen in eine vorgefräste Holznut realisiert werden. Die flächigen Carbongelege können dann wie die Schrauben bereits im Werk in das Stirnholz eingebracht werden. Dadurch bedarf es keines weiteren zusätzlichen Verbindungsmittels und die BSP-Wände können auf der Baustelle lediglich zusammengeschoben und die Nut mit Beton verfüllt werden. Der selbstverdichtende, feinkörnige Beton kann aufgrund der guten Fließfähigkeit die Maschen des Textils problemlos durchdringen und im Verbund mit dem textilen Gelege wirken. Die Maschenweite des in AP 1.2 vorgestellten Carbongeleges „Q85/85-CCE-21“ (solidian-GRID) beträgt 21 mm, die des „Q142/142-CCE-25“ 25 mm. Eine Klebeverbindung zwischen dem Textil und dem Holzwerkstoff ist jedoch insofern von Nachteil, da sich die Schubbeanspruchung des textilen Geleges in der Klebefuge mit den vorhandenen Regelwerken nicht nachweisen lässt. Hierfür müssten detailliertere experimentelle Untersuchungen durchgeführt werden, um eine Kraftübertragung zwischen dem Holzwerkstoff und dem eingeklebten Textil nachweisen und gewährleisten zu können. Zudem muss die Kraftübertragung zwischen der BSP-Wand und dem Beton sichergestellt werden. Infolge Schwindens des Betons könnte ein Spalt zwischen der Holzwand und dem Betonquerschnitt entstehen, welcher die Übertragung der Druckstreben in den Beton behindern würde. Eine Kraftübertragung in die angrenzenden Holzflächen wäre dann über das eingeklebte Textil oder alternativ über die metallischen Verbindungsmittel möglich. Weiterhin bedarf es genaueren Untersuchungen, ob durch Einkleben des Textils unter 45° mit sehr kurzen Verankerungslängen im Beton eine ausreichende Übertragung der Schubkraft gewährleistet werden könnte, s. AP 4.4.1. Die schräge Ausführung der Textilien führt jedoch zu wirtschaftlichen Nachteilen, da das entsprechende Zuschneiden der textilen Gelege mit höheren Kosten in Verbindung steht.

Hinsichtlich der statischen Beanspruchungszustände eignet sich die mittige Anordnung des Textils in der Nut ausschließlich für den Abtrag von Kräften, die aus einer reinen Scheibenbeanspruchung entlang der Wandhöhe

resultieren (Längsschub). Diese werden durch vertikale und horizontale Lasten ausgelöst, die aus zentrischen und exzentrischen Auflasten sowie aus Winddruck und -sog in der Wandtafel entstehen und in der Scheiben-ebene wirken. Die vertikalen Auflasten werden als Druckkräfte durch die Wände in das Fundament geleitet und können durch das Brettsperrholz und den Beton in der Stoßfuge aufgenommen werden. Für die Verbindung der Wandscheiben führen die Horizontallasten, die am Kopf- oder Fußpunkt der Scheibe angreifen, zu den kritischen Beanspruchungszuständen in den Stoßfugen der Wandscheiben. Diese werden i. d. R. über die auflagernden Deckenelemente entlang der gesamten Wandlänge in die Wandscheiben eingeleitet und führen somit zu einer Relativverschiebung in der Fuge zwischen den Einzelscheiben, s. Abbildung 12.

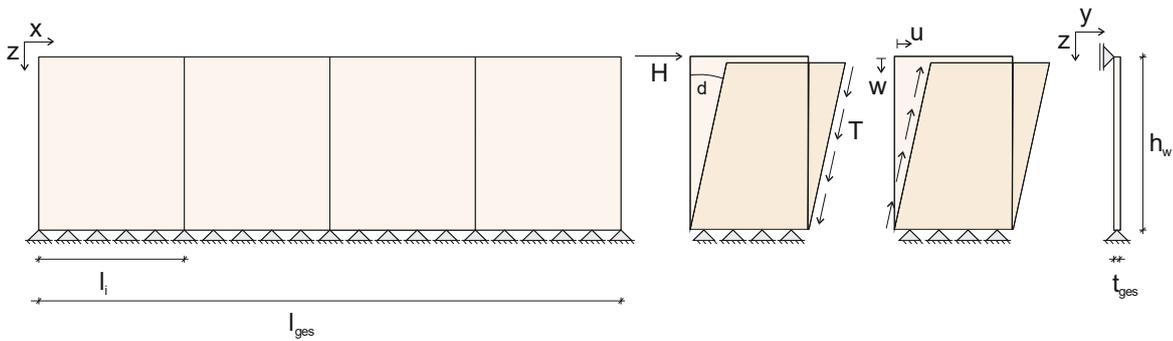


Abbildung 12: Beanspruchungen auf BSP-Wandscheibe mit Schubkraft in der Fuge
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Bei hohen Windlasten, die auf lange Außenwände mit mehreren Fugen wirken, resultiert jedoch auch eine Plattenbeanspruchung. In der Folge wird die innenliegende Betonstütze durch ein Biegemoment $M_{x,St}$ belastet, s. Abbildung 13. Die positive Randspannung, die infolge der Biegezugbeanspruchung entsteht, ist daher für den BSP-Verbinder nachzuweisen. Sobald der Beton infolge der Überschreitung seiner Zugfestigkeit aufreißt, kann das Textil die Zugkräfte aufnehmen, wenn dieses an den Nuträndern angeordnet und ausreichend verankert ist.

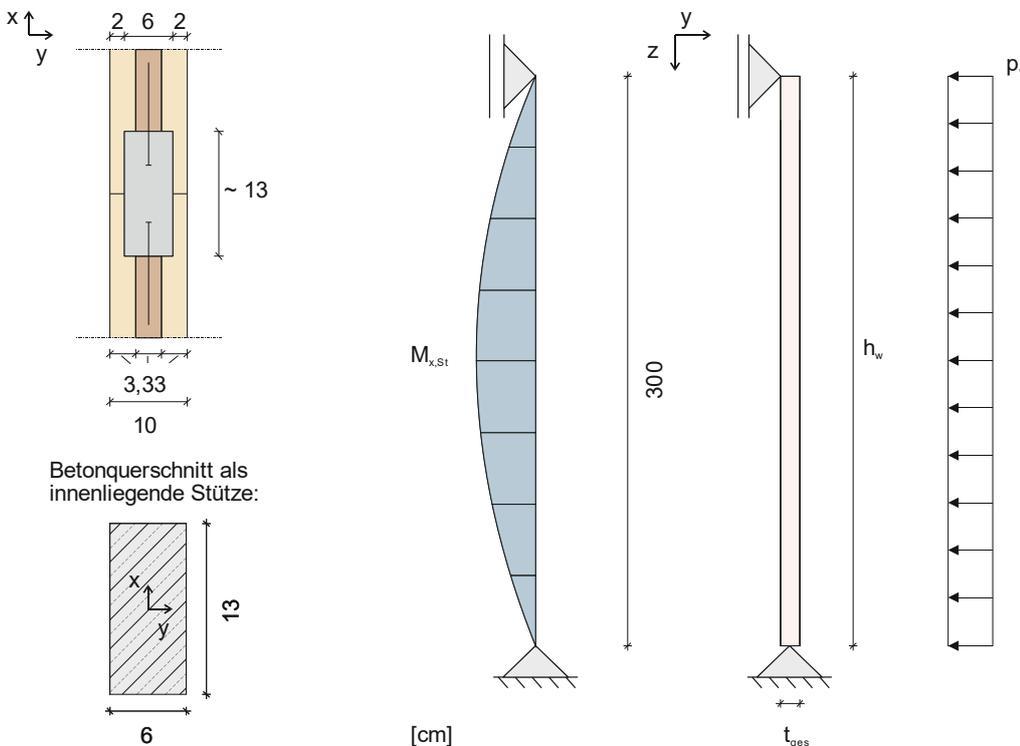


Abbildung 13: Beanspruchungen auf BSP-Platte mit innenliegender Betonstütze
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD aus (Farwig und Curbach 2020)

Bei alleiniger Betrachtung der Schubbeanspruchung in der BSP-Scheibe kann eine überschlägige Bemessung des Brettsperrholzes nach (Schickhofer et al. 2010) erfolgen. Zudem folgt in AP 3.1 eine genauere Beschreibung der gewählten Lastannahmen im Rahmen einer vereinfachten FE-Berechnung. Eine ausführliche Lastfall-untersuchung

erfolgt in der Vorbemessung nach (Zimmermann 2019), die der Anlage h) beigefügt ist. Die Vorgehensweise bei der Berechnung sowie die Ergebnisse dieser werden in AP 3.3, welches die analytische Untersuchung des in AP 3.1 entworfenen Verbinders vorsieht, nähergehend erläutert. In der Vorbemessung wurde u. a. festgestellt, dass eine Biegebeanspruchung einer unbewehrten Betonstütze aus hohen Windlasten zu einem Biegezugversagen im Beton führen kann. Dies sollte vermieden werden, da es sich um ein sprödes Versagen ohne Vorankündigung handelt. Allerdings wurde dabei nicht berücksichtigt, dass die vorhandenen Holzflanken die auftretenden Randspannungen abmindern, indem sie durch die Adhäsionskräfte zwischen Beton und Brettsperrholz die Durchbiegung in Plattenrichtung behindern. Zudem kann für den Fall des Aufreißens des Betons textile Bewehrung am Rand der Betonnut vorgesehen werden. Für den Nachweis der innenliegenden Textilbetonstütze wurde sich in (Zimmermann 2019) aufgrund der in der Praxis von planenden Ingenieuren für den Neubau noch nicht vorhandenen normativen Regelwerken zur Bemessung von Tragwerken aus Carbonbeton auf den Bemessungsansatz nach (Hegger et al. 2011) bezogen. Das Ansetzen mehrerer sich übergreifender Textillagen führte jedoch zu einer deutlichen Überdimensionierung der Verbindung. Weiterhin kann die horizontal im textilen Gelege wirkende Zugspannung nicht ausreichend im Beton verankert werden. Für eine ausreichende Verankerungslänge im Beton sind die geometrischen Randbedingungen und die Komplexität der Bauausführung bei der Verwendung von U-Profilen hinderlich. Bei einer geringeren Beanspruchung sowie bei zentrischer Einlage der Bewehrung sollte der hochfeste Beton die Randzugspannung aufnehmen können. Dies ist mithilfe der jeweiligen Bemessungsnachweise unter Ansetzen des 5 %-Fraktile-Werts der Betonzugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$ zu überprüfen.

AP 2.2 Sondierung möglicher Randbedingungen beim Brettsperrholz (Aussagen zu Schall- und Brandschutz im Vergleich zum Verbindungsmittel)

Durch die kreuzweise Anordnung der Bretter und die damit orthogonal zueinander verlaufenden Faserrichtungen führen die angreifenden Lasten zu Zug-, Druck- und Biegespannungen in den Einzelbrettern, die sowohl parallel als auch senkrecht zu den Fasern verlaufen. Zudem entsteht gleichzeitig infolge der Schubverzerrung eine Torsionsbeanspruchung in der Klebefuge der Bretterlagen, vgl. (Schickhofer et al. 2010) und AP 1.1. Die Spannungsnachweise können mithilfe der in (ETA 10/0241) festgelegten Widerstandswerte geführt werden. Die allgemeinen Bemessungsnachweise einer BSP-Wandscheibe sind in AP 1.1 beschrieben.

Ergänzend zu der Betrachtung der Tragfähigkeit von verbundenen BSP-Scheiben spielen bauphysikalische Aspekte im Rahmen der Bauausführung eine Rolle. Während das BSP eine besonders strömungsdichte und diffusionshemmende Oberfläche besitzt, ist der Einfluss des Betons in der Fuge auf den Schall- und Brandschutz theoretisch zu untersuchen. Die Verbindung der BSP-Wandelemente über eine Betonnut erhöht die Strömungsdichtigkeit der Fuge, so dass auch von einer Reduzierung des Fugenschalls ausgegangen werden kann. Vergleichsweise kann durch eine 6 cm starke Betonwand bereits ein ausreichender Luftschallschutz zwischen verschiedenen Räumen sichergestellt werden. Daher kann bei einem 4 cm starken Betonquerschnitt mit einer beidseitigen Holzüberdeckung von mindestens 1,5 cm ebenfalls von einem ausreichenden Schallschutz im Fugenbereich ausgegangen werden. Bei einschaligem Aufbau der Brettsperrholzwand kann eine Schalldämpfung nicht durch Entkopplung einzelner Schichten (wie im Trockenbau), sondern nur durch die Masse der Konstruktion (wie z.B. im Mauerwerksbau) erfolgen. Bei den schlanken, 80 mm dicken BSP-Wänden beträgt das Flächengewicht bei einer Rohdichte (Fichte/Kiefer) von etwa 500 kg/m^3 ca. 40 kg pro m^2 Wand. Durch die deutlich größere Rohdichte von Beton (ca. 2.300 kg/m^3) stellt die Verbindungsfuge mit dem geplanten Betonverbinder keine Schwachstelle dar, sondern weist sogar ein etwa 4,5-fach größeres Flächengewicht auf. Um keine unabhängigen Schwingungen der verbleibenden Holzflanken neben dem Verbinder zu ermöglichen, erscheint hier ein Materialverbund zwischen Holz und Beton günstig. Damit kann der geplante Betonverbinder als ausreichend schalldämmend, nämlich gleichwertig der Wandfläche, eingeschätzt werden. Zur Verifizierung dieser Einschätzung sind Messungen an Versuchskörpern notwendig. Um das genaue Schalldämmmaß zu ermitteln, sollten in der fortführenden Entwicklung des Verbinders Schallmessungen durchgeführt werden.

Zur genaueren Untersuchung des einzuhaltenden Brandschutzes beim Einsatz der Verbindungstechnologie, insbesondere für hochbeanspruchte Gebäude, sind ebenfalls genauere Messungen an entsprechenden Versuchskörpern erforderlich. Generell darf Brettsperrholz für Wände mit Brandschutzanforderungen aufgrund der Brennbarkeit von Holzbaustoffen nur bedingt eingesetzt werden. Die meisten Landesbauordnungen fordern nicht brennbare Baustoffe bzw. aufwendige Verkleidungsmaßnahmen der Holzkonstruktionen. Da Beton ein nicht

brennbarer Baustoff ist – und somit den hohen Temperaturen gut standhalten kann – und in Ortbauweise, also fugenlos in den geplanten Verbinder eingebaut wird, stellt eine intakte Verbindungsfuge keine Schwachstelle in der Konstruktion dar. Um den Brandschutz der Verbindung theoretisch zu gewährleisten, wird eine Abbrandrate gemäß (DIN EN 1995-1-1:2008-09) berücksichtigt. Diese beträgt bei Holz (Kiefer/Fichte) 0,65 mm/min, inklusive weiterer 7 mm zur Bestimmung der effektiven Abbrandtiefe, vgl. (Schickhofer et al. 2010). Bei einer Holzüberdeckung der Verbindernut von mindestens 15 mm erreicht der Brand den Verbinder folglich nach ca. 12 min, wenn die Flanken der Nut vollständig verbrannt sind. Wird der Feuerwiderstand der Wand allerdings in einem Abweichungsverfahren über die Abbrand-Geschwindigkeit nachgewiesen, so besteht die Gefahr, dass nach dem Abbrand der schlanken Flanken neben dem Verbinder Fugen zwischen Beton und Holz entstehen bzw. der Beton von einer evtl. vorhandenen Bewehrung abplatzt oder die Bewehrung ihre Festigkeit verliert. Die Temperatureinwirkung ist bei der Verwendung von Carbon als Bewehrungselement kritisch zu betrachten. Bereits während des Verbrennens wird Wärme ins Innere der Konstruktion geleitet, so dass sowohl der Beton als auch die Bewehrung erwärmt werden. Dabei nimmt die Festigkeit von textilen Bewehrungsmaterialien je nach Tränkung und Beschichtung bereits ab einer Temperatur von 100°C ab. Nach welcher Zeitdauer in welcher Konstruktionstiefe welche Temperaturen vorliegen, hängt von der Wärmeleitfähigkeit, der Wärmespeicherkapazität und der Feuchte des verbrennenden Holzes sowie auch des verwendeten Betons ab. Allerdings kann davon ausgegangen werden, dass der Betonverbinder selbst nicht länger als die BSP-Flanke seine Standfestigkeit und Rauchdichtigkeit behält. Eine längere Feuerwiderstandsdauer als diese ca. 10 Minuten kann nur durch deutlich dickere Flanken erreicht werden. Der Widerstand von Fasersträngen aus Carbon infolge hoher Temperaturen ist Bestandteil der Forschung an der TU Dresden, s. (Holz und Curbach 2020). Die in (Schmidt et al. 2018) dokumentierten Ergebnisse zeigen, dass der Brandwiderstand der Fasern im besonderen Maße von der verwendeten Tränkung sowie der gewählten Textilsorte abhängt. Bspw. konnte für das Textil „solidian Q95/95“ im Verbund mit dem vom Baustoffinstitut der TU Dresden entwickelten Beton „C3-B2-HF-2-145-5“ die europäische Baustoffklasse B - s1, d0 nach (DIN EN 16351:2015-12) bzw. die nationale Klasse B1 nach (DIN 4102-4:2016-05) ermittelt werden. Dies entspricht den an das BSP gestellten Anforderungen. Es ist demnach davon auszugehen, dass die Tragfähigkeit eines Schubverbinders aus Carbonbeton im Brandfall für die geforderte Feuerwiderstandsklasse erhalten bleibt. Um die genaue Feuerwiderstandsdauer des Verbinders unter Einsatz der unterschiedlichen Materialien zu ermitteln, sollten in der fortführenden Entwicklung des Verbinders Brandversuche durchgeführt werden.

AP 2.3 Sondierung möglicher Randbedingungen bei der Herstellung und Umsetzbarkeit auf der Baustelle

Für den Entwurf des Verbindungssystems in AP 3 musste zunächst die Umsetzbarkeit auf der Baustelle im Zuge der Herstellung der innenliegenden Verbindungsnut eruiert werden, da sich diese von der in AP 1.3 erläuterten üblichen Vorgehensweise unterscheidet. Mit den beiden in AP 2.1 vorgestellten Verbindungsvarianten kann jeweils ein hoher Vorfertigungsgrad der Bauteile ermöglicht werden. Im Herstellwerk wird zunächst die Nut in die Stirnseite der BSP-Wände gefräst und anschließend werden die Schrauben bzw. Bewehrungsgelege eingebracht. Vor Ort erfolgen lediglich die Positionierung der Bauteile und die Abdichtung der Stoßfuge, so dass die Verbindungsnut mit Beton gefüllt werden kann. Für den Transport der Fertigteile zur Baustelle ist es jedoch günstiger, die eingeklebte Bewehrung nur bis zur Bauteilkante herausstehen zu lassen und vor Ort eine Übergreifungslage entsprechend Abbildung 11 (rechts) mithilfe von Abstandshaltern anzubringen, um die aus dem Holz herausstehenden textilen Gelege vor Beschädigungen während des Transports zu schützen. Mit größeren Abstandshaltern könnten zudem Bewehrungslagen im Bereich der Betonnutränder positioniert werden, damit neben der Schubkraftübertragung auch die Aufnahme von Biegezugspannungen bei senkrecht auf die Platten wirkenden Lasten aus Windkräften gewährleistet werden kann. Das Vorsehen von Abstandshaltern bzw. die Fixierung mehrerer Textillagen auf der Baustelle würde den Herstellungsaufwand jedoch stark erhöhen. Hinsichtlich der Bauausführung wäre es daher eher von Vorteil, wenn die textilen Gelege über die Stoßfuge hinausragen würden und auf eine zusätzliche Übergreifungslage verzichtet wird. Für den Transport können alternativ Schutzkappen angebracht werden. Diese Maßnahme würde auch dem Schutz der Beförderer dienen, da die zugeschnittenen Gelegestreifen scharfkantig sind. Die vorgefertigten Wände können dann auf der Baustelle aufgestellt und nach Anordnung der Bewehrungselemente zusammengeschoben werden. Für das Verfüllen der vorhandenen Nut mit dem Vergussmörtel können zwei Vorgehensweisen in Betracht gezogen werden. Zum einen kann die Nut mit einem Schlauch von oben befüllt werden, wobei der Schlauch an einer leistungsfähigen Betonpumpe anzuschließen ist. Zum anderen kann ein Loch in der Wand vorgesehen werden und der Beton mithilfe einer geeigneten Anschlussstechnik in der Nut hochgepumpt

werden. Ein Vergleich dieser beiden Methoden erfolgte im Projekt in den Technologieversuchen, die im Folgenden beschrieben werden, sowie im Zuge der Herstellung der Großbauteile, vgl. AP 4.2.2. Dabei wurde zunächst die Variante untersucht, bei der die Nut mithilfe eines Schlauchs gefüllt wird. Wenn allerdings ein Betonierschlauch zusätzlich zu den Verbindungsmitteln und textilen Bewehrungselementen in der filigranen Verbindungsnut zu berücksichtigen ist, sollte dieser schon vor dem Zusammenschieben der Wände über die gesamte Wandhöhe eingesetzt werden, um ein aufwändiges Einfädeln von oben auf der Baustelle zu vermeiden und somit die Effektivität auf der Baustelle zu erhöhen. Der Vorgang gestaltet sich einfacher bei der Variante ohne Schrauben. Durch die geradlinig eingeklebten Bewehrungselemente kann der Schlauch im Zwischenraum nach dem Zusammenschieben der Wände auf der Baustelle eingeführt werden. Somit hat die Herstellungstechnologie einen wesentlichen Einfluss auf die einzuplanenden Geometrien der Verbindungsnut. Für den Schlauch sollte dabei im Betonnutquerschnitt ein Außendurchmesser von mindestens 1,7 cm bei der Verwendung des V1/10-Vergussmörtels vorgesehen werden. Für den Hochfestverguss mit Stahlfasern (HFA1-VP) müssen größere Schlauchdurchmesser von mindestens 2,5 cm Innendurchmesser verwendet werden, um ein Aufstauen der Fasern im Schlauch zu verhindern. Um zu prüfen, ob der Betonierschlauch bei unterschiedlichen Dimensionen der Verbinder nut eingebracht werden kann, wurden die folgenden Entwürfe durch die Firma AIB GmbH erstellt und dabei zunächst Schrauben und textile Bewehrungselemente in Form von U-Profilen oder eingeklebten Gelegestreifen berücksichtigt. Da in diesen Fällen Bewehrung im Querschnitt vorhanden wäre, könnte der kleinere Schlauchdurchmesser für das Verfüllen mit dem V1/10-Verguss berücksichtigt werden, s. Abbildung 14.

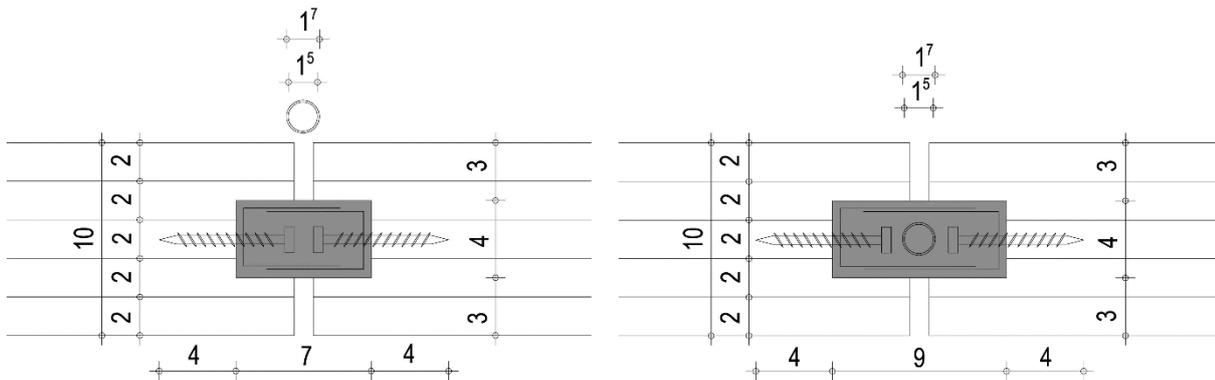


Abbildung 14: Verbinder-Geometrie Varianten 1 (links) und 2 (rechts)
Zeichnung: Marén Kupke, AIB GmbH aus (Farwig und Curbach 2020)

Für tragende Außenwände könnten demnach bspw. fünf Bretterlagen mit einer Brettstärke von je 2 cm zu einer 10 cm dicken BSP-Wandscheibe zusammengefügt werden. Wird jedoch das Ziel verfolgt, den Verbinder möglichst schlank zu entwerfen, so kann von einer minimalen Wandstärke von 6 cm und damit von einer Verbinderbreite von maximal 3 cm ausgegangen werden. Diese filigrane Verbindergeometrie ist jedoch mit Risiken bei der Bauausführung verbunden und erhöht die Druckbeanspruchung, welche sich im Beton bei axialer Belastung der Schrauben im Verankerungsbereich aufbaut. Wenn die Breite des Betonquerschnitts mindestens 4 cm betragen soll, müsste die BSP-Wand mindestens 7 cm dick sein, um einen Restquerschnitt der BSP-Wand von 1,5 cm zu gewährleisten, siehe Abbildung 15. Der Restquerschnitt sollte in der Lage sein, dem hydrostatischen Betondruck während einer Betonierung standzuhalten, ohne ein Absplittern des Holzes zu bewirken. Außerdem schützt der verbleibende Holzquerschnitt vor möglichen Schädigungen des innen-liegenden Verbinders und dient zusätzlich dem Schall- und Brandschutz, s. AP 2.2.

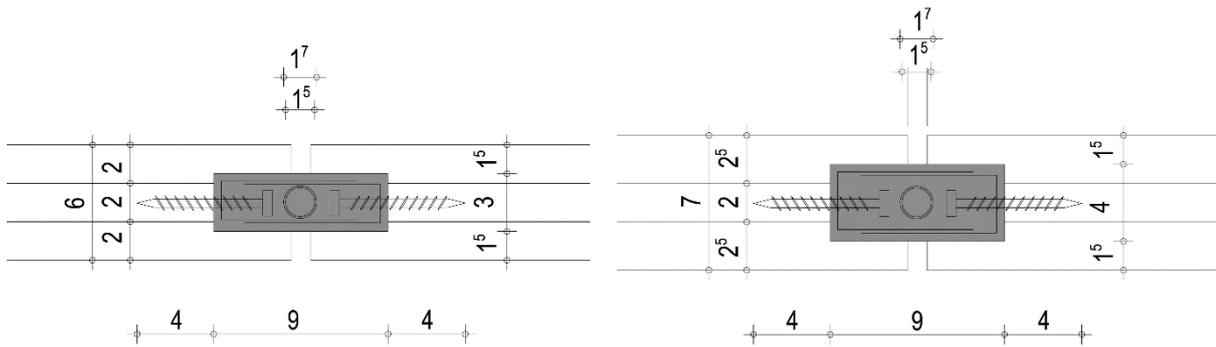


Abbildung 15: Verbinder-Geometrie Varianten 3 (links) und 4 (rechts)
 Zeichnung: Marén Kupke, AIB GmbH aus (Farwig und Curbach 2020)

Neben der Querschnittsbreite des Verbinders spielt auch die Querschnittslänge eine Rolle. Sollen zusätzlich Schrauben eingesetzt werden, muss eine ausreichende Verankerungslänge des Schraubenkopfes im Beton sichergestellt werden. Die minimale Länge des Verbinders von 7 cm kann erzielt werden, wenn dieser nur in eine Stirnseite der BSP-Wand eingebracht wird, s. Abbildung 16.

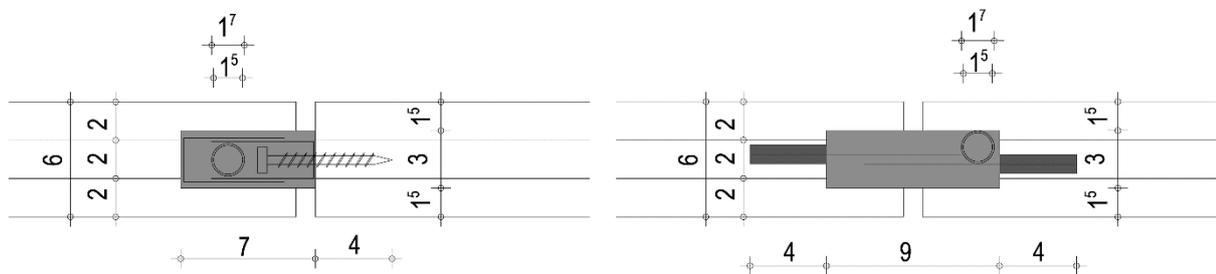


Abbildung 16: Verbinder-Geometrie Varianten 5 (links) und 6 (rechts)
 Zeichnung: Marén Kupke, AIB GmbH aus (Farwig und Curbach 2020)

Allerdings muss dann zur Übertragung der Schubkraft in der Fuge ein einseitiger Formschluss erzeugt oder an zwei Stellen eine Flächenbewehrung eingeklebt bzw. ein U-Profil fixiert werden. Da ein unsymmetrischer Aufbau zu einer einseitig diskontinuierlichen Eintragung der Schubkraft führen würde, ist es sinnvoller, auf beiden Seiten die gleiche Verbindung zwischen dem BSP und dem Beton zu generieren. Eine Möglichkeit wäre z. B. ein textiles Gelege oder alternativ ein Edelstahllochblech in die jeweilige Stirnseite der BSP-Wand einzukleben und durch eine exzentrische Anordnung eine ausreichende Übergreifung zu gewährleisten. Bei zentrischer Anordnung kann die Flächenbewehrung bis zur Fuge eingebracht und dort gestoßen werden. Mittels eines zusätzlichen Bewehrungselements, das ungefähr die Länge des Verbinderquerschnitts aufweist, kann eine Übergreifung der aufeinander stoßenden Gelege bzw. Lochbleche erzeugt werden.

Aufgrund der einfachen Verarbeitung des pump- bzw. gießfähigen Materials können auch alternative Formen für den Verbinder realisiert werden. In Orientierung an den Schwalbenschwanz wäre auch eine solche Form für den neuartigen BSP-Verbinder denkbar, s. Abbildung 17.

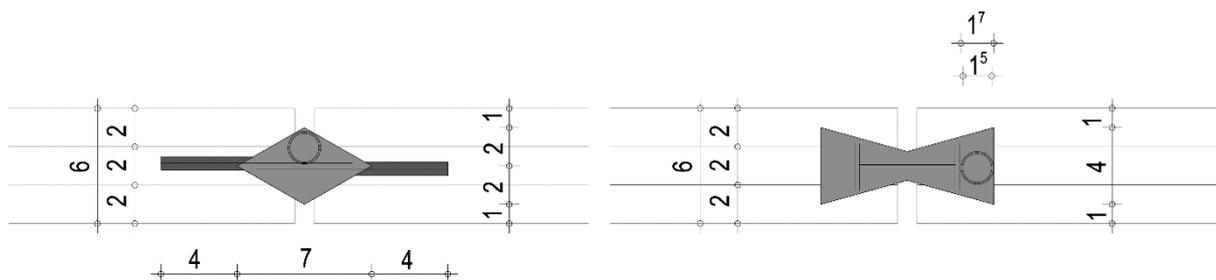


Abbildung 17: Verbinder-Geometrie Varianten 7 (links) und 8 (rechts)
 Zeichnung: Marén Kupke, AIB GmbH aus (Farwig und Curbach 2020)

Die Schwalbenschwanzform (Variante 8) hätte den Vorteil, dass ein Formschluss im Querschnitt erzeugt wird, der jedoch zusätzlich Kerben (über die Höhe verteilt) benötigt, um die Übertragung der Längsschubkraft zu gewährleisten. Demnach müssten keine weiteren Schrauben eingebracht oder Bewehrungsteile eingeklebt werden. Allerdings gefährden die spitzen Kanten und Ecken bei beiden Varianten eine gute Verdichtung des Spezialbetons. Des Weiteren können evtl. Spannungsspitzen und demzufolge Risse entstehen, was die Tragfähigkeit des Verbinders reduziert. Bei der rautenförmigen Variante 7 wäre der Frischbetondruck während der Herstellung aufgrund des stärkeren Restquerschnitts der BSP-Wand weniger problematisch.

Nach (DIN EN 18218:2010-01) wird angenommen, dass sich der Frischbetondruck hydrostatisch verhält, also mit der Betonagehöhe h_B bis zur maximalen hydrostatischen Druckhöhe $h_{s,max}$ ansteigt. Diese wird jedoch aufgrund der Querschnittsabmessungen der Betonnut nicht erreicht. Um die Höhe des Frischbetondrucks möglichst gering zu halten, kann der Betoniervorgang in mehrere Abschnitte eingeteilt werden. Durch das sofortige Abbinden des Betons in den einzelnen Abschnitten verringert sich der hydrostatische Druck. Die Abschnittshöhe und damit die notwendige Anzahl der Betonierabschnitte wird beispielhaft in den Gleichungen (12) bis (21) ermittelt. Die Holzflanken werden durch den ansteigenden Druck auf Biegung beansprucht und können als Kragarm mit der Stärke t_{Rest} angenommen werden, vgl. (Zimmermann 2019).

$$\frac{\sigma_{t,max,d}}{f_{t,90,d}} \leq 1,0 \quad (12)$$

mit $f_{t,90,d}$... Bemessungswert: Maximale Zugfestigkeit quer zur Faser:

$$f_{t,90,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot f_{t,90,k} = \frac{0,7}{1,0} \cdot 0,4 \frac{N}{mm^2} = 0,28 \frac{N}{mm^2} \quad (13)$$

$\sigma_{t,max,d}$... Bemessungswert: Maximale Zugspannung quer zur Faser:

$$\sigma_{t,max,d} = \left(\frac{m_d}{I} \right) \cdot e \quad (14)$$

m_d ... Biegemoment auf Holznutflanke je Meter:

$$m_d = \frac{M_d}{h_B} \quad (15)$$

M_d ... Bemessungswert: Einwirkendes Moment auf die Holznutflanke:

$$M_d = 1,35 \cdot \frac{1}{2} \cdot \sigma_{h,k} \cdot h_B \cdot \frac{1}{2} \cdot l^2$$

h_B ... Betonagehöhe je Abschnitt (zu ermitteln) (16)

e ... Abstand der Schwereachse der Holznutflanke zur Oberkante:

$$e = 0,5 \cdot t_{Rest} = 0,01 \text{ m} \quad (17)$$

I ... Flächenträgheitsmodul der Holznutflanke

$$I = \frac{h_B \cdot t_{Rest}^3}{12} = 1,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \quad (18)$$

l ... Länge des Kragarms der Holznutflanke:

$$l = 0,5 \cdot b_B = 65 \text{ mm} \quad (19)$$

$\sigma_{h,k}$... hydrostatischer Frischbetondruck:

$$\sigma_{h,k} = \gamma_{c,k} \cdot h_B = 22,5 \frac{kN}{m^3} \cdot 1,5 \text{ m} = 33,75 \frac{kN}{m^2} \quad (20)$$

$\gamma_{c,k}$... Frischbetonwichte aus technischem Datenblatt

Mithilfe der Zwischenergebnisse kann der Nachweis aus Gleichung (12) in Gleichung (21) geführt werden. Auf der Baustelle müsste demnach je Betonnut in mindestens fünf Abschnitten mit 0,6 m Höhe betoniert werden.

$$\frac{1,35 \cdot 33,75 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,065m)^2 \cdot \frac{1}{4} \cdot h_B}{1,0 \cdot 10^{-6} m^4} \cdot 0,01m = 1,7 \cdot h_B \leq 1,0 \quad (21)$$

$$0,28 \frac{N}{mm^2}$$

$$h_B < 0,59 m ; \text{ gewählt: } h_B = 0,6 m$$

Um den Zeitaufwand, der daraus für die Bauausführung resultieren würde, zu begrenzen, kann die Fuge alternativ zusätzlich mit einem Schalungsbrett abgedichtet werden. Die Schalungsbretter, die vor die Stoßfuge geschraubt werden, können nach der Erhärtung des Betons abmontiert und die Schraublöcher verleimt werden. Allerdings resultieren daraus ästhetische Nachteile der innenliegenden Verbindung, die durch die Anordnung der Nut im Innern der Bauteile vermieden werden sollten. Generell sollte die im Stoß der Wandverbindung entstehende Fuge mit entsprechenden Kompressionsbändern oder Dichtungsschläuchen abgedichtet werden, damit ein Austreten des Frischbetons verhindert wird. Erst nach erfolgter Abdichtung der Fugen und Befestigung der BSP-Wände an angrenzende Bauteile kann die Nut mit Beton vergossen werden. Dafür wird der eingelegte, ca. 12 m lange Schlauch langsam hochgezogen und der Vergussmörtel hindurch gepumpt. Beim Einpumpen des Mörtels von unten ist an der im Werk eingebrachten Öffnung in der Wand ein Kugelhahn oder ein Stück Schlauch als Anschluss vorzusehen. Dafür könnte eine Konstruktion aus Kunststoff oder Stahl an der entsprechenden Stelle angebracht und nach dem Betoniervorgang wieder entfernt werden. So könnte der Schritt des Schlaucheinlegens durch den Schritt des Anbringens einer Konstruktion für den Pumpvorgang von unten im Bauvorgang ersetzt werden. Der dafür notwendige Aufwand wird dabei als geringfügig eingeschätzt. Diese Variante verhindert allerdings das Einbringen des Betons in mehreren Abschnitten, da ein Antrocknen des Betons den Pumpvorgang von unten behindern würde. Demnach würde der Betondruck beim Hochpumpen in einem Abschnitt sein Maximum erreichen, was die Anforderungen an die Holznutflanken erhöht. Um den Betondruck so weit zu verringern, dass die komplette Verbinderhöhe auf einmal betoniert werden könnte, müsste die Nutgeometrie entsprechend angepasst werden. Die minimal möglichen Abmessungen, bei denen die Schrauben noch ausreichend im Beton verankert sein können und nebeneinander oder in einer Symmetrieebene untereinander eingebracht werden könnten, sind in Abbildung 18 dargestellt.

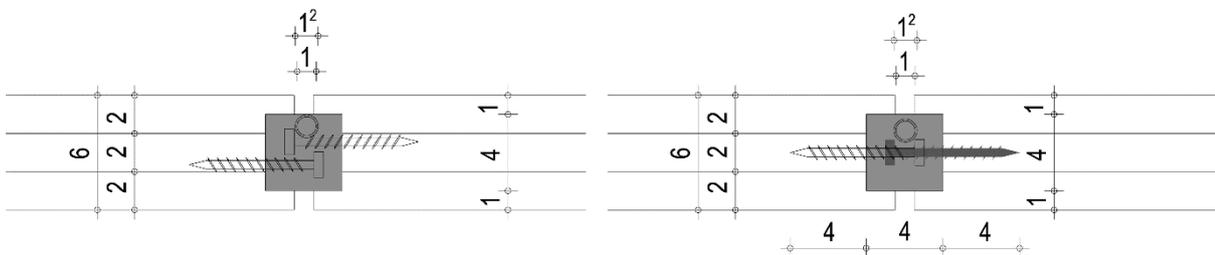


Abbildung 18: Nutgeometrie mit minimalen Abmessungen und Schrauben nebeneinander (links) sowie untereinander (rechts)
Zeichnung: Marén Kupke, AIB GmbH

Technologieversuche

Zur ersten Überprüfung, ob die Verbindungstechnologie auf der Baustelle ausführbar ist, wurden im Rahmen des Forschungsprojektes Technologieversuche durchgeführt. Vorgesehen war eine Herstellung der Bauteile nach dem in Abbildung 19 dargestellten Prinzip. Dabei wurden die beiden ersten Schritte werksseitig durch die Firma Auerbach und Hahn (AuH) ausgeführt. Um das Einfüllen des Betons sowie die Verdichtung im Inneren besser beobachten zu können, sollte dafür im Bereich der Verbindung ein Plexiglas vorgesehen werden. Dies sollte mithilfe von Kanthölzern einseitig oder an beiden Seiten der BSP-Platte befestigt werden. In Abweichung dazu wurde es zeitgleich mit dem Zusammenfügen der Wandelemente in eine Sägenut eingeklebt, so dass es den gesamten Bereich der Stoßfuge abdecken konnte. Die in Abbildung 19 dargestellten U-Profile kamen dabei nicht zum Einsatz. Diese sind durch ihre U-Form und das verwendete Tränkungsmaterial zwar sehr stabil, jedoch gestaltete sich das Einbringen der Schrauben durch die Maschen des Textils sehr umständlich. Berechnete Schraubenabstände und Winkel konnten demzufolge nicht immer eingehalten werden. Zudem müssten die Bewehrungselemente während des Betoniervorgangs in ihrer Lage gesichert werden. Dies würde in einem hohen Herstellungsaufwand münden, was die Bauausführung erheblich verlangsamen würde.

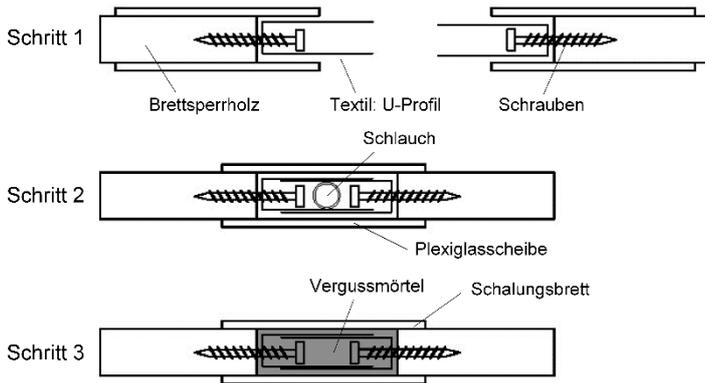


Abbildung 19: Herstellungsablauf mit Plexiglas bzw. vorgesetzten Kanthölzern für Technologieversuche
 Grafik: Marén Kupke aus (Farwig und Curbach 2020)

Die Probekörper für die Technologieversuche wurden vollständig im Werk der Firma AuH vorgefertigt, so dass diese nur noch im Otto-Mohr-Labor mit dem Vergussmörtel zu füllen waren. Die getesteten Varianten sind in Abbildung 20 dargestellt. Insgesamt sind dafür vier Varianten mit jeweils 2 m hohen Wandelementen entstanden, die mit unterschiedlichen Verbindungsmitteln versehen wurden. Neben den schräg eingebrachten Verbundschrauben wurden Carbongelege bzw. Stahllochbleche stirnseitig ins Brettsperrholz eingeklebt bzw. zur Generierung eines Formschlusses Kerven ins Holz eingefräst. Für die Anschauungsobjekte wurde eine Nutbreite von 8 cm gewählt. Die zusätzlich eingefrästen Kerven wiesen eine Tiefe von 3 cm auf. Die Textilien bzw. das Lochblech wurden ca. 6 cm tief ins Holz eingeklebt und die Schrauben unter 45° eingebracht. Der Vergleichbarkeit halber wurden die Betonquerschnitte mit den Abmessungen $h \times b = 50 \times 100$ mm hergestellt. Für die Variante mit den Schrauben wurde die Querschnittshöhe auf 60 mm vergrößert, um die Einführung des 20 mm dicken Betonierschlauchs gewährleisten zu können.

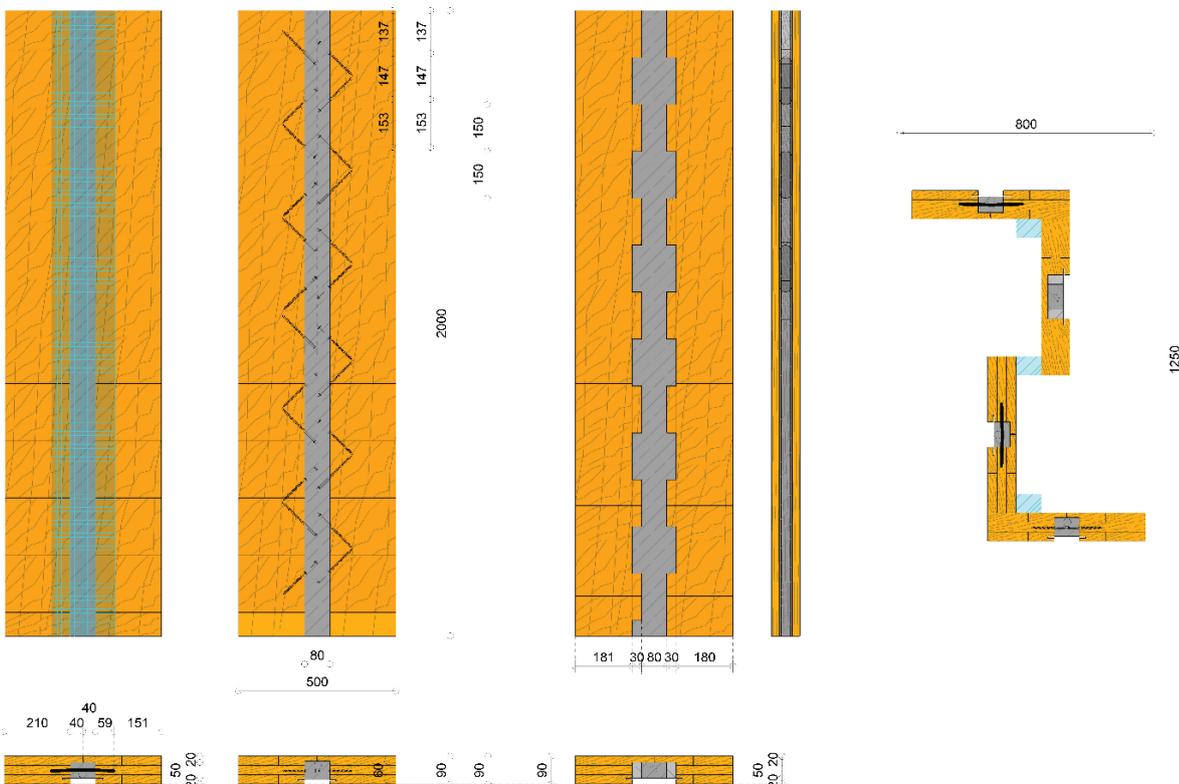


Abbildung 20: Aufbau der Probekörper für Technologieversuche mit eingeklebten Textilien (links), schräg angeordneten Schrauben (mitte) und Kerven zur Erzeugung eines Formschlusses (mitte-rechts); Anordnung der Objekte auf einer Palette (rechts)
 Grafik: Fa. Auerbach und Hahn GmbH

Zur Überprüfung des Herstellungsablaufs und der Verarbeitbarkeit der Vergussmörtel wurden die in AP 2.2 vorgestellten Betonsorten („V1/10“ Vergussmörtel und „HFA1-VP“ Hochfestverguss mit Stahlfasern) der Firma PAGEL Spezial-Beton GmbH & Co. KG ausgewählt. Während die Varianten mit eingeklebtem Carbongelege bzw. Stahllochblech mit dem V1/10-Verguss gefüllt wurden, kam für die unbewehrten Varianten mit schräg eingebohrten Schrauben sowie der Formschlussvariante mit eingefrästen Kernen der Hochfestverguss mit zusätzlich enthaltenen Stahlfasern zum Einsatz. Die Mörtel wurden in der Betonierhalle des Otto-Mohr-Labors der TU Dresden gemischt und in eine für den Herstellungsprozess geeignete Pumpe mit der Modellbezeichnung „DP 326 S“ der Firma „DuraPact 2.0 Kompetenzzentrum Faserbeton GmbH“ umgefüllt, um die Nut bis ca. $\frac{3}{4}$ der Wandhöhe mit Beton zu verfüllen. Dadurch waren die unterschiedlichen Verbindungsmitteln nach der Befüllung noch sichtbar. Da einseitig zwischen dem BSP und der Vergussnut Plexiglas vorgesehen wurde, konnte während des Betonierens beobachtet werden, wie sich der Vergussmörtel bei den eingeschränkten Platzverhältnissen im Verbinder verteilt, s. Abbildung 21. Dabei wurde besonders auf die Verdichtung des Vergussmörtels ohne und mit Fasern geachtet. Beide Betonsorten erwiesen sich als ausreichend fließ- und pumpfähig. Zudem haben sich während des Betoniervorgangs keine großen Luftporen gebildet.



Abbildung 21: Verbindungsvarianten in Nut während des Betonierens mithilfe eines an die Betonpumpe angeschlossenen Schlauchs
Fotos: Kristina Farwig, IMB TUD

Nach Erhärtung des vergossenen Mörtels konnte das Gefüge des Betons durch die Plexiglasscheibe betrachtet werden, um ggf. Schwindrisse zu erkennen. Dabei sind vereinzelt sehr filigrane Risse festgestellt worden. Hauptsächlich resultierten diese aus der Abtrennung des Vergussmörtels von dem Holz, die während des Abbindens entstanden sind. Zudem konnten insbesondere bei dem Faserbeton vereinzelte Luftporen erkannt werden, s. Abbildung 22 (rechts). Generell ist darauf zu achten, dass der Feuchtetransport zwischen der BSP-Oberfläche und dem Frischbeton während der Herstellung der Verbindung nicht zu intensiv ist. Je nach vorhandenem Feuchtegehalt des Holzes kann dieses dem Beton Wasser entziehen, welches zum Abbinden und zur Ausbildung der vollen Tragfähigkeit benötigt wird. Andererseits ist der Beton auch in der Lage, das Wasser während des Abbindens aus dem Holz zurückzuziehen. Eine starke Durchfeuchtung des Holzes sollte aufgrund von Schädlingsbefall und einer möglichen Tragfähigkeitsminderung vermieden werden. Der Schutz des Holzes kann bspw. durch das Vorsehen von Folien oder die Versiegelung der Holzoberfläche mit geeigneten Beschichtungsmaterialien erfolgen.

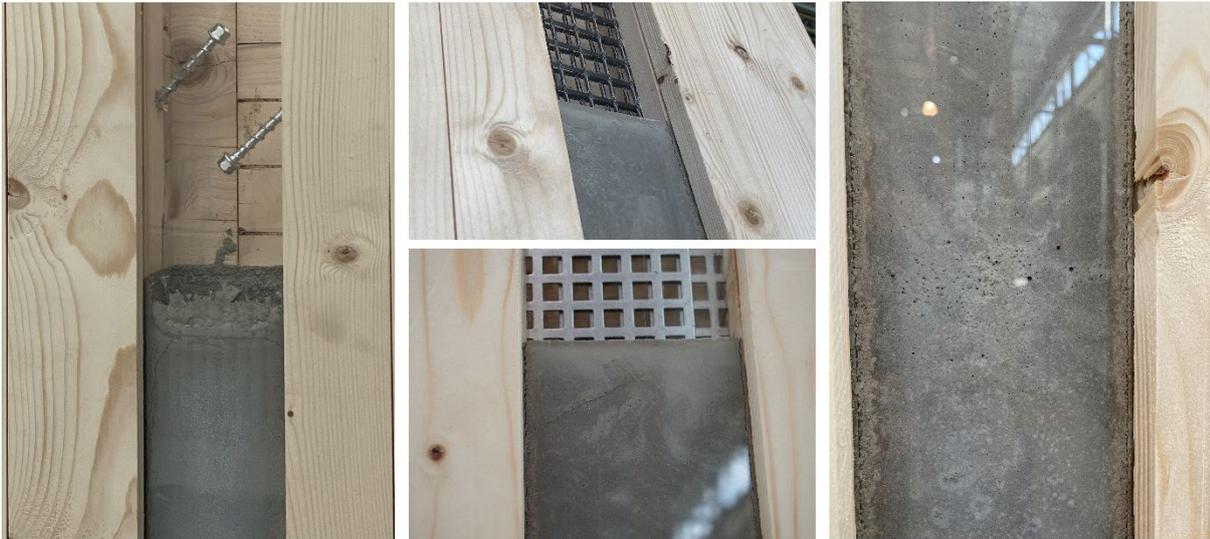


Abbildung 22: Verbindernut nach Erhärtung des Vergussmörtels
Fotos: Kristina Farwig, IMB TUD

Parallel zu den durchgeführten Technologietests wurden Routineprüfungen an Prismen durchgeführt, um die Festigkeitseigenschaften der verwendeten Vergussmörtel nach 28 Tagen ermitteln zu können. Die Daten aus den Routineprüfungen zu den jeweiligen Betonsorten „V1/10“ und „HFA1-VP“ mit Stahlfasern sind der Anlage a) beigelegt.

Mithilfe der Erkenntnisse aus den Technologietests war es möglich, aus den beschriebenen Varianten die Vor- und Nachteile hinsichtlich der Bauausführung zu eruieren. Eine Vorzugsvariante wird jedoch erst nach den kleinteiligen Druck-Scher-Versuchen für weitere Betrachtungen ausgewählt. Allerdings ist neben der statischen Betrachtungsweise der Verbindung auch die Wirtschaftlichkeit bei der Auswahl der Vorzugsvariante mit einzubeziehen. Im Folgenden Arbeitspaket wurden daher bereits zu Beginn des Projekts im Zuge des Entwurfs der Verbindervarianten erste Kostenbetrachtungen durchgeführt. Diese wurden zum Abschluss des Projekts in AP 6 für die ausgewählte Verbindervariante und entsprechend des geplanten Bauablaufs ergänzt.

Arbeitspaket 3: Entwurf eines Brettsperrholzverbinders

AP 3.1 Konzipieren von verschiedenen Verbindungsvarianten (Verbindungsmittel, Beton und Bewehrung) inklusiver überschläglicher Bemessung für Brettsperrholz

Auf Grundlage der in den Arbeitspaketen 1 und 2 gesammelten Erkenntnisse werden in AP 3 verschiedene Verbindungsvarianten von gestoßenen BSP-Wänden mit Beton entworfen. Dabei werden unterschiedliche Verbindungsmittel vorgesehen, welche die Kraftübertragung zwischen BSP und Beton gewährleisten sollen. Zur Bestimmung der Anzahl der notwendigen Verbindungsmittel erfolgt zunächst eine überschlägige Bemessung der BSP-Scheibe infolge Schubbeanspruchung entsprechend der Erläuterung in AP 1.1. Maßgebend wird dabei die Schubspannung aus Mechanismus I „Schub“, da ein rechnerisches Versagen infolge „Schub“ vor dem Versagen der Klebefuge infolge „Torsion“ eintreten würde. Da der entwickelte Verbinder aus Beton, auf der sicheren Seite liegend, mindestens die Tragfähigkeit der BSP-Wandscheibe aufweisen soll, erfolgt die Bemessung der Verbindung für die ermittelte Schubspannung, die sich aus dem maßgebenden Schubwiderstand berechnen lässt.

Der zur Berechnung von Mechanismus I notwendige charakteristische Wert des Schubwiderstands $f_{v,k}$ wird mit dem Minimalwert $f_{v,k,min} = 2,67 \text{ N/mm}^2$ gemäß ETA 10/0241 angenommen. Die maximal zugelassene Schubspannung n_{xy} ergibt sich mit dem Bemessungswert des Schubwiderstands $f_{v,d}$ (mit $k_{mod} = 1$ und $\gamma_{M,H} = 1,3$) und einer gewählten Ersatzdicke $t^* = 66,67 \text{ mm}$ bei 3 BSP-Schichten und einer Scheibendicke von $t = 100 \text{ mm}$ nach Gleichung (22) zu $n_{xy,d} = 68,4 \text{ kN/m}$. Daraus resultiert bei einer 3 m hohen Wand eine Schubkraft in der Fuge von $T_d = 205,1 \text{ kN}$. Der detaillierte Berechnungsweg ist der Anlage h) zu entnehmen. Die Ergebnisse werden in AP 3.3 dokumentiert.

$$n_{xy,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{M,H}} \cdot \frac{1}{2} \cdot t^* \quad (22)$$

Über realistische Lastannahmen wird vergleichsweise eine Schubkraft über eine vereinfachte FE-Analyse ermittelt, s. AP 3.3. Dabei werden die in AP 1.1 aufgeführten Steifigkeitsmatrizen gemäß (Blüm und Hohenstern) sowie (Bogensperger und Silly) für die Platten- und Scheibentragwirkung von BSP im FE-Programm hinterlegt und eine 12,50 m lange Wandscheibe, bestehend aus 5 Einzelscheiben à 2,50 m, modelliert. Die Einzelscheiben werden starr miteinander zu einem kontinuierlich aufgelagerten Gesamtelement verbunden. Über Schnitte, die im Bereich der potentiellen Stoßfugen gesetzt werden, kann eine Schubkraft im Fugenbereich entsprechend der nach DIN EN 1991-1-1:2010-12 getroffenen Lastannahmen berechnet werden. Die maßgebende Lastfallkombination ergibt sich aus vertikalen Lasten (Eigengewicht und Schneelast) sowie einer horizontalen Linienlast, die über die in Realität vorhandene Decke in den oberen Bereich der Wandscheibe eingetragen wird, s. Anlage h). Diese resultiert aus einer parallel zur Wand ausgerichteten Anströmrichtung des Windes, wodurch Winddruck und -sog in der Scheibenebene erzeugt wird. Zusätzlich zur Scheibenbeanspruchung wird eine Plattenbeanspruchung infolge senkrecht auf die Platte wirkender Windlast erzeugt und eine weitere Flächenlast, die aus der Umströmung des Windes resultiert, auf ein Randfeld aufgetragen. Die Lasten, die an der Scheibe angreifen sind in Abbildung 23 dargestellt.

Mit der gewählten, maßgebenden Lastfallkombination wird eine Schubkraft $T_d = 14,1 \text{ kN}$ berechnet, was einer entlang der Wandhöhe wirkenden Schubspannung $n_{xy,d} = 4,85 \text{ kN/m}$ entspricht. Demnach liegt die aus realen Lastannahmen ermittelte Schubspannung $n_{xy,d}$ deutlich unter der für eine BSP-Scheibe ohne Fuge maximal zulässige Spannung $n_{xy,d}$. Daraus resultiert eine Auslastung infolge Schubbeanspruchung, die in etwa 10 % der Schubtragfähigkeit entspricht. Trotz der ermittelten geringen Auslastung erfolgt die Dimensionierung der Verbindungsmittel in der Fuge zunächst auf Grundlage der maximal zulässigen Schubtragfähigkeit einer BSP-Scheibe, um eine Scheibenschwächung zu verhindern und eine Vereinheitlichung des Verbindungssystems zu erreichen. Die Wahl der Dicke resultiert aus den Vorbetrachtungen in AP 1.3.

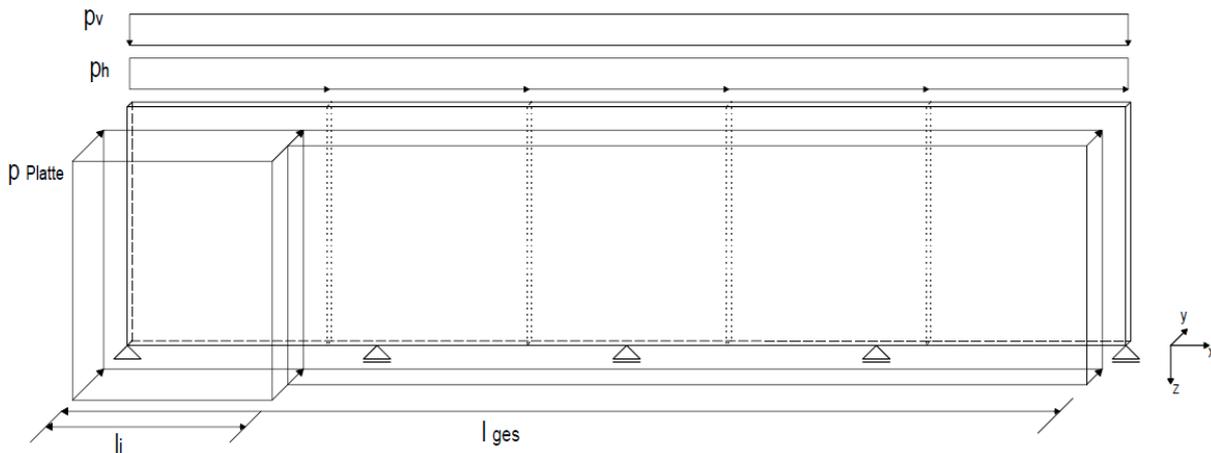


Abbildung 23: Maßgebende Lastfallkombination in FE-Berechnung
 Grafik: Felix Zimmermann aus (Zimmermann 2019)

Als Verbindungsmittel werden die in Abbildung 24 dargestellten Varianten gewählt. Die am einfachsten herzustellende Variante ist eine Verbindung der BSP-Wand und dem Betonquerschnitt über Schrauben. Zur Aufnahme der ermittelten maximalen Schubspannung wird jedoch eine sehr hohe Schraubenanzahl notwendig. Bei einer 3 m hohen Wand müssten demnach mindestens 29 Schrauben in der Stirnseite der BSP-Scheibe eingebracht werden. Um diese Anzahl als effektiv wirksame Schraubenanzahl ansetzen zu dürfen, sind sogar 43 Schrauben erforderlich. Aufgrund der Mindestabstände, die in der Stirnseite des Brettspertholzes einzuhalten sind, kann die hohe Anzahl an Verbindungsmitteln nicht realisiert werden. Unter Einhaltung dieser sind maximal 36 Schrauben zulässig. In Anbetracht der geringen Auslastung infolge realistischer Lastannahmen kann diese Variante bei Verzicht auf einen vollen Verbund dennoch mit einer wirtschaftlichen Anzahl an Verbindungsmitteln ausgeführt werden.

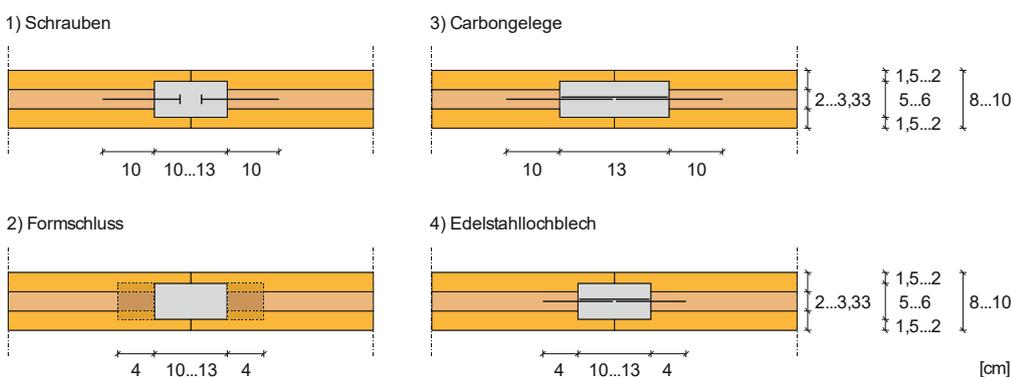


Abbildung 24: Unterschiedliche Varianten des BSP-Verbinders
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD nach (Farwig und Curbach 2020)

In dem Zwischenbericht zum hier vorgestellten Forschungsvorhaben von Januar 2020 (Farwig und Curbach 2020) wurden vier konzipierte Verbindungsvarianten dokumentiert, deren herstellungstechnische Realisierbarkeit in den Technologietests, s. AP 3.2.1, geprüft wird. Aufgrund der zur Verfügung stehenden Gerätschaften der Fa. Auerbach und Hahn GmbH, die die Bauteile im Werk hergestellt und an das Otto-Mohr-Labor der TU Dresden geliefert hat, konnte mit dem vorhandenen Nutfräser eine maximale Nuttiefe von ca. 60 mm erzeugt werden. Daher wurde für alle entworfenen Verbindungsvarianten eine gleich große Nut in die ca. 80 bis 100 mm dicke Brettspertholzplatte stirnseitig gefräst. Die unterschiedlichen Geometrien der Nut je nach einzusetzendem Verbindungsmittel wurden daher entgegen der Vorschläge in (Farwig und Curbach 2020) auf eine Geometrie festgelegt, s. AP 4. Unter Berücksichtigung der in AP 2 sondierten Randbedingungen wurde die minimale Dicke der Holzflanken von 15 mm zur Gewährleistung ausreichender Querschnittsdicken bei hohem Frischbetondruck sowie im Falle eines Abbrands beibehalten, vgl. AP 2.2 und AP 4.2.2.

AP 3.2: Vergleich der verschiedenen Verbindungskonzepte, inklusive Kostenbetrachtung, und basierend darauf Festlegen einer geeigneten Verbindungsvariante

Die unterschiedlichen Verbindungsvarianten sollen in jeglichem Winkel der BSP-Wände zueinander ausgeführt werden können, s. Abbildung 25. Hierbei ist jedoch darauf zu achten, dass die Verbindungsmittel bei T- und Eckstößen quer zur Schraubenachse bzw. zur Lochblech- oder Faserstrangrichtung beansprucht werden. Bei der Verwendung von Carbongelegen sind für diese Verbindungsformen daher zusätzlich steife Formteile zu verwenden, die speziell für den Ausführungswinkel hergestellt werden müssten. Eine solche Spezialanfertigung wäre sehr kostenintensiv.

Schrauben (Formschluss analog)

Eingeklebtes Carbongelege / Lochblech

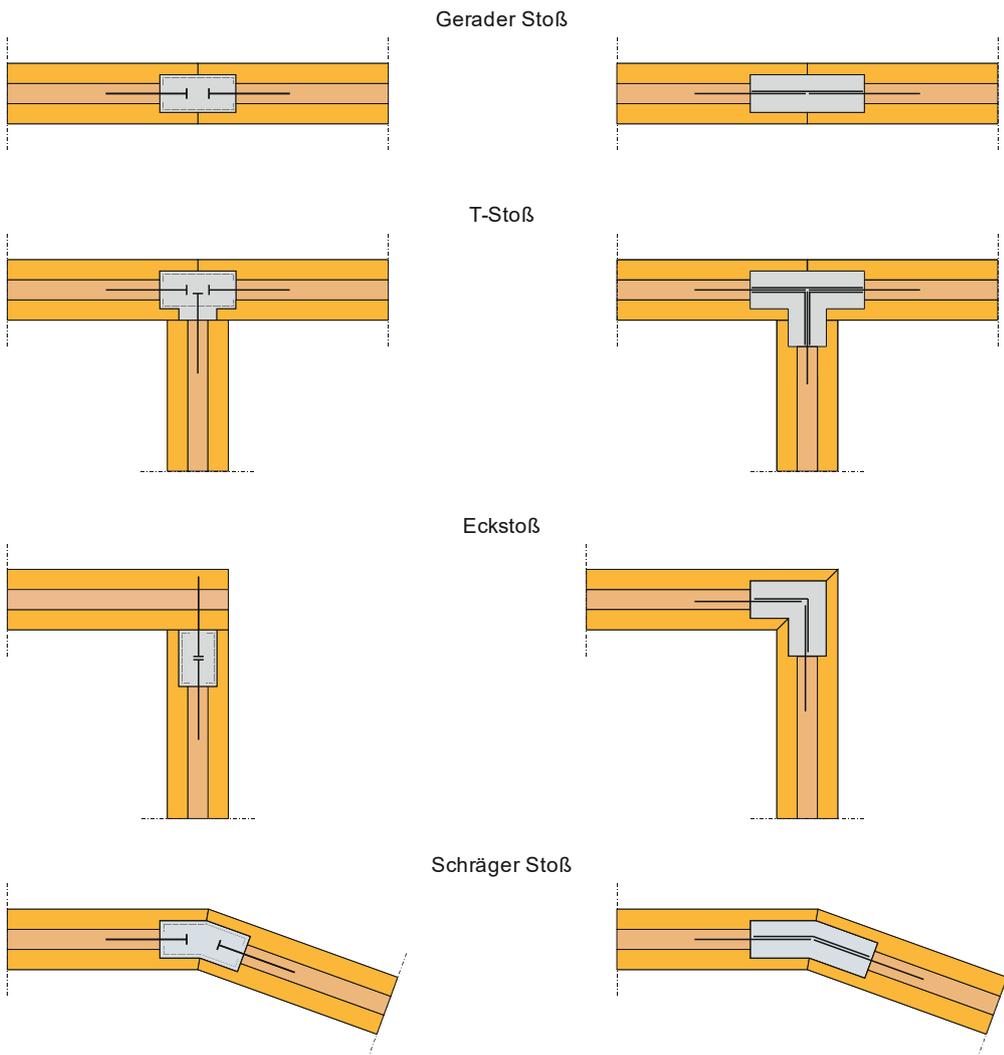


Abbildung 25: Mögliche Ausführungswinkel der entworfenen Verbindungsvarianten
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD nach (Farwig und Curbach 2020)

Die Schrauben werden entsprechend Abbildung 26 über die Wandhöhe in alternierend als Schraubenkreuze in einem Winkel von 45° eingebracht. Die in der ETA 18/0264 für Holz-Beton-Verbunddecken zugelassene „SFix-1“-Schraube weist einen Durchmesser von 7,5 mm auf. Für die Verwendung von Schrauben im „Leno® Brettsperrholz“ wird in der ETA 10/0241 jedoch ein Schaftdurchmesser von mindestens 8 mm gefordert. Alternativ kann die „SFix-2“-Schraube, die einen Durchmesser von 9,5 mm besitzt, verwendet werden. Aufgrund des geringen Verbindungsraums ergeben sich bei größeren Schraubendurchmessern jedoch Probleme bei der Einführung des Betonierschlauchs.

Neben einer Schraubenverbindung, wie sie bei Holz-Beton-Verbunddecken üblich ist, werden Verbindungen über einen Formschluss entlang der Wandhöhe mit Schrauben als zusätzliche Abhebesicherung entsprechend Abbildung 26 untersucht.

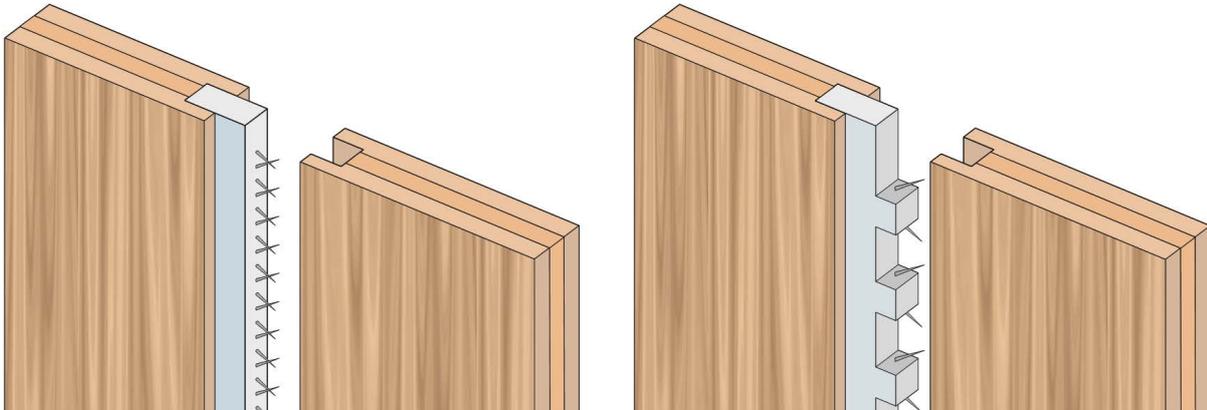


Abbildung 26: Verbindervarianten mit gekreuzten Schrauben (links) und Formschluss mit zusätzlichen Schrauben (rechts)
 Grafiken: Kristina Farwig, IMB TUD

Der Formschluss kann mithilfe einer geeigneten Fräse ebenfalls im Werk vorgefertigt werden. Die entlang der Wandhöhe eingebrachten Kerfen sind in Anlehnung an Empfehlungen aus (Kudla 2017) konzipiert. Kudla sieht eine Kervlänge von 200 mm vor, die bis auf 120 mm reduziert werden kann, ohne einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Schubverbindung zu haben. Da die in (Kudla 2017) aufgeführten Empfehlungen für den Brückenbau gelten und im Hochbau i. d. R. geringere Lasten zu erwarten sind, wird für den Schubverbinder die minimale Kervlänge von 120 mm gewählt. Die gewählte Vorholzlänge darf entsprechend der Angaben in DIN EN 1995-1-1:2008-09 maximal dem Achtfachen der Kervtiefe entsprechen und sollte mindestens 200 mm betragen. Auf zusätzliche Schrauben wird bei dieser Variante verzichtet, da laut (Michelfelder 2006) das resultierende Exzentrizitätsmoment bei senkrechter Kervenausführung vollständig vom Beton aufgenommen wird.

Zur Aufnahme von entstehenden Zugspannungen kann bei der Formschlussvariante ein hochfester Faserbeton verwendet werden. Ob dieser in die Nut gepumpt werden kann und sich selbst ausreichend verdichtet, wurde im Rahmen von Technologieversuchen untersucht. Allerdings erzeugt die Einleitung der Schubkraft in eine Kerfe aufgrund der Kervengeometrie abhebende Kräfte, die dazu führen können, dass sich der Beton von der Holzoberfläche löst und keine weitere Kraftübertragung gewährleistet werden kann. Dies müsste daher für den Anwendungsfall der BSP-Scheibenverbindung genauer untersucht werden. Für die Übertragung der ermittelten zulässigen Schubkraft ist die maximal mögliche Anzahl an Kerfen entlang der Wandhöhe vorzusehen. Bei einer 3 m hohen Wand könnten somit 8 Kerfen je Stirnseite eingebracht werden.

Alternativ können Edelstahllochbleche als HBV-Schubverbinder entsprechend Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-557 oder auch unter 45 ° zugeschnittene Carbongelege in das Holz eingeklebt werden. Dabei kann die Länge des Betonquerschnitts zwischen 10 und 15 cm variieren, Vergleich Abbildung 27. Um eine ausreichende Übergreifungslänge generieren zu können, die für Carbongelege mindestens der zweifachen Maschenweite entspricht, wird bei dieser Variante von einem größeren Betonquerschnitt ausgegangen. Bei BSP-Wänden, die unter einem bestimmten Winkel gestoßen werden, ist die Übergreifungslage entsprechend anzupassen. Die Übertragung der Kräfte über eine Ecke muss jedoch bei der Verwendung von Carbongelegen gesondert untersucht werden. Zwar können aufgrund des kontinuierlichen Verbunds zwischen BSP und Beton mithilfe der flächigen Schubverbinder aus Carbon bzw. Edelstahl hohe Kräfte in der Scheibenebene übertragen werden, jedoch ist der Lastabtrag bei quer zur Ebene wirkenden Belastungen genauer zu untersuchen. Das Edelstahllochblech weist dahingehend einen höheren Abscherwiderstand als Carbongelege auf. Ein weiterer Vorteil von Edelstahllochblechen gegenüber Carbongelegen ist die geringere Empfindlichkeit hinsichtlich der Herstellung und des Transports zur Baustelle.

Übliche Edelstahllochbleche besitzen eine Querschnittsdicke von 2 mm und einen Lochdurchmesser von ca. 5 mm. Die Öffnungen, die durch den Beton durchdrungen werden müssen, sind demnach deutlich kleiner als die 21 mm großen Maschenweiten des Carbongeleges. Zum Einkleben von Verbindungselementen in BSP-Platten werden i. d. R. Polyurethan-Dichtstoffe oder alternativ Injektionsmörtel verwendet. Für Carbon eignet sich aufgrund des

Epoxidharzes als verwendetes Tränkungsmaterial ein Klebstoff auf Basis desselben Materials. Die Sägenut, in die das jeweilige Gitter eingeklebt wird, darf nach Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-557 nicht breiter als 3,2 mm sein und muss eine Mindestdiefe von 40 mm aufweisen. Die Breite des Bauteils, in das der zugelassene HBV-Schubverbinder eingeklebt wird, muss mindestens 80 mm betragen. Des Weiteren darf die Holzfeuchte während der Herstellung der Verklebung gemäß (Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-557) höchstens 15 % betragen und die Temperatur muss während der Aushärtung mindestens 20 °C betragen. Aufgrund der Vorfertigung der Bauteile im Holzbauwerk können diese Anforderungen im Normalfall erfüllt werden.

Die in Abbildung 27 dargestellten flächigen Verbindungsmethoden können auch durch mehrere Flächenteile mit bspw. einer Länge von 200 mm aneinandergereiht werden, wenn die Steifigkeit nicht über die gesamte Länge der Wandhöhe benötigt wird. Da die Verbindungsmittel jedoch zeitgleich als Bewehrung zur Aufnahme von Zugspannungen aus senkrecht auf die Wand wirkenden Beanspruchungen dienen würden, ist eine kontinuierliche Anordnung als sinnvoll zu erachten. Für orthogonale Beanspruchungen, die eine Bewehrung im Beton erfordern, würde eine entlang der Wandhöhe parallel sowie senkrecht dazu verlaufende Faser-strangorientierung allerdings der üblichen Ausrichtung von Bewehrung in Stahlbetonwänden entsprechen.

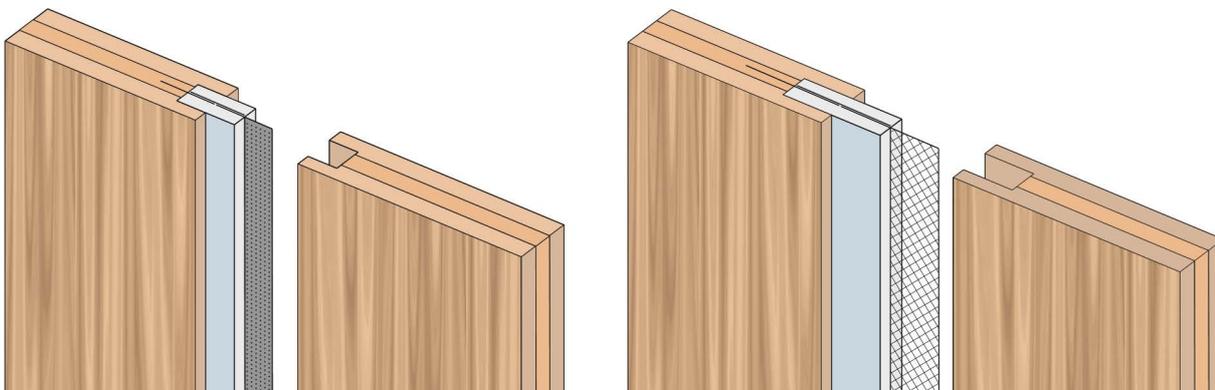


Abbildung 27: Verbindervarianten mit eingeklebtem Stahllochblech (links) und unter 45° eingeklebtem Carbongelege (rechts)
Grafiken: Kristina Farwig, IMB TUD

Die vorgestellten Verbindervarianten sind im folgenden Arbeitspaket analytisch untersucht worden. Um gleichzeitig den wirtschaftlichen Vergleich zu führen, wurden parallel dazu vorläufige Kostenbetrachtungen durchgeführt. Diese werden in AP 6 für die ausgewählte Vorzugsvariante zur Erstellung des BSP-Verbinders revidiert. Die vorläufige Betrachtung dient somit der überschlägigen Ermittlung der Kosten, die bei der Auswahl der Verbindervariante zu berücksichtigen sind.

Vorläufige Kostenbetrachtung für die entworfenen Verbindervarianten (Fa. AIB GmbH)

Die Kostenbetrachtung für den Herstellungsablauf des BSP-Verbinders erfolgt je Meter Verbinder. Hierbei werden die Materialkosten, die Arbeitsleistung, der Geräteaufwand und sonstige anfallende Kosten bei der überschlägigen Ermittlung der Kosten durch die Fa. AIB GmbH berücksichtigt.

Materialkosten

Die Materialkosten setzen sich aus dem verwendeten Beton, der Bewehrung (Schrauben, Lochblech, Textil) und Klebstoffen sowie Abdichtungsmaterialien zusammen. Bei einem Volumen von $2 \times 6,5 \times 5 \times 100 \text{ cm} = 0,065 \text{ m}^3$ und einem Preis von etwa 2.000 €/m^3 ergeben sich Kosten von 13 € für den Beton pro laufendem Meter Verbinder.

Für die beidseitige flächige Bewehrung mit Abmessungen von $2 \times 18 \times 100 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}^2$ und einem Preis für Carbonbewehrungen von ca. 35 €/m^2 ergeben sich Kosten von 12,60 € pro laufendem Meter Verbinder. Für Kleber, Klebeband etc. werden Kosten von etwa 3,00 € pro laufendem Meter Verbinder eingeschätzt.

Damit summieren sich die Materialkosten zu 28,60 € pro laufendem Meter Verbinder.

Arbeitsleistung

Arbeitsleistung ist im Werk bei der Vorfertigung der Verbinder notwendig sowie auf der Baustelle zur Betonage. Entsprechend der durchgeführten Vorversuche wird ein Zeitaufwand von ca. 4 min für 3 Personen zu $\approx 45 \text{ €/h}$ zur Betonage von ein Meter Verbinderlänge eingeschätzt. Das ergibt Betonagekosten für Personalaufwand von 9,00 € pro laufendem Meter Verbinder.

Für die Vorfertigung im Werk werden für die Arbeitsgänge Bewehrungszuschnitt, Fräsen, Abkleben und Bewehrung einkleben je Verbinderseite 15 Minuten für eine Person einschl. Einrichten der Geräte und Maschinen veranschlagt. Bei Personalkosten von 50 €/h ergeben sich damit Personalkosten für die Verbindervorfertigung von 25,00 € pro laufendem Meter Verbinder.

Geräteaufwand, sonstiges

Für den Geräte- und Maschinenaufwand sowie für sonstige Kosten – wie Planung, Vorbereitung und Baustelleneinrichtung – wird ein pauschaler Aufschlag von 30 % auf die Material- und Personalkosten abgeschätzt. Damit ergibt sich ein Aufschlag von $(28,50 \text{ €} + 25,00 \text{ €}) \times 0,3 = 19,05 \text{ €}$.

Verbinderpreis

Aus den Material- und Personalkosten sowie dem Aufschlag für Geräte und sonstige Aufwendungen resultiert ein Gesamtpreis von 82,55 € pro laufendem Meter Verbinder.

Diese anfänglich geführte Kostenbetrachtung wurde nach analytischer und experimenteller Untersuchung der entworfenen Verbindungsvarianten für die ausgewählte Vorzugsvariante in AP 6 in Tabelle 21 beschrieben und wird in der Anlage d) um die Aufstellung der Arbeitsschritte durch die Firma Auerbach und Hahn GmbH ergänzt. Dabei wird deutlich, dass die herkömmlichen Verbindungsvarianten, wie eine vorgeschraubte Stoßdeckleiste, mit Abstand am günstigsten zu realisieren sind. Hinsichtlich der Verbindervarianten konnte festgestellt werden, dass die Formschlussvariante mit Kerfen in der Herstellung aufgrund des etwas höheren Arbeitsaufwands im Werk insgesamt preisintensiver als die Variante mit Schrauben ist. Zusätzlich eingebrachte Carbongelege erhöhen jedoch den Preis und den CO₂-Footprint, so dass vor dem Einsatz zusätzlicher textiler Elemente im Rahmen der Statik zu überprüfen ist, ob der hochfeste Vergussmörtel die in der Betonnut resultierenden Zugspannungen aufnehmen kann. Die hohen Kosten für die Herstellung des BSP-Verbinders können demnach insgesamt durch preiswertere Materialien sowie durch gestraffte Abläufe im Werk und auf der Baustelle gesenkt werden. Besonders durch große Mengen an umzusetzenden Verbindern minimiert sich der Aufwand für Geräte und sonstige Leistungen pro laufendem Meter Verbinder.

AP 3.3 Analytische Untersuchung der festgelegten Verbindungsvariante und ggf. Validierung der Dimensionen des Verbindungsmittels

Die analytischen Berechnungsmöglichkeiten beziehen sich auf die normativ geregelten Herangehensweisen. Dabei wird einerseits auf die Ermittlung des Schubwiderstands des Brettsperrholzes, welcher vereinfacht ebenfalls für die Verbindung angesetzt werden kann, aufgebaut. Andererseits können auf Grundlage der möglichen Lastkombinationen mittels FE-Programmen linear-elastisch Schnittgrößen in den Schnittstellen der BSP-Wandelemente ermittelt werden und diese für die Bemessung des Verbinders zugrunde gelegt werden. Jedoch können zugelassene Bemessungsverfahren für den Holz-Beton-Verbundbau wie das in die DIN EN 1995-1-1:2008-09 integrierte γ -Verfahren für den Anwendungsfall der BSP-Wandkonstruktionen in Scheibenebene nicht angewendet werden, da es sich um grundsätzlich voneinander differierende Beanspruchungszustände handelt. Das γ -Verfahren könnte unter Annahme eines Einfeldträgers in vertikaler Ausrichtung für die Beanspruchungen senkrecht zur Fuge aus Windlasten angewendet werden, insofern ein kontinuierlicher nachgiebiger Verbund zwischen Holzflanken und Betonnut gewährleistet werden kann. Da in dieser Richtung keine Verbindungsmittel eingebracht werden, wirkt lediglich die Haftreibung zwischen den Materialien. Auf der sicheren Seite liegend wäre daher in dieser Ebene kein Verbund für die statischen Nachweise anzusetzen und die Materialkomponenten einzeln infolge der Plattenbeanspruchung zu bemessen. Die für den Holz-Beton-Verbundbau zugelassenen Verbindungsmittel, wie die S-Fix-Schrauben und der HBV-Schubverbinder, können zwar mithilfe der in den Zulassungen (ETA 18/0264), (Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-557) aufgeführten Festigkeiten für die Berechnungen herangezogen werden, allerdings wird in den Zulassungen von auf Biegung beanspruchten Plattentragwerken ausgegangen. Folglich wird eine Scherbeanspruchung parallel zur Holzfaser vorausgesetzt. Wandelemente aus dreilagig aufgebautem Brettsperrholz, bei denen die Verbindungsmittel stirnseitig nur in die Mittellage des BSP- eingebracht werden können, sind damit einer Scherbeanspruchung senkrecht zur Faser ausgesetzt. Diese Beanspruchung wird reduziert, wenn die Verbundschrauben unter einem Winkel von 45° in die Mittellage eingebracht werden. Dadurch wird einerseits der Winkel zur Faserrichtung des Brettsperrholzes verbessert und andererseits erfährt auch das Verbindungsmittel eine günstigere Beanspruchung. Ein Vergleich der Beanspruchungsarten, die in einer Wandscheibenverbindung auftreten können und die Verbindungsmittel auf Abscheren und Herausziehen sowie das Holz auf Lochleibung beanspruchen, ist in Abbildung 28 dargestellt. Für die Anwendung des HBV-Schubverbinders kann der Vorteil der Einbringung des Verbindungsmittels unter 45° jedoch nicht genutzt werden.

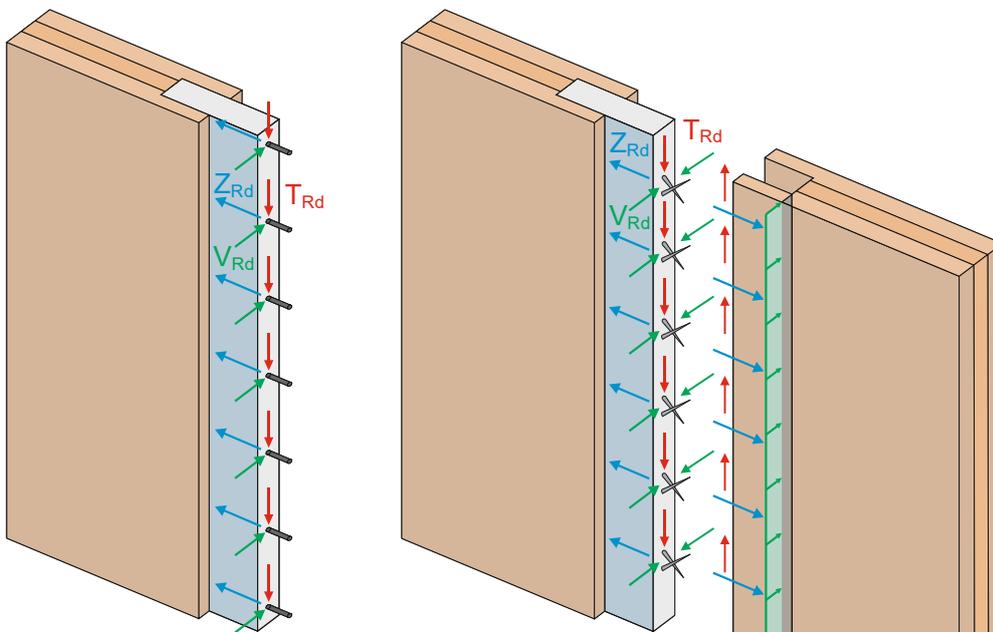


Abbildung 28: Beanspruchungsarten einer Verbindungsfuge zwischen zwei Fertigteilwänden
Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Zur Erfassung der in der Scheibenebene über die Verbindungsmittel in die Betonnut übertragenden Verbundkräfte können für die Bemessung als vereinfachte Herangehensweise Stabwerkmodelle für die Darstellung des Kraftverlaufs im Beton angewendet werden. Eine ausführliche Vorbemessung mehrerer Entwurfsvarianten, bei der die Nachweise in der Betonnut mithilfe von Stabwerkmodellen und die analytischen Nachweise für Brettsperrholzscheiben in Anlehnung an (Schickhofer et al. 2010) geführt wurden, ist ausführlich in (Zimmermann 2019) dokumentiert. Die Bemessung der darin untersuchten Verbindungsvarianten ist Anlage h) beigefügt. Dabei wurde der Vorbemessung der Verbindungsfuge einerseits zum Ziel gesetzt, dass der Schubwiderstand der Fuge dem Widerstand einer reinen Wandscheibe aus Brettsperrholz mit gleicher Dicke entspricht, s. Anlage h), Teil 1 sowie AP 3.1. Andererseits wurden realistische Lastfälle und -kombinationen für eine viergeteilte und kontinuierlich gelagerte BSP-Wandscheibe in Anlage h), Teil 2 zusammengestellt, die für ein vereinfachtes FE-Modell in Dlubal RFEM zur Schnittgrößenermittlung genutzt wurden. Im Bereich der anzuordnenden Fuge wurden Schnitte im Modell gesetzt, um an den relevanten Stellen im FE-Modell die im Folgenden gelisteten maßgebenden Schnittgrößen für die analytischen Tragfähigkeitsnachweise auszulesen.

- Längsschubbeanspruchung in der Fuge
- Querlastbeanspruchung in der Fuge
- Biegemoment in der Fuge
- Biegemoment in der BSP-Platte
- Scheibenschub in der BSP-Scheibe
- Querkraft in der BSP-Platte
- Normalspannung in der BSP-Scheibe

Die Schnittgrößen wurden zunächst für die am Brettsperrholzelement zu führenden Scheiben- und Plattenachweise angesetzt. Dabei wurden die für den Plattennachweis relevanten Randbiegespannungen mithilfe des in (ETA 10/0241) aufgenommenen γ -Verfahrens nachgewiesen. Auch der Nachweis des Rollschubs wurde mithilfe des effektiven Flächenträgheitsmoments nach (ETA 10/0241) geführt. Für alle weiteren Tragfähigkeitsnachweise, die für die Verbindungsmittel und die Betonnut relevant werden, erfolgt eine Einteilung in die im Folgenden aufgeführten Entwurfsvarianten.

- **V0:** Blattverbindung mit Vollgewindeschraube
- **V1:** Stiftförmige Verbindungsmittel mit hochfestem Beton (HF10, unbewehrt)
- **V2:** Stiftförmige Verbindungsmittel mit Textilbewehrung im Feinbeton (V1/10)
- **V3:** Eingeklebte Carbongelege als Textilbewehrung im Feinbeton (V1/10)
- **V4:** Formschluss mit Kerfen und Textilbewehrung im Feinbeton (V1/10)

Die Ergebnisse der Variantenstudie nach (Zimmermann 2019) sind in den Abbildung 29 und Abbildung 30 zusammengefasst, indem die Ausnutzungsgrade der jeweiligen Tragfähigkeitsnachweise gegenübergestellt werden. Daraus lässt sich schlussfolgern, dass der zur idealen BSP-Scheibe äquivalente Schubwiderstand mit den entworfenen Verbindungsvarianten mit einer im Vergleich zur klassischen Verbindung niedrigeren Anzahl an Schrauben erreicht werden kann. Ein weiterer Vorteil ist, dass die innenliegend Schrauben bereits im Werk eingebracht werden können. Allerdings kann durch die schräge Einbringung der Schrauben in die Mittellage des Brettsperrholzes nur eine Reihe an Schrauben vorgesehen werden. Neben der alternierenden Anordnung der schräg eingebrachten Schrauben ist aber auch die Einbringung von Schraubenkreuzen möglich. Die in der Vorbemessung ermittelte Anzahl von 54 Schrauben, die zur Aufnahme der Schubbeanspruchung bei maximalem Widerstand der BSP-Scheibe notwendig wäre (Vgl. Anlage h), kann jedoch aufgrund der einzuhaltenden Randabstände und der schrägen Einbohrungen ins Holz nicht realisiert werden. Die hohe Anzahl an Schrauben ergibt sich aus der Berücksichtigung der effektiven charakteristischen Tragfähigkeit einer Schraubenreihe, in der die Verbindungsmittel in Faserrichtung hintereinander liegend angeordnet werden. Laut (ETA 10/0241) darf die wirksame Anzahl an Schrauben, die in Faserrichtung hintereinander liegen, wie für Bolzen in Vollholz nach (DIN EN 1995-1-1:2008-09), Abschnitt 8.5.1.1 (4) angenommen werden. Da die Mindestabstände bei einer so hohen Anzahl an Schrauben nicht eingehalten werden können und

bereits mit den Bemessungswerten eine ausreichende Sicherheit vorliegt, wird die Anzahl der Schrauben nicht auf die effektiv wirksame Menge erhöht, sondern die Anzahl ($n = 36$) gewählt, die zur Übertragung der Schubkraft notwendig wäre. Allerdings wurde bei der Variantenstudie zwar eine alternierende Anordnung der unter 45° eingebrachten Schrauben berücksichtigt, aber keine Schraubenkreuze in Betracht gezogen. Diese werden erst in den experimentellen Untersuchungen vorgesehen, s. AP 4.

Die Verankerungsnachweise der Bewehrung im Beton sind über den Nachweis der Verankerungslänge des Textils mit einbezogen. Hierfür wurde sich für die Vorbemessung der Varianten im Sinne einer überschlägigen Vergleichsrechnung an dem Bemessungsvorgehen aus der „abZ“ (Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-31.10-182) orientiert. Allerdings weist das für die Anwendung als BSP-Verbinder vorgesehene solidian-GRID („Q85/85-CCE-21“) (solidian®) andere Verbundeigenschaften auf als das Zulassungsmaterial „CARBOrefit® -Typ 3“. Dies liegt vor allem an den unterschiedlichen Tränkungsmaterialien der Faserstränge. So ist die Zugfestigkeit der Faserstränge zwar ähnlich, aber für die EP-getränkten solidian-Textilien ist von einem deutlich besseren Verbund zum Beton auszugehen. Da die experimentelle Bestimmung dieser Materialeigenschaften im Projekt nicht vorgesehen war, wurden Verbundkennwerte aus durchgeführten Verbundversuchen aus dem parallel laufenden C3-Vorhaben „V1.2 Nachweis- und Prüfkonzepte für Normen und Zulassungen“, vgl. (Curbach und Schumann 2021), angesetzt. Diese wurden mit Kennwerten zum Verbundfluss EP-getränkter Textilien, die in der Literatur zu finden sind, verglichen, um eine sinnvolle Annahme für die überschlägige Berechnung der Verankerungslänge zu treffen. Dabei wurden Ergebnisse experimenteller Untersuchungen aus bspw. (Kulas und Hegger 2013), (Schütze und Curbach 2019), (Wilhelm 2021) gesichtet. Für das solidian-GRID („Q142/142-CCE-38“) können in (Wilhelm 2021) aus den Ergebnissen Mittelwerte für den Verbundfluss von ca. 80 bis 120 N/mm abgelesen werden, wobei ein anderer Feinbeton mit einer maximalen Druckfestigkeit von 128 N/mm^2 zum Einsatz kam. Signifikant ist der jeweils festgestellte Unterschied im Verbundverhalten zu den Textilien, bei denen das Tränkungsmaterial auf Basis von „Styrol-Butadien“ (SBR) genutzt wurde. Die SBR-getränkten Textilien wiesen laut (Kulas und Hegger 2013), (Schütze und Curbach 2019) und (Wilhelm 2021) einen deutlich schlechteren Verbund auf. Die Ergebnisse wurden zur Abschätzung eines realistischen Verbundkennwerts durch Ergebnisse aus dem oben genannten C3-Vorhaben „V1.2“ ergänzt. In dem Vorhaben wurden Verbundversuche „Double-Sided Pull-Out“ (DPO) an dem in der Variantenstudie vorgesehenen EP-getränkten solidian-GRID („Q85/85-CCE-21“) zusammen mit dem Feinbeton PAGEL „TF10“ durchgeführt. Die Materialeigenschaften des Feinbetons sind in Tabelle 10 in AP 4.3 aufgeführt. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass eine im Vergleich zum SBR-getränkten „CARBOrefit® -Typ 3“ aus der „abZ“ (Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-31.10-182) dreimal höhere charakteristische Verbundfestigkeit für das gewählte solidian-Grid angenommen werden kann. Da der initiale Vergleich der unterschiedlichen Verbindungsvarianten mithilfe von Bemessungswerten durchgeführt wurde, ist zur Abminderung der Verbundfestigkeit ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{\text{b,tex}} = 1,5$ angesetzt worden. Daraus resultiert für den Nachweis der Verankerungslänge ein für EP-getränkte Textilien vergleichsweise niedrig angesetzter Verbundfluss von ca. 22,5 N/mm.

Abbildung 29 zeigt, dass die Schraubenanzahl im Vergleich zur herkömmlichen Verbindung mehr als halbiert werden kann, um den maximalen Schubwiderstand zu generieren. Da bei Variante 2 der Nachweis der Druckstrebe im Vergussbeton (PAGEL „V1/10“) knapp überschritten ist und die textile Bewehrung nur zu ca. 14 % ausgenutzt wird, kann stattdessen der härteste Vergussbeton „HFA1-VP“ mit Stahlfasern entsprechend Variante 1 verwendet werden. Eine Variation der Schraubabstände zeigt außerdem: Je größer der Abstand zwischen den Schrauben, desto höher ist der Ausnutzungsgrad bei den Nachweisen der Schrauben und desto niedriger die Ausnutzungsgrade bei den Beton- / Textilnachweisen. Dies liegt am gewählten Stabwerkmodell und dem sich ausbildenden Winkel zwischen Druck- und Zugstrebe. Je kleiner der Verbindungsmittelabstand, desto kleiner der Winkel zwischen Druck- und Zugstrebe und desto höher die Kraft in der Zugstrebe. Im Vergleich zu der Verbindervariante 1 und 2 mit stiftförmigen Verbindungsmitteln wird bei Variante 3 mit den in Scheibenmitte eingeklebten Carbontextilien der für den Einsatz in der Nut gut geeignete Vergussbeton „V1/10“ geringfügiger ausgenutzt. Mit dieser Variante werden die Tragfähigkeitsnachweise aus den ermittelten Druck- und Zugstreben bei Ansetzen des maximalen Schubwiderstands der BSP-Scheibe mit Ausnutzungsgraden $\leq 50\%$ erfüllt. Da diese Ergebnisse jedoch sehr von der gewählten Lasteinleitungslänge der Streben abhängen, kann es mithilfe der rechnerischen Betrachtung über Stabwerkmodelle dazu führen, dass die Tragfähigkeit der Druck- und Zugstreben im Beton über- oder unterschätzt wird. Der Nachweis der Verankerungslänge zeigt, dass diese Variante maßgeblich für die Wahl der Nuttiefe wird, um die Kraft aus den gestoßenen Textilien mit geringer Verankerungslänge noch im Beton verankern können. Es wird deutlich, dass die

Nuttiefe, die aus bautechnologischen und statischen Gründen maximal zu 65 mm gewählt wurde, einen Stoß der Textilien ausschließt, insofern keine höheren Verbundkennwerte zwischen dem Beton und dem Textil nachgewiesen werden können. Sinnvoll wäre also für diese Variante einen hochfesten Vergussmörtel PAGEL HF10, jedoch ohne Stahlfasern zu verwenden. Dadurch werden voraussichtlich höhere Verbundkennwerte erzielt und die höhere Zugfestigkeit des Betons kann für die Randzugspannungen aus Windbelastung angesetzt werden. Da jedoch die Querdruckempfindlichkeit der Textilien im Falle des Anwendungsfalls als Schubverbinder bei der Nachweisführung nicht berücksichtigt wurde, geht diese Variante nicht als Vorzugsvariante aus der rein rechnerischen Studie hervor. Als kritischste Verbindungsvariante ist jedoch entsprechend des rechnerischen Vergleichs Variante 4 zu sehen. Aus dem vorgesehenen Formschluss ohne zusätzliche Schrauben resultiert im Holz eine deutlich überbeanspruchte Kervenflanke bei angestrebtem maximalen Schubwiderstand. Zudem führt diese Form der Schubverbindung entsprechend des aufgestellten Stabwerkmodells zu einer hoch beanspruchten Zugstrebe im Beton, die nur knapp von dem hochfesten Vergussbeton („HFA-1-VP) aufgenommen werden kann. Mithilfe von textiler Bewehrung in Form von U-Profilen ist auch eine Aufnahme mit dem „V1/10“ möglich. Jedoch ist die Ausnutzung der mehrlagigen Bewehrung gering und es resultiert aus der aufzunehmenden Zugspannung eine zu hohe notwendige Verankerungslänge.

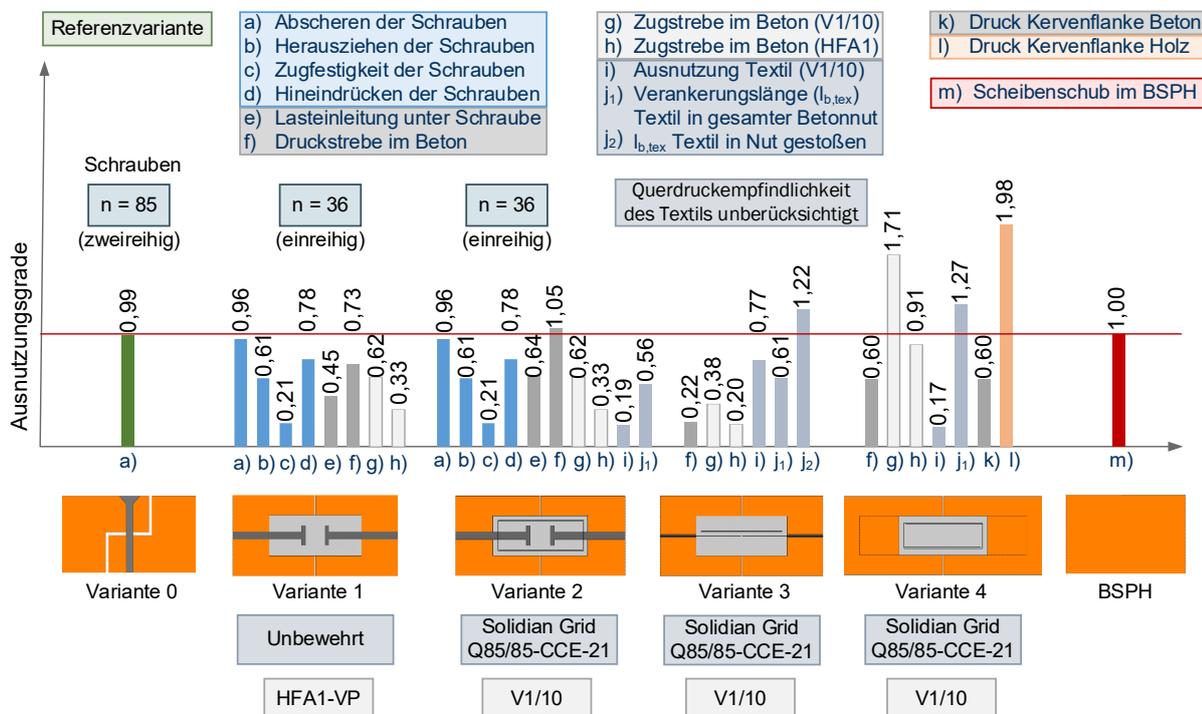


Abbildung 29: Ergebnisse der Variantenstudie – Ausnutzungsgrade der Tragfähigkeitsnachweise bei maximalem Schubwiderstand der Brettsperrholzscheibe
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD nach (Zimmermann 2019), modifiziert

Da der gering zur Verfügung stehende Raum in der Nut nur kurze Einbindelängen der Textilien im Beton zulässt, ist der Verbund der Textilien für den Einsatz beim BSP-Verbinder somit ausschlaggebend. Daher kann die konstruktive Durchbildung der textilbewehrten Varianten nur bedingt gewährleistet werden. Bei der dargestellten Ausführung der Variante 3 kann zwar eine Übergreifungslage vorgesehen werden, jedoch reicht die Übergreifungslänge nicht aus, um die berechnete Kraft im Beton zu verankern. Zudem steht bei einer Plattenbeanspruchung infolge hoher Windlasten keine Bewehrung am Rand der Betonnut zur Verfügung, um die Randzugspannungen aufzunehmen. Diese muss der Beton an dieser Stelle über seine Zugfestigkeit aufnehmen. Die Querdruckempfindlichkeit der Textilien wurde in der Nachweisführung zwar nicht berücksichtigt, geht aber als Nachteil in die Bewertung der Varianten mit ein. In der Folge kann die hohe Zugfestigkeit der Carbonbewehrung nicht vollständig genutzt werden, so dass diese für den Einsatz als Verbindungsmittel weniger geeignet ist. Sinnvoller ist der Einsatz der Bewehrung am Rand der Nut in Form von „Gelegesheets“ als Verstärkung des Vergussbetons, zur Rissbreitenbegrenzung und Verzahnung als auch zum Hochhängen von entstehenden Zugkräften. Bei dem Einsatz von U-Profilen als Bewehrung, wie in Variante 2 und Variante 4 dargestellt, kann die konstruktive Durchbildung nur im Zuge einer komplizierten

Bauausführung erfolgen, was mit hohen Kosten in Verbindung zu bringen ist. Für die experimentellen Untersuchungen in AP 4 wird daher auf den Einsatz von U-Profilen verzichtet. Die Ergebnisse der Druck-Scher-Versuche geben zusätzlich Aufschluss über die Tragfähigkeit von den ins Holz eingeklebten textilen Gelegen.

Die Betrachtung realistischer Lastannahmen einer viergeteilten BSP-Scheibe ergibt größtenteils sehr niedrige Ausnutzungsgrade und damit wesentlich geringfügiger ausgelastete Materialkomponenten. Kritisch ist die Biegung der über den Betonquerschnitt ragenden Holzflanken, insbesondere bei Variante 4 zu bewerten. Die maximale Materialauslastung resultiert ebenfalls durch die Biegebeanspruchung im Beton (Biegezug der Betonstütze) bei Variante 3. Dies bestätigt die oben geschriebene Einschätzung zu Variante 3, dass es sinnvoller wäre, die Carbonbewehrung nicht als Schubverbindungsmittel einzusetzen, sondern am Rand der Betonnut zur Aufnahme von Randzugspannungen bei höheren Windlasten anzuordnen. Bei Variante 2 ergibt sich der hohe Ausnutzungsgrad unter Querbelastung daraus, dass zusätzlich eine Zugstrebe in der Mitte der Betonnut, wo keine Bewehrung liegt, angenommen wurde. Allerdings ragen zusätzlich Schrauben in den Betonquerschnitt, welche die Zugkräfte aufnehmen können. Wenn der Beton aufreißt, können sich die Risse bis zur Bewehrung am Rand fortpflanzen und die Zugkräfte von dieser aufgenommen werden.

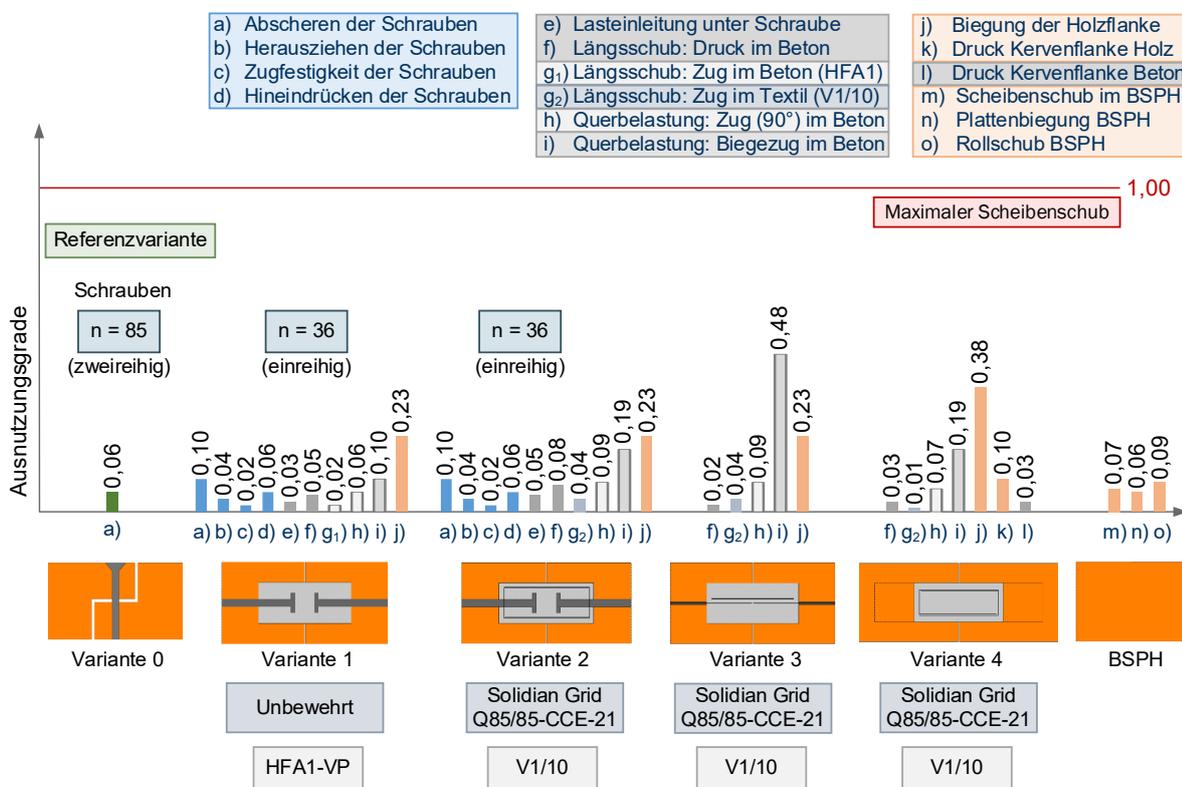


Abbildung 30: Ergebnisse der Variantenstudie – Ausnutzungsgrade der Tragfähigkeitsnachweise unter realistischen Lastannahmen
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD nach (Zimmermann 2019), modifiziert

Die Ergebnisse der Vorbemessung der aufgeführten Entwurfsvarianten zur Verbindung der BSP-Wände sind kritisch zu hinterfragen, da der analytischen Nachweisführung und der numerischen Schnittgrößenermittlung Annahmen zugrunde liegen und diese Methoden bei Detailfragen an ihre Grenzen stoßen. So erhöht bspw. die Verbundproblematik zwischen dem Vergussmörtel und den textilen Fasersträngen bei derzeit noch fehlenden normativen Regelwerken für Neubauten die Komplexität hinsichtlich einer analytischen Erfassung des Widerstands der unterschiedlichen Verbindungssysteme. Um den Spannungszustand des Verbindungssystems detaillierter zu betrachten, sind daher FE-Modelle vonnöten, die im Rahmen der Bearbeitung des folgenden Arbeitspaketes (AP 3.4) erstellt wurden. Da die Erstellung und Berechnung nichtlinearer FE-Modelle jedoch sehr aufwändig ist und ebenfalls Annahmen erfordert, werden experimentelle Untersuchungen an ausgewählten Verbindungsvarianten zur besseren Einschätzung des Tragverhaltens unter Schubbeanspruchung im AP 4 durchgeführt.

AP 3.4 Vergleichsrechnungen mithilfe der FEM

Um numerische Vergleichsrechnungen mithilfe der Finiten Elemente Methode (FEM) durchzuführen, ist zunächst festzulegen, ob eine linear-elastische oder eine nichtlineare FE-Berechnung für den zu untersuchenden Anwendungsfall geeignet ist. Zu den für diesen Anwendungsfall relevanten Nichtlinearitäten zählt neben einem nichtlinearen Materialverhalten auch der Verbund zwischen den einzelnen Materialkomponenten, der über aufwendige Kontaktmodellierungen abgebildet werden kann, Vgl. (Zobel 2017). Die geometrische Nichtlinearität, die eine Veränderung der Materialsteifigkeit während der Belastung berücksichtigt, wird bei der Betrachtung von Kurzzeitbeanspruchungen ausgeklammert. Allerdings werden diese bei großen Verformungen (z. B. bei Stützen aus Beton) relevant, wenn der Angriffspunkt der Kräfte wandert. Da die betrachtete Betonnut zwar eine Stützenform aufweist, aber von BSP ummantelt wird, wird diese Form der Nichtlinearität in den folgenden Betrachtungen außer Acht gelassen.

Die Vorgehensweise bei der FE-Modellierung gliedert sich in mehrere Schritte, ausgehend vom einfachsten Modell, bis hin zu komplexeren und realitätsnäheren Geometrien. Die einfachste Variante der Modellierung stellt eine ebene Wandscheibe aus BSP dar, die keine Eckverbindungen aufweist und an ihren Rändern entsprechend gelagert wird. Diese kann aus mehreren Wandtafeln schubsteif über eine gewisse Wandlänge zusammengesetzt sein. An vom Nutzer gesetzten Schnitten können die linear-elastisch ermittelten Schnittgrößen ausgegeben werden und somit entsprechend der maßgebenden Lastfallkombination eine kritische Schubspannung definiert werden. Hierbei ist darauf zu achten, durch das FE-Programm erzeugte Singularitäten in den Schnittgrößen, die an scharfkantigen Eckpunkten oder Aussparungen sowie durch die Steifigkeit der Auflagermodellierung resultieren können, entsprechend einzuordnen und über eine geeignete Netz- und Auflagerwahl zu begrenzen. Um den Anwendungsfall zu erweitern und die Auflagermodellierung im zweidimensionalen FE-Modell durch angrenzende Bauteile wie Deckenscheiben in ein dreidimensionales Tragwerk – bestehend aus zweidimensionalen Tragelementen – umzuwandeln, können ganze Wohnhäuser mithilfe einer geeigneten Software (bspw. RFEM der Fa. Dlubal Software GmbH) linear-elastisch berechnet und nach den entsprechenden Eurocodes bemessen werden. Anhand eines Beispielhauses aus BSP im Rahmen eines Webinars der Dlubal Software GmbH (Höroid 2020) (Abbildung 31, links) wurden die Schnittgrößen der maßgebenden Ergebniskombination berechnet und an gesetzten Schnitten ausgegeben. Die maximale Schubspannung n_{xy} in Scheibenebene, die in Abbildung 31, rechts dargestellt ist, beträgt für die gewählte Ergebniskombination 14,6 kN/m. Diese ist damit ca. dreimal so hoch wie die mithilfe des vereinfachten BSP-Scheibenmodells ermittelte maßgebende Schubspannung, s. Anlage h), Vgl. (Farwig und Curbach 2021). In der Folge können durch eine Vielfalt an Ergebniskombinationen, auf die an dieser Stelle nicht weiter eingegangen wird, weitere für die Verbindung der BSP-Wandelemente relevante Beanspruchungszustände erfasst werden.

Im Vergleich zu den ermittelten Schubspannungen in Scheibenebene beträgt der Bemessungswert des Schubwiderstands $f_{v,d}$ von BSP, der entsprechend der Vorgehensweise nach (Schickhofer et al. 2010) ermittelt wurde, $n_{xy,l,d} = 68,4$ kN/m, s. Anlage h).

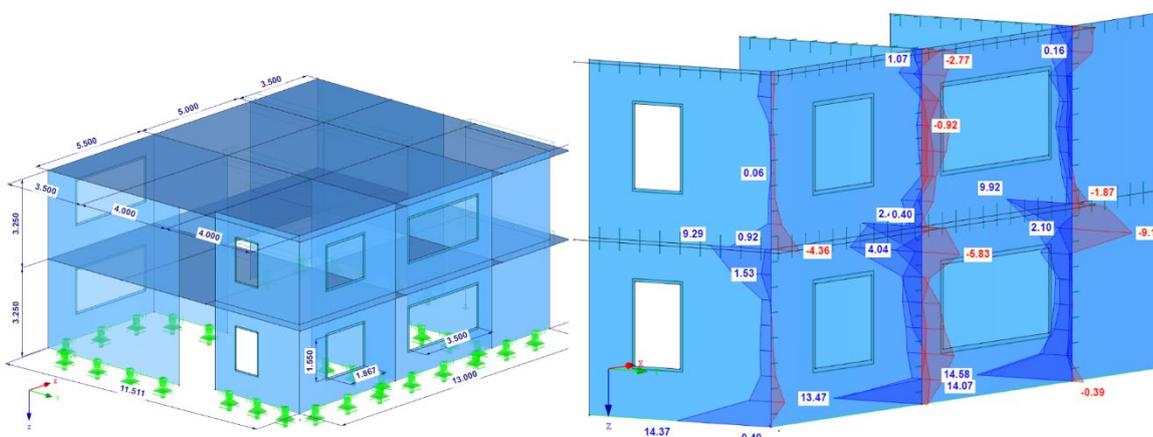


Abbildung 31: Schnittgrößen n_{xy} (rechts) am Bsp.-Haus (links) aus dem Webinar vom 07.02.2020, Dlubal Software (Höroid 2020)
Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD aus (Farwig und Curbach 2021)

Für eine linear-elastische Spannungsermittlung am Volumenmodell werden weiterhin Berechnungen mithilfe der Software ANSYS® Workbench (WB) 17 und für eine nichtlineare elastisch-plastische Dehnungsermittlung im Beton mithilfe der Materialbibliothek *multiPlas* der dynardo GmbH durchgeführt. Diese sollen vorwiegend dem Abgleich mit den Versuchsergebnissen aus den kleinteiligen Druck-Scher-Versuchen, s. AP 4, dienen. Auf die Ergebnisse werden in Arbeitspaket 4 (AP 4.4.1) bei dem Abgleich der theoretischen und experimentellen Untersuchungen aufgegriffen, so dass an dieser Stelle nicht weiter auf die Ergebnisse, sondern viel mehr auf die Modellerstellung eingegangen wird. Die Geometriemodellierung kann für das Ansys-Modell bspw. im „Design Modeler“ erfolgen. Um im Analysemodell eine gleichmäßige Netzgenerierung zu ermöglichen, wird das Bauteil bereits im Zuge der Geometrieerstellung in einzelne Elemente zerteilt, so dass sich an den entsprechenden Elementkanten die Elementknoten befinden. Über die Funktion „Merge“ können Knoten benachbarter Elemente im Analysemodell miteinander verschmolzen werden, so dass ein starrer Verbund vorliegt. Sind bspw. eingeklebte flächige Verbindungselemente zu modellieren, bietet es sich an, zunächst einen starren Verbund zwischen den Flächen zu erzeugen, bevor weitere (nichtlineare) Kontakte erzeugt werden. In der „Statisch-mechanischen Analyse“ werden in ANSYS® WB automatisch Kontaktbereiche generiert, die man entsprechend manuell anpassen kann. Die Kontakte sollen sicherstellen, dass keine Durchdringung von sich gegenüberliegenden Flächen erfolgt und damit zwischen einzelnen Bauteilen keine Kräfte wirken bzw. Energien freigesetzt werden (Gebhardt 2014). Lineare Kontaktoptionen wie „Verbund“ und „Keine Trennung“ bewirken schnelle Rechenzeiten. Während eine „fest“ durch Schweißen, Kleben oder Verschrauben miteinander verbundene Baugruppe über die Option „Verbund“ berechnet werden kann, wird mit der Option „Keine Trennung“ eine Relativbewegung zwischen den Bauelementen ermöglicht. Dabei werden eine Durchdringung oder ein Abheben der beiden Bauelemente ausgeschlossen, so dass diese ohne Ausbildung eines Spalts berührend aneinander liegen. Die Möglichkeiten der Reibung und des Abhebens wird bei dieser Option bewusst weggelassen, so dass ein lineares System generiert wird, was schnelle Rechenzeiten ermöglicht, vgl. (Gebhardt 2014). Für detailliertere Kontaktmodellierungen können die erweiterten Kontaktoptionen „Reibungsfrei“, „Rau“, und „Reibungsbehaftet“ verwendet werden. Bei diesen ist es möglich, bspw. abhebende Kontakte oder auch Durchdringungen zu berücksichtigen. Je nach Kontaktoption und gewünschter Genauigkeit stehen für die jeweiligen Kontaktoptionen unterschiedliche numerische Verfahren zur Verfügung, die über entsprechende Vor- und Nachteile verfügen, die an dieser Stelle nicht weiter vertieft werden. Des Weiteren kann der Nutzer bei den erweiterten Kontaktoptionen Reibungskoeffizienten entsprechend des *Coulomb'schen* Reibungsgesetzes hinterlegen oder bspw. über die zusätzlich integrierbaren APDL-Befehle in Mechanical (ANSYS, Inc.) ein Kohäsiv-Zonen-Materialmodell implementieren. Um diese Optionen jedoch effektiv nutzen zu können, ist Rechenzeit und fortgeschrittene Kenntnis über nichtlineare Kontaktmodellierungen erforderlich. Neben der nichtlinearen Kontaktmodellierung besteht in ANSYS® WB 17 durch die Materialbibliothek *multiPlas* (Dynardo GmbH) die Möglichkeit, das nichtlineare Materialverhalten von Beton über entsprechend komplexe Materialgesetze abzubilden. Für Bauteile, die vorwiegend auf Abscheren beansprucht werden, eignet sich das *Menétrey-Willam* Modell. Werden jedoch mehrere Nichtlinearitäten gleichzeitig (Materialmodell und Kontaktmodellierung) berücksichtigt, führt dies i. d. R. zu Konvergenz-problemen. Daher empfiehlt sich eine Art Fallbetrachtung durchzuführen und mit einer linearen Berechnung zu beginnen. Für den einfachsten Fall der Berechnung werden linear-elastische Materialgesetze verwendet und ebenfalls lineare Kontaktoptionen vorgesehen. Die aneinander liegenden Scherflächen von Holz und Beton können sich somit ohne Abhebung und Durchdringung der Kontakte relativ zueinander bewegen. Ausschließlich der Kontakt zwischen der Lasteinleitungsplatte und dem Betonbauteil wird als „Reibungsbehaftet“ definiert und ein Reibungskoeffizient von 0,25 zwischen Stahl und Beton festgelegt, da durch Ansetzen eines starren Verbunds zwischen der Last-einleitungsplatte und der Betonfläche lokal hohe Spannungen im Beton resultieren würden und bei Wahl einer freien Verschiebung der Lasteinleitungsplatte ein Mangel an Randbedingungen im Modell für eine stabile Berechnung vorliegen könnte.

Die Geometrie des Modells ist entsprechend der in AP 4 entworfenen Versuchskörper mit einer Neigung von 6° gewählt worden, s. Abbildung 32, links. Auf die Lasteinleitungsplatte wird eine Verschiebung von zunächst 2 mm in kleinen Schritten aufgebracht. Die Verformung des Betons infolge der aufgetragenen Verschiebung ist in Abbildung 32 dargestellt. Rechts daneben sind die Normalspannungen in X-Richtung des jeweils lokalen Koordinatensystems von dem starr eingebetteten Verbindungsgitter sowie von der aufgelagerten Unterseite der äußeren Brettsperrholzlagen abgebildet. Die Druckspannungen am Auflager des Brettsperrholzes erreichen nach Zugrundelegung der linearen Berechnung und einem starren Verbund zwischen der flächigen Verbindung und den

Verbundbauteilen (BSP und Beton) bei einer aufgetragenen Verschiebung von 2 mm die im BSP parallel zur Faser zulässige Spannung von 21 MPa.

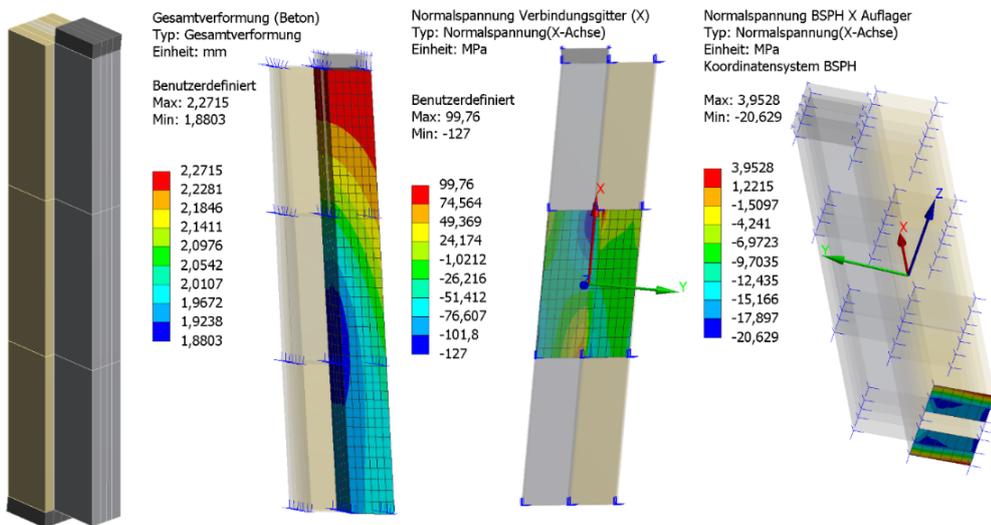


Abbildung 32: Volumenmodell in ANSYS® Workbench 17 mit Ergebniswerten aus linear-elastischer Berechnung
Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD aus (Farwig und Curbach 2021)

Da aus linearen FE-Berechnungen, in denen starre Kontakte zwischen den Verbundbaustoffen vorgesehen werden und somit keine reibungsbehaftete Relativverschiebung zwischen den Materialkomponenten zugelassen wird, zu lokal hohen Spannungen in den Materialien führen, sollten in einem nächsten Schritt zunächst nichtlineare Kontakte bei linear-elastischem Materialverhalten untersucht werden. Um den realen Fall abzubilden, müsste zusätzlich das nichtlineare Materialverhalten des Betons berücksichtigt werden und der Verbund zwischen Beton und Verbindungselement als nicht starr angenommen werden, was zu komplexen numerischen Modellen führt. Die Ergebnisse, die durch Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens von Beton im Projekt entstanden sind, werden im AP 4.4.1 mit den Versuchsergebnissen verglichen.

Alle Nichtlinearitäten in der Kontaktmodellierung bzw. jeden der potentiell möglichen Versagensmechanismen der unterschiedlichen Materialien in der FE-Analyse zu berücksichtigen, wurde allerdings im Rahmen des Forschungsprojektes als nicht zielführend angesehen, da der Aufwand und die damit verbundenen Rechenzeiten sowie mögliche Konvergenzprobleme im Zuge der Berechnung den Nutzen für eine praktische Lösung nicht rechtfertigen.

AP 3.5 Konstruktive Umsetzung des Verbindungsmittels (UA: EBF Innovation GmbH)

Im Rahmen des Arbeitspaketes 3.5 wurde in Zusammenarbeit mit der Fa. EBF Innovation GmbH eine weitere FEM-basierte Lösung zur Abbildung der untersuchten Verbindung erzeugt. Auf die Ergebnisse wird an dieser Stelle jedoch nicht weiter eingegangen, sondern auf den Bericht der Firma verwiesen, der auf Anfrage bei der Projektbearbeiterin und Autorin des Schlussberichts zur Verfügung gestellt werden kann.

- Insgesamt wirkte die Fa. EBF Innovation GmbH an den folgenden Punkten im Forschungsvorhaben mit.
- Konstruktive Ausarbeitung des Verbindungsmittels
- FEM-basierte Geometrieoptimierung
- Fertigungstechnische und ökonomische Optimierung

Insbesondere erfolgte zu Beginn des Projekts ein reger Austausch mit der Fa. EBF Innovation GmbH bezüglich des Entwurfs der einzelnen Verbindungsvarianten. Zudem wurden für die Planung der Versuche, insbesondere des Versuchsaufbaus für die Druck-Scher-Versuche, Informationen über die Elascan GmbH eingeholt und mit der oberen Bauaufsicht Sachsens über weitere experimentelle Prüfmethode für eine mögliche Überführung des Verbinders in die Baupraxis Kontakt aufgenommen. Im Rahmen der Versuche sollten alle möglichen Arten des Versagens (z. B. Zugversagen im Beton, Abscheren der Schraube, Schubversagen im Holz etc.) möglichst einzeln betrachtet werden.

Für die Überführung der entwickelten Verbindungstechnologie in die Baupraxis ist die Unbedenklichkeit der Versagensmechanismen nachzuweisen.

Im Anschluss an das Forschungsprojekt wäre somit ein im Vergleich zum durchgeführten Forschungsvorhaben angepasstes Versuchsprogramm durchzuführen, das für das Erlangen einer bauaufsichtlichen Zulassung für eine ausgewählte Verbindungsvariante notwendig ist. So sollte nach Ermittlung des Belastungsumfangs für die geplante Anwendung die Wandscheibentragfähigkeit zusätzlich nach (DIN EN 594:2011-09) geprüft werden.

Für Berechnungen, die in der Baupraxis in Bezug auf das entwickelte Verbindungssystem („BSP-Verbinder“) durchgeführt werden, wäre dann eine höhere Sicherheit mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma = 2,0$ anzusetzen. Für die Anwendung des Spezialbetons wäre zudem im Zuge der Bauausführung zu beachten, dass ein Beton ab der Festigkeitsklasse C20/25 nur noch von fremdüberwachten Spezialfirmen verarbeitet werden darf. Die Festigkeitskennwerte des verwendeten Vergussmörtels sind bei Einsatz des BSP-Verbinders in der Baupraxis versuchstechnisch zu erfassen und die Maximalstärke der Risse im Beton auf 0,3 mm zu begrenzen. Für die innenliegende Betonnut könnten jedoch keine regelmäßigen Inspektionen erfolgen. Um die Gebrauchstauglichkeit nähergehend vor Ort zu untersuchen sowie Langzeituntersuchungen am verbauten Element durchzuführen, könnte auf eine entsprechende Sensorik zurückgegriffen werden und erzeugte Daten ausgewertet werden. Da die Dauerhaftigkeit im Hinblick auf den Beton jedoch für diese Anwendung gemäß der oberen Bauaufsicht Sachsens als irrelevant anzusehen wäre, nimmt die Begutachtung des Holzes in Bezug auf Langzeiteffekte einen höheren Stellenwert ein.

Arbeitspaket 4: Überprüfung des entwickelten Brettsperrholzverbinders durch experimentelle Tastversuche

AP 4.1 Planung und Bemessung der Probekörper aus Brettsperrholz und des entwickelten Verbinders

Die entworfenen Verbindungsvarianten sollen in diesem Arbeitspaket mithilfe von experimentellen Versuchen hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit überprüft werden. Entsprechend des Lastenheftes, siehe AP 2 sowie Anlage h), sind für das Verbindungssystem sowohl Scheiben- als auch Plattenbeanspruchungen der Wandelemente und somit der Verbindung zwischen den Wandtafeln relevant. Im Rahmen des Forschungsprojekts wird der Fokus bei den experimentellen Untersuchungen vorwiegend auf die Scheibenbeanspruchung gelegt. Die zu übertragenden Schubkräfte lassen sich insbesondere mithilfe von kleinteiligen Versuchskörpern labortechnisch realisieren und ermöglichen die Betrachtung einer Vielzahl an Varianten.

Um die in AP 3 entworfenen Verbindungssysteme hinsichtlich ihres Scherwiderstands zu prüfen und dadurch eine Vorauswahl geeigneter Verbindungsmethoden treffen zu können, werden in einer ersten Versuchsreihe Druck-Scher-Versuche in Anlehnung an die EAD 130090-00-0303 als sogenannte Slip-Block-Tests nach DIN EN 408:2012-10 durchgeführt. Im Vergleich zu anderweitigen Prüfmethode zur Ermittlung der Scherfestigkeit eines Verbundbauteils, z. B. dem symmetrisch aufgebautem Push-out-Versuch nach DIN EN 1994-1-1:2010-12 oder entsprechend der asymmetrischen Versuchsaufbauten nach (Buyukozturk, O., Bakhoum, M., Beattie, S. 1990) bzw. nach (Glaser 2005), eignet sich der ebenfalls asymmetrische Aufbau des Slip-Blocks mit einer Verbundfuge für die geplanten Versuche aufgrund des einfachen Einbaus in die Prüfmaschine und der Vergleichbarkeit der Resultate zu anderen Forschungsergebnissen. Abbildung 33 zeigt den dafür vorgesehenen Probekörperaufbau.

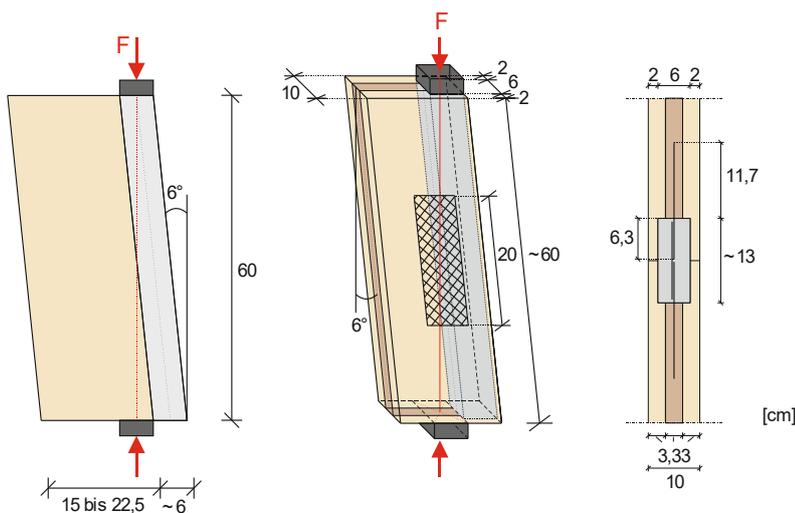


Abbildung 33: Aufbau und Abmessungen der Probekörper
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD aus (Farwig und Curbach 2021), modifiziert

Die Probekörper werden mit einer Neigung angefertigt, um das Auftreten eines Exzentrizitätsmoments bei der Lastabtragung zu verhindern. Bei lotrechter Anordnung der Scherfuge müsste das aus der Exzentrizität resultierende Moment infolge der exzentrischen Lasteintragung über eine seitlich angeordnete Auflagerung aufgenommen werden. Wird eine entsprechende Neigung der Fuge bei der Herstellung der Probekörper berücksichtigt, ist eine seitliche Auflagerung nicht mehr notwendig, da kein Exzentrizitätsmoment entstehen sollte und die Last in ihrer Wirkungslinie direkt in den Schwerpunkt der Auflagerung eingeleitet wird. Im Unterschied zu DIN EN 408:2012-10 wird jedoch die Neigung der Probekörper, die darin mit 14° festgelegt wird, in Absprache mit der Firma Elascor GmbH auf 6° reduziert. Die Elascor GmbH, die im Rahmen des Forschungsprojekts konsultiert wurde, weist im Bereich des Holz-Holz- und Holz-Beton-Verbunds eine in zahlreichen Forschungs- und Praxisprojekten gewonnene Expertise auf, Vgl. (Rupprecht und Kelletshofer 2017).

Die Reduzierung der Neigung führt bei gewünschter zentrischer Lastabtragung zwar zu geringfügig höheren Probekörpern (ca. 60 cm statt 46 cm), jedoch wird der resultierende Querlastanteil F_h von 25 % bei 14° auf ca. 10,5 %

bei 6° reduziert, s. Gleichung (23). Die vertikal wirkende Kraft F_v entspricht der Maschinenlast und F_{\max} der Bruchkraft bei Erreichen der maximal aufnehmbaren Kraft.

$$F_h = \tan(6^\circ) \cdot F_v = 0,105 \cdot F_v = 0,105 \cdot F_{\max} \quad (23)$$

Dabei wird die Scherkraft in der Fuge F_{Fuge} als Resultierende (Hypotenuse) angesetzt. Zur Ermittlung von F_{Fuge} wird hingegen die Vertikalkraft F_v als Resultierende gewählt, so dass sich die Scherfestigkeit nach DIN EN 408:2012-10 mithilfe der Gleichung (24) bestimmen lässt.

$$F_{\text{Fuge}} = F_v \cdot \cos(6^\circ) = 0,9945 \cdot F_v = 0,9945 \cdot F_{\max} \quad (24)$$

Daraus ergibt sich ein abhebender Kraftanteil senkrecht zur Fuge, der mit Gleichung (25) ermittelt werden kann.

$$F_a = F_v \cdot \sin(6^\circ) = 0,1045 \cdot F_v = 0,1045 \cdot F_{\max} \quad (25)$$

In unter 45° eingebrachten Verbindungsmitteln (bspw. bei unter 45° eingebohrten Schrauben oder schräg eingeklebten textilen Gelegen) würde die axiale Kraft $F_{\text{ax},45^\circ}$ wirken, s. Gleichung (26).

$$F_{\text{ax},45^\circ} = F_G = F_{\text{Fuge}} \cdot \sin(45^\circ) = F_v \cdot \cos(6^\circ) \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 0,7032 \cdot F_v \quad (26)$$

Für die Bemessung der Probekörper sind diese so zu konzipieren, dass aus den Versuchsergebnissen ein Mehrwert entsteht, also die unterschiedliche Tragfähigkeit und die damit verbundenen Versagensmechanismen zu erkennen sind. Dies wäre bspw. nicht der Fall, wenn das Brettsperrholz bei jedem Einzelversuch am Auflager infolge zu hoher Lasten versagen würde. Um dies zu verhindern, erfolgte die Bemessung der Probekörper primär über die Auflagerspannung σ_{zul} im BSP. Die Auflagerung erfolgt ausschließlich über die äußeren Lagen des Brettsperrholzes, da nur diese parallel zur Faser den Druck abtragen können. Da die beiden Auflagerplatten einen Abstand von ca. 35 mm zueinander haben, nimmt die Mittellage des Brettsperrholzes somit keine Auflagerspannungen auf. Ein Bild des Versuchsaufbaus ist unter AP 4.3 zu finden. Die ca. 20 mm hohen Auflagerplatten aus Stahl weisen eine Breite von ca. 60 mm und eine ungefähre Tiefe von 28 mm auf, woraus die angesetzte Auflagerfläche $A_{\tau||}$ resultiert. Aufgrund der Neigung von 6° des Versuchsaufbaus ist die zulässige Spannung im Holz gemäß (Hankinson 1921) mit Gleichung (27) zu reduzieren.

$$f_{c,\alpha,k} = \frac{f_{c,0,k} \cdot f_{c,90,k}}{f_{c,0,k} \cdot \sin^2(\alpha) + f_{c,90,k} \cdot \cos^2(\alpha)} = 19,4 \frac{N}{mm^2} \quad (27)$$

Damit ergibt sich entsprechend Gleichung (28) die zulässige Druckkraft im Lasteinleitungsbereich $F_{D,\text{zul}}$.

$$F_{D,\text{zul}} = f_{c,\alpha,k} \cdot A_{\tau||} = 19,4 \frac{N}{mm^2} \cdot (2 \cdot 28 \cdot 60) mm^3 = 65,2 \text{ kN} \quad (28)$$

Die über die Verbindungsmittel übertragene Kraft darf somit nicht höher als 65,2 kN sein. Daher orientiert sich die gewählte Verbundlänge an der als am steifsten eingeschätzten Verbindungsvariante. Die einheitlich ausgewählte Verbundlänge bei den genutzten Verbindungsmitteln bzw. Verbundsystemen dient der Vergleichbarkeit der Scherwiderstände, die mithilfe der Tastversuche ermittelt werden. Die Verbundlänge unterscheidet sich nur in dem Fall der Serie 1, welche zur Überprüfung des Einflusses der Haftreibung auf unterschiedlichen Längen zwischen Holz und Beton durchgeführt wurde.

Verwendete Materialien (Druck-Scher-Versuche)

Alle im Projekt durchgeführten Versuchsserien der Druck-Scher-Versuche werden in Tabelle 3 und Tabelle 4 zusammengefasst. Zudem sind die Prüfvarianten in bildlicher Form in der Anlage c) des Berichts zu finden. Die Serien 1.1 bis 1.3 dienten allein der Überprüfung des Einflusses der Haftreibung zwischen Holz und Beton. Hier sollte insbesondere der Einfluss der Holzflanken in Serie 1 mithilfe von drei Probekörpern ermittelt werden. Die Serien 1.2 und 1.3 wurden als weitere Kontrolle der Haftreibung zur Erfassung unterschiedlicher Verbundlängen für den Fall einer besonders starken Verklebungswirkung zwischen Holz und Beton vorgesehen. Alle weiteren Probekörper wurden ohne Holzflanken und mit aufgeklebter Folie – also ohne Einfluss der Adhäsion – geprüft, um eine mögliche Rissbildung im Beton während des Versuchs beobachten zu können und lediglich den Scherwiderstand der jeweiligen Verbindungsmittel (Schrauben, HBV-Schubverbinder, textile Gelege unter 45°, Kerfen mit Schrauben) zu testen.

Tabelle 3: Versuchsmatrix für Druck-Scher-Versuche (Serie 1.1 bis 4.1)

| PK Nr. | Vergussmörtel (PAGEL) | Verbindungsmittel zw. Holz und Beton | Holzflanken Mit / Ohne | PK je Serie | Anmerkung |
|--------|-----------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|-------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1.1 | V1/10 | Ohne Verbindungsmittel: Haftreibung in der Fuge durch Oberflächenrauigkeit des Brettspertholzes | Mit | 3 | 200 mm Verbundlänge auf gesamte Breite mit Flanken |
| 1.2 | | | Ohne | 2 | 300 mm Verbundlänge auf 50 mm Breite |
| 1.3 | | | Ohne | 2 | 200 mm Verbundlänge auf 50 mm Breite |
| 2.1 | V1/10 | Textilien: Carbon: CCE; AR-Glas: AAE Q 85/85-CCE-21 | Ohne | 5 | Einkleben auf 200 mm Länge mit WEVO-Spezialkleber; im Bereich des flächigen Verbindungsmittels wird zur Prüfung der reinen Verbindungsmittelsteifigkeit die Folie auf der BSP-Oberfläche eingeschlitzt |
| 2.2 | | | Ohne | 5 | |
| 2.3 | | | Ohne | 5 | |
| 3 | V1/10 | Streckmetall: HBV-Schubverbinder | Ohne | 5 | |
| 4.1 | V1/10 | Schrauben (unter 90°) der Fa. Elascon GmbH, Schraubensorte S-Fix 1 | Ohne | 5 | Einbohren senkrecht durch Folie (je 3 Stk. auf 200 mm) |
| | | | Σ | 32 | |

Die Serien 1.1 bis 4.1 wurden als erstes geprüft, während die Serien 4.2 bis 5.4 im Anschluss daran durchgeführt wurden, um insbesondere auf die Ergebnisse der Serie 4.1 aufbauen zu können. Außerdem wurde ein weiterer hochfester Vergussmörtel mit zusätzlich eingemischten Stahlfasern (HFA1-VP) für drei der sechs im Anschluss geprüften Serien verwendet.

Tabelle 4: Versuchsmatrix für Druck-Scher-Versuche (Serie 4.2 bis 5.4)

| PK Nr. | Vergussmörtel (PAGEL) | Verbindungsmittel zw. Holz und Beton | Holzflanken Mit / Ohne | PK je Serie | Anmerkung |
|--------|-----------------------|-----------------------------------------------------------------------|------------------------|-------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 4.2 | V1/10 | Schrauben (gekreuzt 45°) der Fa. Elascon GmbH, Schraubensorte S-Fix 1 | Ohne | 5 | Einbohren unter 45° durch Folie (zwei gekreuzte Schraubenpaare auf einer Verbundlänge von 200 mm) |
| 4.3 | HFA1-VP | | Ohne | 5 | |
| 5.1 | V1/10 | Formschluss (Kerfe) mit Schrauben (S-Fix-1) unter 45° | Ohne | 5 | Eine Kerfe auf einer Länge von 200 mm mit zwei Schrauben als Abhebesicherung |
| 5.2 | V1/10 | | Mit | 5 | |
| 5.3 | HFA1-VP | | Ohne | 5 | |
| 5.4 | HFA1-VP | | Mit | 5 | |
| | | | Σ | 30 | |

Die zwei in den Druck-Scher-Versuchen angewendeten Vergussmörtel von PAGEL wurden entsprechend der Vorbetrachtungen zur Bauausführung und der analytischen Tragfähigkeitsanalysen ausgewählt. Da sich eine zusätzlich einzubringende Textilbewehrung negativ auf den Arbeitsaufwand und die Kosten auswirkt, sollte mit

Verwendung des Stahlfasermörtels überprüft werden, ob in den experimentellen Untersuchungen ein Mehrwert hinsichtlich der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens erzielt werden kann. Die wesentlichen Materialeigenschaften der beiden Vergussmörtel lassen sich Tabelle 5 entnehmen. Weitere Eigenschaften finden sich in den technischen Datenblättern in Anlage b). Die Eigenschaften können zudem mithilfe der in Anlage e) aufgeführten Werte aus den Routineuntersuchungen verglichen werden.

Tabelle 5: Eigenschaften der Vergussmörtel

| Typ | | V1 [®] /10 | HF10 (C80/95) |
|-------------------------------------------------|-------|---------------------------------------|----------------------------|
| Körnung | | 0-1 mm | 0-1 mm |
| Untergusshöhe nach E DIN 18088-5:2017-12 | | 5-30 mm | 5-30 (100) mm |
| Wassermenge | | 13 % | 12 % |
| Verbrauch (Trockenmörtel) | ca. | 2.000 kg/m ³ | 2.000 kg/m ³ |
| Frischmörtelrohddichte | ca. | 2.250 kg/m ³ | 2.300 kg/m ³ |
| Verarbeitungszeit ca. | 20 °C | 90 min | ≥ 90 min |
| Fließmaß (V1/10: Rinne) | | ≥ 650 mm (5 min) ≥ 550 mm (30 min) | ≥ 750 mm |
| Quellmaß | 24 h | ≥ 0,1 Vol.-% | ≥ 0,1 Vol.-% |
| Druckfestigkeit nach DIN EN 196-1 | 1 d | ≥ 40 N/mm ² | ≥ 70 N/mm ² |
| | 7 d | ≥ 60 N/mm ² | ≥ 90 N/mm ² |
| | 28 d | ≥ 80 N/mm ² | ≥ 115 N/mm ² |
| Biegezugfestigkeit nach DIN EN 196-1 | 1 d | ≥ 4 N/mm ² | ≥ 8 N/mm ² |
| | 7 d | ≥ 6 N/mm ² | ≥ 13 N/mm ² |
| | 28 d | ≥ 8 N/mm ² | ≥ 15 N/mm ² |
| E-Modul (statisch) | 28 d | ≥ 35.000 N/mm ² | ≥ 25.000 N/mm ² |

Dem HFA1-VP wurden laut dem Hersteller PAGEL[®]-Spezialbetone auf 100 % Mörtelmasse 1 % Drahtstahlfasern mit einer Länge von 12,5 mm und einem Durchmesser von 0,4 mm hinzugegeben. Die Länge der Stahlfasern ist durch die Pumpbarkeit bedingt. Der Einfluss auf die Zugtragfähigkeit des Hochfestvergussmörtels wird als gering eingeschätzt. Um die Stahlfasern wie Bewehrungsgelege in der Bemessung des Verbindungssystems ansetzen zu können, ist eine gleichmäßige Verteilung der Fasern zu gewährleisten. Alternativ zu kurzen Stahlfasern könnten Kurzfasern aus Carbon oder AR-Glas aus recycelten Fasersträngen eingesetzt werden. Im Forschungsprojekt wurde sich auf eine Faserbetonvariante bezogen, die für die Baupraxis erschwinglich ist.

Die Materialkenndaten der SFix-Verbundschrauben sowie der HBV-Schubverbinder aus Streckmetall werden den jeweiligen Zulassungen (ETA 18/0264), (Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-557) entnommen. Das Streckmetall fängt laut Herstellerangaben ab ca. 240 N/mm² an zu fließen und weist eine Zugfestigkeit von ca. 320 N/mm² auf. Der HBV-Schubverbinder ist in eine mindestens 40 mm tiefe Sägenut mit einer maximalen Breite von 3,2 mm einzukleben. Im Beton muss das Streckmetall mindestens 50 mm tief eingebunden sein. Die Länge des Schubverbinders muss mindestens 200 mm betragen. Diese Länge wird für die Druck-Scher-Versuche als Vergleichslänge bei der Überprüfung der unterschiedlichen Verbindungsmittel angenommen. Auf eine Länge von

200 mm können zwei Schraubenkreuze im Winkel von 45 ° oder 3 Einzelschrauben im Winkel von 90 ° zur Holzfaser eingebracht werden. Die Textilien werden ebenfalls auf einer Verbundlänge von 200 mm mit einer Faserstrangrichtung von 45 ° zur Holzfaser eingeklebt. Für die Materialkennwerte der jeweiligen Textilien der solidian GmbH wird auf die Kennwerte aus den Datenblättern, s. Anlage b), verwiesen. Da es sich um Tastversuche handelte, in denen die Textilien als potentielle Verbindungsmittel im Vergleich zu herkömmlichen Verbundschrauben und dem HBV-Schubverbinder erprobt werden sollten, wurden keine separaten Festigkeitskennwerte der Textilien in kleinteiligen Versuchen ermittelt. Im Datenblatt des Carbontextils Q85/85 der Firma solidian GmbH, s. Anlage b), wird bspw. eine Zugfestigkeit von 2.500 N/mm² angegeben. Die Geometrie der Gelegestruktur sowie die Festigkeitseigenschaften der verwendeten Gelegesorten sind in Tabelle 6 gegenübergestellt.

Tabelle 6: Eigenschaften der Textilien

| Typ | Solidian GRID Q85/85-CCE-21 Q142/142-25 | | Solidian GRID Q87/87-AAE-21 | |
|------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|----------------------------|-----------------------------------|---------------|
| | Längs | Quer | Längs | Quer |
| Fasermaterial | Carbon | | AR-Glas | |
| Tränkungsmaterial | Epoxidharz (E5) | | Epoxidharz | |
| Oberflächen-beschaffenheit | unbesandet | | – | |
| Form | Streifen aus Matte mit 45°-Raster | | Streifen aus Matte mit 45°-Raster | |
| Richtung der Stränge | Längs | Quer | Längs | Quer |
| Achsabstand Strang [mm] | 21 25 | 21 25 | 21 | 21 |
| Faserquerschnittsfläche Einzelstrang [mm²] | 1,81 3,62 | 1,81 3,62 | 1,85 | 1,85 |
| Bewehrungsquerschnittsfläche [mm²/m] | 85 142 | 85 142 | 87 | 87 |
| Garnzugfestigkeit [N/mm²] | > 4.000 | >4.000 | >1.500 | > 1.500 |
| Bruchspannung: (Mittelwert) [N/mm²] | 3.300 3.100 | 3.550 *2 3.300 *1 | 1.500 | 1.580 *1 |
| Bruchspannung: charakteristischer Wert [N/mm²] | 2.500 2.200 | 2.500 *2, **2 2.200 *1 | 1.200 | 1.100 *1, **1 |
| Aufnehmbare Kraft (Mittelwert) [kN/m] | 280 440 | 301 *2 468 *1 | 130 | 137 *1 |
| E-Modul (Bewehrung) [N/mm²] | >220.000 > 220.000 | >205.000 *2 >205.000 *1 | > 72.000 | > 72.000 *1 |

*1: Aus ISO 10406-1:2008 und **1 DIN EN 1990; *2: Aus ISO 10406-1:2015 und **2 DIN EN 1990

Bei der Herstellung der Probekörper aus den BSP-Platten wurden vor der Betonage Holzfeuchtemessungen vorgenommen, s. Abbildung 34. Zusammen mit dem Gewicht des Holzbauteils können die Bruchlasten im Falle eines Versagens im Holz über die Rohdichte des Brettsperrholzes RDu auf RD12 normiert werden, was einem Feuchtegehalt in den BSP-Längslagen von 12 % entspricht.

In den numerischen und analytischen Berechnungen wurden Materialkennwerte nach DIN EN 1995-1-1:2008-09 bzw. nach Zulassung LENO®-Brettsperrholz (ETA 10/0241) auf der sicheren Seite liegend angenommen. Die normativ

angegebene charakteristische Rohdichte von 350 kg/m^3 wird bei Betrachtung der gemessenen Werte im Minimum erreicht. Im Mittel ergeben sich Rohdichten von ca. 420 kg/m^3 . Jedoch erfolgte die Ermittlung anhand lückenhafter Daten, da nicht immer das Gewicht der Bauteile vor der Betonage gemessen wurde und auch die Holzfeuchtemessung an mehreren Stellen der Probekörper zum gleichen Zeitpunkt hätte erfolgen müssen. Wird die charakteristische Rohdichte in der Vorbemessung der Verbindungsmittel auf 420 kg/m^3 erhöht, so ergeben sich u. a. höhere Widerstandswerte für die Verbundschrauben. Eine höhere Rohdichte erhöht aber andererseits auch das Eigengewicht der Konstruktion, woraus eine höhere Einwirkung auf die Verbindung resultiert. Da es sich hierbei jedoch um eine zusätzliche Auflast handelt, kann sich dies auch günstig gegenüber einer horizontal einwirkenden Scheibenkraft auswirken.



Abbildung 34: Holzfeuchtemessung bei der Herstellung der Probekörper
Fotos: Ludwig Hahn, Auerbach und Hahn GmbH; Grafik aus (Farwig und Curbach 2021)

Die Ermittlung der Rohdichten des in den unterschiedlichen Prüfserien verwendeten Brettsperrholzes erfolgte anhand der geringfügig vorhandenen Daten und ist in Abbildung 35 in Form von Histogrammen veranschaulicht worden. Aufgrund der lückenhaften Daten kann keine Normalverteilung erkannt werden. Da das Brettsperrholz jedoch größtenteils aus einer Charge stammt, ist davon auszugehen, dass alle Probekörper aus der jeweiligen Charge im Minimum eine Rohdichte von 350 kg/m^3 aufweisen und die normativen Werte für die Bemessung und weitere rechnerische Analysen angesetzt werden können.

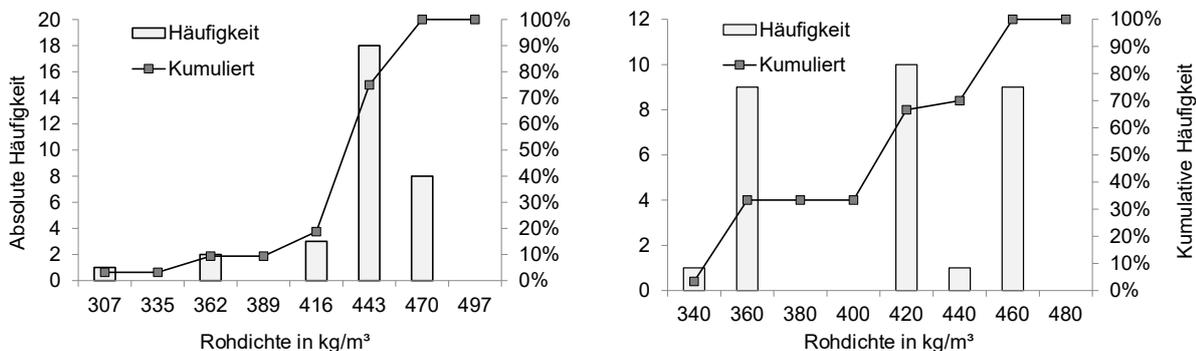


Abbildung 35: Histogramm und Summenhäufigkeit der Rohdichte der in den Serien 1.1 bis 4.1 (Druck-Scher-Versuche) verwendeten BSP-Charge (links) und der in den Serien 4.2 bis 5.4 (Druck-Scher-Versuche) verwendeten BSP-Charge (rechts)
Grafiken: Kristina Farwig, IMB TUD

AP 4.2 Herstellung der Probekörper (Kleinbauteile)

Die Probekörper für die bereits durchgeführten Druck-Scher-Versuche wurden entsprechend der in den vorherigen Arbeitspaketen beschriebenen Geometrien durch die am Projekt beteiligte Firma Auerbach und Hahn GmbH hergestellt und der Vergussmörtel im Otto-Mohr-Labor der TU Dresden eingebracht. Dabei wurden die folgenden Hinweise aus DIN EN 1994-1-1:2010-12, B.2.3, Abschnitt (2) und (3) zur Herstellung der Versuchskörper berücksichtigt:

- (2) „Die Haftung in der Fuge ist durch Einfetten der Fuge oder durch andere geeignete Maßnahmen zu verhindern.“
- (3) „Die Versuchskörper sind in der Regel so zu lagern, dass sie an der Luft erhärten können.“

Zwar wurde das BSP nicht eingefettet, jedoch wurde eine Folie im Verbundbereich aufgeklebt, um nur die Verbindungsmittel auf der gemäß der Bemessung in AP 4.1 ermittelten Verbundlänge von 200 mm zu prüfen. Dabei wurden die außenliegenden Holzflanken der Verbindernut für die Überprüfung des Scherwiderstands der eingesetzten Verbindungsmittel nicht an der Brettsperrholzplatte belassen, sondern stattdessen Schalbretter aus Spanholzplatten vorgesehen, s. Abbildung 36, oben Mitte. Vergleichend dazu wurden drei Probekörper mit Holzflanken (Abbildung 36, oben links) hergestellt, bei denen im Verbindungsmittelbereich auf einer Länge von 200 mm keine Folie angeordnet wurde, um den Einfluss der Haftreibung zwischen dem Brettsperrholz und dem vollständig ausgehärtetem Vergussmörtel in diesem Bereich überprüfen zu können. Aufgrund von Herstellungsungenauigkeiten beim Schalungsbau ergaben sich bei den Probekörpern ohne Holzflanken etwas kleinere Betonquerschnitte. Für den Betoniervorgang wurde der Vergussmörtel in dem laboreigenen Betonmischer „Pemat/Zyklos ZK 150 HE“, welcher ca. 30–100 Liter fasst, zwangsgemischt. Dafür wird der Vergussmörtel zunächst mit einer entsprechend notwendigen Menge Wasser geknetet, bis die im Mörtel enthaltenen Additive aufgeschlossen sind. Im letzten Drittel des Mischvorgangs wird schließlich das Restwasser hinzugegeben. Die Mischzeit betrug ca. zweimal 3 min. Pro 25 kg-Sack des Pagelmörtels wurden 3 Liter Wasser hinzugegeben und anschließend das kleine Ausbreitmaß gemessen, das i. d. R. zwischen 29 und 36 cm lag. Das Verfüllen der Probekörper erfolgte im Fall der Druck-Scher-Versuchskörper aufgrund der geringen Probekörperhöhe durch Eingießen des Mörtels in die schräge Betonnut. Die Verarbeitung der beiden verwendeten Vergussmörtel funktionierte sehr gut. Das Gießen erfolgte nach und nach bis ein Viertel bzw. ein Drittel der Probekörperhöhe erreicht wurde, so dass die sich gebildeten Luftblasen noch aufsteigen konnten.



Abbildung 36: Probekörper mit Holzflanken (oben links), ohne Holzflanken mit Spanholzplatten (oben Mitte), Befüllung der Probekörper mit Beton (oben rechts), alle Probekörper (unten links), betonierte Nut (unten links)
Fotos: Kristina Farwig, IMB TUD aus (Farwig und Curbach 2021)

In den Serien 4.3, 5.3 und 5.4 der Druck-Scher-Versuche wurde der von der Fa. Pagel zusammengestellte Hochfestverguss mit Stahlfasern „HFA1-VP“ verwendet. Im Vergleich zu dem Standardprodukt, dem Vergussmörtel „V1®/10“, sind bei dem Hochfestverguss, „HFA1-VP“, mehr Luftblasen im Zuge des Betoniervorgangs aufgestiegen. Grund dafür sind die Stahlfasern, da diese durch ihre Beschaffenheit mehr Luft in die Mischung einbringen. Der V1®/10-Verguss hingegen ist homogener als der mit Stahlfasern versetzte Hochfestverguss, „HFA1-VP“. Um den hochfesten Mörtel dennoch gut verarbeiten zu können, sind generell mehr Fließmittel, wie bspw. Flugasche, notwendig. Weitere im Hochfestvergussmörtel enthaltene Zusatzstoffe sind Mikrosilika, welche die höhere Festigkeit generieren. Bei der Verarbeitung der beiden Vergussmörtel wurde zudem beobachtet, dass der „HFA1-VP“ mehr

nachsackt. Das stärkere Setzungsverhalten ist zu berücksichtigen, da dadurch generell mehr Zeit für Nachbearbeitungen einzuplanen ist.

AP 4.3 Planung und Aufbau des Versuchsstandes (inkl. Messmittel und Belastung) sowie Prüfung der Probekörper für die Druck-Scher-Versuche (Kleinbauteile)

In Abbildung 37 ist der im Otto-Mohr-Labor entsprechend der Vorgaben aus AP 4.1 entwickelte und mit der Elascan GmbH abgestimmte Prüfaufbau für die Druck-Scher-Versuche dargestellt. Der auf den Fotos zu erkennende Stahlträger generiert keine zusätzliche Last auf dem äußeren Teil des Brettspertholzes, sondern dienen der Sicherung gegen Verkippen des Probekörpers und sind daher im unteren Teil der Prüfmaschine mithilfe von Gewindestangen verankert. Ebenfalls zur Gewährleistung der Standsicherheit wurden unter den hinteren Teil des Brettspertholzes zusätzlich kleine Stahlplatten geschoben. Diese beteiligen sich jedoch nicht am Lastabtrag.



Abbildung 37: Versuchsaufbau als Prinzipskizze (links) sowie Ansicht im Labor in der Prüfmaschine (Mitte und rechts)
Fotos: Doreen Sonntag, OML der TU Dresden; Grafik aus (Farwig und Curbach 2021)

Die Druck-Scher-Versuche wurden verschiebungsgesteuert gefahren und bei der Versuchsdurchführung wurden die Maschinenkraft, der Maschinenweg sowie die Relativverschiebung über die beiden mittig angeordneten IWA aufgezeichnet. Die Versuchsdurchführung erfolgte mit einer je Serie angepassten Versuchsgeschwindigkeit. Begonnen wurde mit der geringen Geschwindigkeit $v = 0,0025 \text{ mm/s}$ (Serien 1.1 bis 1.3), die auch für den ersten Probekörper der Serie 2.3 (PK 2.3.1) beibehalten wurde. Anschließend wurden alle weiteren Probekörper der Serie 2 sowie 3 mit einer verdoppelten Geschwindigkeit ($v = 0,005 \text{ mm/s}$) geprüft, um die Prüfzeit zu reduzieren. Bei Serie 4.1 wurde der erste Probekörper (PK 4.1.1) ebenfalls mit $v = 0,005 \text{ mm/s}$, jedoch betrug die Prüfzeit aufgrund sehr hoher Verformungen in dieser Versuchsserie ca. 80 min. Daher wurde die Geschwindigkeit für die restlichen Probekörper der Serie 4.1 auf das 10-Fache erhöht und betrug folglich $v = 0,05 \text{ mm/s}$. Das in der (DIN EN 26891:1991-07) für Verbindungen von Holzbauwerken mit mechanischen Verbindungsmitteln empfohlene Lastregime (Vgl. AP 4.3.2) wurde in diesen kleinteiligen Tastversuchen nicht berücksichtigt. Dies lag darin begründet, dass es sich bei den ersten Versuchsserien nicht um mechanische Verbindungsmittel handelte und die Verbindungsmittel in die BSP-Mittellage mit horizontaler Faserrichtung eingebracht wurden. Die Maximallast Fest ließ sich aufgrund dieser Einflüsse nicht eindeutig bestimmen. Da nur eine kleine Anzahl an Probekörpern je Versuchsserie vorlag und die Streuungen der Ergebnisse nicht bekannt waren, wurde kein Probeversuch zur Bestimmung der Höchstlast gefahren. Zudem dienen die als Tastversuche definierten Druck-Scher-Versuche primär zur Untersuchung des Verschiebungsverhaltens der Fuge zu Beginn des Versuchs, insbesondere bei der Prüfung des Haftverbunds in Serie 1. Aus diesen Gründen wurde sich bei den Versuchen auf den folgenden Hinweis aus (DIN EN 26891:1991-07), S. 4, Absatz 1 gestützt: „Bei besonderen Prüfungen darf der Vorbelastungszyklus, der bis $0,4 \cdot F_{\text{est}}$ bei entsprechender Anpassung an die Gesamt-Prüfzeit entfallen“. Somit wurde die Maschinenverschiebung bis zum Bruch mit der gleichen Geschwindigkeit gefahren und diese bei Lastabfall entsprechend erhöht (i. d. R. um den Faktor vier).

AP 4.1.2 Planung und Bemessung der Probekörper aus Brettsperrholz und des entwickelten Verbinders für die Großbauteilversuche

Aus den Druck-Scher-Versuchen, die als Tastversuche dienten, wurden vereinzelt ausgewählte Varianten in Großbauteilversuchen geprüft. Dabei sollte der im Labor realisierbare Versuchsaufbau einem realistischeren kombinierten Beanspruchungszustand abbilden. Die Kombination der Beanspruchungen ergibt sich aus den in Abbildung 28 (AP 3.3) dargestellten Beanspruchungszuständen in Scheibenrichtung, also neben einer Schubbeanspruchung T_{Rd} einer zusätzlichen Zugkraftbeanspruchung Z_{Rd} . Der Versuchsaufbau wird in AP 4.3.2 genauer dargestellt. Eine Übersicht über die geprüften Großbauteilvarianten gibt Tabelle 7. Diese wurden infolge der Ergebnisbewertung der Druck-Scher-Versuche ausgewählt, Vgl. AP 4.4.1. Als Referenzversuche werden in Serie 1 drei Probekörper mit einer vorgeschraubten Stoßdeckleiste aus Furnierschichtholz geprüft.

Tabelle 7: Versuchsmatrix für Großbauteilversuche

| PK Nr. | Vergussmörtel (PAGEL) | Verbindungsmittel zw. Holz und Beton | Holzflanken Mit / Ohne | PK je Serie | Anmerkung |
|--------|-----------------------|-----------------------------------------------------------------------|------------------------|-------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 | - | Stoßdeckleiste | - | 3 | Einseitig geschraubte Leiste FSH Kerto Q (27 x 170 mm) |
| 2.1 | V1/10 | Formschluss (Kerbe) mit Schrauben (S-Fix-1) unter 45° | Mit | 2 | Keine Folie zw. BSP und Pagel [V1/10 mit Textilgelegen (Fasern 45°) als Körbe in den Kernen; HFA1-VP mit Stahlfasern ohne Textilgelege] |
| 2.2 | HFA1-VP | | | 2 | |
| 3.1 | V1/10 | Schrauben (gekreuzt 45°) der Fa. Elascor GmbH, Schraubensorte S-Fix 1 | Mit | 3 | Keine Folie zw. BSP und Pagel V1/10 mit Textilgelegen (Fasern 90°) über gesamte Betonnuthöhe |
| 3.2 | | | | Ohne | |
| | | | Σ | 30 | |

Die Geometrie der Probekörper wurde mit einem Höhen-Breiten-Verhältnis von $\leq 1,0$ entsprechend des vorhandenen Materials festgelegt und die Höhe mit 1,50 m auf die halbe reale Wandhöhe skaliert. Daraus ergaben sich BSP-Scheiben mit den Abmaßen von $h \times b \times t = 1500 \text{ mm} \times 1100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$, wobei die Holzflanken in den Abmaßen enthalten sind. Bei Serie 3.2 wurde auf die Holzflanken verzichtet, damit die Betonfuge sichtbar war und mittels Photogrammetrie die Dehnungen im Beton und damit die Rissbildung aufgezeichnet werden konnten. Die Abmaßen der Scheiben betrug in der Serie 3.1 somit $h \times b \times t = 1500 \text{ mm} \times 1035 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$. Nach dem ersten Betoniervorgang mussten die Abmessungen der Scheiben jedoch für den Versuchsaufbau noch angepasst werden, da die Probekörper der Serie 3.1 neu hergestellt werden mussten und eine geringere Breite von 1 m statt 1,10 m aufwiesen. In Serie 2 musste jeweils ein Probekörper entsorgt werden, da die Fuge nicht ausreichend dicht hergestellt wurde und der Vergussmörtel entweichen konnte. Die Positionierung der Prüfkörper im Versuchsstand wird in AP 4.3.2 beschrieben.

Die gewählten Abmessungen der zu verbindenden Wandscheiben wurden durch die im Folgenden dokumentierte Vorbemessung der Großbauteile überprüft. Diese erfolgte analytisch mithilfe der charakteristischen Materialkennwerte des gewählten Brettsperrholzes nach (ETA 10/0241) sowie zum Vergleich mithilfe der FEM-Software Dlubal RFEM und dem Zusatzmodul RF-Laminate. Außerdem wurden in (Stassen) Untersuchungen in dem FE-Programm Sofistik durchgeführt, die mit der Vorbemessung der Probekörper und den Versuchsergebnissen abgeglichen wurden, s. AP 4.4.2. Für die Vorbemessung werden die in Abbildung 38, a) und b), dargestellten Beanspruchungsarten des aus zwei Scheiben zusammengesetzten Versuchskörpers betrachtet. Diese werden in (Wallner-Novak et al.) für Deckenscheiben aufgeführt, können aber auf Wandscheiben übertragen werden.

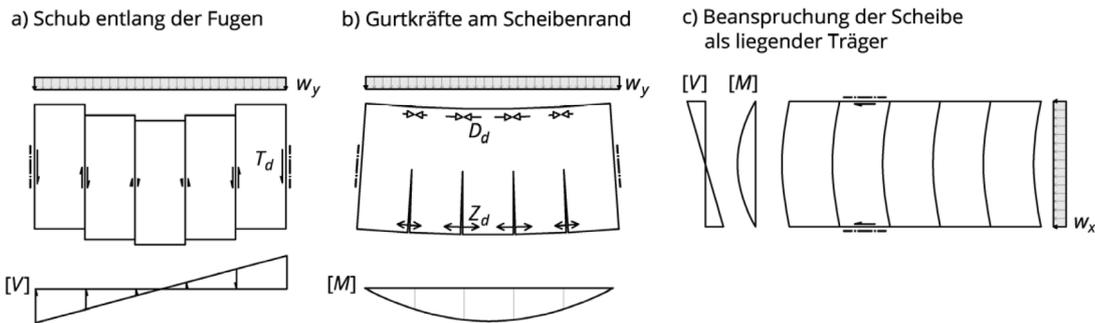


Abbildung 38: Beanspruchungsarten von liegenden Deckenscheibe aus einzelnen Brettspertholztafeln
Fotos: Kristina Farwig, IMB TUD nach (Wallner-Novak et al.), modifiziert

Für die im Projekt geplanten Großbauteilversuche wurde das Beanspruchungsszenario ausgewählt, bei dem die Wandscheibe wie ein wandartiger Biegeträger beansprucht wird und sich entsprechend Abbildung 38 b) eine Druck- und Zugzone ausbildet. Die Ausbildung einer Zugzone im unteren Bereich der Wandscheibe ist bspw. möglich, wenn diese als Überzug über einem stützenfreien Erdgeschoss eingesetzt wird und somit die Lasten der Deckenscheiben aufnehmen muss, jedoch keine ausreichende Verankerung zum Zugband in der Deckenscheibe vorliegt. Der Versuchsaufbau unterlag der Randbedingung der vorliegenden Geometrie des bereits frühzeitig bestellten Materials, welches aus wirtschaftlichen Gründen nicht nachgeliefert werden konnte. Zusätzlich wurde der Versuchsaufbau, s. AP 4.3.2, nachträglich angepasst, woraus ein Überstand der Brettspertholztafeln außerhalb der Auflagerung resultierte, s. Abbildung 39.

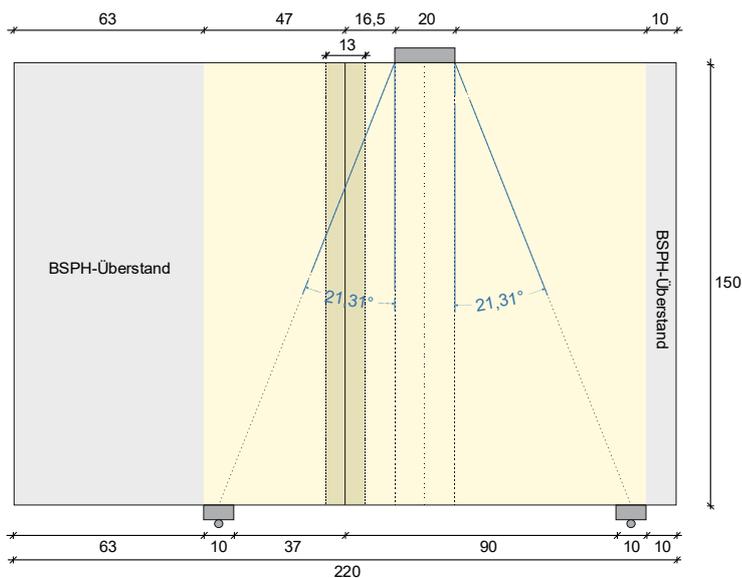


Abbildung 39: Abmessungen der Versuchskörper im Versuchsaufbau
Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Als Auflager wurden zwei Stahlträger mit einer jeweiligen Auflagerbreite von 10 cm vorgesehen. Daraus ergibt sich die zulässige Auflagerkraft $F_{AD,zul}$ mit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit $f_{c,0,k} = 21 \text{ N/mm}^2$ unter Ansetzen der Außenlagen des Brettspertholzes wie folgt.

$$F_{AD,zul} = \sigma_{zul} \cdot A_{\tau||} = 21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (66,67 \cdot 100) \text{mm}^3 = 140 \text{ kN} \tag{29}$$

Da der wandartige Träger auf zwei Auflagerplatten aufgestellt wurde, ergibt sich die im Versuch zulässige Druckkraft zu $F_{exp,AD,zul}$ entsprechend Gleichung (30).

$$F_{exp,AD,zul} = 2 \cdot F_{AD,zul} = 280 \text{ kN} \tag{30}$$

Durch die Ausbildung einer Druck- und Zugzone im Bauteil wird das Holz im oberen Scheibenbereich höheren Druckbeanspruchungen ausgesetzt. Die Verteilung der Schubspannungen $\tau_{v,d}$ und Biegespannungen $\sigma_{m,d}$ in der Wandscheibe ist in Abbildung 40 dargestellt. Positive Spannungen sind in Blau, negative in Rot dargestellt.

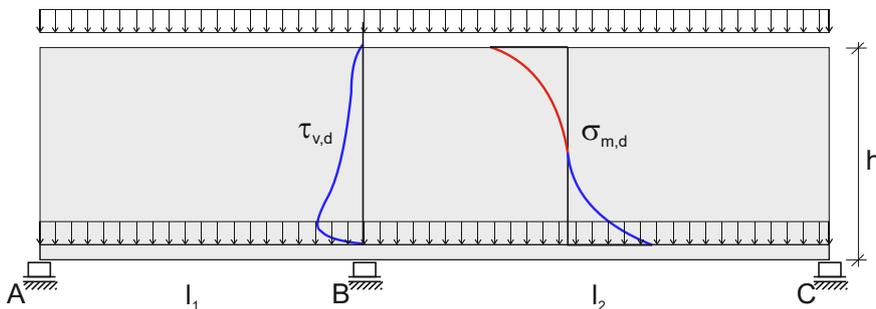


Abbildung 40: Spannungsverteilung in wandartigem Zweifeldträger
Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD nach (Wallner-Novak et al.), modifiziert

Aufgrund der im Versuchsaufbau gewählten geringen Spannweite und des daraus resultierenden niedrigen Längen-Höhen-Verhältnisses von $l/h \leq 1,0$ sind vergleichsweise niedrige Druckspannungen – über die Wandscheibenhöhe verteilt – zu erwarten. In Abbildung 41 ist die Spannungsverteilung in wandartigen Trägern aus Stahlbeton von (Leonhardt und Walther) ausgewertet worden und in Abhängigkeit des l/h -Verhältnisses dargestellt. Dabei wird deutlich, dass die Abweichungen der Längsspannungen zum geradlinigen Spannungsverlauf nach Navier umso größer werden, je gedrungener die Scheibe ausgeführt wird. Ab einem Verhältnis von $h/l=1$ sind im Beton kaum noch Biegedruckspannungen am oberen Rand vorhanden. Gemäß (Wallner-Novak et al.) ist ab einem Verhältnis $l/h \leq 4$ ein nicht linearer Spannungsverlauf entsprechend der Scheibentheorie zu berücksichtigen. Somit ist davon auszugehen, dass sich für die hier untersuchten verbundenen Brettsper Holz-scheiben eine über mehr als die Hälfte der Scheibenhöhe erstreckte Verteilung der Druckspannungen mit abnehmendem l/h -Verhältnisses ergibt, die erwartungsgemäß einen eher geringeren Einfluss auf die Schubtragfähigkeit der Fuge haben sollten. Mit der Druckfestigkeit $f_{c,0,k}$ der mittleren Lage des Brettsper Holz-s, welche die resultierende Druckspannung in Faserrichtung aufnehmen würde, sollte eine zulässige Maschinenlast von mindestens 525 kN aufgenommen werden können.

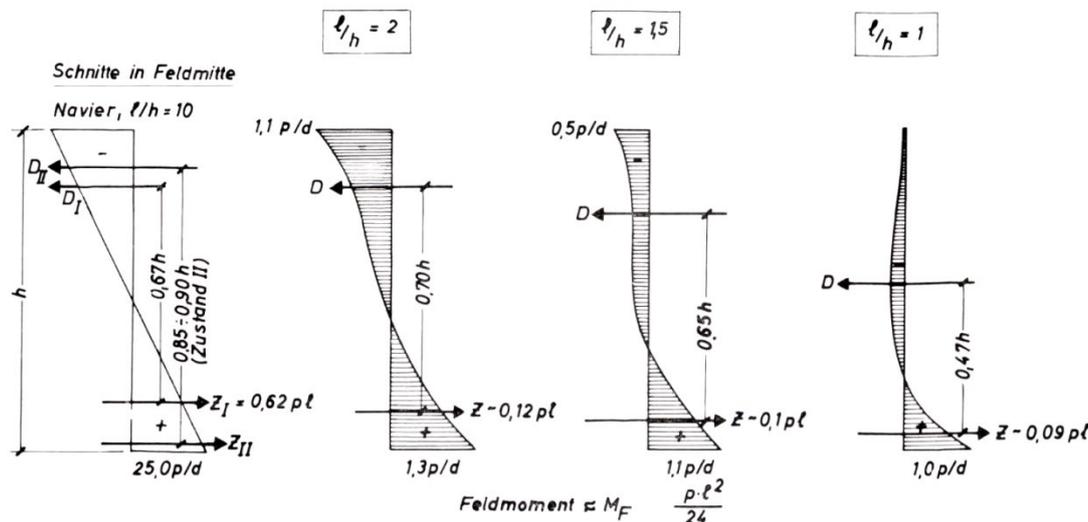


Abbildung 41: Verteilung der horizontalen Spannungen in Feldmitte von Einfeldträgern bei wandartigen Trägern nach der Elastizitätstheorie in Abhängigkeit ihres Verhältnisses von Höhe zu Spannweite aus (Leonhardt und Walther)

Weiterhin wurde für die Vorbemessung der Großbauteile die kritische Knicklast N_k überprüft. Auf der sicheren Seite liegend sind dafür die in (ZÜBLIN Timber GmbH) aufgeführten Materialkennwerte für das LENO®-Typ 100 (33,3-33,3-33,3 mm) verwendet worden. Damit kann der Trägheitsradius i_0 mit 34,7 mm angesetzt werden. Mit den Probekörperabmessungen ergibt sich somit eine Ersatzstablänge l_{ef} von 1500 mm, womit sich der Schlankheitsgrad λ entsprechend Gleichung (31) ermitteln lässt.

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_0} = 43,2 \quad (31)$$

Mithilfe von λ kann die Knickzahl k_c für die Festigkeitsklasse GL 24c nach (ZÜBLIN Timber GmbH) interpoliert werden. Der ermittelte Wert $k_c = 0,95$ wird für die Ermittlung der charakteristischen Knicklast benötigt.

Da der Nachweis auf halber Knicklänge, also 750 mm, geführt wird, ergibt sich die für die Knicklast anzusetzende Brutto-Querschnittsfläche mit einer angenommenen Lastausbreitung von 15° entsprechend Gleichung (32).

$$A_{\text{Brutto}} = (200 \text{ mm} + 2 \cdot \tan(15^\circ) \cdot 750 \text{ mm}) \cdot 66,667 \text{ mm} = 40.128 \text{ mm}^2 \quad (32)$$

Diese wird mit der Knickzahl k_c und der charakteristischen Druckfestigkeit $f_{c,0,k}$ von 21 N/mm^2 multipliziert, um die charakteristische Knicklast N_k zu bestimmen, s. Gleichung (33).

$$N_k = k_c \cdot f_{c,0,k} \cdot A_{\text{Brutto}} = 800,55 \text{ kN} \quad (33)$$

Weitere Versagenslasten wurden in (Stassen) mithilfe numerischer Berechnungen untersucht. So lässt sich für ein potentiell Biegezugversagen der innenliegenden Brettsperrholzlage im unteren Bereich der Wandscheibe eine Maschinenkraft von ca. 570 kN abschätzen. Eine etwas niedrigere zulässige Maschinenlast von ca. 345 kN resultiert aus einer reinen Zugbeanspruchung der Scheibe unter Ansetzen der charakteristischen Zugfestigkeit von $14,5 \text{ N/mm}^2$. Ein Schubversagen der BSP-Scheibe würde laut der numerischen Berechnung in (Stassen) unter Annahme einer gegenüber der Zulassungswerte erhöhten charakteristischen Schubfestigkeit von ca. 10 N/mm^2 bereits bei ca. 140 kN im Bereich der Lasteinleitung eintreten. Hierbei kann es sich jedoch auch aufgrund der im Modell gewählten Punktlast um Singularitäten im Bereich der Lasteinleitung handeln. Um die in (Stassen) ermittelten Scheibenschnittgrößen zu verifizieren, wurde analog der in Abbildung 39 dargestellte Versuchsaufbau mithilfe der Dlubal-Software RFEM und dem RFEM-Zusatzmodul RF-Laminat für eine Vorbemessung linear-elastisch berechnet und mit den Ergebnissen von (Stassen) verglichen. Einerseits können in RFEM die Scheibenschnittgrößen ausgegeben werden und händisch in Spannungen umgerechnet und diese mit den jeweiligen Materialfestigkeiten abgeglichen werden. Andererseits können die Spannungsnachweise auch direkt über das Zusatzmodul RF-Laminat ausgegeben werden. Als Material wurde „Pappel- und Nadelholz C24“ mit den entsprechenden Materialfestigkeiten gemäß (DIN EN 1995-1-1:2008-09) und einem spezifischen Gewicht γ von $4,20 \text{ kN/m}^3$ ausgewählt. Für die Schubfestigkeit $f_{v,k}$ ist entsprechend EC 5 ein Wert von $2,5 \text{ N/mm}^2$ hinterlegt. Die Ausrichtung der jeweiligen BSP-Schicht wird im Zusatzmodul RF-Laminat über die Orthotropierichtung β berücksichtigt. Diese orientiert sich an den im Modell gesetzten Koordinatensystemen und kann je nach Faserrichtung der BSP-Lage zu 90° oder 0° festgelegt werden. Die entsprechenden Materialkennwerte sind je Schicht in Tabelle 8 zusammengestellt.

Tabelle 8: Materialkennwerte für dreilagiges Brettsperrholz in RF-Laminat

| BSP-Schichten | | | Elastizitätsmodul | | Schubmodul | | | Querdehnzahl | |
|---------------|--------------|----------------------|----------------------------|----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------------|----------------|
| Nr. | Dicke t [mm] | Richtung β [°] | E_x [N/mm ²] | E_y [N/mm ²] | G_{xz} [N/mm ²] | G_{yz} [N/mm ²] | G_{xy} [N/mm ²] | ν_{xy} [-] | ν_{yx} [-] |
| 1 | 33,33 | 90 | 11.000 | 370 | 69 | 69 | 690 | 0 | 0 |
| 2 | 33,33 | 0 | 11.000 | 370 | 69 | 69 | 690 | 0 | 0 |
| 3 | 33,33 | 90 | 11.000 | 370 | 69 | 69 | 690 | 0 | 0 |

Als Auflast wurde eine zu erwartende maximale Maschinenlast Fest von 170 kN auf eine Lasteinleitungslänge entsprechend der Lasteinleitungsplatte im Versuch von 0,2 m aufgetragen, indem diese in eine Linienlast von 850 kN/m umgerechnet wurde. In Abbildung 42 sind die in RFEM ausgegebenen Scheibenschnittgrößen dargestellt. Außerdem wurde die Schubkraft n_{xy} im Bereich der Fuge bei durchgängiger BSP-Scheibe in einem gesetzten Schnitt ausgegeben. Die Minimal- und Maximalwerte der Schnittgrößen im Fugenbereich werden bei durchgängiger BSP-Scheibe aus allen drei Schichten ermittelt und im Schnittgrößenverlauf ausgegeben.

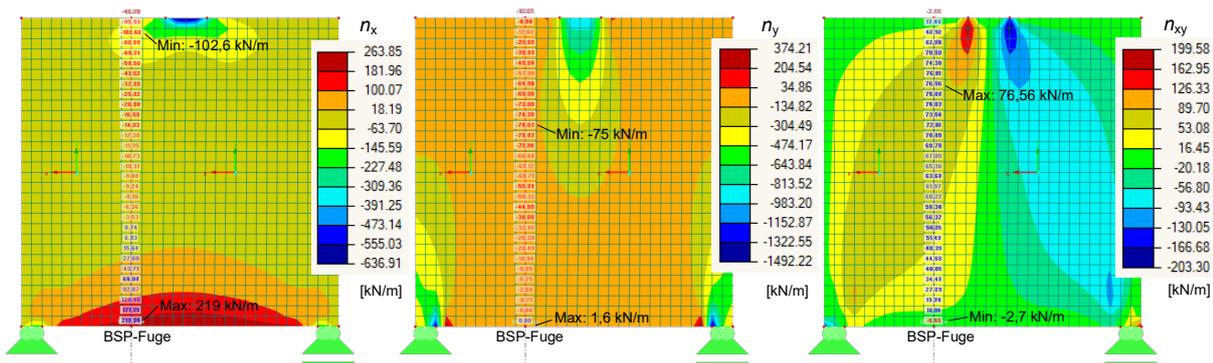


Abbildung 42: Schnittgrößen n_x (links), n_y (Mitte) und n_{xy} (rechts) in der BSP-Scheibe in RFEM (Dlubal Software) infolge einer Auflast von 170 kN auf 200 mm Lasteinleitungslänge (Lastfall 1)

Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

In der Mittelschicht (Schicht 2) ist die Spannung in Faserrichtung $\sigma_{t/c,0}$ (in die Rot angezeigte x-Richtung im lokalen sowie globalen Koordinatensystem) entsprechend höher ausgelastet als die Spannung senkrecht zur Faserrichtung $\sigma_{t/c,90}$ in der Außenlage. In der horizontalen Richtung nehmen also vorwiegend die horizontal verlaufenden Fasern der Mittelschicht die Lasten auf, während in den Außenlagen die senkrecht verlaufenden Fasern die Spannungen in y-Richtung (grüne Achse im lokalen Koordinatensystem) aufnehmen.

In einem weiteren Lastfall wurde eine Horizontallast am linken oberen Wandpunkt von 45 kN aufgebracht, mit welcher die Auswirkung von Imperfektionen einer vertikal beanspruchten Wand in Form einer Schrägstellung laut Eurocode 5/NA, Absatz NCI Zu 9.2.4.2 (DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08) untersucht werden kann. Die erzeugten Scheibenschnittgrößen sind in Abbildung 43 dargestellt.

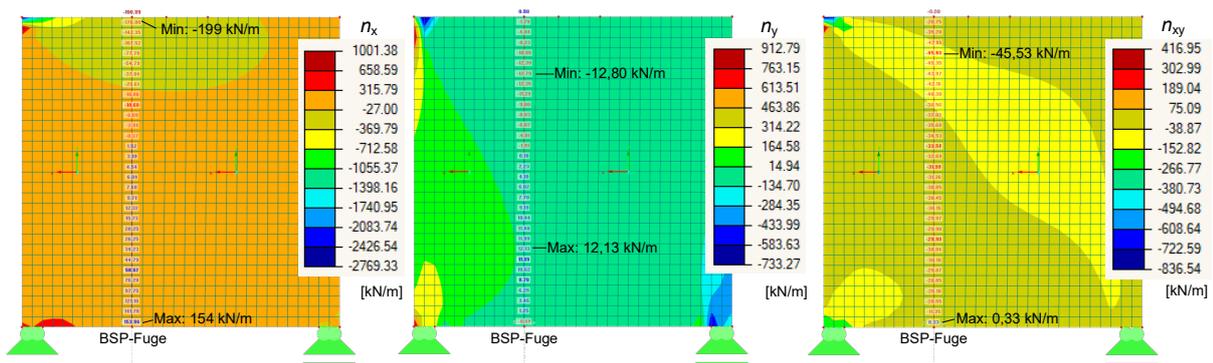


Abbildung 43: Schnittgrößen n_x (links), n_y (Mitte) und n_{xy} (rechts) in der BSP-Scheibe in RFEM (Dlubal Software) infolge einer Horizontallast von 45 kN als Punktlast am linken oberen Wandende (Lastfall 2)

Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Des Weiteren kann durch diesen Lastfall die im Bereich der Fuge übertragende Schubkraft mit der durch eine Auflast erzeugten Schubkraft verglichen und die Versuchsergebnisse aus AP 4.4 besser eingeordnet werden.

Die Ersatzlast wurde in Anlehnung an die maximal zugelassene Horizontalverformung am oberen Ende der Scheibe ausgewählt. Laut Eurocode 5/NA, Absatz NCI Zu 9.2.4.2 (DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08) darf die horizontale Verformung u der Bauteile, die sich infolge einer horizontalen Ersatzlast und anderen äußeren Einwirkungen einstellt, den Wert aus dem Verhältnis $h/100$ nicht überschreiten, wobei h der Wandhöhe entspricht. Nach der Schweizer Norm SIA 260 über die „Grundlagen der Projektierung von Tragwerken“ (Schweizer Norm SIA 260) wird als maximale horizontale Verschiebung infolge seltenen Einwirkungen die Begrenzung $u \leq h/500$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) festgelegt. Bei einer Scheibenhöhe entsprechend der Versuchskörperhöhe von 1500 mm wäre somit eine maximale Verformung von 3 mm gemäß (Schweizer Norm SIA 260) und von 15 mm laut EC 5 zugelassen. Mit einer Ersatzlast von 45 kN wird eine Horizontalverformung am oberen Scheibenende von 2,8 mm erzeugt. Da diese unmittelbar unter der in der SIA 260 festgelegten Grenze liegt, wird die Ersatzlast für den Vergleich der maßgebenden Schnittgrößen herangezogen. Bei einer Auflast von 170 kN, die mit dem Versuchsaufbau vergleichbar wäre, liegt die Horizontalverschiebung am oberen Scheibenende hingegen bei 0,7 mm. Stattdessen werden deutlich höhere Vertikalverformungen von 1,5 mm in Scheibenmitte erzeugt. Der Vergleich der Schubkräfte, die sich bei einer

durchgehenden BSP-Scheibe im Bereich der Fuge je Grenzlastfall einstellen würde, zeigt, dass eine höhere Schubkraft n_{xy} von ca. 76,6 kN aus Lastfall 1 (Auflast von 170 kN) resultiert. In Lastfall 2 (Ersatzlast von 45 kN) wird zwar eine etwas höhere Druckkraft im Fugenbereich n_y von ca. -200 kN/m im Vergleich zu -102 kN im Lastfall 1 erzeugt, allerdings ergeben sich durch die punktuell eingeleitete Horizontallast in Lastfall 2 auch eher Singularitäten im Kraft- bzw. Spannungsverlauf als bei einer aufgetragenen Linienlast.

Die Vorbemessung aus AP 3.4 ergab bei Ansetzen des maximalen Schubwiderstands einer BSP-Scheibe mit einer Schubfestigkeit $f_{v,k} = 2,67 \text{ N/mm}^2$ eine einwirkende zulässige Bemessungsschubkraft $n_{xy,l,d}$ von ca. 68,4 kN/m, welche für die in AP 3.3 und 3.4 durchgeführten Vorbetrachtungen herangezogen wurde.

Zum Abgleich der analytisch bestimmten zulässigen Schubkraft und der aus den Scheibenschnittgrößen ermittelten Spannungen mit den Materialwiderständen wurden Spannungsnachweise in RF Laminat durchgeführt und die Ausnutzungsgrade bestimmt. Hierbei ist darauf zu achten, dass für die Spannungsnachweise in den einzelnen Schichten die jeweiligen Schichtdicken anstatt der gesamte Scheibendicke der BSP-Scheibe anzusetzen sind. Die in (Schickhofer et al.) und in AP 1.1 näher umschriebene analytische Ermittlung der zulässigen Schubkraft n_{xy} anhand eines Repräsentativen Volumen-Sub-Elemente (RVSE) mit einer Ersatzdicke t^* ist somit durch die Definition eines Schichtmodells in den Eingabedaten des FE-Moduls nicht erforderlich. Allerdings ergaben sich unterschiedliche Ausnutzungsgrade aus den analytischen Nachweisen im Vergleich zu den in RF Laminat geführten Bemessungsnachweisen. Im FE-Programm lagen diese bei nur einem Drittel der analytisch ermittelten Ausnutzungsgrade der Schichten bei einer dreischichtigen BSP-Scheibe, was darauf zurückzuführen ist, dass die gesamte Scheibendicke für die Spannungsnachweise im Programm angesetzt wird. Auf der sicheren Seite liegend werden daher für die Bemessungsnachweise die in RFEM ermittelten Scheibenschnittgrößen herangezogen und für die Nachweisführung analytisch in Spannungen umgerechnet.

Vergleichsweise zu den Untersuchungen in RFEM wurden die Scheibenschnittgrößen bei einer Auflast von 100 kN (Lastfall 3) bestimmt, um diese mit Ergebnissen, die in (Stassen) in Sofistik entstanden sind, abgleichen zu können. Das Modell in Sofistik basiert ebenfalls auf dem Ansatz der effektiven Schubsteifigkeit der Scheibe mit dem Orthotropiewinkel β , der in den Schichten 1 bis 3 mit $90^\circ\text{-}0^\circ\text{-}90^\circ$ angegeben wird. Die Auflast wurde in Sofistik als Punktlast aufgebracht und nicht wie in RFEM als Linienlast auf die Länge der Lasteinleitung verteilt. Zudem wurde in einem Lastfall 4 eine niedriger angesetzte Horizontallast von 10 kN vorgegeben, die eine maximale Verschiebung in x-Richtung von 0,6 mm bewirkt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 9 gegenübergestellt.

Tabelle 9: Vergleich der Scheibenschnittgrößen einer BSP-Scheibe ohne Fuge aus RFEM mit den Ergebnissen aus Sofistik (Stassen)

| Software | Lastfall [-] | n_x [kN/m] | $n_{x,Fuge}$ [kN/m] | n_y [kN/m] | $n_{y,Fuge}$ [kN/m] | n_{xy} [kN/m] | $n_{xy,Fuge}$ [kN/m] | u_z [mm] | $u_{z,Fuge}$ [mm] |
|-----------|--------------|--------------|---------------------|--------------|---------------------|-----------------|----------------------|------------|-------------------|
| SOFI-STIK | LF 3: Min | -659,90 | -89,90 | -2494,00 | -46,70 | -139,68 | -45,80 | 0,00 | 0,34 |
| | Max | 169,60 | 128,80 | 473,20 | 0,00 | 154,40 | -6,40 | 0,38 | 0,36 |
| RFEM | LF 3: Min | -374,65 | -60,37 | -777,97 | -44,13 | -119,59 | -1,56 | 0,00 | 0,50 |
| | Max | 155,21 | 128,85 | 220,12 | 0,96 | 117,40 | 45,04 | 0,90 | 0,50 |
| SOFI-STIK | LF 4: Min | -540,10 | -32,30 | -244,00 | -0,30 | -60,10 | 1,18 | -0,16 | 0,00 |
| | Max | 257,70 | 38,60 | 284,50 | 2,11 | 11,12 | 8,66 | 0,04 | 0,00 |
| RFEM | LF 4: Min | -539,23 | -44,22 | -162,95 | -2,85 | -59,28 | -10,12 | -0,20 | 0,00 |
| | Max | 222,53 | 34,19 | 202,84 | 2,69 | 16,69 | 0,07 | 0,10 | 0,00 |

Aufgrund der in RFEM angesetzten Linienlast gegenüber der in Sofistik aufgetragenen Punktlast und den damit verbundenen Singularitäten an der Stelle der Lasteinleitung zeigen sich in den tabellarisch erfassten Ergebniswerten teilweise deutliche Unterschiede, bspw. bei der Schnittkraft n_y in Lastfall 3. Die Horizontallast wurde hingegen auch in RFEM als Punktlast aufgebracht und erzeugt in Lastfall 4 für die Schubkraft n_{xy} sichtbare Singularitäten im Bereich des belasteten Punkts, an dem sowohl die maximalen als auch die minimalen Schubkräfte resultieren. Deshalb wurden an dieser Stelle in RFEM die Kräfte des Nachbarelements in der Tabelle aufgeführt. Bei den Schubkräften im

Fugenbereich unterscheiden sich die Ergebnisse hauptsächlich im Vorzeichen. Ansonsten werden betragsmäßig vergleichbare Werte ermittelt. Insgesamt ist das Modell nach (Stassen), in dem die reine BSP-Scheibe ohne Fuge betrachtet wird, steifer als das RFEM-Modell. Die Steifigkeit des Modells verringert sich, wenn zur Verbindung zweier Scheibenelemente vertikale Federn eingesetzt werden. Die beiden Scheibenelemente werden dann in den jeweiligen Berührungspunkten mit den gegenüberliegenden Knoten horizontal steif gekoppelt. Für die Ermittlung der Steifigkeit der Federn wird der Verschiebungsmodul für die entsprechende Anzahl an Verbundschrauben – in dem Fall zwei gegenüberliegende Schraubenkreuze, also vier Schrauben pro Feder – aus (ETA 18/0264) hinterlegt. Zwar wird das Modell dadurch insgesamt weniger steif, jedoch werden die Kräfte in der Fuge durch die Steifigkeit der Federn angezogen. Dies wird besonders bei der Scheibenschnittkraft in vertikaler y-Richtung deutlich, s. Abbildung 44, rechts.

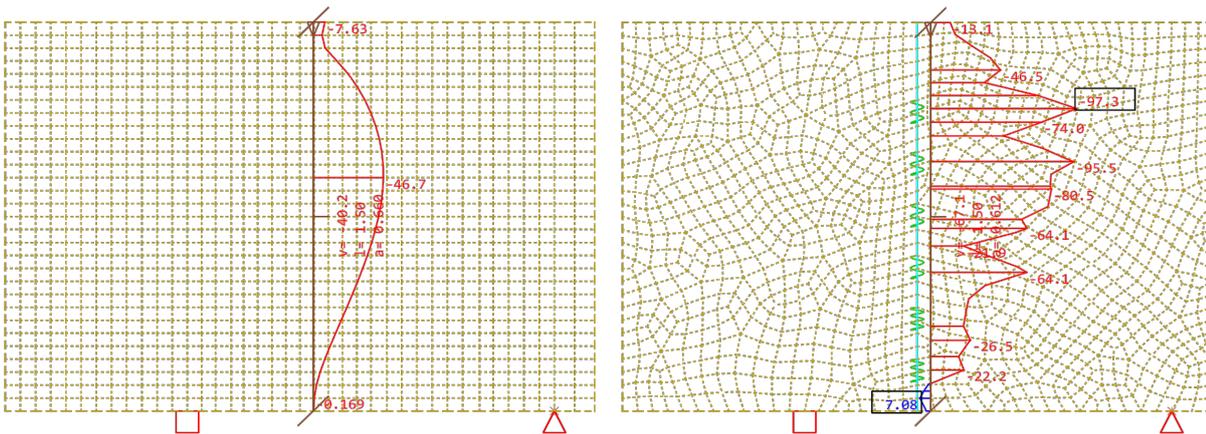


Abbildung 44: Scheibenschnittkraft n_y im Bereich der Fuge in reiner BSP-Scheibe ohne Fuge (links) und mit Fuge (rechts)
 Grafik: Pierre Stassen aus (Stassen)

Für die Scheibenschnittgrößen n_x und n_{xy} ergeben sich geringere Differenzen zwischen der reinen BSP-Scheibe und der Verbindung zweier Scheiben über die horizontale Federkopplung, Vgl. Abbildung 45 und Abbildung 46.

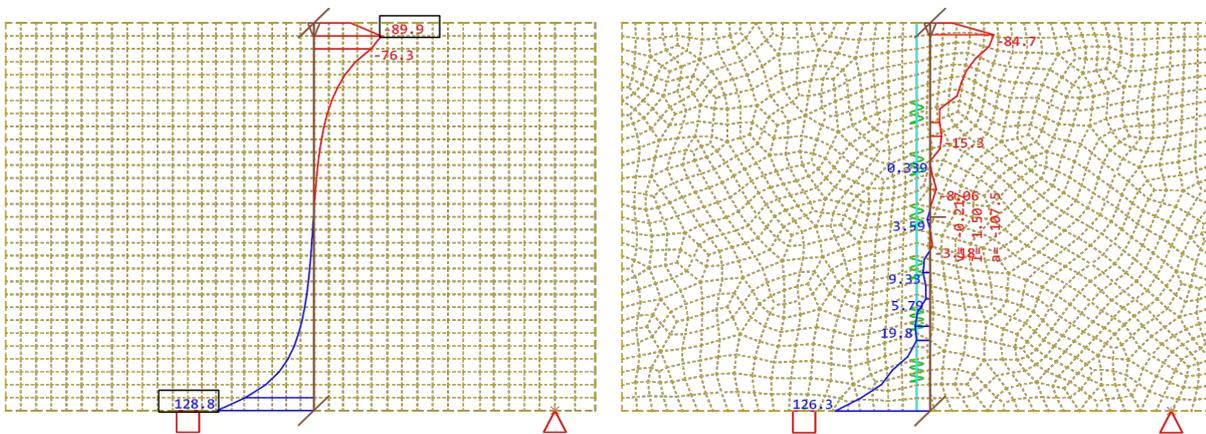


Abbildung 45: Scheibenschnittkraft n_x im Bereich der Fuge in reiner BSP-Scheibe ohne Fuge (links) und mit Fuge (rechts)
 Grafik: Pierre Stassen aus (Stassen)

Als maßgebende Schubkraft in der Fuge bei einer Auflast von 100 kN lässt sich somit der betragsmäßige Maximalwert $n_{xy} = 50 \text{ kN/m}$ aus Abbildung 46 herauslesen.

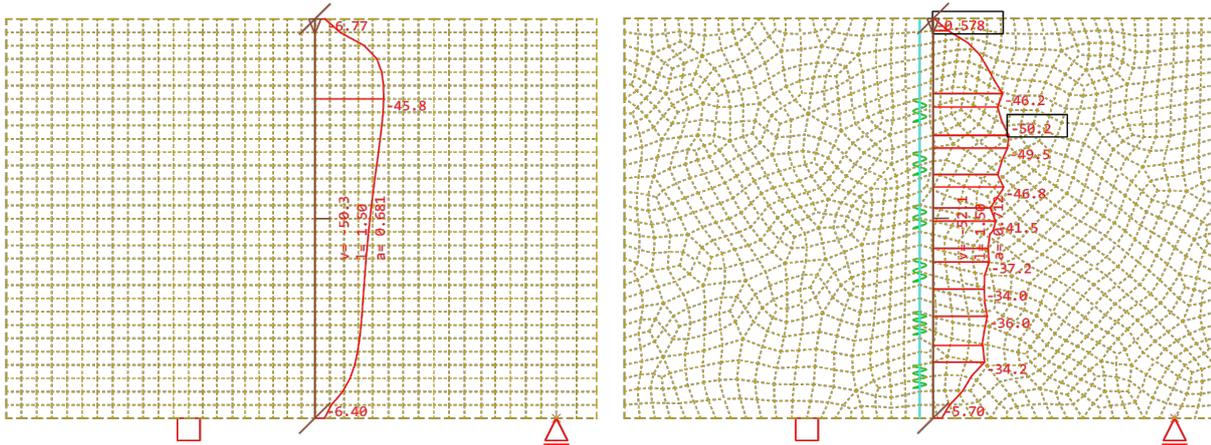


Abbildung 46: Scheibenkraft n_{xy} im Bereich der Fuge in reiner BSP-Scheibe ohne Fuge (links) und mit Fuge (rechts)
 Grafik: Pierre Stassen aus (Stassen)

Wird von einer linearen Steigerung der Schnittkräfte bei höherer Auflast ausgegangen, so kann bei einer Auflast von 170 kN eine maximale Schubkraft von etwa 85 kN/m ermittelt werden. Bei einer reinen BSP-Scheibe wäre demnach eine Schubkraft von ca. 78 kN/m zu erwarten. Dieser Wert stimmt wiederum gut mit dem Maximalwert (76,6 kN/m) überein, der in RFEM mithilfe des Laminatmodells bestimmt wurde.

Die stärker differierenden Scheibenschnittgrößen n_y in lokaler y -Richtung (vertikal) bei Einsetzen von Federn ergeben sich u. a. dadurch, dass ein Aufklaffen der Fuge, also das Aufreißen des Betons, durch die horizontale Kopplung der Knoten an den Fugenfern im Modell nicht berücksichtigt wird. Das Modell könnte demnach noch erweitert werden, indem die Fuge im Bereich der sich einstellenden Zugzone auf Zug reißt. Dadurch könnte auch die hohe Steifigkeit des Gesamtmodells beeinflusst werden. Diese zeigt sich auch in den Verformungen in globaler z -Richtung (vertikal). Diese beträgt bei einer reinen BSP-Scheibe ca. 0,4 mm in Feldmitte und steigt bei Anordnung einer Fuge in der Scheibe auf 0,9 mm an. Damit entspricht die Durchbiegung bei Anordnung einer Fuge dem Wert der Durchbiegung, der in RFEM bereits ohne Vorsehen einer Fuge ausgegeben wird.

Die Ergebnisse aus (Stassen) werden in AP 4.4 in Abbildung 79 mit den Versuchskurven der Großbauteilserie 3.1 verglichen. Weitere detaillierte Ergebnisse aus (Stassen) sind in der Anlage g) zu finden.

Verwendete Materialien

Für die Großbauteile (Serie 3.1 und 3.2) wurde ein Carbondtextil von solidian „Q85/85-CCE-21“ verwendet, das aus der Charge stammt, die auch in dem Forschungsvorhaben „Zwanzig20 - Carbon Concrete Composite - C3, V2.7 Nachträgliche Verstärkung mit Carbonbeton“ am IMB der TU Dresden eingesetzt wurde. Im V2.7-Projekt wurden Dehnkörperversuche mit dem solidian-Textil im Verbund mit dem PAGEL-Beton „TF10“ (CARBOrefit®) durchgeführt. Die Körnung bei dem TF-Textilfeinbeton entspricht mit 0-1 mm dem des verwendeten V1/10-PAGEL-Vergussmörtels. Ein Vergleich der beiden PAGEL-Sorten ist in Tabelle 10 aufgeführt.

Tabelle 10: Eigenschaften der Vergussmörtel

| Eigenschaft des Mörtels | | V1®/10 | TF10 |
|-------------------------------------------------|-------|----------------------------|----------------------------|
| Körnung | | 0–1 mm | 0-1 mm |
| Untergusshöhe nach E DIN 18088-5:2017-12 | | 5–30 mm | 3–30 mm |
| (TF10: Schichtdicke) | | | |
| Wassermenge | | 13 % | 14 % |
| Verarbeitungszeit ca. | 20 °C | 90 min | 60 min |
| Verbrauch (Trockenmörtel) | ca. | 2.000 kg/m ³ | 1.900 kg/m ³ |
| Frischmörtelrohddichte | ca. | 2.250 kg/m ³ | 2.150 kg/m ³ |
| Fließmaß (Rinne) | 5 min | ≥ 650 mm | - |
| Ausbreitmaß nach DIN EN 13395-1 | 5 min | - | 170–210 mm |
| Druckfestigkeit nach DIN EN 196-1 | 1 d | ≥ 40 N/mm ² | ≥ 15 N/mm ² |
| | 7 d | ≥ 60 N/mm ² | ≥ 40 N/mm ² |
| | 28 d | ≥ 80 N/mm ² | ≥ 80 N/mm ² |
| Biegezugfestigkeit nach DIN EN 196-1 | 1 d | ≥ 4 N/mm ² | ≥ 3 N/mm ² |
| | 7 d | ≥ 6 N/mm ² | ≥ 6 N/mm ² |
| | 28 d | ≥ 8 N/mm ² | ≥ 8 N/mm ² |
| E-Modul (statisch) | 28 d | ≥ 35.000 N/mm ² | ≥ 25.000 N/mm ² |

Für das Textil „Q85/85“ wurden auf der sicheren Seite liegend für die Vorbemessung in Anlage h) die Kennwerte aus dem entsprechenden Datenblatt, s. Anlage b), angesetzt. Die charakteristische Zugfestigkeit des solidian GRID wurde somit mit 2.500 N/mm² angenommen und in einen Bemessungswert überführt. Die dafür an-gesetzten Abminderungsfaktoren wurden dem aktuell am Institut für Massivbau der TU Dresden sowie dem Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen laufenden Forschungsprojekt „Zwanzig20 - TP C3-L9-II: Zusammenführung und Erstellung von Sicherheits- und Bemessungskonzepten für Carbonbeton zur Erstellung eines normativen Regelwerkes im Verbundvorhaben C3-V-L9: Regelwerke“ entnommen. Das Forschungs-projekt schließt an das C3-Vorhaben „V1.2 Nachweis- und Prüfkonzepte für Normen und Zulassungen“ an, vgl. (Curbach und Schumann 2021), in welchem Arbeitspapiere zur Bemessung von Carbonbetonbauteilen als Entwurfsdokumente entstanden sind. Zur genaueren Betrachtung der Materialfestigkeiten kann anhand der im Rahmen von V2.7 durchgeführten und der in (Müller 2021) dokumentierten Dehnkörperversuche eine lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die in dem Projekt „BSP-Verbinder“ verwendete Textilcharge abgeleitet werden. Diese ist in Abbildung 47 dargestellt. Da infolge der durchgeführten Vorbemessung, s. Anlage h), jedoch generell eine sehr geringe Auslastung der Carbondtextilien als eingesetzte Bewehrungselemente zu erwarten ist, wird die folgende Spannungs-Dehnungs-Linie für die

Beurteilung der Großbauteilversuche als irrelevant eingeschätzt. Es ist aber davon auszugehen, dass die textilen Gelege in Faserrichtung eine deutlich höhere Spannung aufnehmen können, als in der Vorbemessung in Anlage h) angenommen wurde.

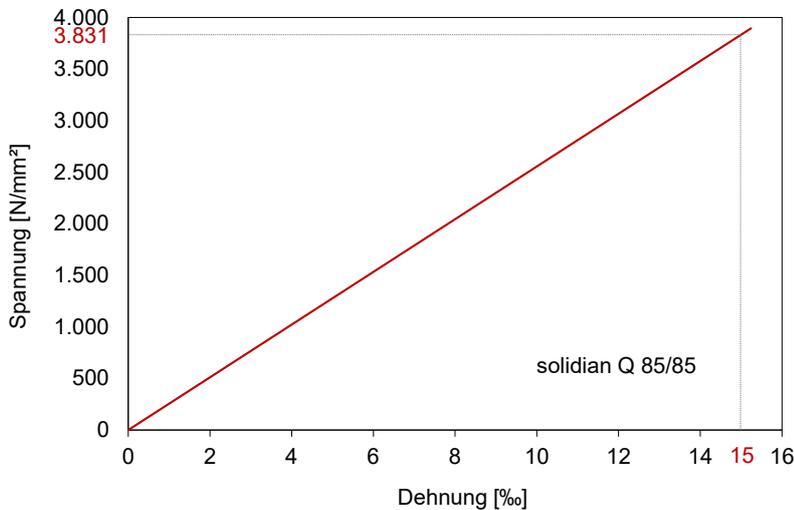


Abbildung 47: Lineare Spannung-Dehnungs-Linie für das solidian GRID Q85/85 aus gemittelten Kennwerten der Dehnkörperversuche
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD mit Kennwerten aus dem Forschungsvorhaben „V2.7“, s. (Curbach und Holz 2021) sowie (Müller 2021)

In Serie 2.1 der Großbauteilversuche wurde, anders als in Serie 3.1 und 3.2, im Bereich der Kerven das solidian GRID „Q85/85“ aus einer anderen Charge verwendet als die Charge, die in den Druck-Scher-Versuchen bestellt wurde. Beide Chargen (B6Q581 aus 04/2019 und B8R2W5 aus 09/2020) wurden nach Rücksprache mit der solidian GmbH mit Epoxidharz getränkt, welches noch nicht aus der Entwicklungsgeneration stammte. Mit den Tränkungsmaterialien auf Epoxidharzbasis aus der Entwicklungsgeneration „E5“ können noch höhere Verbundkräfte übertragen werden, als in AP 3.3 und Anlage h) angenommen wurde. Die Werte aus den Datenblättern der Firma solidian GmbH, s. Anlage b), werden beispielhaft für das aus 2019/2020 stammende Tränkungsmaterial mit dem aktuellen Tränkungsmaterial „E5“ in Tabelle 11 verglichen.

Tabelle 11: Eigenschaften der Textilien

| Typ | Solidian GRID Q85/85-CCE-21 (aus 2019 mit alter Tränkung) | | Solidian GRID Q85/85-CCE-21 (mit neuer Tränkung „E5“) | |
|-------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|---------------|-------------------------------------------------------|---------------|
| Fasermaterial | Carbon | | Carbon | |
| Tränkungsmaterial | Epoxidharz | | Epoxidharz (E5) | |
| Oberflächen-beschaffenheit | unbesandet | | unbesandet | |
| Form | Streifen aus Matte mit 90°-Raster | | Streifen aus Matte mit 45°-Raster | |
| Richtung der Stränge | Längs | Quer | Längs | Quer |
| Achsabstand Strang [mm] | 21 | 21 | 21 | 21 |
| Faserquerschnittsfläche Einzelstrang [mm²] | 1,81 | 1,81 | 1,81 | 1,81 |
| Bewehrungsquerschnittsfläche [mm²/m] | 85 | 85 | 85 | 85 |
| Garnzugfestigkeit [N/mm²] | > 4.000 | > 4.000 | > 4.000 | > 4.000 |
| Bruchspannung: Mittelwert [N/mm²] | 3.300 | 3.550 *1 | 3.300 | 3.550 *2 |
| Bruchspannung [N/mm²]: charakteristischer Wert | 2.500 | 2.500 *1, **1 | 2.800 | 2.800 *2, **2 |

| Typ | Solidian GRID Q85/85-CCE-21 (aus 2019 mit alter Tränkung) | | Solidian GRID Q85/85-CCE-21 (mit neuer Tränkung „E5“) | |
|---------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|--------------|----------------------------------------------------------|------------|
| Aufnehmbare Kraft (Mittelwert) [kN/m] | 280 | 301 *1 | 280 | 280 *2 |
| E-Modul (Bewehrung) [N/mm²] | > 220.000 | > 205.000 *1 | 230.000 | 230.000 *2 |

*1: Aus ISO 10406-1:2008 und **1 DIN EN 1990; *2: Aus ISO 10406-1:2015 und **2 DIN EN 1990

Die in der Tabelle „fett“ markierten Werte unterscheiden sich aufgrund des unterschiedlich aufgetragenen Tränkungsmaterials. Diese bestätigen, dass mit den neueren Textilien auch höhere Spannungen in den Bemessungen angesetzt werden können. Da die in Tabelle 11 angegebenen höheren Bruchspannungen bei der „E5“-Tränkung voraussichtlich im Versuch nicht erreicht werden, sollte dieser Unterschied keinen relevanten Einfluss auf die in den Großbauteilversuchen zu erwartenden Bruchlasten haben.

Für das in den Versuchen verwendete Brettsperrholz wurden keine zusätzlichen Festigkeitsuntersuchungen durchgeführt. Da das Material der Probekörper für die Großbauteilversuche aus der gleichen Charge wie das in den Druck-Scher-Versuchen, Serien 4.2 bis 5.4, verwendete BSP-Platten stammte, ist davon auszugehen, dass die Rohdichte in einem ähnlichen Bereich liegt. Diese wurde bereits in AP 4.1, Abbildung 35 dokumentiert. Lediglich Serie 3.1 der Großbauteilversuche musste erneut hergestellt werden, da die Holzugen beim ersten Betonvorgang keine ausreichende Dichtigkeit aufwiesen. Bei diesen Probekörpern wurde das Gewicht der verwendeten BSP-Platten vor erneutem Betonvorgang gemessen und die Rohdichte mithilfe des berechneten Volumens bestimmt. Daraus ließ sich eine mittlere Rohdichte von 480 kg/m^3 ermitteln. Diese liegt deutlich über den aus den Druck-Scher-Versuchen ermittelten Werten, die im groben Mittel bei 420 kg/m^3 mit Maximalwerten bei 460 kg/m^3 zu verzeichnen waren. Zurückführen ließe sich dies auf die angestiegene Holzfeuchte während der Lagerung und infolge des ersten Betonvorgangs, durch den bereits Feuchtigkeit in den Holzquerschnitt eingedrungen ist. In der Vorbemessung wurde der Vergleichbarkeit halber von den Materialkennwerten nach (DIN EN 1995-1-1:2008-09) bzw. Zulassung (ETA 10/0241) ausgegangen und in RFEM sowie im Sofistik-Modell ein spezifisches Gewicht von $4,20 \text{ kN/m}^3$ angesetzt. Da sowohl die Druck-Scher-Versuche als auch die Großbauteilversuche so konzipiert sind, dass ein Versagen im Verbindungsmittel bzw. im Beton stattfinden sollte, bevor das Holz bricht, werden die Materialkennwerte des Brettsperrholzes jedoch nicht zwingend benötigt. Allerdings ist ein Versagen in der Mittellage des Brettsperrholzes, welche u. a. quer zur Faser beansprucht wird, sowie im Bereich der schlanken Holzflanken nicht auszuschließen.

AP 4.2.2 Herstellung der Probekörper (Großbauteile)

Im Gegensatz zur Herstellung der Probekörper für die Druck-Scher-Versuche erfolgte der Betonvorgang der Großbauteile nicht durch Eingießen des Mörtels, sondern wie im Anwendungsfall auf der Baustelle durch Einpumpen des Vergussmörtels von unten durch eine entsprechende Öffnung im BSP, s. Abbildung 48, rechts.

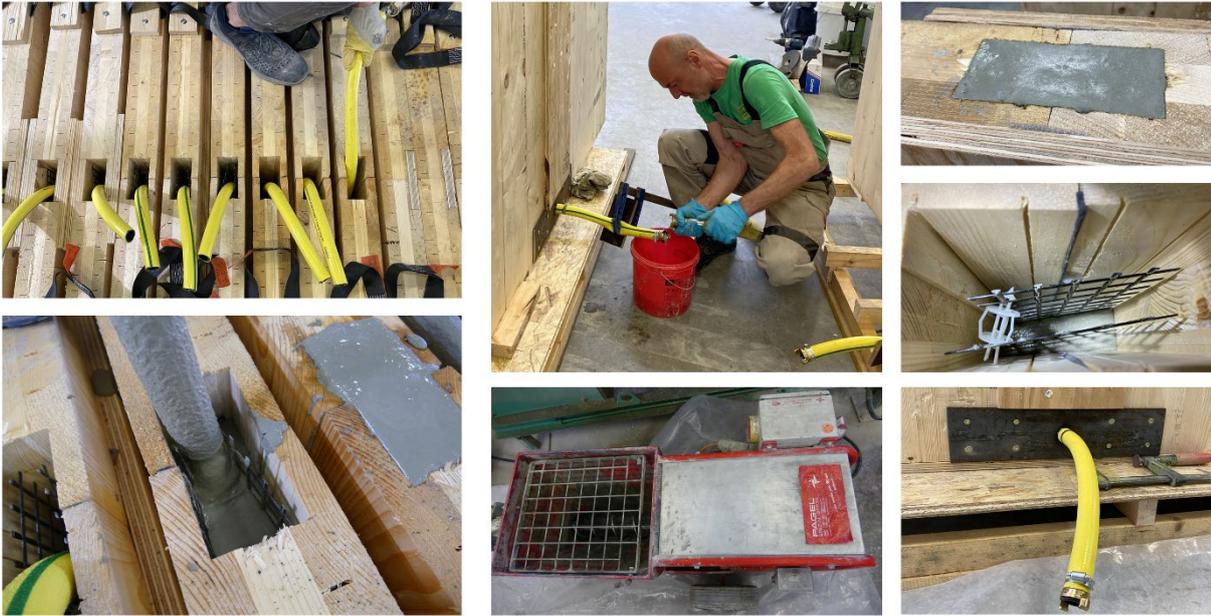


Abbildung 48: Herstellung Großbauteile von oben mit Schläuchen (links) oder von unten mit Pumpenanschluss durch Öffnung (rechts)
Fotos: Kristina Farwig, IMB TUD

Die erste Betonage erfolgte mithilfe von ausreichend großen Schläuchen, entsprechend Abbildung 48, links, durch die auch Stahlfaserbeton gepumpt werden kann. In den Technologieversuchen (AP 3.2.1) hatte sich diese Herstellungstechnologie bereits bewährt. Allerdings wurden dort Schläuche mit geringerem Durchmesser verwendet und die Betonnut mit einer Plexiglasscheibe abgedichtet. Im Zuge der Herstellung der Großbauteile erwies sich der Betonvorgang von oben über Schläuche als weniger geeignet, da die Stoßfugen trotz vorgesehenem Queldichtband nicht ausreichend abgedichtet waren. Die Undichtigkeit der Fuge wurde dadurch verstärkt, dass sich das Holz während der Lagerung minimal verzogen hatte, so dass der Vergussmörtel aus dem Nutbereich herauslaufen konnte. Begünstigt wurde dies durch den hohen Frischbetondruck. Damit die Holzflanken diesem standhalten können, müsste in mehreren Abschnitten betoniert werden. Die Berechnung des Frischbetondrucks in AP 2.3 ergibt, dass bei der dünnsten Nutflankenbreite von 1,5 cm auf eine Wandhöhe von 3 m mindestens fünf Betonierabschnitte benötigt werden, damit ein Versagen der Holzflanken ausgeschlossen werden kann. Bei einer Nutflankenbreite von 2 cm werden mindestens drei Abschnitte benötigt. Für die 1,5 m hohen Großbauteile ergäben sich drei Abschnitten je 0,5 m. Da dies im Labor zu viel Zeit in Anspruch genommen hätte, musste die Fuge im Rahmen der Prüfkörperherstellung zusätzlich mit einem Schalungsbrett abgedichtet werden und für das Einpumpen von unten eine Öffnung in der Wand mit einem Kugelhahn oder alternativ einem Stück Schlauch als Anschluss vorgesehen werden, vgl. Abbildung 48. Mithilfe der Betonpumpe von Putzknecht „S30 FF“ und der zugehörigen Schnecke „D2 FF“ mit 20 bis 40 Liter Fördermenge wurde die Betonnut der Probekörper der Großbauteil-Versuchsserien 2.1, 2.2, 3.1 und 3.2 verfüllt.

Bei Serie 2.1 und 2.2 ergab sich durch die eingebrachten Kerfen eine noch höhere Beanspruchung der äußeren Brettsperrholzlagen infolge des Betondrucks. Deshalb wurden entsprechend Abbildung 49 zusätzliche Schaldbretter von außen angebracht, die nach der Betonage wieder entfernt wurden. Die Löcher wurden mit Dichtmasse verfüllt. Die Kerfen wiesen eine Kerftiefe t_v von 40 mm und eine Länge von 200 mm auf und wurden im Abstand von jeweils 200 mm vorgesehen. Zum unteren Rand wurde eine Vorholzlänge von 200 mm und zum oberen Rand von 300 mm vorgesehen. Aufgrund der daraus resultierenden komplexeren Geometrie ist in Serie 2.1, bei der der Vergussmörtel „V1/10“ ohne Fasern eingesetzt wurde, die Textilbewehrung im Nutbereich ausschließlich im Bereich der Kerfen in Form von rechteckigen Körben eingebracht worden. Verwendet wurde das Carbondtextil „Q85/85-CCE-21“ von solidian mit Epoxidharztränkung „E5“, das auch in den Druck-Scher-Versuchen eingesetzt wurde, s. AP 4.1.2. Die Ausrichtung der Faserstränge entsprach mit 45° der Ausrichtung der Textilien in den Druck-Scher-Versuchen. Zwischen den beiden textilen Lagen wurden zusätzlich Schrauben im 45° -Winkel eingebracht, um ein Trennen der Querschnitte zu verhindern und die Schubtragfähigkeit weiter zu erhöhen sowie Querzugspannungen im Bereich der Druckstrebe aufzunehmen. Die sich ausbildenden Zugstreben am Kerfenrand müssen vom Beton aufgenommen und beim Aufreißen des Betons in das schräg eingelegte Textil über den Verbund eingetragen werden.

In Serie 2.2 wurde statt dem Vergussmörtel „V1/10“ und der Carbonbewehrung der Hochfestverguss „HFA1-VP“ mit Stahlfasern verwendet. Dieser ist durch die Zugabe von Fasern weniger fließfähig und die gleichmäßige Verteilung der Stahlfasern, insbesondere im Bereich der Kerfen, lässt sich durch die Herstellungstechnologie mithilfe einer Betonpumpe schwer beeinflussen. In beiden Varianten der Serie 2 wurden die Holzflanken zur Erzeugung der Nut-Feder-Verbindung zwischen BSP und Beton stehen gelassen.

In Serie 3 hingegen wurde zwischen einer Variante mit Holzflanken (Serie 3.1) und einer ohne Holzflanken (Serie 3.2) unterschieden. Die Variante ohne Holzflanken diente dazu, die Rissbildung im Beton mithilfe der gewählten und in AP 4.3.2 beschriebenen Messtechnik aufzuzeichnen und damit die Rissentstehung lokalisieren zu können. In beiden Versuchsreihen der Serie 3 wurde eine durchgängige Nut ohne Einkerbungen in die Stirnseite der BSP-Scheiben eingebracht. Zur Schubkraftübertragung wurden gekreuzt angeordnete Schraubenpaare gewählt. Diese wiesen in den Druck-Scher-Versuchen (Serie 4.2 und 4.3) bei Einschraubung unter 45 ° einen mit anderen Verbindungsmitteln vergleichbar hohen Schubwiderstand auf, s. AP 4.4.1. Zusätzlich wurden Gelegestreifen des Carbondtextils „Q85/85-CCE-21“ von solidian (Vgl. AP 4.1.2) mit parallel zur Fuge laufenden Faserrichtung und entsprechend angeordneten Abstandshaltern in zwei Lagen am Rand der Nut positioniert. Die Schrauben wurden in einem Abstand von 200 mm zwischen den Kreuzungspunkten eingebracht. Ein geringerer Abstand wäre zwar möglich gewesen, doch im Rahmen der Großbauteilversuche wurde zur Vergleichbarkeit mit der Anzahl und dem Abstand der Kerfen in Serie 2 ein Abstand von 200 mm entsprechend der Kerfenlänge und des Kerfenabstands gewählt.

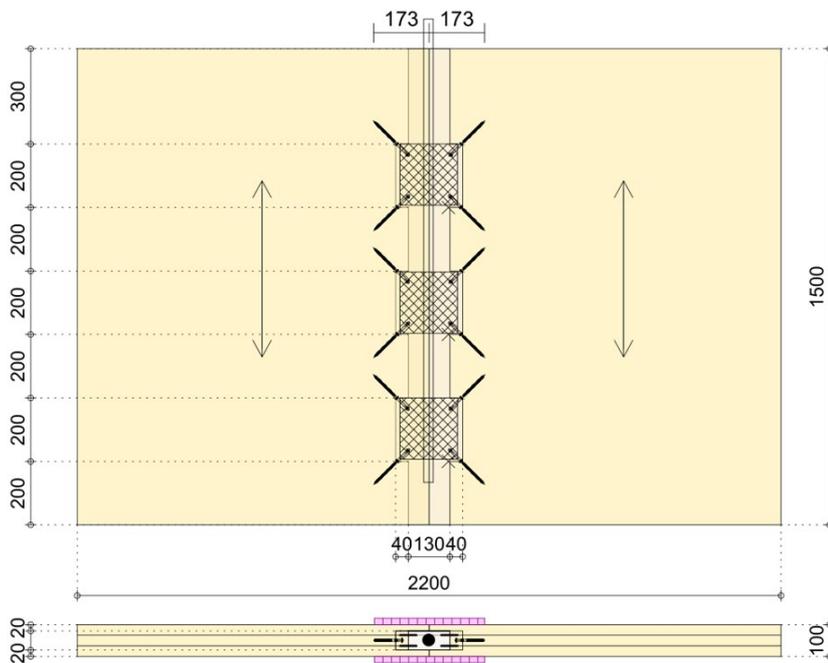


Abbildung 49: Großbauteil, Serie 2: Betonfuge mit Kerfen und Textil oder Stahlfasermörtel
 Zeichnung: Fa. Auerbach und Hahn GmbH

Die Versuchskörpergeometrie der Serie 3.1 und 3.2 ist in Abbildung 50 zu sehen.

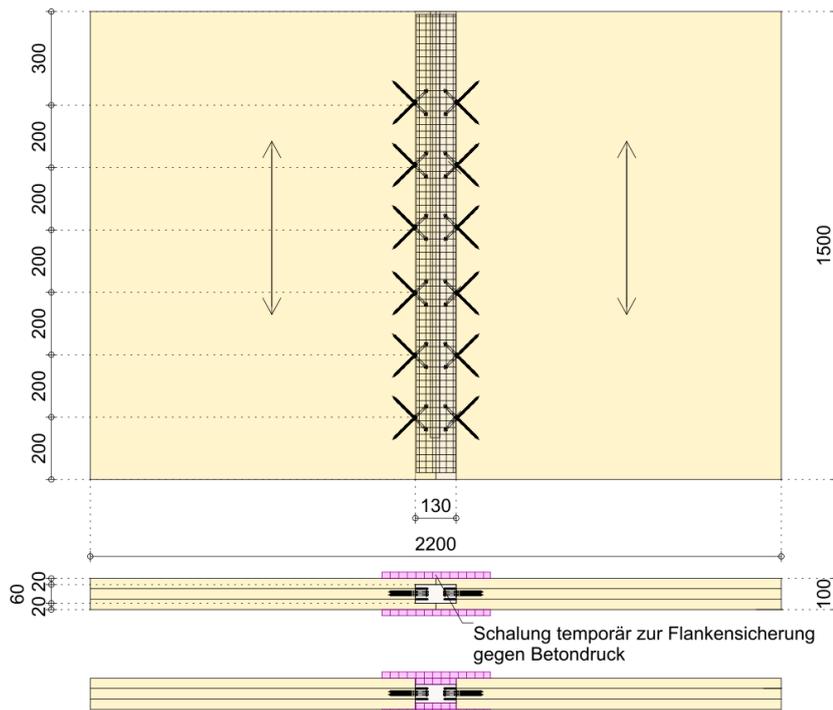


Abbildung 50: Großbauteil, Serie 3: Betonfuge mit Schrauben und Textil
 Zeichnung: Fa. Auerbach und Hahn GmbH

Prinzipiell können unter Einhaltung der Mindestabstände zwischen den Schrauben und zum Hirnholz noch mehr Schraubenkreuze auf die Wandscheibenhöhe von 1,50 m eingeschraubt werden. Die Vorbemessung, die in AP 3.3 beschrieben und Anlage h) beigefügt ist, ergab bei einer angenommenen reinen Schubbeanspruchung der BSP-Scheibe, dass auf 3 m Wandhöhe 54 Verbundschrauben im Abstand von 67 mm zueinander und 90 mm zum Hirnholz eingeschraubt werden müssten, um die zulässige Schubkraft n_{xy} aufnehmen zu können. Diese lässt sich bei einer fugenlosen BSP-Scheibe aus dem charakteristischen Schubwiderstand des BSP-Elements $f_{v,k}$ nach (ETA 10/0241) entsprechend AP 3.1, Gleichung (22) ermitteln. Bei gekreuzter Anordnung können auf 3 m Wandhöhe je Fugenseite 28 Schrauben mit einem Abstand von mindestens 100 mm zueinander und einem Abstand zum unteren Rand von 100 mm und zum oberen druckbeanspruchten Rand von 200 mm angeordnet werden. Unter der Annahme, dass sich die Schrauben in beide Richtungen gleichwertig am Lastabtrag beteiligen, können also 14 Schraubenkreuze je Fugenseite auf 3 m Wandhöhe angebracht werden. Wenn entsprechend der Vorbemessung in Anlage h) von einem auf der sicheren Seite liegenden Bemessungswert des einzelnen Schraubenwiderstands von ca. 4 kN ausgegangen wird, könnten 28 Schrauben eine Schubkraft von in etwa 112 kN über die gesamte Wandhöhe von 3 m übertragen. Dies gilt aber nur bei reiner Schubbeanspruchung. Sobald eine kombinierte Beanspruchung aus Schub und Zug im Fugenbereich vorliegt und der Beton zudem bei einer höheren Zugbeanspruchung aufreißt, reduzieren sich der Fugenwiderstand und damit die Schraubentragfähigkeit in der Zugzone deutlich.

Zur Beurteilung der Steifigkeit und Tragfähigkeit der hergestellten Großbauteile wurde als Referenzbauteil eine herkömmliche Verbindungstechnik für Brettsperrholzscheiben geprüft. Hierbei handelt es sich um eine im Bereich des Stoßes vorgeschraubte Deckleiste. Die dafür verwendete „Kerto Q-Platte“ aus Furnierschichtholz mit vertikaler Faserrichtung, parallel zur Fuge und zur Faserrichtung der BSP-Außenlagen, weist die Abmessungen 27 x 180 mm auf und wird entsprechend Abbildung 51 in den Bereich der BSP-Außenlagen integriert. Dadurch resultiert eine einseitige Verbindung, die von dem im Projekt entwickelten symmetrisch aufgebauten Nut-Feder-System abweicht und eines vergleichsweise geringen Arbeitsaufwands bedarf. Allerdings kann die Stoßdeckleiste erst auf der Baustelle angebracht werden, während die stirnseitige Verbindung der entwickelten Verbindungstechnologie größtenteils im Werk vorbereitet werden kann und auf der Baustelle mit Vergussmörtel entsprechend zu verfüllen ist.

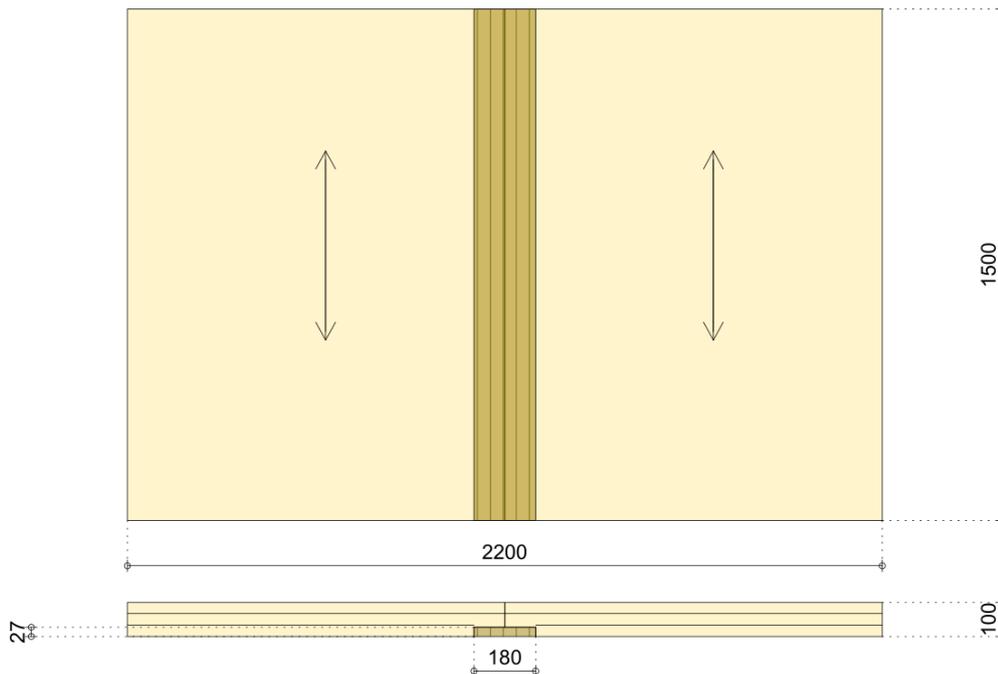


Abbildung 51: Großbauteil, Serie 1: Stoßdeckleiste
Zeichnung: Fa. Auerbach und Hahn GmbH

Für ein symmetrisches Zusammenfügen mithilfe herkömmlicher Verbindungstechniken können auch beidseitig Stoßdeckleisten angebracht werden. Diese Methode eignet sich vor allem für stärkere BSP-Scheiben, die mindestens fünf BSP-Lagen aufweisen. Dabei ist auf die Anordnung der Verbindungsmittel zu achten. Mithilfe zusätzlich ins BSP unterhalb der Deckleisten eingebrachten Schraubenkreuze kann ein biegesteifer Stoß generiert werden. Auch Stöße mit einseitig vorgeschraubter Deckleiste können im Verbindungsbereich mit einem zusätzlichen Schraubenkreuz je nach Anforderung verstärkt werden, Vgl. (Wallner-Novak et al.).

AP 4.3.2 Planung und Aufbau des Versuchsstandes (inkl. Messmittel und Belastung) sowie Prüfung der Probekörper für die Großbauteilversuche

Während die Druck-Scher-Versuche (Vgl. AP 4.3) entsprechend Abbildung 52, links in schräger Ausführung mit einer Fuge zwischen BSP und Beton durchgeführt wurden, kam für die geplanten Großbauteile ein Versuchsaufbau zum Einsatz, der eine Fugenbeanspruchung in Anlehnung an den Push-Out-Versuch nach (DIN EN 1994-1-1:2010-12) vorsieht (Vgl. Abbildung 53, mitte), aber auf die gegebene Probekörpergröße mit verschobener Lasteinleitung übertragen wurde. Die Maschinenlast wurde demnach mit einer Exzentrizität zum Scheibenstoß zweier BSP-Wandelemente entsprechend der in AP 4.1.2 vorgestellten Probekörpergeometrie (Vgl. Abbildung 39) aufgebracht. Daraus ergibt sich ein Lastausbreitungswinkel von ca. 21° , s. Abbildung 53 (rechts), der in Anlehnung an (Gräfe et al. 2018) angenommen werden darf.

Der für die Großbauteilversuche errichtete Versuchsstand wurde für eine reine Scheibenbeanspruchung vorgesehen. Zusätzliche Biegeversuche bei einer auftretenden Plattenbeanspruchung sind im Projekt nicht eingeplant und durchgeführt worden, wären jedoch im Rahmen eines möglichen Folgeprojekts denkbar. Die Auflagerung der Brettsperrholzscheibe wurde durch Rollenlager auf Stahlträgern errichtet. Dadurch konnte sich die BSP-Scheibe im Belastungszustand frei zu den Rändern hin bewegen. Im ersten Versuch der Serie 1 kam es zu einer Verklemmung des Rollenlagers, so dass deutlich mehr Last aufgenommen wurde als bei freier Beweglichkeit. Dieser Einfluss wurde für alle weiteren Versuche behoben. Die im Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden realisierte Auflagerkonstruktion ist in Abbildung 53 zu sehen.

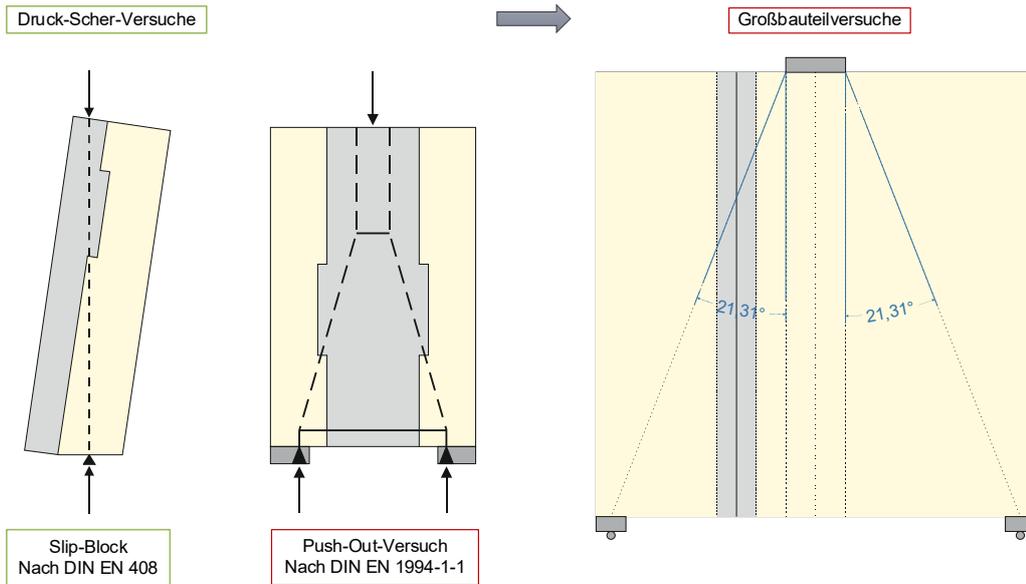


Abbildung 52: Versuchsaufbau als Prinzipskizze mit Abmessungen
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

In Serie 3 der Großbauteilversuche sollen, wie in AP 4.2.2 beschrieben, Probekörper mit und ohne die normalerweise außenseitig vorhandenen Holzflanken geprüft werden, um einerseits den Unterschied hinsichtlich der Traglast (bspw. für den seltenen Einwirkungsfall eines äußerlichen Abbrands) werten zu können und andererseits, um den Versagensmechanismus im Verbindungsbereich – insbesondere am Fußpunkt der Verbindung – besser einsehen zu können. Diese Prüfvariante ist in Abbildung 53, rechts zu sehen.

Der Versuchsstand wurde in der Säulenprüfmaschine mit einer Leistungsfähigkeit von 10 MN aufgebaut, obwohl nur Maschinenlasten bis maximal 200 kN zu erwarten waren. Die Auswahl der Maschine erfolgte aufgrund der Abmessungen der Probekörper sowie der Auflagerung, die jeweils in die Prüfmaschine passten.

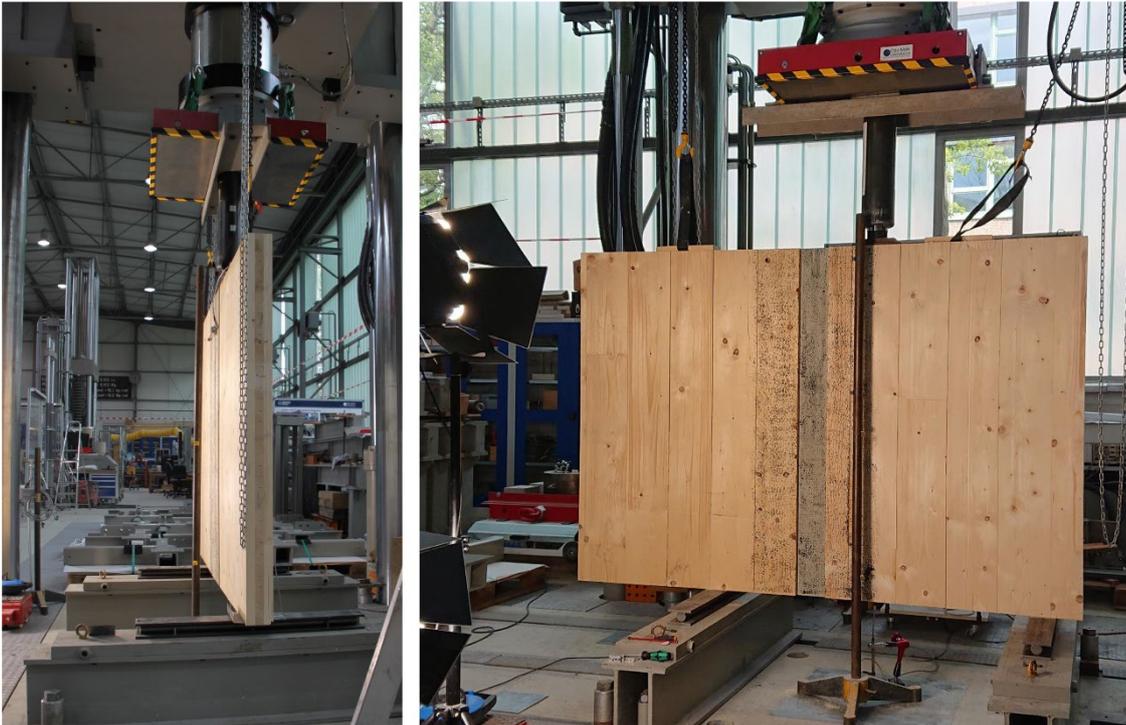


Abbildung 53: Versuchsstand von der Seite (links) sowie Frontalansicht im Labor in der Prüfmaschine (rechts)
Fotos: Doreen Sonntag, OML der TU Dresden (links); Marén Kupke, AIB GmbH (rechts)

Für die Messtechnik wurden entsprechend Abbildung 54 zwei Messmethoden vorgesehen. In Probekörpermitte wurde in vertikaler Richtung ein induktiver Wegaufnehmer (IWA) mit einer Messgröße von 10 bis 20 mm zur Messung der Durchbiegung angeordnet. Bei der ersten Versuchsreihe der Serie 1 wurde zudem im Bereich der Fuge ein horizontaler IWA mit einer Messgröße von 5 mm im oberen Drittel, ungefähr 20 cm unterhalb der Scheibenoberkante, befestigt, um die Stauchung in der Druckzone aufzunehmen. Da sich dieser jedoch durch die Relativverschiebung der beiden Scheiben bzw. durch weitere Verformungen der verbundenen BSP-Scheiben während des Versuchsablaufs von den Befestigungspunkten gelöst hat und damit die Messung ungültig war, wurde bei allen weiteren Versuchsserien auf den horizontalen IWA verzichtet. Um im Bereich der Fuge die Relativverschiebung der beiden Scheiben zueinander sowie die Materialverformungen messtechnisch aufzuzeichnen, wurde das optische Messsystem Aramis der Firma GOM GmbH verwendet. Zur Nutzung der Photogrammetrie wurden auf einer Probekörperhöhe von 1,50 m 13 Punkte in drei Reihen gleichmäßig verteilt, s. Abbildung 54, rechts. Die beiden äußeren Reihen sowie die Punkte in einer Reihe hatten jeweils einen Abstand untereinander bzw. von der mittleren Reihe von 120 mm.

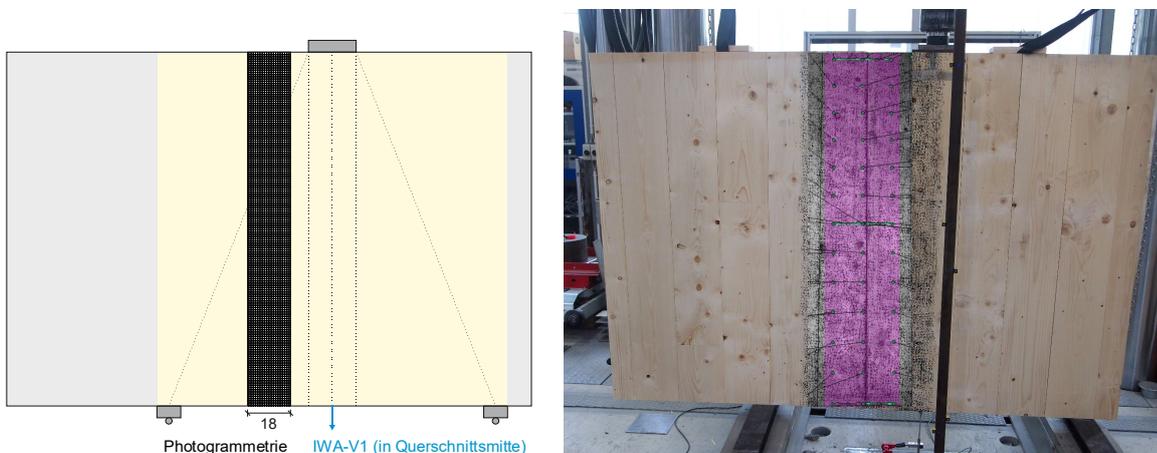


Abbildung 54: Anordnung Messtechnik im Versuchs Aufbau (links) und im Labor mit Photogrammetriepunkten (rechts)
Zeichnung und Foto: Kristina Farwig, IMB TUD

Die Messmethode Photogrammetrie ermöglicht die Aufnahme von 3D-Strukturen wie der hier betrachteten BSP-Scheibenverbindung mithilfe von zwei Kameras je 12 Megapixel und 256 Graustufen (entspricht 8bit). Das Vollbildformat beträgt 3.000 x 4.000 Pixel und wurde für die Versuche auf 1.500 x 4.000 Pixel halbiert. Die in Abbildung 54, rechts sowie in Abbildung 55 farblich dargestellte Fläche setzt sich aus ca. 12.400 Punkten zusammen, aus denen alle weiteren Berechnungen der Dehnung bzw. der Verschiebung der Einzelpunkte abgeleitet werden können. Ein Punkt entspricht dabei dem Mittelpunkt einer Facette von 19x19 Pixel. Die Facetten haben einen Abstand zueinander von 16 Pixel und überlappen sich somit. Die Frequenz (Framerate) der Bildaufzeichnung betrug 1/2 Hz und wurde in Serie 2.1 und einem Probekörper der Serie 2.2 auf 1 Hz erhöht.

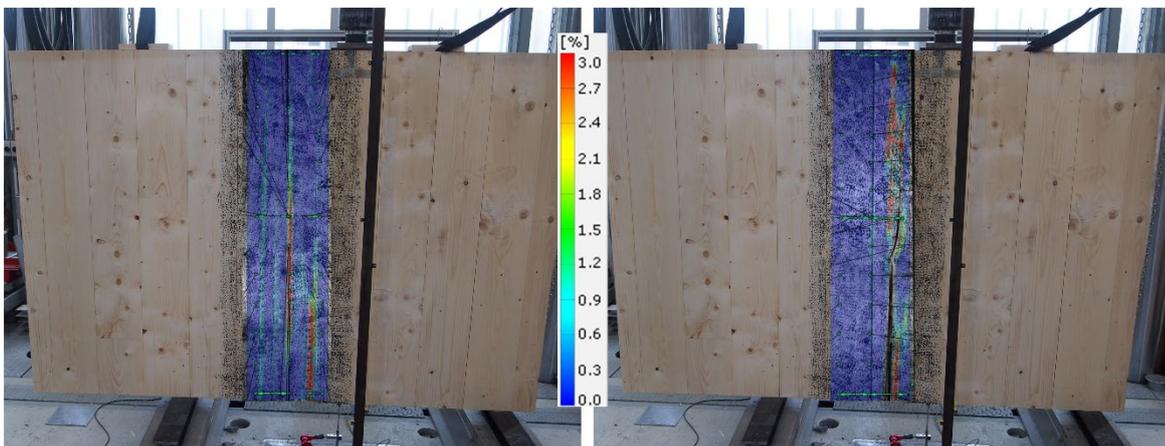


Abbildung 55: Versuchsaufbau im Labor mit Messtechnik im Bruchzustand mit Aramis
Foto, modifiziert: Kristina Farwig, IMB TUD

Für die Versuchsdurchführung wurde das in (DIN EN 26891:1991-07) aufgeführte Belastungsverfahren vorgesehen, das in Abbildung 56, links zu sehen ist. Demnach sind zu prüfende Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln bei Holzbauwerken entsprechend bis 40 % der geschätzten Maximallast Fest zu belasten. An dieser Stelle ist die Kraft 30 Sekunden lang zu halten, bis auf 10 % von Fest entlastet und die Last dort wieder 30 Sekunden gehalten wird. Das Lastregime soll schließlich bis zur Bruchlast oder bis zu einer Verschiebung von maximal 15 mm durchgängig gefahren werden. Dabei ist eine konstante Belastungs- bzw. Verschiebungsgeschwindigkeit bis 70 % von Fest einzuhalten. Ab dieser Grenze sollte die verbleibende Prüfdauer 3 bis 5 min betragen, um insgesamt eine Prüfzeit von 10 bis 15 min einzuhalten. Aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeiten der jeweiligen Prüfkörperserien variierte die gesamte Prüfzeit bis zum Bruch zwischen 5 und 15 min.

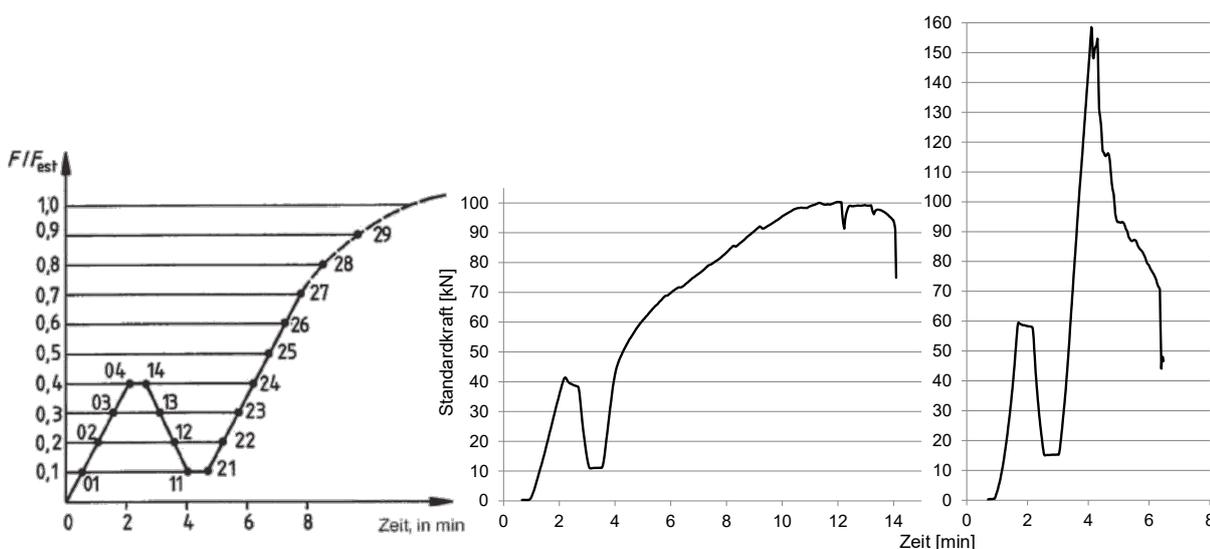


Abbildung 56: Lastregime nach DIN EN 26891:1991-07 (links) im Vergleich mit ausgeführten Belastungsverfahren aus Serie 1 (Mitte) und Serie 3.1 (rechts)

Diagramme: links (DIN EN 26891:1991-07), Mitte und rechts: Kristina Farwig, IMB TUD

Um die Bruchlast F_{\max} mit einer Maximallast F_{est} abschätzen zu können, wurde in der jeweiligen Serie 1 bis 3 ein Versuch ohne Entlastungsbereich durchgeführt. In Serie 1 konnte dies jedoch nur für einen Versuch erfolgen, da sich bei dem ersten Probekörper Probleme mit der Auflagerung manifestierten, die zu einer verfälschten Erhöhung der Lastaufnahme führten. Für Serie 2.1 und 2.2 sowie 3.1 und 3.2 wurde aufgrund der geringfügigen Variation zwischen den Serien nur ein Versuch ohne Entlastung durchgeführt und bei allen anderen Prüfungen das entsprechende Lastregime nach (DIN EN 26891:1991-07) eingehalten, s. Tabelle 12.

Tabelle 12: Belastungsverfahren und geschätzte Maximallasten im Vergleich zu den erreichten Bruchlasten je Serie

| Serie Nr. | PK | Belastungsverfahren / Lastregime | Prüfzeit t_{ges} [min] | Aufnahmefrequenz gom [Hz] | F_{est} [kN] | F_{max} [kN] |
|------------|----|----------------------------------|---------------------------------|---------------------------|-----------------------|-----------------------|
| 1 | 1 | Rampe bis Bruch | 10 | 0,5 | - | 118,3 |
| | 2 | Rampe bis Bruch | 11 | 0,5 | - | 105,7 |
| | 3 | Rampen nach Norm | 15 | 0,5 | 100 | 100,8 |
| 2.1 | 1 | Rampen nach Norm | 5 | 1,0 | 150 | 126,9 |
| | 2 | Rampen nach Norm | 4,5 | 1,0 | 150 | 165,7 |
| 2.2 | 1 | Rampe bis Bruch | 3 | 0,5 | - | 172,5 |
| | 2 | Rampen nach Norm | 5 | 1,0 | 172 | 172,9 |
| 3.1 | 1 | Rampen nach Norm | 6 | 0,5 | 150 | 167,2 |
| | 2 | Rampen nach Norm | 6 | 0,5 | 150 | 162,4 |
| | 3 | Rampen nach Norm | 6,5 | 0,5 | 150 | 163,6 |
| 3.2 | 1 | Rampe bis Bruch | 8,5 | 0,5 | - | 139,5 |
| | 2 | Rampen nach Norm | 9,5 | 0,5 | 140 | 156,8 |
| | 3 | Rampen nach Norm | 11 | 0,5 | 140 | 168,1 |

Die Geschwindigkeit der verschiebungsgesteuerten Belastung betrug $v = 0,05 \text{ mm/s}$ bis 40 % der geschätzten Bruchlast F_{est} . Diese wurde für die Entlastung auf 10 % von F_{est} beibehalten oder im Falle einer Rampe als Lastregime wurde die gleiche Geschwindigkeit bis F_{max} gewählt. Bei Kurvenabfall ist eine vierfach erhöhte Geschwindigkeit von $v = 0,2 \text{ mm/s}$ vorgesehen worden.

AP 4.4 Auswertung und Vergleich mit theoretischen Untersuchungen aus AP 3

Für die in AP 4.1 bis AP 4.3 entworfenen und im Rahmen von Druck-Scher-Versuchen geprüften Probekörper erfolgt die Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse im AP 4.4. Mithilfe der in den Druck-Scher-Versuchen erzeugten Ergebnisse lassen sich Schlussfolgerungen für die Variantenkonzipierung für die Großbauteilversuche ziehen. Dabei dienen die Druck-Scher-Versuche der Auswahl eines Verbindungsmittels, das zwischen dem Brettsperrholz und dem verwendeten Vergussmörtel einen hohen Schubwiderstand erzeugen kann, baupraktisch anwendbar ist und zudem einen einschätzbaren Versagensmechanismus unter Scherbeanspruchung aufweist. Da in Realität jedoch von einem Beanspruchungszustand aus einer Kombination aus Scheiben- und Plattenbeanspruchung auszugehen ist und die Wandkonstruktionen am Kopfpunkt zudem eine andere Auslastung aufweisen als am Fußpunkt, diese Belastung wiederum von der Etagenanzahl und Gebäudenutzung abhängig ist, können die Druck-Scher-Versuche alleinig keinen Aufschluss über das gesamte Tragverhalten des Verbindungssystems liefern. Allerdings

In an die Realität angelehnten Großbauteilversuchen können andere Versagensformen von bereits auf Scherbeanspruchung geprüften Verbindungssystemen auftreten. Die Großbauteilversuche werden daher so konzipiert, dass nicht nur Schubbeanspruchungen in der Scheibe auftreten, sondern auch Zugnormalkräfte die Verbindungsfuge beanspruchen. Die reine Schubbeanspruchung wird für die Ermittlung des in der Norm (DIN EN

1995-1-1:2008-09) angegebenen Verschiebungsmoduls benötigt und kann mithilfe der kleinteiligen Druck-Scher-Versuche ermittelt werden.

AP 4.4.1 Druck-Scher-Versuche

Im Folgenden werden daher zunächst die Ergebnisse aus den ersten Versuchsreihen der Druck-Scher-Versuche dargestellt und ausgewertet. Allerdings können daraus noch keine endgültigen Schlussfolgerungen für ein optimal ausgelastetes BSP-Beton-Verbindungssystem in Wandebene gezogen werden. Vielmehr kann eine Bewertung der Ergebnisse erfolgen und damit eine Einschätzung über die Tragfähigkeit einer Verbindungsfuge mit entsprechenden Verbindungsmitteln und Vergussmörtel in Realität gegeben werden. Die Ergebnisse aus den Druck-Scher-Versuchen sowie diese der Routineprüfungen der verwendeten Vergussmörtel sind zudem tabellarisch in der Anlage e) des Berichts aufgeführt. In Abbildung 57 sind für einen Überblick über alle Serien die jeweiligen Versuchskurven der Probekörper in einem Diagramm dargestellt.

In den gesammelten Versuchskurven wurden Serie 1.2 und 1.3 (s. AP 4.1, Tabelle 3) ausgeklammert, da diese aus jeweils nur zwei Probekörper bestanden, deren Ergebniskurven sehr weit auseinander lagen und daher in dieser Darstellungsform keinen erkennbaren Mehrwert liefern würden. Sie dienen der Überprüfung des Einflusses von Haftreibung zwischen BSP und Beton. Um den Adhäsionseinfluss zwischen den Oberflächen zu erhöhen, wurden in Serie 1.1 (im Folgenden Serie 1) die Flanken des BSP-Körpers seitlich der Betonnut stehen gelassen. Die Ergebnisse dieser Serie zeigten deutlich geringere Streuungen. In den Serien 1.2 und 1.3 hingegen wurden die Flanken wie bei den restlichen Probekörpern zur näheren Betrachtung des Rissbildes und alleinigen Überprüfung des Verbindungsmittels weggeschnitten. In allen Serien, bei denen zur Schubkraftübertragung ein Verbindungsmittel vorgesehen war, wurde zusätzlich eine Folie zwischen die Materialien BSP und Beton angebracht, um den Adhäsionseffekt auszuklammern. Dieser Effekt ist nicht unwesentlich, wie in Abbildung 57 zu erkennen ist. Da sich aus den gesammelten Versuchskurven jedoch keine einzelnen Werte detailgenau ablesen lassen, werden die Ergebnisse im Folgenden übersichtlicher aufbereitet. Zunächst sind die aus den jeweiligen Versuchsserien gesammelten Ergebnisgraphen in Mittelwertkurven zusammengefasst und diese den jeweilig verwendeten Verbindungsmitteln zugeordnet, s. Abbildung 58, links.

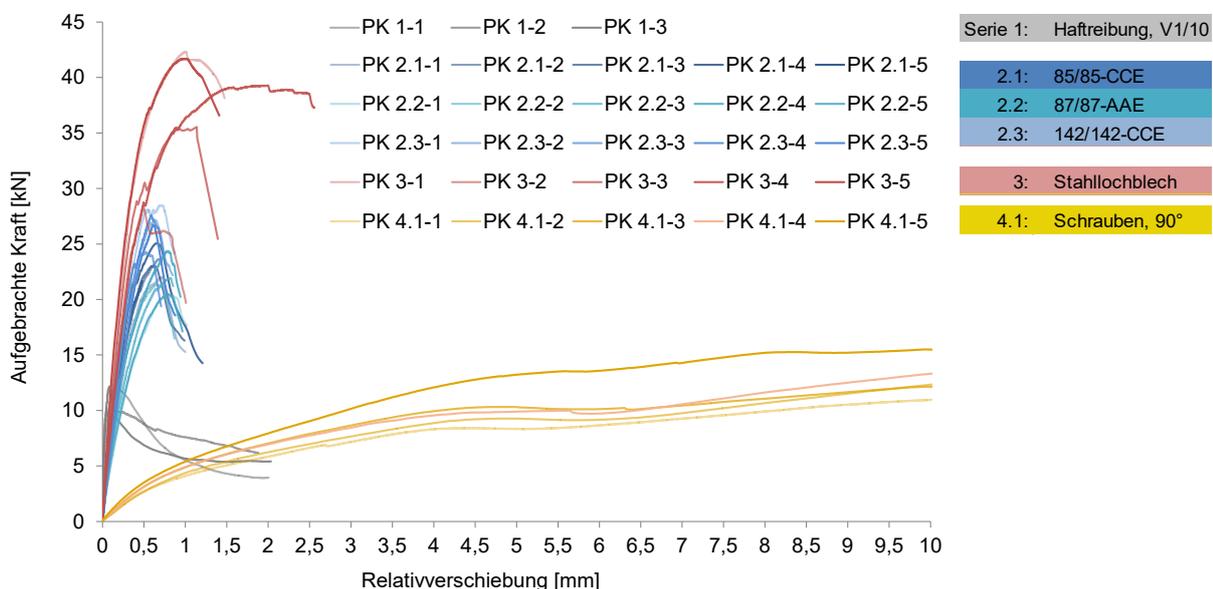


Abbildung 57: Versuchskurven (Druck-Scher-Versuche) aller Probekörper je Serie (1 bis 4.1)
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Anhand der Mittelwertkurven lässt sich der Unterschied der einzelnen Versuchskurven je Serie verdeutlichen. Insbesondere ist der Steifigkeitsunterschied zwischen den einzelnen Verbindungsvarianten sichtbar. Während die Versuchskörper der Serie 2 und 3 mit eingeklebten Verbindungsmitteln ein sehr steifes Verhalten aufweisen, verhalten sich die senkrecht zur Fuge in die Mittellage des Brettsperrholzes eingeschraubten Verbundschrauben (Serie 4.1) sehr weich. Die Probekörper mit vorhandenen seitlichen Holzflanken (Serie 1), mithilfe derer der Einfluss der Haftreibung aus den Holzflanken überprüft werden sollte, zeigen anfänglich ein ähnlich steifes Verhalten wie die

Probekörper mit eingeklebten Verbindungsmitteln. Dabei resultiert aus der Adhäsion der Oberflächen von dem aufgerauten Brettsper Holz und dem feinkörnigen Vergussmörtel ein Scherwiderstand von ca. 10 kN. Um die Bruchlasten der einzelnen Prüfkörperserien sowie deren Streuungen besser vergleichen zu können, wurden diese in einem separaten Diagramm in Abbildung 58, rechts zusammengestellt.

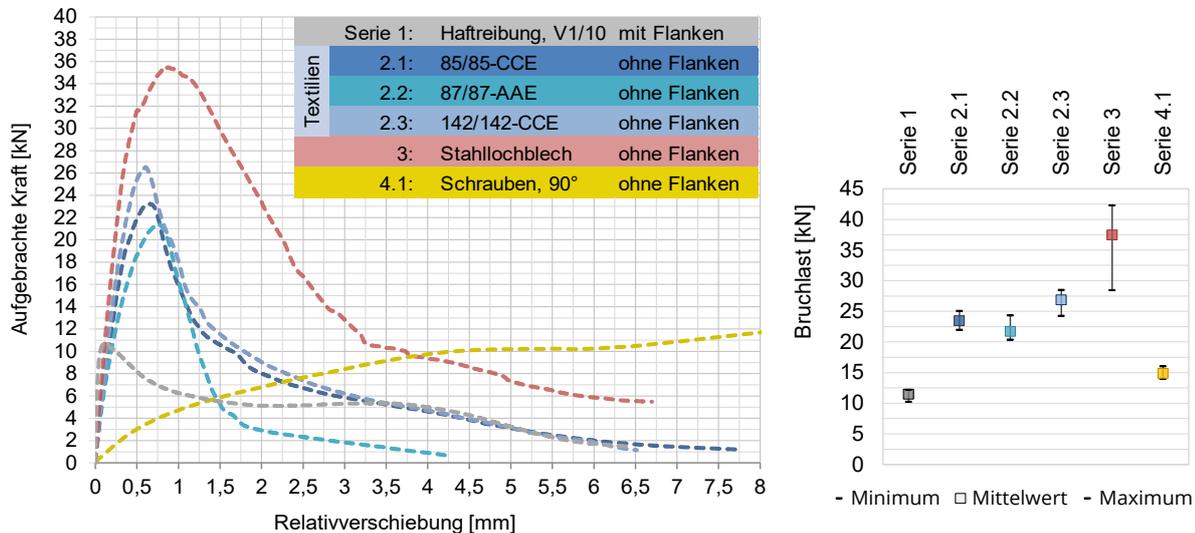


Abbildung 58: Mittelwerte der Versuchskurven (links) sowie Bruchlasten mit Streuungen (rechts) je Serie (1 bis 4.1)
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Während bei Serie 1 und 2 sowie Serie 4 nur geringe Streuungen der Bruchlasten mit einer maximalen Kovarianz von $COV = 9,3\%$ (Serie 1) zu verzeichnen sind, liegt diese bei Serie 3 bei $15,2\%$. Um die Streuungen der Bruchlasten einordnen zu können, werden im Folgenden die Versagensmechanismen je Serie betrachtet.

In Serie 1 verschiebt sich der Beton relativ zum Holz, sobald die Adhäsionskraft überschritten wird. In Abbildung 59 ist die Verschiebung des Betons aus der Holznut zu sehen. Größere Risse im Beton konnten nicht beobachtet werden. Mikrorisse im Betongefüge sind jedoch nicht auszuschließen. Das Bild oben rechts zeigt dabei die Probekörper ohne Flanken, bei denen eine Verbindungslänge ohne Folie von 400 mm (Serie 1.2) bzw. von 200 mm (Serie 1.3) vorgesehen wurde, s. auch Anlage e), Tabelle 22.



Abbildung 59: Versagensbilder der Serie 1 in den Druck-Scher-Versuchen
 Fotos: Melchior Deutscher, IMB TUD

Bei den Serien 2.1 bis 2.3, bei denen textile Gelege ins BSP eingeklebt und im Beton umschlossen wurden, konnte ein unterschiedlicher Versagensmechanismus je nach Faserstrangquerschnitt (Serie 2.1: $Q85/85-CCE-21$ mit $1,81\text{ mm}^2$; Serie 2.2: $Q87/87-AAE-21$ mit $1,85\text{ mm}^2$; Serie 2.3: $Q142/142-CCE-25$ mit $3,62\text{ mm}^2$) und Fasersorte (Serie 2.1 und 2.3: Carbonfasern, CCE; Serie 2.2: AR-Glasfasern, AAE) beobachtet werden, s. auch Tabelle 22 in der Anlage e). In Abbildung 60 sind die Probekörper der Serie 2 im Bruchzustand zu sehen.



Abbildung 60: Versagensbilder der Serie 2 in den Druck-Scher-Versuchen
Fotos: Melchior Deutscher, IMB TUD

Zwar kam es in jeder der Versuchsserien bei den quer zur Faserrichtung auf Druck beanspruchten Fasersträngen zu einem Abscheren und damit Durchreißen der Garne, allerdings differierte der Zeitpunkt des Abscherens sowie das Tragverhalten der auf Zug beanspruchten Faserstränge in den einzelnen Serien. Die AR-Glasfaserstränge scherten allesamt ab, wenn auch die querdruckbeanspruchten Garne als Erstes, ohne dass ein Riss im Beton äußerlich sichtbar wurde. Bei den Carbonfasersträngen hingegen konnte sowohl in Serie 2.1 bei dem geringeren Faserstrangquerschnitt als auch in Serie 2.3 mit größerem Querschnitt ein deutliches Spalten des Betons zunächst in der Bewehrungsebene und anschließend senkrecht dazu beobachtet werden. Bei Serie 2.3 trat das Betonspalten jedoch schon bei ca. 33 bis 50 % der maximalen Versuchslast auf, während dies bei Serie 2.1 erst mit Erreichen der maximalen Last bzw. kurz nach Erreichen des Maximums der Fall war. In beiden Serien wurden die Faserstränge, die auf Zug beansprucht wurden, aus dem Beton herausgezogen. Die Kraft in den Fasersträngen bewirkte somit ein Verankerungsversagen im Beton (Vgl. (Schütze et al.)).

Serie 3 (HBV-Schubverbinder) wies von allen Versuchsserien die höchsten Bruchlasten auf. Jedoch sind in dieser Serie auch enorme Streuungen (von mehr als 15 % zum Mittelwert) aufgrund unterschiedlicher Versagensformen, s. Tabelle 22 in der Anlage e), zu erkennen. Während bei den Probekörpern, PK 3-1 und PK 3-5, mit dem Versagen bzw. Kraftabfall ein Spaltriss eingetreten ist, wurde bei PK 3-2, PK 3-3 und PK 3-4 die Klebefuge und damit der eingeklebte Schlitz aus der Mittellage des Brettsperrholzes geschoben, s. Abbildung 61, rechts. Bei PK 3-2 ist zudem nach Ausbau des Probekörpers aus der Prüfmaschine eine eingerissene, teils ausgebrochene BSP-Mittellage an der Unterseite des ausgebauten Probekörpers sichtbar, während das Brettsperrholz in der Mittellage bei PK 3-3 und PK 3-4 äußerlich (von der Unterseite aus gesehen) hingegen intakt geblieben ist.



Serie 3

Abbildung 61: Versagensbilder der Serie 3 in den Druck-Scher-Versuchen
Fotos: Melchior Deutscher, IMB TUD

Die Versagensform der unter 90° eingebrachten S-Fix-1-Schrauben (Serie 4.1) ergibt sich aus einer Kombination aus dem Versagen der Mittellage des Brettsperrholzes und dem Abscheren der Schrauben. Diese drücken sich verformungsintensiv in die horizontale Mittellage des BSP, bis sie S-förmig auf Abscheren versagen, während die Mittellage im BSP immer weiter nachgibt. Das duktile Verformungsvermögen der Schrauben sowie die geringere Festigkeit der BSP-Mittellage senkrecht zur Holzfaser erzeugen somit insgesamt ein sehr weiches Verhalten der Verbindung. Dies führt einerseits zu Nachteilen bei der Tragfähigkeit sowie bei der Betrachtung der Gebrauchstauglichkeit. Andererseits bietet das duktile Verhalten der metallischen stiftförmigen Verbinder auch Vorteile bei seltenen Beanspruchungen aus bspw. Erdbebenbelastungen. Zudem sind in Abbildung 62 keine sichtbaren Risse im Beton zu sehen. Das untere Bild zeigt den Probekörper, der nach dem Ausbau aus der Versuchsmaschine aufgetrennt wurde, um das Versagensbild im Inneren der Verbindung betrachten zu können.



Serie 4.1

Abbildung 62: Versagensbilder der Serie 4.1 in den Druck-Scher-Versuchen
Fotos: Melchior Deutscher, IMB TUD

Da sich die Schrauben, die senkrecht in die Mittellage eingebracht wurden, zu einem sehr weichen Verhalten der Verbindung geführt haben und sich eine Klebefuge über die gesamte Wandhöhe für die Verbindung über den HBV-Schubverbinder als kritisch herausgestellt hat, wurden für weitere Druck-Scher-Versuche, s. Tabelle 4 (AP 4.1), Verbindungen über Schrauben sowie über einen Formschluss in Betracht gezogen. Hierbei sollen die Verbundschrauben unter einem Winkel von 30 bis 45° in die Mittellage des BSP eingebracht werden. Bei den im Werk eingefrästen Kerfen werden die Schrauben an den Rändern der Kerfe unter 45° eingeschraubt. Die schräge Anordnung der Schrauben verhindert ein Versagen der Mittellage infolge Druck quer zur Faser und stellt eine Alternative für den HBV-Schubverbinder dar, bei dem ein Versagen des Klebeschlitzes in der BSP-Mittellage infolge der Scherbelastung quer zur Holzfaser maßgebend wird. Durch die Kerfen lässt sich zudem eine punktuell höhere Steifigkeit der Schubverbindung erzielen. Um außerdem einem möglichen Betonspalten entgegenzuwirken, ist in den weiteren Versuchsserien 4.2 bis 5.4 der bereits in den Technologieversuchen und Routineprüfungen, s. Anlage e), getestete Stahlfaserbeton (HFA1-VP) verwendet worden. Nachteilig an dem Hochfestverguss mit Stahlfasern ist, dass eine gleichmäßige Verteilung der Fasern im Bauteil nicht garantiert werden kann und die spätere Verarbeitung des Sonderprodukts, wie die Pumpbarkeit, zu berücksichtigen ist. Die Verteilung der Fasern des

Hochfestvergussmörtels „HFA1-VP“ wurde in verschiedenen Versuchen im Bruchzustand betrachtet. In Abbildung 63, links ist bspw. ein Prisma nach einem Routineversuch zur Bestimmung der Materialfestigkeiten zu sehen. Darin befinden sich nur sehr wenige, vereinzelt auftretende Stahlfasern am vorderen Rand des Prismas. In der Mitte von Abbildung 63 ist ein Ausschnitt eines Würfels nach dem Spaltzugversuch zu sehen. Aufgrund der hohen Festigkeit und der Verzahnung der Risse durch die Fasern ist der Würfel im Routineversuch nicht aufgespalten, so dass die Prüfung trotz weiter möglicher Kraftaufnahme abgebrochen wurde. Demgegenüber konnte in den Druck-Scher-Versuchen, wie in Abbildung 63, rechts, zu sehen ist, keinerlei Stahlfaser in der Bruchfläche gesichtet werden. Demnach ist davon auszugehen, dass diese sich an einer Stelle gesammelt haben, evtl. auch z. T. in der Pumpe oder im Schlauch verloren gegangen sind.



Abbildung 63: Routineversuche zur Überprüfung der Materialeigenschaften des Vergussmörtels „PAGEL HFA1-VP“ am Prisma (links), Spaltzugversuch am Würfel (Mitte) und Druck-Scher-Versuch nach dem Bruch (rechts)
Fotos: Kristina Farwig, IMB TUD

Die Verwendung eines Stahlfaserbetons führt folglich zu baupraktischen Risiken (Vgl. AP 1.2). Dennoch stellt die Anwendung des Produkts insbesondere an Stellen in Tragwerken der Gebäudeklasse 4 bei höheren Beanspruchungszuständen eine gute Alternative zu dem unbewehrten V1/10-Vergussmörtel dar. Für die unteren Etagen eines mehrgeschossigen Gebäudes aus BSP-Fertigteilelementen ist ein hochfester Vergussmörtel ohne Fasern durch die aus dem Eigengewicht der Konstruktion resultierenden hohen Druckspannungen ggf. ausreichend, doch in den oberen Etagen, die geringeren Druckbeanspruchungen, dafür aber möglicherweise hohen Windlasten ausgesetzt sind, wäre der Einsatz eines Faserbetons für die Gewährleistung einer ausreichenden Zugtragfähigkeit in den filigranen Betonquerschnitten empfehlenswert. Insgesamt ist die Entwicklung eines Verbindungssystems anzustreben, bei dem die Wandelemente auf stets die gleiche Art und Weise im Werk vorgefertigt werden können (bspw. mit Formschluss und Schrauben) und vor Ort lediglich je Verbindungsfuge festgelegt wird, welcher Vergussmörtel einzubringen ist. Die Vorgehensweise ist durch geschultes Personal vor Ort zu überwachen.

Für die Bewertung der mit dem HFA1-VP durchgeführten Druck-Scher-Versuche sind die Fragestellungen zur Bauausführung irrelevant. Die Nachteile hinsichtlich der Technologie und der Verteilung der Fasern wurden bei der Auswahl der Versuchsserien für die Großbauteile berücksichtigt.

Die Versuchskurven aller Probekörper der Serien 4.2 bis 5.4 sind in Abbildung 64 zusammengestellt. Bei drei der sechs Versuchsserien wurde der HFA1-VP für die Herstellung verwendet. Für die restlichen Probekörper kam der bereits zuvor gewählte Vergussmörtel V1/10 zum Einsatz. Die Ergebnisse zu den Materialeigenschaften, die in den Routineprüfungen bestimmt wurden, sind in Anlage e) zu finden.

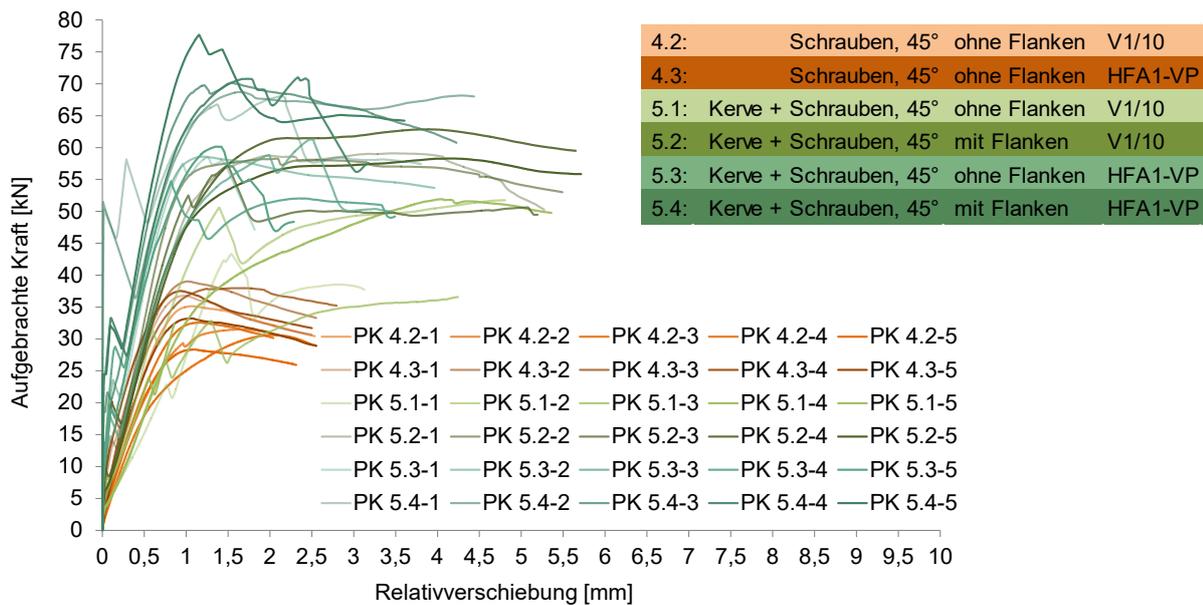


Abbildung 64: Versuchskurven (Druck-Scher-Versuche) aller Probekörper je Serie (4.1 bis 5.4)
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Aus den jeweils 5 Versuchskurven je Serie wurden trotz teils größerer Streuungen der Bruchlasten (COV 15 % in Serie 5.1) und Verschiebungsmoduln (COV in allen Serien außer Serie 4.3 $\geq 20\%$, in Serie 5.3 und 5.4 $\geq 50\%$) Mittelwertkurven gebildet und für eine bessere Übersicht in Abbildung 65 dargestellt.

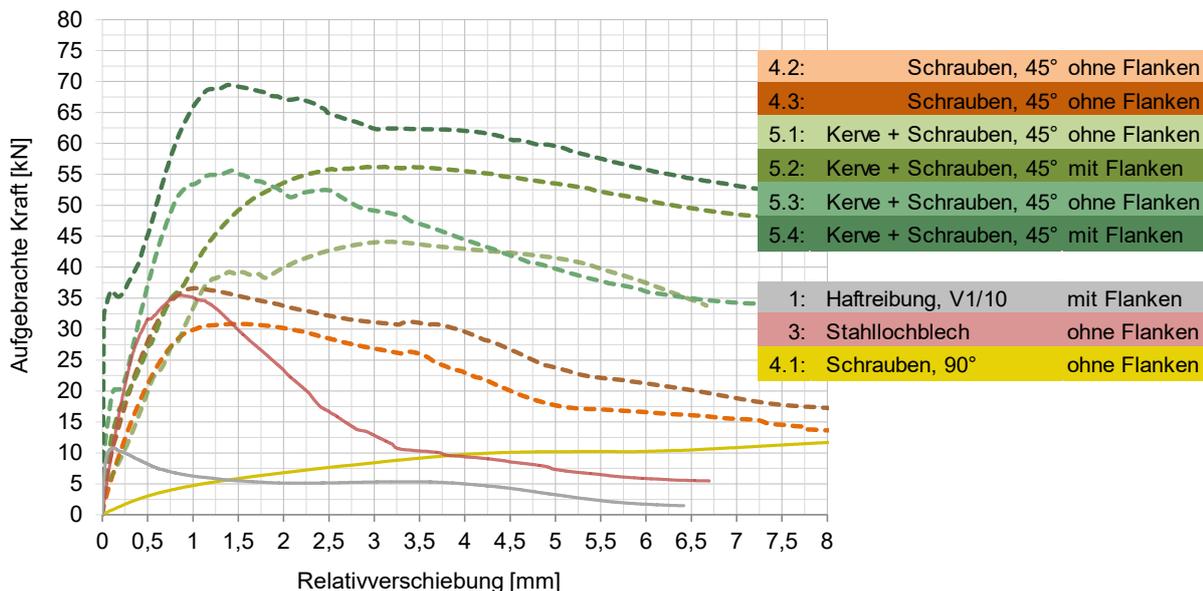


Abbildung 65: Mittelwerte der Versuchskurven (Druck-Scher-Versuche) je Serie (4.1 bis 5.4 sowie 1, 3, 4.1)
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Die Gegenüberstellung der Mittelwertkurven zeigt deutlich, dass in den Druck-Scherversuchen die maximalen Traglasten mit den Verbindungen über Kerben, also einem zusätzlichen Formschluss, erzielt werden können. Allerdings konnte der Einfluss der Haftreibung durch die eingeklebte Folie nicht komplett verhindert werden, da die Folie an manchen Stellen nicht vollständig die Holzoberfläche bedeckt hat, im Bereich der Kerbe komplett weggelassen wurde, und sich an den restlichen Stellen im Versuch mit dem Beton vom Holz gelöst hat, s. Abbildung 69, links. Ein Gleiten ohne Überbrückung der Adhäsion zwischen Beton und Holz konnte daher in den Versuchsserien mit Kerben, insbesondere denen mit Holzflanken, nicht gewährleistet werden. Der sehr steile Kurvenanstieg zu Beginn der Versuchskurven bestätigt den Einfluss der Adhäsion. Die Haftung zwischen Holz und Beton wird noch verstärkt durch den Einsatz von hochfestem Vergussmörtel mit beigefügten Stahlfasern. Die stellenweise

Ansammlung von Fasern am Rand der Proben kann in Verbindung mit Brettsperrholz den Haftverbund durch eine stärkere Oberflächenverzahnung erhöhen. Durch die ungleichmäßige Verteilung der Fasern und die Unstetigkeit dieses Effekts ergeben sich starke Streuungen zwischen den einzelnen Versuchskurven. Der Effekt wird zudem durch eine größere Haftoberfläche bei vorhandenen Holzflanken noch erhöht. Die Streuungen der Bruchlasten aller Versuchsserien sind in Tabelle 13 gegenübergestellt. Der maximale Variationskoeffizient wird in Serie 3 ermittelt. Zwar konnten in dieser Serie vergleichsweise hohe Bruchlasten erzielt werden, jedoch wird bei dem HBV-Schubverbinder durch die Einklebung in die Mittellage des Brettsperrholzes mit horizontalem Faserverlauf eine geringe Materialausnutzung erzielt. Da die unter 45° eingebrachten Schrauben mit einem hochfesten Beton nahezu die gleichen Traglasten bei geringeren Streuungen erzielen, wird die Verbindung über den HBV-Schubverbinder für die folgenden Untersuchungen nicht weiterverfolgt.

Tabelle 13: Bruchlasten aller Serien aus Druck-Scher-Versuchen mit Streuungsparametern

| PK Nr. | n [-] | Verbinder | Min. [kN] | Max. [kN] | Mean [kN] | x [-] | COV [%] | 5%-Quantil [kN] | 95%-Quantil [kN] |
|------------------|-------|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|-------|---------|-----------------|------------------|
| 1 | 3 | Haftreibung (mit Flanke) | 10,23 | 12,16 | 11,46 | 1,07 | 9,30 | 10,41 | 12,14 |
| Textilien | | | | | | | | | |
| 2.1 | 5 | Carbon Q85/85 | 22,0 | 25,1 | 23,5 | 1,1 | 4,8 | 22,18 | 24,77 |
| 2.2 | 5 | AR-Glas Q87/87 | 20,4 | 24,3 | 21,7 | 1,6 | 7,4 | 20,40 | 23,85 |
| 2.3 | 5 | Carbon Q142/142 | 24,2 | 28,5 | 26,9 | 1,6 | 5,9 | 24,73 | 28,30 |
| Stahllochblech | | | | | | | | | |
| 3 | 5 | HBV-Schubverbinder | 28,5 | 42,3 | 37,5 | 5,7 | 15,2 | 29,9 | 42,2 |
| Schrauben SFix-1 | | | | | | | | | |
| 4.1 | 5 | SFix (90°), V1/10 | 14,0 | 16,0 | 14,9 | 0,9 | 6,1 | 14,0 | 15,9 |
| 4.2 | 5 | SFix (45°), V1/10 | 28,3 | 35,1 | 31,6 | 2,5 | 7,9 | 28,8 | 34,6 |
| 4.3 | 5 | SFix (45°), HFA1 | 33,2 | 39,0 | 36,9 | 2,2 | 6,0 | 33,9 | 38,8 |
| Formschluss | | | | | | | | | |
| 5.1 | 5 | Kerbe+SFix, V1/10 | 36,9 | 52,4 | 47,3 | 6,9 | 14,6 | 38,2 | 52,3 |
| 5.2 | 5 | Kerbe+SFix, V1/10 (mit Flanke) | 57,1 | 62,9 | 59,2 | 2,2 | 3,7 | 57,4 | 62,1 |
| 5.3 | 5 | Kerbe+SFix, HFA1 | 54,7 | 61,3 | 58,7 | 2,5 | 4,2 | 55,5 | 61,1 |
| 5.4 | 5 | Kerbe+SFix, HFA1 (mit Flanke) | 68,1 | 77,7 | 71,1 | 3,8 | 5,4 | 68,2 | 76,3 |

Neben den Bruchlasten werden auch die Scherfestigkeiten und die Verschiebungsmoduln bestimmt und miteinander verglichen. Die Scherfestigkeit f_v lässt sich nach (DIN EN 408:2012-10) über die Maximallast F_{max} im Verhältnis zu der Scherfläche A_{Scher} nach Gleichung (34) ermitteln.

$$f_v = \frac{F_{max} \cdot \cos(6^\circ)}{A_{Scher}} = \frac{F_{max} \cdot \cos(6^\circ)}{l \cdot b} \quad (34)$$

Laut (DIN EN 1994-1-1:2010-12), B.2.1 (Allgemeines) gilt nach Absatz (3): „Bei vorwiegend ruhenden Beanspruchungen darf die Tragfähigkeit mit den in diesem Anhang angegebenen Abscherversuchen ermittelt werden.“

Als Vergleichsgröße zur Scherfestigkeit wird für die Serien, bei denen Verbindungsmittel auf einer Länge von 200 mm eingebracht wurden, der Verschiebungsmodul K_{Ser} (k_s nach DIN EN 26891:1991-07) ermittelt.

Dieser wird für Berechnungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mithilfe einer linearen Regression für die Verbindungen mit eingebrachtem Verbindungsmittel über die Maschinenkraft $F_{exp,40\%}$ bei ca. 40 % der Bruchlast F_{max} in Relation zur Relativverschiebung $u_{relativ}$ gemäß Gleichung (35) errechnet.

$$K_{Ser} = \frac{F_{exp,40\%} \cdot \cos(6^\circ)}{u_{relativ}} \quad (35)$$

Zur Ermittlung des Verschiebungsmoduls K_u für Berechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf nach DIN EN 1995-1-1:2008-09 die Umrechnung aus Gleichung (36) angenommen werden.

$$K_{u,mean} = \frac{2 \cdot K_{Ser}}{3} \quad (36)$$

Die Scherfestigkeiten, die für Serie 1 bis 1.3 nach Gleichung (34) bestimmt wurden, sind in Abbildung 66, links dargestellt. In diesen drei Serien werden die unterschiedlichen Verbundlängen (Serie 1: 200 mm mit Flanken, aufaddiert ca. 600 mm; Serie 1.2: 400 mm ohne Flanken und Serie 1.3: 200 mm ohne Flanken), auf denen die Adhäsionskräfte flächig wirken, miteinander verglichen. Für die Serien 2.1 bis 4.1 werden demgegenüber die Verschiebungsmoduln entsprechend Gleichung (35) ermittelt und in Abbildung 66, rechts gegenübergestellt.

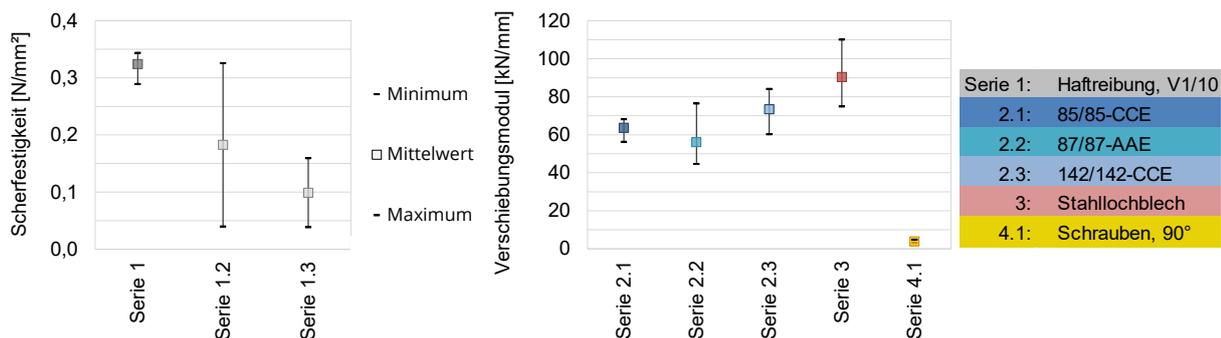


Abbildung 66: Mittelwerte der Scherfestigkeiten und der Verschiebungsmoduln und deren Streuungen je Serie (1 bis 4.1)
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Während in Serie 1 drei Probekörper hergestellt wurden, standen in den Serien 1.2 und 1.3 nur jeweils zwei Probekörper zur Verfügung. Da die Ergebniswerte der beiden Probekörper aus diesen Serien weit auseinander lagen, wird der Mittelwert zwar grafisch abgebildet, aber für keine weiteren Betrachtungen herangezogen. Die stark unterschiedliche Beschaffenheit der Holzoberflächen bedingt besonders differierende Scherfestigkeiten. Bei den drei Probekörpern aus Serie 1 mit Holzflanken wurden deutlich geringere auf den Mittelwert bezogene Standardabweichungen der Bruchlasten von < 10 % festgestellt, so dass der ermittelte Wert der Scherfestigkeit von ca. $0,325 \text{ N/mm}^2$ eine Einschätzung über die Rauigkeit der Fuge zwischen Brettsperrholz und Beton zulässt. Hier zeigt sich ein besonders ausgeprägter Einfluss der Holzflanken, die somit zusätzlich am Lastabtrag beteiligt sind, insofern frisch auf das BSP betoniert wird.

Für die Serien 2.1, 2.2, 2.3, 3 und 4.1 sowie allen folgenden Serien sollte der Einfluss aus der Adhäsionswirkung zwischen Holz und Beton durch das Vorsehen einer Folie im gesamten Verbundbereich von 200 mm vernachlässigt werden, um Aufschluss über die Steifigkeit der Verbindungsmittel ohne Einfluss der Haftung zu erhalten. Dies ist, wie oben beschrieben, nicht bei allen Versuchsserien gelungen.

Der Vergleich der Verschiebungsmoduln aus den Serien 1 bis 4.1 bestätigt, dass bei Serie 3, in der die höchsten Bruchlasten erzielt werden konnten, auch die größten Streuungen im Traglast- und Verformungsverhalten zu beobachten waren. Dies lässt sich über die oben beschriebenen und in Anlage e), Tabelle 22 ergänzten unterschiedlichen Versagensmechanismen erklären. Das Versagen der Probekörper ist auch für die Beurteilung der

Ergebnisse der Serie 2.1 bis 2.3 von Relevanz. Zwar sind Carbondtextilien mit höheren Querschnitten durchaus in der Lage, höhere Kräfte in Richtung der Zugbeanspruchung aufzunehmen. Doch in den zugbeanspruchten Bereichen des Geleges sind die Verankerungslängen im Beton zu gering. Die Faserstränge, die einer Druckbeanspruchung ausgesetzt sind, scheren entsprechend der Belastung der schwachen Achse ab und bleiben durch die Verklebung im Holz darin verankert. Da die Faserstränge nur in Faserrichtung hohen Beanspruchungen standhalten können, würden diese allein bei reiner Zugbeanspruchung, also einer Scherbelastung in eine Richtung, als Verbindungselement ausreichen. Jedoch werden die senkrecht dazu angeordneten Faserstränge einerseits für die Formstabilität der Bewehrungsgitter benötigt und andererseits kann nicht im Voraus sichergestellt werden, in welche Richtung die Zugbeanspruchungen bei einer in beide Richtungen möglichen Relativverschiebung des Wandtafelstoßes auftreten würden. Die unterschiedlichen Möglichkeiten der Beanspruchung, besonders bei Eckverbindungen der Wandelemente, führen zu Nachteilen bei der Bemessung und Ausführung von Verbindungen über textile Gitterstrukturen. Zudem müssten das Verankerungsproblem der einzelnen kurzen Carbonfaserstränge im Beton und das damit verbundene Betonspalten in der Bewehrungsebene berücksichtigt werden. Zwar könnte die Verankerung der Gelege im Beton durch bspw. einen T-Querschnitt (Vgl. „Schubgitter“ von der solidian GmbH (solidian®)) verbessert werden, jedoch ist diese Lösung nur für breitere BSP-Wände und damit Verbindungsnuten aus Beton geeignet. Bei Außenwänden mit einer Breite von 12–20 cm könnte dies eine nichtmetallische Lösung darstellen. Als weitere nichtmetallische Lösungen wären eine Art stabförmige Schubanker (Vgl. „L-Connector“ von der solidian GmbH (solidian® Abruf am 2021b)) denkbar, jedoch scheint die Herstellungstechnologie, Löcher vorzubohren und Textilstäbe ohne Verlust des Klebers in Löcher einzukleben, zu aufwendig für diesen Anwendungsfall. Zudem müsste zusätzlich ein nichtmetallischer Faserbeton oder ein Gelegestreifen an die Verbinder angebracht werden, um evtl. auftretende (Spalt-)Zugkräfte im Beton aufzunehmen, insofern dieser die Zugspannungen nicht selbst aufnehmen kann. Da die Richtung der Zugkraft entsprechend der Relativverschiebung nicht wie bei biegebeanspruchten Deckensystemen bekannt ist, müssten die Anker außerdem in unterschiedliche Richtungen schräg eingeklebt werden. Dadurch würden die L-Haken räumlich nicht mehr in die filigrane Betonnut passen, und die Herstellung wäre mit arbeitsintensiven Schritten verbunden.

Da ein Verbindungssystem gesucht wurde, das sowohl für schlanke als auch für breite Wände einsetzbar ist und eine effiziente Herstellung ermöglicht, wurden die Varianten, in denen die Textilien als Schubverbinder fungieren, nicht weiter untersucht. Aus diesem Grund wurde sich in den Serien 4.2 bis 5.4 der Druck-Scher-Versuche sowie in den daran anschließenden Großbauteilversuchen vorwiegend auf die im Holzbau bewährten stiftförmigen metallische Verbindungsmittel konzentriert und zudem der Formschluss über Kerben nähergehend betrachtet. Die Einbringung von Schubkerben erhöht zwar ebenfalls den Herstellungsaufwand im Werk, allerdings konnten mit dieser Verbindungsmethode die höchsten Bruchlasten in den Druck-Scherversuchen erzielt werden. Die Mittelwerte der Bruchlasten sowie die ermittelten Verschiebungsmoduln der Serien 4.2 bis 5.3 sind zusammen mit den Minimal- und Maximalwerten in Abbildung 67 dargestellt.

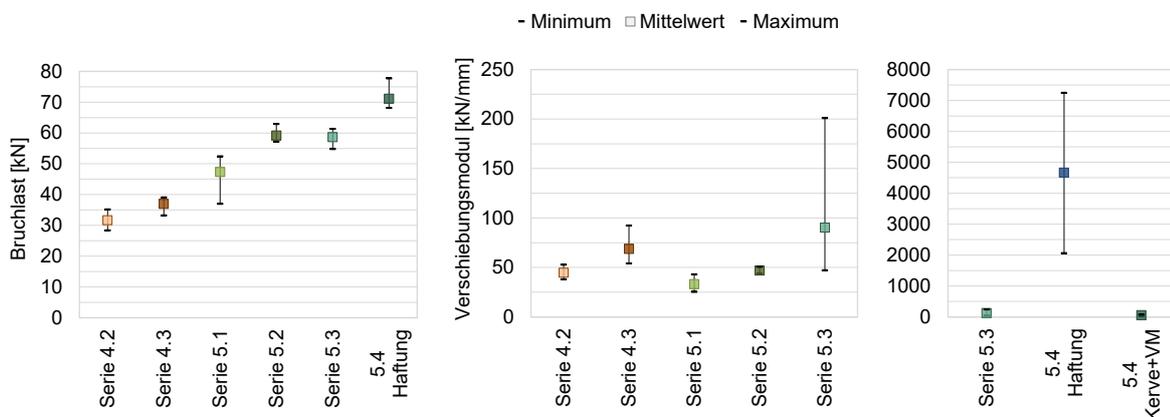


Abbildung 67: Mittelwerte der Bruchlasten (links) und Verschiebungsmoduln bis 250 kN (Mitte) sowie bis 8000 kN (rechts) und deren Streuungen je Serie (4.2 bis 5.4)
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Die Verschiebungsmoduln sind zusammen mit den Scherfestigkeiten der Serie 1 in Tabelle 14 aufgeführt.

Tabelle 14: Scherfestigkeit (Serie 1) und analytische Verschiebungsmoduln (Serien 2.1 bis 5.4) aus Druck-Scher-Versuchen

| PK Nr. | n [-] | Verbinder | Min. [kN/mm] | Max. [kN/mm] | Mean [kN/mm] | x [-] | COV [%] | 5%-Fraktil [kN/mm] | 95%-Fraktil [kN/mm] |
|------------|-------|---------------------------|---------------------|----------------|----------------|--------------|---------------|--------------------|---------------------|
| 1 | 3 | Haftreibung | 0,29* | 0,34* | 0,32* | 0,03 | 9,30 | 0,29* | 0,34* |
| | | Textilien | | | | | | | |
| 2.1 | 5 | Q85/85-CCE | 53,8 | 66,3 | 60,9 | 4,5 | 7,3 | 55,3 | 65,4 |
| 2.2 | 5 | Q87/87-AAE | 41,6 | 62,5 | 50,1 | 9,0 | 17,9 | 41,7 | 61,1 |
| 2.3 | 5 | Q142/142-CCE | 57,5 | 79,9 | 70,2 | 8,6 | 12,3 | 59,6 | 79,2 |
| | | Lochblech | | | | | | | |
| 3 | 5 | HBV-Schubverbinder | 70,4 | 101,7 | 85,1 | 12,6 | 14,8 | 71,4 | 99,7 |
| | | Schrauben | | | | | | | |
| 4.1 | 5 | SFix 90°, V1/10 | 2,7 | 4,1 | 3,5 | 0,5 | 15,2 | 2,8 | 4,0 |
| 4.2 | 5 | SFix 45°, V1/10 | 38,0 | 52,6 | 44,6 | 5,4 | 21,0 | 38,8 | 51,2 |
| 4.3 | 5 | SFix 45°, HFA1 | 54,0 | 92,3 | 68,7 | 14,5 | 21,2 | 55,3 | 87,8 |
| | | Formschluss | | | | | | | |
| 5.1 | 5 | Kerbe, V1/10 | 25,2 | 43,0 | 33,0 | 6,6 | 20,0 | 26,1 | 41,3 |
| 5.2 | 5 | Kerbe, V1/10 (mit Flanke) | 43,8 | 50,5 | 46,6 | 2,5 | 5,3 | 44,1 | 49,8 |
| 5.3 | 5 | Kerbe, HFA1 | 47,0 | 200,9 | 90,3 | 62,5 | 69,2 | 50,5 | 174,7 |
| 5.4 | 5 | Kerbe, HFA1 (mit Flanke) | 81,9 ** 33,3 *** | 6647,2 71,3 | 2232,5 57,7 | 2975 15,0 | 133,2 26,0 | 82,5 | 6117,6 |

*Einheit [N/mm²]; **Einfluss Haftreibung; *** Verschiebungsmodul nach Überschreitung der Haftreibung graphisch bestimmt

Die im Versuch ermittelten Werte der Schubtragfähigkeit T_k sowie der Verschiebungsmoduln K_{ser} werden denen aus der Zulassung (ETA 18/0264) für HBV-Schrauben und (Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-557) für den HBV-Schubverbinder sowie dem Verschiebungsmodul für Schubkerfen aus der Ergänzung zu EC 5:2022 (Jörg Schänzlin 2018) in Tabelle 15 gegenübergestellt. Die in den Normenentwürfen bzw. Zulassungen aufgenommenen Werte sind fett markiert.

Tabelle 15: Vergleich der Bruchlasten und Verschiebungsmoduln mit Zulassungswerten

| Serie | Verbinder | pro Länge [mm] / Anzahl [Stk.] | T_k [kN] | | K_{ser} [kN/mm] | |
|------------|--------------------|--------------------------------|------------|---------|-------------------|---------|
| | | | Zulassung | Versuch | Zulassung | Versuch |
| 3 | HBV-Schubverbinder | 1 mm | 160 | 187,25 | 825 | 452 |
| | | 200 mm | 32,0 | 37,45 | 165 | 90,33 |
| 4.1 | Schraube unter 90° | 1 | ~3,67 | ~4,96 | ~3,43 | ~1,17 |
| | | 3 | 11,0 | 14,87 | 10,3 | 3,50 |
| 4.2 | Schraube unter 45° | 1 | 11,0 | (7,91) | 10,30 | (11,16) |
| | | 2 (Schraubenkreuz) | (22,0) | (15,81) | (20,60) | (22,32) |
| | | 4 (2x Schraubenkreuze) | (44,0) | 31,63 | (41,20) | 44,64 |

| Serie | Verbinder | pro Länge [mm] / Anzahl [Stk.] | T_k | | K_{ser} | |
|-------|-------------------------------|--------------------------------------------------|-------|--|-----------|-----------------------|
| | | | [kN] | | [kN/mm] | |
| 5 | Kerbe | pro Meter Breite mit Kervertiefe ≥ 30 mm | | | 1.500 | |
| 5.1 | Kerbe, V1/10 (ohne Flanke) | 50 mm Kerwenbreite bei 40 mm Kervertiefe | | | 75 | ~ 33 / ~ 82 |
| 5.2 | Kerbe, V1/10 (mit Flanke) | (+ 2 Schrauben entgegengesetzt) | | | | ~ 47 |

Ein Vergleich zu den in den genannten Zulassungen angegebenen Werten ist durch die Beanspruchung der Mittellage des Brettsperrholzes und damit einer Scherbeanspruchung senkrecht zur Faser allerdings kritisch zu betrachten. Zwar können sowohl beim HBV-Schubverbinder als auch bei den SFix-1-Schrauben ähnliche charakteristische Scherkräfte T_k entsprechend der Verbundlänge bzw. Verbindungsmittelanzahl gemessen werden (Abweichung Soll-Ist-Wert beim HBV-Schubverbinder bei ca. 16 % und bei den SFix-1-Schrauben bei 26 %), jedoch betragen die ermittelten Verschiebungsmoduln bei den HBV-Schubverbindern nur etwa die Hälfte des Sollwerts und bei den unter 90° eingeschraubten SFix-Schrauben ca. 37,5 %. Der deutliche Unterschied im Verformungsverhalten beim HBV-Schubverbinder (Steifigkeitsminderung um 45 %) sowie bei den HBV-Schrauben ist dem Einbringen der Verbindungsmittel senkrecht zur Holzfasern in die Mittellage des Brettsperrholzes geschuldet. Die hier verwendeten Verbindungsmittel für den Holz-Beton-Verbund sind ausschließlich für den Einsatz in Holzbauteile zugelassen, bei denen die Scherbeanspruchung längs der Faserrichtung im Holz aufgenommen werden kann. Bei Einbohren der HBV-SFix-Schrauben unter 45° resultiert eine deutlich geringere Abweichung beim Verschiebungsmodul von unter 10 %, insofern davon ausgegangen werden kann, dass die gekreuzt eingebrachten Schrauben in beide Richtungen die Steifigkeit und Tragfähigkeit der Verbindung gleichsam beeinflussen. Der Einfluss der Schrauben und Kerfen auf den Kräfteverlauf im Beton ist anhand der Versagensbilder für die Serien ohne Holzflanken in Abbildung 68 und Abbildung 69 zu erkennen.



Abbildung 68: Versagensbilder in Serie 4.2 (Schrauben, V1/10) und 4.3 (Schrauben, HFA1-VP)
Fotos: Kristina Farwig, IMB TUD

Serie 5.1

Serie 5.3



Abbildung 69: Versagensbilder in Serie 5.1 (Kerfen+Schrauben, V1/10) und 5.3 (Kerfen+Schrauben, HFA1-VP)
 Fotos: Kristina Farwig, IMB TUD

Demgegenüber werden die Riss- bzw. Versagensbilder aus den Serien mit Holzflanken gestellt.

In Abbildung 70 sind die Bruchbilder mit dem „V1/10“ und in Abbildung 71 mit dem „HFA1-VP“ zu sehen.



Abbildung 70: Fotos der Probekörper aus Serie 5.2 (Kerfen mit Holzflanken, V1/10) im Bruchzustand
 Fotos: Franz Bracklow, IMB TUD

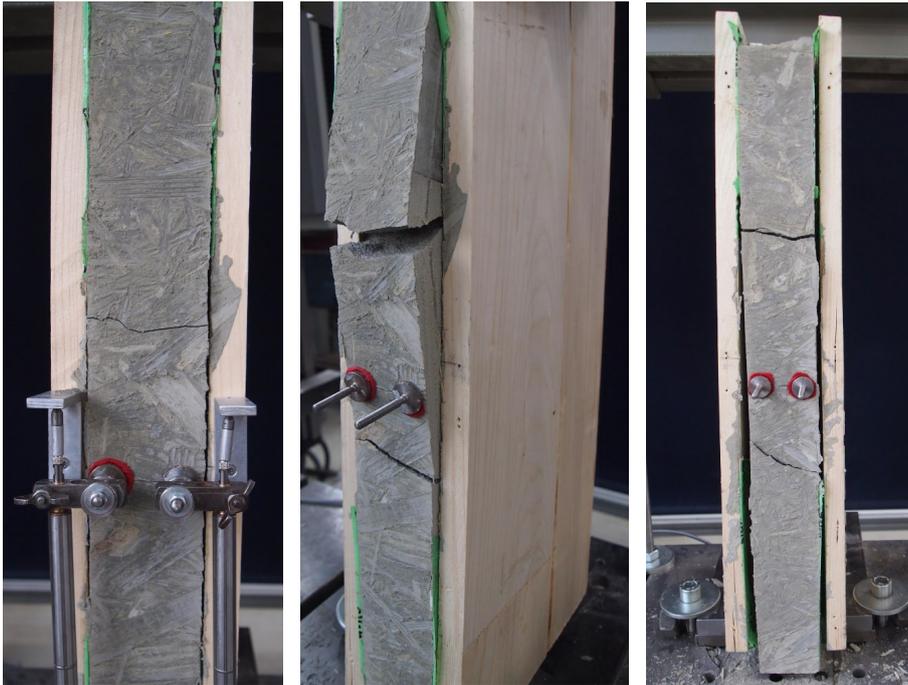


Abbildung 71: Fotos der Probekörper aus Serie 5.4 (Kerven mit Holzflanken, HFA1-VP) im Bruchzustand
Fotos: Franz Bracklow, IMB TUD

Die gestrichelte Linie in den Versuchsgraphen symbolisiert die linear-elastische Berechnung einer Verbindung über zwei Schraubenkreuze entsprechend Serie 4.2 in Ansys Workbench (WB) 2020-R20. Diese wird im Folgenden mit den Versuchskurven verglichen. Des Weiteren wurde eine nichtlineare Berechnung in Ansys WB an einem modellierten Volumenkörper, entsprechend der Dimensionen aus den Druck-Scher-Versuchen, für die Verbindungsvariante mit gekreuzten Schrauben erstellt. Diese wird den Versuchskurven gegenübergestellt. Zunächst soll jedoch eine linear-elastische Berechnung in Sofistik aus (Stassen) betrachtet werden, um aus dem Kräfteverlauf zusammen mit den Rissbildern der Druck-Scher-Versuche ein Stabwerkmodell entsprechend Abbildung 72, links für die Bemessung der Verbindung im Beton aufzustellen, s. Abbildung 72 (links) und den in der Vorbemessung gewählten Stabwerkmodellen, s. Anlage h), zu vergleichen.

Dafür wurde in (Stassen 2021) nur ein Teil der Probekörpergeometrie aus den Druck-Scher-Versuchen genutzt, um ein verkleinertes Modell mithilfe von Volumenelementen entsprechend Abbildung 72 (mitte) zu erstellen. Die Volumenelemente dienen der Abbildung des Betonkörpers. Dieser wurde mit einer Last von ca. 30 kN beansprucht, was in etwa dem Mittelwert der Höchstlasten aus Serie 4.2 der Druck-Scher-Versuche entspricht. Das Brettsperrholz wurde im Modell nicht mit abgebildet. Stattdessen sind eine elastische Bettung zur Darstellung der Kontaktfläche zwischen BSP und Beton und Federn am Verbindungspunkt der beiden Materialkomponenten vorgesehen worden. Die Bettung wurde in Sofistik so eingerichtet, dass diese auf Zug reißt und nur Druckkräfte aufgenommen werden können. Der Bettungsmodul ergibt sich aus der Division eines gewählten effektiven Elastizitätsmoduls von 11.000 N/mm^2 und der Wirkungstiefe von 5 cm, entsprechend der Tiefe des modellierten Betonkörpers. Da Volumenelementen in Sofistik i. d. R. keine elastische Bettung zugewiesen wird, sondern diese bei Flächenelementen Anwendung findet, wird die Bettung in einzelne Federn überführt. Diese werden je Knoten auf der Kontaktfläche angesetzt. Die Federsteifigkeit ergibt sich aus dem Produkt des Bettungsmoduls und der Bezugsfläche, welche aus dem Abstand der jeweiligen Knoten resultiert. Die Ergebnisse der Modellierung von (Stassen 2021) sind in Anlage g) zu finden.

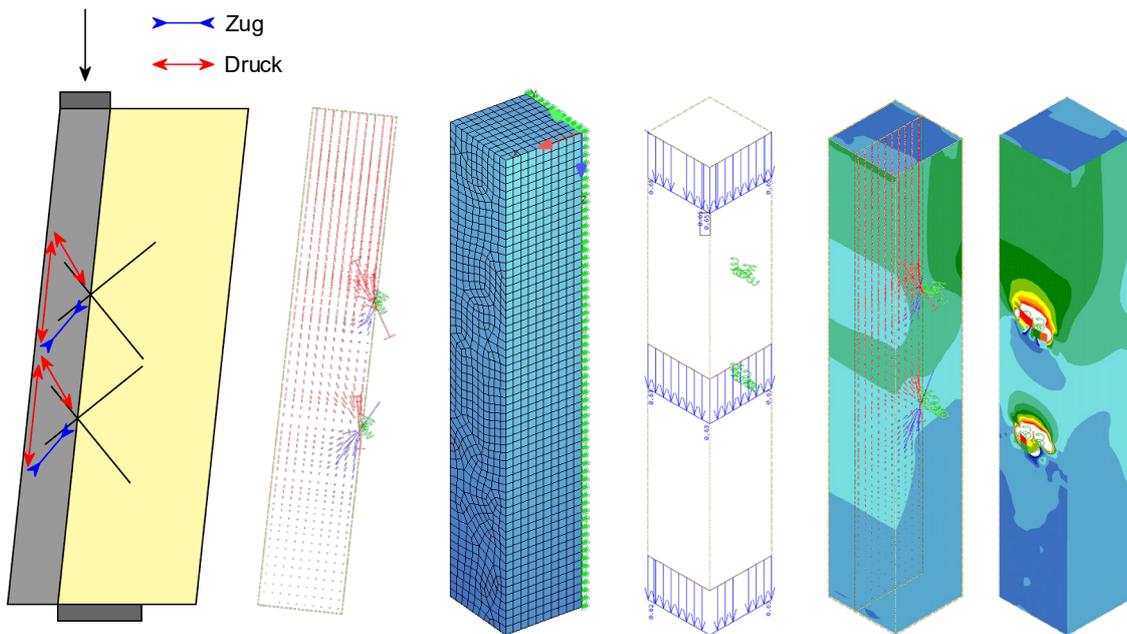


Abbildung 72: Stabwerkmodell am zwei- und dreidimensionalen Probekörper im Druck-Scher-Versuch (Serie 4.2)
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD aus (Stassen 2021), modifiziert

Das in ANSYS (WB) 2020-R2 erstellte Volumenmodell soll an dieser Stelle ergänzend zur Betrachtung der Serie 4.2 aus den Druck-Scher-Versuchen mit gekreuzten Schrauben aufgeführt werden. Das Modell eignet sich aufgrund des hohen Aufwands bei der Modellerstellung und der langen Berechnungszeit nicht für praxistaugliche Bemessungen. Insbesondere die zahlreichen Kontakte im Modell zur Berücksichtigung des nachgiebigen Verbunds zwischen den Bauteilen, die damit einhergehende komplexe Vernetzung sowie weitere Nichtlinearitäten im Materialverhalten erschweren eine stabile Berechnung. Im Vergleich zu (Stassen 2021) wurde in diesem Modell auch das Brettsperrholz mit abgebildet und den geometrisch getrennten Schichten jeweils unterschiedlich gerichtete Materialeigenschaften gegeben. Die Schichten sind im starren Verbund definiert. Zwischen BSP und Beton wird die in Ansys WB implementierte Verbundeigenschaft „Keine Trennung“ vorgesehen. Das bedeutet, dass die Volumenkörper aufeinander liegen, aber keine Verbundkräfte übertragen werden. Wie in AP 4.3 beschrieben können sich die aneinander liegenden Scherflächen von Holz und Beton somit ohne Abhebung und Durchdringung der Kontakte relativ zueinander bewegen. Die Schrauben hingegen wurden im Verbund zu den umliegenden Materialien eingebunden. Dafür war das automatisch generierte Netz so anzupassen, dass die Knotenpunkte auf den Schrauben, dem Kontaktkörper, an exakt der gleichen Stelle liegen wie im Zielkörper des Kontakts. Die Schrauben wurden als regelmäßiges Polygon, bestehend aus 16 Linien, erstellt. Die resultierenden Kanten am Schraubenschaft sowie in der umgebenden Materialmatrix konnten somit in eine beliebige Anzahl an Elementen unterteilt werden, um eine Zusammenführung der Knoten der jeweiligen Kontakt- und Zielkörper zu ermöglichen. Aus dieser Geometrie entstanden jedoch auch vermehrt Tetraederelemente sowie vereinzelt Pyramidenelemente, s. Abbildung 73.

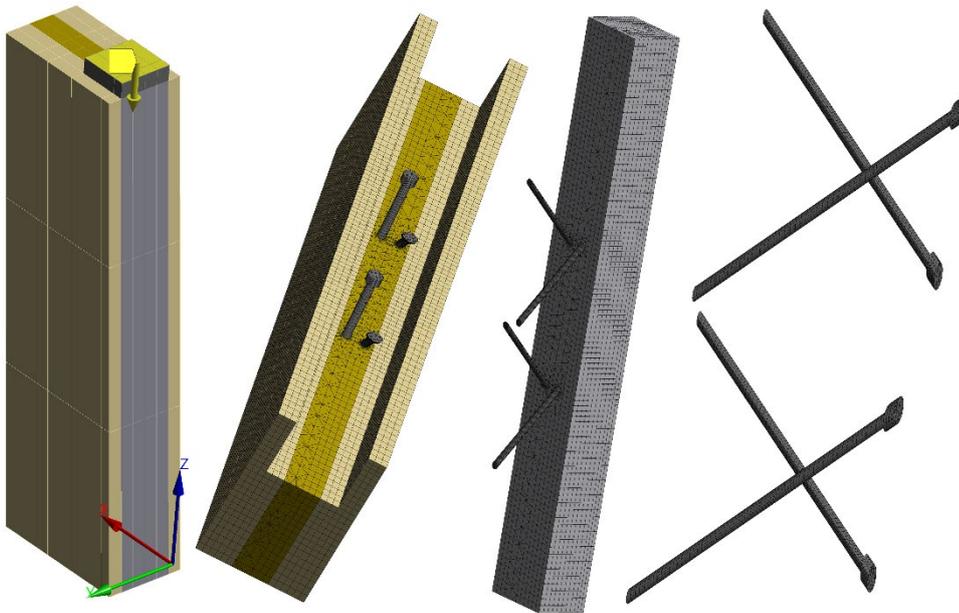


Abbildung 73: Volumenmodell in Ansys Workbench 2020-R2 mit aufgebrachtter Verschiebung über Lasteinleitungsplatte (links), vernetzte Bauteile mit Schraubeneinbringen im Brettsperrholz und Beton (mitte) und Schrauben ohne Bauteile (rechts)
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Bevor dem Beton nichtlineare Eigenschaften gegeben wurden, erfolgte eine Berechnung mit linear-elastischen Materialeigenschaften. Dafür wurde dem Beton eine mittlere Dichte von ca. 2.250 kg/m³ zugeordnet. Weitere gewählte Materialeigenschaften für die lineare und nichtlineare Materialmodellierung sind in Tabelle 16 aufgeführt. Im Vergleich zum linearen Materialmodell ist für das nichtlineare Materialmodell eine biaxiale Festigkeit zu hinterlegen. Da für die Aufstellung einer nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Linie die Dehnungen im Beton bei uniaxialer Druckfestigkeit sowie am Übergang zur Entfestigung des Materials zu ermitteln sind, ist ein bestimmtes Verhältnis zwischen E-Modul und Druckfestigkeit notwendig, damit eine stabile Berechnung möglich wird, die Dehnungen also nicht negativ oder zu gering werden. Aus diesem Grund unterscheiden sich die Druckfestigkeiten und E-Moduln der linearen und nichtlinearen Berechnung voneinander. Die mittlere Druckfestigkeit f_{cm} lag in den Routineuntersuchungen mit 91,3 N/mm² über den gewählten Werten. Der in den Routineuntersuchungen zu den Druck-Scher-Versuchen bestimmte E-Modul variierte für den PAGEL-V1/10-Vergussmörtel zwischen im Mittel 33.800 N/mm² und 36.400 N/mm², so dass für die lineare Berechnung, durch die die Verformungen und Spannungen überschätzt werden, der niedrigere E-Modul und für die nichtlineare Berechnung der höhere E-Modul aus der Charge der Serie 4.2 der Druck-Scher-Versuche gewählt wurde.

Tabelle 16: Materialeigenschaften für den Beton bei linearer und nichtlinearer Berechnung

| Material | Druckfestigkeit f_{cm} [N/mm ²] | Biaxiale Druckfestigkeit $f_{c,bi}$ [N/mm ²] | Zugfestigkeit $f_{ct,sp}$ [N/mm ²] | E-Modul [N/mm ²] | Quer-kontraktion [-] |
|--------------------|-----------------------------------------------|----------------------------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------------|----------------------|
| Beton Linear | 85 | - | 8,5 | 34.000 | 0,2 |
| Beton Nichtlinear* | 80 | 90 | 8 | 36.400 | 0,2 |

*Entfestigungsparameter und Dilatanzwinkel werden im folgenden Abschnitt beschrieben

Ein weiterer geringfügiger Unterschied zwischen der linearen und nichtlinearen Berechnung liegt in den für das BSP gewählten Abmessungen der einzelnen Lagen. Die lineare Berechnung erfolgte an einem schlankeren Aufbau mit einer Gesamtstärke von ca. 8 cm, während die nichtlineare Berechnung eine Stärke von 10 cm vorsah. Dies ist dem Umstand geschuldet, dass die Probekörperabmessungen im Zuge der Herstellung der Druck-Scher-Probekörper aufgrund der Materialverfügbarkeit angepasst wurden. Für die Ergebnisse ergibt sich daraus nur ein marginaler Unterschied, da die Verbindungsmittel in einer etwas schmalere Mittellage des Brettsperrholzes angeordnet sind. Der Schichtenaufbau des Brettsperrholzes wurde im Materialmodell berücksichtigt, indem eine „Orthotrope Elastizität“ aus der Technischen Datenbank ausgewählt wurde und zwei Materialien definiert wurden, ein Material für

die Außenlagen und eins für die Mittellage. Die Materialparameter wurden entsprechend der Richtungen des kartesischen Koordinatensystems jeweils für die Außenlagen und die Mittellage unterschiedlich festgelegt, s. Tabelle 17. Dabei wurde die Festigkeitsklasse C24 und eine mittlere Rohdichte von 350 kg/m^3 angesetzt. Im geometrischen Modell wurden die Lagen einer Bauteilgruppe zugeordnet, woraus ein starrer Verbund resultiert.

Tabelle 17: Materialeigenschaften für die jeweiligen BSP-Lagen bei dreischichtigem Aufbau

| BSP-Lage | Druckfestigkeit $f_{c,m}$ [N/mm ²] | Max. Zugfestigkeit $f_{ct,sp}$ [N/mm ²] | E-Modul [N/mm ²] | | | Schubmodul [N/mm ²] | | | Querkontraktion [-] | | |
|----------|------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|---------------------------------|--------|-----|------------------------------------|----|----|---------------------|-----|-----|
| | | | X | Y | Z | XY | YZ | XZ | XY | YZ | XZ |
| Außen | 21 | 24 | 11.000 | 370 | 0,1 | 690 | 69 | 69 | 0,05 | 0,5 | 0,5 |
| Mitte | 2,5 | 0,4 | 370 | 11.000 | 0,1 | 690 | 69 | 69 | 0,05 | 0,5 | 0,5 |

*Entfestigungsparameter und Dilatanzwinkel werden im folgenden Abschnitt beschrieben

In Orientierung an den Versuchskurven und dem Modell von (Stassen 2021), in dem bei 30 kN Belastung eine Verschiebung von 0,65 mm ermittelt wurde, werden die Ergebniswerte für eine Verschiebung von ca. 0,6 mm in Ansys WB ausgelesen. Dies entspricht im Modell einer Auflast von 33,5 kN und stimmt somit gut mit den mittleren Bruchlasten der Serie 4.2 der Druck-Scher-Versuche überein. In Abbildung 74, links und Abbildung 75, links sind die Gesamtverformung im BSP und die Verschiebungskomponente im Beton zu sehen. Des Weiteren werden die Schubspannung im Brettsperrholz, die Normalspannungen in Achsenrichtung der Schrauben und die minimale sowie maximale Hauptspannung im Beton für die ausgewählte Laststufe dargestellt.

Das Verformungsbild im Holz entspricht den im Versuch beobachtetem Verhalten. Aufgrund der möglichen Abhebung des Holzquerschnittes an der Oberseite wurde im Versuch eine Abhebesicherung über einen Stahlträger vorgesehen. Im numerischen Modell wurde darauf verzichtet, da die Auflagerung an der Unterseite eine Verschiebung in globaler z-Richtung verhindert und Spannungsspitzen durch eine weitere Auflagerung an der Oberseite vermieden werden sollten. Die Verteilung der Schubspannungen im BSP zeigt, dass der nach (ETA 10/0241) anzusetzende charakteristische Schubwiderstand $f_{v,k,min} = 2,67 \text{ N/mm}^2$ in den hellgrünen bis roten Bereichen überschritten wird. Laut (Schickhofer et al. 2010) wurden höhere Werte für die Schubfestigkeit von BSP in Versuchen an der Technischen Universität Graz ein Mittelwert von $f_{v,clt,50} = 12,80 \text{ N/mm}^2$ und ein 5%-Quantilwert von $f_{v,clt,05} = 10,30 \text{ N/mm}^2$ nach (DIN EN 14358:2016-11) bestimmt. Diese Werte sind an singulären Stellen im Bereich der Schraubenlöcher überschritten. An dieser Stelle wirken hohe Lochleibungsdrücke, die zum Versagen des Brettsperrholzes in der Mittellage quer zur Holzfasern führen. Die Normalspannungen im BSP werden nicht mit abgebildet. Diese erreichen ihr Maximum in lokaler x-Richtung entlang der Außenlagen des Holzes am Übergang zur Mittellage. An den Knotenpunkten zur Mittellage wechselt das Materialverhalten, so dass die in x-Richtung höheren Steifigkeiten der Außenlagen die Spannungen anziehen, woraus singulär sehr hohe Werte resultieren. In den restlichen BSP-Bereichen liegt die maximale Normalspannung in x-Richtung bei 24 N/mm^2 und die minimale Spannung bei ca. -26 N/mm^2 . In y-Richtung ergeben sich betragsmäßig höhere Werte der Spannungen von ca. 31 N/mm^2 . Die maximalen Zugspannungen ergeben sich unterhalb bzw. die minimalen Druckspannungen oberhalb der Schrauben. Das Holz müsste demnach entsprechend der linear-elastischen Berechnung in der Laststufe bereits in den plastischen Zustand übergegangen sein.

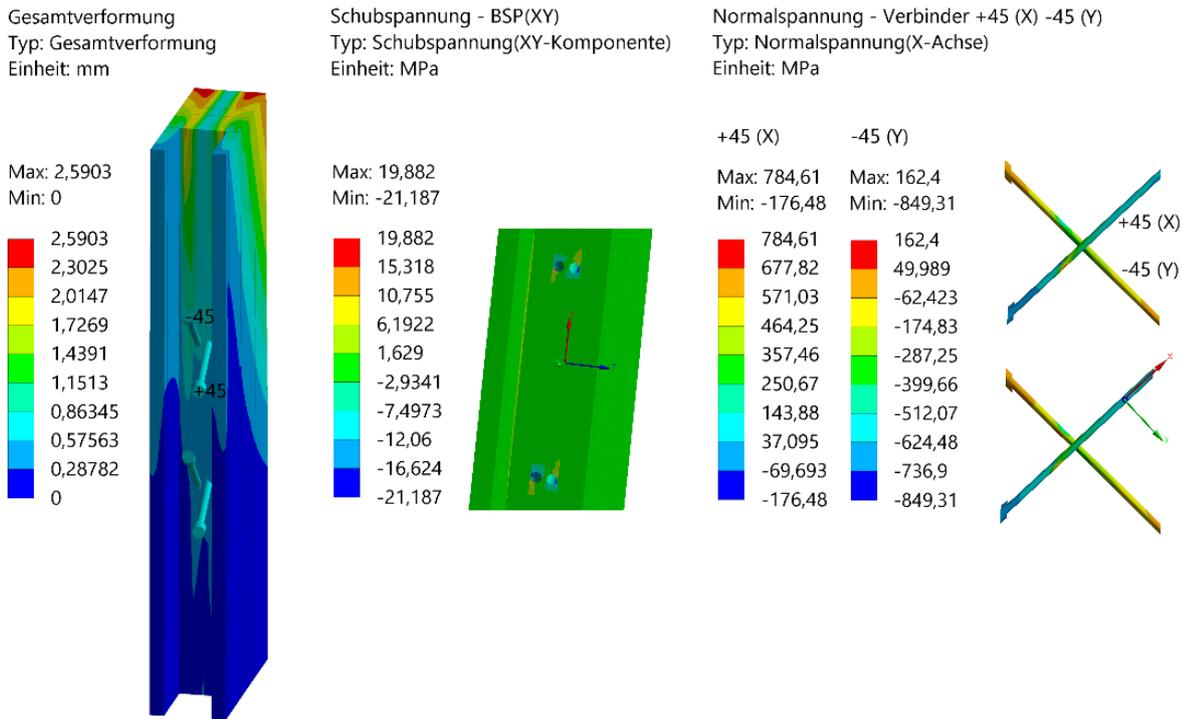


Abbildung 74: Ergebnisse für das BSP und die Schrauben der linearen Berechnung mit ANSYS WB 2020- R2
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Bei Betrachtung der axialen Spannungen in den Verbindungsmitteln können die betragsmäßig maximalen Normalspannungen in axialer Richtung im Bereich der Fuge zwischen Beton und BSP abgelesen werden. Daraus ergeben sich maximale Zugspannungen von ca. 785 N/mm² und betragsmäßig maximale Druckspannungen von ca. -850 N/mm². Laut (ETA 18/0264) beginnt die charakteristische Fließgrenze der Schraube $f_{y,k}$ bei 600 N/mm². Diese wird bei einer im Modell aufgebrachten Verschiebung von 0,6 mm in einem großen Bereich der Schrauben überschritten. Allerdings kann im numerischen Modell nicht berücksichtigt werden, dass das Holz während der Belastung arbeitet und nachgibt. Es ist demnach davon auszugehen, dass sich unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit im Holz die Fließgrenze in den unteren Teilen der Schraube möglicherweise nicht überschritten wird. Im Beton sind diese fest verankert, so dass die Spannungen im oberen Drittel der Schraube näher am realen Zustand liegen sollten. Für die Betrachtung der Spannungen im Beton werden die maximalen und minimalen Hauptspannungen ausgegeben. Auch hier können im Bereich der Schraubenlöcher singular sehr hohe Spannungen festgestellt werden. An dem unteren Schraubenpaar bilden sich in einem großflächigeren Bereich die Höchstwerte der maximalen Hauptspannungen aus. Die Elemente in diesen Bereichen müssten bei einer nichtlinearen Berechnung in den plastischen Dehnungszustand übergehen. Der in Abbildung 75, rechts dargestellte Verlauf der minimalen Hauptspannungen stimmt visuell gut mit dem aus dem numerischen Modell von (Stassen 2021) überein, vgl. Abbildung 72. In Ansys WB werden im Schraubenbereich aufgrund der starr eingebundenen Volumenkörper jedoch Singularitäten generiert. Die im Mittel abzulesende Druckspannung von -60,5 bis -74,6 N/mm² ist mit dem in (Stassen 2021) ermittelten Minimalwert von -69 N/mm² gut vergleichbar. Die Spannungsverläufe im Beton zeigen, dass die Überschreitung der maximalen Zugfestigkeit vorwiegend im Bereich der Schrauben erfolgt und der Verlauf der Druckfelder im Beton das Rissbild im Versuch, vgl. Abbildung 68 ff., gut widerspiegelt.

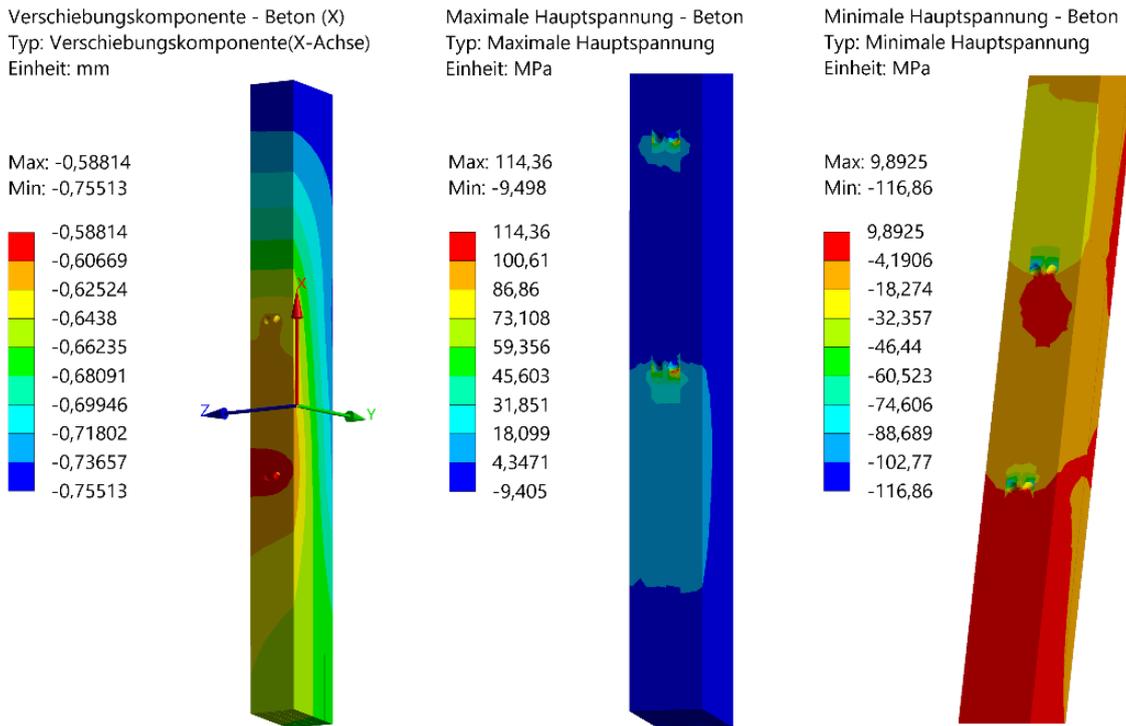


Abbildung 75: Ergebnisse für den Beton der linearen Berechnung mit ANSYS WB 2020- R2
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Für die nichtlineare Berechnung wurden den Materialeigenschaften des Betons Entfestigungsparameter über das in Ansys WB 2020-R2 integrierte Menétrety-Willam-Materialmodell gegeben. Das Materialmodell eignet sich besonders bei Scherbeanspruchungen. Da die Scherbeanspruchung des Verbundquerschnitts den primären Beanspruchungszustand darstellt, ist der im Materialmodell zu hinterlegende Dilatanzwinkel, der das Verhältnis zwischen den plastischen Dehnungen in Normal- und Tangentialrichtung abbildet, gemäß (Dynardo GmbH) auf im Minimum 5° zu setzen. Anhand der Ergebnisse der Routineuntersuchungen wurde, wie in Tabelle 16 gelistet, ein E-Modul für den V1/10-Vergussmörtel von im Mittel 36.400 N/mm² aus der Charge der Serie 4.2 der Druck-Scher-Versuche, s. Anlage e), angesetzt. Wird lediglich der E-Modul zur Einstufung des Vergussmörtels in eine normative Festigkeitsklasse verwendet, so entspräche dieser einem C 55/67 nach (DIN EN 1992-1-1:2011-01). Allerdings wird durch den Hersteller (PAGEL (C)) eine Druckfestigkeit nach 28 Tagen von ≥ 80 N/mm² angegeben. Die mittlere Druckfestigkeit f_{cm} lag in den Routineuntersuchungen mit 91,3 N/mm² über dieser Angabe. Die mittlere Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp,m}$ variierte von 10,8 N/mm² bis 11,4 N/mm². Die Festigkeitswerte ließen sich demnach eher einem C80/95 oder höher zuordnen.

Da der E-Modul für die Abbildung der Steifigkeit im numerischen Modell als wichtiger angesehen wird als die Bruchfestigkeit, wurden für die Dehnungswerte, die für die Erstellung der nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Linie in Ansys notwendig sind, die eines C55/67 nach (DIN EN 1992-1-1:2011-01) bzw. nach ModelCode 5 (fib 2013) angenommen. Der ModelCode 5 liefert die international gültigen Werte für die Dehnungen ϵ_{c1} und $\epsilon_{c,lim}$ sowie die folgende Gleichung (37) zur Bestimmung der Bruchenergie. Mit einer mittleren Druckfestigkeit f_{cm} von 80 N/mm² resultiert $G_f = 160$ N/m. Unter der Voraussetzung, dass die flächenspezifische Bruchenergie in Ansys auf zwei Integrationspunkte aufgeteilt wird, ist der ermittelte Wert noch zu halbieren, so dass sich die Bruchenergie mit 80 N/m annehmen lässt.

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \tag{37}$$

Aufgrund der Vielzahl an linearen Tetraederelementen und vereinzelt Pyramidenelementen in der Struktur des Netzes, welche ungünstigere Seitenverhältnisse und spitze Formen aufweisen und im Bereich des linearen Materials (BSP-Mittellage) als auch im nichtlinear definierten Beton generiert wurden, vgl. Abbildung 73, sind ab einer aufgetragenen Verschiebung von ca. 0,2 mm vermehrt Konvergenzprobleme während der Berechnung aufgetreten. Um dies zu vermeiden, müsste die Geometrie in eine Vielzahl von einzelnen Bauteilen zerschnitten werden und die aneinandergrenzenden Kanten mit der gleichen Anzahl an Elemententeilungen versehen werden. Dieses Vorgehen

ist mit einem hohen Aufwand verbunden. Alternativ kann die Anzahl der Lastschritte angepasst werden. Diese wurde im Modell bereits ausreichend klein gewählt und variierte in den kritischen Lastschritten zwischen im Minimum 100 und im Maximum 100.000 „Substeps“. Für die Anzahl der Iterationsschritte wurden minimal 100, maximal 200 Schritte in den kritischen Lastschritten eingestellt und das Konvergenzkriterium von anfänglichem 1 % auf maximal 2 % gesteigert. Die Restfestigkeiten im Druck- und Zugbereich wurden mit $0,2 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Der Verlauf der numerisch erzeugten Kraft-Verschiebungs-Kurve ist in Abbildung 76 zu sehen.

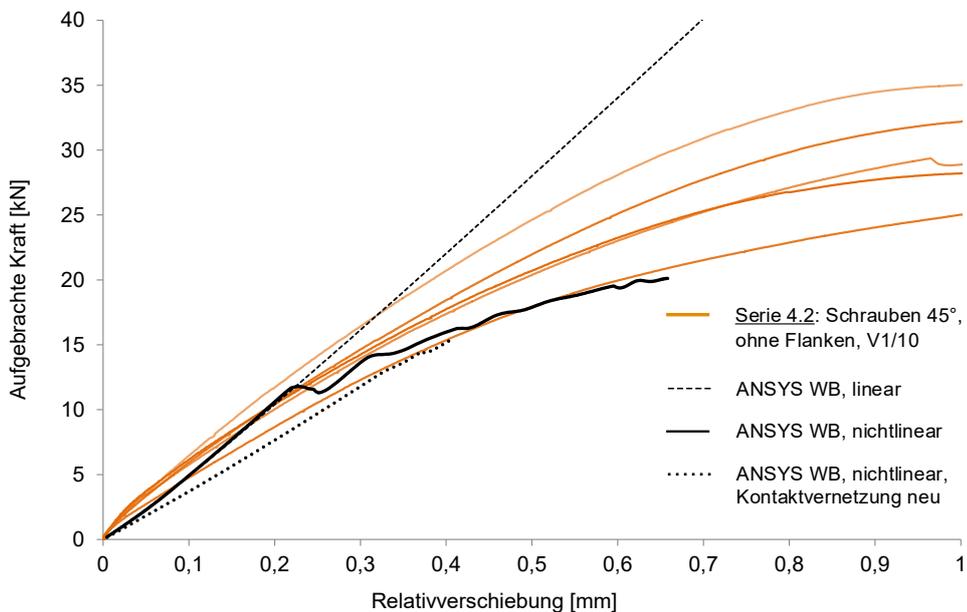


Abbildung 76: Vergleich der numerischen Berechnungen in ANSYS WB (linear und nichtlinear) mit Versuchskurven der Druck-Scher-Versuche (Serie 4.2)

Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Die durchgezogene Linie zeigt die nichtlineare Berechnung bis zu einer Verschiebung von ca. 0,65 mm, bei der die Berechnung aufgrund von abrupten Konvergenzproblemen abbricht. In einer weiteren nichtlinearen Berechnung wurde die Geometrie daher im Bereich der Schraubenlöcher in kleinere Bauteile geschnitten, um eine gleichmäßigere Vernetzung der Elemente mit besseren Verhältnissen der Elementlängen erzeugen zu können. Die daraus resultierende Ergebniskurve mit dem Namen „Kontaktvernetzung neu“ ist gepunktet dargestellt und verläuft unterhalb der Kurve des Ursprungsmodells. Aufgrund der neuen Geometrie im Verbundbereich der Schrauben ergaben sich Schwierigkeiten bei der Kontaktdefinition, weshalb mit der neuen Vernetzung im Kontaktbereich keine Verbesserung der Konvergenz erreicht werden konnte. Im Gegenteil ist der Abbruch der zweiten nichtlinearen Berechnung noch zeitiger eingetreten. Weiterhin weist die neu erzeugte nichtlineare Kurve eine etwas geringere Steifigkeit auf, so dass der Übergang vom elastischen in den plastischen Materialzustand schwer zu erkennen ist. Generell ist eine Unterschätzung der Anfangssteifigkeiten für FE-Simulationen unüblich. I. d. R. werden die Steifigkeiten durch das Simulieren der Bauteile unter einem experimentell vergleichbaren Beanspruchungszustand eher über- als unterschätzt. Allerdings wird im Modell der Einfluss aus Adhäsion zwischen der Holz- und Betonoberfläche nicht berücksichtigt. Experimentell haben die Holzflanken eine hohe Anfangssteifigkeit erzeugt, s. Abbildung 64 und Abbildung 65. Zwar sind die Holzflanken im Modell vorhanden, jedoch konnte der Haftverbund unter Voraussetzung einer stabilen Berechnung nicht im Modell berücksichtigt werden. Dies würde zu weiteren Nichtlinearitäten führen, deren vertiefte Betrachtung für das Projektziel nicht förderlich war. Deshalb wurde darauf verzichtet und stattdessen das Tragverhalten der Verbindung mithilfe der Großbauteilversuche nähergehend untersucht.

AP 4.4.2 Großbauteilversuche

Die Laborversuche an den geplanten Großbauteilen wurden mit einem Versuchsaufbau durchgeführt, der die Betrachtung mehrerer Versagensformen der Fuge ermöglicht, s. AP 4.1.2 bis 4.3.2. Durch die Auflagerung der BSP-Scheibe analog eines wandartigen Biegeträgers konnte eine Druck- und Zugzone in der Scheibe erzeugt werden. Da zudem eine von der Fugenverbindung ausgehende exzentrische Belastung aufgebracht wurde, sind in der Fuge sowohl Schubkräfte als auch Normalkräfte entstanden. Auf ein Zugband im unteren Bereich der Probekörper wurde bewusst verzichtet, damit sich die Prüfung der Tragfähigkeit ausschließlich auf die Fuge und nicht auf das eingebrachte Zugband bezieht. Maßnahmen zur Aufnahme der resultierenden Zugkräfte wären in der Realität vorzusehen und somit in der konstruktiven Durchbildung der Bauteile zu berücksichtigen.

Um sowohl die Verschiebungen der Fuge in horizontaler sowie vertikaler Richtung aufzuzeichnen als auch die Relativverschiebung zwischen BSP und Beton und die Mittendurchbiegung der Scheibe zu messen, wurde die in AP 4.3.2 beschriebene Messtechnik genutzt. Die Auswertung bezog sich somit einerseits auf die Ergebnisse des induktiven Wegaufnehmers (IWA), der an der Unterseite der Scheibe in der Mitte zwischen beiden Auflagern aufgestellt wurde, und andererseits auf die mithilfe der photogrammetrischen Messmethode aufgezeichneten Verschiebungen in der Fuge. Für die in Abbildung 77 dargestellten Versuchskurven wurden die Relativverschiebung zwischen der linken und rechten Messpunktreihe verwendet. Dies entspricht der Summe der Verschiebungen, welche sich aus der Differenz der linken und mittleren Punktreihe und der mittleren und rechten Reihe ergeben. Diese Differenz- bzw. Relativverschiebung der Fuge ist mit den durchgängigen Linien im Diagramm dargestellt. Vergleichsweise wird über die gestrichelten Linien die Kraft-Verschiebungskurve abgebildet, die sich aus der in Scheibenmitte gemessenen Durchbiegung und der Maschinenlast ergibt. Die Grafik zeigt, dass die mit dem IWA gemessene Mittendurchbiegung in den Versuchen bei den im Projekt entwickelten BSP-Verbindervarianten größer als die Relativverschiebung in der Fuge ist, während sich bei den herkömmlichen Verbindungsmitteln (Stoßdeckleiste, Serie 1) die Verschiebungen in Scheibenmitte und in der Fuge in etwa decken. Es wird somit eine hohe Steifigkeit durch den BSP-Verbinder mit (Carbon-)Beton generiert. Die maximale Steifigkeit wird durch die Verwendung des Hochfestvergusses (HFA1-VP) erzielt, wie anhand der dunkelgrünen Versuchskurven in Abbildung 77 zu erkennen ist.

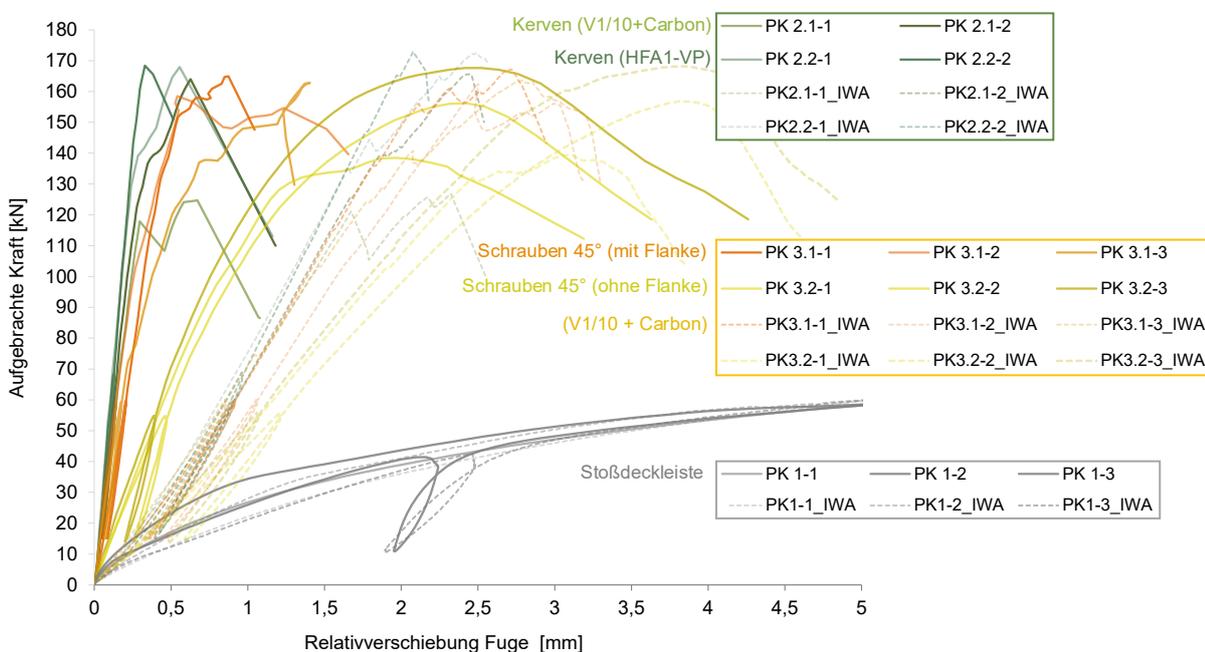


Abbildung 77: Versuchskurven aller Probekörper der Großbauteilversuche je Serie (1 bis 3.2)
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Ein Vergleich der jeweiligen Differenzen, die aus den gemessenen Verschiebungen in der Fuge resultieren, wurde für alle Serien der Großbauteile geführt und ist beispielhaft für Serie 3.1 in Abbildung 78 dargestellt. Für die horizontalen Verschiebungen („dY“) wurden für das Zusammendrücken des induktiven Wegaufnehmers positive Werte und für das Auseinanderziehen des Wegaufnehmers negative Werte der Verschiebungen aufgezeichnet. In Abbildung 78,

links ist der Steifigkeitsunterschied hinsichtlich der Auswertung der vertikalen Relativverschiebung an verschiedenen Stellen für Serie 3.1 zu erkennen.

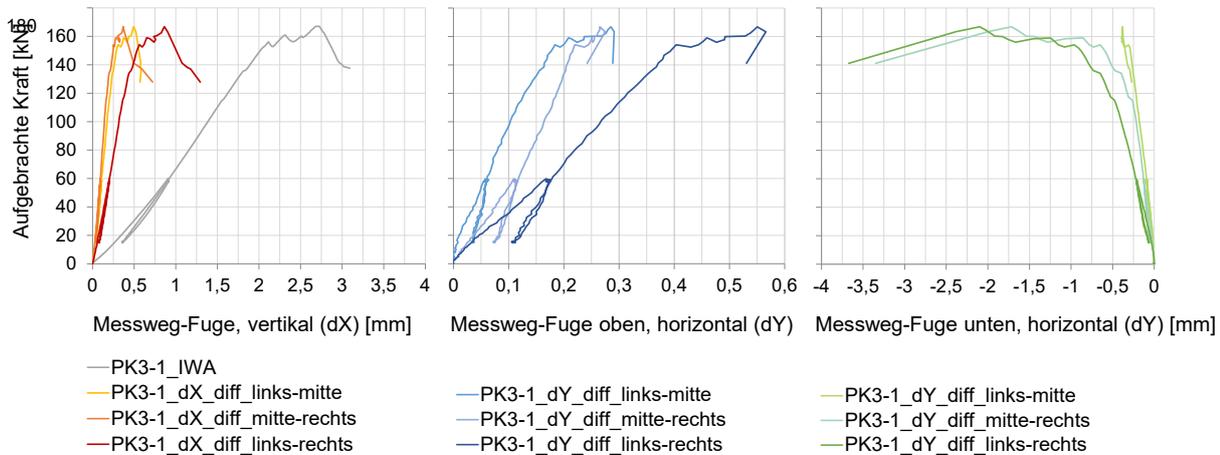


Abbildung 78: Auswertung der Differenzverschiebungen der linken zur mittleren, mittleren zur rechten und linken zur rechten Punktreihe für die vertikalen (dX) sowie die horizontalen (dY) Verschiebungen im oberen und unteren Fugenbereich, Serie 3.1
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Die Summe der Verschiebungen, die sich zwischen der linken und mittleren Reihe der Messpunkte sowie der mittleren und der rechten Punktreihe ergeben, ist für eine zweischnittige Verbindung anzusetzen, um einen rechnerischen Vergleich zu der Gesamtsteifigkeit einer Brettsperrholzplatte ohne Fuge durchführen zu können. Der Vergleich wird numerisch mithilfe der Ergebnisse von (Stassen 2021) in Sofistik geführt. In Abbildung 79 sind die Versuchskurven für Serie 3.1 anhand der Verschiebungen im Fugenbereich (links) und der in Scheibenmitte (rechts) in Orange dargestellt. Die Knotenverschiebungen der jeweiligen Punkte am unteren Ende der Wandscheibe werden für den Fugenbereich oder analog für die Mittendurchbiegung in Sofistik ausgelesen. Bei einer Scheibe ohne Fuge lässt sich laut (Stassen 2021) nur die Mittendurchbiegung im Modell ermitteln. Der Vergleich zwischen der Scheibe mit Fuge und ohne Fuge zeigt, dass sich die Steifigkeit noch einmal deutlich (um ca. 45 %) erhöht. Allerdings weist die lineare Kraft-Verschiebungs-Beziehung im FE-Modell mit Fuge auch insgesamt einen um ca. 48 % steiferen Verlauf im Vergleich zum Mittelwert der zunächst linear ansteigenden Versuchskurven auf. Insofern diese Steifigkeitsunterschiede aus der Modellierung der Fuge resultieren, ist insgesamt ein erheblicher Steifigkeitsunterschied zwischen einer reinen BSP-Scheibe und einer verfugten Scheibe zu verzeichnen. Sollte der Ursprung der höheren Steifigkeit des FE-Modells jedoch in allgemeinen Randbedingungen, wie bspw. der Auflagerung, begründet sein, s. AP 4.1.2, so ergäbe sich ein geringerer Steifigkeitsunterschied zur BSP-Scheibe.

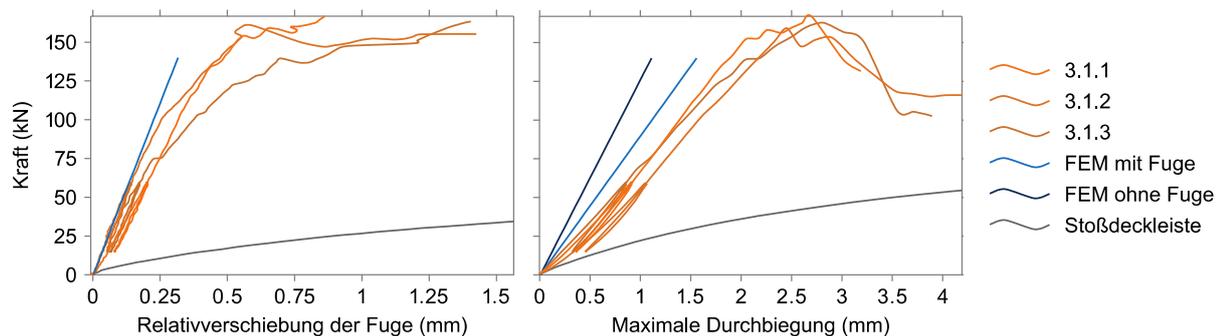


Abbildung 79: Vergleich der Versuchskurven über die Fugenverschiebung (links) und die Mittendurchbiegung (rechts) mit FE-Modell
 Grafik: Pierre Stassen aus (Stassen 2021)

Neben dem visuellen Vergleich werden die maximalen Bruchlasten und die Relativverschiebungen in der Fuge bei Erreichen der Maximallast sowie die Streuungsparameter je Versuchsserie in

Tabelle 18 gegenübergestellt. Zwar liegt nur eine geringe Anzahl an Probekörpern, insbesondere in Serie 2.1 und 2.2 vor, vergleichshalber werden die Mittelwerte und die Standardabweichung σ sowie der Variationskoeffizient COV mit aufgeführt.

Tabelle 18: Minimal-, Maximal- und Mittelwerte der Bruchlasten sowie Relativverschiebungen bei F_{max} mit Streuungsparametern

| PK Nr. | n [-] | Verbinder | Min. [kN] | Max. [kN] | Mean [kN] | $\sigma_{x,F}$ [-] | COVF [%] | $v_{F_{max},m}$ [mm] | $\sigma_{x,v}$ [-] | COV_v [%] |
|------------|-------|---------------------------------------|-----------|-----------|-----------|--------------------|----------|----------------------|--------------------|-------------|
| 1 | 3 | Stoßdeckleiste (FSH) | 100,8 | 118,3 | 103,3 * | 8,8 | 8,6 | 32,3 | 0,48 | 1,5 |
| 2.1 | 2 | Kerven, V1/10+Textil | 126,9 | 165,7 | 146,3 | 27,8 | 19,0 | 0,65 | 0,03 | 4,9 |
| 2.2 | 2 | Kerven, HFA1-VP | 172,5 | 172,9 | 172,7 | 0,3 | 0,2 | 0,44 | 0,16 | 36,2 |
| 3.1 | 3 | Schrauben, V1/10+Textil, mit Flanken | 162,4 | 167,2 | 164,4 | 3,3 | 2,0 | 0,94 | 0,44 | 46,3 |
| 3.2 | 3 | Schrauben, V1/10+Textil, ohne Flanken | 139,5 | 168,1 | 154,8 | 14,7 | 9,5 | 2,31 | 0,29 | 12,7 |

*Maximalwert (PK-01) wurde aus Mittelwertbildung entfernt, da Messung durch Auflagerblockade verfälscht

Der zahlenmäßige Vergleich der Bruchlasten zeigt, dass in Serie 2.1 die größten Streuungen erzielt werden. In dieser Serie wurden Textilkörbe in die Kerven eingesetzt. Aufgrund Schwierigkeiten bei der Lagesicherung der einzelnen Gelegestreifen in den Kerven, sind in dieser Serie Herstellungsungenauigkeiten besonders gegeben. Bei den zum Zeitpunkt des Versagens in der Fuge gemessenen Verschiebungen können die größten Streuungen der Werte in Serie 3.1 sowie auch in Serie 2.2 festgestellt werden. Bei einer größeren Anzahl an Probekörpern könnten Ausreißer wie dieser eine Probekörper in Serie 3.1 aus der Mittelwertbildung entfernt werden. Dies erfolgte bspw. in Serie 1, da bei dem ersten Probekörper dieser Serie ein Messfehler durch eine Blockade des Auflagers entstanden ist und die Maschinenkraft aus diesem Grund weiter gesteigert werden konnte. Die in der Fuge gemessenen Verschiebungen werden für die Ermittlung von Verschiebungsmoduln im Vergleich zu den Ergebnissen der Druck-Scher-Versuche bestimmt. Der Versuchsaufbau für die Großbauteilversuche berücksichtigt zwar nicht ausschließlich die Schubbeanspruchung der Fuge, die Ergebnisse aus den Versuchen sollen an dieser Stelle aber für einen überschlägigen Vergleich verwendet werden, s. Tabelle 19.

Tabelle 19: Vergleich der Verschiebungsmoduln aus dem Großbauteilversuch (K_{ser}) und den Druck-Scher-Versuchen ($K_{ser,0}$)

| PK Nr. | n [-] | Verbinder | $K_{ser,min}$ [kN/mm] | $K_{ser,max}$ [kN/mm] | $K_{ser,mean}$ [kN/mm] | $\sigma_{x,K_{ser}}$ [-] | $COVK_{ser}$ [%] | $K_{ser,mean,0}$ [kN/mm] | $COVK_{ser,0}$ [%] |
|------------|-------|---------------------------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|------------------|--------------------------|--------------------|
| 1 | 3 | Stoßdeckleiste (FSH) | 5,6 | 6,2 | 5,9 | 1,4 | 24,3 | - | - |
| 2.1 | 2 | Kerven, V1/10+Textil | 140,8 | 169,5 | 155,1 | 60,8 | 39,2 | 50,7 * | 7,2 |
| 2.2 | 2 | Kerven, HFA1-VP | 186,9 | 208,1 | 169,5 | 44,8 | 22,7 | 124,5 ** | 67,2 |
| 3.1 | 3 | Schrauben, V1/10+Textil, mit Flanken | 104,3 | 139,0 | 116,5 | 59,0 | 50,4 | 44,6 ** | 12,0 |
| 3.2 | 3 | Schrauben, V1/10+Textil, ohne Flanken | 37,5 | 45,8 | 42,1 | 12,7 | 30,1 | 44,6 | 12,0 |

*graphisch bestimmt; ** ohne Flanke

Für die Ermittlung der Verschiebungsmoduln aus den Großbauteilversuchen wurden 40 % der Versuchslast mit der dazugehörigen Relativverschiebung der Fuge ins Verhältnis gesetzt. Die Werte wurden jeweils mithilfe der optischen Messmethode (gom) ausgelesen. Dabei wurde die Fugenverschiebung über die gesamte Höhe aus den Differenzwerten der linken zur rechten Punktereihe gemittelt und der Verhältniswert zuletzt gedrittelt, um die gleiche Anzahl der Verbindungsmittel wie in den Druck-Scher-Versuchen zu berücksichtigen. Während in den Druck-Scher-Versuchen eine Folie zwischen die Holzoberfläche und dem Beton eingeklebt wurde, um die reine Scherfestigkeit der Verbindungsmittel zu überprüfen, wurde diese in den Großbauteilversuchen sowie in dem Bereich der Kerne bei den Probekörpern der Druck-Scher-Versuche weggelassen. In den Versuchskurven der Großbauteile kann der Haftverbund nicht erkannt werden. Dieser wird durch den größeren Maßstab der Probekörper und die hohe Belastung über den gesamten Bereich der Versuchskurven verschmiert. Aufgrund der herstellungsbedingten Ungenauigkeiten, dem daraus resultierenden Haftverbund der Kervenverbindungen in den Druck-Scher-Versuchen sowie infolge von Einflüssen aus dem unterschiedlichen Probekörper- und Versuchsaufbau ist ein Vergleich der ermittelten Verschiebungsmoduln kritisch zu sehen. Dennoch sind in Serie 3.2, bei der keine Flanken und damit weniger Oberfläche für einen Haftverbund zur Verfügung standen, sehr ähnliche Werte erkennbar. Der Einfluss des Textils wird dabei ausgeklammert.

Um die Ergebnisse der Großbauteilversuche bewerten zu können, sind die Versagensmechanismen von den einzelnen Probekörpern je Serie genauer zu betrachten. In Serie 1, die als Referenzversuch diente, hat sich die vorgeschraubte Stoßdeckleiste aus Furnierschichtholz (FSH) infolge der exzentrischen Belastung entsprechend zu den angrenzenden Scheibenelementen verschoben, so dass sich ein Versatz gebildet hat, s. Abbildung 80. Da die gemessene Mittendurchbiegung der aufgezeichneten Relativverschiebung in der Fuge entspricht und das Furnierschichtholz nicht aufgespalten ist, wird davon auszugehen, dass sich die durch das FSH in das BSP senkrecht eingebrachten Schrauben verbogen haben. Im Bruchzustand sind die BSP-Scheiben im unteren Bereich auseinandergespreizt, so dass sich ein entsprechend großer Spalt ausgebildet hat. Im oberen Bereich wurde die Stoßdeckleiste infolge der Beanspruchung und Auflagerung der Wandscheibe zusammengedrückt.

Serie 1 (Stoßdeckleiste)



Abbildung 80: Bruchzustand in Serie 1

Fotos: Marén Kupke, AIB GmbH; Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

In Serie 2.1 wurden mit Abstandshaltern vorbereitete Textilkörbe im Bereich der Kerven eingesetzt, s. AP 4.1.2. Diese wurden zwar nicht über die gesamte Höhe der BSP-Scheibe vorgesehen, sollten jedoch besonders im Bereich der Kerne, in dem Querzugkräfte durch die Einleitung sowie Übertragung der Schubkraft entstehen, zur Aufnahme dieser zur Verfügung stehen und dadurch den Betonquerschnitt in den Kerven bei Auftreten des spröden Versagens zusammenzuhalten. Zum Vergleich wurden unbewehrte Betonkerven mit einem geringen Anteil an kurzen Stahlfasern in Serie 2.2 geprüft. Die Versagensbilder aus Serie 2.1 sind in Abbildung 81 zu sehen und zeigen das im Holz auf einer Seite der zweiseitigen Fuge ein Spalt entstanden ist und der Beton sich aus dem Formschluss keilartig herausgelöst hat. Dieses Versagen kündigte sich zunächst durch ein Knacken des Holzes an und fand mit Aufspalten des Holzes im Bereich der Flanken schlagartig statt.

Nach dem Ausbau der Probekörper konnten die Holzflanken entfernt werden und der Rissverlauf im Beton betrachtet werden. Zudem ist das Carbongelege, insbesondere im unteren Bereich der Probekörper, durch den gerissenen Beton deutlich zu sehen. Da die Betonfuge neben der Schubbeanspruchung in dem unteren Probekörperbereich ebenfalls einer zusätzlichen Zugbeanspruchung ausgesetzt war, sind an dieser Stelle die Carbonfaserstränge zum Tragen

gekommen und an einigen Stellen angerissen. Durch die Kervertiefe haben die einzelnen Faserstränge eine größere Verankerungslänge im Beton zur Verfügung als bei den Probekörpern ohne Kerfen. Dennoch wäre es sinnvoll, die Gelege aufgrund der Lagesicherheit in das Holz einschieben zu können, bevor die Betonage erfolgt.

Serie 2.1 (Kerfen, V1/10, Textil)



Abbildung 81: Bruchzustand in Serie 2.1 im Versuchsaufbau (links), ausgebaute und aufgestemmte Probekörper (rechts)
Fotos: Marcus Hering, IMB TU Dresden (links); Ludwig Hahn, AuH GmbH (rechts); Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Im Vergleich zu Serie 2.1 ist das Versagen der beiden Probekörper in Serie 2.2 schlagartig zum nahezu gleichen Zeitpunkt eingetreten. Dabei ist die Verzahnung durch die Kerfen, die mit dem Hochfestverguss (HFA1-VP) ausgefüllt wurde, keilartig und an der Oberfläche glatt abgebrochen, s. Abbildung 82. Nach dem Ausbau der Probekörper wurden die Holzflanken über die gesamte Probekörperhöhe und Kervertiefe entfernt. Dadurch ist die Ausprägung des Spaltrisses im Beton, der entlang der Schraubenköpfe verläuft, als glatter Bruch sichtbar geworden, s. Abbildung 82, rechts. Demgegenüber ist in Serie 2.1 in der oberen Hälfte des Probekörpers ein etwas feineres Rissbild durch die Textilien entstanden. Der in Serie 2.2 im Vergussmörtel enthaltene geringe Anteil an kurzen Stahlfasern hat dabei keinen erkennbaren Mehrwert hinsichtlich einer Verzahnungswirkung im Bereich der großen Spaltrisse im Beton gebracht. Um größere Querkraftkräfte im Beton aufzunehmen, wäre es alternativ möglich und für die Herstellungstechnologie sinnvoller, Verbundschrauben zu verwenden, die weiter in die Betonfuge hereinragen und damit eine größere Verankerungslänge im Beton aufweisen.

Serie 2.2 (Kerfen, HFA1-VP)



Abbildung 82: Bruchzustand in Serie 2.2 im Versuchsaufbau (links), ausgebauter und aufgestemmter Probekörper (rechts)
Fotos: Marcus Hering, IMB TU Dresden (links); Marén Kupke, AIB GmbH (mitte); Ludwig Hahn, AuH GmbH (rechts); Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Für die Serien 3.1 und 3.2 wurden keine Kerfen, sondern je Fuge zwischen Betonnut und BSP sechs gekreuzte Schraubenpaare vorgesehen, vgl AP 4.1.2. Durch diese Verbindung konnte nahezu die gleiche Traglast wie in Serie 2.2 erreicht werden und die Maximallast der Serie 2.1 überschritten werden. Bei dem ersten Probekörper kam es zu einem

Lastabfall bei ca. 155 kN kurz vor Erreichen der Maximallast von 167 kN. Demgegenüber trat der Lastabfall beim zweiten Probekörper erst mit der erreichten Maximallast von 162 kN ein. Der Kurvenverlauf des dritten Probekörpers wies bereits bei ca. 77 kN einen kleinen Lastabfall auf, welcher durch ein Knacken im Holz begleitet wurde. Die Last konnte anschließend bis ca. 164 kN gesteigert werden.

Es konnte somit ein relativ gleichmäßiges Bruchlastniveau erzielt werden. Allerdings wurde bei dem dritten Probekörper aufgrund der gemessenen Verformung ein weiches Verhalten der Fuge festgestellt. Im Bruchzustand konnte bei diesem Probekörper beobachtet werden, dass der Beton unterseitig stärker ausgebrochen war als bei den anderen beiden Probekörpern, bei denen die Betonnut mit vollständigen Querschnitt zu sehen war, s. Abbildung 83. Bei Betrachtung der Betonnut von oben wurden ein ungerissener Betonquerschnitt sowie eine deutlich sichtbare Schädigung der mittleren Lage des Brettspertholzes festgestellt. Die zerstörte BSP-Mittellage deutet darauf hin, dass im Lasteinleitungsbereich ein Schubversagen des Brettspertholzes parallel zu den Versagensformen stattgefunden hat, die an anderen Stellen des Bauteils eingetreten sind. Denn im Bruchzustand ist bei allen drei Probekörpern ein Auszug der Schrauben aus dem Holz zu erkennen. Dabei versagte die BSP-Mittellage quer zur Faser infolge des hohen Lochleibungsdrucks.

Die Versagensmechanismen unterschieden sich somit von denen in Serie 2.1 und 2.2, bei denen ein Ausbruch der Kerven maßgebend wurde und die Schrauben im Holz verankert blieben. Eine Übereinstimmung im Versagensmechanismus ist hingegen in Serie 2.1 und Serie 3.1 in der Aufspaltung des Brettspertholzes im Bereich der Holzflanke am Übergang zum vollständigen BSP-Querschnitt zu finden.

Nach dem Probekörperausbau und Entnahme der Holzflanken wurde ein keilförmiger Ausbruch des Betons sichtbar. In Abbildung 83, rechts ist einer der geöffneten Probekörper im unteren Bereich zu sehen. Da in diesem Bereich die maximale Zugbeanspruchung zusätzlich zur Schubbeanspruchung wirkte, wies der Beton an dieser Stelle die größte Schädigung auf. Dies ist auch in Abbildung 85 zu erkennen, in der die Betonnut nach Entfernung der Holzflanken über die gesamte Probekörperhöhe dargestellt ist. Zum Vergleich sind für Serie 3.2 keine Holzflanken vorgesehen worden, um die Entwicklung des Rissverlaufs im Beton mithilfe der optischen Messmethode aufzeichnen zu können. Die Rissbilder sind der Anlage f) zu entnehmen und werden einzeln in Abbildung 83 dargestellt.

Serie 3.1 (Schrauben, V1/10, Textil), mit Flanken



Abbildung 83: Bruchzustand in Serie 3.1 im Versuchsaufbau (links), ausgebauter und aufgestemmter Probekörper (rechts)
Fotos und Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Demgegenüber ist in Abbildung 84 der Bruchzustand der Serie 3.2 im Versuchsstand dargestellt. Auch in Serie 3.2 wurde ein Herausziehen der Schrauben aus der BSP-Mittellage mit simultan eintretendem Ausbruch des Holzes infolge der hohen Beanspruchung quer zur Faser festgestellt. Nach Erreichen der Maximallast ist der Beton während des Lastabfalls beim ersten Probekörper im Bereich der untersten Schraubenverbindung und beim dritten Probekörper in der Mitte der Betonfuge seitlich ausgebrochen (s. Abbildung 84 und Anlage f)), so dass an der Stelle keine Verankerung der Schraubenköpfe im Beton gewährleistet werden kann, insofern diese nicht tiefer im Beton eingebunden werden.

Serie 3.2 (Schrauben, V1/10, Textil), ohne Flanken



Abbildung 84: Bruchzustand in Serie 3.2 im Versuchsaufbau (links), ausgebauter Probekörper (rechts)
 Fotos: Marén Kupke, AIB GmbH (links); Ludwig Hahn, AuH GmbH (rechts); Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Bei dem zweiten Probekörper (PK) wurden geringfügigere Betonschädigungen als beim ersten PK festgestellt. Insbesondere zum Zeitpunkt der Maximallast sind die Betonschädigungen noch nicht sehr ausgeprägt. Es kann somit eine Abhängigkeit zwischen den Bruchlasten und dem Grad der Betonschädigung im Bereich des untersten Schraubenpaares festgestellt werden. PK 2 und PK 3, bei denen die untersten beiden Schraubenköpfe im Beton mit dem Lastabfall vollständig verankert waren, wiesen höhere Traglasten auf, als der erste Probekörper, bei dem der Beton vollständig in der Zugzone abgeplatzt ist, s. Abbildung 85.

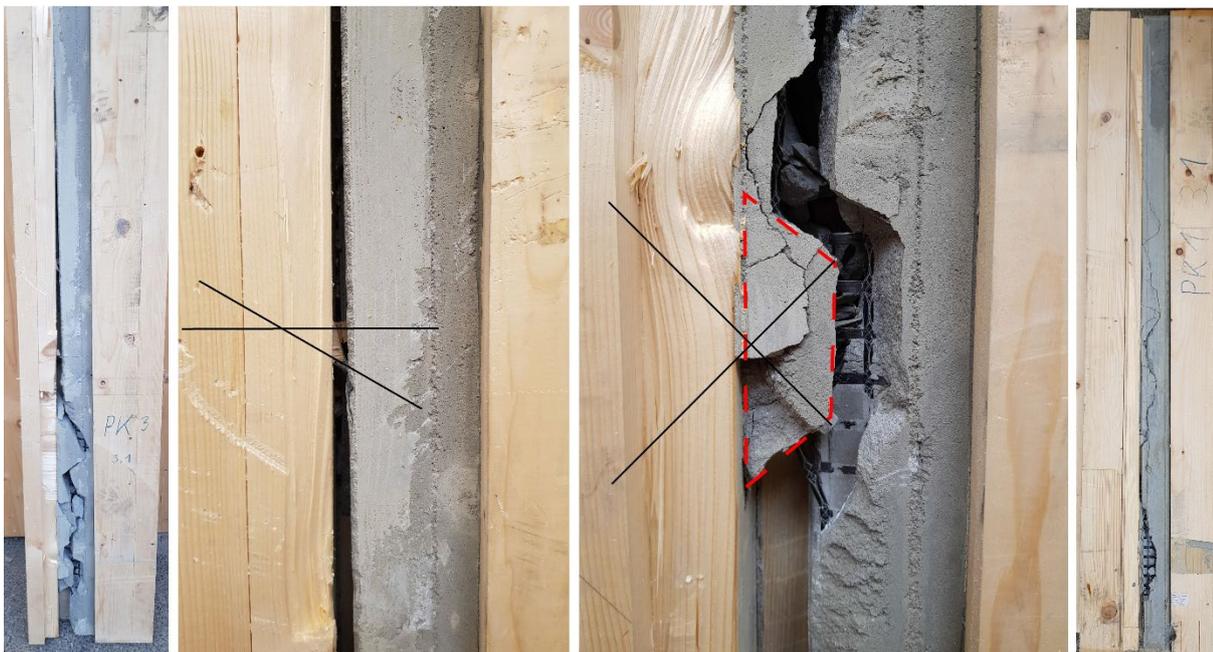


Abbildung 85: Ausgebauter und aufgestemmter Probekörper (Serie 3.1) mit sichtbarer Betonfuge und skizzierten Schraubenpaaren
 Foto: Ludwig Hahn (AuH GmbH), modifiziert nach (Stassen); Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Der Vergleich der Bruchbilder aller Serien ermöglicht zusammen mit den Versuchskurven eine Bewertung der Versuchsergebnisse. Insgesamt haben die Großbauteilversuche gezeigt, dass durch die Schubverbindung über Kerfen, insbesondere bei Verwendung des Hochfestvergussmörtels mit Stahlfasern (HFA1-VP), die maximalen Steifigkeiten und Traglasten erzielt werden konnten. Im Vergleich zu den Druck-Scher-Versuchen wurde jedoch festgestellt, dass durch die Variante mit Schraubenkreuzen und Carbonbeton (V1/10, solidian Grid Q85/85) ähnlich hohe Traglasten wie bei den Formschlussvarianten erzielt werden können. Diese ließen sich noch steigern, wenn eine engere Anordnung der Schraubenkreuze sowie eine größere Verankerungslänge der Verbindungsmittel im Beton gewählt werden würden. Die Versagensmechanismen gaben zudem Aufschluss darüber, dass die Tragfähigkeit von der Ausbildung des Übergangsbereichs zwischen Kerfe und Nut und somit von der Betonfestigkeit bzw. der

Anordnung der Carbonbewehrung sowie der zusätzlichen Verbindungsmittel in diesem Bereich abhängt. Die Schrauben sind nicht ausreichend tief im Beton verankert, um das spröde Versagen im Zuge der Ablösung der Betonzacken aus dem Holz zu beeinflussen, auch wenn im Bereich der Kerfen die Carbongelege zusätzlich für die Übertragung der Schub- bzw. Querkzugspannungen zur Verfügung stehen. Diese können tiefer in den Beton eingebunden werden als bei der Variante ohne Formschluss, wodurch größere Verankerungslängen für die jeweiligen Faserstränge zur Verfügung stehen.

Da durch die Großbauteilversuche allerdings nur eine Scheibenbeanspruchung generiert wurde und senkrecht auf die BSP-Platte wirkende Kräfte versuchstechnisch nicht überprüft wurden, können die Versuchsergebnisse keinen Aufschluss darüber geben, wie tragfähig die unterschiedlichen Verbindungsvarianten der BSP-Stoßfuge bei einer Biegebeanspruchung infolge Windlasten wäre. Die Kerfen führen jedoch zu einer Schwächung des Querschnitts im Brettsperrholz und folglich zu ungünstigen Spannungsspitzen unter Querdruckbeanspruchung.

Die in den Großbauteilversuchen über den Versuchsaufbau generierte Beanspruchungssituation stellt in Realität einen Sonderfall dar. Dieser Fall würde bspw. eintreten, wenn die Wandtafeln in der Gebäudestatik als freitragende Träger mit angehängten Deckenlasten wirken sollen. Die durchgängige BSP-Wandscheibe wird dann als Überzug genutzt und sollte möglichst so angeordnet werden, dass sich die Stoßfugen der Tafeln in den Nulldurchgängen des Momentenverlaufs der angehängten Decke befinden, vgl. AP 4.1.2. Dabei sind jedoch die unterschiedlichen Steifigkeiten der Tragwerkselemente zu beachten. Bei kontinuierlichem Verbund von Wandscheibe und Decke werden die Verformungen der Deckenplatte durch die aussteifende Wandscheibe aufgenommen. So stellt sich die Durchbiegung in Feldmitte der Deckenplatte bei starrem Verbund zwischen Wandscheibe und Deckenplatte in den Tragwerkselementen entsprechend der jeweiligen Elementsteifigkeiten ein. Bei nachgiebigem Verbund müssen zusätzlich die Relativverschiebungen in der Fuge durch die Steifigkeit der Verbindung aufgenommen werden. Da die jeweiligen Wandscheiben zusätzlich durch das Eigengewicht der Obergeschosse belastet werden, sollten die aneinandergereihten Scheiben mithilfe der Verbindungsfugen insgesamt ein ausgesteiftes Tragwerk entsprechend der vorhandenen Beanspruchungszustände bilden.

Die Zugspannungen, die sich bei gemeinsamer Durchbiegung von Wandscheibe und angehängter Deckenplatte im unteren Bereich der Wandscheibe einstellen und Einfluss auf die Tragfähigkeit der Verbindungsfugen haben, sollten durch entsprechende Maßnahmen, wie die Anordnung eines Zugbands, im Tragwerk aufgenommen werden. Bei der Planung der Großbauteilversuche wurden bewusst keine Maßnahmen zur Aufnahme der Zugspannungen am Fußpunkt der Stoßfuge der Wandscheiben vorgesehen, um die Tragfähigkeit der Verbindungsfuge und nicht die eines eingelegten Zugbands zu prüfen. Die Kraft, mit der das Zugband im Anschluss an die Versuche dimensioniert werden kann, sollte jedoch aus der Statik des Gesamttragwerks und nicht aus dem Versuch genommen werden, da im Versuch zu viele Einflüsse und Randbedingungen eine Rolle spielen. Im Gesamttragwerk kann entweder die Decken- oder Bodenplatte aus Stahlbeton selbst die Funktion des Zugbands übernehmen oder – im Falle einer Holzdecke mit Ausrichtung der Fasern quer zu der benötigten Zugbandtragwirkung – kann das Zugband in Form eines Bewehrungsstabs in die Decke eingelegt werden. Dafür kann bspw. eine zusätzliche Nut in der Holzdecke vorgesehen werden oder die Nut am Fußpunkt der jeweiligen Wandscheibe analog der stirnseitigen Verbindungssysteme des entwickelten BSP-Verbinders eingebracht werden, s. Abbildung 86. In diese kann ein Bewehrungsstab eingelegt werden, der an den Verbindungsmitteln, die aus der Wandscheibe sowie aus der Decken- oder Bodenplatte in die Nut ragen, befestigt werden könnte.

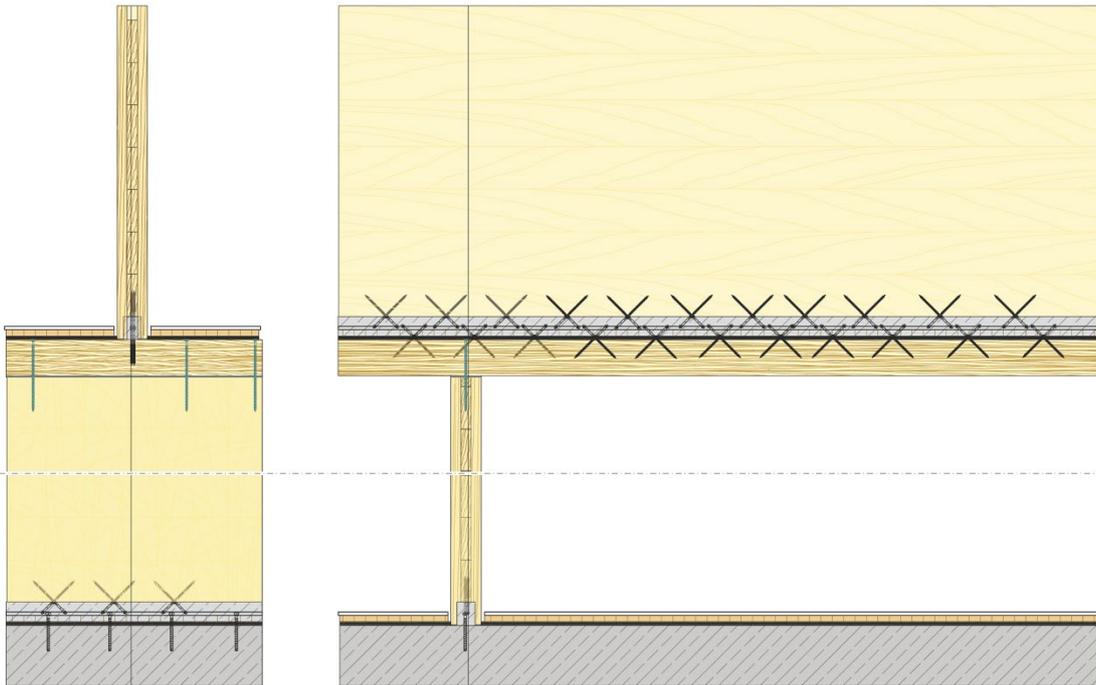


Abbildung 86: Wand-Decken- und Wand-Boden-Anschlüsse über Betonnut mit gekreuzten Schrauben im Quer- und Längsschnitt
Zeichnung: Fa. Auerbach und Hahn GmbH

Herkömmliche Verbindungen von Wandscheiben mit Deckenplatten, die als angehängte Last wirken, werden im Holztafelbau über Vollgewindeschrauben erzeugt. Diese weisen eine Einschraublänge von 160 mm auf und werden i. d. R. durch die Deckenplatte in die Mittellage der BSP-Wand senkrecht eingeschraubt, wie dies im Anschlussdetail in Abbildung 87 zu sehen ist.

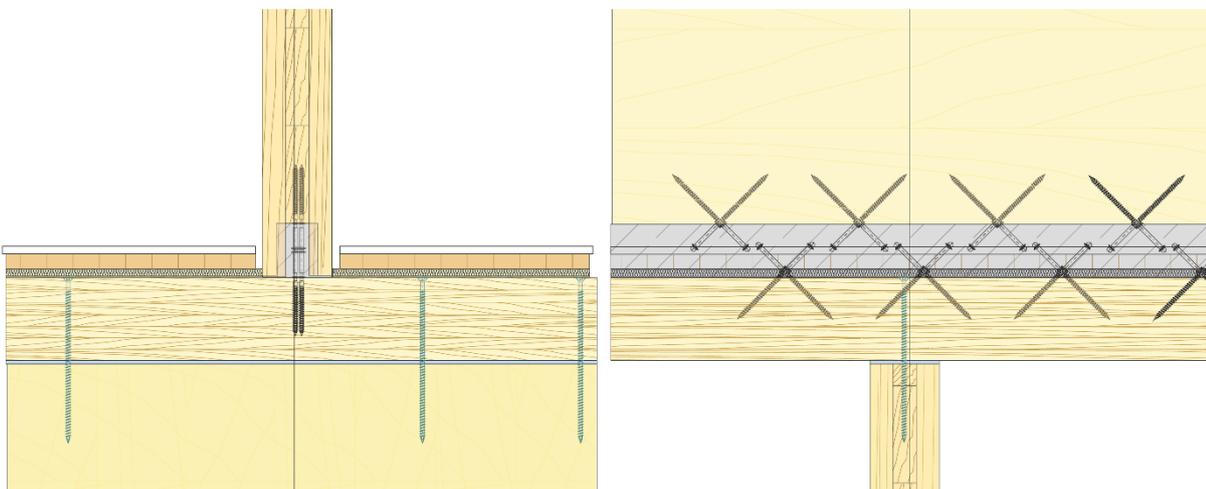


Abbildung 87: Wand-Decken-Anschlussdetail im Querschnitt (links) und im Längsschnitt (rechts) mit Bewehrungslage im Beton
Zeichnung: Fa. Auerbach und Hahn GmbH

Für die Verbindung der Wandscheibe mit der Decken- oder Bodenplatte, s. Abbildung 88, werden üblicherweise äußerlich sichtbare Winkel am Fußpunkt der Wand angebracht. Um dies zu vermeiden, können die Erkenntnisse über den im Forschungsprojekt entwickelten BSP-Verbinder genutzt werden, um neben den Stoßverbindungen zwischen zwei BSP-Scheiben auch die Verbindung zwischen Wandscheibe und Decke am Fußpunkt über eine horizontal verlaufende und mit Beton verfüllte Nut zu erzeugen. Um die Verdichtung des Betons in der Nut am Fußpunkt der Wandscheibe entgegen der Schwerkraft zu gewährleisten, müssten im Zuge der Bauausführung entsprechende Entlüftungslöcher vorgesehen werden. Diese könnten aber mithilfe des Fußbodenaufbaus verdeckt oder nach der Betonage anderweitig verschlossen werden.

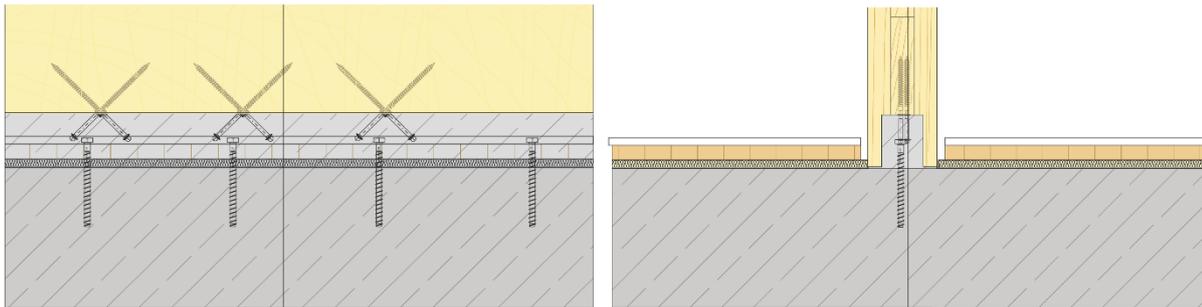


Abbildung 88: Wand-Boden-Anschlussdetail im Längsschnitt (links) und im Querschnitt (rechts) mit Bewehrungslage im Beton
Zeichnung: Fa. Auerbach und Hahn GmbH

Um die Wandtafel schubsteif mit der Decke zu verbinden, sind entsprechende Verbindungsmittel in der Nut vorzusehen. Die Schubverbindung kann punktuell am Auflager oder kontinuierlich über die gesamte Wandlänge ausgeführt werden. Insbesondere bei längeren Wandtafeln ist ein kontinuierlicher Verbund sinnvoll, da aus einer punktuellen Verbindung am Auflager ein diskontinuierlicher Schubkraftverlauf resultiert. Die Schrauben, die zur Schubkraftübertragung eingebracht werden, müssten im Falle eines Anschlusses an die Bodenplatte aus Stahlbeton bereits aus dem Beton herauschauen. Ergänzend dazu kann Anschlussbewehrung in Form von Bügeln an der Stelle der Wandnut vorgesehen werden. Dadurch wird eine Art Stecksystem generiert, das auf der Baustelle zusammengefügt und durch Einpumpen des Vergussmörtels in die Nut kraftschlüssig verbunden werden kann. Aufgrund der mangelnden Flexibilität derartiger Stecksysteme im Rahmen der Bauausführung und dem Risiko von Herstellungsungenauigkeiten ist bei dieser Form der Verbindung von Holzwänden mit Decken- und Bodenplatten aus Stahlbeton auf eine exakte Ausführung vor Ort gemäß der Planung zu achten.

Durch die schubsteife Verbindung zwischen Wand- und Deckenelementen soll eine Übertragung der Kräfte auf das Zugband generiert werden und damit ein Aufklaffen der Fuge im unteren Drittel, also im Bereich der sich einstellenden Zugzone, der schub- und normalkraftbeanspruchten Wandscheibe verhindert werden.

Als Zugband kann im reinen Holzbau ein Windrispenband als Verstärkung ins Holz eingelegt werden. Dieses enthält Löcher, durch die an entsprechenden Stellen Nägel ins Holz eingebracht werden können. Dadurch kann das Band bspw. nur am Auflager befestigt werden und dieses zusätzlich mit U-Eisen verstärkt werden. Somit wird jedoch kein kontinuierlicher Verbund zwischen Wand und Decke generiert. Dieser entsteht erst, wenn zusätzlich Winkel an den orthogonalen Übergängen der Tragwerkselemente angebracht werden. Dagegen stellen in der Holzrahmenbauweise die Fußhölzer das verbindende Zugelement dar. Durch diese wird zugleich eine schubsteife Verbindung zwischen Wand und Zugband erzeugt. Allerdings muss der Rahmen am Fußpunkt der Wand wiederum über äußerlich sichtbare Stahllaschen und Winkel an die Deckenplatte angeschlossen werden. Dies kann durch die Einfräsung einer Verbindungsnut und dem Einbringen der Schraubenkreuze entsprechend Abbildung 86 bis Abbildung 88 vermieden werden.

Im Fall der innenliegenden Verbindung ist die Schubkraftübertragung demnach einerseits zwischen den BSP-Wandelementen und andererseits zwischen Wandscheibe und Deckenplatte zu gewährleisten. Letztere kann entweder analog der Scheibenstoßverbindung ausgeführt werden oder mithilfe von Formschlussmethoden, die ebenfalls im Forschungsvorhaben untersucht wurden. Da die innenliegende Nut bei der Verbindung zwischen Wand und Bodenplatte aus Stahlbeton nur einseitig eingebracht werden kann, um den Schalungsaufwand der Bodenplatte zu vereinfachen, steht ein geringerer Raum zur Verfügung, um die Verbindungsmittel ausreichend im Beton zu verankern. Der Verbindungsraum würde sich durch die Anordnung von Kerfen an der Unterseite der BSP-Wandscheibe entsprechend Abbildung 89 vergrößern.

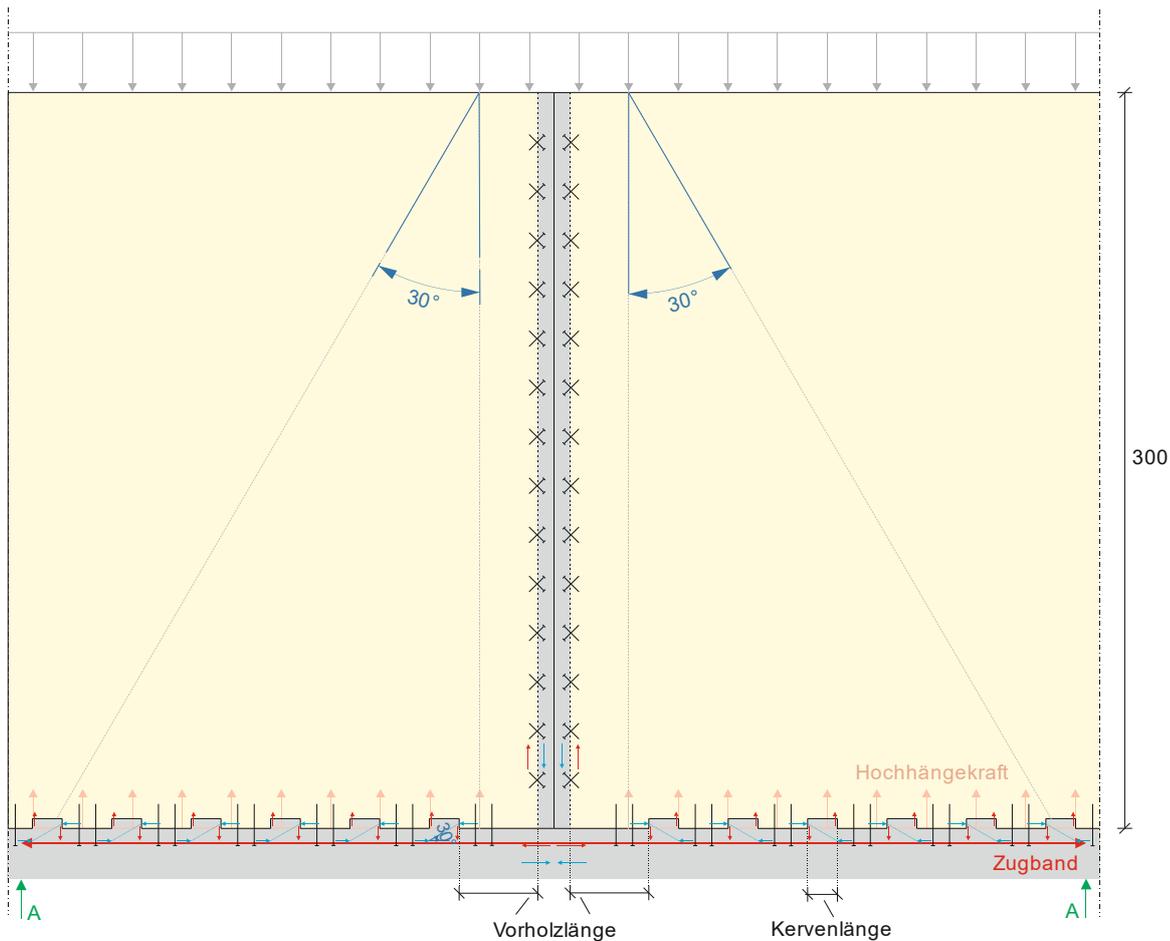


Abbildung 89: Mögliche Lösungen für Wand-Deckenanschluss Zugband im Deckenbereich und Formschluss als Kervenrechteck
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Da diese jedoch den Verbindungsraum nach oben entgegen der Schwerkraft erweitern, könnten Probleme bei der Verdichtung und Entlüftung des Betons die Folge sein. Hierfür müssten für die Entwicklung der Bauweise und somit für die Übertragung der im Forschungsprojekt „BSP-Verbinder“ gesammelten Erkenntnisse weitere Maßnahmen für eine geeignete Herstellungstechnologie erforscht werden. Durch die geometrische Anpassung der Kerven, bspw. durch die Einfräsung von dreieckigen Vertiefungen, kann die Menge an Beton, welche in die Kerbe fließen sollte, verringert werden. Allerdings steht dadurch auch weniger Raum für die Verankerung der Verbindungsmittel zur Verfügung. Diese Ausführungsform des Formschlusses eignet sich jedoch lediglich für die Aufnahme der Relativverschiebung, die sich bei der Beanspruchung der Wandscheibe entsprechend eines wandartigen Biegeträgers einstellen würde. Zudem müsste in diesem Fall für den Hersteller im Werk bereits eindeutig feststehen, ab welcher Stelle die Kervengeometrie entgegengesetzt auszuführen ist. Dadurch ist die Flexibilität dieser Verbindungsmethode bzgl. der Anpassung der Gebäudestatik eingeschränkt.

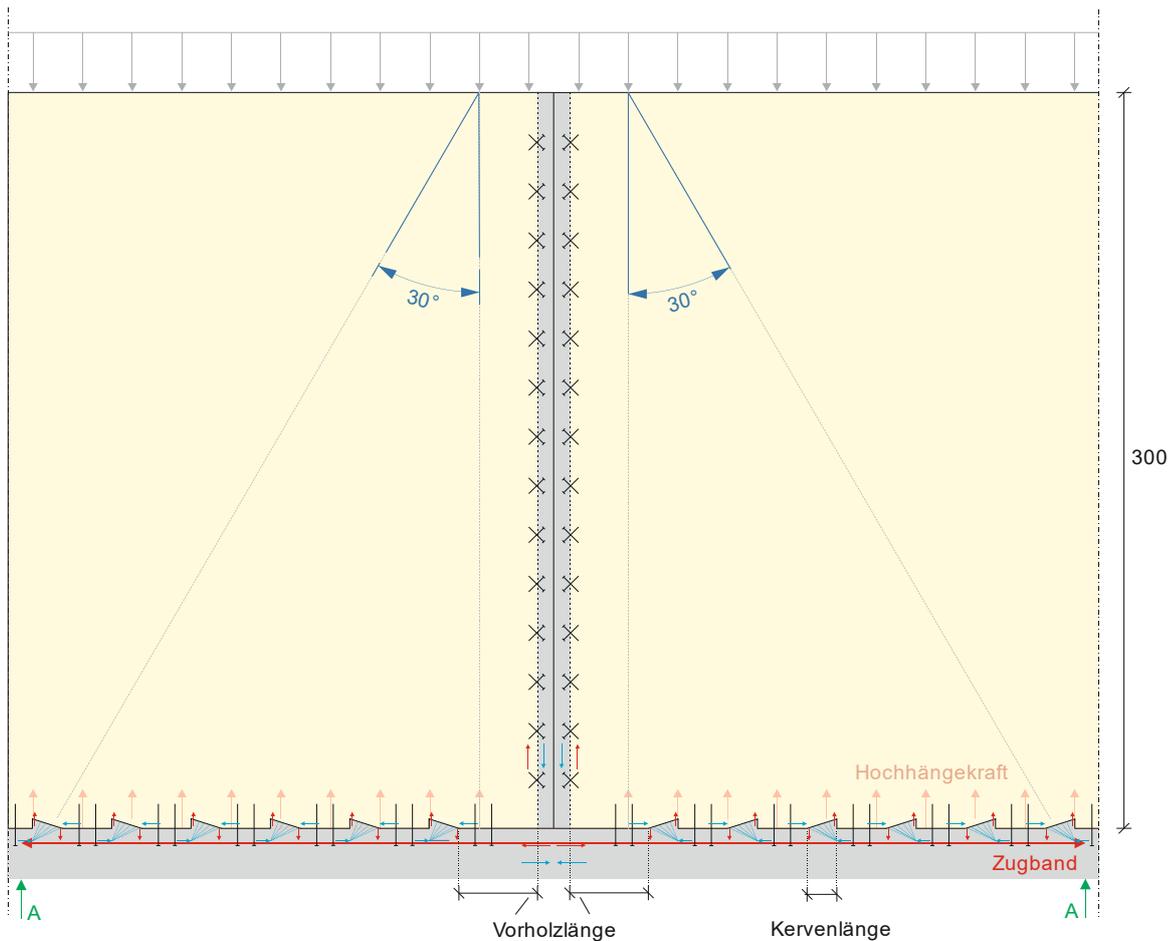


Abbildung 90: Mögliche Lösungen für Wand-Deckenanschluss Zugband im Deckenbereich und Formschluss als Kervendreieck
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Neben der Geometrie der Verbindungsnut sowie möglicher Kerven spielt auch die Geometrie der Wandscheibe eine wesentliche Rolle bei der Tragwerksplanung und der konstruktiven Durchbildung der Anschlussfugen. Denn je höher die Wandscheibe ausgebildet wird, desto direkter wird die Druckkraft ins Auflager geleitet. In der Folge entsteht eine geringere Zugkraft im entsprechend zu bemessenden Zugband. Diese kann mithilfe eines geeigneten Stabwerkmodells ermittelt werden. Je nach aufzunehmender Zugspannung, insbesondere im Bereich der Stoßfuge zweier BSP-Wandscheiben, ist das Zugband zu bemessen und die Kraftübertragung zwischen dem vertikal vorgesehenen BSP-Verbinder und der horizontalen Schubfuge zu sicherzustellen. Weiterhin sind die entstehenden vertikalen Zugkräfte über geeignete Verbindungsmittel in die Wandscheibe hochzuhängen. Hierfür können zusätzlich stiftförmige Stahlbauteile eingebracht werden, die im Beton zu verankern sind. Die hochgehängten Lasten können wie im Mauerwerksbau schließlich auf die bspw. mit Stahlträgern verstärkten Auflager verteilt werden, während die resultierende Druckstrebenkraft über die vorhandene Fugensteifigkeit abgetragen wird. Dabei ist der Nachweis der Vorholzlänge zu berücksichtigen.

Arbeitspaket 5: Bau eines Demonstrators

Die in AP 4 durchgeführten Großbauteilversuche dienten neben der Tragfähigkeitsprüfung zusätzlich der Veranschaulichung des Verbindungssystems. Die Dokumentation der Großbauteilversuche im Zuge von AP 4.4.2 liefert zum Abschluss des Projektes einen anschaulichen Beitrag über die entwickelte Technologie und die experimentell geprüften und rechnerisch untersuchten Verbindungsvarianten. Mithilfe dieser soll ein Schritt in Richtung der Baupraxis ermöglicht werden.

Da die in den Technologieversuchen, vgl. AP 2.3, entstandenen und in Abbildung 91 zu sehenden Bauteile nicht im Zuge von Tragfähigkeitsversuchen zerstört wurden, dienen die 2 m hohen Wandelemente als Demonstrator des entwickelten Verbindungssystems und können als Anschauungsobjekte auf dem Werksgelände der Fa. Auerbach und Hahn GmbH betrachtet werden.



Abbildung 91: Demonstrator-Körper für Technologietests
Fotos: Kristina Farwig, IMB TUD

Arbeitspaket 6: Leitfaden für das Brettspertholzverbindingssystem

Mithilfe der Erkenntnisse aus den Druck-Scher-Versuchen und den Großbauteilversuchen im Vergleich zu den analytischen Vorbetrachtungen kann eine allgemeine Vorgehensweise für die Bemessung des entwickelten Verbindungssystems vorgeschlagen werden. Hierbei werden zunächst die möglichen Beanspruchungen in der Scheibenebene für die Bemessung der Nut-Feder-Verbindung zusammen mit dem statischen Sonderfall, der im Rahmen der Großbauteilversuche generiert wurde, betrachtet. Die Nachweise, die senkrecht zur Ebene infolge Windlasten zu führen sind, werden bei der Bemessung der BSP-Wandscheibenverbindung infolge Schub- und Normalkraftbeanspruchung zunächst nicht berücksichtigt. Diese sind im Anschluss an die Schubbemessung mit den entsprechend vorhandenen Bauteildimensionen zu führen.

Bei Betrachtung der Beanspruchung der Wandscheibe als wandartiger Biegeträger entsprechend des Systems im Großbauteilversuch sind zunächst die resultierenden Zugnormalkräfte durch eine Scheibenbemessung mithilfe eines geeigneten Stabwerkmodells, das über die gesamte Höhe der Wandscheibe ausgebildet wird, zu ermitteln. In der Folge kann ein entsprechend dimensioniertes Zugband am Wandfuß bzw. in der angehängten Decke vorgesehen werden. Dies ist über die Stoßfuge und über das Auflager hinweg ausreichend zu verankern. Das Stabwerkmodell ist für den Beanspruchungsfall der biegebeanspruchten Wandscheibe in Abbildung 92 dargestellt. Die Druckstreben sind dabei in Rot und die resultierenden Zugkraftverläufe in Blau dargestellt. Die linke Abbildung zeigt die grobe Verteilung der Kräfte bei punktförmiger Auflast. Dem gegenüber ist in Abbildung 92, rechts ein Stabwerkmodell dargestellt, bei dem die Zugkräfte über die Fuge hochgehängt und wieder auf die Auflager verteilt werden. Die Hochhängung der Kraft über die Fuge kann entweder durch eine vorgesehene Bewehrung in der Betonnut, die mit dem Zugband zu verankern wäre, oder durch eine hohe Schubsteifigkeit der BSP-Beton-Fugen zusammen mit einer hohen Betonzugfestigkeit erzeugt werden.

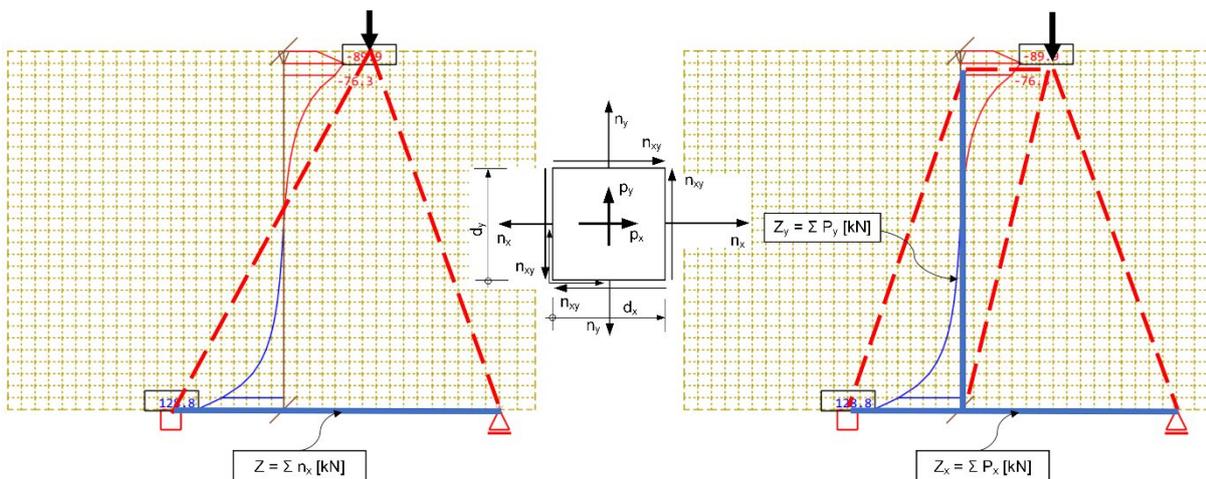


Abbildung 92: Schnittgrößen und transformierte Kräfte für die Bemessung mithilfe des Stabwerkmodells in einer durchgängigen Wandscheibe ohne Fuge (links); in einer Wandscheibe mit Fuge (rechts)

Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD; Ausschnitt aus (Stassen 2021), modifiziert

Infolge der Verteilung der Einzellast ist demnach ca. die Hälfte dieser über die Stoßverbindung zu übertragen. Aus den an der Scheibe angreifenden Belastungen p_x und p_y resultieren die am Scheibenelement wirkenden Schnittgrößen. Das Integral der Kräfte in x-Richtung muss entweder über die Betonverbindung aufgenommen oder durch ein eingelegtes und mit der Betonverbindung verankertes Zugband aufgenommen werden. Die Verankerung des Zugbands erfolgt – wie in AP 4.4.2 beschrieben – über eine schubfeste Verbindung der Wandtafeln am Wandfuß mit der Deckenplatte. Alternativ kann eine punktuelle Verbindung an den Enden erfolgen, die über die Auflager zu führen wäre. Wird folglich für die Bemessung der biegebeanspruchten Wandscheibe ein zusätzliches Zugband berücksichtigt, müssen die resultierenden Zugkräfte im unteren Bereich der Wandscheibe nicht über die Betonzugfestigkeit der Betonnut aufgenommen werden. Allerdings ist die Querkraft, die sich in einem theoretisch angenommenen Biegebalken im Beton einstellen würde, entweder durch den unbewehrten Beton im Bereich der Verbindungsnut aufzunehmen oder es ist eine Schubbewehrung in der Betonnut anzuordnen, welche die Zug- und Druckzone kraftschlüssig verbinden würde. Hierfür kann die in den Großbauteilversuchen vorhandene textile Bewehrung angesetzt werden, wenn diese wie in Serie 3.1 über die gesamte Wandhöhe angeordnet wird, damit die

Faserstränge über eine ausreichende Verankerungslänge in der Druckzone verfügen. Am unteren Ende der Wand bzw. in der Deckenplatte müsste die vorhandene Querkraftbewehrung bzw. der vertikale Zugpfosten möglichst mit dem horizontal eingelegten Zugband zusammengeführt werden, indem die Zugstäbe über eine ausreichende Verankerungslänge kraftschlüssig miteinander verbunden werden. Zudem werden die angreifenden Lasten über den Schubverbund in der Stoßfuge übertragen. Um die Textilbewehrung für die Schubkraftübertragung anzusetzen, müsste diese ausreichend von der einen Seite der Fuge zur gegenüberliegenden Seite über die Schraubenköpfe hinweg verankert sein. Nur dann können die Kräfte über die Bewehrung in Betonnut hochgehängt und wieder über die Schraubenreihe in die andere Wandscheibe eingeleitet werden. Bei nicht ausreichender Verankerungslänge der vorhandenen Bewehrung in horizontaler Richtung muss der hochfeste Vergussmörtel die Querkzugspannungen, die infolge der Schubbeanspruchung entstehen, über die Betonzugfestigkeit aufnehmen. Dieser Nachweis kann auf der sicheren Seite liegend mit dem 5 %-Fraktil-Wert der Betonzugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$ geführt werden.

Für die Nachweisführung kann der angenommene Kräfteverlauf in der Betonnut mithilfe eines geeigneten Stabwerkmodells abgebildet werden. Hierbei ist zwischen der Schubkraftübertragung über die Verbindungsmittel in die entsprechend der Zugstreben bewehrte Betonnut und dem statischen Gesamtmodell „Scheibe-Zugband“ zu unterscheiden. In Abbildung 93, links ist ein Stabwerksmodell dargestellt, welches die Zugstäbe (Blau) in horizontaler und vertikaler Richtung berücksichtigt, während sich die Druckstreben (Rot) auf den Zugpfosten abstützen und über diese zu den gegenüberliegenden Verbindungsmitteln übertragen werden. Mithilfe des rechts daneben angeordneten und in InfoGraph erstellten Stabwerkmodells zur Verbindung zweier Scheiben kann die Verteilung der Druck- und Zugkräfte auf die einzelnen Stäbe bestätigt werden. Die Übertragung der Schubkraft in der Betonnut wird demgegenüber in Abbildung 93, rechts in einem separaten Fachwerkmodell betrachtet. In diesem entstehen durch die Einleitung der Schubkraft in den Betonquerschnitt Querkzugkräfte, die durch die Betonzugfestigkeit aufzunehmen sind. Die Ausbildung der Druck- und Zugstreben kann sich dabei einerseits an dem Fachwerkmodell nach „Mörsch“ mit diagonal verlaufenden Zugstreben orientieren oder Druckstreben entsprechend des Verbindungsmittelabstands mit horizontal verlaufenden Zugstreben zwischen den Verbindungsmitteln ausbilden. Dabei werden die Schraubenkreuzungspunkte als Auflager angenommen. Für die Nachweisführung am Druck-Zug-Knoten kann dann der resultierende Winkel zwischen Druck- und Zugstrebe angesetzt und die Betondruckfestigkeit entsprechend abgemindert werden.

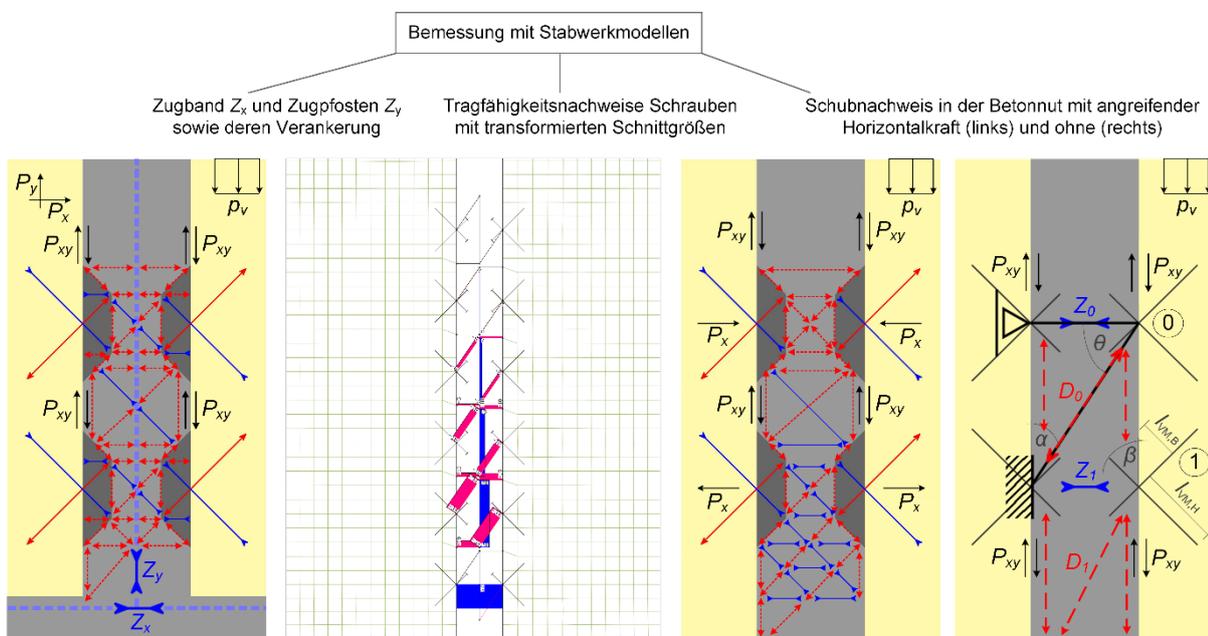


Abbildung 93: Stabwerkmodell für die Bemessung der Wandscheibe mit Zugband (links) und für den Schubnachweis der Fuge (rechts)
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD; Ausschnitt aus (Stassen 2021), modifiziert

Als Eingangswerte für die Nachweisführung sind zunächst die Scheibenschnittgrößen n_x , n_y und n_{xy} mithilfe eines FE-Programms (bspw. RFEM, InfoGraph oder Sofistik) zu ermitteln und entsprechend der Stabrichtung zu transformieren. Für die Schraubennachweise sind somit die Kräfte unter 45° zur Fuge relevant. In den Brettsperrholzlagen können die jeweiligen Schnittgrößen in x- und y-Richtung für die Spannungsnachweise angesetzt werden, während diese im Beton i. d. R. mithilfe der minimalen und maximalen Hauptspannungen geführt werden. Dies setzt jedoch voraus, dass die Betonnut ebenfalls modelliert wird. Alternativ können die Nachweise im Beton über die jeweiligen Knotennachweise im Stabwerkmodell geführt werden. Die dafür anzusetzende Schubkraft P_{xy} ergibt sich dann aus den Schnittgrößen n_{xy} und n_y , die in Vertikalrichtung wirken, insofern die aufsummierte Horizontalkraft P_x vollständig durch das vorzusehende Zugband aufgenommen wird.

In den durchgeführten Großbauteilversuchen haben sich die beiden beschriebenen Effekte „Schub“ und „Zug“ vermischt, da kein Zugband vorhanden war und die Betonnut somit insbesondere im unteren Bereich der Scheibe vorwiegend auf Zug beansprucht wurde. Somit musste im Versuch neben der Schub- und der daraus resultierenden Querkzugbeanspruchung in der Betonnut die Zugkomponente, die im Gesamttragwerk durch ein angeordnetes Zugband aufzunehmen wäre, durch den BSP-Verbinder, inklusive der Schrauben, abgetragen werden. Dies führte zu einem Versagen des Probekörpers, das dem Aufgehen eines Reißverschlusses ähnelt. Der Verlauf der Druckstreben (Rot) und Zugstreben (Blau) orientiert sich in Abbildung 94 an dem Bruchbild des Probekörpers (PK 3 der Serie 3.1), das nach Durchführung des Versuchs und Entfernung der Holzflanken eingesehen werden konnte. Vergleichsweise wird das Bruchbild von PK 1 linksseitig abgebildet. In der unteren Hälfte der Scheibenverbindung von PK 3 ist der Beton bei dem in gezackter Form aufgerissen, während dieser in der oberen Hälfte vorwiegend von dem Brettsperrholz ohne sichtbare Rissbildung abgespalten ist. Dem-gegenüber hat sich die Rissbildung bei PK 1 über die gesamte Höhe der Betonnut ausgebildet. Bei den Versuchs-körpern, die ohne Holzflanken geprüft wurden, fand hingegen auf der gesamten Höhe eine Abspaltung statt, s. Abbildung 94, rechts. Dieser Vergleich zeigt, dass ein guter Verbund zu den Holzflanken eine flächigere Kräfteinleitung in den Beton ermöglicht, was wiederum einen Einfluss auf den Versagensmechanismus hat.

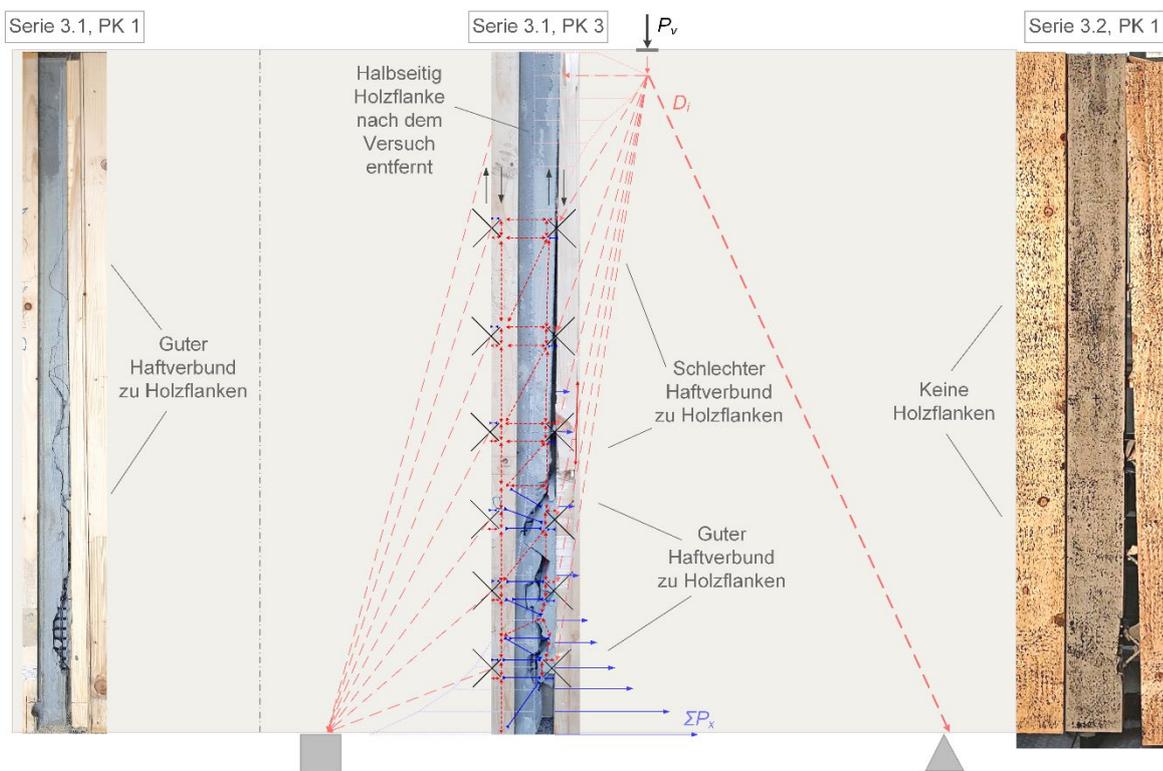


Abbildung 94: Stabwerkmodell in der Betonnut nach Entfernung der Holzflanken im Bruchzustand des Großbauteils (Serie 3.1)
Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD; Foto*: Ludwig Hahn, AuH GmbH, modifiziert von Kristina Farwig

*aufgrund der Fotoperspektive sind die Verbindungsmittel im Bild nicht im gleichen Abstand wie in Realität angeordnet

Infolge der Trennung von Betonnut und BSP-Scheibe ist die Tragfähigkeit der Verbindung vorwiegend von dem Widerstand der Verbindungsmittel abhängig. Die Verformung der Schrauben in der BSP-Mittellage bewirkt zudem eine hohe Querdruckbeanspruchung im Holz. Die Tragfähigkeitsnachweise der Schrauben können mit den in axialer Richtung wirkenden Kräften geführt werden, die aus Transformation der im FE-Modell erzeugten Scheibenschnittgrößen hervorgehen. Die Widerstände lassen sich über die vorhandenen Normenwerke bzw. Zulassungen der Hersteller bestimmen. Die Formel (38) ist in EC 5 (DIN EN 1995-1-1:2008-09), Abschnitt 8.2.3 für ein dickes Stahlblech in einer einschnittigen Stahl-Holz-Verbindung zu finden und wird für die Ermittlung des Schraubenwiderstands mithilfe der Gleichungen (39) bis (43) herangezogen.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (38)$$

mit $M_{y,Rk}$... Charakteristisches Fließmoment der Schraube

t_1 ... Einbindelänge der Schraube

d ... Durchmesser der Schraube

$f_{h,k}$... Annahme der Lochleibungsfestigkeit nach (Blaß et al. 2006):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{0,019 \cdot \rho_k^{1,24} \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (39)$$

bzw. ... für BSP nach (ETA 10/0241) unabhängig von der Anordnung der Schraube in der Schmalfläche, d. h. für Einschraubwinkel: $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ (40)

$$f_{h,k} = 20 \cdot d^{-0,5} \frac{N}{mm^2}$$

mit ρ_k ... Rohdichte des Holzes

α ... Einschraubwinkel

$F_{ax,Rk}$... Axialer Zugwiderstand der Schraube aus DIN EN 1995-1-1:2008-09

$$F_{ax,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot 0,52 \cdot \sqrt{d} \cdot l_{ef}^{0,9} \cdot \rho_k^{0,8} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (41)$$

mit n_{ef} ... Effektive Schraubenanzahl: $n_{ef} = n^{0,9}$ (42)

k_d ... Beiwert zur Berücksichtigung kleiner Schrauben: $k_d = \min \left\{ 1; \frac{d}{8} \right\}$ (43)

Die in der Schraube wirkende Kraft muss somit jeweils kleiner als der axiale Widerstand der Schraube sein, damit der Bemessungsnachweis gemäß Gleichung (44) erfüllt wird.

$$F_{ax,Ed} = F_{ax,Ek} \cdot \gamma_{G/Qj} \leq F_{ax,\alpha,Rd} = F_{ax,\alpha,Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{M,T}} \quad (44)$$

Ist der Nachweis nicht erfüllt, sind die Verbindungsmittelabstände zu verkleinern bzw. zusätzliche Maßnahmen zur höheren Schubkraftübertragung in den beiden Fugen vorzusehen. Die im Rahmen der Großbauteilversuche erzeugten Versuchsergebnisse (vgl. AP 4.4.2) bestätigen, dass die mittlere Brettsperrholzlage bei höheren Querdruckbeanspruchungen, die aus den Verformungen der Schrauben an den jeweiligen Verbindungspunkten resultieren, für das Versagen des BSP-Verbinders ebenso maßgebend wie der Widerstand der Schrauben auf Herausziehen wird. Demnach sind die zu treffenden Maßnahmen für eine höhere Schubkraftübertragung nicht alleine auf den Widerstand der Verbindungsmittel zu beziehen. Die Tragfähigkeitsgrenze sollte also möglichst simultan im Holz und in den jeweiligen Schubverbindern erreicht werden. Dafür sind die Ergebnisse aller zu führender Nachweise analog der Vorgehensweise in AP 3.3 gegenüberzustellen und anhand des vorliegenden

Anwendungsfalls Maßnahmen zu treffen, die eine höhere Effizienz der eingesetzten Materialkomponenten bei gleichzeitiger Effizienz im Zuge der Bauausführung ermöglichen.

Die einwirkende Axialkraft in der Schraube $F_{ax,Ed}$ lässt sich entweder direkt im FE-Modell bestimmen, indem an den jeweiligen Knoten gemäß der Position der Schrauben Stäbe für die Fugenüberbrückung in Richtung der Verbindungsmittel angeordnet werden. Die Schnittkräfte können dann infolge der im Modell aufgetragenen Belastung bereits in Stabrichtung transformiert werden, um die axiale Schraubenkraft $F_{ax,Ed}$ zu bestimmen. Für eine genauere analytische Ermittlung transformierter Schnittkräfte in schiefwinklige Richtungen ξ und η in Bezug auf das kartesische Koordinatensystem entsprechend Abbildung 95 wird auf (Krebs 1986) verwiesen. Wenn dabei die Schnittkraft n_x im Zuge der Transformation nicht berücksichtigt wird, so resultiert für einen Winkel $\alpha = 45^\circ$ gegenüber der y -Achse und $\psi = 90^\circ$ zum weiteren Stabelement im Schraubenkreuz eine maximale axiale Kraft N_ξ , die sich bei positivem Vorzeichen von n_y aus der Summe der beiden Schnittkräfte n_y und n_{xy} ergibt. Wird n_{xy} negativ angesetzt, so wird die orthogonal dazu ausgerichtete Axialkraft N_η maximal. Bei negativem Vorzeichen von n_y bleiben die transformierten Kräfte N_ξ und N_η betragsmäßig gleich und entsprechen der Größe der Schubkraft n_{xy} . Das Vorzeichen der Kräfte ändert sich dann mit dem Vorzeichen von n_{xy} . Daraus resultiert eine auf Druck und eine auf Zug gleichsam beanspruchte Schraube, die mithilfe der Größe der Membranschubkraft bemessen werden kann. Da dies jedoch in Abhängigkeit zum Beanspruchungszustand und den resultierenden Schnittgrößen steht, kann an dieser Stelle keine verallgemeinerte Empfehlung gegeben werden.

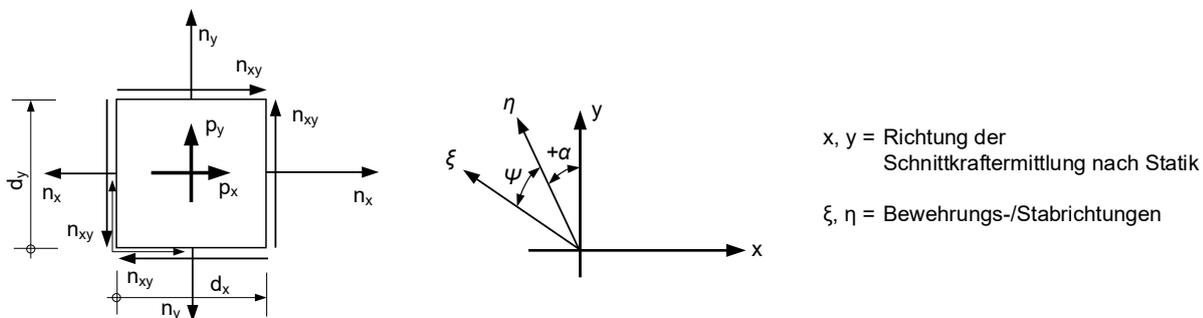


Abbildung 95: Schnittgrößen am Scheibenelement (links); Transformation nach (Krebs 1986) in schiefwinklige Richtungen (rechts)
 Grafik: Kristina Farwig, IMB TUD

Der BSP-Verbinder ist folglich mithilfe der transformierten Schnittkräfte in Richtung des nachzuweisenden Bauteilelements bzw. Materials in Scheibenebene in den folgenden Schritten zu bemessen. Demnach wird die Zugkraft P_x aus den aufsummierten horizontalen Scheibenschnittgrößen n_x dem in der Gebäudestatik vorzusehenden Zugband zugeordnet, während die vertikal wirkende Zugkraft P_y über einen Zugpfosten (bspw. aus textiler Bewehrung) oder die Schubsteifigkeit der Fuge aufzunehmen ist. Zudem ist die in der Fuge wirkende Schubkraft über die Steifigkeit der Verbindungsmittel und die Festigkeit der Betonnut zu übertragen. Für die Bemessung des BSP-Verbinders in Scheibenebene sind daher die folgenden Schritte durchzuführen.

- Ermittlung der Scheibenschnittgrößen n_x , n_y und n_{xy} im FE-Modell unter der Annahme realistischer Lastfälle für den Bereich der Stoßfuge, die mithilfe von Federn der Steifigkeit K_{ser} entsprechend auszubilden ist
- Nachweisführung am Zugband mit der aufintegrierten Zugkraft aus der horizontalen Scheibenkraft n_x
- Dimensionierung der textilen Bewehrung mithilfe eines entsprechenden Stabwerkmodells zur Ausbildung eines Zugpfostens unter Berücksichtigung der Verankerung in der Zugzone zusammen mit dem Zugband
- Bestimmung der axialen Kraft je Verbindungsmittel und Nachweisführung mit maßgebendem Widerstand
- Bildung eines Stabwerks in der Fuge: Ermittlung der Druckstreben und Verlauf der (Quer-)Zugspannungen
- Nachweisführung im Beton an maßgebenden Knoten über die abgeminderte Betondruckfestigkeit sowie über den 5 %-Fraktile-Wert der Betonzugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$
- ggf. Dimensionierung der textilen Bewehrung unter Berücksichtigung der in der Betonnut ausführbaren Verankerungslängen im Beton und der ausreichenden Übergreifung mit den Schraubenköpfen

- Spannungsnachweise im Holz nach EC 5 mit Festigkeitswerten aus den jeweiligen Zulassungen, bspw. für LENO® Brettsperrholz (ETA 10/0241) bzw. entsprechend (DIN EN 16351:2015-12)
- Begrenzung der Verformungen w_{tot} mit $l/300$ bzw. w_{hor} mit $h/500$ gemäß Abbildung 96

Laut (Wallner-Novak et al. 2013a) dominieren bei der Bestimmung von w_{tot} i. d. R. die Verformungsanteile der Verbindungsmittel aufgrund der relativ hohen Scheibensteifigkeit von Brettsperrholz. Im Zuge der Ermittlung von w_{tot} wird in (Wallner-Novak et al. 2013a) zwischen der Steifigkeit der Fuge Wand-Decke und der Steifigkeit der Verbindungsmittel für die Zugverankerung unterschieden. Für die Verankerung der Bemessungszugkraft Z_d ist demnach der Nachweis gemäß Gleichung (45) zu führen, wobei $F_{R,1,d}$ dem Gesamtwiderstand der gewählten Verbindungsmittel entspricht. Entlastend wirkt dabei der Anteil aus ständigen Einwirkungen $G_{Z,k}$, der jedoch nur mit 90 % angesetzt werden darf. Der in Gleichung (45) einzusetzende innere Hebelarm e kann mithilfe der in Abbildung 96 dargestellten Gleichung ermittelt werden.

$$Z_d = \frac{F_d \cdot h}{e} - 0,9 \cdot G_{Z,k} \leq F_{R,1,d} \tag{45}$$

Bei der Ermittlung der Ankerzugkräfte ist laut (Wallner-Novak et al. 2013a) zu beachten, dass die infolge Biegung des gesamten Gebäudes entstehenden Zugkräfte auf der dem Wind zugewandten Gebäudeseite nur bei schlanken, turmartigen Gebäuden zu berücksichtigen sind und bei allen anderen Gebäudestrukturen unberücksichtigt bleiben. Weiterhin ist zu beachten, dass die Zuganker an beiden Seiten der Wandscheibe vorzusehen sind, da die Windrichtung wechseln kann und damit auch das Vorzeichen der einwirkenden Kraft wechselt. Insgesamt kann durch den Wechsel der Spannrichtung der Decken bei mehrgeschossigen Gebäuden eine bessere Lastverteilung auf die Wände erzielt werden.

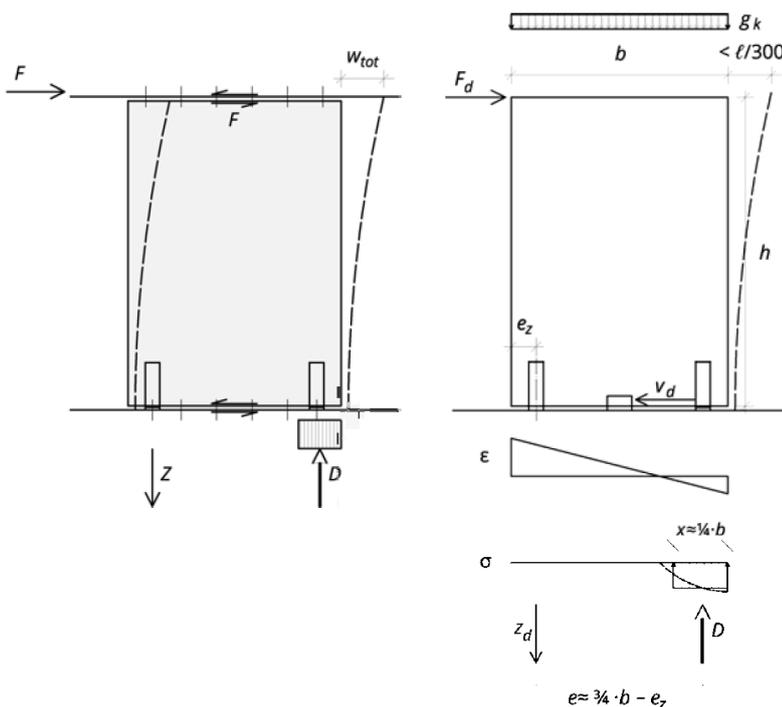


Abbildung 96: Wandscheibe mit Schubkraft in der Wand-Decken- bzw. Wand-Boden-Anschlussfuge aus (Wallner-Novak et al. 2013a)

Bei der Verankerung der Schubkraft in der Fuge kann der Reibungsanteil, der durch die ständige Auflast $G_{Z,k}$ aktiviert wird, entlastend wirken. Daher wird dieser in (Wallner-Novak et al. 2013a) ebenfalls zu 90 % von der einwirkenden Kraft F_d in Gleichung (46) abgezogen.

$$V_d = F_d - 0,9 \cdot \mu \cdot G_{Z,k} \leq F_{R,2,d} \tag{46}$$

Die Steifigkeit der Verbindungsmittel in einer Schubfuge wird durch die Verschiebungsmoduln K_{ser} , die i. d. R. in Druck-Scher-Versuchen ermittelt werden bzw. durch vorhandene Zulassungen, bspw. (ETA 18/0264), abgeschätzt werden können, beschrieben. Die ermittelte Steifigkeit kann in den numerischen Berechnungen zur Ermittlung der

Schnittgrößen der Wandscheibe, s. (Stassen 2021), verwendet werden. Die Verschiebungsmoduln können dabei in den Federkennlinien bei der Erstellung des FE-Modells berücksichtigt werden.

Eine ausführliche Nachweisführung am BSP-Verbinder erfolgte für unterschiedliche Entwurfsvarianten im Rahmen der Vorbemessung und ist in Anlage h) zu finden. Dabei wird gemäß (Schickhofer et al. 2010) vereinfacht von einer konstanten Verteilung der maximalen Schubkraft über die Fuge ausgegangen. Vergleichend wurden realistische Lastannahmen anhand einer numerisch modellierten Beispielwandscheibe betrachtet. Die Ergebnisse der analytischen Untersuchungen sind in AP 3.3 und der numerischen Berechnung in AP 3.4 dokumentiert. Unter Annahme der maximal möglichen Schubbeanspruchung in der Stoßfuge, die aus dem Schubwiderstand des Brettsperrholzes ermittelt wurde, konnte der in (ETA 10/0241) aufgeführte Nachweis auf Ausknicken der jeweiligen Schraube infolge Druckbeanspruchung unter Berücksichtigung einer Bettung im Brettsperrholz nicht erfüllt werden. Dabei wurden jedoch keine Schraubenkreuze, sondern entsprechend der erforderlichen Mindestabstände alternierend angeordnete Schrauben unter 45° betrachtet. Unter Annahme realer Lastannahmen resultierte der kritischste Nachweis demgegenüber in der Zugtragfähigkeit des Betons unter Querbelastung. Dieser Nachweis konnte nur bei Vorliegen einer Einwirkung senkrecht zur BSP-Platte geführt werden. Daher ist für den Fall der maximalen Beanspruchung entsprechend des BSP-Schubwiderstands keine Querbelastung betrachtet worden. Werden Kerfen zur Übertragung der Schubkraft vorgesehen, so wird unter maximaler Schubbeanspruchung der Nachweis der Kerfenflanke unter Druckbeanspruchung nicht erfüllt, s. AP 3.3. Das Einfräsen der Kerfen in die Stirnseite des Brettsperrholzes führt zudem zu einer weiteren Querschnittschwächung des Holzes. Die Beanspruchungen im Beton, die senkrecht zur Platte erfolgen, lassen sich durch die punktuelle Schwächung voraussichtlich ebenfalls weniger gut aufnehmen. Somit eignen sich die Schraubenkreuze zwar gut für den BSP-Verbinder, jedoch sollten diese im minimal möglichen Abstand zueinander angeordnet werden und insgesamt tiefer in den Beton einbinden. Weiterhin kritisch bleibt die hohe Druckbeanspruchung in der Mittellage des Brettsperrholzes.

In den Nachweisen in Anlage h) wurde allerdings die Interaktion zwischen Scheiben- und Plattenbeanspruchung der Wandscheibe nicht berücksichtigt. Im Scheibenanteil ist das Ausknicken der zentrisch gedrückten Scheibe infolge der Scheibenschnittgrößen $n_{x,d}$ und $n_{xy,d}$ enthalten, während der Plattenanteil die senkrechte Belastung auf die Wand infolge Windlasten und des daraus resultierenden Biegemoments m_d berücksichtigt. Dieser Stabilitätsnachweis kann laut (Schickhofer et al. 2010) über die Annahme einer effektiven Fläche A_{ef} , eines effektiven Trägheitsmoments I_{ef} sowie eines effektiven Widerstandsmoments W_{ef} der BSP-Wandscheibe geführt werden. Zunächst ist jedoch die elastische, ideale Knicklast n_{cr} zu bestimmen. Diese kann für die Fälle „schubnachgiebig“ mit Gleichung (47) oder „schubstarr“ mit Gleichung (48) berechnet werden.

$$n_{cr} = \frac{EI \cdot \pi^2}{I_k^2 \cdot \left(1 + \frac{EI}{\kappa \cdot \sum G_i A_i \cdot I_k^2}\right)} \quad (47)$$

$$n_{cr} = \frac{EI \cdot \pi^2}{I_k^2} \quad (48)$$

Mit der Knicklast kann gemäß (Schickhofer et al. 2010) der Knickbeiwert k_c bestimmt werden, der für den Interaktionsnachweis entsprechend Gleichung (49) benötigt wird.

$$\frac{n_{y,d}}{k_c \cdot A_{ef} \cdot f_{c,d}} + \frac{m_d}{W_{ef} \cdot f_{m,d} \cdot k_l} \quad (49)$$

Hierbei kann im Zuge der Bestimmung der effektiven geometrischen Größen im Bereich des BSP-Verbinders auch der Reibungsanteil μ zwischen Brettsperrholz und Beton berücksichtigt werden. Dieser ergibt sich für angrenzende Flächen aus Holz und Beton laut (Wallner-Novak et al. 2013a) zu $\mu = 0,4$. Um diese Annahmen zu überprüfen, sind weitere Versuche am BSP-Verbinder notwendig, welche die Plattenbeanspruchung der Verbindung berücksichtigen. Außerdem müssten zusätzliche Großbauteilversuche mit einer angreifenden Horizontallast und flächiger Auflagerung der Wandscheibe gemäß (DIN EN 594:2011-09) durchgeführt werden, um den in Abbildung 96 dargestellten Beanspruchungszustand für den BSP-Verbinder weiter zu untersuchen.

Für die weitere Planung von möglichen Untersuchungen am BSP-Verbindungssystem sind neben den statischen Fragestellungen auch die Herstellungstechnologie und damit die Bauausführung auf der Baustelle stets zu berücksichtigen. Der aus dem Projekt resultierende Herstellungsablauf ist in Tabelle 20 zusammengefasst.

Tabelle 20: Herstellungsablauf für den BSP-Platten-Verbinder mit Beton

| Im Werk | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> ▪ Anlieferung Halbfertigteil: Auf Maß gefertigte Brettsperrholzplatten mit stirnseitig eingefräster Nut (ca. 6 cm tief und 6,5 cm breit) zur Betonage und stirnseitig eingefrästem Schlitz (ca. 4 cm tief und 1 cm breit) zur Lagesicherung der textilen Bewehrung ▪ Einbau Holz-Beton-Verbundschrauben „Elascon S-Fix-1“ unter 45°, paarweise in minimal möglichen Abständen oder Einbringen der Kerfen mit Schrauben in den Kerfen ▪ Vorbereitung des Transports ▪ Transport zur Baustelle |  <p>Foto: Fa. Auerbach und Hahn GmbH</p>  <p>Foto: Fa. Auerbach und Hahn GmbH</p> |
| Auf der Baustelle | |
| <ul style="list-style-type: none"> ▪ Anlieferung der vorbereiteten BSP-Platten ▪ Aufstellung und Abstützung 1. Brettsperrholzplatte und Einbau der textilen Bewehrung in vorbereiteten Schlitz ▪ Abstellung 2. Brettsperrholzplatte und Einbau der textilen Bewehrung in vorbereiteten Schlitz ▪ Endgültige Platzierung der 2. Platte ▪ Herstellung Einfüllöffnung und Einbau Schlauch ▪ Abdichten der Fugen (senkrecht zwischen Wandplatten sowie zwischen Wandplatte und Fundament/Decke) ▪ Mischen des Betons (Pagel V1/10-Verguss) ▪ Betonage des Verbinders durch Eindrücken der Matrix von unten in die abgedichtete Nut ▪ Kleines Kontrollloch am Ende der Fuge einbringen, um zu gucken, ob der Vergussmörtel sich bis dahin verteilt und aus dem Loch herausläuft ▪ Demontage Schlauch und Verschließen der Einfüllöffnung ▪ Abziehen und Abdecken der Betonoberfläche für mindestens 24 Stunden |  <p>Foto: Fa. Auerbach und Hahn GmbH</p>  <p>Foto: Kristina Farwig, IMB TUD</p>  <p>Foto: Kristina Farwig, IMB TUD</p>  <p>Foto: Kristina Farwig, IMB TUD</p> |

Zudem wurden in Tabelle 21 die Kosten für den BSP-Verbinder je laufenden Meter abgeschätzt, um einen Vergleich zu herkömmlichen Verbindungssystemen wie der Stoßdeckleiste sowie zu alternativen im Projekt untersuchten Verbindungsvarianten wie den Kerven zu ermöglichen. Zwar zeichnet sich ein Preisvorteil der Vorzugsvariante gegenüber der Vergleichsvariante mit Kerven ab, allerdings betragen die Kosten im Vergleich zu herkömmlichen Verbindungsmethoden wie der Stoßdeckleiste ca. das Sechsfache, so dass der Einsatz des BSP-Verbinders nur in begründeten Fällen, bei denen die Vorteile des Systems überwiegen, erfolgen sollte.

Tabelle 21: Kostenschätzung (von Marén Kupke, AIB GmbH und Ludwig Hahn, AuH GmbH) je laufenden Meter BSP-Verbinder

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Vorzugsvariante: | 93,00 €/lfm |
| <ul style="list-style-type: none"> 0,0078 m³ Beton in stirnseitig eingefrästen Nuten (2 * 6 cm* 6,5 cm) zu 70 % von 21€/Sack (Rabatt für Palettenbestellung) und bei 11 l/Sack abzüglich 15 % Pumpenverlust 10 Stk. Holz-Beton-Verbund-Schrauben Elascor S-Fix-1 unter 45°, paarweise alle 20 cm 0,3 m² als 2-lagige textile Bewehrung, 90°, SOLIDIAN Q85, Mattenware zu 30 €/m² weitere Materialien wie Kleb- und Abdichtstoffe Geräte anteilig von 60 m Verbinder (10 Verbinder á 3 m, 2 Etagen) 4 Minuten Rüstzeit anteilig von 30m Verbinder zu 45 €/h 75 % von 54 Minuten Montagezeit zu 45 €/h (bei 30 m Verbinder/Tag) | <ul style="list-style-type: none"> 12,26 €/lfm 15,00 €/lfm 9,00 €/lfm 20,00 €/lfm 3,00 €/lfm 3,00 €/lfm 30,38 €/lfm |
| Vergleichsvariante mit Kerven: | 116,00 €/lfm |
| <ul style="list-style-type: none"> 0,0099 m³ Beton in stirnseitig eingefrästen Nuten und Kerven (2* 6 + 4 cm * 6,5 cm) zu 70 % von 21 €/Sack (Rabatt für Palettenbestellung) und bei 11 l/Sack abzüglich 15 % Pumpenverlust 10 Stk. Holz-Beton-Verbund-Schrauben Elascor S-Fix-1 unter 45°, paarweise alle 20 cm 0,15 m² als 2-lagige textile Bewehrung, 45°, SOLIDIAN Q85, Zuschnitt zu 160 €/m² 8 Stk. Abstandshalter zu 0,58 €/Stk weitere Materialien wie Kleb- und Abdichtstoffe Geräte anteilig von 60 m Verbinder (10 Verbinder á 3 m, 2 Etagen) 4 Minuten Rüstzeit anteilig von 30m Verbinder zu 45 €/h 75 % von 54 Minuten Montagezeit zu 45 €/h (bei 30 m Verbinder/Tag) | <ul style="list-style-type: none"> 15,62 €/lfm 15,00 €/lfm 24,03 €/lfm 4,64 €/lfm 20,00 €/lfm 3,00 €/lfm 3,00 €/lfm 30,38 €/lfm |
| Verbindung herkömmlich mit Stoßdeckleiste: | 15,00 €/lfm |
| <ul style="list-style-type: none"> Beidseitiges Fräsen der Nut Stoßdeckleiste Schrauben und Montage | <ul style="list-style-type: none"> 5,00 €/lfm 4,50 €/lfm 5,15 €/lfm |

Ein baupraktischer Nachteil der Kerfen ist zudem, dass sich eine komplexere Form der Textilien ergibt, wenn diese über die gesamte Höhe eingebracht werden sollen. Da die Verbindernut somit nicht ohne einen hohen Mehraufwand im Zuge der Bauausführung realisiert werden kann, wird der Wirtschaftlichkeitsanspruch mit dieser Verbindungsvariante nicht erfüllt. Die vergleichsweise komplizierte Herstellung ergibt sich einerseits aus dem Einfräsen der Kerfen und dem Einbringen der Schrauben im Werk und andererseits daraus, dass zur Fixierung der Textilien auf der Baustelle nicht noch tiefer in die Stirnseite der Brettsperrholzlagen eingefräst werden kann. Da sich die Variante der geraden Fuge mit Schraubenkreuzen einfacher herstellen lässt und die Möglichkeit bietet, die Textilien in das Holz einzuschieben, stellt diese eine wirtschaftlichere Option dar.

Die Einschubung der Textilien kann entsprechend Abbildung 97 realisiert werden. Dabei dient die Einfräsung einer kleinen Nut ins Holz mit der Abmessung 3,5 x 20 mm ausschließlich der Lagesicherung der Textilien. In der Folge kann auf Abstandshalter verzichtet und der Abstand zwischen Textil und Schrauben über eine gering-függige Betondeckung gewährleistet werden. Die Fixierung des Textils in der Sägenut erfolgt punktuell mithilfe von Silikon. Zusätzlich wird eine temporäre Schalung zur Flankensicherung gegen den hohen Betondruck vorgesehen. Um eine ausreichende Verankerung der Zugkräfte, die in den Textilien in Horizontalrichtung entstehen, zu gewährleisten, müsste die Sägenut auf beiden Stirnseiten der BSP-Wandscheiben vorgesehen und das Textil beidseitig eingeschoben werden. Dies gestalten sich in der Bauausführung sehr aufwendig, weshalb die Sägenut in Abbildung 97 jeweils nur auf einer Seite der Schrauben vorgesehen ist. Außerdem müsste diese für eine ausreichende Verankerung horizontal auftretender Zugkräfte noch tiefer ins Holz eingeklebt werden bzw. die Sägenut möglichst mit Mörtel gefüllt werden. Ob der Vergussmörtel in die 20 mm starke Nut fließen würde und im Zuge der Erhärtung nicht zu sehr schwinden würde, müsste in weiteren Labor-versuchen im Rahmen von Folgeprojekten überprüft werden.

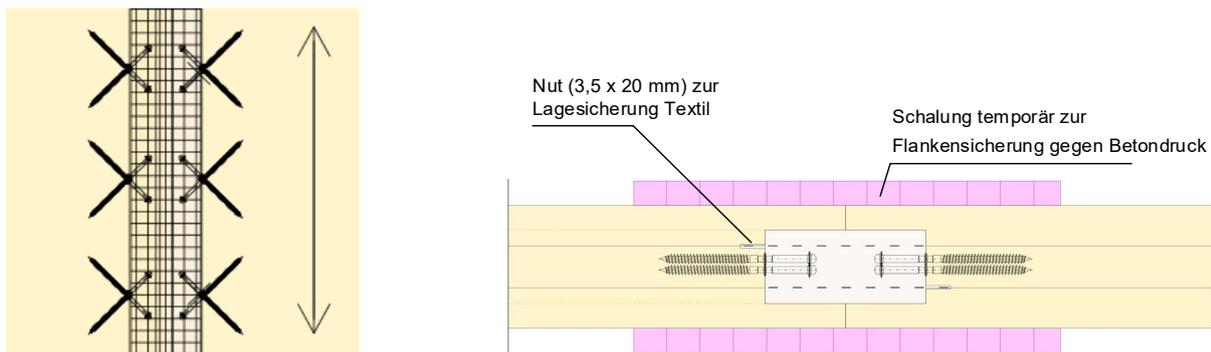


Abbildung 97: Herstellungstechnologie des BSP-Wandfugensystems (Vorzugsvariante) auf der Baustelle; Fugensicht (links) und Fugendraufsicht mit Textilfixierung (rechts)

Grafik: Fa. Auerbach und Hahn GmbH, modifiziert von Kristina Farwig, IMB TUD

Die in Anlage h) überschlägig ermittelte Verankerungslänge von ca. 130 mm kann erreicht werden, wenn je Randseite zwei Lagen Textil vorgesehen werden würden, die sich um die Länge der Betonnut von ca. 130 mm übergreifen. Die Nachweise in Anlage h) ergeben allerdings einen sehr geringen Ausnutzungsgrad der textilen Bewehrung, so dass weitere Lagen die Materialeffizienz und damit die Wirtschaftlichkeit des Verbindungssystems verringern würden. Daher wäre für den jeweiligen Anwendungsfall stets vor Verwendung der textilen Bewehrung zu prüfen, ob ein hochfester Beton ausreichend wäre, um die infolge der Beanspruchungen entstehenden Zugspannungen zu übertragen. Alternativ kann die Nuttiefe in der Schmalseite der BSP-Wand verringert und zeitgleich die Einbindelänge der Schrauben deutlich erhöht werden, um die Schrauben mit einer ausreichenden Länge zur Verankerung der Zugkräfte übergreifen lassen zu können. Die Verringerung der Nuttiefe hätte zugleich einen positiven Effekt auf den hohen Betondruck, der im Zuge der Herstellung auf die Holzflanken wirkt. Entsprechend der statischen Anforderungen für unterschiedlich mögliche Anwendungsfälle und der im Gesamtgebäude zu betrachtenden konstruktiven Durchbildung ist je nach Einsatzgebiet und der entsprechenden statischen Anforderungen an die BSP-Wände und das Verbindungssystem eine Anpassung der im Forschungsvorhaben untersuchten BSP-Verbindergeometrie sowie der Wahl des Vergussmörtels und der Verbindungsmittel notwendig.

Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des Forschungsprojektes "BSP-Verbinder" wurde eine neuartige Verbindungs- und Montage-technologie untersucht, mithilfe der flächige Fertigteilelemente, wie Wandscheiben, aus Brettsperrholz an hochbeanspruchten Stellen im Gesamtragwerk über eine innenliegende Nut-Feder-Verbindung aus Vergussmörtel, Bewehrung und Verbindungsmitteln kraftschlüssig zusammengefügt werden können. Dadurch sollte die Schubsteifigkeit der Wandscheibenverbindung signifikant im Vergleich zu herkömmlichen Verbindungs-methoden, wie der Stoßdeckleiste, erhöht werden. In der Folge sollte es mit der innenliegenden Verbindung möglich sein, uneingeschränkt lange Wandscheiben – bestehend aus einer Vielzahl an Tafелеlementen – mit einer hohen Steifigkeit zu generieren, so dass die Verbindung nicht mehr die schwächste Stelle im Tragwerk darstellt und dementsprechend auch an höherbeanspruchten Stellen in Extrembauten eingesetzt werden kann.

Zu Beginn des Projekts wurden die für die Verbindung notwendigen Materialien ausgewählt und verschiedene Materialkombinationen in unterschiedlichen Entwurfsvarianten untersucht. In dieser Projektphase wurden die entworfenen Varianten intensiv in der Diplomarbeit von (Zimmermann 2019) analytisch untersucht und die erzeugten Ergebnisse in AP 3.3 sowie Anlage h) dokumentiert, um daraus in Zusammenarbeit mit den Projektpartnern – den Firmen Auerbach und Hahn GmbH und AIB GmbH – die Vor- und Nachteile der Varianten in Bezug auf die Tragfähigkeit der Verbindung und die Wirtschaftlichkeit der entwickelten Herstellungs-technologie zu eruieren. Anschließend wurden die theoretischen Betrachtungen in Technologieversuchen umgesetzt und ein Demonstratorobjekt der entworfenen Verbindungsvarianten durch die Firma Auerbach und Hahn GmbH im Werk hergestellt und im Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden mit Vergussmörtel verfüllt. Neben den im Holz-Beton-Verbundbau häufig eingesetzten Schrauben, wurden auch eingeklebte Stahlloch-bleche und textile Gelegestrukturen zur Schubkraftübertragung sowie Kerven zusammen mit Schrauben zur Erzeugung eines Formschlusses im Rahmen von experimentellen Tastversuche untersucht. Dafür sind zunächst kleinteilige Probekörper im Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden hergestellt und in konzipierten Druck-Scher-Versuchen auf ihre Schubtragfähigkeit geprüft worden. Die Textilien wurden zur Überprüfung des Einsatzes als Verbindungsmittel unter 45 ° in die Mittellage des Brettsperrholzes eingeklebt.

Parallel dazu wurden die entworfenen Verbindungsvarianten mit den textilen Gelegen im Vergleich zu dem Stahllochblech durch die EBF Innovation GmbH mithilfe von vereinfachten numerischen Modellen untersucht, wobei die Carbongelege als Vorzugsvariante für den Schubverbinder hervorgingen. Aus den Druck-Scher-Versuchen wurde hingegen als Vorzugsvariante die Verbindung mit unter 45 ° eingebrachten Schrauben ausgewählt. Für eine genauere Betrachtung des Kraftflusses im Betonbauteil unter Schubbeanspruchung wurden für diese Variante nichtlineare Volumenmodelle in ANSYS (WB) 2020-R2 von der TU Dresden sowie linear-elastische Modelle in (Stassen 2021) erstellt. Die numerisch generierten Ergebnisse wurden einerseits zum Abgleich mit den Versuchsergebnissen der Druck-Scher-Versuche genutzt. Andererseits konnten die in (Stassen 2021) entstandenen linear-elastischen Modelle für den Einsatz der Bemessung von Großbauteilen in Form von zwei zu verbindenden Wandscheiben weiterentwickelt werden und in Zusammenarbeit mit der TU Dresden im Rahmen des Forschungsprojekts genutzt werden, um damit Schlussfolgerungen für eine praxistaugliche Bemessung im Sinne eines Leitfadens für das Brettsperrholzverbindungssystem abzuleiten. Mithilfe der numerisch erzeugten Schnittkraftverläufe und den Bruchbildern aus den Großbauteilversuchen können mögliche Kraftverläufe in den jeweiligen Bauteilkomponenten nachvollzogen und in entsprechenden Stabwerkmodellen für die Bemessung im GZT abgebildet werden. Zuletzt wurden die für die Bauausführung notwendigen Schritte zur Realisierung des untersuchten BSP-Verbinders im Werk und auf der Baustelle dokumentiert und die Kosten je laufenden Meter der Wandscheibenverbindung abgeschätzt. Bei der Herstellung des BSP- Verbinders sind aufgrund des resultierenden hohen Frischbetondrucks zusätzliche Maßnahmen zur Abdichtung der Stoßfugen der Holzflanken vorzunehmen. Zudem ist ein Loch im unteren Bereich der BSP-Wandscheibe zum Anschluss der Betonpumpe und ein kleines Loch im oberen Bereich der BSP-Verbindung vorzusehen, um die vollständige Verfüllung der Nut mit dem Vergussmörtel überprüfen zu können. Erst wenn dieser aus dem oberen Loch austritt, kann der Pumpvorgang abgeschlossen werden und von einer ausreichend guten Verdichtung im Inneren der Stoßverbindung ausgegangen werden.

Die Ergebnisse der experimentellen Versuche gaben Aufschluss darüber, wie tragfähig der BSP-Verbinder bei unterschiedlichen Belastungszuständen ist. Dabei wurde sowohl in den Druck-Scher-Versuchen als auch in den

Großbauteilversuchen unterschieden, ob die Holzflanken der stirnseitig ins Brettsperrholz eingefrästen Nut im Belastungsfall vorhanden sind oder ob der Einfluss dieser auf die Tragfähigkeit ausgeklammert werden sollte. So stellte sich in den Druck-Scher-Versuchen heraus, dass der Einfluss der Holzflanken infolge des Haftverbunds zwischen Brettsperrholz und Beton signifikant ist. Die Bruchlast, die allein durch den Haftverbund zwischen dem Vergussmörtel und der Sägenut im BSP erzielt werden konnte, betrug mit im Mittel 11 kN ca. einen Drittel der durchschnittlichen Maximalkraft von ca. 32 kN der Vorzugsvariante mit gekreuzten Schraubenpaaren ohne Holzflanken. Folglich hat die Adhäsionswirkung von Holz und Beton einen signifikanten Anteil am Lastabtrag. Die in den Druck-Scher-Versuchen erzielten maximalen Bruchlasten betragen 71 kN bei dem Einsatz von Kerven zusammen mit dem hochfesten Vergussmörtel "HFA1-VP" mit beigefügten Stahlfasern und vorhandenen Holz-flanken. Allerdings konnte insbesondere bei den Varianten mit Holzflanken der Einfluss der Haftreibung trotz einer vorgesehenen Folie im Bereich der Sägenut nicht vollständig ausgeschlossen werden. Zum Einen löste sich die Folie im Zuge der Versuchsdurchführung bei einigen Probekörpern zusammen mit dem Beton vom Holz ab und zum Anderen waren vermehrt Sägespäne insbesondere in den Eckbereichen der Kerven vorhanden, woraus eine hohe Adhäsionswirkung möglich gewesen ist. Diese zeigte sich auch im sehr steilen Anstieg der Kraft-Verschiebungs-Kurven zu Beginn des Versuchs. Eine vergleichsweise hohe Steifigkeit wurde durch die eingeklebten flächigen Verbindungsmitteln, dem HBV-Schubverbinder und dem Carbongelege "Q142/142" von der Firma solidian GmbH, erzielt. Allerdings eigneten sich die unter 45 ° eingeklebten textilen Gelege weniger für eine Schubkraftübertragung in beide Richtungen, da die Faserstränge zwar generell eine hohe Zugfestigkeit aufweisen, aber sehr empfindlich gegenüber einer Querdruckbeanspruchung sind. Zudem sind die möglichen Verankerungslängen im Beton nicht ausreichend, um ein Ausziehen der Fasern aus dem Beton gewährleisten zu können. Sobald hohe Verbundkräfte auf der kurzen Verankerungslänge der Faserstränge eingetragen werden, resultiert ein Spaltrissversagen im Beton. Dieses konnte auch bei dem eingeklebten Stahllochblech (HBV-Schubverbinder) beobachtet werden. Zwar kann bei diesem die hohe Querdruckempfindlichkeit ausgeschlossen werden, allerdings konnte die Leistungsfähigkeit des Verbindungsmittels durch die Einklebung in die Mittellage des Brettsperrholzes aufgrund der horizontal verlaufenden Faserrichtung nicht ausgenutzt werden. Da die im Holz resultierende Schubbeanspruchung senkrecht zur Faserrichtung wirkt, versagt das Holz auf Druck, bevor das Stahllochblech effizient ausgenutzt wird.

Neben der Analyse des Bruchbildes konnte die geringe Ausnutzung des HBV-Schubverbinders durch den Vergleich der Verschiebungsmoduln aus dem Versuch mit dem errechneten Zulassungswert bestätigt werden. Der anhand der Versuchsdaten ermittelte Verschiebungsmodul ist ca. 45 % niedriger als der Zulassungswert. Die Verformungen sind somit bei der geprüften BSP-Verbinder-Variante aufgrund der weichen Eigenschaften der senkrecht zur Beanspruchungsrichtung verlaufenden Holzfasern signifikant größer. Dies konnte auch bei den senkrecht in die BSP-Mittellage eingebrachten Schrauben beobachtet werden. Bei diesen lag der aus den Versuchsdaten ermittelte Verschiebungsmodul ca. 62 % niedriger als der Zulassungswert. Zudem wurde eine um 26 % geringere Bruchlast im Vergleich zum in der Zulassung angegebenen Wert erreicht. Demgegenüber verhielten sich die unter 45 ° eingebrachten Schrauben signifikant schubsteifer im Druck-Scher-Versuch. Somit konnte im Vergleich zum Zulassungswert ein um 12 % höherer Verschiebungsmodul erzielt werden. Allerdings wurde eine in Bezug auf eine Schraube deutlich niedrigere Bruchlast erzielt. Diese konnte unter Verwendung des hochfesten Vergussmörtels um ca. 14 % gesteigert werden. Als maßgebender Einflussfaktor für die Traglast ist im Vergleich zu den Zulassungsversuchen die Beanspruchung des Holzes in der BSP-Mittellage zu sehen. Zwar kann die Traglast durch die Einschraubung der Verbindungsmittel unter 45 ° deutlich gesteigert werden, allerdings wird die Schubbeanspruchung dennoch senkrecht zur Faserrichtung ins Holz eingeleitet. Insgesamt könnte die Tragfähigkeit des BSP-Verbinders gesteigert werden, wenn ein fünf-lagiger Aufbau des Brettsperr-holzes gewählt werden würde, so dass die Faserichtung in der Mittellage vertikal verläuft und somit die über die Verbindungsmittel eingeleitete Schubbeanspruchung besser aufgenommen und in die umliegenden BSP-Lagen verteilt werden kann. Durch die Einfräsung der Kerven wird die Querdruckbeanspruchung des Holzes zwar auf die Kervenflanke verteilt, allerdings wird auch diese größtenteils senkrecht zur Holzfaserrichtung beansprucht. Somit würde auch bei dieser Verbindungsvariante über einen zusätzlichen Formschluss ein fünf-lagiges BSP-Element eine bessere Schubkraftaufnahme im Holz generieren.

Während in den kleinteiligen Druck-Scher-Versuchen die Schubtragfähigkeit der eingebrachten Verbindungs-mittelvarianten sowie der Einfluss der Haftreibung überprüft wurden, sollten zusätzliche Versuche am Großbauteil Aufschluss über die Versagensmechanismen unter realistischen Herstellungsbedingungen geben. Dafür wurde der

Vergussmörtel mithilfe einer Betonpumpe von unten in die Nut gepumpt und neben den Verbindungsmitteln für die Schubkraftübertragung zwischen Holz und Beton zusätzlich textile Bewehrungs-elemente in der Betonnut vorgesehen, um den Einfluss auf die Tragfähigkeit der Verbindung bei einem kombinierten Beanspruchungszustand aus Schub und Biegung eines wandartigen Trägers zu testen. Hierbei wurde sich auf die Verbindungsvarianten beschränkt, mit denen in den Druck-Scher-Versuchen hohe Traglasten und gleichzeitig eine gute Materialeffizienz der Verbindungsmitteln erzielt werden konnten. Folglich wurden die unter 45° eingebrachten Schraubenkreuze sowie die Kerfen mit zusätzlich schräg eingebrachten Schrauben als Schubverbindungen für die Großbauteilversuche ausgewählt. Die Folie, die in den Druck-Scher-Versuchen auf das Holz geklebt wurde, um den Einfluss des Haftverbunds auszuklammern, wurde bei den Großbauteilen nicht vorgesehen. Weiterhin wurde bei drei von vier Versuchsserien die Holzflanken des BSP-Verbinders wie im realen Bauteil vorgesehen. Bei einer Serie mit gekreuzten Schrauben ohne Kerfen wurden keine Holzflanken berücksichtigt, um die Verformungen im Beton mithilfe von optischen Messmethoden (Photogrammetrie) im Zuge der Versuchsdurchführung aufzuzeichnen. Die Ausführung des BSP-Verbinders ohne Holzflanken kann zudem für den Fall eines frühzeitigen Abbrands der Holzflanken Auskunft über die Tragfähigkeit geben. Weitere Einflüsse auf die Tragfähigkeit, die aus einer Brandeinwirkung auf die Verbindungsmittel und den Carbonbeton resultieren würden, sind bleiben bei den Tragfähigkeitsversuchen unberücksichtigt. Zusätzlich wurde zum Vergleich der Tragfähigkeiten der im Großbauteilversuch getesteten Varianten als Referenzbauteil in einer Serie als herkömmliche Verbindungsmethode von BSP-Elementen eine vorge nagelte Stoßdeckleiste geprüft. Insgesamt konnte in den Großbauteilversuchen gezeigt werden, dass mithilfe des entwickelten BSP-Verbinders eine signifikant höhere Steifigkeit sowie Tragfähigkeit als bei der Referenzvariante erzielt wurde. Allerdings ist eine Kombination aus Schub- und Biegebeanspruchung im Großbauteilversuch geprüft worden. Da für eine ausreichende Verankerung der Zugkraft im unteren Bereich der BSP-Wandscheibe kein zusätzliches Zugband vorgesehen wurde, um ausschließlich die Tragfähigkeit des BSP-Verbinders und nicht den Widerstand des in der Gesamtkonstruktion anzuordnenden Zugbands zu prüfen, sind die im unteren Bereich der Wandscheibe aufgetretenen Biegezugspannungen zusätzlich über den BSP-Verbinder zu übertragen gewesen. Trotz dieses ungünstigen Beanspruchungszustands der Verbindungsmittel in der zweischnittigen Verbundfuge sowie des Betons in der Nut konnte eine sehr hohe Steifigkeit der Verbindung generiert werden. Ersichtlich wurde jedoch im Großbauteilversuch, dass die Verbindungsoption mit Kerfen keinen Mehrwert hinsichtlich der Traglast und der Versagensankündigung gebracht haben. Diese Variante der Wandscheibenverbindung führte vielmehr zu einem spröderen und glatten Bruch im Beton am Übergang zu den jeweiligen Kerfen. Der hochfeste Vergussmörtel „HFA1-VP“ erhöhte zwar die Steifigkeit der Betonnut, jedoch ermöglichten die im Mörtel enthaltenen Stahlfasern keine erkennbare Verzahnung im Rissbereich. Da mit den gekreuzten Schraubenpaaren und dem V1/10-Vergussmörtel mit eingelegten Carbongelegen ähnliche Traglasten erzielt werden konnten wie mit der Formschlussvariante und eine effizientere Herstellungstechnologie mit dieser Variante ohne Kerfen ermöglicht werden kann, ist diese Methode zur Erzeugung des BSP-Verbinders als am wirtschaftlichsten einzustufen.

Mit den Großbauteilversuchen konnte insgesamt gezeigt werden, dass die ermittelten Tragfähigkeiten des BSP-Verbinders von dem Widerstand der Verbindungsnut aus Beton und der Verankerung der Verbindungsmittel bei zusätzlich wirkender horizontaler Zugbeanspruchung abhängig waren. Für diesen speziellen Lastfall sollten die Schrauben tiefer im Beton verankert und im Holz eingebunden werden sowie Maßnahmen zur horizontalen Verankerung der textilen Gelege über die Schraubenköpfe hinweg vorgesehen werden. Zwar würde ein Formschluss einen größeren Verankerungsraum für die Textilien im Beton ermöglichen, dennoch müsste die Kraftübertragung in die Schrauben mit ausreichender Verankerungslänge gewährleistet und zudem die Carbonbewehrung im Zuge der Bauausführung besser in der Lage gesichert werden. Dafür könnten die Gelegestrukturen in eine dafür vorgesehene Sägenut beim Zusammenfügen der BSP-Wände eingeschoben und darin fixiert werden, was nur bei der Variante ohne Kerfen auf einfache Weise möglich wäre. Alternativ kann für die Wandscheiben in den unteren Etagen des Gebäudes, in denen vorwiegend Druckspannungen wirken, ein besonders hochfester Vergussmörtel, welcher optional mit Stahlfasern versehen wird, verwendet werden. Hierfür müsste im Rahmen der Bauausführung eine leistungsfähige Pumpe zum Einsatz kommen.

Hinsichtlich einer optimierten Schubkraftübertragung über den BSP-Verbinder können zudem fünfplagige BSP-Wandelemente für die Außenwände und für besonders tragende Wände – bspw. im Bereich von Fahrstuhl-schächten – genutzt werden, um die Verbundschrauben in eine Brettsperholzlage mit vertikal verlaufender Holzfaserrichtung

einbringen zu können. Durch die höhere Drucktragfähigkeit des Holzes in Faserrichtung würde somit auch eine höhere Schubkraftübertragung generiert werden. Da bei alleiniger Schubkraftübertragung über die Verbindungsmittel eine gleichmäßige Schubbeanspruchung über die gesamte Höhe der Holz-Beton-Fugen erzeugt wird, läge auch eine gleichmäßige Beanspruchung des Holzes vor, wodurch die Tragfähigkeit des BSP-Verbinders ingenieurstechnisch mithilfe von Stabwerkmodellen rechnerisch nachweisbar wäre und für die Nachweisführung keine hochkomplexen numerischen Modelle zum Einsatz kommen müssten.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens numerische Ergebnisse in (Stassen 2021) generiert worden, die mit den erzeugten Versuchsergebnissen verglichen wurden. Da der Vergleich zu einer reinen BSP-Scheibe ohne Fuge nicht in den experimentellen Untersuchungen betrachtet wurde, fand dieser mithilfe der linear-elastischen FE-Modelle statt. Dabei lag die Steifigkeit einer reinen BSP-Tafel ohne Stoßfuge ca. 45 % über der Steifigkeit der berechneten Wandscheibenverbindung ohne Fuge. Da es sich um eine linear-elastische Berechnung handelte, konnten keine Entfestigungsmechanismen in den Materialien berücksichtigt werden. Aus den im FE-Modell von (Stassen 2021) getroffenen Annahmen resultierte ein insgesamt steiferes Kraft-Verformungs-Verhalten als im Großbauteilversuch. Somit können die Steifigkeitsunterschiede nur als Abschätzung dienen. Die im Versuch erreichte Traglast ließ sich jedoch mithilfe des Modells aufgrund der Vielzahl der nichtlinearen Einflüsse, welche aus dem Materialverhalten der Bauteilkomponenten und den Haftreibungseffekten im Kontakt der Materialien miteinander resultierten, nicht ermitteln. Zu der Fragestellung der Materialausnutzung mit dem Ziel, die gleiche Steifigkeit und Schubtragfähigkeit einer potentiell infinit langem BSP-Wandscheibe zu generieren, bestünde noch weiterer Forschungsbedarf.

Neben dem rechnerischen Optimierungspotential sind aufbauend auf den im Forschungsvorhaben erzeugten Versuchsergebnissen zusätzliche experimentellen Untersuchungen vonnöten, um den BSP-Verbinder in die Baupraxis überführen zu können. Dazu zählt u. a. die Prüfung der Plattentragwirkung der Verbindernut. Hierfür könnten die bereits hinsichtlich der Scheibentragfähigkeit geprüften Varianten mit Schraubenkreuzen und mit Kerven zur Erzeugung eines Formschlusses in Laborversuchen am Großbauteil getestet werden. Voraussichtlich eignen sich Kervenverbindungen bei dreilagigen BSP-Wandelementen aufgrund der geringen Holzflankendicke jedoch weniger für den Fall einer Plattenbiegung infolge Windbeanspruchung. Im Zuge der Überprüfung der Plattentragwirkung sollte zudem der Verbund zwischen den Holzflanken und der Betonnut untersucht werden, damit eine rechnerische Berücksichtigung der Haftwirkung in der zweischnittigen Fuge von Holz und Beton unter Nutzung der für die Holz-Beton-Verbundbauweise vorhandenen Rechenverfahren ermöglicht wird. So kann die Materialeffizienz gesteigert werden und es erfolgt nicht ausschließlich die klassische Bemessung der von Brettsperrholz ummantelten Betonstütze. Zusätzlich sollten die Stabilitätsnachweise geführt werden und dabei die Interaktion der Scheiben- und Plattentragwirkung beachtet werden, im Speziellen, wenn der BSP-Verbinder auch für Eck- und T-Stöße Anwendung finden soll.

Abseits der im Forschungsprojekt betrachteten statischen Beanspruchungszustände können auch dynamische Einwirkungen infolge eines Erdbebens die Tragfähigkeit und Verformungen des BSP-Verbinders beeinflussen. Insbesondere die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, mit denen u. a. die Begrenzung der Rissbreiten erfolgt, sollten nicht nur im Anfangszustand geführt werden. Das Langzeitverhalten der jeweiligen Materialien ist über entsprechende Abminderungsfaktoren bei den Nachweisen im Endzustand einzubeziehen.

Die in diesem Forschungsbericht vorgestellte neuartige Verbindungstechnologie für das Zusammenfügen von BSP-Wandtafeln "BSP-Verbinder" kann zukünftig dazu beitragen, den Fertigteilbau aus hochleistungsfähigen Holzwerkstoffen in Hybridbauweise mit anderen leistungsfähigen Materialien, wie Carbonbeton, für den Bau von Hochbauten der Gebäudeklasse 4 zu fördern. Der Montageprozess, wie er sich aus der Entwicklung der Verbindungstechnologie ergibt, würde lediglich ein Aufstellen und Vorfixieren der Einzelelemente und das anschließende Vergießen mit Beton umfassen. Zur Erstellung der Hochbauten kann der Herstellungsprozess somit zu Großen Teilen im Werk stattfinden. Der feinkörnige Vergussmörtel lässt sich gegenüber anderen Verbindungsoptionen wie Harzen auch unter widrigen Bedingungen auf der Baustelle gut verarbeiten.

Mitwirkende

Industriepartner und weitere Mitwirkende

Auerbach und Hahn GmbH

Ludwig Hahn

AIB GmbH, Bautzen

Marén Kupke

EBF Innovation GmbH, Dresden

Torsten Blum

Verzeichnisse

Literaturverzeichnis

Primärquellen

Bathon, L.; Bletz-Mühldorfer, O. (2015): Ertüchtigung herkömmlicher Holzbalkendecken mit HBV-Systemen. 8. Europäischer Kongress EBH 2015. Wiesbaden.

Bergmeister, K.; Fingerloos, F. und Wörner, J. (Hg.) (2021): Beton-Kalender 2021. Fertigteile Integrale Bauwerke. 110. Jahrgang. Berlin: Ernst&Sohn.

Blaß, H. J.; Bejtka, I.; Uibel, T. (2006): Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben mit Vollgewinde. Karlsruhe: Univ.-Verl. Karlsruhe (Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Bd. 4).

Blüm, T.; Hohenstern, S. (2015): Brettsperrholz. Leistungsbeschreibung der MicroFe-Module M322.de Scheibentragwerke, Plattentragwerke aus Brettsperrholz, M342.de Schalentragwerke, Falwerke aus Brettsperrholz und des Baustatik-Moduls S854.de. Brettsperrholz-Querschnitte erzeugen und nachweisen. In: mb-news (5), S. 34–39.

Bogensperger, T.; Silly, G. (2014): Zweiachsige Lastabtragung von Brettsperrholzplatten. In: Bautechnik 91 (Heft 10), S. 742–752. DOI: 10.1002/bate.201300085.

Brandner, R.; Dietsch, P.; Dröscher, J.; Schulte-Wrede, M.; Siedner, M. (2015): Scheibenschub von Brettsperrholz: Verifizierung einer Prüfkongfiguration und Parameterstudie. In: Bautechnik 92 (Heft 11), S. 759–769. DOI: 10.1002/bate.201500078.

Buyukozturk, O., Bakhoum, M., Beattie, S. (1990): Shear behavior of joints in precast concrete segmental bridges. In: Journal of Structural Engineering 116, S. 3380–3401.

Curbach, M.; Holz, K. et al. (2021): Zwanzig20 - Carbon Concrete Composite - C3, V2.7 Nachträgliche Bauteilverstärkung mit Carbonbeton : Abschlussbericht : Projektlaufzeit: 01.05.2017 bis 31.10.2020. Dresden.

Curbach, M.; Schumann, A. (2021): Zwanzig20 - Carbon Concrete Composite - V1.2 Nachweis und Prüfkonzepte, Teilprojekt C3-V1.2-I-a: Erstellung und Überprüfung von Sicherheits- und Bemessungskonzepten für Carbonbeton zur Erstellung eines normativen Regelwerkes : Laufzeit: 60 Monate (1/2016 bis 12/2020). Dresden.

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2015): Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie "Stahlfaserbeton". 1. Aufl. Berlin, Wien, Zürich: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 614).

Farwig, K.; Curbach, M. (2020): Entwicklung einer Verbindungstechnologie für Brettsperrholz-Wandkonstruktionen mit hohem Schubwiderstand. Zwischenbericht vom 15. Januar 2020 zum Forschungsvorhaben.

Farwig, K.; Curbach, M. (2021): Entwicklung einer Verbindungstechnologie für Brettsperrholz-Wandkonstruktionen mit hohem Schubwiderstand. Zwischenbericht vom 15. Januar 2021 zum Forschungsvorhaben.

fib (Hg.) (2013): Model Code for Concrete Structures 2010. 5 Materials. fédération internationale du béton – International Federation for Structural Concrete. First Edition. Berlin: Ernst & Sohn (fib CEB-FIP). Online verfügbar unter <http://swbplus.bsz-bw.de/bsz395114713cov.htm>.

Gebhardt, C. (2014): Praxisbuch FEM mit ANSYS Workbench. München: Carl Hanser Verlag.

Glaser, R. (2005): Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Dissertation. Cottbus.

Gräfe, M.; Dietsch, P.; Hipper, A.; Wild, M.; Winter, S. (2018): Vorspannung von Brettsperrholzkonstruktionen. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben. München.

Grosse, M.; Hartnack, R.; St. Lehmann; Rautenstrauch, K. (2003): Modellierung von diskontinuierlich miteinander verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Teil 1: Kurzzeittragverhalten. In: Bautechnik 80 (Heft 8), S. 534–541. DOI: 10.1002/bate.200304120.

- Hake, E.; Meskouris, K. (2007): Statik der Flächentragwerke. Einführung mit vielen durchgerechneten Beispielen. 2. korr. Auflage. Heidelberg: Springer-Verlag.
- Hankinson, R. L. (1921): Investigation of crushing strength of spruce at varying angles of grain: Air Service information Circular 3.
- Hegger, J.; Will, N.; Schneider, M. (2011): Textilbeton: Tragverhalten - Bemessung - Sicherheit. In: M. Curbach (Hg.): Textilbeton in Theorie und Praxis. Tagungsband zum 6. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken (CTRS6). Gemeinsames Abschlusskolloquium der Sonderforschungsbereiche 528 (Dresden) und 532 (Aachen) am 19./20.9.2011 in Berlin. Dresden: Technische Universität Dresden.
- Holschemacher, K.; Dehn, F.; Müller, T.; Lobisch, F. (2016): Grundlagen des Faserbetons. In: K. Bergmeister und Fingerloos, F. und Wörner, J. (Hg.): Beton-Kalender 2017. Spannbeton Spezialbetone. 106. Jahrgang. Berlin: Ernst&Sohn, S. 381–472.
- Holz, K.; Curbach, M. (2020): Zugtragverhalten von Carbonbeton unter Hochtemperaturbeanspruchung. In: Beton- und Stahlbetonbau 115 (3), S. 231–240. DOI: 10.1002/best.201900037.
- Jörg Schänzlin (2018): Eurocode 5:2022 – Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken. Karlsruher Tage 2018. Holzbau - Forschung für die Praxis, S. 85–103.
- König, G.; Holschemeyer, K.; Dehn, F. (Hg.) (2004): Holz-Beton-Verbund. Innovationen im Bauwesen. Beiträge aus der Praxis und Wissenschaft: Bauwerk-Verlag.
- Krebs, A. (1986): Zur Berechnung zweibahniger schiefwinkliger Bewehrungsnetze. In: Beton- und Stahlbetonbau 81 (5), S. 120–125.
- Kudla, K. (2017): Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken. Dissertation. Stuttgart.
- Kulas, C.; Hegger, J. (2013): Zum Tragverhalten getränkter textiler Bewehrungselemente für Betonbauteile. Lehrstuhl und Institut für Massivbau. Dissertation. Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Aachen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen. Online verfügbar unter <http://publications.rwth-aachen.de/record/229800>.
- Leonhardt, F.; Walther, R. (1966): Wandartige Träger. Bericht über Versuche an wandartigen Trägern mit unterschiedlicher Belastung, Lagerung und Bewehrung mit Schlussfolgerungen. Berlin: DAFStb Beuth Verlag GmbH (178).
- Marti, P. (2014): Baustatik. Grundlagen - Stabtragwerke - Flächentragwerke. 2. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn.
- Mechtcherine, V. (2015): Hochduktiler Beton mit Kurzfaserbewehrung. Baustoffliche Grundlagen und bautechnische Anwendungen. In: Beton- und Stahlbetonbau 110 (1), S. 50–58.
- Michelfelder, B. C. (2006): Trag- und Verformungsverhalten von Kerven bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Dissertation. Stuttgart.
- Müller, E. (2021): Torsionsversuche an carbonbetonverstärkten Plattenbalken mit neuen Carbonbewehrungssystemen. Experimentelle und analytische Betrachtungen. Dissertation. Dresden.
- Nguyen, V. T.; Kaliske, M. (2004): Bestimmung der Kennwerte von Holz-Beton-Verbindungen. In: G. König, K. Holschemeyer und F. Dehn (Hg.): Holz-Beton-Verbund. Innovationen im Bauwesen. Beiträge aus der Praxis und Wissenschaft: Bauwerk-Verlag, S. 203–212.
- Pech, A. (2016): Holz im Hochbau. Theorie und Praxis. 1. Auflage (Baukonstruktionen, Sonderband).
- Rautenstrauch, K. (2004): Entwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise. In: G. König, K. Holschemeyer und F. Dehn (Hg.): Holz-Beton-Verbund. Innovationen im Bauwesen. Beiträge aus der Praxis und Wissenschaft: Bauwerk-Verlag, S. 1–22.
- Rempel, S. (2018): Zur Zuverlässigkeit der Bemessung von biegebeanspruchten Betonbauteilen mit textiler Bewehrung. Reliability of the structural design for concrete elements with textile reinforcement and bending load. RWTH Aachen University.

Rupprecht, H.; Kelletshofer, K. (2017): HOLZ-BETON-VERBUND. Das System. Waldkirch, August 2017.

Schickhofer, G.; Bogensperger, T.; Moosbrugger, T. (Hrsg.) und weitere Autoren: Augustin, M.; Blaß, H. J.; Ebner, H.; Ferk, H. et al. (2010): BSPHandbuch. Holz-Massivbauweisen Brettspertholz. Nachweise auf Basis des neuen europäischen Normenkonzepts. 2. Aufl.: Verlag der Technischen Universität Graz.

Schiermeyer, V.: Verbindungstechnik in der Brettspertholz-Bauweise. Techniques d'assemblage en construction avec le bois massif contre collé-croisé. 2. Forum Holzbau, Beaune 12. Bielefeld/Minden.

Schmidt, J.; Reichel, S.; Holz, K.; Kruppke, I. (2018): Brandverhalten von Carbonbeton. Ergebnisbericht zum Vorhaben V2.3, C³ - Carbon Concrete Composite. gefördert durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF), 23.05.2018.

Schmidt, T. (2018): Kontaktverbindungen für aussteifende Scheiben aus Brettspertholz. Dissertation. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing.

Schütze, E.; Bielak, J.; Scheerer, S.; Hegger, J.; Curbach, M. (2018): Einaxialer Zugversuch für Carbonbeton mit textiler Bewehrung. Uniaxial tensile test for carbon reinforced concrete with textile reinforcement. In: Beton- und Stahlbetonbau 113 (1), S. 33–47.

Schütze, E.; Curbach, M. (2019): Zur experimentellen Charakterisierung des Verbundverhaltens von Carbonbeton mit Spalten als maßgeblichem Versagensmechanismus. In: Bauingenieur 94 (4), S. 133–141.

Wallner-Novak, M.; Augustin, M.; Koppelhuber, J.; Pock, K. (2013a): Brettspertholz Bemessung Band II. Anwendungsfälle. Informationen für die Berechnung und konstruktive Gestaltung von Holztragwerken. 1. Auflage, Juli 2013. Wien: proHolz Austria.

Wallner-Novak, M.; Koppelhuber, J.; Pock, K. (2013b): Brettspertholz Bemessung. Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode. Informationen für die Berechnung und konstruktive Gestaltung von Holztragwerken. 1. Auflage, Juli 2013. Wien: proHolz Austria.

Wilhelm, K. (2021): Verbundverhalten von mineralisch und polymer gebundenen Carbonbewehrungen und Beton bei Raumtemperatur und erhöhten Temperaturen bis 500 °C (Schriftenreihe des Institutes für Baustoffe, 2021/3). Online verfügbar unter [https://tud.qucosa.de/landing-page/?tx_dlf\[id\]=https%3A%2F%2Ftud.qucosa.de%2Fapi%2Fqucosa%253A77099%2Fmets](https://tud.qucosa.de/landing-page/?tx_dlf[id]=https%3A%2F%2Ftud.qucosa.de%2Fapi%2Fqucosa%253A77099%2Fmets).

Woschitz, R.; Deix, K.; Huber, C.; Kampitsch, T. (2021): Entwicklung neuartiger Holz-Betonverbunddecken in Fertigteilbauweise. In: Bautechnik 98 (S1), S. 12–22. DOI: 10.1002/bate.201800097.

Zobel, R. (2017): Verbundmodellierung von Beton- und Spannstahl unter Querzug. Dissertation. Heft 46. kid-Heft: 2018. Dresden: Schriftenreihe konstruktiver Ingenieurbau kid.

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-31.10-182, 01.06.2021: CARBOrefit - Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Carbonbeton.

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-557, 15.06.2020: HBV-Schubverbinder aus Streckmetall und vorgefertigte Bauteile mit eingeklebten HBV-Schubverbindern für ein Holz-Beton-Verbundsystem.

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-31.10-182, 01.12.2016: Verfahren zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit TUDALIT (Textilbewehrter Beton).

DIN Normen

DIN 338:2016-07, Juli 2016: Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen; Deutsche Fassung EN 338:2016-07.

DIN 4102-4:2016-05, Mai 2016: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile.

DIN EN 1991-1-1:2010-12, Dezember 2010: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC:2009.

DIN EN 1992-1-1:2011-01, Januar 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/A1:2014.

DIN EN 1994-1-1:2010-12, Dezember 2010: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009.

DIN EN 1995-1-1:2008-09, Dezember 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.

DIN EN 13183-1:2002-07, Juli 2007: Feuchtegehalt eines Stückes Schnittholz - Teil 1: Bestimmung durch Darrverfahren; Deutsche Fassung EN 13183-1:2002-07.

DIN EN 18218:2010-01, Januar 2010: Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen; Deutsche Fassung EN 18218:2010-01.

DIN EN 408:2012-10, Oktober 2012: Holzbauwerke - Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz; Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften; Deutsche Fassung EN 408:2010+A1:2012.

DIN EN 14358:2016-11, November 2016: Holzbauwerke – Berechnung und Kontrolle charakteristischer Werte; Deutsche Fassung EN 14358:2016.

DIN EN 16351:2015-12, Juni 2021: Holzbauwerke – Brettsperrholz – Anforderungen; Deutsche Fassung EN 16351:2021.

DIN EN 594:2011-09: Holzbauwerke - Prüfverfahren - Wandscheiben-Tragfähigkeit und -Steifigkeit von Wandelementen in Holztafelbauart; Deutsche Fassung EN 594:2011.

DIN EN 26891:1991-07, Juli 1991: Holzbauwerke; Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln; Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO 6891:1983); Deutsche Fassung EN 26891:1991.

DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, August 2013: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten; Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.

DIN EN 196-1:2016-11: Prüfverfahren für Zement; Teil 1: Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung EN 196-1:2016.

Europäische Technische Zulassungen

ETA 06/0009, 02.06.2017: Binderholz Brettsperrholz BBS; Massives plattenförmiges Holzbauelement zur Verwendung als tragendes Bauteil in Bauwerken.

ETA 11/0189, 11.09.2019: Derix X-LAM; Massives plattenförmiges Holzbauelement zur Verwendung als tragendes Bauteil in Bauwerken.

ETA 18/0264, 10.09.2018: Elascor SFix HBV-System Holz-Beton-Verbund-System mit stiftförmigen Verbindungsmitteln.

ETA 12/0281, 13.07.2018: HASSLACHER CROSS LAMINATED TIMBER; Massive plattenförmige Holzbauelemente für tragende Bauteile in Bauwerken.

ETA 10/0241, 29.06.2018: LENO Brettsperrholz; Massive plattenförmige Holzbauelemente zur Verwendung als tragende Teile in Bauwerken.

ETA 09/0036, 30.06.2015: MM - crosslam; Massive plattenförmige Holzbauelemente für tragende Bauteile in Bauwerken.

EAD 130090-00-0303, December 2017: Wood-Concrete Composite Slab with dowel-type fasteners.

ETA 18/0254, 07.05.2018: X-fix C: Punktförmiges Verbindungsmittel; Schwalbenschwanz aus Sperrholz für Brettspertholz.

Sonstige Normen

Schweizer Norm SIA 260, 2003: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken; Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses; Basi per la progettazione di strutture portanti; Basis of structural design.

Online Quellen

ANSYS, Inc.: Mechanical User's Guide. Mechanical Application 2020 R2. Hg. v. ANSYS, Inc. Online verfügbar unter <https://ansyshelp.ansys.com/>, zuletzt geprüft am 13.12.2021.

Dynardo GmbH (2016): Elastoplastic Material Models for ANSYS. General Multisurface Plasticity. User's Manual. Hg. v. Dynardo GmbH. multiPlas © 2016 ANSYS. Weimar. Online verfügbar unter www.dynardo.de, zuletzt aktualisiert am Mai 2016.

Entwicklung Baufeld Delta GmbH (Hg.) (2021): HoHo Wien. Online verfügbar unter <https://www.hoho-wien.at/>, zuletzt aktualisiert am 21.12.2021, zuletzt geprüft am 21.12.2021.

Hoffmann® (Abruf am 2019): Hoffmann-Schwalbe. Hg. v. Hoffmann GmbH Maschinenbau. Online verfügbar unter <https://www.hoffmann-schwalbe.de/>.

Höroid, A. (2020): Bemessung von Brettspertholzplatten (BSP) nach Eurocode 5. Webinar vom 07.02.2020. Hg. v. Dlubal Software GmbH. Online verfügbar unter <https://www.dlubal.com/de/support-und-schulungen/schulungen/videos/001183>.

Knauf Gips KG (2018): Mehrgeschossiger Holzbau Gebäudeklasse 4. HB02.de. Technische Broschüre. Hg. v. Knauf Gips KG.

Nagel, N. (2012): Main Plaza in Frankfurt am Main. Erstellt: 25. März 2012. Online verfügbar unter https://de.wikipedia.org/wiki/Main_Plaza.

PAGEL (C) (2021): Verguss. Produktbereich. Hg. v. PAGEL Spezial-Beton GmbH & Co. KG. Abruf am 08. August 2019. Online verfügbar unter <https://www.pagel.com/de/produkte/verguss/#standardverguss>.

Rundsveen, N. (2019): Mjøstårnet at its opening in March 2019. Created: 28 February 2019. Online verfügbar unter <https://en.wikipedia.org/wiki/Mj%C3%B8st%C3%A5rnet>.

solidian® (Abruf am 2019): Produkte: Ebene Textile Bewehrungen. Aktualisiert: solidian GRID. Hg. v. Solidian GmbH. Online verfügbar unter <https://www.solidian.com/produkte/ebene-bewehrung/>, zuletzt aktualisiert am <https://solidian.com/de/products/?c=bewehrungsmatten-solidian-grid#s>.

solidian® (Abruf am 2021a): solidian SANDWICH WALL SYSTEM. Hg. v. Solidian GmbH. Online verfügbar unter <https://solidian.com/products/solidian-sandwich-wall/>.

solidian® (Abruf am 2021b): solidian Staple Anchor. Hg. v. Solidian GmbH. Online verfügbar unter <https://solidian.com/products/solidian-staple-anchor/>.

solidian® (Abruf am 2021c): solidian GRID carbon. Hg. v. Solidian GmbH. Online verfügbar unter <https://solidian.com/de/products/solidian-grid-carbonmatten/>.

ZÜBLIN Timber GmbH (Hg.): LENO® Brettspertholz. ZÜBLIN Timber. Ed. Züblin AG. Online verfügbar unter <https://www.zueblin-timber.com/downloads/>.

Im Rahmen des Forschungsprojekts entstandene Arbeiten

Stassen, P. (2021): Entwicklung von Bemessungsverfahren für den Einsatz der Holz-Beton-Verbundbauweise bei Schubverbindungen von Fertigteilelementen aus Brettsperrholz unter statischen Beanspruchungszuständen im Hochbau. Projektarbeit. Dresden, 21.10.2021.

Zimmermann, F. (2019): Verbindung von Brettsperrholz-Wandkonstruktionen mit Carbonbeton. Diplomarbeit. Dresden, 17.09.2019.

Abbildungsverzeichnis

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Abbildung 1: Verbindung von BSP-Wandscheiben mit der „Hoffmann-Schwalbe“ | 10 |
| Abbildung 2: Schubverbindung von BSP-Wandscheiben mit einer Nut aus Vergussmörtel, Bewehrung und Verbundschrauben..... | 11 |
| Abbildung 3: Verbindung eines geraden Wandstoßes mithilfe eingeklebter Carbongelege..... | 12 |
| Abbildung 4: Visionsbild für die ressourceneffizienten automatisiert vorgefertigten Holz-Beton-Hybrid-Gebäude von morgen aus (Bergmeister und Fingerloos, F. und Wörner, J. 2021)..... | 12 |
| Abbildung 5: Hochhäuser aus Stahlbeton in Frankfurt a. M. (links) sowie aus Holz (Mjøstårnet) in Brumunddal, Norwegen (rechts) | 13 |
| Abbildung 6: Zusammenfügen von Brettsperrholzelementen mit metallischen Verbindungsmitteln an einem Beispielgebäude (links) aus (Schiermeyer) sowie an Detailausschnitten (rechts) aus (Wallner-Novak et al. 2013b)..... | 17 |
| Abbildung 7: Steifigkeitsmatrix eines BSP-Elements bei unterschiedlichen Beanspruchungszuständen aus (Wallner-Novak et al. 2013a)..... | 19 |
| Abbildung 8: Schnittgrößen anhand eines Plattenelements (links) und an einem Scheibenelement (rechts) | 19 |
| Abbildung 9: Unterschiedliche Gelegegeometrien ausgewählter Textilien der solidian GmbH (solidian®) | 23 |
| Abbildung 10: Statik an einem Beispielgebäude in Holztafelbauweise (links) aus (Knauf Gips KG 2018) sowie Zusammenfügen von Brettsperrholzelementen mit metallischen Verbindungsmitteln an Detailausschnitten (rechts) aus (Schiermeyer)..... | 25 |
| Abbildung 11: Draufsicht der Verbindung über Schrauben mit textiler Bewehrung (links) oder über eingeklebte textile Gelege (rechts)..... | 26 |
| Abbildung 12: Beanspruchungen auf BSP-Wandscheibe mit Schubkraft in der Fuge..... | 27 |
| Abbildung 13: Beanspruchungen auf BSP-Platte mit innenliegender Betonstütze | 27 |
| Abbildung 14: Verbinder-Geometrie Varianten 1 (links) und 2 (rechts)..... | 30 |
| Abbildung 15: Verbinder-Geometrie Varianten 3 (links) und 4 (rechts)..... | 31 |
| Abbildung 16: Verbinder-Geometrie Varianten 5 (links) und 6 (rechts)..... | 31 |
| Abbildung 17: Verbinder-Geometrie Varianten 7 (links) und 8 (rechts)..... | 31 |
| Abbildung 18: Nutgeometrie mit minimalen Abmessungen und Schrauben nebeneinander (links) sowie untereinander (rechts) | 33 |
| Abbildung 19: Herstellungsablauf mit Plexiglas bzw. vorgesetzten Kanthölzern für Technologieversuche..... | 34 |
| Abbildung 20: Aufbau der Probekörper für Technologieversuche mit eingeklebten Textilien (links), schräg angeordneten Schrauben (mitte) und Kerven zur Erzeugung eines Formschlusses (mitte-rechts); Anordnung der Objekte auf einer Palette (rechts) | 34 |
| Abbildung 21: Verbindungsvarianten in Nut während des Betonierens mithilfe eines an die Betonpumpe angeschlossenen Schlauchs | 35 |
| Abbildung 22: Verbinderlut nach Erhärtung des Vergussmörtels | 36 |
| Abbildung 23: Maßgebende Lastfallkombination in FE-Berechnung..... | 38 |
| Abbildung 24: Unterschiedliche Varianten des BSP-Verbinders..... | 38 |
| Abbildung 25: Mögliche Ausführungswinkel der entworfenen Verbindungsvarianten | 39 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Abbildung 26: Verbindervarianten mit gekreuzten Schrauben (links) und Formschluss mit zusätzlichen Schrauben (rechts) | 40 |
| Abbildung 27: Verbindervarianten mit eingeklebtem Stahllochblech (links) und unter 45° eingeklebtem Carbongelege (rechts) | 41 |
| Abbildung 28: Beanspruchungsarten einer Verbindungsfuge zwischen zwei Fertigteilwänden | 43 |
| Abbildung 29: Ergebnisse der Variantenstudie – Ausnutzungsgrade der Tragfähigkeitsnachweise bei maximalem Schubwiderstand der Brettsperrholzscheibe | 46 |
| Abbildung 30: Ergebnisse der Variantenstudie – Ausnutzungsgrade der Tragfähigkeitsnachweise unter realistischen Lastannahmen | 47 |
| Abbildung 31: Schnittgrößen n_{xy} (rechts) am Bsp.-Haus (links) aus dem Webinar vom 07.02.2020, Dlubal Software (Höroid 2020)..... | 48 |
| Abbildung 32: Volumenmodell in ANSYS® Workbench 17 mit Ergebniswerten aus linear-elastischer Berechnung..... | 50 |
| Abbildung 33: Aufbau und Abmessungen der Probekörper..... | 52 |
| Abbildung 34: Holzfeuchtemessung bei der Herstellung der Probekörper..... | 57 |
| Abbildung 35: Histogramm und Summenhäufigkeit der Rohdichte der in den Serien 1.1 bis 4.1 (Druck-Scher-Versuche) verwendeten BSP-Charge (links) und der in den Serien 4.2 bis 5.4 (Druck-Scher-Versuche) verwendeten BSP-Charge (rechts) | 57 |
| Abbildung 36: Probekörper mit Holzflanken (oben links), ohne Holzflanken mit Spanholzplatten (oben Mitte), Befüllung der Probekörper mit Beton (oben rechts), alle Probekörper (unten links), betonierte Nut (unten links) | 58 |
| Abbildung 37: Versuchsaufbau als Prinzipskizze (links) sowie Ansicht im Labor in der Prüfmaschine (Mitte und rechts)..... | 59 |
| Abbildung 38: Beanspruchungsarten von liegenden Deckenscheibe aus einzelnen Brettsperrholztäfel..... | 61 |
| Abbildung 39: Abmessungen der Versuchskörper im Versuchsaufbau..... | 61 |
| Abbildung 40: Spannungsverteilung in wandartigem Zweifeldträger | 62 |
| Abbildung 41: Verteilung der horizontalen Spannungen in Feldmitte von Einfeldträgern bei wandartigen Trägern nach der Elastizitätstheorie in Abhängigkeit ihres Verhältnisses von Höhe zu Spannweite aus (Leonhardt und Walther) | 62 |
| Abbildung 42: Schnittgrößen n_x (links), n_y (Mitte) und n_{xy} (rechts) in der BSP-Scheibe in RFEM (Dlubal Software) infolge einer Auflast von 170 kN auf 200 mm Lasteinleitungslänge (Lastfall 1)..... | 64 |
| Abbildung 43: Schnittgrößen n_x (links), n_y (Mitte) und n_{xy} (rechts) in der BSP-Scheibe in RFEM (Dlubal Software) infolge einer Horizontallast von 45 kN als Punktlast am linken oberen Wandende (Lastfall 2)..... | 64 |
| Abbildung 44: Scheibenkraft n_y im Bereich der Fuge in reiner BSP-Scheibe ohne Fuge (links) und mit Fuge (rechts) | 66 |
| Abbildung 45: Scheibenkraft n_x im Bereich der Fuge in reiner BSP-Scheibe ohne Fuge (links) und mit Fuge (rechts) | 66 |
| Abbildung 46: Scheibenkraft n_{xy} im Bereich der Fuge in reiner BSP-Scheibe ohne Fuge (links) und mit Fuge (rechts)..... | 67 |
| Abbildung 47: Lineare Spannung-Dehnungs-Linie für das solidian GRID Q85/85 aus gemittelten Kennwerten der Dehnkörperversuche..... | 69 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Abbildung 48: Herstellung Großbauteile von oben mit Schläuchen (links) oder von unten mit Pumpenanschluss durch Öffnung (rechts) | 71 |
| Abbildung 49: Großbauteil, Serie 2: Betonfuge mit Kerven und Textil oder Stahlfasermörtel | 72 |
| Abbildung 50: Großbauteil, Serie 3: Betonfuge mit Schrauben und Textil | 73 |
| Abbildung 51: Großbauteil, Serie 1: Stoßdeckleiste | 74 |
| Abbildung 52: Versuchsaufbau als Prinzipskizze mit Abmessungen | 75 |
| Abbildung 53: Versuchsstand von der Seite (links) sowie Frontalansicht im Labor in der Prüfmaschine (rechts) | 76 |
| Abbildung 54: Anordnung Messtechnik im Versuchsaufbau (links) und im Labor mit Photogrammetriepunkten (rechts) | 76 |
| Abbildung 55: Versuchsaufbau im Labor mit Messtechnik im Bruchzustand mit Aramis | 77 |
| Abbildung 56: Lastregime nach DIN EN 26891:1991-07 (links) im Vergleich mit ausgeführten Belastungsverfahren aus Serie 1 (Mitte) und Serie 3.1 (rechts) | 77 |
| Abbildung 57: Versuchskurven (Druck-Scher-Versuche) aller Probekörper je Serie (1 bis 4.1) | 79 |
| Abbildung 58: Mittelwerte der Versuchskurven (links) sowie Bruchlasten mit Streuungen (rechts) je Serie (1 bis 4.1) | 80 |
| Abbildung 59: Versagensbilder der Serie 1 in den Druck-Scher-Versuchen | 80 |
| Abbildung 60: Versagensbilder der Serie 2 in den Druck-Scher-Versuchen | 81 |
| Abbildung 61: Versagensbilder der Serie 3 in den Druck-Scher-Versuchen | 82 |
| Abbildung 62: Versagensbilder der Serie 4.1 in den Druck-Scher-Versuchen | 82 |
| Abbildung 63: Routineversuche zur Überprüfung der Materialeigenschaften des Vergussmörtels „PAGEL HFA1-VP“ am Prisma (links), Spaltzugversuch am Würfel (Mitte) und Druck-Scher-Versuch nach dem Bruch (rechts) | 83 |
| Abbildung 64: Versuchskurven (Druck-Scher-Versuche) aller Probekörper je Serie (4.1 bis 5.4) | 84 |
| Abbildung 65: Mittelwerte der Versuchskurven (Druck-Scher-Versuche) je Serie (4.1 bis 5.4 sowie 1, 3, 4.1) | 84 |
| Abbildung 66: Mittelwerte der Scherfestigkeiten und der Verschiebungsmoduln und deren Streuungen je Serie (1 bis 4.1) | 86 |
| Abbildung 67: Mittelwerte der Bruchlasten (links) und Verschiebungsmoduln bis 250 kN (mitte) sowie bis 8000 kN (rechts) und deren Streuungen je Serie (4.2 bis 5.4) | 87 |
| Abbildung 68: Versagensbilder in Serie 4.2 (Schrauben, V1/10) und 4.3 (Schrauben, HFA1-VP) | 89 |
| Abbildung 69: Versagensbilder in Serie 5.1 (Kerven+Schrauben, V1/10) und 5.3 (Kerven+Schrauben, HFA1-VP) | 90 |
| Abbildung 70: Fotos der Probekörper aus Serie 5.2 (Kerven mit Holzflanken, V1/10) im Bruchzustand | 90 |
| Abbildung 71: Fotos der Probekörper aus Serie 5.4 (Kerven mit Holzflanken, HFA1-VP) im Bruchzustand | 91 |
| Abbildung 72: Stabwerkmodell am zwei- und dreidimensionalen Probekörper im Druck-Scher-Versuch (Serie 4.2) | 92 |
| Abbildung 73: Volumenmodell in Ansys Workbench 2020-R2 mit aufgebrachtener Verschiebung über Lasteinleitungsplatte (links), vernetzte Bauteile mit Schraubeneinbringen im Brettsperrholz und Beton (mitte) und Schrauben ohne Bauteile (rechts) | 93 |
| Abbildung 74: Ergebnisse für das BSP und die Schrauben der linearen Berechnung mit ANSYS WB 2020- R2 | 95 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Abbildung 75: Ergebnisse für den Beton der linearen Berechnung mit ANSYS WB 2020- R2..... | 96 |
| Abbildung 76: Vergleich der numerischen Berechnungen in ANSYS WB (linear und nichtlinear) mit Versuchskurven der Druck-Scher-Versuche (Serie 4.2) | 97 |
| Abbildung 77: Versuchskurven aller Probekörper der Großbauteilversuche je Serie (1 bis 3.2) | 98 |
| Abbildung 78: Auswertung der Differenzverschiebungen der linken zur mittleren, mittleren zur rechten und linken zur rechten Punktreihe für die vertikalen (dX) sowie die horizontalen (dY) Verschiebungen im oberen und unteren Fugenbereich, Serie 3.1 | 99 |
| Abbildung 79: Vergleich der Versuchskurven über die Fugenverschiebung (links) und die Mittendurchbiegung (rechts) mit FE-Modell | 99 |
| Abbildung 80: Bruchzustand in Serie 1 | 102 |
| Abbildung 81: Bruchzustand in Serie 2.1 im Versuchsaufbau (links), ausgebaute und aufgestemmte Probekörper (rechts)..... | 103 |
| Abbildung 82: Bruchzustand in Serie 2.2 im Versuchsaufbau (links), ausgebauter und aufgestemmter Probekörper (rechts)..... | 103 |
| Abbildung 83: Bruchzustand in Serie 3.1 im Versuchsaufbau (links), ausgebauter und aufgestemmter Probekörper (rechts)..... | 104 |
| Abbildung 84: Bruchzustand in Serie 3.2 im Versuchsaufbau (links), ausgebauter Probekörper (rechts)..... | 105 |
| Abbildung 85: Ausgebauter und aufgestemmter Probekörper (Serie 3.1) mit sichtbarer Betonfuge und skizzierten Schraubenpaaren..... | 105 |
| Abbildung 86: Wand-Decken- und Wand-Boden-Anschlüsse über Betonnut mit gekreuzten Schrauben im Quer- und Längsschnitt..... | 107 |
| Abbildung 87: Wand-Decken-Anschlussdetail im Querschnitt (links) und im Längsschnitt (rechts) mit Bewehrungslage im Beton | 107 |
| Abbildung 88: Wand-Boden-Anschlussdetail im Längsschnitt (links) und im Querschnitt (rechts) mit Bewehrungslage im Beton | 108 |
| Abbildung 89: Mögliche Lösungen für Wand-Deckenanschluss Zugband im Deckenbereich und Formschluss als Kervenrechteck..... | 109 |
| Abbildung 90: Mögliche Lösungen für Wand-Deckenanschluss Zugband im Deckenbereich und Formschluss als Kervendreieck..... | 110 |
| Abbildung 91: Demonstrator-Körper für Technologietests | 111 |
| Abbildung 92: Schnittgrößen und transformierte Kräfte für die Bemessung mithilfe des Stabwerkmodells in einer durchgängigen Wandscheibe ohne Fuge (links); in einer Wandscheibe mit Fuge (rechts) | 112 |
| Abbildung 93: Stabwerkmodell für die Bemessung der Wandscheibe mit Zugband (links) und für den Schubnachweis der Fuge (rechts) | 113 |
| Abbildung 94: Stabwerkmodell in der Betonnut nach Entfernung der Holzflanken im Bruchzustand des Großbauteils (Serie 3.1) | 114 |
| Abbildung 95: Schnittgrößen am Scheibenelement (links); Transformation nach (Krebs 1986) in schiefwinklige Richtungen (rechts)..... | 116 |
| Abbildung 96: Wandscheibe mit Schubkraft in der Wand-Decken- bzw. Wand-Boden-Anschlussfuge aus (Wallner-Novak et al. 2013a)..... | 117 |
| Abbildung 97: Herstellungstechnologie des BSP-Wandfugensystems (Vorzugsvariante) auf der Baustelle; Fugenansicht (links) und Fugendraufsicht mit Textilfixierung (rechts)..... | 121 |

Abbildung 98: Auswertung der Photogrammetriemessung in ARAMIS von Serie 3.2, PK 1 184

Abbildung 99: Auswertung der Photogrammetriemessung in ARAMIS von Serie 3.2, PK 2..... 185

Abbildung 100: Auswertung der Photogrammetriemessung in ARAMIS von Serie 3.2, PK 3 186

Liste der Fotografen

Abbildung 5: Norbert Nagel, 2012 (links); Nina Rundsveen 2019 (rechts)

Abbildung 9: Sergej Rempel

Abbildung 21: Kristina Farwig

Abbildung 22: Kristina Farwig

Abbildung 34: Ludwig Hahn

Abbildung 36: Kristina Farwig

Abbildung 37: Doreen Sonntag (rechts)

Abbildung 48: Kristina Farwig

Abbildung 53: Doreen Sonntag (links); Marén Kupke (rechts)

Abbildung 54: Kristina Farwig (rechts)

Abbildung 55: Kristina Farwig

Abbildung 59 bis Abbildung 62: Melchior Deutscher

Abbildung 63: Kristina Farwig

Abbildung 68: Kristina Farwig

Abbildung 69: Kristina Farwig

Abbildung 70: Franz Bracklow

Abbildung 71: Franz Bracklow

Abbildung 80: Marén Kupke

Abbildung 81: Marcus Hering (links); Ludwig Hahn (rechts)

Abbildung 82: Marcus Hering (links); Marén Kupke (mitte); Ludwig Hahn (rechts)

Abbildung 83: Kristina Farwig

Abbildung 84: Marén Kupke (links); Ludwig Hahn (rechts)

Abbildung 85: Ludwig Hahn

Abbildung 91: Kristina Farwig

Abbildung 94: Ludwig Hahn

Fotos in Tabelle 20: Ludwig Hahn (oben); Kristina Farwig (unten)

Tabellenverzeichnis

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabelle 1: Am Projekt beteiligte Kooperationspartner, Unterauftragnehmer sowie Labor- und Institutsmitarbeiter/innen | 15 |
| Tabelle 2: Arbeitspakete (AP) | 16 |
| Tabelle 3: Versuchsmatrix für Druck-Scher-Versuche (Serie 1.1 bis 4.1) | 54 |
| Tabelle 4: Versuchsmatrix für Druck-Scher-Versuche (Serie 4.2 bis 5.4) | 54 |
| Tabelle 5: Eigenschaften der Vergussmörtel | 55 |
| Tabelle 6: Eigenschaften der Textilien | 56 |
| Tabelle 7: Versuchsmatrix für Großbauteilversuche | 60 |
| Tabelle 8: Materialkennwerte für dreilagiges Brettsperrholz in RF-Lamine | 63 |
| Tabelle 9: Vergleich der Scheibenschnittgrößen einer BSP-Scheibe ohne Fuge aus RFEM mit den Ergebnissen aus Sofistik (Stassen) | 65 |
| Tabelle 10: Eigenschaften der Vergussmörtel | 68 |
| Tabelle 11: Eigenschaften der Textilien | 69 |
| Tabelle 12: Belastungsverfahren und geschätzte Maximallasten im Vergleich zu den erreichten Bruchlasten je Serie | 78 |
| Tabelle 13: Bruchlasten aller Serien aus Druck-Scher-Versuchen mit Streuungsparametern | 85 |
| Tabelle 14: Scherfestigkeit (Serie 1) und analytische Verschiebungsmoduln (Serien 2.1 bis 5.4) aus Druck-Scher-Versuchen | 87 |
| Tabelle 15: Vergleich der Bruchlasten und Verschiebungsmoduln mit Zulassungswerten | 88 |
| Tabelle 16: Materialeigenschaften für den Beton bei linearer und nichtlinearer Berechnung | 93 |
| Tabelle 17: Materialeigenschaften für die jeweiligen BSP-Lagen bei dreischichtigem Aufbau | 94 |
| Tabelle 18: Minimal-, Maximal- und Mittelwerte der Bruchlasten sowie Relativverschiebungen bei F_{\max} mit Streuungsparametern | 101 |
| Tabelle 19: Vergleich der Verschiebungsmoduln aus dem Großbauteilversuch (K_{ser}) und den Druck-Scher-Versuchen ($K_{\text{ser},0}$) | 101 |
| Tabelle 20: Herstellungsablauf für den BSP-Platten-Verbinder mit Beton | 119 |
| Tabelle 21: Kostenschätzung (von Marén Kupke, AIB GmbH und Ludwig Hahn, AuH GmbH) je laufenden Meter BSP-Verbinder | 120 |
| Tabelle 22: Übersicht über die Probekörperserien (Serie 1.1 bis 3) und die Versagensarten | 168 |
| Tabelle 23: Übersicht über die Probekörperserien (Serie 4.1 bis 5.4) und die Versagensarten | 169 |

Anlagen

a. Ergebnisse Technologietests

- Ergebnisse Routineprüfungen – Technologieversuche
 - Spaltzugfestigkeitsprüfung
 - Biegezug- und Druckfestigkeit an Prismen
 - Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung (Sekantenmodul)

b. Materialdatenblätter der PAGEL Spezial-Betone GmbH und der solidian GmbH

c. Versuchsplanung - Druck-Scher-Versuche

- Prüfvarianten der Druck-Scher-Versuche
- Herstellungsablauf der 32 Probekörper

d. Leistungsumfang für Verbinder (je lfd. Meter) für die Herstellung einer Verbundfuge

- mit Schraubenkreuzen, gerade Fuge (Fa. AuH)
- mit Kerfen und Schrauben (Fa. AuH)
- mit einer Stoßdeckleiste (Fa. AuH)

e. Versuchsergebnisse - Druck-Scher-Versuche

- Versagensarten und Maximalkräfte mit dazugehöriger Relativverschiebung
- Ergebnisse Routineprüfungen - Druck-Scher-Versuche
 - Spaltzugfestigkeitsprüfung
 - Biegezug- und Druckfestigkeit an Prismen
 - Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung (Sekantenmodul)

f. Versuchsergebnisse - Großbauteilversuche

- Photogrammetrie-Bilder der Großbauteilversuche
- Versagensarten und Maximalkräfte mit dazugehöriger Relativverschiebung
- Ergebnisse Routineprüfungen - Großbauteilversuche
 - Spaltzugfestigkeitsprüfung
 - Biegezug- und Druckfestigkeit an Prismen
 - Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung (Sekantenmodul)

g. Numerische Ergebnisse Projektarbeit (Stassen 2021)

- FE-Modell und Stabwerkmodell Druck-Scher-Probekörper in Sofistik
- FE-Modell und Stabwerkmodell Großbauteile in Sofistik

h. Vorbemessung aus (Zimmermann 2019), modifiziert

- Teil 1: Dimensionierung der BSP-Verbindevarianten bei maximalem Schubwiderstand der BSP-Scheibe
- Teil 2: Nachweis der Varianten im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter realistischen Lastannahmen

a. Ergebnisse Routineprüfungen: Technologietests

Spaltzugfestigkeitsprüfung (V1/10-Vergussmörtel ohne Fasern)
DIN EN 12390-6

| | | | |
|------------------------|--------------------|---------------|----------------------------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I30 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 09.01.2020 | Prüfer: | Günther |
| Prüfdatum: | 06.02.2020 | Prüfalter: | 28 d |
| Betonsorte: | ohne Fasern | Prüfmaschine: | ZD 1000 |
| Prüfkörper: | Würfel 150 mm | Lagerung: | <i>Im Wasser bis zur Prüfung</i> |
| PK-Bearbeitung: | - | | |

| Prüfkörper | | | W 1 | W 2 | W 3 |
|-----------------------------------|---------------------------------|-------------------------|-------------|-------------|-------------|
| Länge (Kontaktlinie) | L | mm | 156,5 | 150,6 | 149,1 |
| Breite | b | mm | 147,7 | 149,7 | 149,9 |
| Höhe | d | mm | 150,1 | 149,8 | 150,3 |
| Masse | m | kg | 7,632 | 7,664 | 7,63 |
| Dichte | ρ | kg/m³ | 2200 | 2269 | 2271 |
| Ermittlung der Spaltzugfestigkeit | | | | | |
| Bruchlast | F_{max} | kN | 111,63 | 151,03 | 208,44 |
| Druckfestigkeit | $f_{ct,sp}$ | MPa | 3,03 | 4,26 | 5,92 |
| Mittelwert | $f_{ct,sp,m}$ | MPa | 4,40 | | |

Spaltzugfestigkeitsprüfung (HFA1-VP-Hochfestverguss mit Fasern)
DIN EN 12390-6

| | | | |
|------------------------|---------------|---------------|---------------------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I30 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 09.01.2020 | Prüfer: | Günther |
| Prüfdatum: | 06.02.2020 | Prüfalter: | 28 d |
| Betonsorte: | mit Fasern | Prüfmaschine: | ZD 1000 |
| Prüfkörper: | Würfel 150 mm | Lagerung: | Im Wasser bis zur Prüfung |
| PK-Bearbeitung: | - | | |

| Prüfkörper | | | W 1 | W 2 | W 3 |
|-----------------------------------|---------------------------------|-------------------------|-------------|-------------|------------------------------------------|
| Länge (Kontaktlinie) | L | mm | 150,1 | 150,3 | <i>Daten nur von 2 Würfeln vorhanden</i> |
| Breite | b | mm | 148,1 | 150,0 | |
| Höhe | d | mm | 150,0 | 150,4 | |
| Masse | m | kg | 8,077 | 8,217 | |
| Dichte | ρ | kg/m³ | 2422 | 2423 | |
| Ermittlung der Spaltzugfestigkeit | | | | | |
| Bruchlast | F_{max} | kN | 129,02 | 173,39 | |
| Druckfestigkeit | $f_{ct,sp}$ | MPa | 3,65 | 4,88 | |
| Mittelwert | $f_{ct,sp,m}$ | MPa | 4,27 | | |



Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Massivbau, Otto-Mohr-Laboratorium



Prüfprotokoll

Technologietests

Biegezug- und Druckfestigkeit an Prismen

| | | | |
|--------------------|---------------|----------------------|-----------------------|
| OML-Projektnummer: | 2019-I307 | Serienbezeichnung: | Begleitende Versuche |
| Projektname: | BSP-Verbinder | Material: | HFA1-VP mit Fasern |
| Auftraggeber: | DI Farwig | Lagerung: | Klimalagerung |
| Hersteldatum: | 09.01.2020 | Prüfnorm: | DIN EN 196 |
| Prüfdatum: | 06.02.2020 | Prüfgeschwindigkeit: | 0,1 MPa/s / 1,5 MPa/s |
| Prüfalter: | 28d | Prüfer: | H.Günther |

| Probenbezeichnung | L [mm] | B [mm] | H [mm] | m [kg] | Dichte [kg/m ³] | F _f /F _c [kN] | R _f /R _c [MPa] |
|--------------------|---------------------------|--------|--------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| 200109_BZ-01 | 160.2 | 40.4 | 39.9 | 0.589 | 2281 | 5.25 | 12.24 |
| 200109_BZ-02 | 159.8 | 39.2 | 40.1 | 0.602 | 2397 | 4.74 | 11.29 |
| 200109_BZ-03 | 160.1 | 40.2 | 40.0 | 0.617 | 2397 | 5.10 | 11.90 |
| 200109_D-01a | --- | --- | --- | --- | --- | 204.53 | 127.8 |
| 200109_D-01b | --- | --- | --- | --- | --- | 211.46 | 132.2 |
| 200109_D-02a | --- | --- | --- | --- | --- | 196.84 | 123.0 |
| 200109_D-02b | --- | --- | --- | --- | --- | 218.70 | 136.7 |
| 200109_D-03a | --- | --- | --- | --- | --- | 223.88 | 139.9 |
| 200109_D-03b | --- | --- | --- | --- | --- | 218.01 | 136.3 |
| Mittelwerte | Dichte | | | ρ [kg/m³] | 2360 | | |
| | Biegezugfestigkeit | | | R_f [MPa] | | | 11.81 |
| | Druckfestigkeit | | | R_c [MPa] | | | 132.6 |

Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung (Sekantenmodul)
 (HFA1-VP-Hochfestverguss mit Fasern)

DIN EN 12390-13 Entwurf 2019 **Verfahren B** **Stabilisierter E-Modul**

OML-Projekt-Nr.: 2019-I30 Projekt-Bez.: BSP-Verbinder
 Massivbau-Projekt-Nr.: 0446F Bearbeiter: K. Farwig

Herstelldatum: 09.01.2020 Prüfer: Günther
 Prüfdatum: 06.02.2020 Prüfdauer: 28 d
 Betonsorte: **mit Fasern** Prüfmaschine: ZD 1000
 Prüfkörper: Prisma 160x40x40 Lagerung: 7 d im Wasser, dann Klimakammer
 PK-Bearbeitung: geschliffen :

| Prüfkörper | | | P 1 | P 2 | P 3 |
|--------------------------------------------------|--------------------------|-------------------------|--------------|--------------|--------------|
| Länge | l | mm | 39,1 | 38,3 | 38,2 |
| Breite | b | mm | 39,9 | 40,1 | 40,2 |
| Höhe | h | mm | 156,5 | 156,4 | 156,5 |
| Fläche | A | mm ² | 1560 | 1536 | 1536 |
| Masse | m | kg | 0,587 | 0,572 | 0,58 |
| Dichte | ρ | kg/m³ | 2400 | 2380 | 2410 |
| Ermittlung der Druckfestigkeit | | | | | |
| Bruchlast | F _{maX} | kN | 194,1 | 206,5 | 207,6 |
| Druckfestigkeit | f_c | MPa | 124,4 | 134,4 | 135,2 |
| Mittelwert | f_{c,m} | MPa | 131,3 | | |
| stabilisierter Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) | | | | | |
| Messlänge DD1 | L ₀ | mm | 60 | 60 | 60 |
| stab. Elastizitätsmodul | E_{c,s} | MPa | 42438 | 42238 | 43995 |
| Mittelwert | E_{c,s,m} | MPa | 42900 | | |

b. Materialdatenblätter der PAGEL Spezial-Betone GmbH und der solidian GmbH

- Datenblätter der PAGEL Spezial-Betone GmbH
 - V1-Verguss
 - V1[®]/10 PAGEL-VERGUSS (0–1 mm)
 - V1[®]/50 PAGEL-VERGUSS (0–5 mm)
 - V1[®]/160 PAGEL-VERGUSS (0–16 mm)
 - Hochfestverguss C80/95
 - HF10 PAGEL-HOCHFESTVERGUSS (0–1 mm)
- Datenblätter der Solidian GmbH
 - solidian GRID Q142/142-CCE-25
 - solidian GRID Q85/85-CCE-21
 - solidian GRID Q87/87-AAE-21

PAGEL®
Spezial-Beton

Technisches Merkblatt
V1®/10, V1®/50, V1®/160

V-VERGUSS

V1®/10 PAGEL-VERGUSS (0-1 mm)
V1®/50 PAGEL-VERGUSS (0-5 mm)
V1®/160 PAGEL-VERGUSS (0-16 mm)

PRÜFZEUGNISSE UND NACHWEISE

- › Übereinstimmungszertifikat DAfStb-Richtlinie (VeBMR) „Herstellung und Verwendung von zementgebundenem Vergussbeton und Vergussmörtel“ (QDB)
- › Produkt gemäß DIN EN 1504-6 “Verankerung von Bewehrungsstäben”
- › hoher Frost-Tausalz-Widerstand - Nachweis durch CDF-Verfahren
- › hoher Sulfatwiderstand - Nachweis durch Prüfung gemäß DIN 19573 (V1®/50 und V1®/160)
- › hoher Chlorideindringwiderstand - Nachweis durch Prüfung des Chloridmigrationskoeffizienten (V1®/50)
- › Prüfung gemäß DVGW Technische Regeln, Arbeitsblatt W 270 und W 347
- › Prüfung gemäß DVGW Technische Regeln, Arbeitsblatt W 300 (V1®/50)
- › Nachweis der Wassereindringtiefe unter Druck gemäß DIN 12390-8 (V1®/160)
- › werkseigene Produktionskontrolle gemäß DIN EN 1504-3; Tabelle ZA. 1a für V1®/50 und V1®/160
- › werkseigene Produktionskontrolle gemäß DIN EN 1504-6
- › Unternehmenszertifizierung gemäß DIN EN ISO 9001:2015



PAGEL®

VERGUSS

EIGENSCHAFTEN

- › hochfließfähig
- › kontrolliertes Quellen mit kraftschlüssiger Verbindung zwischen Betonfundament und Maschinenplatte
- › hohe Früh- und Endfestigkeit
- › niedriger Elastizitätsmodul in Verbindung mit hoher Biegezugfestigkeit
- › niedriger w/z-Wert
- › hoher Frost-Tausalz-Widerstand, wasserundurchlässig sowie weitgehend beständig gegen Mineralöle und Treibstoffe
- › pumpfähig und leicht zu verarbeiten – auch bei niedrigen Temperaturen, mit Mono-, Misch- und Förderpumpen (Maschineneignung anfragen)
- › erfüllt die Bedingungen der Baustoffklasse A1 (nicht brennbar) nach Entscheidung 2000/605/EG der Europäischen Kommission vom 26. September 2000 (Veröffentlicht im Amtsblatt L258)

ANWENDUNGSGEBIETE

- › Universal-Verguss für Präzisionsmaschinen jeglicher Art
- › Turbinen, Generatoren, Kompressoren, Dieselmotoren und andere Kraftwerksanlagen, die hohen dynamischen Beanspruchungen ausgesetzt sind
- › Fixatoren
- › Stahl- und Betonstützen
- › Betonfertigteile und Stahlkonstruktionen
- › Brückenlager und Brückenübergangskonstruktionen
- › Kranbahnschienen und Radioteleskope, Stahl- und Hüttenwerke sowie Bergbauanlagen
- › Papier-, Chemie- und Raffinerieanlagen
- › Rohrdurchführungen in Kanal-, Klärwerks-, und Trinkwasserbehälteranlagen zur Gas- und Wasserdruckabdichtung

FEUCHTIGKEITSKLASSEN BEZOGEN AUF BETON-KORROSION INFOLGE ALKALI-KIESELSÄURE-REAKTION

| Feuchtigkeitsklasse | WO | WF | WA | WS |
|---------------------|----|----|----|----|
| VERGUSS | • | • | • | • |

Die Gesteinskörnungen der PAGEL®-Produkte entsprechen nach DIN EN 12620 der Alkaliempfindlichkeitsklasse E1 aus unbedenklichen Vorkommen.

EXPOSITIONSKLASSENZUORDNUNG GEMÄSS: DIN EN 206-1 / DIN 1045-2

| | XO | XC | XD | XS | XF | XA | XM |
|----------------|----|------|-----|-----|------|------|-----|
| | | 1234 | 123 | 123 | 1234 | 123* | 123 |
| V1®/10 | • | •••• | ••• | ••• | •••• | •• | •• |
| V1®/50 | • | •••• | ••• | ••• | •••• | ••• | •• |
| V1®/160 | • | •••• | ••• | ••• | •••• | •••• | •• |

* Einstufung des Sulfatwiderstands gemäß DIN 19573

Einstufung gemäß DAfStb VeBMR Richtlinie:

| | Fließmaßklasse | Ausfließmaßklasse | Schwindklasse | Frühfestigkeitsklasse | Druckfestigkeitsklasse |
|----------------|----------------|-------------------|---------------|-----------------------|------------------------|
| V1®/10 | Einstufung f2 | - | SKVM II | A | C55/67 |
| V1®/50 | Einstufung - | a3 | SKVB I | A | C60/75 |
| V1®/160 | Einstufung - | a2 | SKVB I | A | C60/75 |



PAGEL®
Spezial-Beton

Technisches Merkblatt
V1®/10, V1®/50, V1®/160

TECHNISCHE DATEN

| TYP | | | V1®/10 | V1®/50 | V1®/160 |
|-------------------------------|------------------------------------|-------------------|----------|----------|----------|
| Körnung | | mm | 0-1 | 0-5 | 0-16 |
| Untergusshöhe | | mm | 5-30 | 20-120 | 100-400 |
| Wassermenge | max. | % | 13 | 12 | 11 |
| Verbrauch (Trockenmörtel) ca. | | kg/m ³ | 2.000 | 2.000 | 2.100 |
| Frischmörtelrohddichte ca. | | kg/m ³ | 2.250 | 2.300 | 2.300 |
| Verarbeitungszeit ca. | 20 °C | min | 90 | 90 | 90 |
| Fließmaß (Rinne) | 5 min | mm | ≥ 650 | n. b. | n. b. |
| | 30 min | mm | ≥ 550 | n. b. | n. b. |
| Ausfließmaß | 5 min | mm | n. b. | ≥ 700 | ≥ 600 |
| | 30 min | mm | n. b. | ≥ 620 | ≥ 520 |
| Quellmaß | 24 h | Vol.-% | ≥ 0,1 | ≥ 0,1 | ≥ 0,1 |
| Druckfestigkeit* | 1 d | N/mm ² | ≥ 40 | ≥ 40 | ≥ 40 |
| | V1/10: 4x4x16 cm 7 d | N/mm ² | ≥ 60 | ≥ 60 | ≥ 60 |
| | V1/50, V1/160: 15x15x15 cm 28 d | N/mm ² | ≥ 80 | ≥ 75 | ≥ 75 |
| Biegezugfestigkeit** | 90 d | N/mm ² | ≥ 90 | ≥ 90 | ≥ 90 |
| | 1 d | N/mm ² | ≥ 4 | ≥ 4 | ≥ 4 |
| | 7 d | N/mm ² | ≥ 6 | ≥ 6 | ≥ 6 |
| | 28 d | N/mm ² | ≥ 8 | ≥ 8 | ≥ 8 |
| E-Modul (statisch) | 90 d | N/mm ² | ≥ 10 | ≥ 10 | ≥ 10 |
| | 7 d | N/mm ² | ≥ 30.000 | ≥ 30.000 | ≥ 30.000 |
| | 28 d | N/mm ² | ≥ 35.000 | ≥ 35.000 | ≥ 35.000 |

* Prüfung der Mörtel-Druckfestigkeit gemäß DIN EN 196-1;
Prüfung der Beton-Druckfestigkeit gemäß DIN EN 12390-3

** Prüfung der Biegezugfestigkeit gemäß DIN EN 12390-5

n. b. = nicht bestimmt

Hinweis: Alle angegebenen Prüfwerte entsprechen der DAfStb VeBMR-Rili.

Frisch- und Festmörtelprüfungen bei 20 °C ± 2 °C, Lagerung der Prüfkörper nach 24 Stunden bis zur Festigkeitsprüfung in Wasser bei 20 °C ± 2 °C. Höhere oder niedrigere Temperaturen führen zu abweichenden Frisch-/ Festmörtel Eigenschaften und Prüfergebnissen. Je nach Temperatur kann die Konsistenz durch geringfügige Reduzierung des Anmachwassers angepasst werden.

Lagerung: 12 Monate. Kühl, trocken, frostfrei. In original verschlossenen Gebinden.
Lieferform: 25-kg-Sack, Europalette 1.000 kg
Gefahrenklasse: kein Gefahrgut, Hinweise auf der Verpackung beachten.
GISCODE: ZP1

PAGEL-PRODUKTZUSAMMENSETZUNG:

Zemente: gemäß DIN EN 197-1
Gesteinskörnungen: gemäß DIN EN 12620
Zusatzstoffe: gemäß DIN EN 450, abZ, DIN EN 13263 (Flugasche, Mikrosilika, etc.)
Zusatzmittel: gemäß DIN EN 934-4

PAGEL®

VERGUSS

VERARBEITUNG

UNTERGRUNDVORBEREITUNG:

Lose und hafthemmende Teile wie Zementschlämme, Verunreinigungen etc. durch geeignete Verfahren z. B. Kugelstrahlen o. Ä. bis zum tragfähigen Korngerüst entfernen. Eine ausreichende Abreißfestigkeit (i. M. $\geq 1,5 \text{ N/mm}^2$, KEW $\geq 1,0 \text{ N/mm}^2$) muss gewährleistet sein.

Vornässen:

Ca. 6-24 Stunden bis zur kapillaren Sättigung der Betonunterlage vornässen.

Betonstahl:

Freigelegte bzw. freiliegende Bewehrungsstähle durch Strahlen metallisch blank gemäß Reinheitsgrad SA 2 ½ nach DIN EN ISO 12944-4 entrostet.

Nichteisenmetalle:

Zement und zementgebundene Baustoffe verursachen im Übergangsbereich der Einbindung einen lösenden Angriff auf Nichteisenmetalle (z. B. Aluminium, Kupfer, Zink).

Fordern Sie bitte unsere Technische Beratung an.

SCHALUNG:

dicht und stabil befestigen. Auf der Betonunterlage abdichten. Nichtsaugende Schalung verwenden.

Vergussüberstand:

50 mm Vergussüberstand - konstruktive Vorgaben beachten - nicht überschreiten. Bei hoch dynamisch beanspruchten und vorgespannten Grund- und Maschinenplatten und daraus resultierenden hohen Randdruckspannungen sollte der Verguss im Idealfall bündig zur Lagerplatte ausgeführt, im Winkel von 45° abgeschalt oder im frischen Zustand nach dem Verguss bündig zur Auflagerplatte abgetrennt werden. Spannungsüberlagerungen und -abrisse werden dadurch weitestgehend vermieden (statische und konstruktive Vorgaben beachten).

MISCHEN:

Der Trockenmörtel ist gebrauchsfertig und muss nur noch mit Wasser gemischt werden. Vorgeschriebene Wassermenge bis auf eine Restmenge in ein sauberes und geeignetes Mischgerät (z. B. Zwangsmischer) einfüllen.

Trockenmörtel hinzufügen und mindestens 3 Minuten mischen. Restliches Wasser zugeben und mindestens weitere 2 Minuten bis zur Homogenität mischen.

VERGUSS:

Der Vergussvorgang ist nur von einer Seite oder Ecke ohne Unterbrechung durchzuführen. Bei großflächigen Arbeitsvorgängen empfehlen wir - möglichst von Plattenmitte aus - mit Trichter und/oder Verfüllschlauch zu vergießen. Aussparungsöffnungen zuerst (bis etwas unter Oberkante) und dann die Maschinenplatte o. Ä. vergießen.

Temperaturbereich: +5 °C bis + 35 °C

Zugabewasser: Trinkwasserqualität

NACHBEHANDLUNG:

Freiliegende Vergussflächen umgehend nach Abschluss der Arbeiten umgehend nach vorzeitiger Wasserverdunstung (Wind, Zugluft, Sonneneinstrahlung etc.) über einen Zeitraum von 3-5 Tagen schützen.

Geeignete Nachbehandlungsmethoden:

Wassersprühnebel, Folienabdeckungen mit Jutebahnen, Thermofolien oder feuchtigkeitspeichernde Abdeckbahnen, **O1 VERDUNSTUNGSSCHUTZ**.

Bei Verwendung des **O1 VERDUNSTUNGSSCHUTZ** Technisches Merkblatt beachten.

Die Angaben des Prospektes, die anwendungstechnische Beratung und sonstige Empfehlungen beruhen auf umfangreichen Forschungsarbeiten und Erfahrungen. Sie sind jedoch - auch im Bezug auf Schutzrechte Dritter - unverbindlich und betreffen den Kunden nicht davon, die Produkte und Verfahren auf ihre Eignung für den Einsatzzweck selbst zu prüfen. Bei den angegebenen Prüfdaten handelt es sich um Durchschnittswerte und -analysen. Abweichungen sind bei Anlieferung möglich. Abweichende Einzelheiten von diesem Prospekt bedürfen der schriftlichen Bestätigung. Planer und Verarbeiter sind angehalten, sich jeweils über den neuesten Stand der Technik und die jeweils gültige Ausgabe dieses Prospektes kundig zu machen. Unser Kundendienst ist für Ihnen jederzeit, gerne, und wir freuen uns über das von Ihnen gezeigte Interesse. Mit dem Erschienen dieser Ausgabe sind die vorausgegangenen Produktinformationen ungültig. Die jeweils aktuellste und gültige Fassung ist im Internet unter www.pagel.com abrufbar.

PAGEL' Spezial-Beton GmbH & Co. KG
 Wolfsbankring 9 Tel. +49 201 68504 0
 45355 Essen · DE Fax +49 201 68504 31
www.pagel.com · info@pagel.com

Technisches Merkblatt 0201-0203 / QS-Formblatt 05/19 Rev. 00

PAGEL
Spezial-Beton

Technisches Merkblatt
HF10

HOCHFESTVERGUSS C80/95

HF10 PAGEL-HOCHFESTVERGUSS (0-1 mm)

PRÜFZEUGNISSE UND NACHWEISE

- › Übereinstimmungszertifikat DAfStb-Richtlinie (VeBMR) "Herstellung und Verwendung von zementgebundenen Vergussbeton und Vergussmörtel" (QDB)
- › werkseigene Produktionskontrolle gemäß DIN EN 1504-6
- › Unternehmenszertifizierung gemäß DIN EN ISO 9001:2015



EIGENSCHAFTEN

- › hohe Fließfähigkeit
- › niedriger w/z Wert
- › Mikrosilika vergütet
- › hohe Festigkeiten bereits nach 24 h und hohe Endfestigkeiten
- › pumpfähig über lange Strecken und leicht zu verarbeiten - auch bei niedrigen Anwendungstemperaturen, (Maschineneignung anfragen)
- › kontrolliertes Quellen mit kraftschlüssiger Verbindung zwischen Stahlbetonfertigteilen
- › erfüllt die Bedingungen der Baustoffklasse A1 (nicht brennbar) nach Entscheidung 2000/605/EG der Europäischen Kommission vom 26. September 2000 (Veröffentlicht im Amtsblatt L258)

ANWENDUNGSGEBIETE

- › Fugenverguss
- › Hohlraumverfüllung
- › Verguss von Fertigteilen

FEUCHTIGKEITSKLASSEN BEZOGEN AUF BETON-KORROSION INFOLGE ALKALI-KIESELSÄURE-REAKTION

| Feuchtigkeitsklasse | WO | WF | WA | WS |
|---------------------|----|----|----|----|
| HF10 | • | • | • | • |

Die Gesteinskörnungen der PAGEL®-Produkte entsprechen nach DIN EN 12620 der Alkaliempfindlichkeitsklasse E1 aus unbedenklichen Vorkommen.

EXPOSITIONSKLASSENZUORDNUNG GEMÄSS: DIN EN 206-1 / DIN 1045-2

| | XO | XC | XD | XS | XF | XA | XM |
|-------------|------|------|-----|-----|------|-----|-----|
| | 1234 | 123 | 123 | 123 | 1234 | 123 | 123 |
| HF10 | • | •••• | ••• | ••• | ••• | •• | •• |

Einstufung gemäß DAfStb VeBMR Richtlinie:

| | Fließmaßklasse | Ausfließmaßklasse | Schwindklasse | Frühfestigkeitsklasse | Druckfestigkeitsklasse | |
|-------------|----------------|-------------------|---------------|-----------------------|------------------------|--------|
| HF10 | Einstufung | f3 | - | SKVM I | A | C80/95 |



PAGEL®

HOCHFESTVERGUSS C80/95

TECHNISCHE DATEN

| TYP | HF10 | |
|-------------------------------|-------------------|-------------------|
| Körnung | mm | 0-1 |
| Untergusshöhe | mm | 5-30 (100)** |
| Wassermenge | max. | % |
| Verbrauch ca. (Trockenmörtel) | kg/m ³ | 2.000 |
| Frischmörtelrohddichte | kg/m ³ | 2.300 |
| Verarbeitungszeit | min | ≥ 90 |
| Fließmaß | mm | ≥ 750 |
| Quellmaß | 24 h | Vol.-% |
| Druckfestigkeit* | 1 d | N/mm ² |
| | 7 d | N/mm ² |
| | 28 d | N/mm ² |
| Biegezugfestigkeit* | 1 d | N/mm ² |
| | 7 d | N/mm ² |
| | 28 d | N/mm ² |
| E-Modul | 7 d | N/mm ² |
| | 28 d | N/mm ² |

* Prüfung der Biegezug- und Druckfestigkeit gemäß DIN EN 196-1

** nach E DIN 18088-5:2017-12

Hinweis: Alle angegebenen Prüfwerte entsprechen der DAFStb VeBMR-Rili.

Frisch- und Festmörtelprüfungen bei 20 °C ± 2 °C, Lagerung der Prüfkörper nach 24 Stunden bis zur Festigkeitsprüfung in Wasser bei 20 °C ± 2 °C. Höhere oder niedrigere Temperaturen führen zu abweichenden Frisch-/ Festmörtel-eigenschaften und Prüfergebnissen.

Je nach Temperatur kann die Konsistenz durch geringfügige Reduzierung des Zugabewassers angepasst werden.

Lagerung: 9 Monate. Kühl, trocken, frostfrei. In original verschlossenen Gebinden.

Lieferform: 25-kg-Sack, Europalette 1.000 kg

Gefahrenklasse: kein Gefahrgut, Hinweise auf der Verpackung beachten.

GISCODE: ZP1

VERARBEITUNG

UNTERGRUNDVORBEREITUNG:

Lose und hafthemmende Teile wie Zementschlämme, Verunreinigungen etc. durch geeignete Verfahren z. B. Kugelstrahlen o. Ä. bis zum tragfähigen Korngerüst entfernen. Eine ausreichende Abreißfestigkeit (i. M. ≥ 1,5 N/mm², KEW ≥ 1,0 N/mm²) muss gewährleistet sein.

Vornässen:

Ca. 6-24 Stunden bis zur kapillaren Sättigung der Betonunterlage vornässen.

Betonstahl:

Freigelegte bzw. freiliegende Bewehrungsstähle durch Strahlen metallisch blank gemäß Reinheitsgrad SA 2 ½ nach DIN EN ISO 12944-4 entrostet.

Nichteisenmetalle:

Zement und zementgebundene Baustoffe verursachen im Übergangsbereich der Einbindung einen lösenden Angriff auf Nichteisenmetalle (z. B. Aluminium, Kupfer, Zink).

Fordern Sie bitte unsere Technische Beratung an.

SCHALUNG:

Dicht und stabil befestigen. Auf der Betonunterlage abdichten. Nichtsaugende Schalung verwenden.

Vergussüberstand:

50 mm Vergussüberstand - konstruktive Vorgaben beachten - nicht überschreiten. Bei hoch dynamisch beanspruchten und vorgespannten Grund- und Maschinenplatten und daraus resultierenden hohen Randdruckspannungen sollte der Verguss im Idealfall bündig zur Lagerplatte ausgeführt, im Winkel von 45° abgeschalt oder im frischen Zustand nach dem Verguss bündig zur Auflagerplatte abgetrennt werden. Spannungsüberlagerungen und -abrisse werden dadurch weitestgehend vermieden (statische und konstruktive Vorgaben beachten).

MISCHEN:

Der Trockenmörtel ist gebrauchsfertig und muss nur noch mit Wasser gemischt werden. Vorgeschriebene Wassermenge bis auf eine Restmenge in ein sauberes und geeignetes Mischgerät (z. B. Zwangsmischer) einfüllen. Trockenmörtel hinzufügen und mindestens 3 Minuten mischen. Restliches Wasser zugeben und mindestens weitere 2 Minuten bis zur Homogenität mischen.

VERGUSS:

Der Vergussvorgang ist nur von einer Seite oder Ecke ohne Unterbrechung durchzuführen. Bei großflächigen Arbeitsvorgängen empfehlen wir - möglichst von Plattenmitte aus - mit Trichter und/oder Verfüllschlauch zu vergießen. Aussparungsöffnungen zuerst (bis etwas unter Oberkante) und dann die Maschinenplatte o. Ä. vergießen.

Temperaturbereich: + 5 °C bis + 35 °C

Zugabewasser: Trinkwasserqualität

NACHBEHANDLUNG:

Freiliegende Vergussmörtelflächen umgehend nach Abschluss der Arbeiten gegen vorzeitige Wasserverdunstung (Wind, Zugluft, Sonneneinstrahlung etc.) über einen Zeitraum von 3-5 Tagen schützen.

Die Angaben des Prospektes, die anwendungstechnische Beratung und sonstige Empfehlungen beruhen auf umfangreicher Forschungsarbeit und Erfahrungen. Sie sind jedoch - auch im Bezug auf Schutzrechte Dritter - unverbindlich und treffen den Kunden nicht davon, die Produkte und Verfahren auf ihre Eignung für den Einsatzzweck selbst zu prüfen. Bei den angegebenen Prüfdaten handelt es sich um Durchschnittswerte und -werte. Abweichungen sind zu erwarten. Abweichende Empfehlungen von diesem Prospekt bedürfen der schriftlichen Bestätigung. Pläne und Verarbeiten sind anzupassen, sich jeweils über den neuesten Stand der Technik und die jeweils gültige Ausgabe dieses Prospektes kundig zu machen. Unser Kundendienst ist Ihnen jederzeit gerne, und wir freuen uns über das von Ihnen gezeigte Interesse. Mit dem Erscheinen dieser Ausgabe sind die vorausgegangenen Produktinformationen ungültig. Die jeweils aktuelle und gültige Fassung ist im Internet unter: www.pagel.com abrufbar.

PAGEL' Spezial-Beton GmbH & Co. KG
 Wolfsbankring 9 Tel. +49 201 68504 0
 45355 Esson - DE Fax +49 201 68504 31
www.pagel.com · info@pagel.com

Technisches Merkblatt 0221 / QS-Formblatt 05/19 Rev. 01

TECHNISCHES DATENBLATT
 TECHNICAL DATA SHEET



solidian GRID Q142/142-CCE-25

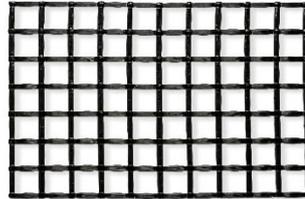


Abbildung
 Figure

| Material / material | | | | |
|--------------------------------------------------------------------|--|-----------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------|----------------------------|
| Fasermaterial / Fiber material | | Carbon / Carbon | | |
| Tränkungsmaterial / Impregnation material | | Epoxidharz / Epoxy Resin | | |
| Geometrie / geometry | | | | |
| Form / Shape | | Matte / Panel | | |
| Abmessungen / Dimensions | | [m] | 5,0 x 1,2 | |
| | | | Längsrichtung / Longitudinal | Querrichtung / Transversal |
| Achsabstand Strang / Roving axis distance | | [mm] | 25 | 25 |
| Faserquerschnittsfläche Einzelstrang / Cross-section of the strand | | [mm ²] | 3,62 | 3,62 |
| Bewehrungsquerschnittsfläche / Cross-section of the reinforcement | | [mm ² /m] | 142 | 142 |
| Kenndaten / specifications | | | | |
| Garnzugfestigkeit / tensile strength of the roving | | [N/mm ²] | Längsrichtung / Longitudinal | Querrichtung / Transversal |
| | | | >4.000 | >4.000 |
| | | | | - |
| Bruchspannung / Tensile strength | | Mittel / avg. char. Wert ¹⁾ / char. Value ¹⁾ [N/mm ²] | 3.100 | 3.300 |
| | | | 2.200 | 2.200 |
| | | | | ISO 10406-1:2008 |
| | | | | DIN EN 1990 |
| | | | | ISO 10406-1:2008 |
| Aufnehmbare Kraft (Mittelwert) / Resisting force (mean value) | | [kN/m] | 440 | 468 |
| E-Modul (Bewehrung) / Modulus of elasticity (reinforcement) | | [N/mm ²] | >220.000 | >205.000 |
| | | | | ISO 10406-1:2008 |

Standort Deutschland

solidian GmbH
 Sigmaringer Straße 150
 72458 Albstadt
 Deutschland

Telefon +49 7431 10-3135
 Telefax +49 7431 10-63135
 info@solidian.com
 www.solidian.com

Standort Kroatien

Kelteks d.o.o.
 Dr. Slavka Rozgaja 3
 47000 Karlovac
 Kroatien

Telefon +385 47 693 300
 Telefax +385 47 434 203
 info@solidian.hr
 www.solidian.hr

Führend in Textiler Bewehrung und beim Bauen mit Textilbeton.

www.solidian.com

TECHNISCHES DATENBLATT
 TECHNICAL DATA SHEET



solidian GRID Q85/85-CCE-21

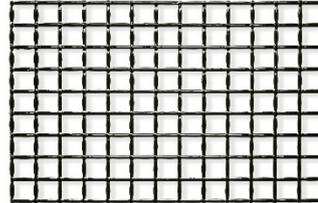


Abbildung
 Figure

| Material / material | | | | |
|--------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------|----------------------------|---------------------------------|
| Fasermaterial / Fiber material | | Carbon / Carbon | | |
| Tränkungsmaterial / Impregnation material | | Epoxidharz / Epoxy Resin | | |
| Oberflächenbeschaffenheit / Surface condition | | Auf Anfrage besandet erhältlich. / Sanded GRID available on request. | | |
| Geometrie / geometry | | | | |
| Form / Shape | | Matte / Panel | | |
| Abmessungen / Dimensions | [m] | 5,0 x 1,2 | | |
| | | Längsrichtung / Longitudinal | Querrichtung / Transversal | |
| Achsabstand Strang / Roving axis distance | [mm] | 21 | 21 | |
| Faserquerschnittsfläche Einzelstrang / Cross-section of the strand | [mm ²] | 1,81 | 1,81 | |
| Bewehrungsquerschnittsfläche / Cross-section of the reinforcement | [mm ² /m] | 85 | 85 | |
| Kenndaten / specifications | | | | |
| | | Längsrichtung / Longitudinal | Querrichtung / Transversal | |
| Garnzugfestigkeit / tensile strength of the roving | [N/mm ²] | >4.000 | >4.000 | - |
| | Mittel / avg. | 3.300 | 3.550 | ISO 10406-1:2008 |
| Bruchspannung / Tensile strength | char. Wert ¹⁾ / char. Value ¹⁾ [N/mm ²] | 2.500 | 2.500 | DIN EN 1990 ISO 10406-1:2008 |
| Aufnehmbare Kraft (Mittelwert) / Resisting force (mean value) | [kN/m] | 280 | 301 | - |
| E-Modul (Bewehrung) / Modulus of elasticity (reinforcement) | [N/mm ²] | >220.000 | >205.000 | ISO 10406-1:2008 |

Standort Deutschland
 solidian GmbH
 Sigmaringer Straße 150
 72458 Albstadt
 Deutschland
 Telefon +49 7431 10-3135
 Telefax +49 7431 10-63135
 info@solidian.com
 www.solidian.com

Standort Kroatien
 Keltteks d.o.o.
 Dr. Slavka Rozgaja 3
 47000 Karlovac
 Kroatien
 Telefon +385 47 693 300
 Telefax +385 47 434 203
 info@solidian.hr
 www.solidian.hr

Führend in Textiler Bewehrung und beim Bauen mit Textilbeton.

www.solidian.com

Hinweise / information

Textilbetonbauteile unterliegen zur Zeit keinen bauaufsichtlichen Zulassungen (Normen, Richtlinien usw.). Bei tragenden Bauteilen sind Baubehörden, Prüfstatiker, Gutachter usw. hinzuzuziehen und länderspezifische Regelungen zu beachten (z.B. Zustimmungen im Einzelfall).

Es wird empfohlen diese Werte im Betonbauteil (vor Ort im Fertigteilwerk) zu überprüfen, um individuelle Einflüsse aus der Betonmischung zu erfassen.

Verarbeitungstemperaturen und Beständigkeiten beachten, nur durch unterwiesenes Fachpersonal verarbeiten, geeignete Betonmischungen verwenden, mit Schutzhandschuhen und -brillen arbeiten. Bitte ggf. weitere Schutzmaßnahmen beachten!

¹⁾ Die Bruchspannung wurde aus experimentellen Untersuchungen am Rovingzugversuchen abgeleitet. Die hier angegebenen Werte stellen Werte für die statische Kurzzeitfestigkeit bei Raumtemperatur (20°C) dar; Einflüsse aus Dauerhaftigkeit, Dauerstandlasten, zyklischen Beanspruchungen, usw. sind hier nicht berücksichtigt.

Textile concrete components are currently not subject to any building authority approvals (standards, guidelines etc.). In the case of structural building sites, building authorities must be consulted with test stators, experts etc. and country-specific regulations must be observed (e.g. approvals of specific cases).

It is recommended to check these values in the concrete component (on site the prefabricated concrete plant) in order to detect individual influences from the concrete mix.

Consider working temperatures and resistance, installation only by trained staff, use suitable concrete mixtures, wear safety gloves and goggles. Please, consider additional protective measures.

¹⁾ *The tensile strength was derived from experimental investigations based on roving tests. The values provided here represent short-term static tensile strength at room temperature (20°C). The influences of durability, long-term loads, cyclic stresses etc. are not taken into consideration.*

Änderungen vorbehalten / subject to change without notice

Version / version: 190423

Datum / date: 23.04.2019

Standort Deutschland

solidian GmbH
Sigmaringer Straße 150
72458 Albstadt
Deutschland

Telefon +49 7431 10-3135
Telefax +49 7431 10-63135
info@solidian.com
www.solidian.com

Standort Kroatien

Kelteks d.o.o.
Dr. Slavka Rozgaja 3
47000 Karlovac
Kroatien

Telefon +385 47 693 300
Telefax +385 47 434 203
info@solidian.hr
www.solidian.hr

Führend in Textiler Bewehrung und beim Bauen mit Textilbeton.

www.solidian.com

TECHNISCHES DATENBLATT
TECHNICAL DATA SHEET



solidian GRID Q87/87-AAE-21

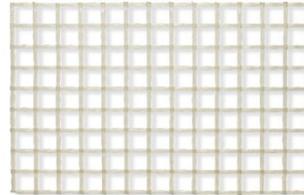


Abbildung
Figure

| Material / material | | | | | |
|----------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|------------------------------|----------------------------|------------------|---------------------------------|
| Fasermaterial / Fiber material | | AR-Glas / AR-Glass | | | |
| Tränkungsmaterial / Impregnation material | | Epoxidharz / Epoxy Resin | | | |
| Geometrie / geometry | | | | | |
| Form / Shape | | Matte / Panel | | | |
| Abmessungen / Dimensions | [m] | 5,0 x 1,2 | | | |
| | | Längsrichtung / Longitudinal | Querrichtung / Transversal | | |
| Achsabstand Strang / Roving axis distance | [mm] | 21 | 21 | | |
| Faserquerschnittsfläche Einzelstrang / Cross-section of the strand | [mm ²] | 1,85 | 1,85 | | |
| Bewehrungsquerschnittsfläche / Cross-section of the reinforcement | [mm ² /m] | 87 | 87 | | |
| Kenndaten / specifications | | | | | |
| | | Längsrichtung / Longitudinal | Querrichtung / Transversal | | |
| Garnzugfestigkeit / tensile strength of the roving | [N/mm ²] | >1.500 | >1.500 | - | |
| | Mittel / avg. | 1.500 | 1.580 | ISO 10406-1:2008 | |
| Bruchspannung / Tensile strength | char. Wert ¹⁾ / char. Value ¹⁾ | [N/mm ²] | 1.200 | 1.100 | DIN EN 1990 ISO 10406-1:2008 |
| | Aufnehmbare Kraft (Mittelwert) / Resisting force (mean value) | [kN/m] | 130 | 137 | - |
| E-Modul (Bewehrung) / Modulus of elasticity (reinforcement) | [N/mm ²] | >72.000 | >72.000 | ISO 10406-1:2008 | |
| Baustoffklasse ²⁾ / Building material class ²⁾ | - | A2 | A2 | DIN 4102-1:1998 | |

Standort Deutschland

solidian GmbH
Sigmaringer Straße 150
72458 Albstadt
Deutschland

Telefon +49 7431 10-3135
Telefax +49 7431 10-63135
info@solidian.com
www.solidian.com

Standort Kroatien

Keltteks d.o.o.
Dr. Slavka Rozgaja 3
47000 Karlovac
Kroatien

Telefon +385 47 693 300
Telefax +385 47 434 203
info@solidian.hr
www.solidian.hr

Führend in Textiler Bewehrung und beim Bauen mit Textilbeton.

www.solidian.com

Hinweise / information

Textilbetonbauteile unterliegen zur Zeit keinen bauaufsichtlichen Zulassungen (Normen, Richtlinien usw.). Bei tragenden Bauteilen sind Baubehörden, Prüfstatiker, Gutachter usw. hinzuzuziehen und länderspezifische Regelungen zu beachten (z.B. Zustimmungen im Einzelfall).

Es wird empfohlen diese Werte im Betonbauteil (vor Ort im Fertigteilwerk) zu überprüfen, um individuelle Einflüsse aus der Betonmischung zu erfassen.

Verarbeitungstemperaturen und Beständigkeiten beachten, nur durch unterwiesenes Fachpersonal verarbeiten, geeignete Betonmischungen verwenden, mit Schutzhandschuhen und -brillen arbeiten. Bitte ggf. weitere Schutzmaßnahmen beachten!

¹⁾ Die Bruchspannung wurde aus experimentellen Untersuchungen am Rovingzugversuchen abgeleitet. Die hier angegebenen Werte stellen Werte für die statische Kurzzeitfestigkeit bei Raumtemperatur (20°C) dar; Einflüsse aus Dauerhaftigkeit, Dauerstandlasten, zyklischen Beanspruchungen, usw. sind hier nicht berücksichtigt.

²⁾ Die Baustoffklasse bezieht sich auf mindestens 30 mm dicke Betonplatten mit einer mittigen Bewehrungslage.

Textile concrete components are currently not subject to any building authority approvals (standards, guidelines etc.). In the case of structural building sites, building authorities must be consulted with test stators, experts etc. and country-specific regulations must be observed (e.g. approvals of specific cases).

It is recommended to check these values in the concrete component (on site the prefabricated concrete plant) in order to detect individual influences from the concrete mix.

Consider working temperatures and resistance, installation only by trained staff, use suitable concrete mixtures, wear safety gloves and goggles. Please, consider additional protective measures.

¹⁾ *The tensile strength was derived from experimental investigations based on roving tests. The values provided here represent short-term static tensile strength at room temperature (20°C). The influences of durability, long-term loads, cyclic stresses etc. are not taken into consideration.*

²⁾ *The building material class refers to concrete panels with a minimum thickness of 30 mm and a centroid AR-Glass reinforcement.*

Änderungen vorbehalten / subject to change without notice

Version / version: 190219b

Datum / date: 19.02.2019

Standort Deutschland

solidian GmbH
Sigmaringer Straße 150
72458 Albstadt
Deutschland

Telefon +49 7431 10-3135
Telefax +49 7431 10-63135
info@solidian.com
www.solidian.com

Standort Kroatien

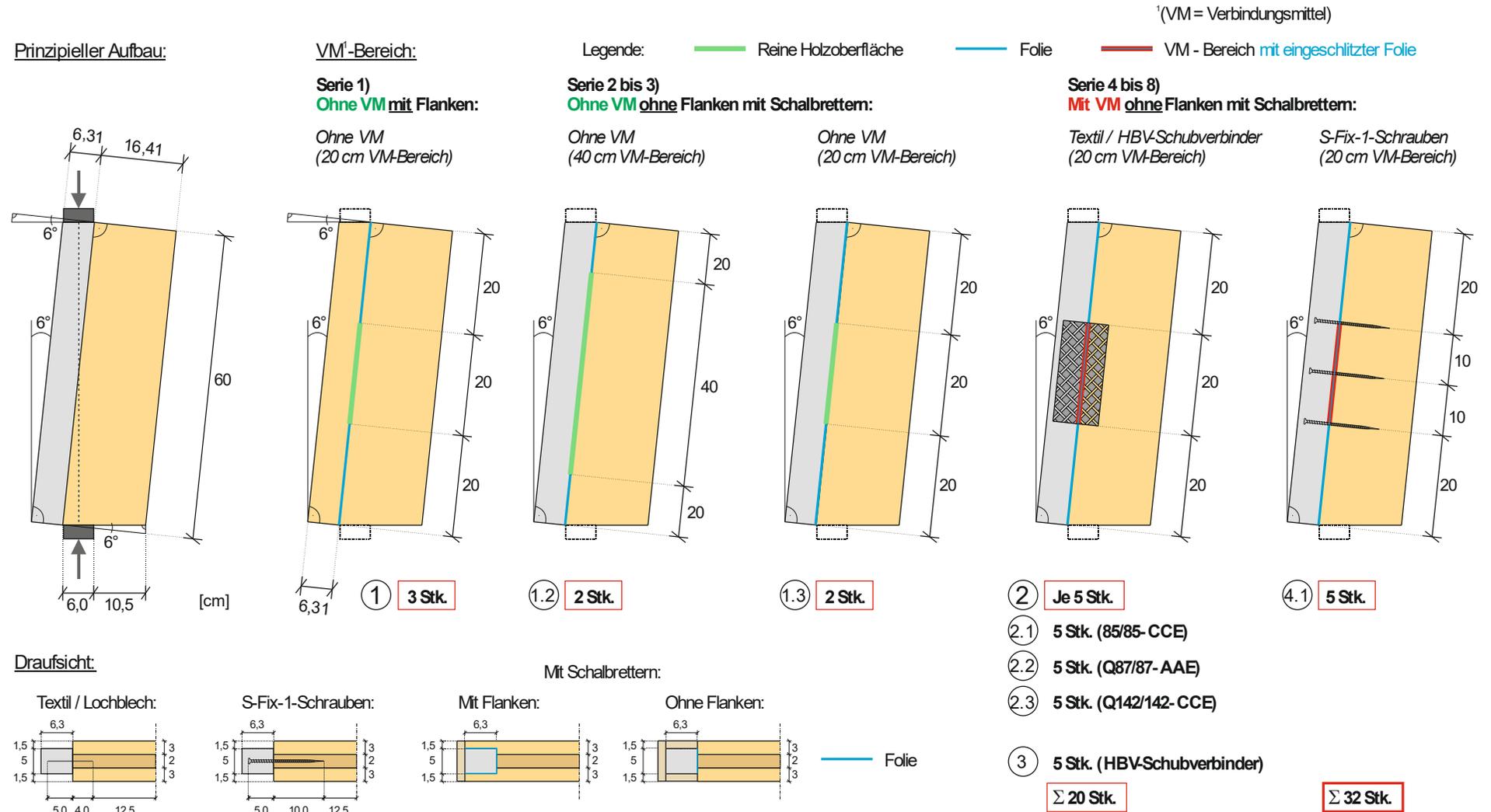
Keltéks d.o.o.
Dr. Slavka Rozgaja 3
47000 Karlovac
Kroatien

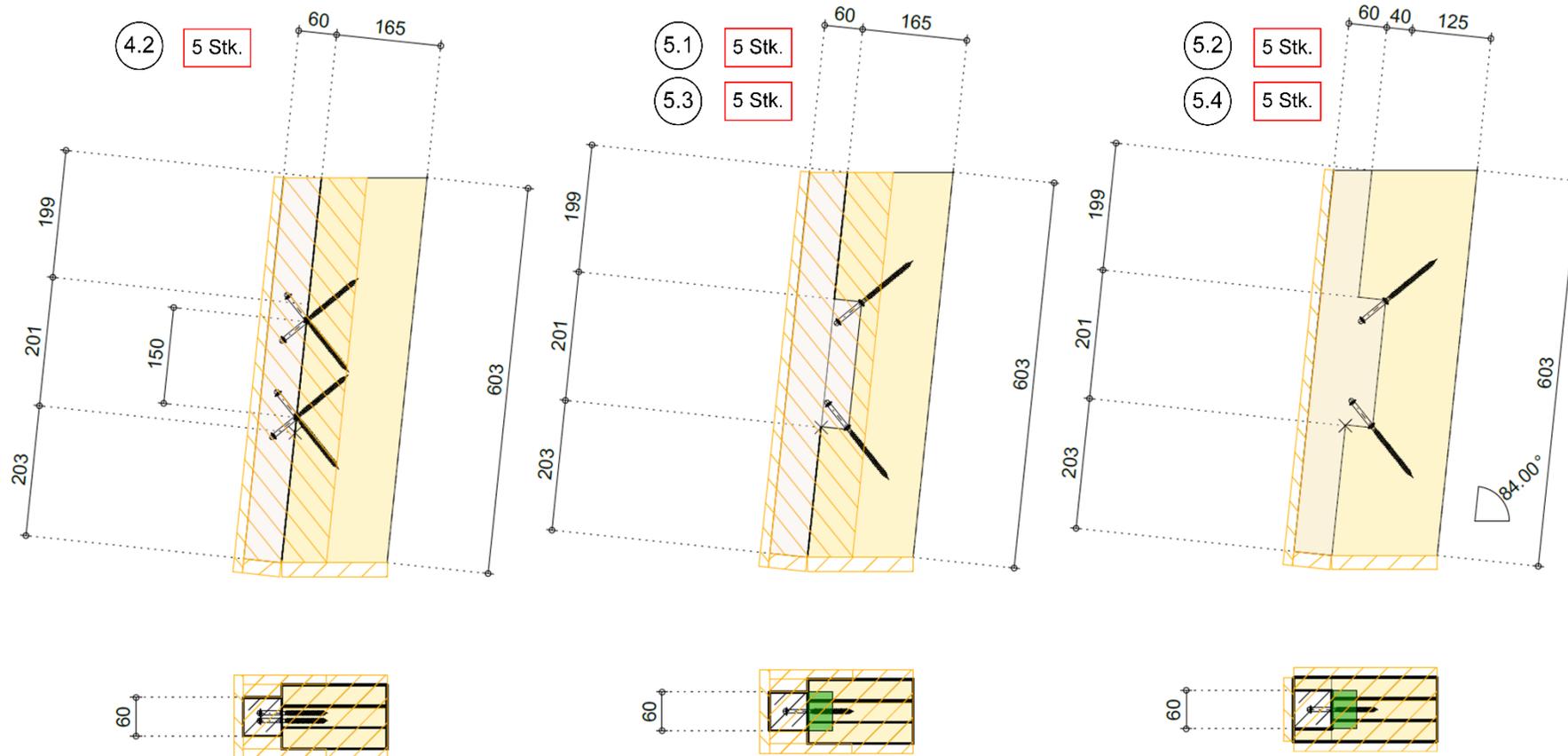
Telefon +385 47 693 300
Telefax +385 47 434 203
info@solidian.hr
www.solidian.hr

Führend in Textiler Bewehrung und beim Bauen mit Textilbeton.

www.solidian.com

c. Versuchsplanung - Druck-Scher-Versuche (Prüfvarianten für Serie 1.1 bis 4.1)





| | | | | |
|--------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--|----------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------|
|  | Auerbach und Hahn GmbH Tischlerei Zimmerei Zum Teich 6 01723 Grumbach Tel: 035204 47971 Email: info@auerbachundhahn.de | | Bauherr TU Dresden Fakultät Bauingenieurwesen | |
| | BAUVORHABEN: 17-7489 BSP Verbinder | | Zeichnungsname: PK 6.2/6.4 Version : BSP Verbinder SEMA V21-1L BUILD 10050 | Datum: 05.03.2021 Maßstab 1 : 10.00 |

Versuchsplanung - Herstellungsablauf der 32 Probekörper (Druck-Scher-Versuche)

Fertigung Probekörper, 32 Stk., ca. 200 x 600 mm (Zusammenstellung der Fa. Auerbach und Hahn GmbH)

| | | Arbeitsgang | Anmerkungen / Erläuterungen | Maschinen / Werkzeuge | Materialien | Zeitbedarf / EH | Zeit gesamt | Zeit gesamt |
|-----|--------------|---------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|----------------|----------------|
| Nr. | Menge Stk | | | AUH | | min | min | h |
| 1 | 32 | Zuschnitt Brettsper Holz-Platten nach Maßvorgabe aus Plattenware | bei werkseitiger Fertigung in Elementherstellung enthalten | Tischkreissäge, Formatkreis-säge, Kappsäge | Brettsper Holzplatte LENO Typ 1 100 mm dreilagig Aufbau I-I 33,3-33,3-33,3 mm | 15,00 | 2802 480 | 46,7 8 |
| 2 | 4 | Herstellung Nut 60 x 50 mm an Längsseite für Verbinder in 4 Arbeitsgängen | bei werkseitiger Fertigung in Elementherstellung enthalten vermutlich Fräsung mit Fingerfräser | Unterfräse Nutfräser 15 mm | | 30,00 | 120 | 2 |
| 3 | 28 | Herstellung Nut für Verbindungsmittel 60 x 3,2 x 40 mm mittig in Nut | bei werkseitiger Fertigung in Elementherstellung enthalten vermutlich Fräsung mit Sägeblatt | Unterfräse Nutfräser 3,2 mm | | 12,86 | 360 | 6 |
| 4 | 32 | Herstellung Schalung für freiliegende Verbinder | bei werkseitiger Fertigung nicht erforderlich da Flanken stehen bleiben sollen (Vorbereitung Füllschlauch in fertigen Verbinder, Einbau Dichtbänder beachten) | Tischkreissäge, Formatkreis-säge, Kappsäge | OSB Verbindungsmittel Schrauben Dichtbänder | 30,00 | 960 | 16 |
| 5 | 16 | Konfektionierung Textilien auf Größe BSP-Verbinder 200 x 90 mm | bei werkseitiger Fertigung nicht erforderlich, da konfektioniert bestellbar | Schlagschere | | 7,50 | | 2 |
| 6 | 28 | Vorbereitung Kleben | Herstellung Füllstücken für Bereiche im Klebeschlitz ohne Verbinder (könnte erforderlich werden, wenn BSP-Verbinder zum Einsatz kommen) | | Hartfaser 3,2 mm | 4,29 | 120 | 2 |

| | | Arbeitsgang | Anmerkungen / Erläuterungen | Maschinen / Werkzeuge | Materialien | Zeitbedarf / EH | Zeit gesamt | Zeit gesamt |
|---|----|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------------------------------------|--------------------|----------------|----------------|
| 7 | 32 | Abkleben der Bereiche, bei denen kein Verbund zwischen Holz und Beton gewünscht ist. | bei werkseitiger Fertigung nicht erforderlich, auf SIGA Sicrall wurde keine Betonhaftung erwartet; bei den PK mit Schrauben, Textilien oder HBV-Verbindern wurde das Klebeband durchgeklebt. | | Siga Sicrall 50 mm | 11,25 | 360 | 6 |
| 8 | 5 | Einschrauben S-Fix-1-Schrauben (Elascon GmbH) in Mittellage BSP parallel zur Faser auf komplette Tiefe des Holzgewindeteils der Schraube | 3 Stk. Schrauben (lt. Vorgabe Herr Kelletshofer, Elascon GmbH); ein Einschraubwinkel unter 30° zur Holzfaser ist normalerweise nicht zulässig; die Scherkraftübertragung alleinig über die Lochleibung ist nicht möglich (zusätzliche Probekörper mit Schrägverschraubung prüfen) | Akkuschrauber | S-Fix-1-Schrauben 7,5 x 150 mm (Hersteller: Elascon GmbH) | 6,00 | 30 | 0,5 |
| 9 | 6 | Messung Holzfeuchte | Stichprobenartige Messung der Holzfeuchten in der Mittellage, an Randbereichen; die Holzfeuchten liegen zwischen 12% und 15%; die Umgebungstemperatur bei 10° C | Holzfeuchtemesser VIVA System Vanicek | | 2,50 | 6 | 0,25 |

| | | Arbeitsgang | Anmerkungen / Erläuterungen | Maschinen / Werkzeuge | Materialien | Zeitbedarf / EH | Zeit gesamt | Zeit gesamt |
|----|----|-------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|----------------|----------------|
| 10 | 20 | Einkleben der Textilien, BSP-Verbinder | Klebeband im Bereich Verbinder aufschneiden, (Einbau stehend da Harz relativ flüssig) Harz in den Schlitz einfüllen, Volumen ca. 2/3 des gesamten Volumens, (Harz fließt zum Teil in Entspannungsnuten / Fugen der verleimten Mittellagenbretter, (Einsetzen der HBV Verbinder / Textilien, Auffüllen der Schlitz mit Harz, Entfernen / verstreichen von überschüssigem Harz (Erarbeitung einer Technologie zur Kleberapplizierung im liegenden Zustand erforderlich, VBM einsetzen, Schlitz abdichten Silikon Befüllung durch gesonderte Bohrung); Harz wird je nach Temperatur nach 15 bis 20 min fest | Spezial- kartuschen- presse für Wevo Doppel- kartuschen / Druckluft | WEVO Spezialharz EP 32 S mit Härter B 22 TS Doppelkartusche 750 ml, Statikmischer | 12,00 | 6 | 4 |
| 11 | 32 | Montage Schalung | bei werkseitiger Fertigung nicht erforderlich, (Vorbereitung Füllschlauch in fertigen Verbinder beachten) | Akkuschrauber | | 11,25 | 360 | 6 |

d. Leistungsumfang für Verbindernut (je lfd. Meter) für die Herstellung einer Verbundfuge

Arbeitsschritte und Leistungsumfang für die Anfertigung einer geraden Verbindernut mit 1 m Länge mit Schraubenkreuzen (Fa. Auerbach und Hahn GmbH)

Arbeitsschritt

| Arbeits-schritt | Arbeitsgang | Anmerkungen / Erläuterungen | optionale Ausführungen | Maschinen / Werkzeuge | Materialien | Zeitbedarf / EH | Zeit gesamt |
|-----------------|------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|-------------|
| Nr. | | | | AUH | | min | h |
| | | | | | | 60 | 1 |
| 1 | Werkstatt Vorfertigung | Zuschnitt Brettsperrholz-Platten nach Maßvorgabe aus Plattenware | bei werkseitiger Fertigung in Elementherstellung enthalten beim Zuschnitt muss darauf geachtet werden das die Deckbretter im Randbereich volle Bretter sind damit die Leibung stabil bleibt Bruchgefahr der Leibung durch den Betondruck beim Betonieren | | Brettsperrholz-platte LENO Typ 1, 100 mm drei-lagig, Aufbau I-I : 33,3-33,3-33,3 mm | 0 | 0 |
| 2 | | Herstellung Nut 60 x60 an Längsseite für Verbinder in 2 Arbeitsgängen | bei werkseitiger Fertigung in Elementherstellung enthalten vermutlich Fräsung mit Fingerfräser | Einschlitzten Nut 3,5 mm x 20 in Grund der Verbindernut für genaue Lage der Textilien im Verbinder | Handkreissäge mit Falzfräser / Sägeblatt, Oberfräse mit Stifffräser | 12 | 0,2 |
| 3 | Vorfertigung | Herstellung Bewehrungskörbe 110 x Wandhöhe Lage der Abstandshalter muss sich an Platzverhältnissen der im Verbinder orientieren Bei Zuschnitt der Textilien auf deckungsgleiche Lage der Fasern achten (Abstandshalter) | bei Fixierung Textilien in Nutgrund Zuschnitt breiter, ca. 130 x h (Wandhöhe), dafür Zuschnitt Ohne Augenmerk auf Deckungsgleiche Lager der Fasern und Entfall der Herstellung als Korb | Schlagschere | Textilien-zuschnitte (Abstandshalter) | 12 | 0,2 |

| Arbeits-schritt | Arbeitsgang | Anmerkungen / Erläuterungen | optionale Ausführungen | Maschinen / Werkzeuge | Materialien | Zeitbedarf / EH | Zeit gesamt | |
|-----------------|-------------|-------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|------|
| 4 | Baustelle | Montage Schrauben | Einbau S Fix schrauben in Verbinder auf Baustelle nach Anlieferung Platten, Schraubabstand nach Vorgabe Statik (angenommen 8 Stk /m) Einschraubwinkel 45 ° in Mitte Nutgrund leicht versetzt | | Akkuschrauber | S Fix Schrauben 7,5 x150 Abstand 200 mm | 6 | 0,1 |
| 5 | | Einbau Bewehrungs-körbe | Einsetzen Körbe in eine Seite des Verbinders | Fixierung Textilien in Nut einkleben / Fixieren mit Silikon in der jeweiligen Verbindernut | | | 6 | 0,1 |
| 6 | | Abdichten des Verbinders | Dichtband an Stirnseiten und Wangen | | | Vorlegeband 2 x 10 mm | 3 | 0,05 |
| 7 | | Aufstellen der Platten, Zusammenstellen zum Verbinder | Zusammenstellen Wandteile, Abdichten des Verbinders Montage Befestigung zusätzliche temporäre Flankensicherung mit BFU steifen seitlich wandhoch aufgeschraubt, Montage Einfüllstutzen unten (Betonage von unten) Abdichten von losen Ästen/ Rissen im Holz in Flanken Verbinder bereich (Verhinderung Verschmutzung Sichtflächen durch Austritt Vergussmörtel) | | Akkuschrauber, Handkreissäge, Schraubzwingen | 2 Stk. BFU Plattenstreifen 400 mm breit wandhoch, mittig mit Dichtband belegt, Einfüllstutzen mit Schlauchstück und GK-Kupplung nach Reinigung wiederverwendbar | 9 | 0,15 |

| Arbeits-schritt | Arbeitsgang | Anmerkungen / Erläuterungen | optionale Ausführungen | Maschinen / Werkzeuge | Materialien | Zeitbedarf / EH | Zeit gesamt |
|-----------------|------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|-------------|
| 8 | Betonage | nach Möglichkeit Betonage aller Verbinder in einem Zug, Anmischen Beton je nach voraussichtlich benötigter Menge, Rüstzeiten Mischzeiten je Betoniervorgang 1 bis 2 h | | Mischanlage Pemat/Zyklos ZK 150 HE, Putz-meister Förder-pumpe S 5, Adapter zu Füllschlauch, GK-Kupplung | Beton Pagel V1/10 Sackware 25 kg / Sack Volumen je Verbinder-volumen und Schlauchlänge | 12 | 0,2 |
| 9 | Ausbau Sicherungen, Einfüllstutzen | Rückbau Sicherungen Verschließen Bohrlöcher Rückbau Einfüllstutzen | | Akkuschrauber | | 6 | 0,1 |

Arbeitsschritte und Leistungsumfang für die Anfertigung einer Verbindernut mit 1 m Länge mit Kerfen und Schrauben (Fa. Auerbach und Hahn GmbH)

| Arbeits-schritt | | Arbeitsgang | Anmerkungen / Erläuterungen | optionale Ausführungen | Maschinen / Werkzeuge | Materialien | Zeitbedarf / EH | Zeit gesamt |
|-----------------|------------------------|------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|---------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|-------------|
| Nr. | | | | | AUH | | min | h |
| | | | | | | | 60 | 1 |
| 1 | Werkstatt Vorfertigung | Zuschnitt Brettspertholz-Platten nach Maßvorgabe aus Plattenware | bei werkseitiger Fertigung in Elementherstellung enthalten beim Zuschnitt muss darauf geachtet werden das die Deckbretter im Randbereich volle Bretter sind damit die Leibung stabil bleibt Bruchgefahr der Leibung durch den Betondruck beim Betonieren | | | Brettspertholz-platte LENO Typ 1, 100 mm drei-lagig, Aufbau I-I : 33,3-33,3-33,3 mm | 0 | 0 |
| 2 | | Herstellung Nut 60 x 60 an Längsseite für Verbinder in 2 Arbeitsgängen | bei werkseitiger Fertigung in Elementherstellung enthalten vermutlich Fräsung mit Fingerfräser | | Handkreissäge mit Falzfräser / Sägeblatt, Oberfräse mit Stiftfräser | | 12 | 0,2 |
| 3 | | Herstellung Kerfe 60 x 60 200 x 300 mm an Längsseite für Verbinder | bei werkseitiger Fertigung in Elementherstellung enthalten vermutlich Fräsung mit Fingerfräser genaue Lage der Kerfen muss wandweise exakt hergestellt werden erhöhter planerischer Aufwand Reinigen der Kerfen von Frässpänen | | | | 15 | 0,2 |

| Arbeits-schritt | Arbeitsgang | Anmerkungen / Erläuterungen | optionale Ausführungen | Maschinen / Werkzeuge | Materialien | Zeitbedarf / EH | Zeit gesamt |
|-----------------|--------------|-------------------------------------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------------------------|-----------------|-------------|
| 4 | Vorfertigung | Herstellung Bewehrungskörbe 200 x 200 mm ca 3 Stk / m | | Schlagschere | Textilienzuschnitte (Abstandshalter) | 6 | 0,2 |
| 5 | Baustelle | Montage Schrauben | | Akkuschrauber | S Fix Schrauben 7,5 x150 Abstand 200 mm | 6 | 0,1 |
| 6 | | Einbau Bewehrungskörbe | | Akkuschrauber | | 12 | 0,2 |
| 7 | | Abdichten des Verbinders | | | Vorlegeband 2 x 10 mm | 3 | 0,05 |

| Arbeits-schritt | Arbeitsgang | Anmerkungen / Erläuterungen | optionale Ausführungen | Maschinen / Werkzeuge | Materialien | Zeitbedarf / EH | Zeit gesamt |
|-----------------|-------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|-------------|
| 8 | Aufstellen der Platten, Zusammenstellen zum Verbinder | Zusammenstellen Wandteile, Abdichten des Verbinders Montage Befestigung zusätzliche temporäre Flankensicherung mit BFU steifen seitlich wandhoch aufgeschraubt, Montage Einfüllstutzen unten (Betonage von unten) Abdichten von losen Ästen/ Rissen im Holz in Flanken Verbinder bereich (Verhinderung Verschmutzung Sichtflächen durch Austritt Vergussmörtel) | | Akkuschrauber , Handkreissäge , Schraubzwingen | 2 Stk. BFU Plattenstreifen 400 mm breit wandhoch, mittig mit Dichtband belegt, Einfüllstutzen mit Schlauchstück und GK-Kupplung nach Reinigung wiederverwendbar | 9 | 0,15 |
| 9 | Betonage | nach Möglichkeit Betonage aller Verbinder in einem Zug, Anmischen Beton je nach voraussichtlich benötigter Menge, Rüstzeiten Mischzeiten je Betonvorgang 1 bis 2 h | | Mischanlage Pemat/Zyklos ZK 150 HE, Putz-meister Förder-pumpe S 5, Adapter zu Füllschlauch, GK-Kupplung | Beton Pagel V1/10 Sackware 25 kg / Sack Volumen je Verbindervolumen und Schlauchlänge | 12 | 0,2 |
| 10 | Ausbau Sicherungen, Einfüllstutzen | Rückbau Sicherungen Verschließen Bohrlöcher Rückbau Einfüllstutzen | | Akkuschrauber | | 6 | 0,1 |

Arbeitsschritte und Leistungsumfang für die Anfertigung einer Verbindernut mit 1 m Länge mit einer Stoßdeckleiste (Fa. Auerbach und Hahn GmbH)

| Arbeits-schritt | Arbeitsgang | Anmerkungen / Erläuterungen | optionale Ausführungen | Maschinen / Werkzeuge | Materialien | Zeitbedarf / EH | Zeit gesamt |
|-----------------|------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|-------------|
| Nr. | | | | AUH | | min | |
| | | | | | | 60 | 1 |
| 1 | Werkstatt Vorfertigung | Zuschnitt Brettspertholz-Platten nach Maßvorgabe aus Plattenware | | | Brettspertholz-platte LENO Typ 1, 100 mm drei-lagig, Aufbau I-I : 33,3-33,3-33,3 mm | 0 | 0 |
| | | bei werkseitiger Fertigung in Elementherstellung enthalten beim Zuschnitt muss darauf geachtet werden das die Deckbretter im Randbereich volle Bretter sind damit die Leibung stabil bleibt Bruchgefahr der Leibung durch den Betondruck beim Betonieren | | | | | |
| 2 | | Herstellung Falz Längsseite für Verbinder in 1 Arbeitsgängen | | | | 0 | 0 |
| | | bei werkseitiger Fertigung in Elementherstellung enthalten vermutlich Fräsung mit Fingerfräser | | | | | |
| 3 | Vorfertigung | Stoßdeckleiste | Zuschnitt Stoßdeckleiste 27 x 175 | | | 6 | 0 |
| | | | | Formatsäge Plattensäge | | | |
| 4 | Baustelle | Montage Stoßdeckleiste | | | | 9 | 0,15 |
| | | | | Akkuschrauber | Schrauben 4,5...5 x70 Menge nach Statik ca. 16 Stk./m | | |

e. Versuchsergebnisse - Druck-Scher-Versuche

Versagensarten – Druck-Scher-Versuche (Serie 1.1 bis 3)

Tabelle 22: Übersicht über die Probekörperserien (Serie 1.1 bis 3) und die Versagensarten

| Serie PK | Mischung, V1/10: Alter (Betonier-/ Prüfdatum) | Probekörper-konfiguration | Versagensart | Maximale Kraft F _{max} [kN] | Relativverschiebung bei F _{max} [mm] |
|----------|-----------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| 1.1-1 | M1: 29 d (23.11.20 / 22.12.20) | Ohne Verbindungsmittel / Reibverbund über Kontakt zwischen rauher Oberfläche des BSP und Vergussmörtel | Versagen Haft-/Reibverbund | 11,98 | 0,16 |
| 1.1-2 | | | | 10,23 | 0,05 |
| 1.1-3 | | | | 12,16 | 0,08 |
| 1.2-1 | M1: 28 d (23.11.20 / 21.12.20) | | Versagen Haft-/Reibverbund | 0,80 | 0,06 |
| 1.2-2 | | | | 6,54 | 0,09 |
| 1.3-1 | M1: 28 d (23.11.20 / 21.12.20) | | Versagen Haft-/Reibverbund | 0,38 | 2,60 |
| 1.3-2 | | | | 1,60 | 0,03 |
| 2.1-1 | M1: 28 d (23.11.20 / 21.12.20) | Eingeklebte Textilstreifen: Q 85/85-CCE-21 (Faserrichtung 45° zur Fuge) | Abscheren der druckbeanspruchten Faserrichtung; Ausziehen der zugbeanspruchten Faserrichtung; Spalten des Betons nach Abscheren der druckbeanspruchten Fasern | 21,98 | 0,72 |
| 2.1-2 | | | | 23,63 | 0,68 |
| 2.1-3 | | | | 23,00 | 0,59 |
| 2.1-4 | | | | 25,05 | 0,65 |
| 2.1-5 | | | | 23,59 | 0,58 |
| 2.2-1 | M2: 25 d (23.11.20 / 18.12.20) | Eingeklebte Textilstreifen: Q 87/87-AAE-21 (Faserrichtung 45° zur Fuge) | Abscheren zunächst der Garne in druckbeanspruchter Faserrichtung, anschließend der restlichen Garne mit Kraftabfall ohne sichtbaren Riss im Beton (2 PK bilden ein kleines Plateau aus) | 20,37 | 0,84 |
| 2.2-2 | | | | 21,39 | 0,65 |
| 2.2-3 | | | | 21,89 | 0,82 |
| 2.2-4 | | | | 24,34 | 0,78 |
| 2.2-5 | | | | 20,50 | 0,79 |
| 2.3-1 | M2: 25 d (23.11.20 / 18.12.20) | Eingeklebte Textilstreifen: Q 142/142-CCE-21 (Faserrichtung 45° zur Fuge) | Abscheren der druckbeanspruchten Faserrichtung; Ausziehen der zugbeanspruchten Richtung; Spalten des Betons bei ca. 1/3 bis 1/2 der Maximallast einhergehend mit gering-füligem Lastabfall | 28,48 | 0,69 |
| 2.3-2 | | | | 27,18 | 0,63 |
| 2.3-3 | | | | 24,23 | 0,53 |
| 2.3-4 | | | | 27,61 | 0,59 |
| 2.3-5 | | | | 26,74 | 0,61 |
| 3-1 | M1: 28 d (23.11.20 / 21.12.20) | Eingeklebtes Stahllochblech: HBV-Schubverbinder | Abflachen der Kurve kurz vor Kraftabfall; kein Riss im Beton zu sehen; nach Erreichen der Maximallast Auftreten Betonspalten mit Lastabfall bis 40 kN, dann Lastabfall bis 4 kN | 42,29 | 1,00 |
| 3-2 | | | | 28,45 | 0,49 |
| 3-3 | | | | 35,55 | 1,14 |
| 3-4 | | | | 39,27 | 2,00 |
| 3-5 | | | | M2: 25 d (23.11.20 / 18.12.20) | Rutschen/Plateau; großer Spaltriss im Beton mit starkem Kraftabfall |

Versagensarten – Druck-Scher-Versuche (Serie 4.1 bis 5.4)

Tabelle 23: Übersicht über die Probekörperserien (Serie 4.1 bis 5.4) und die Versagensarten

| Serie PK | Mischung: Beton, Alter (Betonier-/ Prüfdatum) | Probekörper-konfiguration | Versagensart | Maximale Kraft Fmax [kN] | Relativverschiebung bei Fmax [mm] |
|----------|----------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|
| 4.1-1 | M1: V1/10, 28 d; 29 d (PK -1; -3: 21.12.20; Restl. PK: 22.12.20) | Schrauben 90°, Pagel V1/10, BSP ohne Flanken | Sehr weiches Verhalten/große Verformungen; Schraube hat sich in die Mittellage des BSP hereingedrückt; S-Form der Schraube | 13,97 | 18,06 |
| 4.1-2 | | | | 15,50 | 16,83 |
| 4.1-3 | | | | 13,96 | 16,63 |
| 4.1-4 | | | | 14,91 | 17,86 |
| 4.1-5 | | | | 16,01 | 15,95 |
| 4.2-1 | M_1.1: V1/10, 27 d (11.03.21 / 07.04.21) | Schrauben 45°, Pagel V1/10, BSP ohne Flanken | Mit Kraftabfall entstehen horizontal verlaufende Risse im Beton, die an einer Seite des Betonquerschnitts beginnen und sich Richtung Stirnseite des Probekörpers im Beton fortpflanzen. | 35,13 | 1,07 |
| 4.2-2 | | | | 31,49 | 1,66 |
| 4.2-3 | | | | 32,56 | 1,18 |
| 4.2-4 | | | | 30,60 | 2,03 |
| 4.2-5 | | | | 28,34 | 1,09 |
| 4.3-1 | M_2: HFA1-VP, 29 d (12.03.21 / 08.04.21) | Schrauben 45°, Pagel HFA1-VP, BSP ohne Flanken | Mit Kraftabfall entstehen horizontal verlaufende Risse im Beton, die an einer Seite des Betonquerschnitts beginnen und sich Richtung Stirnseite des Probekörpers im Beton fortpflanzen. | 36,75 | 0,97 |
| 4.3-2 | | | | 39,02 | 1,02 |
| 4.3-3 | | | | 37,97 | 1,70 |
| 4.3-4 | | | | 37,53 | 0,94 |
| 4.3-5 | | | | 33,21 | 1,07 |
| 5.1-1 | M_1.1: V1/10, 28 d (11.03.21 / 08.04.21) | Kerbe mit Schrauben 45°, Pagel V1/10, BSP ohne Flanken | Mit Kraftabfall entstehen horizontal verlaufende Risse im Beton, die an einer Seite des Betonquerschnitts am Übergang zur Kerbe im Bereich der Verbindungsmittel beginnen und sich Richtung Stirnseite des Probekörpers im Beton fortpflanzen. | 43,34 | 1,54 |
| 5.1-2 | | | | 51,75 | 4,85 |
| 5.1-3 | | | | 36,93 | 4,58 |
| 5.1-4 | | | | 51,92 | 4,05 |
| 5.1-5 | | | | 52,38 | 10,79 |
| 5.2-1 | M_1.2: V1/10, 29 d (12.03.21 / 09.04.21) | Kerbe mit Schrauben 45°, Pagel V1/10, BSP mit Flanken | Zunächst entstehen Längsrisse an den Holzflanken, so dass der Beton sich vom Holz ablöst. Im Anschluss entstehen zwei horizontal verlaufende Risse im Beton am Übergang zur Kerbe im Bereich der Verbindungsmittel. Der Beton schiebt sich stirnseitig heraus. | 59,10 | 3,48 |
| 5.2-2 | | | | 58,25 | 2,08 |
| 5.2-3 | | | | 57,14 | 1,50 |
| 5.2-4 | | | | 62,86 | 3,90 |
| 5.2-5 | | | | 58,47 | 8,47 |
| 5.3-1 | M_2: HFA1-VP, 28 d (12.03.21 / 08.04.21) | Kerbe mit Schrauben 45°, Pagel HFA1-VP, BSP ohne Flanken | Mit Kraftabfall entstehen horizontal verlaufende Risse im Beton, die an einer Seite des Betonquerschnitts am Übergang zur Kerbe im Bereich der Verbindungsmittel beginnen und sich Richtung Stirnseite des Probekörpers im Beton fortpflanzen. | 58,45 | 1,26 |
| 5.3-2 | | | | 58,57 | 1,18 |
| 5.3-3 | | | | 61,31 | 2,48 |
| 5.3-4 | | | | 54,74 | 0,82 |
| 5.3-5 | | | | 60,17 | 1,36 |

| Serie PK | Mischung: Beton, Alter (Betonier-/ Prüfdatum) | Probekörper-konfiguration | Versagensart | Maximale Kraft Fmax [kN] | Relativverschiebung bei Fmax [mm] |
|----------|----------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|
| 5.4-1 | M_2: HFA1-VP, 29 d (12.03.21 / 09.04.21) | Kerbe mit Schrauben 45°, Pagel HFA1-VP, BSP mit Flanken | Zunächst entstehen Längsrisse an den Holzflanken, so dass der Beton sich vom Holz ablöst. Im Anschluss entstehen zwei horizontal verlaufende Risse im Beton am Übergang zur Kerbe im Bereich der Verbindungsmittel. Der Beton schiebt sich stirnseitig heraus. | 68,11 | 2,15 |
| 5.4-2 | | | | 68,69 | 1,64 |
| 5.4-3 | | | | 70,15 | 1,54 |
| 5.4-4 | | | | 71,00 | 2,33 |
| 5.4-5 | | | | 77,67 | 1,15 |

Ergebnisse Routineprüfungen: Druck-Scher-Versuche (Serie 1.1 bis 4.1)
**Spaltzugfestigkeitsprüfung
DIN EN 12390-6**

(2. Mischung / 1. Prüftag; Serie 2.2 / 2.3 / PK 3-5)

| | | | |
|------------------------|-----------------------------------|---------------|-------------------------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-3 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 23.11.2020 | Prüfer: | Sonntag |
| Prüfdatum: | 18.12.2020 | Prüfalter: | 25 d |
| Betonsorte: | Pagel V1/10 Verguss (M2, PT-1) | Prüfmaschine: | ZD 100 |
| Prüfkörper: | Prismahälfte nach BZ | Lagerung: | Wasserlagerung bis Prüfung |
| PK-Bearbeitung: | - | | |

| Prüfkörper | | | P 1 | P 2 | P 3 |
|-----------------------------------|---------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| Höhe | d | mm | 39,8 | 40,2 | 40,0 |
| Länge (Kontaktlinie) | L | mm | 40,4 | 40,4 | 39,9 |
| Ermittlung der Spaltzugfestigkeit | | | | | |
| Bruchlast | F_{max} | kN | 21,81 | 30,20 | 25,23 |
| Spaltzugfestigkeit | $f_{ct,sp}$ | MPa | 8,63 | 11,84 | 10,06 |
| Mittelwert | $f_{ct,sp,m}$ | MPa | 10,18 | | |

**Spaltzugfestigkeitsprüfung
DIN EN 12390-6**
(1. Mischung / 2. Prüftag;
Serie 1.1 – 1.3 / 2.1 / PK 3-1 – 3-4 / 4.1)

| | | | |
|------------------------|---------------------|---------------|-------------------------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-3 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 23.11.2020 | Prüfer: | Sonntag |
| Prüfdatum: | 21.12.2020 | Prüfalter: | 28 d |
| Betonsorte: | Pagel V1/10 Verguss | Prüfmaschine: | ZD 100 |
| Prüfkörper: | (M1, PT-2) | Lagerung: | Wasserlagerung bis Prüfung |
| PK-Bearbeitung: | - | | |

| Prüfkörper | | | P 1 | P 2 | P 3 |
|-----------------------------------|---------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| Höhe | d | mm | 39,9 | 40,0 | 39,9 |
| Länge (Kontaktlinie) | L | mm | 40,6 | 40,3 | 40,4 |
| Ermittlung der Spaltzugfestigkeit | | | | | |
| Bruchlast | F_{max} | kN | 27,99 | 27,86 | 31,04 |
| Spaltzugfestigkeit | $f_{ct,sp}$ | MPa | 10,99 | 11,02 | 12,27 |
| Mittelwert | $f_{ct,sp,m}$ | MPa | 11,43 | | |



Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Massivbau, Otto-Mohr-Laboratorium



Prüfprotokoll

Druck-Scher-Versuche (2. Mischung / 1. Prüftag)

Biegezug- und Druckfestigkeit an Prismen

| | | | |
|--------------------|---------------|----------------------|--------------------------------|
| OML-Projektnummer: | 2019-I307-3 | Serienbezeichnung: | Serie 2.2 / 2.3 / PK 3-5 |
| Projektname: | BSP-Verbinder | Material: | Pagel V1/10 Verguss (M2, PT-1) |
| Auftraggeber: | DI Farwig | Lagerung: | Wasserlagerung bis Prüfung |
| Herstelldatum: | 23.11.2020 | Prüfnorm: | DIN EN 196 |
| Prüfdatum: | 18.12.2020 | Prüfgeschwindigkeit: | 0,1 MPa/s / 1,5 MPa/s |
| Prüfalter: | 25 d | Prüfer: | D.Sonntag |

| Probenbezeichnung | L [mm] | B [mm] | H [mm] | m [kg] | Dichte [kg/m ³] | F _t /F _c [kN] | R _t /R _c [MPa] |
|--------------------|---------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|--------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|
| 201123_2.M_BZ-01 | 160.1 | 40.4 | 39.8 | 0.569 | 2209 | 5.13 | 12.03 |
| 201123_2.M_BZ-02 | 160.0 | 40.4 | 40.2 | 0.580 | 2233 | 4.85 | 11.13 |
| 201123_2.M_BZ-03 | 160.4 | 39.9 | 40.0 | 0.575 | 2245 | 5.21 | 12.24 |
| 201123_2.M._D-01 | --- | --- | --- | --- | --- | 133.43 | 83.4 |
| 201123_2.M._D-02 | --- | --- | --- | --- | --- | 130.90 | 81.8 |
| 201123_2.M._D-03 | --- | --- | --- | --- | --- | 133.96 | 83.9 |
| Mittelwerte | Dichte | | | ρ [kg/m³] | 2230 | | |
| | Biegezugfestigkeit | | | R_f [MPa] | | | 11.80 |
| | Druckfestigkeit | | | R_c [MPa] | | | 83.0 |



Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Massivbau, Otto-Mohr-Laboratorium



Prüfprotokoll

Druck-Scher-Versuche (1. Mischung / 2. Prüftag)

Biegezug- und Druckfestigkeit an Prismen

| | | | |
|--------------------|----------------------|----------------------|---------------------------------------------------|
| OML-Projektnummer: | 2019-I307-3 | Serienbezeichnung: | Serie 1.1 – 1.3 / 2.1 / PK 3-1 – 3-4 / 4.1 |
| Projektname: | BSP-Verbinder | Material: | Pagel V1/10 Verguss (M1, PT-2) |
| Auftraggeber: | DI Farwig | Lagerung: | Wasserlagerung bis Prüfung |
| Herstelldatum: | 23.11.2020 | Prüfnorm: | DIN EN 196 |
| Prüfdatum: | 21.12.2020 | Prüfgeschwindigkeit: | 0,1 MPa/s / 1,5 MPa/s |
| Prüfalter: | 28 d | Prüfer: | D.Sonntag |

| Probenbezeichnung | L [mm] | B [mm] | H [mm] | m [kg] | Dichte [kg/m ³] | F _f /F _c [kN] | R _f /R _c [MPa] |
|--------------------|---------------------------|--------|--------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| 201123_1.M_BZ-01 | 160.4 | 40.6 | 39.9 | 0.578 | 2223 | 4.51 | 10.46 |
| 201123_1.M_BZ-02 | 159.4 | 40.3 | 40.0 | 0.571 | 2227 | 5.14 | 12.00 |
| 201123_1.M_BZ-03 | 160.2 | 40.4 | 39.9 | 0.579 | 2244 | 5.47 | 12.78 |
| 201123_1.M._D-01 | --- | --- | --- | --- | --- | 138.97 | 86.9 |
| 201123_1.M._D-02 | --- | --- | --- | --- | --- | 133.01 | 83.1 |
| 201123_1.M._D-03 | --- | --- | --- | --- | --- | 138.50 | 86.6 |
| Mittelwerte | Dichte | | | ρ [kg/m³] | 2230 | | |
| | Biegezugfestigkeit | | | R_f [MPa] | | | 11.75 |
| | Druckfestigkeit | | | R_c [MPa] | | | 85.5 |

Elastizitätsmodul – Druck-Scher-Versuche, Serie 2.2 / 2.3 / PK 3-5

Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung (Sekantenmodul)
DIN EN 12390-13 Entwurf 2019 Verfahren B Stabilisierter E-Modul

| | | | |
|------------------------|-------------|---------------|-----------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-3 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 23.11.2020 | Prüfer: | Sonntag/Wachtel |
| Prüfdatum: | 18.12.2020 | Prüfalter: | 25 d |
| Betonsorte: | Pagel V1/10 | Prüfmaschine: | ZD 1000 |
| | Verguss | | |
| Prüfkörper: | (M2, PT-1) | Lagerung | Hallenlagerung |
| PK-Bearbeitung: | Prisma | | |
| | 160x40x40 | | |

| Prüfkörper | | | P MW | P 1 | P 2 | P 3 |
|--------------------------------------------------|--------------|-------------------|-------|--------|--------|--------|
| Länge | l | mm | | 40,3 | 40,1 | 40,2 |
| Breite | b | mm | | 40,0 | 40,1 | 40,0 |
| Höhe | h | mm | | 155,3 | 158,4 | 157,1 |
| Fläche | A | mm ² | | 1611 | 1610 | 1610 |
| Masse | m | kg | | 0,5544 | 0,5659 | 0,5571 |
| Dichte | ρ | kg/m ³ | | 1611 | 1610 | 1610 |
| Ermittlung der Druckfestigkeit | | | | | | |
| Bruchlast | F_{\max} | kN | 134,4 | 141,4 | 149,1 | 152,0 |
| Druckfestigkeit | f_c | MPa | 84,0 | 87,8 | 92,6 | 94,4 |
| Mittelwert | $f_{c,m}$ | MPa | 89,7 | | | |
| stabilisierter Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) | | | | | | |
| Messlänge DMS | L_0 | mm | - | 60 | 60 | 60 |
| untere Prüfspannung | σ_p^m | MPa | - | 8,4 | 8,4 | 8,4 |
| obere Prüfspannung | σ_a^m | MPa | - | 28,0 | 28,0 | 28,0 |
| stab. Elastizitätsmodul | $E_{c,s}$ | MPa | - | 34900 | 33700 | 33900 |
| Mittelwert | $E_{c,s,m}$ | MPa | - | 34200 | | |

Elastizitätsmodul – Druck-Scher-Versuche, Serie 1.1 – 1.3 / 2.1 / PK 3-1 – 3-4 / 4.1

Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung (Sekantenmodul)
DIN EN 12390-13 Entwurf 2019 Verfahren B Stabilisierter E-Modul

| | | | |
|------------------------|---------------------|---------------|-----------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-3 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 23.11.2020 | Prüfer: | Sonntag/Wachtel |
| Prüfdatum: | 21.12.2020 | Prüfalter: | 28 d |
| Betonsorte: | Pagel V1/10 | Prüfmaschine: | ZD 1000 |
| | Verguss | | |
| Prüfkörper: | (M1, PT-2) | Lagerung | Hallenlagerung |
| PK-Bearbeitung: | Prisma 160x40x40 | | |

| Prüfkörper | | | P MW | P 1 | P 2 | P 3 |
|-----------------------------------------------------|-------------------------------|-------------------------|-------------|--------------|--------------|--------------|
| Länge | l | mm | | 40,0 | 40,0 | 40,0 |
| Breite | b | mm | | 40,0 | 40,5 | 40,2 |
| Höhe | h | mm | | 157,8 | 157,9 | 157,3 |
| Fläche | A | mm ² | | 1600 | 1617 | 1608 |
| Masse | m | kg | | 0,5554 | 0,5598 | 0,558 |
| Dichte | ρ | kg/m³ | | 1600 | 1617 | 1608 |
| Ermittlung der Druckfestigkeit | | | | | | |
| Bruchlast | F_{max} | kN | 142,4 | 145,0 | 151,9 | 153,4 |
| Druckfestigkeit | f_c | MPa | 89,0 | 90,6 | 93,9 | 95,4 |
| Mittelwert | $f_{c,m}$ | MPa | 92,2 | | | |
| stabilisierter Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) | | | | | | |
| Messlänge DMS | L_0 | mm | - | 60 | 60 | 60 |
| untere Prüfspannung | σ_p^m | MPa | - | 8,9 | 8,9 | 8,9 |
| obere Prüfspannung | σ_a^m | MPa | - | 29,7 | 29,7 | 29,7 |
| stab. Elastizitätsmodul | $E_{c,s}$ | MPa | - | 33700 | 33700 | 33900 |
| Mittelwert | $E_{c,s,m}$ | MPa | - | 33800 | | |

Ergebnisse Routineprüfungen: Druck-Scher-Versuche (Serie 4.2 bis 5.4)
Spaltzugfestigkeitsprüfung (Mischung 1 = M_1.1)
DIN EN 12390-6

| | | | |
|------------------------|----------------------|---------------|----------------------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-3 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 11.03.2021 | Prüfer: | Sonntag |
| Prüfdatum: | 08.04.2021 | Prüfalter: | 28 d |
| Betonsorte: | Pagel V1/10 Verguss | Prüfmaschine: | ZD 100 |
| Prüfkörper: | Prismahälfte nach BZ | Lagerung: | Wasserlagerung bis Prüfung |

PK-Bearbeitung: -

| Prüfkörper | | | P 1 | P 2 | P 3 |
|-----------------------------------|---------------|-----|-------|-------|-------|
| Höhe | d | mm | 40,1 | 40,0 | 40,0 |
| Länge (Kontaktlinie) | L | mm | 39,5 | 39,7 | 40,1 |
| Ermittlung der Spaltzugfestigkeit | | | | | |
| Bruchlast | F_{max} | kN | 28,15 | 26,59 | 30,67 |
| Spaltzugfestigkeit | $f_{ct,sp}$ | MPa | 11,31 | 10,67 | 12,16 |
| Mittelwert | $f_{ct,sp,m}$ | MPa | 11,38 | | |

Spaltzugfestigkeitsprüfung (Mischung 3 = M_1.2)
DIN EN 12390-6

| | | | |
|------------------------|---------------------|---------------|----------------------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-3 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | | Prüfer: | Sonntag |
| Prüfdatum: | 12.03.2021 | Prüfalter: | 28 d |
| Betonsorte: | 09.04.2021 | Prüfmaschine: | ZD 100 |
| Prüfkörper: | Pagel V1/10 Verguss | Lagerung: | Wasserlagerung bis Prüfung |

PK-Bearbeitung: -

| Prüfkörper | | | P 1 | P 2 | P 3 |
|-----------------------------------|---------------|-----|-------|-------|-------|
| Höhe | d | mm | 40,1 | 40,1 | 40,0 |
| Länge (Kontaktlinie) | L | mm | 40,3 | 40,2 | 40,3 |
| Ermittlung der Spaltzugfestigkeit | | | | | |
| Bruchlast | F_{max} | kN | 24,22 | 29,56 | 28,47 |
| Spaltzugfestigkeit | $f_{ct,sp}$ | MPa | 9,54 | 11,68 | 11,24 |
| Mittelwert | $f_{ct,sp,m}$ | MPa | 10,82 | | |

**Spaltzugfestigkeitsprüfung
DIN EN 12390-6**

(Mischung 2 = M_2)

OML-Projekt-Nr.: 2019-I307-3 Projekt-Bez.: BSP-Verbinder
 Massivbau-Projekt-Nr.: 0446F Bearbeiter: K. Farwig

Herstelldatum: Prüfer: Sonntag
 Prüfdatum: 12.03.2021 Prüfalter: 27 d
 Betonsorte: 08.04.2021 Prüfmaschine: ZD 100
 Prüfkörper: Pagel HFA1-VP Lagerung: Wasserlagerung bis
 Prüfung

PK-Bearbeitung: -

| Prüfkörper | | | P 1 | P 2 | P 3 |
|--------------------------------------------------------------------------------------|---------------|-----|-------|-------|-------|
| Höhe | d | mm | 40,3 | 40,1 | 39,9 |
| Länge (Kontaktlinie) | L | mm | 39,3 | 38,3 | 39,8 |
| Ermittlung der Spaltzugfestigkeit | | | | | |
| Bruchlast | F_{max} | kN | 31,00 | 30,47 | 32,93 |
| Spaltzugfestigkeit | $f_{ct,sp}$ | MPa | 12,47 | 12,64 | 13,21 |
| Mittelwert | $f_{ct,sp,m}$ | MPa | 12,77 | | |
| Nach Rissbildung mittig durchgängig, weitere Lastaufnahme bis zu vollständigem Bruch | | | | | |
| Bruchlast | F_{max} | kN | 38,54 | 36,69 | 40,56 |
| Spaltzugfestigkeit | $f_{ct,sp}$ | MPa | 15,50 | 15,22 | 16,28 |
| Mittelwert | $f_{ct,sp,m}$ | MPa | 15,66 | | |



Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Massivbau, Otto-Mohr-Laboratorium



Prüfprotokoll

Druck-Scher-Versuche (Mischung 1.1)

Biegezug- und Druckfestigkeit an Prismen

| | | | |
|--------------------|---------------|----------------------|-----------------------------|
| OML-Projektnummer: | 2019-I307-3 | Serienbezeichnung: | Serie 4.2 / 5.1 |
| Projektname: | BSP-Verbinder | Material: | Pagel V1/10 Verguss (M_1.1) |
| Auftraggeber: | DI Farwig | Lagerung: | Wasserlagerung bis Prüfung |
| Herstelldatum: | 11.03.2021 | Prüfnorm: | DIN EN 196 |
| Prüfdatum: | 08.04.2021 | Prüfgeschwindigkeit: | 0,1 MPa/s / 1,5 MPa/s |
| Prüfalter: | 28 d | Prüfer: | B. Wehner |

| Probenbezeichnung | L [mm] | B [mm] | H [mm] | m [kg] | Dichte [kg/m ³] | F _f /F _c [kN] | R _f /R _c [MPa] |
|--------------------|---------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|--------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|
| 210311_1.M_BZ-01 | 159.1 | 39.5 | 40.1 | 0.573 | 2274 | 4.73 | 11.17 |
| 210311_1.M_BZ-02 | 159.8 | 39.7 | 40.0 | 0.570 | 2249 | 4.65 | 11.01 |
| 210311_1.M_BZ-03 | 160.1 | 40.1 | 40.0 | 0.581 | 2260 | 5.25 | 12.27 |
| 210311_1.M_D-01 | --- | --- | --- | --- | --- | 153.03 | 95.6 |
| 210311_1.M_D-02 | --- | --- | --- | --- | --- | 142.32 | 89.0 |
| 210311_1.M_D-03 | --- | --- | --- | --- | --- | 142.99 | 89.4 |
| Mittelwerte | Dichte | | | ρ [kg/m³] | 2260 | | |
| | Biegezugfestigkeit | | | R_f [MPa] | | | 11.48 |
| | Druckfestigkeit | | | R_c [MPa] | | | 91.3 |



Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Massivbau, Otto-Mohr-Laboratorium



Prüfprotokoll

Druck-Scher-Versuche (Mischung 1.2)

Biegezug- und Druckfestigkeit an Prismen

| | | | |
|--------------------|---------------|----------------------|-------------------------------|
| OML-Projektnummer: | 2019-I307-3 | Serienbezeichnung: | Serie 5.2 |
| Projektname: | BSP-Verbinder | Material: | Pagel (V1/10 Verguss) (M_1.2) |
| Auftraggeber: | DI Farwig | Lagerung: | Wasserlagerung bis Prüfung |
| Herstelldatum: | 12.03.2021 | Prüfnorm: | DIN EN 196 |
| Prüfdatum: | 09.04.2021 | Prüfgeschwindigkeit: | 0,1 MPa/s / 1,5 MPa/s |
| Prüfalter: | 28 d | Prüfer: | B. Wehner |

| Probenbezeichnung | L [mm] | B [mm] | H [mm] | m [kg] | Dichte [kg/m ³] | F _f /F _c [kN] | R _f /R _c [MPa] |
|--------------------|---------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|--------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|
| 210311_1.M_BZ-01 | 159.9 | 40.3 | 40.1 | 0.576 | 2228 | 4.16 | 9.63 |
| 210311_1.M_BZ-02 | 160.0 | 40.2 | 40.1 | 0.579 | 2246 | 4.58 | 10.65 |
| 210311_1.M_BZ-03 | 160.3 | 40.3 | 40.0 | 0.577 | 2232 | 4.89 | 11.37 |
| 210311_1.M_D-01 | --- | --- | --- | --- | --- | 131.63 | 82.3 |
| 210311_1.M_D-02 | --- | --- | --- | --- | --- | 133.40 | 83.4 |
| 210311_1.M_D-03 | --- | --- | --- | --- | --- | 110.73* | 69.21* |
| Mittelwerte | Dichte | | | ρ [kg/m³] | 2240 | | |
| | Biegezugfestigkeit | | | R_f [MPa] | | | 10.55 |
| | Druckfestigkeit | | | R_c [MPa] | | | 82.8 |

* Werte haben >10% Abweichungen vom MW und wurden bei der Mittelwertbildung gestrichen



Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Massivbau, Otto-Mohr-Laboratorium



Prüfprotokoll

Druck-Scher-Versuche (Mischung 2)

Biegezug- und Druckfestigkeit an Prismen

| | | | |
|--------------------|---------------|----------------------|--------------------------------|
| OML-Projektnummer: | 2019-I307-3 | Serienbezeichnung: | Serie 4.3 / 5.3 / 5.4 |
| Projektname: | BSP-Verbinder | Material: | Pagel HFA1- |
| Auftraggeber: | DI Farwig | Lagerung: | VP-hochfestvergussmörtel (M_2) |
| Herstelldatum: | 12.03.2021 | Prüfnorm: | Wasserlagerung bis Prüfung |
| Prüfdatum: | 08.04.2021 | Prüfgeschwindigkeit: | DIN EN 196 |
| Prüfalter: | 27 d | Prüfer: | 0,1 MPa/s / 1,5 MPa/s |

| Probenbezeichnung | L [mm] | B [mm] | H [mm] | m [kg] | Dichte [kg/m ³] | F _f /F _c [kN] | R _f /R _c [MPa] |
|--------------------|---------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|--------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|
| 210311_1.M_BZ-01 | 159.9 | 39.3 | 40.0 | 0.595 | 2368 | 7.53 | 17.96 |
| 210311_1.M_BZ-02 | 159.8 | 38.3 | 40.1 | 0.581 | 2368 | 7.26 | 17.69 |
| 210311_1.M_BZ-03 | 159.6 | 39.8 | 39.9 | 0.598 | 2362 | 7.25 | 17.18 |
| 210311_1.M_D-01 | --- | --- | --- | --- | --- | 184.43 | 115.3 |
| 210311_1.M_D-02 | --- | --- | --- | --- | --- | 183.24 | 114.5 |
| 210311_1.M_D-03 | --- | --- | --- | --- | --- | 194.59 | 121.6 |
| Mittelwerte | Dichte | | | ρ [kg/m³] | 2370 | | |
| | Biegezugfestigkeit | | | R_f [MPa] | | | 17.61 |
| | Druckfestigkeit | | | R_c [MPa] | | | 117.1 |

Elastizitätsmodul – Druck-Scher-Versuche, Serie 4.2 / 5.1 (Mischung 1.1)

Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung (Sekantenmodul)
DIN EN 12390-13 Entwurf 2019 Verfahren B Stabilisierter E-Modul

| | | | |
|------------------------|---------------------------------|---------------|-----------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-3 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 11.03.2021 | Prüfer: | Sonntag/Wachtel |
| Prüfdatum: | 08.04.2021 | Prüfalter: | 28 d |
| Betonsorte: | Pagel V1/10 Verguss (M1.1) | Prüfmaschine: | ZD 1000 |
| Prüfkörper: | Prisma 160x40x40 | Lagerung | Hallenlagerung |
| PK-Bearbeitung: | geschliffen / DMS appliziert | | |

| Prüfkörper | | | P MW | P 1 | P 2 | P 3 |
|-----------------------------------------------------------|--------------|-------------------|------|-------|-------|-------|
| Länge | l | mm | | 39,7 | 40,1 | 40,0 |
| Breite | b | mm | | 39,9 | 39,5 | 40,1 |
| Höhe | h | mm | | 160,9 | 158,7 | 158,7 |
| Fläche | A | mm ² | | 1585 | 1585 | 1603 |
| Masse | m | kg | | 0,568 | 0,57 | 0,573 |
| Dichte | ρ | kg/m ³ | | 1585 | 1585 | 1603 |
| Ermittlung der Druckfestigkeit *erwartete Festigkeit | | | | | | |
| Bruchlast | F_{max} | kN | | 148,2 | 157,5 | 155,3 |
| Druckfestigkeit | f_c | MPa | 91,3 | 93,5 | 99,3 | 96,9 |
| Mittelwert | $f_{c,m}$ | MPa | 96,6 | | | |
| stabilisierter Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) | | | | | | |
| Messlänge DMS | L_0 | mm | - | 30 | 30 | 30 |
| untere Prüfspannung | σ_p^m | MPa | - | 9,1 | 9,1 | 9,1 |
| obere Prüfspannung | σ_a^m | MPa | - | 30,4 | 30,4 | 30,4 |
| stab. Elastizitätsmodul | $E_{c,s}$ | MPa | - | 36400 | 36700 | 36000 |
| Mittelwert | $E_{c,s,m}$ | MPa | - | 36400 | | |

Elastizitätsmodul – Druck-Scher-Versuche, Serie 5.2 (Mischung 1.2)

Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung (Sekantenmodul)

| | | | | |
|------------------------|---------------------------------|---------------|--------------------|-------------------------------|
| DIN EN 12390-13 | Entwurf | 2019 | Verfahren B | Stabilisierter E-Modul |
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-3 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder | |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig | |
| Herstelldatum: | 12.03.2021 | Prüfer: | Sonntag/Wachtel | |
| Prüfdatum: | 09.04.2021 | Prüfalter: | 28 d | |
| Betonsorte: | Pagel V1/10 Verguss (M1.2) | Prüfmaschine: | ZD 1000 | |
| Prüfkörper: | Prisma 160x40x40 | Lagerung: | Hallenlagerung | |
| PK-Bearbeitung: | geschliffen / DMS appliziert | | | |

| Prüfkörper | | | P MW | P 1 | P 2 | P 3 |
|--------------------------------------------------|-----------------------------|-------------------------|-----------------------|--------------|--------------|--------------|
| Länge | l | mm | | 39,3 | 40,4 | 40,1 |
| Breite | b | mm | | 40,1 | 40,0 | 40,0 |
| Höhe | h | mm | | 158,0 | 157,9 | 157,9 |
| Fläche | A | mm ² | | 1578 | 1615 | 1601 |
| Masse | m | kg | | 0,552 | 0,658 | 0,564 |
| Dichte | ρ | kg/m³ | | 1578 | 1615 | 1601 |
| Ermittlung der Druckfestigkeit | | | *erwartete Festigkeit | | | |
| Bruchlast | F _{max} | kN | | 128,4 | 132,2 | 128,5 |
| Druckfestigkeit | f_c | MPa | 82,8 | 81,4 | 81,9 | 80,3 |
| Mittelwert | f_{c,m} | MPa | 81,2 | | | |
| stabilisierter Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) | | | | | | |
| Messlänge DMS | L ₀ | mm | - | 30 | 30 | 30 |
| untere Prüfspannung | σ _p ^m | MPa | - | 8,3 | 8,3 | 8,3 |
| obere Prüfspannung | σ _a ^m | MPa | - | 27,6 | 27,6 | 27,6 |
| stab. Elastizitätsmodul | E_{c,s} | MPa | - | 33300 | 34300 | 34400 |
| Mittelwert | E_{c,s,m} | MPa | - | 34000 | | |

Elastizitätsmodul – Druck-Scher-Versuche, Serie 4.3 / 5.3 / 5.4 (Mischung 2)

Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung (Sekantenmodul)
DIN EN 12390-13 Entwurf 2019 Verfahren B Stabilisierter E-Modul

| | | | |
|------------------------|------------------------------------------|---------------|-----------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-3 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 12.03.2021 | Prüfer: | Sonntag/Wachtel |
| Prüfdatum: | 08.04.2021 | Prüfalter: | 27 d |
| Betonsorte: | Pagel HFA1-VP Hochfestverguss (M2) | Prüfmaschine: | ZD 1000 |
| Prüfkörper: | Prisma 160x40x40 | Lagerung | Hallenlagerung |
| PK-Bearbeitung: | geschliffen / DMS appliziert | | |

| Prüfkörper | | | PMW | P 1 | P 2 | P 3 |
|------------------------------------------------------|--------------|-------------------|-------|-------|-------|-------|
| Länge | l | mm | | 39,3 | 39,2 | 39,9 |
| Breite | b | mm | | 40,0 | 38,6 | 40,0 |
| Höhe | h | mm | | 158,7 | 158,7 | 158,6 |
| Fläche | A | mm ² | | 1571 | 1513 | 1595 |
| Masse | m | kg | | 0,588 | 0,582 | 0,584 |
| Dichte | ρ | kg/m ³ | | 1571 | 1513 | 1595 |
| Ermittlung der Druckfestigkeit *erwartete Festigkeit | | | | | | |
| Bruchlast | F_{max} | kN | | 192,0 | 185,4 | 191,8 |
| Druckfestigkeit | f_c | MPa | 117,1 | 122,2 | 122,5 | 120,2 |
| Mittelwert | $f_{c,m}$ | MPa | 121,6 | | | |
| stabilisierter Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) | | | | | | |
| Messlänge DMS | L_0 | mm | - | 30 | 30 | 30 |
| untere Prüfspannung | σ_p^m | MPa | - | 11,7 | 11,7 | 11,7 |
| obere Prüfspannung | σ_a^m | MPa | - | 39,0 | 39,0 | 39,0 |
| stab. Elastizitätsmodul | $E_{c,s}$ | MPa | - | 39100 | 41000 | 38000 |
| Mittelwert | $E_{c,s,m}$ | MPa | - | 39400 | | |

f. Versuchsergebnisse - Großbauteilversuche

Photogrammetrie-Bilder der Großbauteilversuche (Serie 3.2)

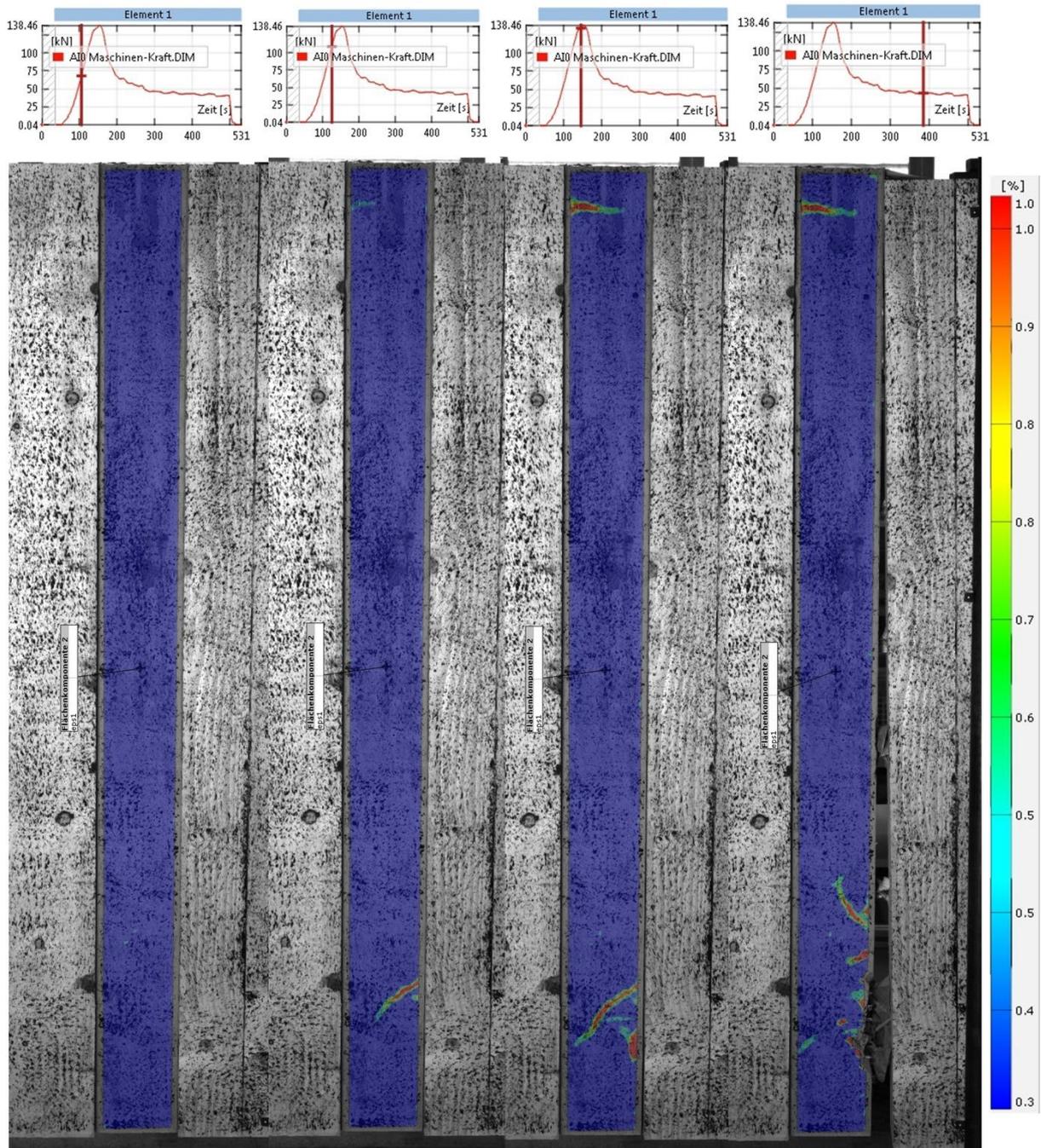


Abbildung 98: Auswertung der Photogrammetriemessung in ARAMIS von Serie 3.2, PK 1
Bilder: Thomas Häntzschel, OML TU Dresden

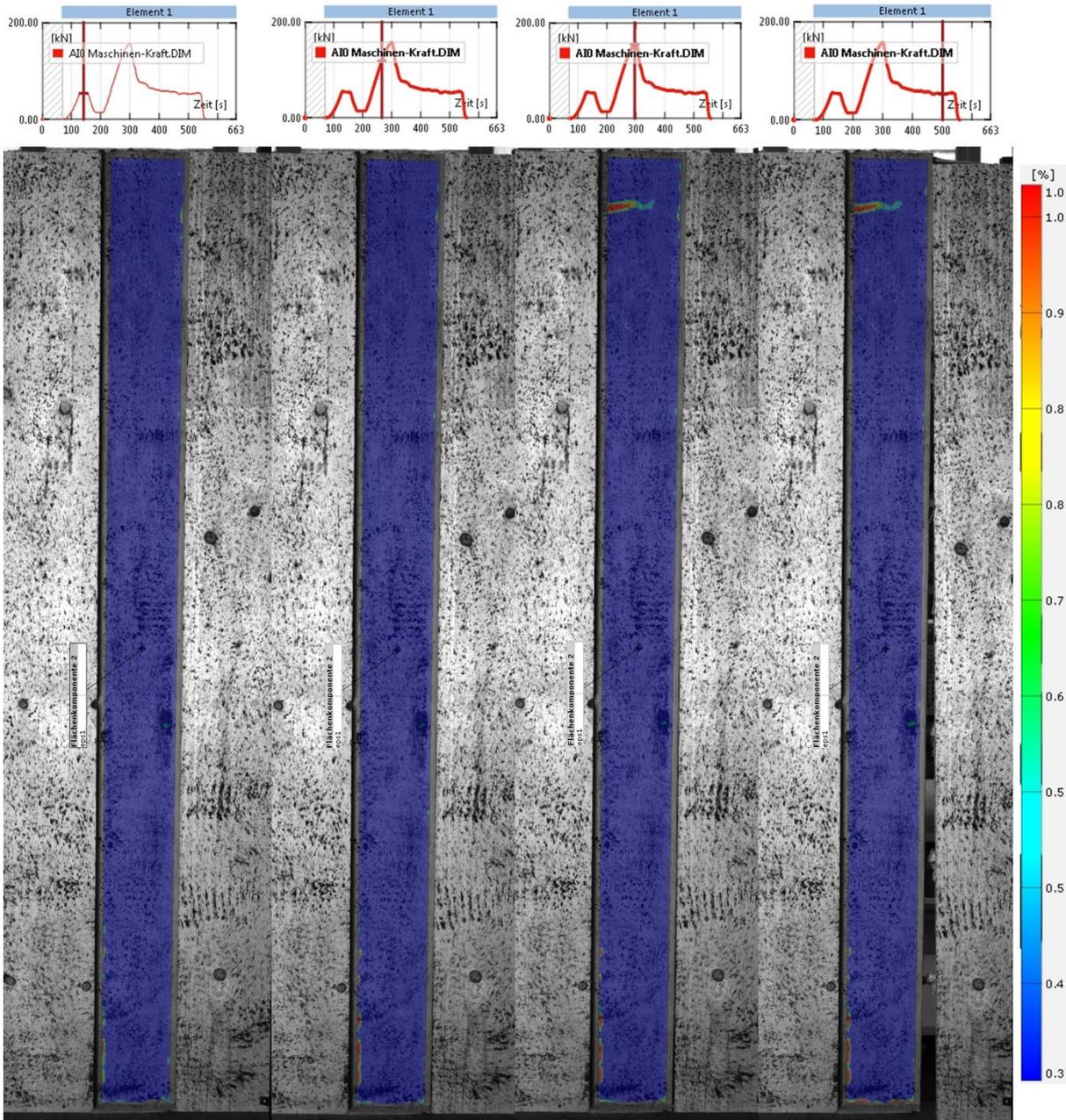


Abbildung 99: Auswertung der Photogrammetriemessung in ARAMIS von Serie 3.2, PK 2
 Bilder: Thomas Häntzschel, OML TU Dresden

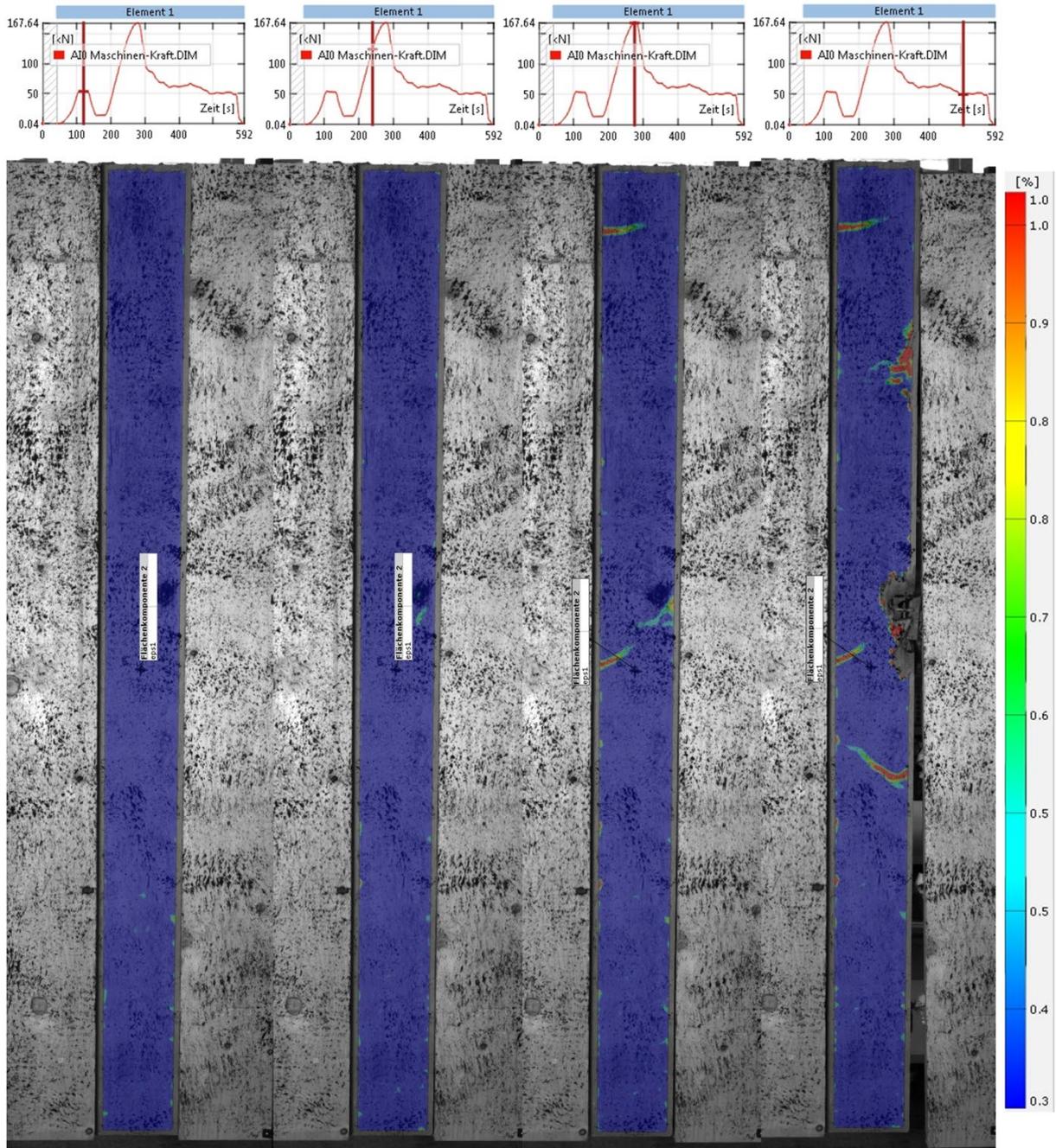


Abbildung 100: Auswertung der Photogrammetriemessung in ARAMIS von Serie 3.2, PK 3
 Bilder: Thomas Häntzschel, OML TU Dresden

Ergebnisse Routineprüfungen: Großbauteilversuche

Spaltzugfestigkeitsprüfung (1. / 2. Mischung; Serie 2.1 / 3.2)
DIN EN 12390-6

| | | | |
|------------------------|----------------------|---------------|----------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-5 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 11.05.2021 | Prüfer: | Sonntag |
| Prüfdatum: | 09.06.2021 | Prüfalter: | 29 d |
| Betonsorte: | Pagel V1/10 Verguss | Prüfmaschine: | ZD 100 |
| Prüfkörper: | Prismahälfte nach BZ | Lagerung: | Hallenlagerung |
| PK-Bearbeitung: | - | | |

| Prüfkörper | | M1 | P 1 | P 2 | P 3 |
|-----------------------------------|----------------------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| Höhe | d | mm | 39,7 | 39,9 | 39,8 |
| Länge (Kontaktlinie) | L | mm | 40,2 | 40,6 | 40,5 |
| Ermittlung der Spaltzugfestigkeit | | | | | |
| Rissbildung Beginn | | kN | ? | 24,00 | 23,50 |
| Bruchlast | F _{max} | kN | 27,00 | 26,89 | 29,48 |
| Spaltzugfestigkeit | f_{ct,sp} | MPa | 10,78 | 10,58 | 11,63 |
| Mittelwert | f_{ct,sp,m} | MPa | 11,00 | | |

| | | | |
|------------------------|----------------------|---------------|----------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-5 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 11.05.2021 | Prüfer: | Sonntag |
| Prüfdatum: | 09.06.2021 | Prüfalter: | 29 d |
| Betonsorte: | Pagel V1/10 Verguss | Prüfmaschine: | ZD 100 |
| Prüfkörper: | Prismahälfte nach BZ | Lagerung: | Hallenlagerung |
| PK-Bearbeitung: | - | | |

| Prüfkörper | | M2 | P 1 | P 2 | P 3 |
|-----------------------------------|----------------------------|------------|--------------|--------------|-------------|
| Höhe | d | mm | 39,7 | 39,8 | 39,7 |
| Länge (Kontaktlinie) | L | mm | 40,3 | 40,4 | 39,9 |
| Ermittlung der Spaltzugfestigkeit | | | | | |
| Rissbildung Beginn | | kN | 23,50 | 23,50 | - |
| Bruchlast | F _{max} | kN | 30,87 | 29,76 | 20,87 |
| Spaltzugfestigkeit | f_{ct,sp} | MPa | 12,30 | 11,80 | 8,39 |
| Mittelwert | f_{ct,sp,m} | MPa | 10,83 | | |

Spaltzugfestigkeitsprüfung (3. Mischung; Serie 2.2)
DIN EN 12390-6

Spaltzugfestigkeitsprüfung (3. Mischung; Serie 2.2)
DIN EN 12390-6

| | | | |
|------------------------|----------------------------|---------------|----------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-5 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 11.05.2021 | Prüfer: | Sonntag |
| Prüfdatum: | 09.06.2021 | Prüfalter: | 29 d |
| Betonsorte: | Hochfestverguss mit Fasern | Prüfmaschine: | ZD 100 |
| Prüfkörper: | Prismahälfte nach BZ | Lagerung: | Hallenlagerung |
| PK-Bearbeitung: | - | | |

| Prüfkörper | | M3 | P 1 | P 2 | P 3 |
|-----------------------------------|----------------------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| Höhe | d | mm | 39,6 | 39,8 | 39,9 |
| Länge (Kontaktlinie) | L | mm | 39,7 | 38,8 | 39,6 |
| Ermittlung der Spaltzugfestigkeit | | | | | |
| Rissbildung Beginn | | kN | 29,00 | 29,50 | 25,00 |
| Bruchlast | F _{max} | kN | 44,56 | 39,21 | 41,95 |
| Spaltzugfestigkeit | f_{ct,sp} | MPa | 18,03 | 16,16 | 16,91 |
| Mittelwert | f_{ct,sp,m} | MPa | 17,03 | | |

Bemerkung: nur einige Faseransammlungen an Unterseite des Prismas in Betonierichtung

(4. Mischung; Serie 3.1)

| | | | |
|------------------------|----------------------|---------------|----------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-5 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 27.05.2021 | Prüfer: | Sonntag |
| Prüfdatum: | 28.06.2021 | Prüfalter: | 32 d |
| Betonsorte: | Pagel V1/10 Verguss | Prüfmaschine: | ZD 100 |
| Prüfkörper: | Prismahälfte nach BZ | Lagerung: | Hallenlagerung |
| PK-Bearbeitung: | - | | |

| Prüfkörper | | M4 | P 1 | P 2 | P 3 |
|-----------------------------------|----------------------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| Höhe | d | mm | 40,7 | 41,6 | 40,5 |
| Länge (Kontaktlinie) | L | mm | 40,0 | 40,2 | 40,7 |
| Ermittlung der Spaltzugfestigkeit | | | | | |
| Bruchlast | F _{max} | kN | 29,73 | 27,55 | 27,24 |
| Spaltzugfestigkeit | f_{ct,sp} | MPa | 11,61 | 10,51 | 10,52 |
| Mittelwert | f_{ct,sp,m} | MPa | 10,88 | | |



Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Massivbau, Otto-Mohr-Laboratorium



Prüfprotokoll

Biegezug- und Druckfestigkeit an Prismen

| | | | |
|--------------------|---------------|----------------------|------------------------|
| OML-Projektnummer: | 2019-I307-3 | Serienbezeichnung: | Serie 2.1 / 3.2 (1.M.) |
| Projektname: | BSP-Verbinder | Material: | Pagel (V1/10 Verguss) |
| Auftraggeber: | DI Farwig | Lagerung: | Hallenlagerung |
| Herstelldatum: | 11.05.2021 | Prüfnorm: | DIN EN 196-1 |
| Prüfdatum: | 09.06.2021 | Prüfgeschwindigkeit: | 0,1 MPa/s / 1,5 MPa/s |
| Prüfalter: | 29 d | Prüfer: | D.Sonntag |

| Probenbezeichnung | L [mm] | B [mm] | H [mm] | m [kg] | Dichte [kg/m ³] | F _f /F _c [kN] | R _f /R _c [MPa] |
|--------------------|---------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|--------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|
| 210511_1.M_BZ-01 | 159.7 | 40.2 | 39.7 | 0.564 | 2215 | 3.69 | 8.76 |
| 210511_1.M_BZ-02 | 159.4 | 40.6 | 39.9 | 0.571 | 2213 | 3.55 | 8.24 |
| 210511_1.M_BZ-03 | 159.5 | 40.5 | 39.8 | 0.569 | 2210 | 3.46 | 8.07 |
| 210511_1.M_D-01 | --- | --- | --- | --- | --- | 121.16 | 75.7 |
| 210511_1.M_D-02 | --- | --- | --- | --- | --- | 124.75 | 78.0 |
| 210511_1.M_D-03 | --- | --- | --- | --- | --- | 121.92 | 76.2 |
| Mittelwerte | Dichte | | | ρ [kg/m³] | 2210 | | |
| | Biegezugfestigkeit | | | R_f [MPa] | | | 8.36 |
| | Druckfestigkeit | | | R_c [MPa] | | | 76.6 |



Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Massivbau, Otto-Mohr-Laboratorium



Prüfprotokoll

Biegezug- und Druckfestigkeit an Prismen

| | | | |
|--------------------|---------------|----------------------|------------------------|
| OML-Projektnummer: | 2019-I307-3 | Serienbezeichnung: | Serie 2.1 / 3.2 (2.M.) |
| Projektname: | BSP-Verbinder | Material: | Pagel (V1/10 Verguss) |
| Auftraggeber: | DI Farwig | Lagerung: | Hallenlagerung |
| Herstelldatum: | 11.05.2021 | Prüfnorm: | DIN EN 196-1 |
| Prüfdatum: | 09.06.2021 | Prüfgeschwindigkeit: | 0,1 MPa/s / 1,5 MPa/s |
| Prüfalter: | 29 d | Prüfer: | D.Sonntag |

| Probenbezeichnung | L [mm] | B [mm] | H [mm] | m [kg] | Dichte [kg/m ³] | F _f /F _c [kN] | R _f /R _c [MPa] |
|--------------------|---------------------------|--------|--------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| 210511_2.M_BZ-01 | 159.5 | 40.3 | 39.7 | 0.564 | 2212 | 3.88 | 9.17 |
| 210511_2.M_BZ-02 | 159.1 | 40.4 | 39.8 | 0.561 | 2196 | 3.33 | 7.82 |
| 210511_2.M_BZ-03 | 159.4 | 39.9 | 39.7 | 0.556 | 2204 | 3.94 | 9.41 |
| 210511_2.M_D-01 | --- | --- | --- | --- | --- | 128.82 | 80.5 |
| 210511_2.M_D-02 | --- | --- | --- | --- | --- | 126.47 | 79.0 |
| 210511_2.M_D-03 | --- | --- | --- | --- | --- | 126.43 | 79.2 |
| Mittelwerte | Dichte | | | ρ [kg/m³] | 2200 | | |
| | Biegezugfestigkeit | | | R_f [MPa] | | | 8.80 |
| | Druckfestigkeit | | | R_c [MPa] | | | 79.6 |



Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Massivbau, Otto-Mohr-Laboratorium



Prüfprotokoll

Biegezug- und Druckfestigkeit an Prismen

| | | | |
|--------------------|---------------|----------------------|---------------------------------|
| OML-Projektnummer: | 2019-I307-5 | Serienbezeichnung: | Serie 2.2 (3.M.) |
| Projektname: | BSP-Verbinder | Material: | Pagel (HFA1-VP Hochfestverguss) |
| Auftraggeber: | DI Farwig | Lagerung: | Hallenlagerung |
| Herstelldatum: | 11.05.2021 | Prüfnorm: | DIN EN 196-1 |
| Prüfdatum: | 09.06.2021 | Prüfgeschwindigkeit: | 0,1 MPa/s / 1,5 MPa/s |
| Prüfalter: | 29 d | Prüfer: | D.Sonntag |

| Probenbezeichnung | L [mm] | B [mm] | H [mm] | m [kg] | Dichte [kg/m ³] | F _f /F _c [kN] | R _f /R _c [MPa] |
|--------------------|---------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|--------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|
| 210511_3.M_BZ-01 | 160.1 | 39.7 | 39.6 | 0.535 | 2123 | 4.57 | 10.99 |
| 210511_3.M_BZ-02 | 160.0 | 38.8 | 39.8 | 0.530 | 2144 | 5.14 | 12.55 |
| 210511_3.M_BZ-03 | 159.8 | 39.6 | 39.9 | 0.588 | 2329 | 4.74 | 11.27 |
| 210511_3.M_D-01 | --- | --- | --- | --- | --- | 202.27 | 127.4 |
| 210511_3.M_D-02 | --- | --- | --- | --- | --- | 193.63 | 124.7 |
| 210511_3.M_D-03 | --- | --- | --- | --- | --- | 184.12 | 116.4 |
| Mittelwerte | Dichte | | | ρ [kg/m³] | 2200 | | |
| | Biegezugfestigkeit | | | R_f [MPa] | | | 11.60 |
| | Druckfestigkeit | | | R_c [MPa] | | | 122.8 |



Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Massivbau, Otto-Mohr-Laboratorium



Prüfprotokoll

Biegezug- und Druckfestigkeit an Prismen

| | | | |
|--------------------|---------------|----------------------|-----------------------|
| OML-Projektnummer: | 2019-I307-5 | Serienbezeichnung: | Serie 3.1 (4.M.) |
| Projektname: | BSP-Verbinder | Material: | Pagel (V1/10 Verguss) |
| Auftraggeber: | DI Farwig | Lagerung: | Hallenlagerung |
| Herstelldatum: | 27.05.2021 | Prüfnorm: | DIN EN 196-1 |
| Prüfdatum: | 28.06.2021 | Prüfgeschwindigkeit: | 0,1 MPa/s / 1,5 MPa/s |
| Prüfalter: | 32 d | Prüfer: | D.Sonntag |

| Probenbezeichnung | L [mm] | B [mm] | H [mm] | m [kg] | Dichte [kg/m ³] | F _f /F _c [kN] | R _f /R _c [MPa] |
|--------------------|---------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|--------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|
| 210527_4.M_BZ-01 | 158.6 | 40.0 | 40.7 | 0.573 | 2217 | 4.55 | 10.29 |
| 210527_4.M_BZ-02 | 159.7 | 40.2 | 41.6 | 0.593 | 2225 | 4.57 | 9.87 |
| 210527_4.M_BZ-03 | 159.8 | 40.7 | 40.5 | 0.584 | 2217 | 4.88 | 10.97 |
| 210527_4.M_D-01a | --- | --- | --- | --- | --- | 146.59 | 91.6 |
| 210527_4.M_D-02a | --- | --- | --- | --- | --- | 160.61 | 100.4 |
| 210527_4.M_D-03a | --- | --- | --- | --- | --- | 153.90 | 96.2 |
| Mittelwerte | Dichte | | | ρ [kg/m³] | 2200 | | |
| | Biegezugfestigkeit | | | R_f [MPa] | | | 10.38 |
| | Druckfestigkeit | | | R_c [MPa] | | | 74.5 |

Elastizitätsmodul – Großbauteilversuche, Serie 2.1 / 3.2

Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung (Sekantenmodul)
DIN EN 12390-13 Entwurf 2019 Verfahren B Stabilisierter E-Modul

| | | | |
|------------------------|---------------------------------|---------------|----------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-3 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 11.05.2021 | Prüfer: | Sonntag |
| Prüfdatum: | 09.06.2021 | Prüfalter: | 29 d |
| Betonsorte: | Pagel V1/10 | Prüfmaschine: | ZD 1000 |
| | Verguss (1. Mischung) | | |
| Prüfkörper: | Prisma 160x40x40 | Lagerung | Hallenlagerung |
| PK-Bearbeitung: | geschliffen / DMS appliziert | | |

| Prüfkörper | | M1 | PMW | P 1 | P 2 | P 3 |
|--------------------------------------------------|--------------|-------------------|------|--------|--------|-------|
| Länge | l | mm | | 40,1 | 39,8 | 39,8 |
| Breite | b | mm | | 40,8 | 39,9 | 40,6 |
| Höhe | h | mm | | 158,3 | 158,7 | 158,3 |
| Fläche | A | mm ² | | 1635 | 1587 | 1617 |
| Masse | m | kg | | 0,5716 | 0,5513 | 0,565 |
| Dichte | ρ | kg/m ³ | | 1635 | 1587 | 1617 |
| Ermittlung der Druckfestigkeit | | | | | | |
| Bruchlast | F_{max} | kN | | 118,4 | 118,2 | 114,9 |
| Druckfestigkeit | f_c | MPa | 76,6 | 72,4 | 74,5 | 71,0 |
| Mittelwert | $f_{c,m}$ | MPa | 72,7 | | | |
| stabilisierter Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) | | | | | | |
| Messlänge DMS | L_0 | mm | - | 60 | 60 | 60 |
| untere Prüfspannung | σ_p^m | MPa | - | 7,7 | 7,7 | 7,7 |
| obere Prüfspannung | σ_a^m | MPa | - | 25,5 | 25,5 | 25,5 |
| stab. Elastizitätsmodul | $E_{c,s}$ | MPa | - | 31400 | 30300 | 29000 |
| Mittelwert | $E_{c,s,m}$ | MPa | - | 30200 | | |

Elastizitätsmodul – Großbauteilversuche, Serie 2.1 / 3.2

Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung (Sekantenmodul)

| | | | | |
|------------------------|-----------------------------------------|---------------|--------------------|-------------------------------|
| DIN EN 12390-13 | Entwurf | 2019 | Verfahren B | Stabilisierter E-Modul |
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-3 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder | |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig | |
| Herstelldatum: | 11.05.2021 | Prüfer: | Sonntag | |
| Prüfdatum: | 09.06.2021 | Prüfalter: | 29 d | |
| Betonsorte: | Pagel V1/10 Verguss (2. Mischung) | Prüfmaschine: | ZD 1000 | |
| Prüfkörper: | Prisma 160x40x40 | Lagerung | Hallenlagerung | |
| PK-Bearbeitung: | geschliffen / DMS appliziert | | | |

| Prüfkörper | | M2 | PMW | P 1 | P 2 | P 3 |
|--------------------------------------------------|-----------------------------|-------------------------|-------------|--------------|--------------|--------------|
| Länge | l | mm | | 40,0 | 40,1 | 40,1 |
| Breite | b | mm | | 41,0 | 42,0 | 42,1 |
| Höhe | h | mm | | 157,1 | 157,0 | 157,1 |
| Fläche | A | mm ² | | 1640 | 1683 | 1687 |
| Masse | m | kg | | 0,5641 | 0,5775 | 0,5756 |
| Dichte | ρ | kg/m³ | | 1640 | 1683 | 1687 |
| Ermittlung der Druckfestigkeit | | | | | | |
| Bruchlast | F _{max} | kN | | 121,1 | 114,8 | 119,5 |
| Druckfestigkeit | f_c | MPa | 79,6 | 73,9 | 68,2 | 70,9 |
| Mittelwert | f_{c,m} | MPa | 71,0 | | | |
| stabilisierter Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) | | | | | | |
| Messlänge DMS | L ₀ | mm | - | 60 | 60 | 60 |
| untere Prüfspannung | σ _p ^m | MPa | - | 8,0 | 8,0 | 8,0 |
| obere Prüfspannung | σ _a ^m | MPa | - | 26,5 | 26,5 | 26,5 |
| stab. Elastizitätsmodul | E_{c,s} | MPa | - | 30400 | 30500 | 31500 |
| Mittelwert | E_{c,s,m} | MPa | - | 30800 | | |

Elastizitätsmodul – Großbauteilversuche, Serie 2.2

Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung (Sekantenmodul)

DIN EN 12390-13 Entwurf 2019 Verfahren B Stabilisierter E-Modul

| | | | |
|------------------------|-------------------------------------------|---------------|----------------|
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-3 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig |
| Herstelldatum: | 11.05.2021 | Prüfer: | Sonntag |
| Prüfdatum: | 09.06.2021 | Prüfalter: | 29 d |
| Betonsorte: | Pagel HFA1-VP Verguss (4. Mischung) | Prüfmaschine: | ZD 1000 |
| Prüfkörper: | Prisma 160x40x40 | Lagerung | Hallenlagerung |
| PK-Bearbeitung: | geschliffen / DMS appliziert | | |

| Prüfkörper | | M3 | PMW | P 1 | P 2 | P 3 |
|--------------------------------------------------|--------------|-------------------|-------|--------|--------|-------|
| Länge | l | mm | | 40,0 | 40,0 | 40,0 |
| Breite | b | mm | | 39,7 | 39,7 | 40,0 |
| Höhe | h | mm | | 157,5 | 157,5 | 157,6 |
| Fläche | A | mm ² | | 1587 | 1591 | 1600 |
| Masse | m | kg | | 0,5792 | 0,5912 | 0,595 |
| Dichte | ρ | kg/m ³ | | 1587 | 1591 | 1600 |
| Ermittlung der Druckfestigkeit | | | | | | |
| Bruchlast | F_{max} | kN | | 178,8 | 181,2 | 192,3 |
| Druckfestigkeit | f_c | MPa | 116,0 | 112,6 | 113,9 | 120,2 |
| Mittelwert | $f_{c,m}$ | MPa | 115,6 | | | |
| stabilisierter Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) | | | | | | |
| Messlänge DMS | L_0 | mm | - | 60 | 60 | 60 |
| untere Prüfspannung | σ_p^m | MPa | - | 11,6 | 11,6 | 11,6 |
| obere Prüfspannung | σ_a^m | MPa | - | 38,7 | 38,7 | 38,7 |
| stab. Elastizitätsmodul | $E_{c,s}$ | MPa | - | 35000 | 37300 | 37100 |
| Mittelwert | $E_{c,s,m}$ | MPa | - | 36500 | | |

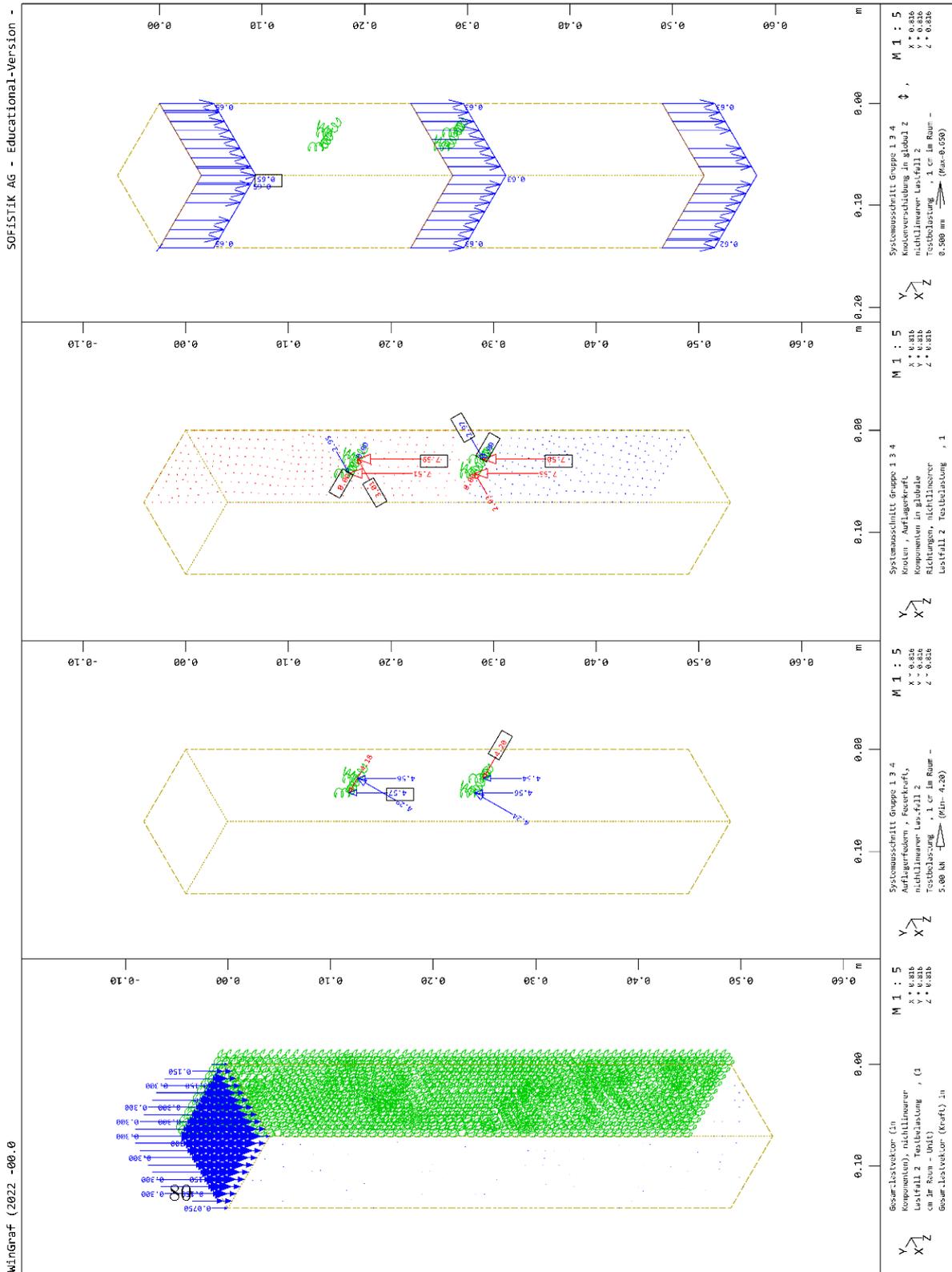
Elastizitätsmodul – Großbauteilversuche, Serie 3.1

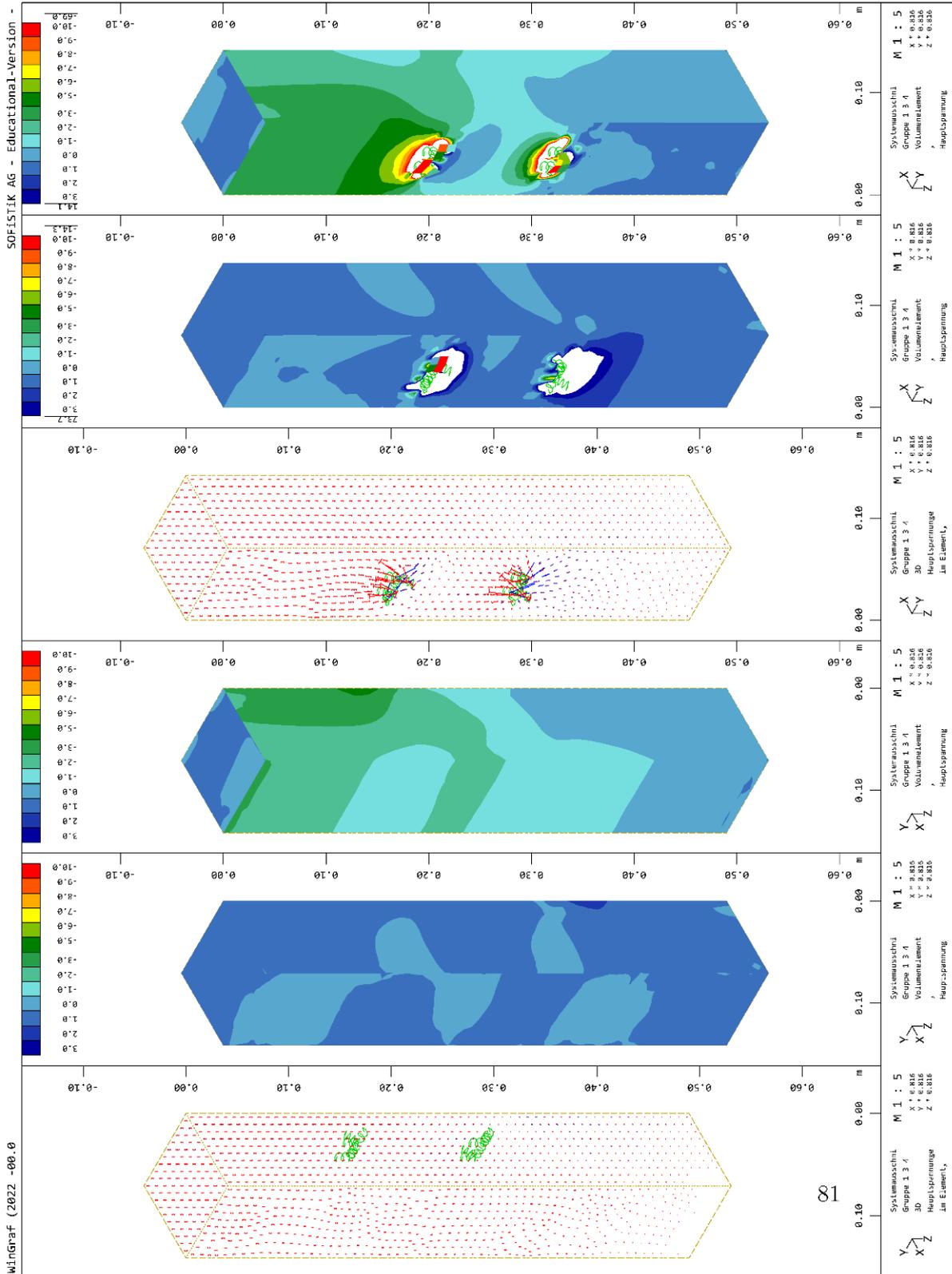
Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung (Sekantenmodul)

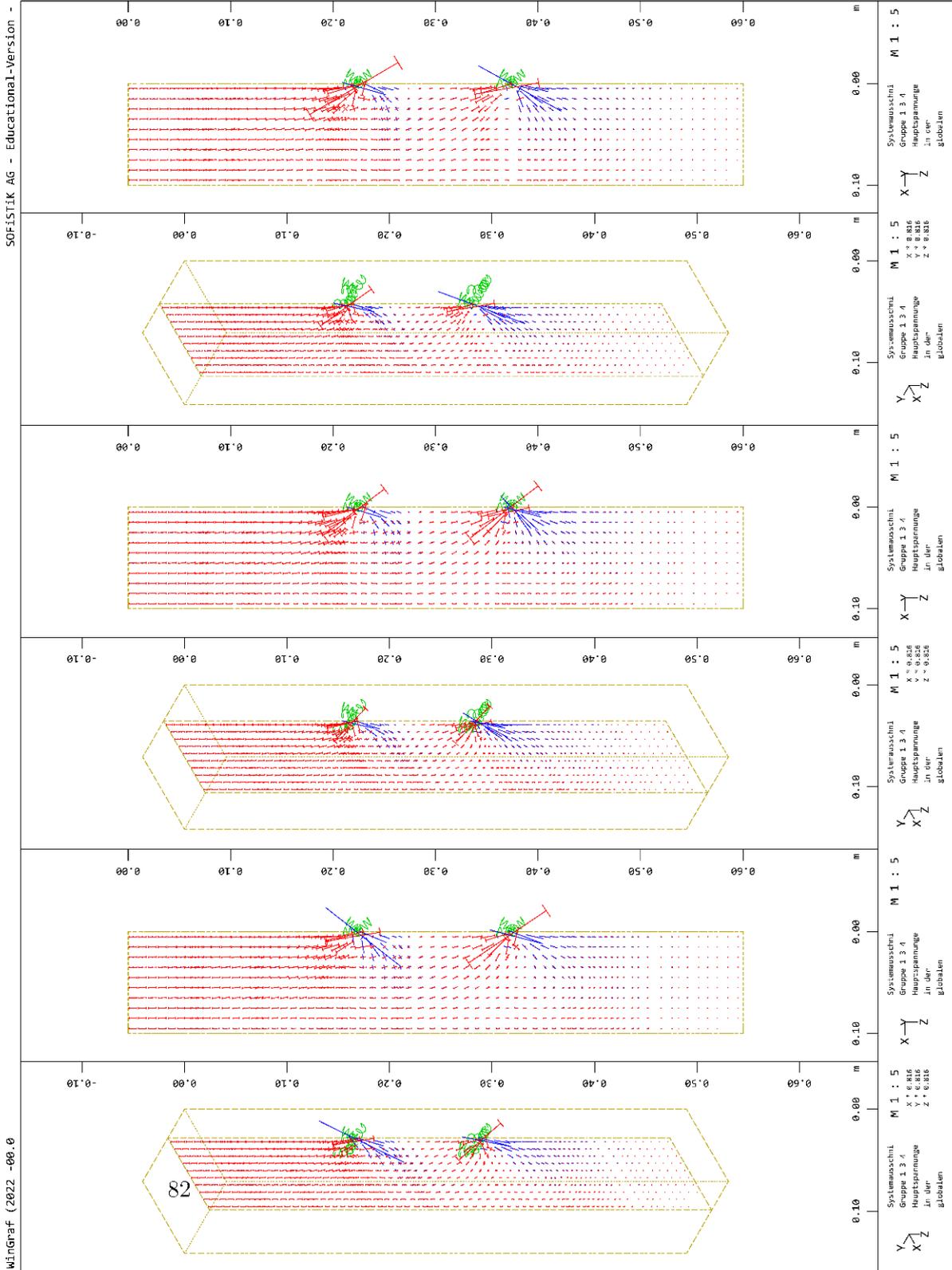
| | | | | |
|------------------------|---------------------------------|---------------|--------------------|-------------------------------|
| DIN EN 12390-13 | Entwurf | 2019 | Verfahren B | Stabilisierter E-Modul |
| OML-Projekt-Nr.: | 2019-I307-3 | Projekt-Bez.: | BSP-Verbinder | |
| Massivbau-Projekt-Nr.: | 0446F | Bearbeiter: | K. Farwig | |
| Herstelldatum: | 27.05.2021 | Prüfer: | Sonntag | |
| Prüfdatum: | 28.06.2021 | Prüfalter: | 32 d | |
| Betonsorte: | Pagel V1/10 | Prüfmaschine: | ZD 1000 | |
| | Verguss (4. Mischung) | | | |
| Prüfkörper: | Prisma 160x40x40 | Lagerung | Hallenlagerung | |
| PK-Bearbeitung: | geschliffen / DMS appliziert | | | |

| Prüfkörper | | M3 | PMW | P 1 | P 2 | P 3 |
|--------------------------------------------------|-----------------------------|-------------------------|-------------|--------------|--------------|--------------|
| Länge | l | mm | | 40,5 | 39,6 | 40,5 |
| Breite | b | mm | | 41,3 | 40,5 | 41,4 |
| Höhe | h | mm | | 157,8 | 160,5 | 157,9 |
| Fläche | A | mm ² | | 1671 | 1607 | 1676 |
| Masse | m | kg | | 0,576 | 0,585 | 0,585 |
| Dichte | ρ | kg/m³ | | 1671 | 1607 | 1676 |
| Ermittlung der Druckfestigkeit | | | | | | |
| Bruchlast | F _{max} | kN | | 160,3 | 159,2 | 162,3 |
| Druckfestigkeit | f_c | MPa | 96,1 | 95,9 | 99,1 | 96,8 |
| Mittelwert | f_{c,m} | MPa | 97,3 | | | |
| stabilisierter Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) | | | | | | |
| Messlänge DMS | L ₀ | mm | - | 60 | 60 | 60 |
| untere Prüfspannung | σ _p ^m | MPa | - | 9,6 | 9,6 | 9,6 |
| obere Prüfspannung | σ _a ^m | MPa | - | 32,0 | 32,0 | 32,0 |
| stab. Elastizitätsmodul | E_{c,s} | MPa | - | 34200 | 37100 | 35000 |
| Mittelwert | E_{c,s,m} | MPa | - | 35400 | | |

g. Numerische Ergebnisse Projektarbeit (Stassen 2021)
Modellierung der Druck-Scher-Probekörper in Sofistik



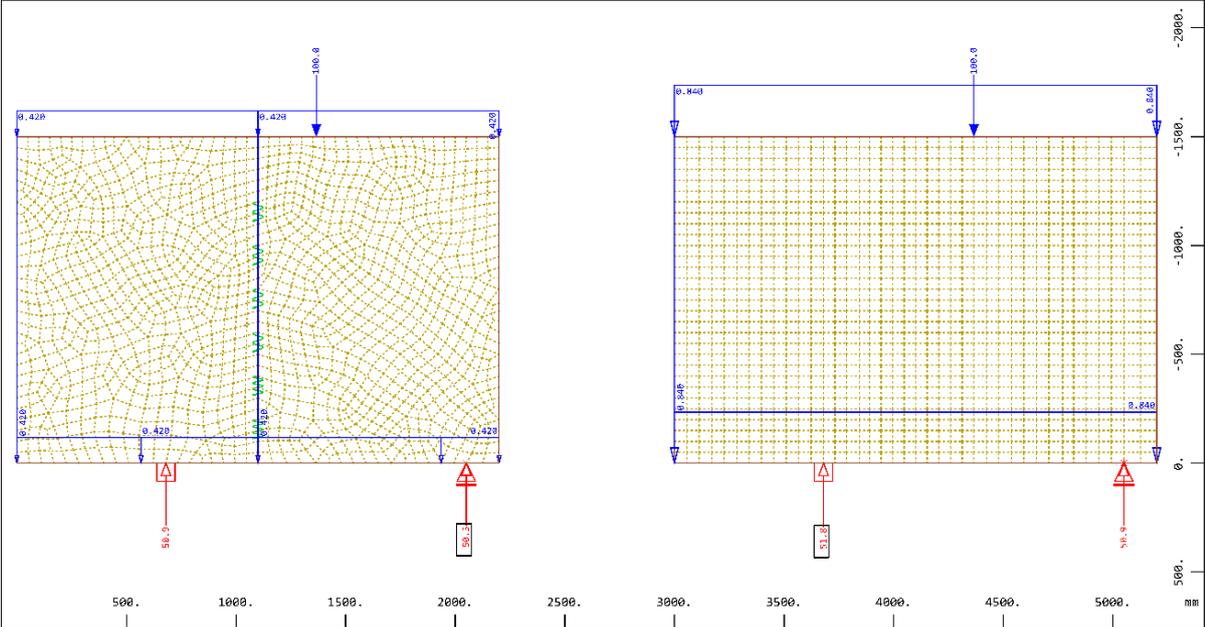




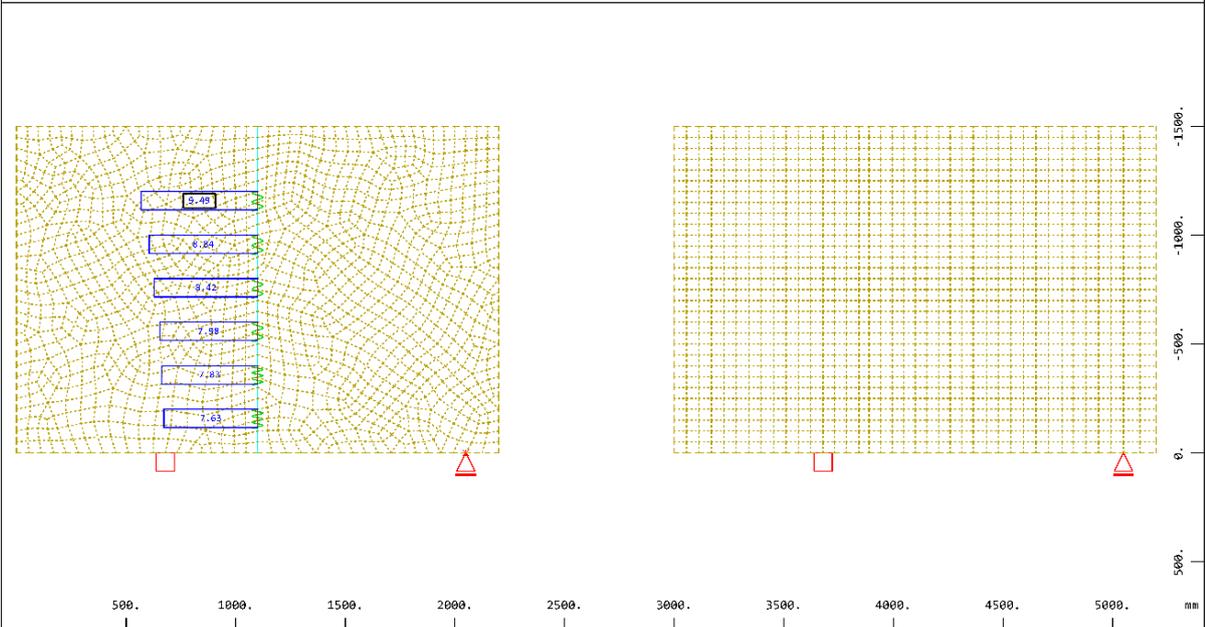
Modellierung der Großbauteile in Sofistik

WinGraf (2022 -00.0

SOFiSTiK AG - Educational-Version -



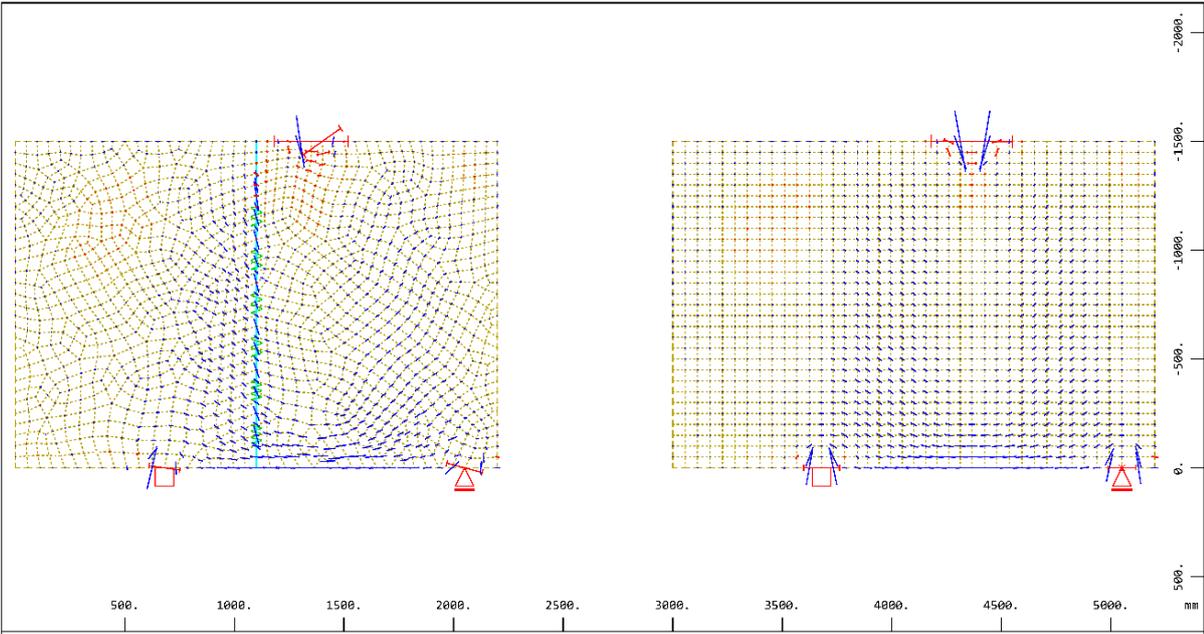
Alle Lasten (in Komponenten), Lastfall 2 Testbelastung , (1 cm im Raum = Unit) Freie Einzellast (Kraft) in global Z (Unit=100.0 kN,Max=100.0), QUAD-Flächeneigengewicht in global Z im Element (Unit=1.00 kN/m2,Max=0.840) M 1 : 28



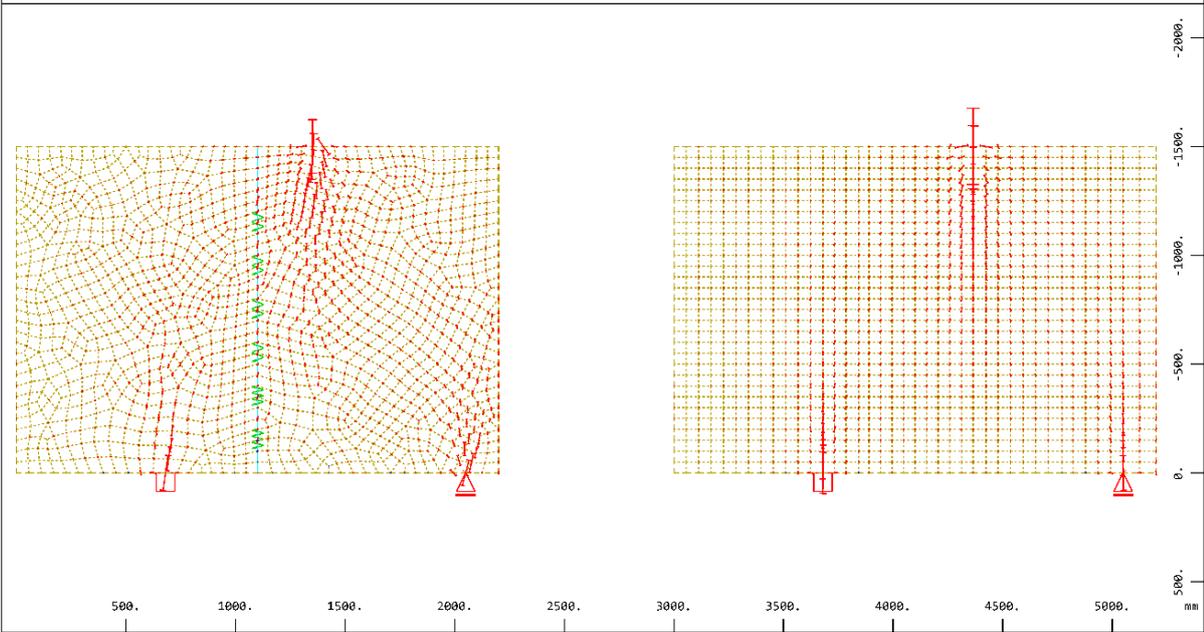
Federkraft, Lastfall 2 Testbelastung , 1 cm = 5.00 kN (Max=9.49) (Summe: 50.2) M 1 : 28

WinGraf (2022 -00.0

SOFiSTiK AG - Educational-Version -



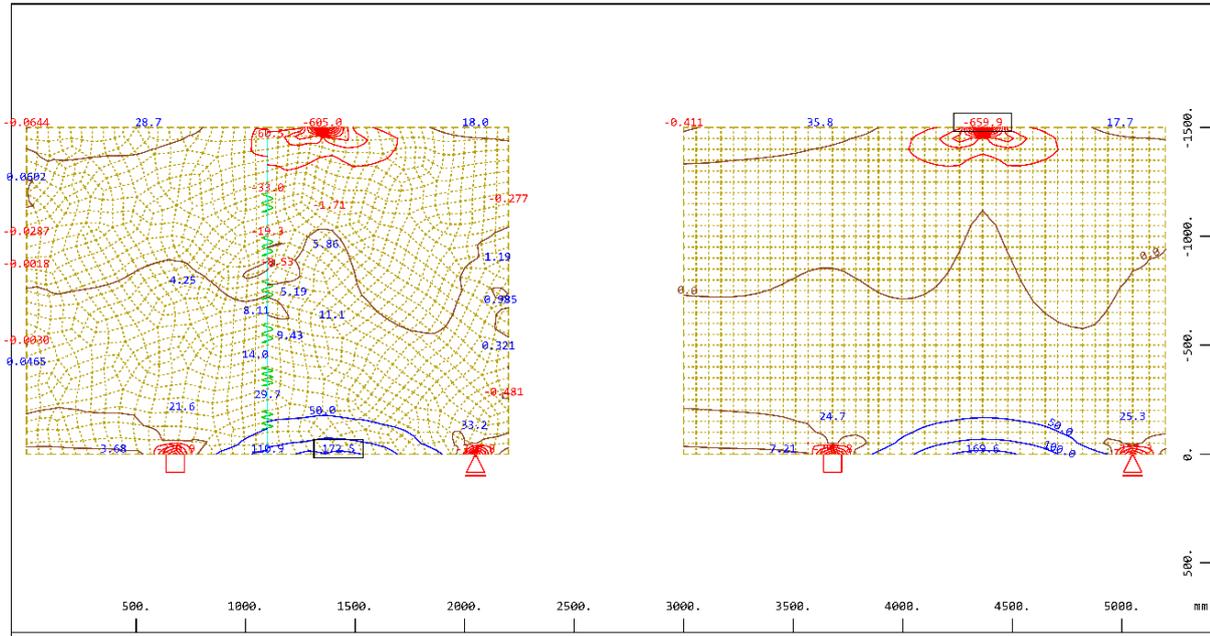
Hauptmembrankräfte n-I im Knoten, Lastfall 2 Testbelastung , 1 cm = 500.0 kN/m
Y-X
Z (Min=-659.8) (Max=497.1) M 1 : 28



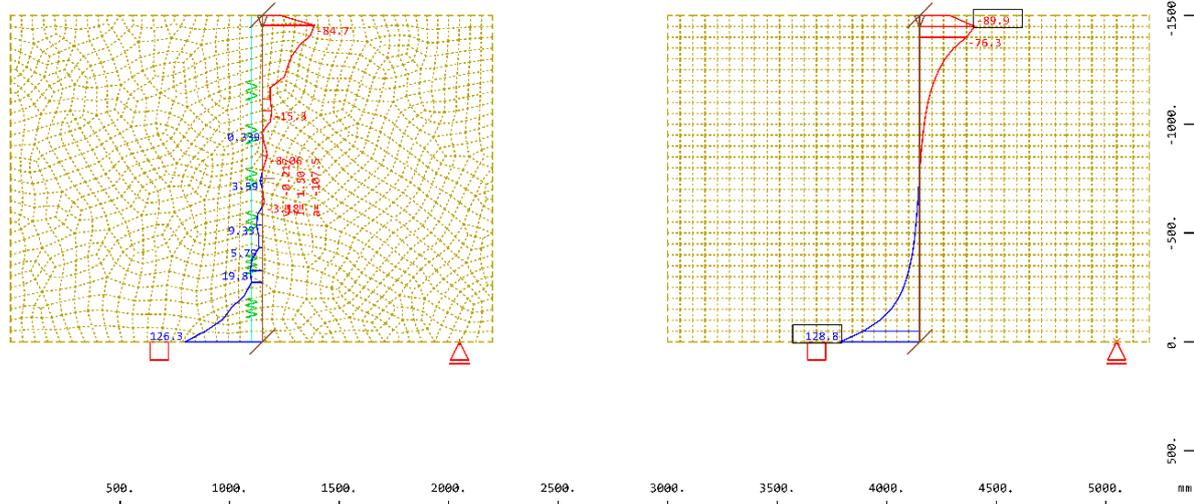
Hauptmembrankräfte n-II im Knoten, Lastfall 2 Testbelastung , 1 cm = 2000. kN/m
Y-X
Z (Min=-2494.) (Max=41.9) M 1 : 28

WinGraf (2022 -00.0

SOFiStiK AG - Educational-Version -



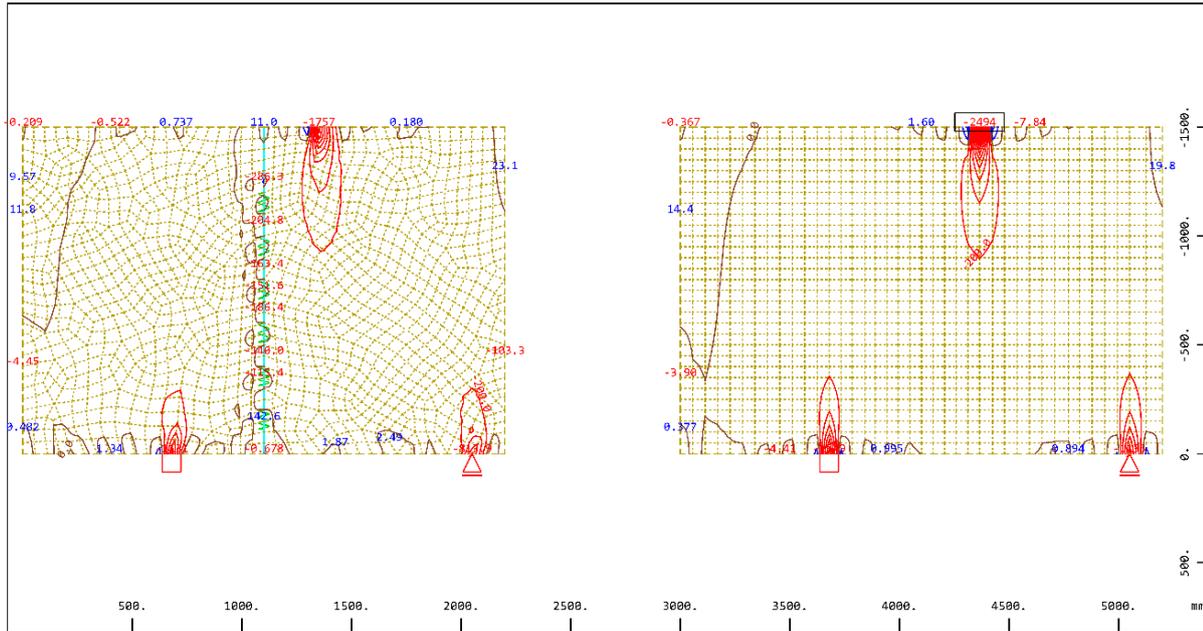
Membrankraft n-xx in lokal x im Knoten \leftrightarrow , Lastfall 2 Testbelastung, von -659.9 bis 172.5 Stufen M 1 : 28
 50.0 kN/m



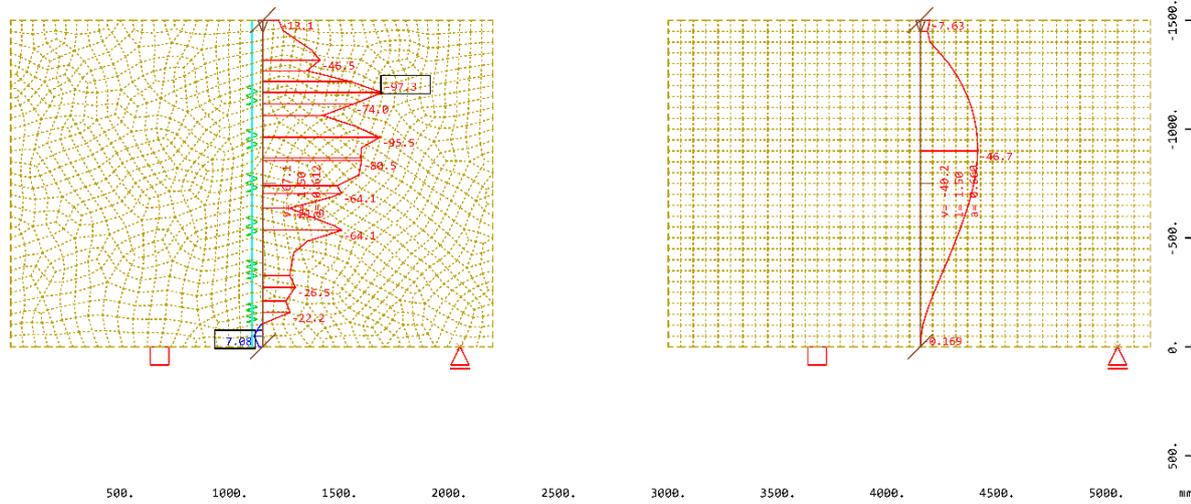
Membrankraft senkrecht zum Schnitt im Knoten, Lastfall 2 Testbelastung, 1 cm = 100.0 kN/m (Min=-89.9) (Max=128.8) M 1 : 28
 Resultierende aus Membrankraft senkrecht zum Schnitt im Knoten, Lastfall 2 Testbelastung

WinGraf (2022 -00.0

SOFiSTiK AG - Educational-Version -



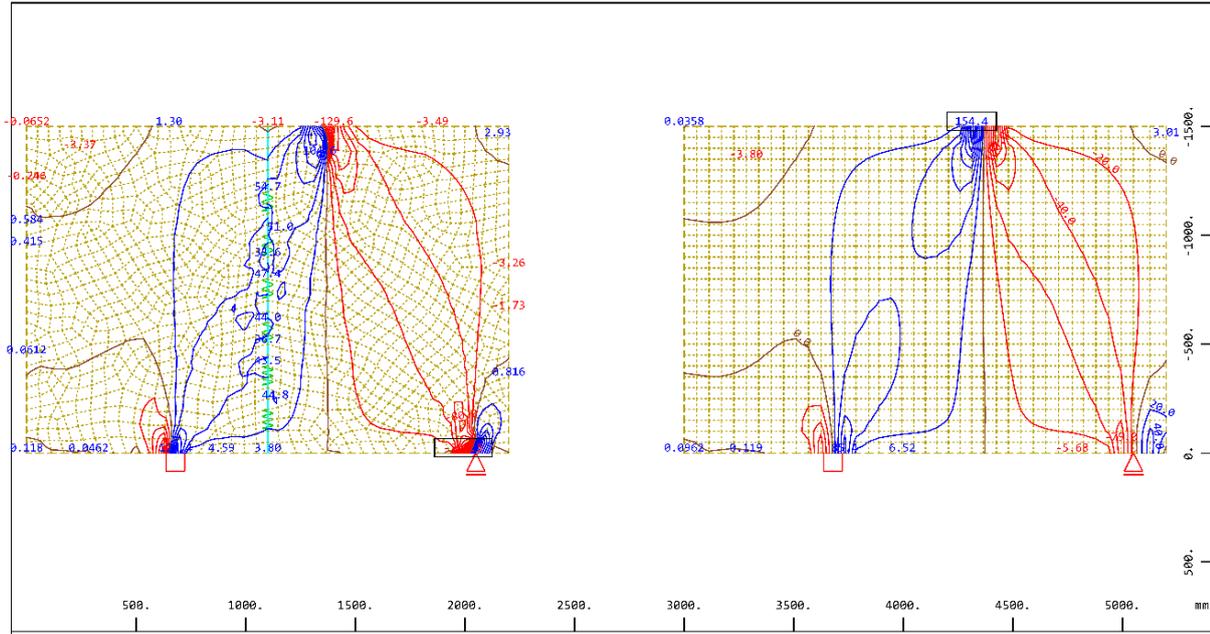
Membrankraft n-yy in lokal y im Knoten, Lastfall 2 Testbelastung, von -2494. bis 473.2 Stufen, M 1 : 28
200.0 kN/m



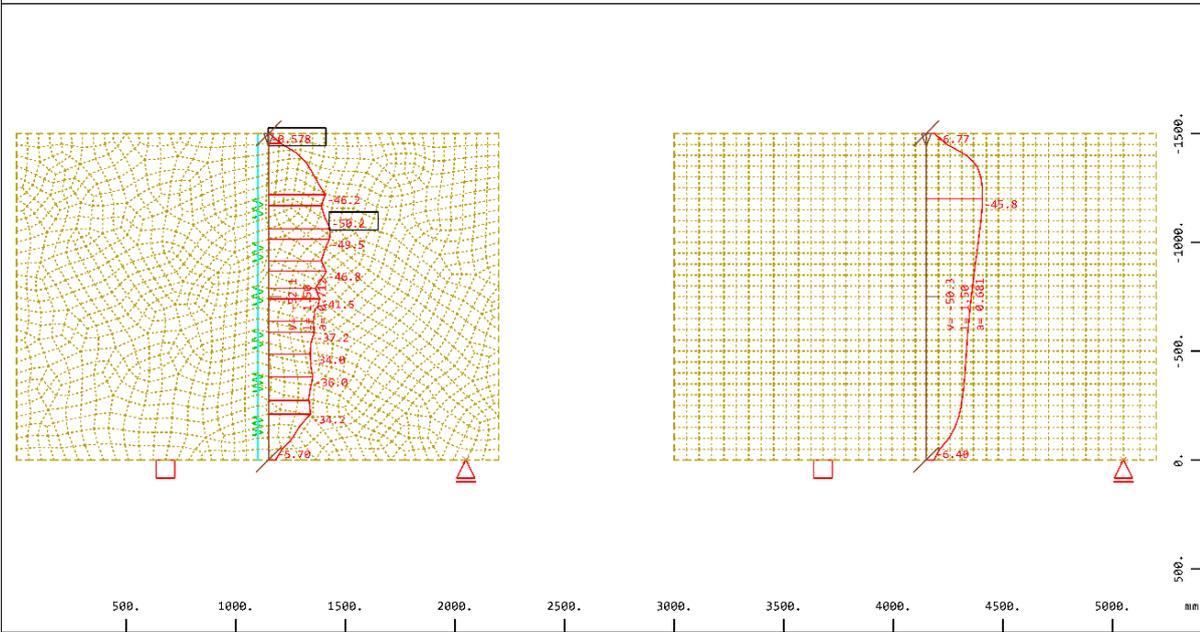
Membrankraft in Schnittrichtung im Knoten, Lastfall 2 Testbelastung, 1 cm = 50.0 kN/m (Min=-97.3), M 1 : 28
(Max=7.08)
Resultierende aus Membrankraft in Schnittrichtung im Knoten, Lastfall 2 Testbelastung (Min=-67.1)

WinGraf (2022 -00.0

SOFiStiK AG - Educational-Version -



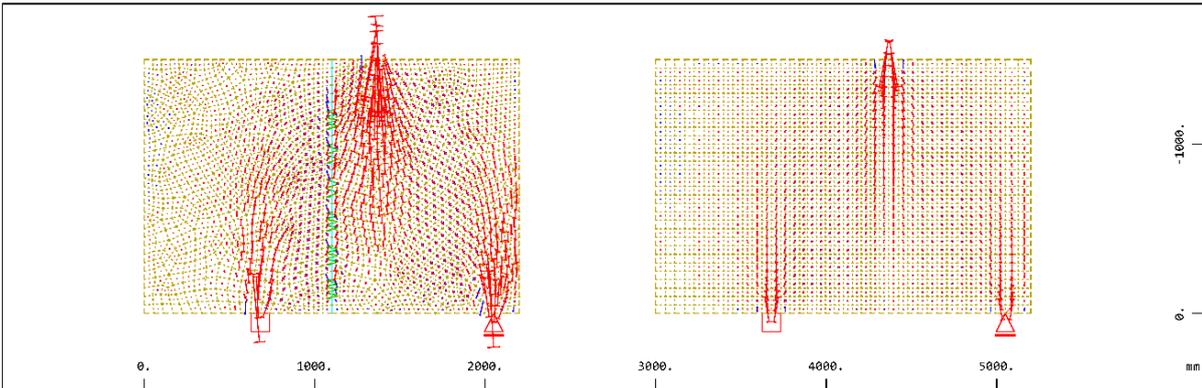
Membranschubkraft n-xy in lokal xy im Knoten Lastfall 2 Testbelastung , von -200.5 bis 154.4 M 1 : 28
Stufen 20.0 kN/m



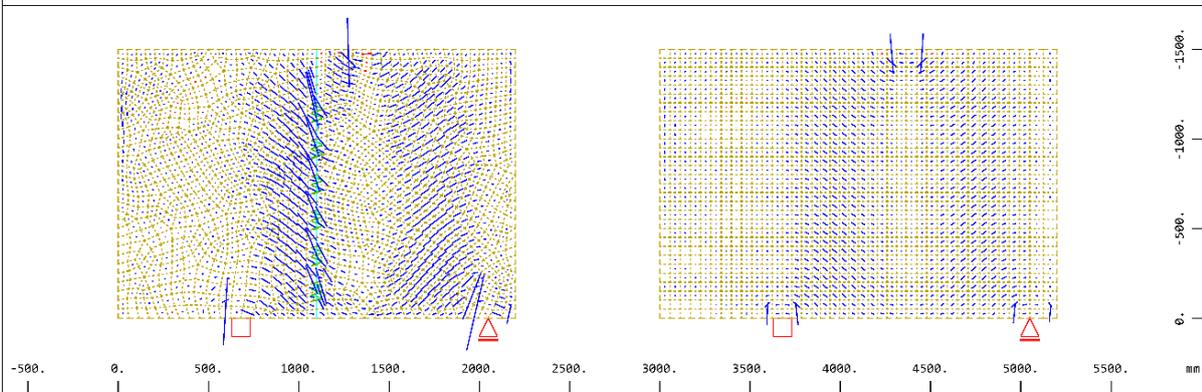
Membranschubkraft in Schnittrichtung im Knoten, Lastfall 2 Testbelastung , 1 cm = 50.0 kN/m (Min=-50.2) (Max=58.8) M 1 : 28
Resultierende aus Membranschubkraft in Schnittrichtung im Knoten, Lastfall 2 Testbelastung

WinGraf (2022 -00.0

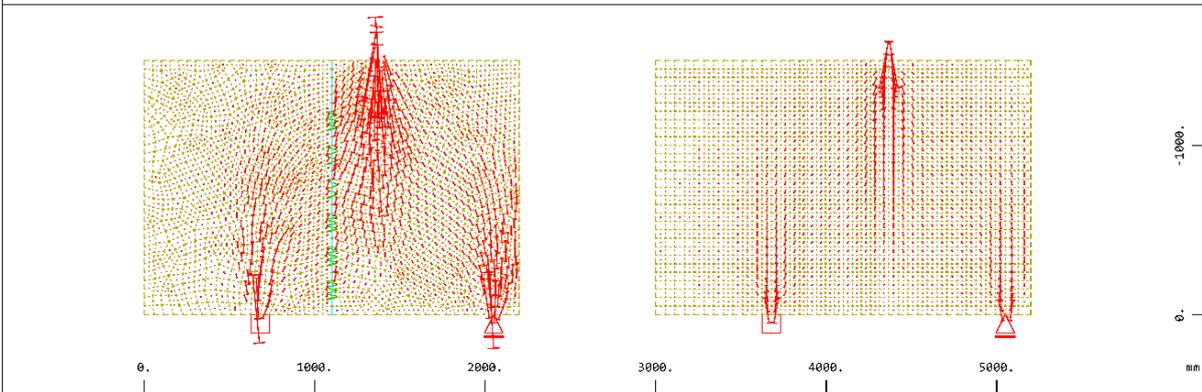
SOFiSTiK AG - Educational-Version -



Nichtlineare Hauptspannung oben, Lastfall 2 Testbelastung , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelemente (Unit=10.0 N/mm² += — — — — -= | | | |) (Min=-15.7) (Max=2.53) M 1 : 36



Nichtlineare Hauptspannung I oben, Lastfall 2 Testbelastung , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelemente (Unit=2.00 N/mm² += — — — — -= | | | |) (Min=-0.260) (Max=2.53) M 1 : 34

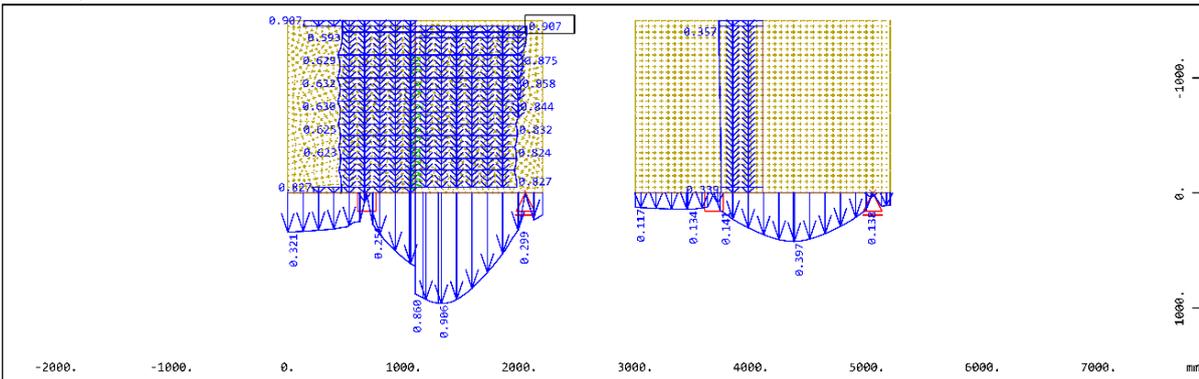


Nichtlineare Hauptspannung II oben, Lastfall 2 Testbelastung , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelemente (Unit=10.0 N/mm² += — — — — -= | | | |) (Min=-15.7) (Max=0.0414) M 1 : 36

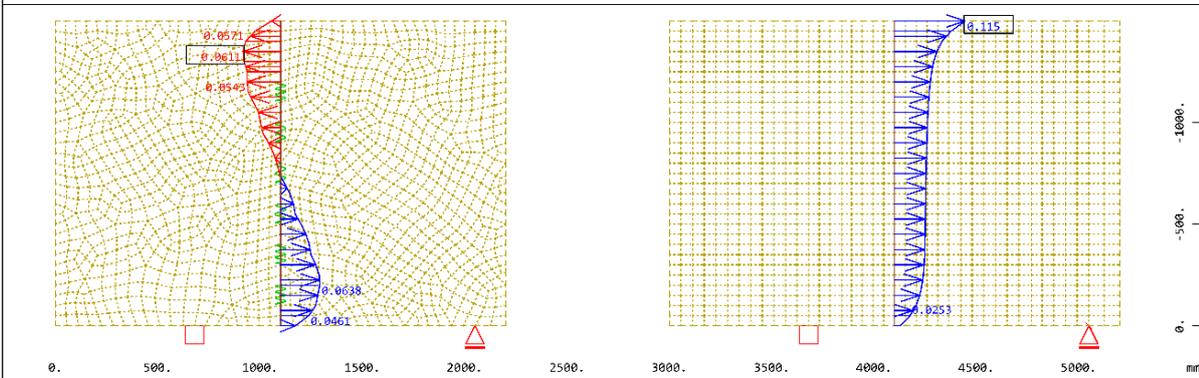
116

WinGraf (2022 -00.0

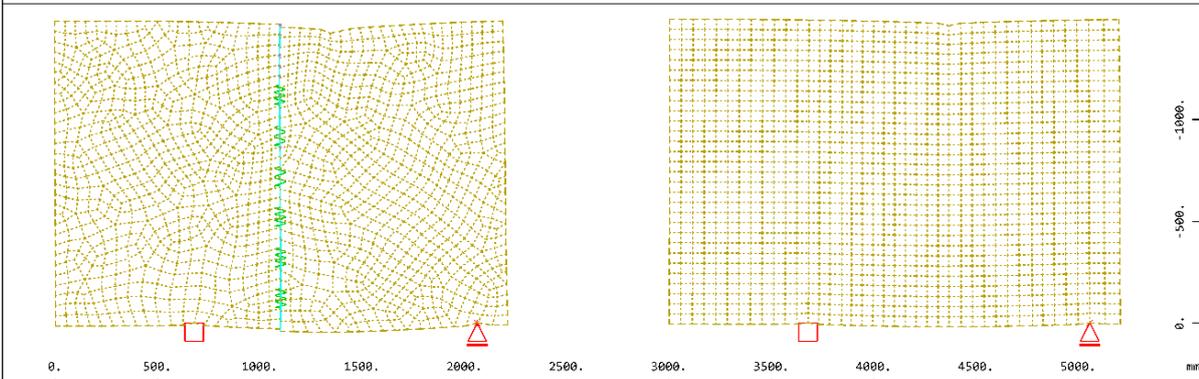
SOFiStiK AG - Educational-Version -



Knotenverschiebung in global Z \updownarrow , Lastfall 2 Testbelastung, 1 cm = 0.500 mm (Max=0.907) M 1 : 53



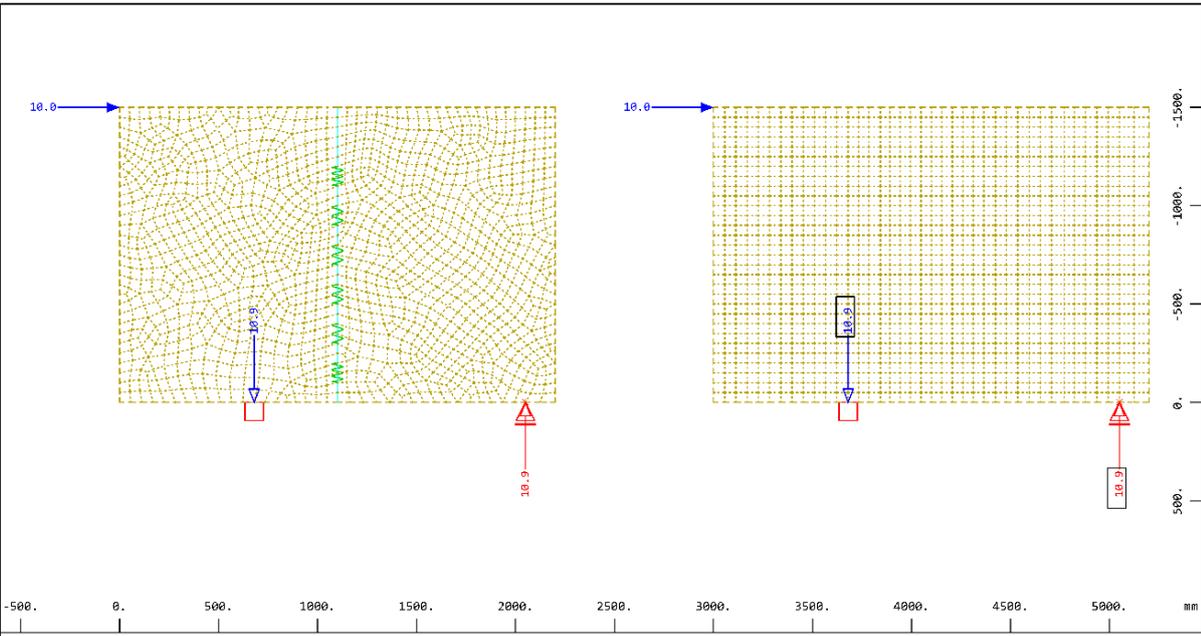
Knotenverschiebung in global X \leftrightarrow , Lastfall 2 Testbelastung, 1 cm = 0.100 mm (Min=-0.0611) M 1 : 30



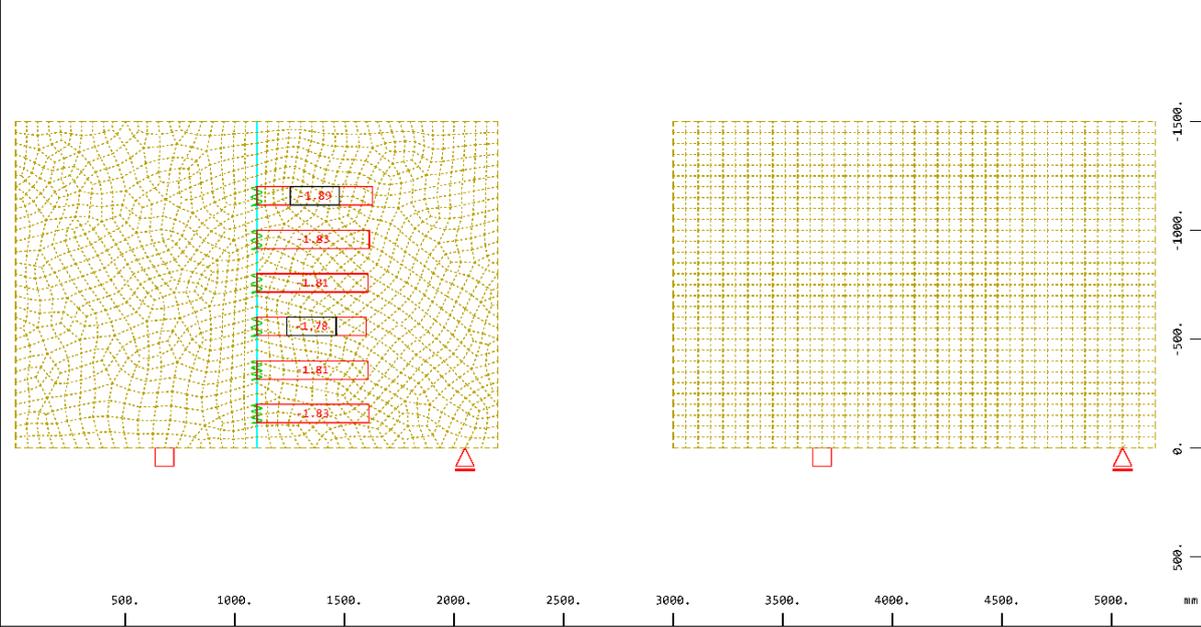
Verschobene Struktur aus LF 2 Testbelastung in 50.0-facher Überhöhung 117 M 1 : 30

WinGraf (2022 -00.0

SOFiStiK AG - Educational-Version -



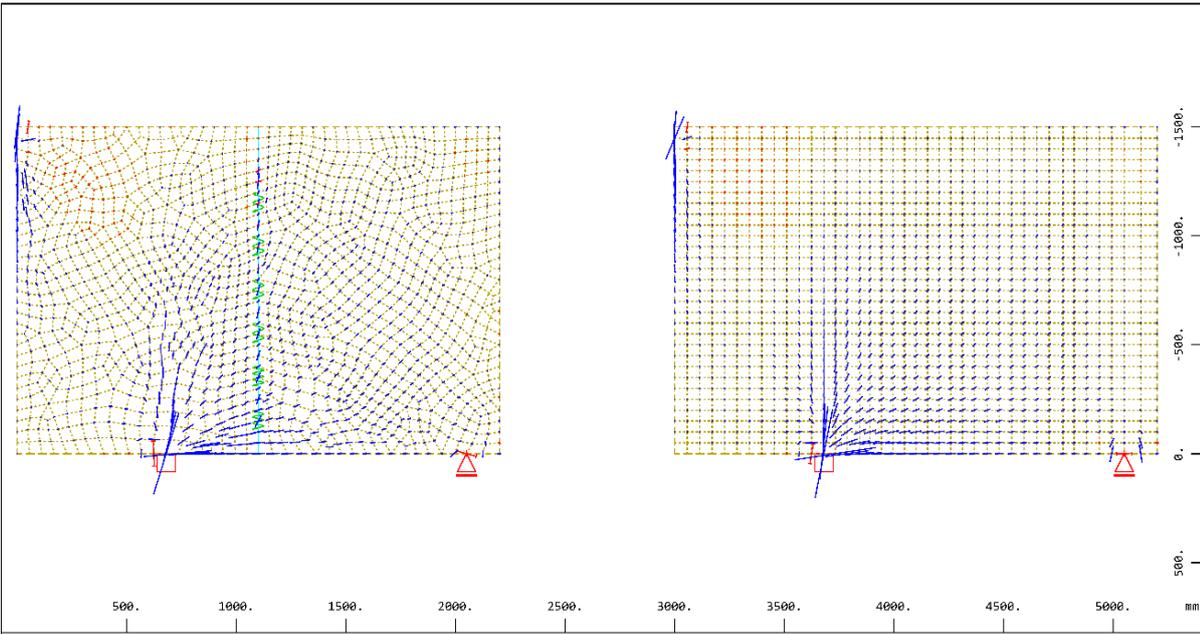
Alle Lasten (in Komponenten), Lastfall 3 Punktlast , (1 cm im Raum = Unit) Freie Einzellast (Kraft) M 1 : 31
 in global X (Unit=10.0 kN \blacktriangleright) (Max=10.0)
 Knoten , Auflagerkraft in global Z, Lastfall 3 Punktlast , 1 cm = 10.0 kN \blacktriangle (Min=-10.9)



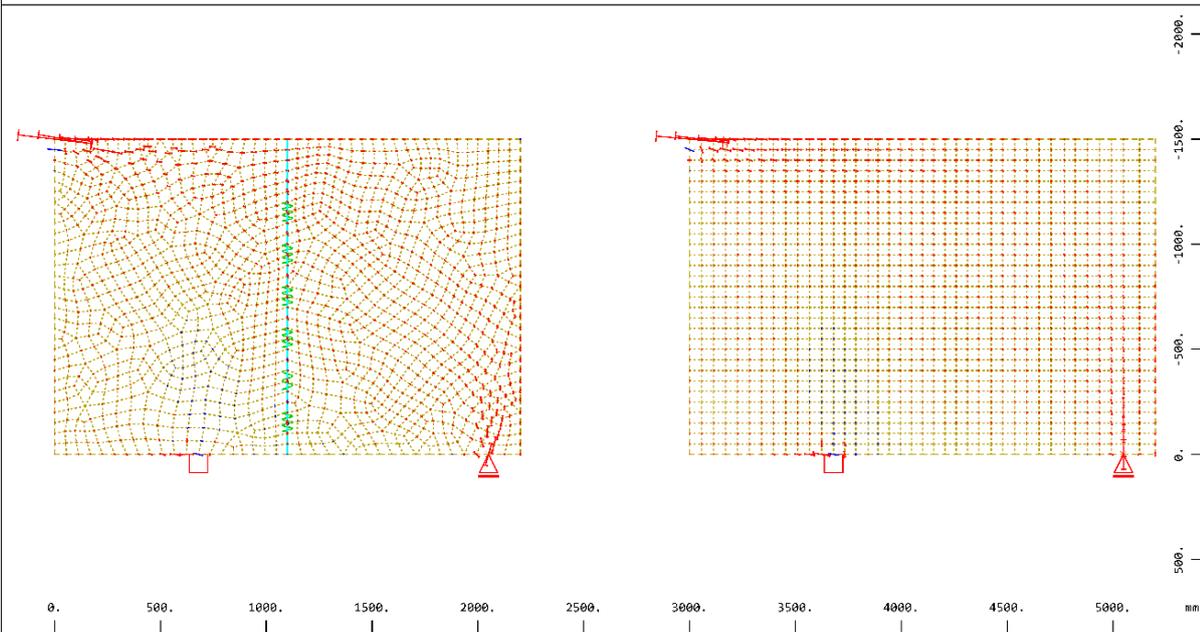
Federkraft, Lastfall 3 Punktlast , 1 cm = 1.00 kN (Min=-1.89) (Max=-1.78) (Summe: -10.9) M 1 : 28
 118

WinGraf (2022 -00.0

SOFiStiK AG - Educational-Version -



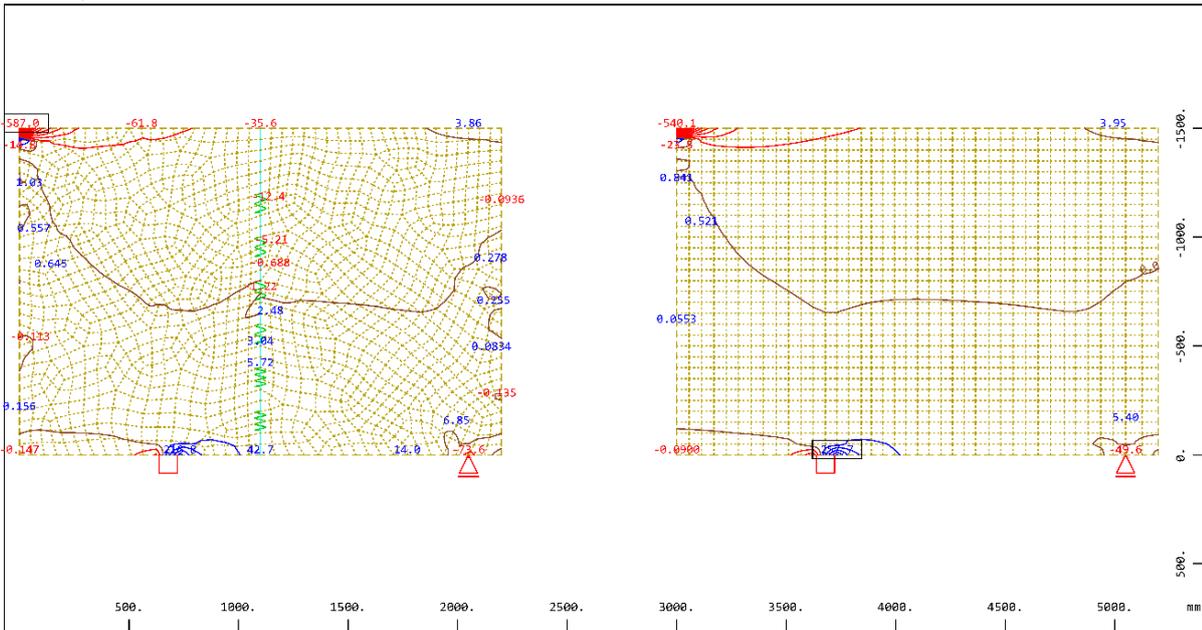
Hauptmembrankräfte n-I im Knoten, Lastfall 3 Punktlast , 1 cm = 200.0 kN/m (Min=-82.8) (Max=292.2) M 1 : 28



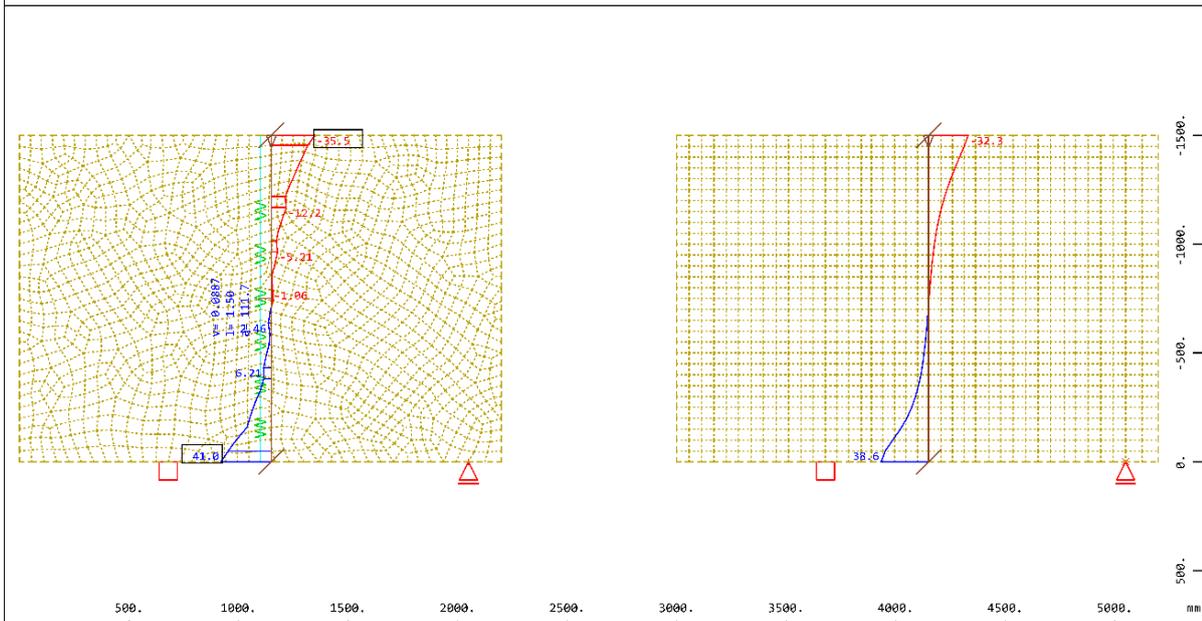
Hauptmembrankräfte n-II im Knoten, Lastfall 3 Punktlast , 1 cm = 500.0 kN/m (Min=-597.6) (Max=117.3) M 1 : 29

WinGraf (2022 -00.0

SOFISTIK AG - Educational-Version -



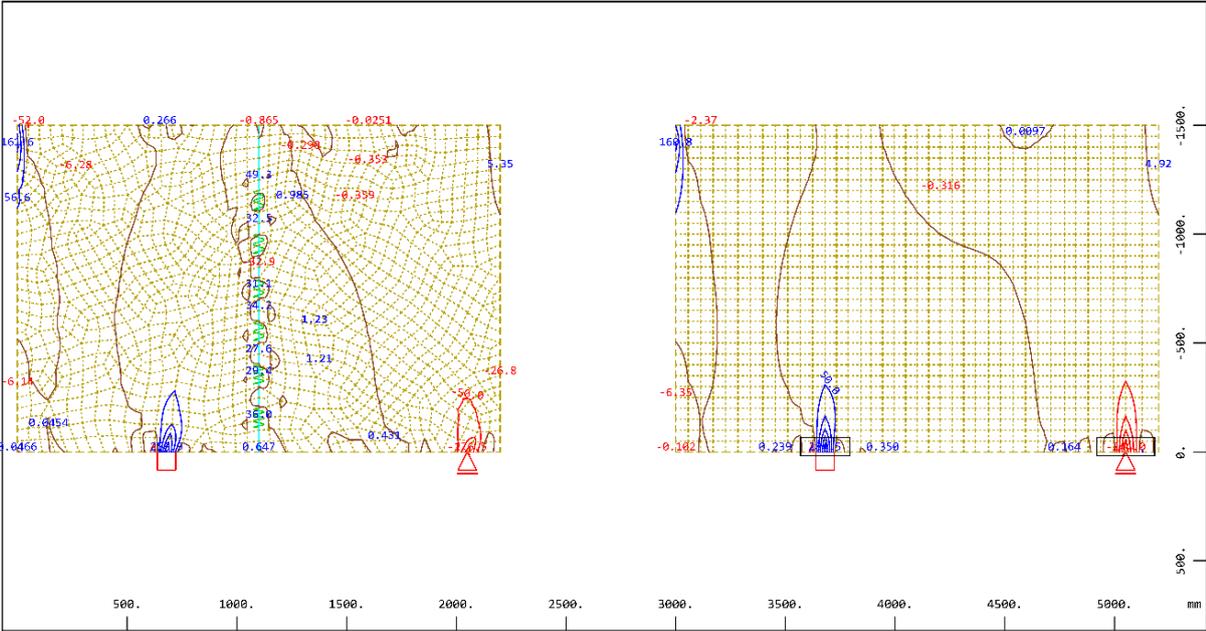
Membrankraft n-xx in lokal x im Knoten \leftrightarrow , Lastfall 3 Punktlast, von -587.0 bis 257.7 Stufen 50.0 M 1 : 28
 kN/m



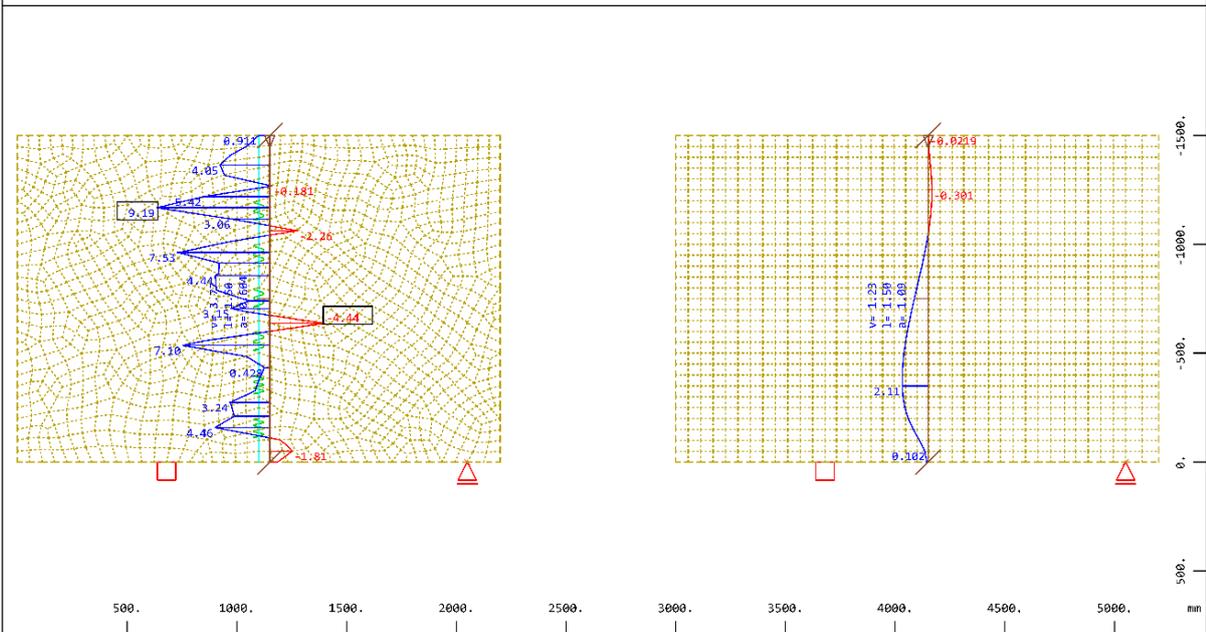
Membrankraft senkrecht zum Schnitt im Knoten, Lastfall 3 Punktlast, 1 cm = 50.0 kN/m (Min=-35.5) M 1 : 28
 (Max=41.0)
 Resultierende aus Membrankraft senkrecht zum Schnitt im Knoten, Lastfall 3 Punktlast (Max=0.0887)

WinGraf (2022 -00.0

SOFiStiK AG - Educational-Version -



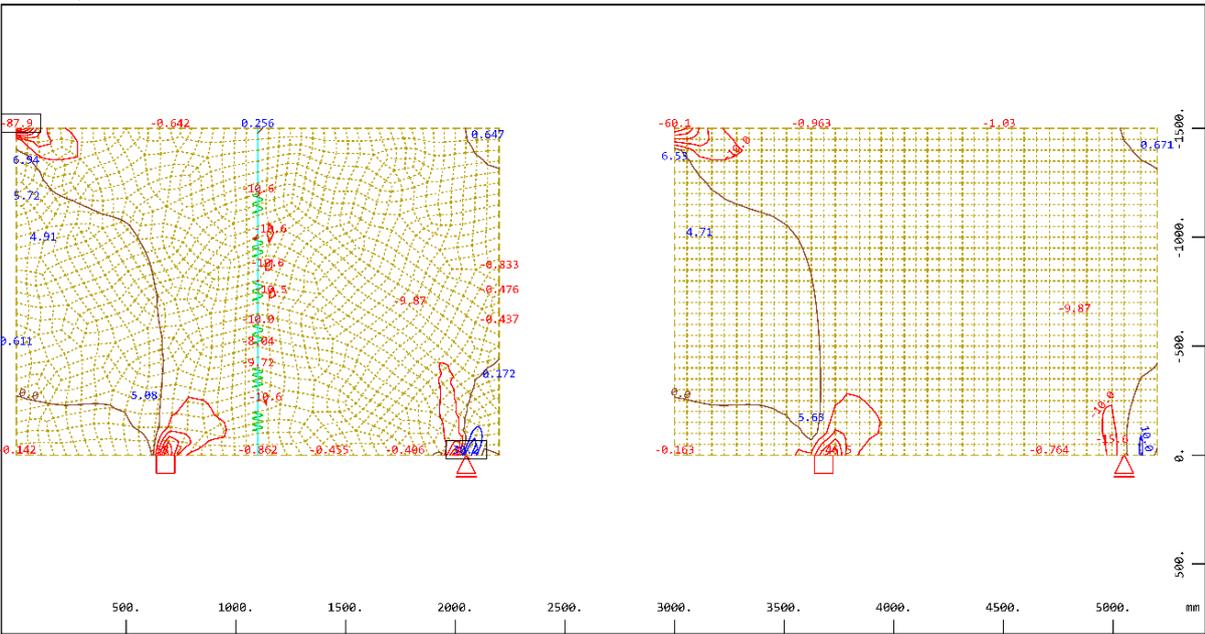
Membrankraft n-yy in lokal y im Knoten, Lastfall 3 Punktlast, von -244.0 bis 284.5 Stufen 50.0 M 1 : 28



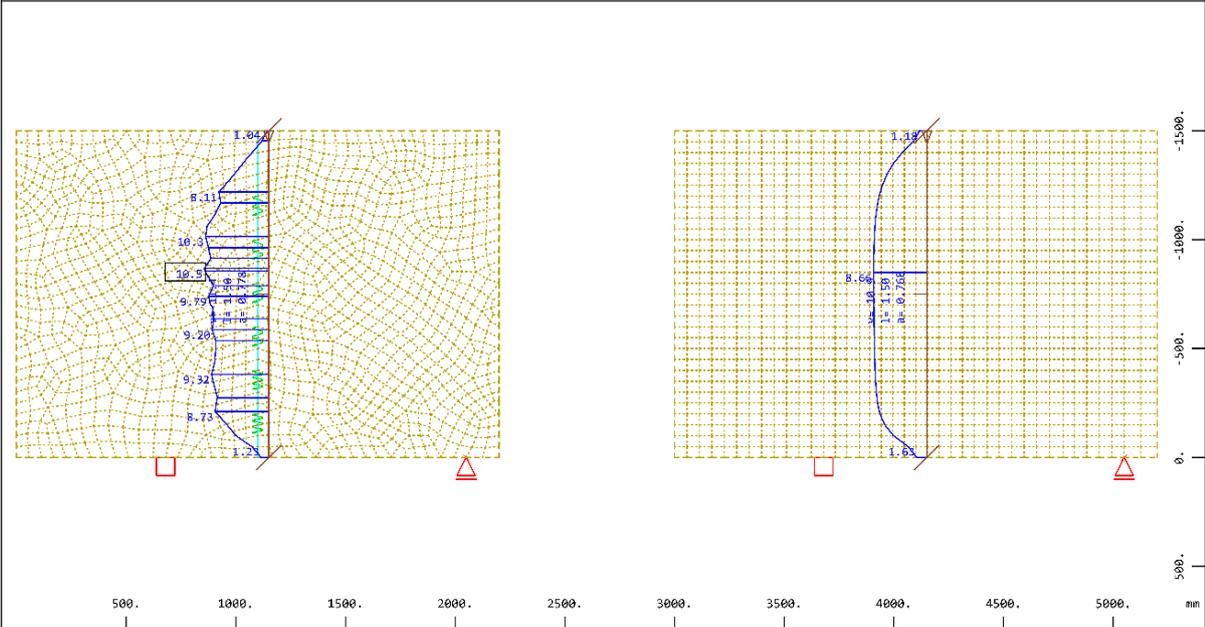
Membrankraft in Schnittrichtung im Knoten, Lastfall 3 Punktlast, 1 cm = 5.00 kN/m (Min=-4.44) (Max=9.19)
 Resultierende aus Membrankraft in Schnittrichtung im Knoten, Lastfall 3 Punktlast (Max=3.77) M 1 : 28

WinGraf (2022 -00.0

SOFiStiK AG - Educational-Version -



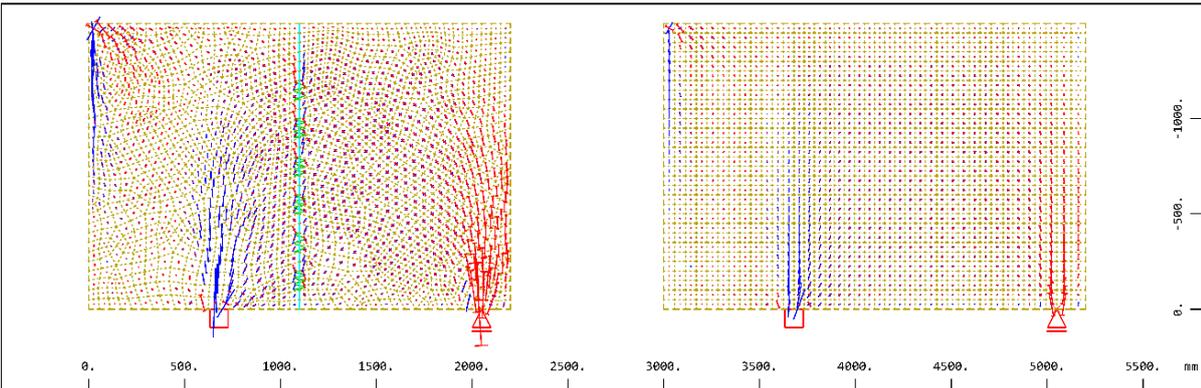
Membranschubkraft n-xy in lokal xy im Knoten, Lastfall 3 Punktlast, von -87.9 bis 30.2 Stufen, M 1 : 28
 10.0 kN/m



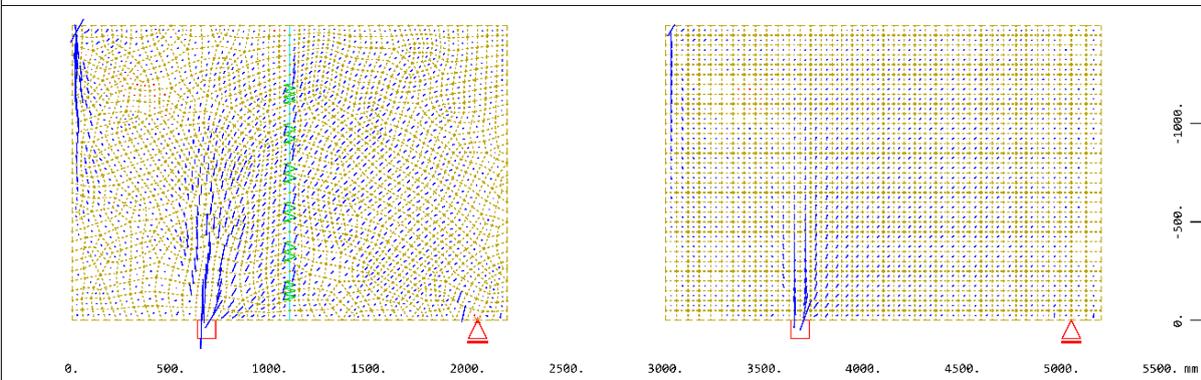
Membranschubkraft in Schnittrichtung im Knoten, Lastfall 3 Punktlast, 1 cm = 10.0 kN/m (Max=10.5), M 1 : 28
 Resultierende aus Membranschubkraft in Schnittrichtung im Knoten, Lastfall 3 Punktlast (Max=11.4)
 (Summe: 22.3)(v=Resultierende in m*kN/m,l=Schnittlänge in m,a=Abstand in m)

WinGraf (2022 -00.0

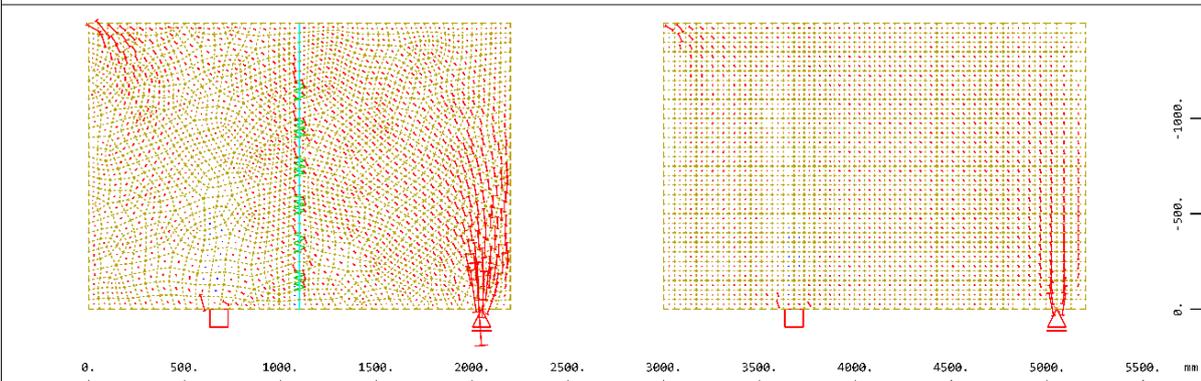
SOFiSTiK AG - Educational-Version -



Nichtlineare Hauptspannung oben, Lastfall 3 Punktlast , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelemente (Unit=2.00 N/mm2 += -=-) (Min=-2.72) (Max=2.25) M 1 : 32



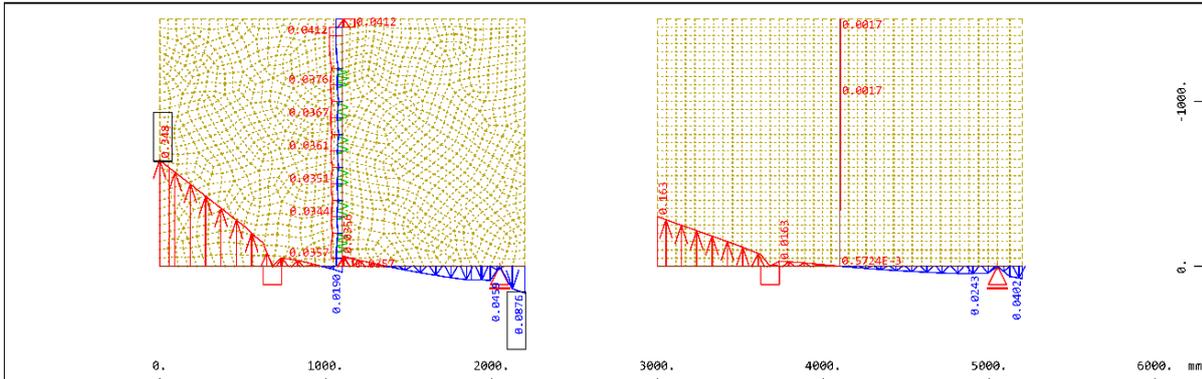
Nichtlineare Hauptspannung I oben, Lastfall 3 Punktlast , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelemente (Unit=2.00 N/mm2 += -=-) (Min=-0.0119) (Max=2.25) M 1 : 31



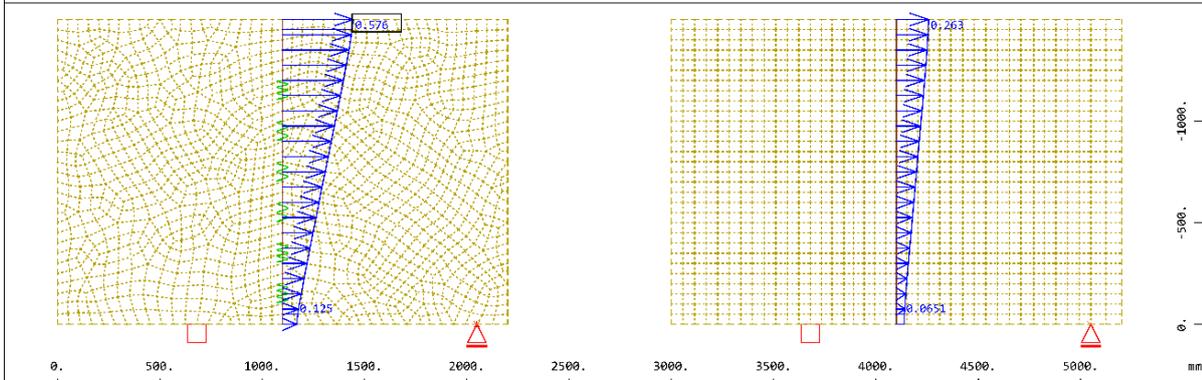
Nichtlineare Hauptspannung II oben, Lastfall 3 Punktlast , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelemente (Unit=2.00 N/mm2 += -=-) (Min=-2.72) (Max=0.0243) M 1 : 32

WinGraf (2022 -00.0

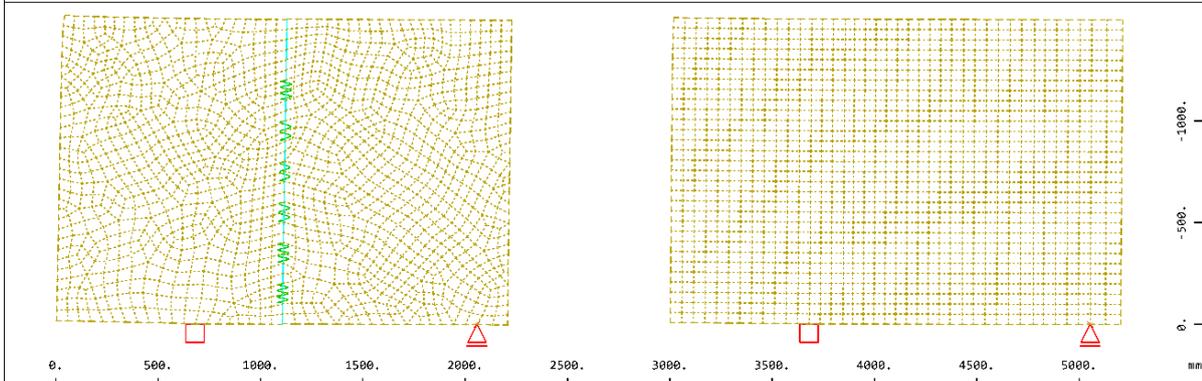
SOFISTIK AG - Educational-Version -



Knotenverschiebung in global Z \updownarrow , Lastfall 3 Punktlast, 1 cm = 0.200 mm (Min=-0.348) M 1 : 37



Knotenverschiebung in global X \leftrightarrow , Lastfall 3 Punktlast, 1 cm = 0.500 mm (Max=0.576) M 1 : 30



Versobene Struktur aus LF 3 Punktlast in 50.0-facher Überhöhung 124 M 1 : 30

Anlage h)

Teil 1: Vorbemessung mit maximalem Schubwiderstand der BSP-Scheibe

1 Materialkennwerte

1.1 Brettsperrholz

Gewähltes Material:

Brettsperrholz nach AbZ-Z-9.1-501 bzw. ETA-10/0241: Leno Brettsperrholz (ZÜBLIN Timber) mit Brettern aus Vollholz (Nadelholz) der Festigkeitsklasse C24 (nach DIN EN 338)

Anwendungsbereich nach AbZ-Z-9.1-501, Abs. 1.2:

- tragende und aussteifende Wandscheibe
- Nutzungsklasse 1 und 2 (DIN EN 1995-1-1)

Schrauben nach AbZ-Z-9.1-501, Abs. 3.3.3.4:

- Schraubendurchmesser min. 4 mm für VM in Seitenfläche
- Schraubendurchmesser min. 8 mm für VM in Schmalfläche

Nutzungskategorie E (gewählt):

- vorwiegend ruhende Verkehrslasten nach DIN EN 1991-1-1, Tab. 6.2 (Nutzlasten auf Decken) und von AbZ-Z-9.1-501 gefordert.
- Lasteinwirkungsdauer (KLED) kurz / sehr kurz für Windlasten (siehe DIN EN 1995-1-1, Tab. 2.2)
- Annahme einer hohen vertikalen Beanspruchung (hier für Fabriken und Werkstätten E1.1)

Laut AbZ-Z-9.1-501, Abs. 3.2 erfolgt bei der Bemessung die Verwendung der Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte für Vollholz (hier C24).

*Ref.: SBT = Schneider Bautabellen, 22. Auflage

Teilsicherheitsbeiwert Holz bzw. BSP:

$$\gamma_{M,H} := 1.30$$

Modifikationsbeiwert für NKL 1 / 2 und KLED kurz / sehr kurz:

$$k_{\text{mod}} := 1.0 \quad \text{siehe SBT}^*, \text{ Tafel 9.3}$$

Charakteristische Rohdichte BSP (EN 338):

$$\rho_{k,BSP} := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

mittlere Rohdichte BSP (EN 338):

$$\rho_{m,BSP} := 420 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Wichte BSP:

$$\gamma_{k,BSP} := 4.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Rollschubmodul BSP aus ETA 11/0241:

$$G_{R,\text{mean}} := 50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

E-Modul der Brettlagen (VH C24):

$$E_{0.\text{mean}} := 11000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{0.05.\text{mean}} := 9160 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{90.\text{mean}} := 0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Schubmodul BSP:

$$G_{0.\text{mean}} := 690 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G_{0.05.\text{mean}} := 570 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

nach Empfehlung Walther-Novak et al.,
Brettsperrholz Bemessung, 2013

Annahme: Vernachlässigung der Effekte aus Dehnsteifigkeiten der Brettlagen quer zur Faser
(siehe Schickhofer et al. (Hrsg.), Augustin et al., BSPHandbuch, 2010)

Die Steifigkeitskonstanten für die FE-Modellierung werden separat ermittelt.

Druckfestigkeit parallel
zur Faser (VH C24):

$$f_{c.0.k} := 21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{c.0.d} := \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}} \cdot f_{c.0.k} = 16.15 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Druckfestigkeit senkrecht
zur Faser (VH C24):

$$f_{c.90.k} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{c.90.d} := \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}} \cdot f_{c.90.k} = 1.92 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Zugfestigkeit parallel
zur Faser (VH C24):

$$f_{t.0.k} := 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{t.0.d} := \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}} \cdot f_{t.0.k} = 10.77 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Zugfestigkeit senkrecht
zur Faser (VH C24):

$$f_{t.90.k} := 0.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{t.90.d} := \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}} \cdot f_{t.90.k} = 0.31 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

effektive Biegefestigkeit nach ETA:

$$f_{m.k} := 24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{m.d} := \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}} \cdot f_{m.k} = 18.46 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Rollschubfestigkeit nach ETA:

$$f_{R.k} := 0.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{R.d} := \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}} \cdot f_{R.k} = 0.54 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

1.2 Beton

Gewähltes Material:

Feinbeton (B1): V1/10-Pagel-Vergussbeton (Einordnung in C55/67)

Feinbeton (B2): HF10-Pagel-Hochfestvergussbeton (Einordnung in C80/95)

Teilsicherheitsbeiwert für Beton:

$$\gamma_{M.B} := 1.5$$

Abminderungsbeiwert für Langzeitbeanspruchung für Feinbeton:

$$\alpha_{cc} := 0.80$$

Betondruckfestigkeit nach Datenblatt:

V1/10:

$$f_{c.B1.k} := 80 \frac{N}{mm^2}$$
$$f_{c.B1.d} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{c.B1.k}}{\gamma_{M.B}}$$
$$f_{c.B1.d} = 42.67 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

HF10:

$$f_{c.B2.k} := 115 \frac{N}{mm^2}$$
$$f_{c.B2.d} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{c.B2.k}}{\gamma_{M.B}}$$
$$f_{c.B2.d} = 61.33 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Biegezugfestigkeit nach Datenblatt:

V1/10:

$$f_{ctm.B1} := 8 \frac{N}{mm^2}$$

HF10:

$$f_{ctm.B2} := 15 \frac{N}{mm^2}$$

5%-Fraktilwert der Zugfestigkeit:

V1/10:

$$f_{ctk.0.05.B1} := 0.7 \cdot f_{ctm.B1} = 5.6 \cdot \frac{N}{mm^2}$$
$$f_{ct.B1.d} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctk.0.05.B1}}{\gamma_{M.B}} = 2.99 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

HF10:

$$f_{ctk.0.05.B2} := 0.7 \cdot f_{ctm.B2} = 10.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$
$$f_{ct.B2.d} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctk.0.05.B2}}{\gamma_{M.B}} = 5.6 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Frischmörtelrohichte nach Datenblatt:

V1/10:

$$\rho_{B1.k} := 2250 \frac{kg}{m^3}$$

HF10:

$$\rho_{B2.k} := 2300 \frac{kg}{m^3}$$

E-Modul nach Datenblatt:

V1/10:

$$E_{B1} := 35000 \frac{N}{mm^2}$$

HF10:

$$E_{B2} := 25000 \frac{N}{mm^2}$$

1.3 Textile Bewehrung

Gewähltes Material: Biaxiales Carbongelege solidian Grid "Q85/85-CCE-21" mit einer Tränkung auf Epoxidharz (EP)-Basis

E-Modul der Bewehrung und charakteristische Zugfestigkeit eines Faserstrangs:

Annahme: Der charakteristische Wert der Spannung des Textilbetons in Kettrichtung bei abgeschlossener Rissbildung im Feinbeton entspricht ca. 40 % der Zugfestigkeit.

$$E_{\text{tex}} := 220000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{t.tex.k}} := 2500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{\text{und.tex.k}} := 1000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(in Bezug auf Filamentfläche) (nach Technischem Datenblatt) (Annahme)

Angenommene Bemessungswerte für die Textilbewehrung:

Die Bemessungswerte für das Textil werden ähnlich wie in Z-31.10-182 "CARBOrefit" mit Abminderungsfaktoren ermittelt. Diese wurden aus Erfahrungswerten in Rücksprache mit dem Hersteller des verwendeten solidian Grids abgeschätzt. Aktuell gibt es für Textilien der solidian GmbH noch keine gültige Zulassung bzw. Richtlinie. Aufgrund der Epoxidharz-Tränkung der solidian-Textilien ist allerdings von einem besseren Verbund im Vergleich zu den in Z-31.10-182 aufgeführten Textilien auszugehen. Daher wird ein charakteristischer Wert für die Verbundfestigkeit anhand von Versuchsdaten aus anderen Forschungsprojekten abgeschätzt.

Teilsicherheitsbeiwert für Zugfestigkeit im Neubau:

(nach zukünftiger DA-Richtlinie)

Teilsicherheitsbeiwert für Verbundfestigkeit:

$$\gamma_{\text{t.tex}} := 1.3$$

$$\gamma_{\text{b.tex}} := 1.5$$

Abminderungsbeiwerte:

(nach Abschätzung solidian)

Annahme der charakteristischen Verbundfestigkeit eines EP-getränkten solidian-Textils (am Bsp.: Q85/85-CCE-21):

Zugfestigkeit Temperatur (bis 60°C stabil):

$$\alpha_{\text{T.t}} := 0.95$$

Größeneffekt:

$$\alpha_{\text{eff.t}} := 0.85$$

$$T_{\text{b.tex.k}} := 32.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Abminderungsbeiwert für Dauerhaftigkeit:

(pauschale Annahme)

Zugfestigkeit:

$$\alpha_{\text{n.m.t}} := 0.8$$

Verbundfestigkeit:

$$\alpha_{\text{D.b}} := 1.0$$

Angenommene Bemessungswerte für Zugfestigkeit (Bruchzustand und nach abgeschlossener Rissbildung) sowie Verankerungsfestigkeit:

$$f_{\text{t.tex.d}} := \alpha_{\text{T.t}} \cdot \alpha_{\text{eff.t}} \cdot \alpha_{\text{n.m.t}} \cdot \frac{f_{\text{t.tex.k}}}{\gamma_{\text{t.tex}}} = 1.24 \times 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{und.tex.d}} := \frac{(\sigma_{\text{und.tex.k}} \cdot \alpha_{\text{T.t}} \cdot \alpha_{\text{eff.t}} \cdot \alpha_{\text{n.m.t}})}{\gamma_{\text{t.tex}}} = 496.92 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$T_{\text{b.tex.d}} := \alpha_{\text{D.b}} \cdot \frac{T_{\text{b.tex.k}}}{\gamma_{\text{b.tex}}} = 21.67 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

1.4 Verbindungsmittel

1.4.1 HBV-Schraube

E-Modul nach EN 1993-1-4, 2.1.3 (1):

$$E_{S.VM} := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Teilsicherheitsbeiwert für metall. Bauteile:

$$\gamma_{M.S} := 1.1$$

Gewählte Schraubensorte:

Elascon S-Fix 1 für HBV-Systeme nach ETA-18/0264

Randbedingungen: Brettsper Holz gemäß ETA

Mindestbetonfestigkeit C20/25 und Größtkorn < 16 mm

Fließgrenze aus ETA:

$$f_{y.Sfix.k} := 600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Zugfestigkeit aus ETA:

$$f_{t.Sfix.k} := 20 \text{ kN}$$

Gesamtlänge:

$$l_{Sfix} := 150 \text{ mm}$$

Gewindelänge im Holz:

$$l_{Sfix.H} := 100 \text{ mm}$$

Verankerungslänge im Beton:

$$l_{Sfix.B} := 50 \text{ mm}$$

Nenn- und Innendurchmesser des Holzgewindes:

$$d_{Sfix} := 7.5 \text{ mm}$$

$$d_{Sfix.H.j} := 4.5 \text{ mm}$$

Winkel zur Faser: ° := Grad

$$\alpha_{Sfix} := 45^\circ$$

Verschiebungsmodul bei 45° und bei 90°:

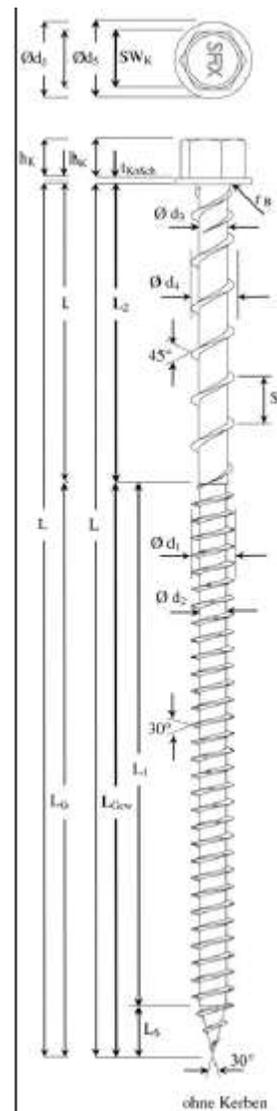
$$K_{ser.Sfix.45} := 10300 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad K_{ser.Sfix.90} := 3090 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Gesamtdicke des BSP-Elements:

$$t_{ges} := 100 \text{ mm}$$

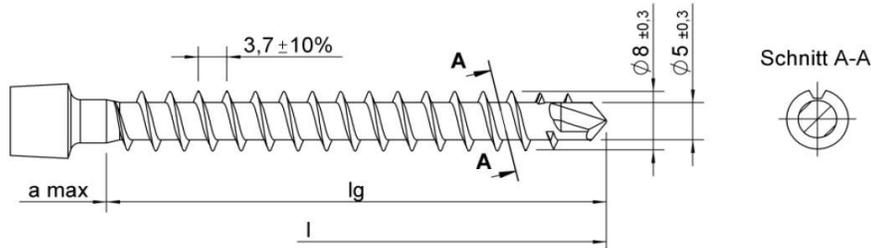
gewählt für Eindtiefe über gesamten BSP-Querschnitt:

$$l_{ef.Sfix} := t_{ges} = 100 \cdot \text{mm}$$



1.4.2 Vollgewindeschraube

Würth ASSY plus VG d=8cm nach ETA-11/0190 vom 23. Juli 2018



Nenndurchmesser:

$$d_{AVG} := 8 \text{ mm}$$

Länge der Schraube:

$$l_{AVG} := 160 \cdot \text{mm}$$

Verankerungslänge im Beton:

$$l_{AVG.B} := 50 \text{ mm}$$

E-Modul:

$$E_{S.AVG} := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Zugfestigkeit:

$$f_{t.AVG.k} := 22.0 \cdot \text{kN}$$

Charakt. Fließmoment:

$$M_{y.k.AVG} := 23.0 \cdot \text{N} \cdot \text{m}$$

Charakt. Bruchmoment:

$$f_{\text{tor.k.AVG}} := 25.0 \cdot \text{N} \cdot \text{m}$$

Winkel zur Faser:

$$\alpha_{AVG} := 45^\circ$$

Verschiebungsmodul bei 90° und bei 45°:

$$K_{\text{ser.AVG.45}} := 11000 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad K_{\text{ser.AVG.90}} := 700 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

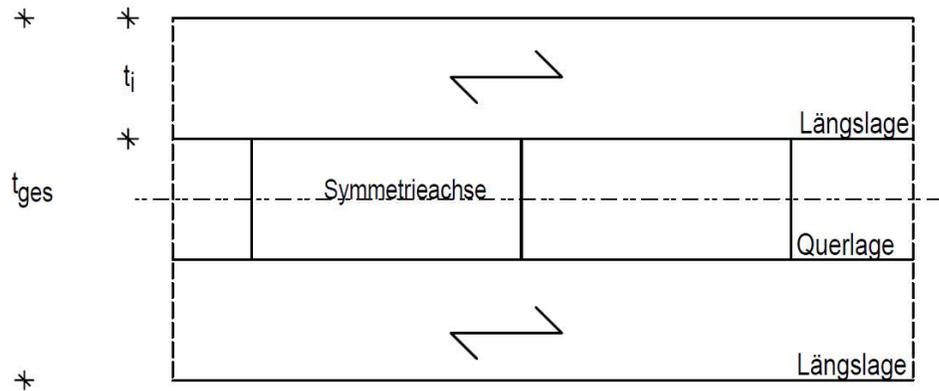
$$l_{\text{ef.AVG.min}} := \min \left(20 \cdot d_{AVG}, \frac{4 \cdot d_{AVG}}{\sin(\alpha_{AVG})} \right) = 45.25 \cdot \text{mm} \quad l_{\text{ef.AVG}} := 110 \text{ mm}$$

$$A_{NR} := 25 \cdot d_{AVG} \cdot l_{\text{ef.AVG}} = 0.02 \text{ m}^2 \quad K_{\text{Ser.AVG.NH}} := 22000 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Die Tragfähigkeit der Vollgewindeschraube wird durch die Auswahl des Schraubenkopfes beeinflusst. Dieser Einfluss kann vernachlässigt werden, da dies für die Nachweisführung nicht relevant ist.

2 Geometrische Abmessung

2.1 Brettsper Holzgeometrie



Schichtanzahl:

$$n_{\text{Schicht}} := 3$$

Höhe des BSP-Elements:
(entspricht der Wandhöhe)

$$h_{\text{W}} := 3 \text{ m}$$

Breite des BSP-Elements:
(entspricht der Wandbreite)

$$b_{\text{W}} := 2 \text{ m}$$

Gesamtdicke des BSP-Elements:

$$t_{\text{ges}} := 100 \text{ mm}$$

Annahme: Verbinder soll dieselbe Leistungsfähigkeit wie ein BSP-Element von 10 cm Dicke besitzen

Dicke einer Brettlage:

$$t_i := \frac{t_{\text{ges}}}{n_{\text{Schicht}}} = 33.33 \cdot \text{mm}$$

mittlere Rissbreite bzw. Brettbreite:

$$a := 205 \text{ mm}$$

entspricht ausgemessenem Wert (150 mm nach Wallner-Novak et al. empfohlen)

Lage der Schwerachse bezogen auf OK BSP-Element:

Symmetrischer Aufbau und konstante E-Moduli:

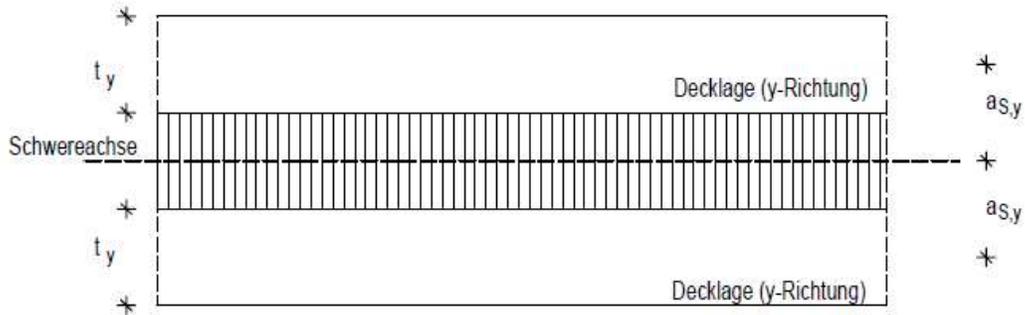
$$z_{\text{S}} := 0.5 \cdot t_{\text{ges}} = 50 \cdot \text{mm}$$

Schwerpunktabstände der einzelnen Brettlagen zur Schwerachse:

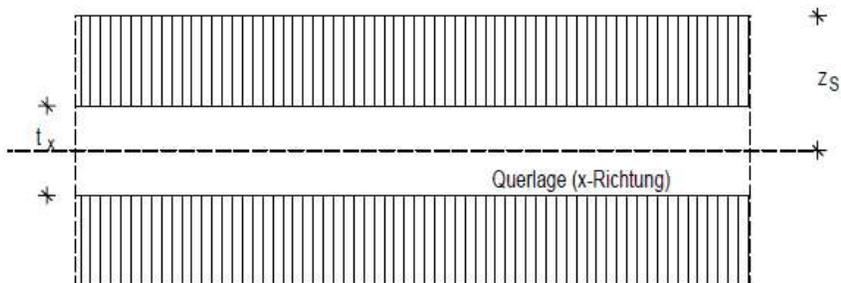
$$a_{\text{S},y} := z_{\text{S}} - 0.5 \cdot t_i = 33.33 \cdot \text{mm}$$

$$a_{\text{S},x} := z_{\text{S}} - 1.5 \cdot t_i = 0 \text{ m}$$

y-Richtung:



x-Richtung:



Querschnittsfläche für Brett lamellen in Decklage: (bezogen auf 1 m)

$$A_{y.net} := 2 \cdot t_j = 6.67 \times 10^4 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Flächenträgheitsmoment für Brett lamellen in Decklage: (bezogen auf 1 m)

$$I_{y.net} := 2 \cdot \frac{(t_j)^3}{12} + A_{y.net} \cdot a_{S,y}^2$$

$$I_{y.net} = 8.02 \times 10^7 \cdot \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

Querschnittsfläche für Brett lamellen in Querlage: (bezogen auf 1 m)

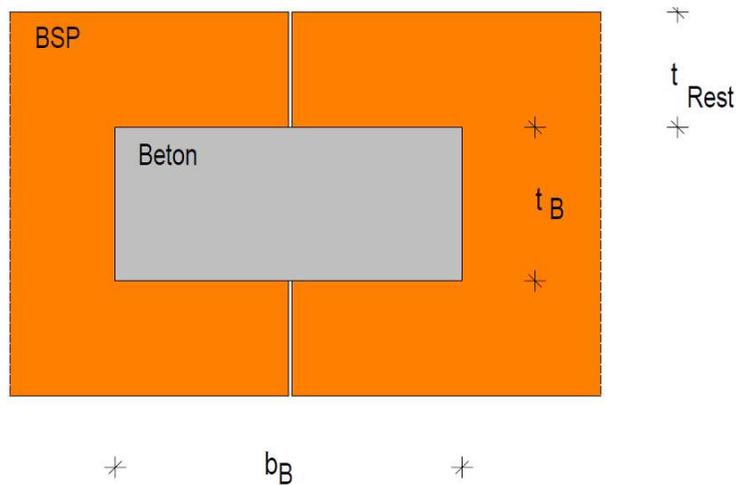
$$A_{x.net} := t_j = 3.33 \times 10^4 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Flächenträgheitsmoment für Brett lamellen in Querlage: (bezogen auf 1 m)

$$I_{x.net} := \frac{(t_j)^3}{12} + A_{x.net} \cdot a_{S,x}^2$$

$$I_{x.net} = 3.09 \times 10^6 \cdot \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

2.2 Geometrie des Betonquerschnitts



Dicke des Betonquerschnitts:

$$t_B := 60\text{mm}$$

Breite des Betonquerschnitts:

$$b_B := 130\text{mm}$$

Höhe des Betonquerschnitts:
(entspricht der Wandhöhe)

$$h_B := 3\text{m}$$

Dicke der Holznutflanke:

$$t_{\text{Rest}} := \frac{(t_{\text{ges}} - t_B)}{2} = 20\cdot\text{mm}$$

2.5 Textilbewehrung

Das Bewehrungstextil ist biaxial und besitzt in Längs- und Querrichtung gleiche Abmessungen. Die geometrischen Abmessungen sind dem technischen Datenblatt für solidian GRID Q85/85-CCE-21 entnommen.

Querschnittsfläche eine Faserstrangs:

$$A_{\text{tex}} := 1.81\text{mm}^2$$

Achsabstand der Faserstränge:

$$a_{\text{tex}} := 21\text{mm}$$

Bewehrungsquerschnittsfläche:

$$a_{l,\text{tex}} := 85 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Betondeckung:

$$c_{\text{nom}} := 5\text{mm}$$

Breite des Textils (V3)
im Betonquerschnitt:

$$b_{\text{tex}} := 0.5 \cdot b_B = 65\cdot\text{mm}$$

Durchmesser eines Faserstrangs:

$$d_{\text{tex}} := 2 \cdot \frac{\sqrt{A_{\text{tex}}}}{\sqrt{\pi}} = 1.52\cdot\text{mm}$$

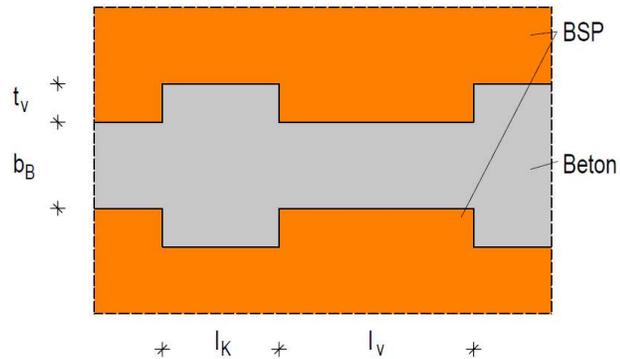
2.6 Kerbe

Kervertiefe:

$$t_v := 40\text{mm}$$

Kervenlänge:

$$l_K := 200\text{mm}$$



Vorholzlänge:

$$l_{v,\min} := \min(8 \cdot t_v, 200 \cdot \text{mm})$$

$$l_v := l_{v,\min} = 200 \cdot \text{mm}$$

Abstand der Kerben:

$$s_{\min} \leq l_v + l_K$$

$$s_K := l_K + l_v = 400 \cdot \text{mm}$$

3 Dimensionierung der Verbindungsmittel

Die in AP 3.3 entworfenen Verbindungsmittelvarianten sollen zunächst anhand des maximalen Schubwiderstandes einer BSP-Wand mit einer Gesamtdicke von 8 bis 10 cm bemessen werden.

3.1 Ermittlung der zulässigen Schubspannung

Die Ermittlung der zulässigen Schubbeanspruchung für eine BSP-Wand soll über die Ermittlung des Schubwiderstandes dieser BSP-Scheibe erfolgen. Augustin und Schickhofer stellen ein Nachweisverfahren für BSP-Elemente unter Schubbeanspruchung bereit. Hierbei wird der Schubfestigkeitsnachweis an einem BSP-Element mit endlicher Schichtanzahl und variablen Einzelschichtdicken geführt. Die Einzelschichtdicken sind dabei von Brettmitte bis Brettmitte der benachbarten Brettlage definiert. Es handelt sich um eine Erweiterung des Nachweisverfahrens der Schubfestigkeit in einer theoretisch unendlich dicken Scheibe. Dieses ist unter Abschnitt 3.3 beschrieben.

Annahme:

Es wird von einem BSP-Element ausgegangen, bei dem Risse in der Struktur berücksichtigt werden. So kommt es neben dem reinen Schub (Mechanismus I) auch zur Torsion (Mechanismus II) in den Knotenflächen der Brettlamellen.

Ersatzdicken:

Für jedes RVSE ergibt sich eine ideale Ersatzdicke. Da ein RVSE immer eine Klebefläche zweier Brettlagen umfasst, ergibt sich eine Anzahl an Ersatzdicken, die mit der Anzahl der Klebeflächen identisch ist. Sie setzt sich aus der minimalen Schichtdicke der beiden angrenzenden Brettlagen zusammen. Ist eine der Schichten eine Außenschicht, erhält diese den Faktor 2.

| | |
|-------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $a = 205 \cdot \text{mm}$ | ... Breite der Bretter bzw. mittlerer Rissabstand |
| $n_{\text{Schichten}} := 3$ | ... Anzahl der Schichten im BSP-Element |
| $t_{\text{ges}} = 100 \cdot \text{mm}$ | ... Gesamtdicke des BSP-Element |
| $t_i = 33.33 \cdot \text{mm}$ | ... Dicke der Einzelschichten |
| $n_{\text{RVSE}} := n_{\text{Schichten}} - 1 = 2$ | ... Anzahl der RVSE's (Klebeflächen) |
| $t_{i,\text{Ersatz}} := \min(2 \cdot t_i, t_i) = 33.33 \cdot \text{mm}$ | ... Ersatzdicke für ein RVSE (Klebefläche), da beide Klebeflächen an eine Außenschicht grenzen, ist die Ersatzdicke bei beiden identisch |

Gesamtersatzdicke:

Die Summe aller Ersatzdicken ergibt die Gesamtersatzdicke des BSP-Elements.

$$t_{\text{ges.Ersatz}} := n_{\text{RVSE}} \cdot t_{i,\text{Ersatz}} = 66.67 \cdot \text{mm}$$

Ideelle Schubspannung:

Nach Augustin/Schickhofer ergibt sich über die Scheibenschubspannung und die Gesamtersatzdicke die ideelle Schubspannung:

$$\tau_0 = n_{xy} \cdot \frac{1}{t} \quad \dots \text{ideelle Schubspannung einer Knotenfläche}$$

Anmerkung: alle Schubspannungen im BSP-Element sind gleich (s. Augustin/Schickhofer)

Nachweise der Schub-Mechanismen:

Nach Augustin/Schickhofer können die Schubspannungen des Mechanismus I (Schub) und Mechanismus II (Torsion) wie folgt ermittelt werden:

$$\tau_V = 2 \cdot \tau_0 \quad \dots \text{Schubspannung infolge Schub}$$

$$\tau_T = 3 \cdot \tau_0 \cdot \frac{t_{i,\text{Ersatz}}}{a} \quad \dots \text{Schubspannung infolge Torsion}$$

Die Bemessungswerte für die Schubwiderstände lassen sich wie folgt ermitteln:

$$f_{V,d} = f_{V,k} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{M,H}} \quad \dots \text{Schubwiderstand (Mechanismus I)}$$

$$f_{T,d} = f_{T,k} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{M,H}} \quad \dots \text{Schubwiderstand (Mechanismus II)}$$

Daraus lässt sich folgender Zusammenhang schlussfolgern:

$$2 \cdot n_{xy,d} \cdot \frac{1}{t} \leq f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{M,H}} \quad \dots \text{Nachweis des Mechanismus I}$$

$$3 \cdot n_{xy,d} \cdot \frac{1}{t} \cdot \frac{t_i \cdot \text{Ersatz}}{a} \leq f_{T,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{M,H}} \quad \dots \text{Nachweis des Mechanismus II}$$

Widerstandskennwerte:

Augustin u. Schickhofer et al. führen auf, dass die in den Zulassungen gegebenen Schubfestigkeitswerte für Mechanismus I durch den Effekt der gesperrten Struktur viel höher sind. Belegt wird dies durch praktische Untersuchungen an der TU Graz. Für die Konzeptionierung soll der Schubwiderstand nach Zulassung angesetzt werden.

gemäß ETA-10/0241:

$$a_{Br} := a = 205 \cdot \text{mm} \quad \dots \text{Breite der Brettlagen in Quer- oder Längslage, wobei } b > a$$

$$b_{Br} := 220 \text{mm}$$

$$f_{v,k} := \min \left[3.5, 2.5 \cdot \frac{\left[(n_{\text{Schichten}} - 1) \cdot (a_{Br}^2 + b_{Br}^2) \right]}{6 \cdot t_{\text{ges}} \cdot b_{Br}}, \frac{8.0 \cdot t_i}{t_{\text{ges}}} \right] \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,k} = 2.67 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \dots \text{charakteristischer Schubwiderstand des BSP-Elements nach ETA-10/0241 vom 29. Juni 2018}$$

$$f_{v,clt,k} := 1.14 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \dots \text{charakteristischer Schubwiderstand des BSP-Elements bei LENO Brettsperholz (nach Züblin Broschüre)}$$

Der Torsionswiderstand ist in keiner Zulassung aufgeführt. Augustin u. Schickhofer et al. empfehlen eine ansetzbare Torsionsfestigkeit in einer Klebefuge nach Jeitler u. Brandner. Diese wurde infolge praktischer Untersuchungen an 300 Versuchskörpern mit drei unterschiedlichen geometrischen Konfigurationen und zwei verschiedenen Brettwaren ermittelt und ergibt sich wie folgt.

$$f_{T,k} := 2.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ermittlung der zulässigen Schubspannung

Mittels der aufgeführten Formeln und der angesetzten Widerstandskennwerte lässt sich nun die maximale zulässige Schubspannung im BSP-Element ermitteln.

$$\begin{aligned}k_{\text{mod}} &= 1 && \dots \text{Modifikationsbeiwert für KLED k/s.k. für Windbelastung} \\ \gamma_{\text{M.H}} &= 1.3 && \dots \text{Teilsicherheitsbeiwert für Holz bzw. BSP}\end{aligned}$$

über Mechanismus I:

$$n_{\text{xy.I.d}} := f_{\text{v.k}} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}} \cdot \frac{1}{2} t_{\text{ges.Ersatz}} = 68.38 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

über Mechanismus II:

$$n_{\text{xy.II.d}} := f_{\text{T.k}} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}} \cdot \frac{1}{3} t_{\text{ges.Ersatz}} \cdot \frac{a}{t_{\text{i.Ersatz}}} = 262.82 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

anzusetzende Schubspannung:

$$n_{\text{xy.d}} := \min(n_{\text{xy.I.d}}, n_{\text{xy.II.d}}) = 68.38 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Einwirkende zulässige Schubkraft in der Fuge bei maximalem Schubwiderstand des BSP:

$$T_{\text{d}} := n_{\text{xy.d}} \cdot h_{\text{W}} = 205.13 \cdot \text{kN} \qquad h_{\text{W}} = 3 \text{ m}$$

Einwirkende zulässige Horizontalkraft am oberen Wandende:

$$T_{\text{h.d}} := n_{\text{xy.d}} \cdot b_{\text{W}} = 136.75 \cdot \text{kN} \qquad b_{\text{W}} = 2 \text{ m}$$

3.2 Variante V0

Es wird die erforderliche Anzahl der Vollgewindeschrauben ermittelt, die zur Übertragung der maximal zulässigen Schubebeanspruchung notwendig sind.

Widerstandskennwerte:

- Herausziehwiderstand nach ETA-11/0190, A.2.3.2

$$F_{ax.\alpha.Rk} = \frac{(n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot f_{ax.k} \cdot d_{AVG} \cdot l_{ef})}{k_{\beta}} \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}$$

n_{ef} ... wirksame Schraubenanzahl nach EN 1995-1-1, 8.7.2 (8)
 $n_{ef} = 1$... auf sicherer Seite

l_{ef} ... Einbindetiefe

$$l_{ef.min} := \min \left[20 \cdot d_{AVG}, \frac{(4 \cdot d_{AVG})}{\sin(\alpha_{AVG})} \right] = 45.25 \cdot \text{mm}$$

$$l_{ef} := l_{ef.AVG} = 110 \cdot \text{mm}$$

k_{ax} ... Berücksichtigung des Winkels zur Faser

$$k_{ax} := 1.0 \quad \text{für} \quad 45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$$

$k_{\beta} := 1.0$... für BSP bzw. BSH

$f_{ax.k}$... charakteristischer Ausziehparameter

$$f_{ax.k} := 11.0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{für} \quad 7.5 \text{mm} \leq d_{AVG} \leq 10 \text{mm}$$

ρ_k ... charakteristische Rohdichte des BSP

$$\rho_k := \rho_{k.BSP} = 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

ρ_a ... Referenzrohndichte

$$\rho_a := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$F_{ax.AVG.Rk} := \frac{(k_{ax} \cdot f_{ax.k} \cdot d_{AVG} \cdot l_{ef})}{k_{\beta}} \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8} = 9.68 \cdot \text{kN}$$

- Lochleibung nach ETA-11/0190, A.2.2.4

Das Verbindungsmittel wird ohne Vorbohren in das BSP eingebracht, da eine höhere Lochleibungsfestigkeit erreicht werden kann und Nadelholz nach A.1.4 kein Vorbohren bedingt.

$$f_{h.AVG.k} := \frac{\left[0.082 \cdot \rho_k \cdot \left(1 - 0.01 \cdot \frac{d_{AVG}}{\text{mm}} \right) \cdot \frac{(\text{m}^3)}{\text{kg}} \right]}{2.5 \cdot \cos(\alpha_{AVG})^2 + \sin(\alpha_{AVG})^2} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 15.09 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Abscheren der Schrauben nach DIN EN 1995-1-1, 8.2.2

$\beta := 1.0$... da gleiche Lochleibungsfestigkeit der Laschen

$t_{BI} := 0.5 \cdot t_{ges} = 50 \cdot \text{mm}$... Laschendicke

Die Seilwirkung aus dem Herauszieh Widerstand wird für Schrauben zu 100% angesetzt (siehe 8.2.2 (2))

$$F_{v.1.AVG.Rk} := f_{h.AVG.k} \cdot t_{BI} \cdot d_{AVG} = 6.04 \cdot \text{kN}$$

$$F_{v.2.AVG.Rk} := \frac{(f_{h.AVG.k} \cdot t_{BI} \cdot d_{AVG})}{1 + \beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \left[1 + \frac{t_{BI}}{t_{BI}} + \left(\frac{t_{BI}}{t_{BI}} \right)^2 \right]} \dots - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_{BI}}{t_{BI}} \right) \right] \dots$$

$$+ \frac{F_{ax.AVG.Rk}}{4} \quad F_{v.2.AVG.Rk} = 4.92 \cdot \text{kN}$$

$$F_{v.3.AVG.Rk} := 1.05 \cdot \frac{(f_{h.AVG.k} \cdot t_{BI} \cdot d_{AVG})}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[\sqrt{\frac{2\beta \cdot (1 + \beta) \dots}{4\beta \cdot (2 + \beta) M_{y.k.AVG}} + \frac{f_{h.AVG.k} \cdot d_{AVG} \cdot t_{BI}^2}{f_{h.AVG.k} \cdot d_{AVG} \cdot t_{BI}^2}} \dots - \beta \right] \dots$$

$$+ \frac{F_{ax.AVG.Rk}}{4} \quad F_{v.3.AVG.Rk} = 4.99 \cdot \text{kN}$$

$$F_{v.4.AVG.Rk} := 1.05 \cdot \frac{(f_{h.AVG.k} \cdot t_{BI} \cdot d_{AVG})}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[\sqrt{\frac{2\beta^2 \cdot (1 + \beta) \dots}{4\beta \cdot (1 + 2\beta) M_{y.k.AVG}} + \frac{f_{h.AVG.k} \cdot d_{AVG} \cdot t_{BI}^2}{f_{h.AVG.k} \cdot d_{AVG} \cdot t_{BI}^2}} \dots - \beta \right] \dots$$

$$+ \frac{F_{ax.AVG.Rk}}{4} \quad F_{v.4.AVG.Rk} = 4.99 \cdot \text{kN}$$

$$F_{v.5.AVG.Rk} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{(2\beta)}{1+\beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.k.AVG} \cdot f_{h.AVG.k} \cdot d_{AVG}} + \frac{F_{ax.AVG.Rk}}{4} = 5.13 \cdot \text{kN}$$

$$F_{v.AVG.Rk} := \min(F_{v.1.AVG.Rk}, F_{v.2.AVG.Rk}, F_{v.3.AVG.Rk}, F_{v.4.AVG.Rk}, F_{v.5.AVG.Rk})$$

$$F_{v.AVG.Rk} = 4.92 \cdot \text{kN}$$

Einwirkung:

$$T_d = 205.13 \cdot \text{kN}$$

Ermittlung der Schraubenanzahl:

... nach EN 1995-1-1, 8.7.2 (8): $n^{0.9}$

$$\frac{T_d}{n_{ef} \cdot F_{v.Rd}} \leq 1.0 \quad n_{ef} = \max(0.9 \cdot n, n^{0.9}) \quad \dots \text{ nach ETA-11/0190}$$

$$F_{v.Rd} := F_{v.AVG.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{M.H}} = 3.78 \cdot \text{kN}$$

$$n_{AVG.ef} := \frac{T_d}{\left(F_{v.AVG.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{M.H}} \right)} = 54.2$$

$$n_{AVG.ef} = n^{0.9} \text{ auflösen} \rightarrow 84.466454472605824923 \text{ Gleitkommazahl, 3} \rightarrow 84.5$$

$$n_{AVG.ef} = 0.9 \cdot n \text{ auflösen} \rightarrow 60.224517449368196667 \text{ Gleitkommazahl, 3} \rightarrow 60.2$$

Gewählt

$$n_{AVG} := 85$$

43 Vollgewindeschrauben

$$n_{AVG.Reihe} := \frac{85}{2} = 42.5$$

Abstand

$$s_{VM.AVG} := 48 \text{ mm}$$

Abstand zum Hirnholz

$$a_{AVG.R.H} := 50 \text{ mm}$$

Überprüfung der Mindestabstände nach ETA-1/0190, Anhang 2, Tab. A.2.5

$$a_1 := 4 \cdot d_{AVG} = 32 \cdot \text{mm} \quad a_1 < 48 \text{ mm}$$

$$a_{3.t} := 6 \cdot d_{AVG} = 48 \cdot \text{mm} \quad a_{3.t} < 50 \text{ mm}$$

$$a_{3.c} := 6 \cdot d_{AVG} = 48 \cdot \text{mm} \quad a_{3.c} < 50 \text{ mm}$$

$$a_{4.c} := 2.5 \cdot d_{AVG} = 20 \cdot \text{mm} \quad a_{4.c} < 25 \text{ mm}$$

Die Mindestabstände sind eingehalten. Doch die erforderliche Anzahl der Schrauben als Schraubenkreuze unter 45° ist im betrachteten System nur bei einer parallelen Anordnung der Schrauben je Reihe ausführbar.

$$h_W = 3 \text{ m} \quad s_{VM.AVG.h} := \frac{h_W}{n_{AVG}} = 35.29 \cdot \text{mm}$$

Schraubennachweis:

- Abscheren infolge vertikaler Beanspruchung:

$$\frac{T_d}{n_{ef} \cdot F_{v.Rd}} \leq 1.0 \quad \frac{T_d}{n_{AVG}^{0.9} \cdot F_{v.Rd}} = 0.99 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

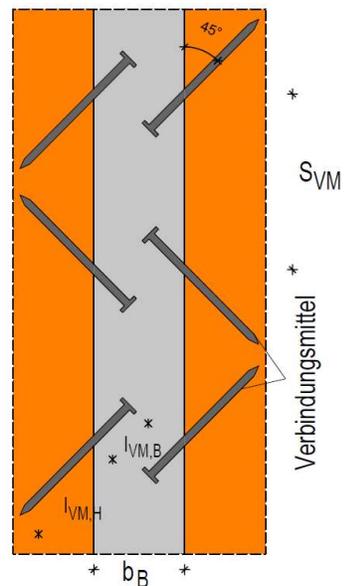
3.2 Variante V1

Es wird die erforderliche Anzahl der Vollgewindeschrauben ermittelt, die zur des maximalen Schubwiderstands (entsprechend des Widerstands im BSP) notwendig sind. Zusätzlich ist der Längsschub im Betonquerschnitt nachzuweisen.

Widerstandskennwerte:

- Lochleibungsfestigkeit nach DIN EN 1995-1-1,
- 8.5.1.1, vorgebohrt

$$f_{h.vb.k} = \frac{\left[0.082 \cdot \rho_k \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{kg}} \left(1 - 0.01 \cdot \frac{d_{Sfix}}{\text{mm}} \right) \right]}{\left(k_{90} \cdot \cos(\alpha)^2 + \sin(\alpha)^2 \right)} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



$$k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot \frac{d_{Sfix}}{\text{mm}} = 1.46 \quad \dots \text{ für Nadelholz}$$

$$\alpha = \alpha_{Sfix} \quad \dots \text{ Schraubeneigung zur Faser}$$

$$d_{Sfix} = 7.5 \cdot \text{mm} \quad \dots \text{ Gewindedurchmesser im Holz}$$

$$\rho_k = 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \dots \text{ charakteristische Rohdichte BSP}$$

$$f_{h.Sfix.vb.k} := \frac{\left[0.082 \cdot \rho_k \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{kg}} \left(1 - 0.01 \cdot \frac{d_{Sfix}}{\text{mm}} \right) \right]}{\left(k_{90} \cdot \cos(\alpha_{Sfix})^2 + \sin(\alpha_{Sfix})^2 \right)} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 21.56 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Gemäß ETA-10/0241, A.5.3 ist für Brettsper Holz unabhängig vom Winkel zur Holz faser für Verbindungsmittel in den Schmalseiten folgende Lochleibungs festigkeit anzusetzen:

$$f_{h.Sfix.BSP.k} := 20 \left(\frac{d_{Sfix}}{\text{mm}} \right)^{-0.5} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 7.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Maßgebende Lochleibungs festigkeit:

$$f_{h.Sfix.k} := \min(f_{h.Sfix.vb.k}, f_{h.Sfix.BSP.k}) = 7.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Herauszieh widerstand nach EN 1995-1-1, 8.7.2 (4):

Fließmoment:

$$M_{y.k} := 0.3 \cdot \frac{f_{y.Sfix.k}}{\left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)} \cdot \left(\frac{d_{Sfix}}{\text{mm}} \right)^{2.6} \text{N} \cdot \text{mm} = 33.92 \cdot \text{N} \cdot \text{m}$$

Herauszieh widerstand:

$$6 \leq d_{Sfix} \leq 12 \text{mm} \quad d_{Sfix} = 7.5 \text{mm} \quad \dots \text{Gewindedurchmesser im Holz}$$

$$0.6 \leq \frac{d_{Sfix.H.i}}{d_{Sfix}} \leq 0.75 \quad \frac{d_{Sfix.H.i}}{d_{Sfix}} = 0.6$$

$$l_{Sfix.H} = 100 \text{mm} \quad \dots \text{Einbindetiefe im Holz}$$

$$k_d := \min \left(\frac{d_{Sfix}}{8 \text{mm}}, 1 \right) = 0.94$$

$$\rho_k = 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \dots \text{charakteristische Rohdichte des BSP}$$

$$f_{ax.Sfix.k} := \left[0.52 \cdot \left(\frac{d_{Sfix}}{\text{mm}} \right)^{-0.5} \cdot \left(\frac{l_{Sfix.H}}{\text{mm}} \right)^{-0.1} \cdot \left[\frac{\rho_k}{\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)} \right]^{0.8} \right] \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 12.99 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{ax.Sfix.k} := \frac{(f_{ax.Sfix.k} \cdot d_{Sfix} \cdot l_{Sfix.H} \cdot k_d)}{1.2 \cdot \cos(\alpha_{Sfix})^2 + \sin(\alpha_{Sfix})^2} = 8.31 \cdot \text{kN}$$

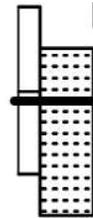
- Abscherwiderstand nach DIN EN 1995-1-1, 8.2.3 (3)

Beim betrachteten Verbund handelt es sich um eine Verbindung aus Holz und Beton. Die DIN EN 1995-1-1 liefert derzeit noch keine Nachweise für Holz-Beton-Verbindungen. Vereinfachend wird diese als eine einschnittige Stahl-Holz-Verbindung mit einem dickem Stahlblech betrachtet (nach DIN EN 1995-1-1, 8.2.3(3)). Die Annahme erfolgt, da der Beton sowie auch das dicke Stahlblech als annähernd starr angenommen werden können. Demnach sind die folgenden drei Versagensfälle möglich.

Reines Lochleibungsversagen im Holz:

$$F_{v.1.Sfix.k} := f_{h.Sfix.k} \cdot l_{Sfix.H} \cdot d_{Sfix}$$

$$F_{v.1.Sfix.k} = 5.48 \cdot \text{kN}$$



Fließgelenk im Fugenbereich & Lochleibung im Holz:

$$F_{v.2.Sfix.k} := f_{h.Sfix.k} \cdot l_{Sfix.H} \cdot d_{Sfix} \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{(4M_{y.k})^2}{f_{h.Sfix.k}^2 \cdot l_{Sfix.H}^2 \cdot d_{Sfix}^2}} \right] + \frac{F_{ax.Sfix.k}}{4}$$

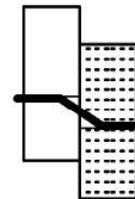
$$F_{v.2.Sfix.k} = 10.29 \cdot \text{kN}$$



Fließgelenk in Holz und Fugenbereich & Lochleibung Holz:

$$F_{v.3.Sfix.k} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.k} \cdot f_{h.Sfix.k} \cdot d_{Sfix}} + \frac{F_{ax.Sfix.k}}{4}$$

$$F_{v.3.Sfix.k} = 5.21 \cdot \text{kN}$$



Maßgebender Abscherwiderstand:

$$F_{v.Sfix.k} := \min(F_{v.1.Sfix.k}, F_{v.2.Sfix.k}, F_{v.3.Sfix.k}) = 5.21 \cdot \text{kN}$$

Bemessungswert des Abscherwiderstandes:

$$F_{v.Sfix.d} := \frac{k_{mod}}{\gamma_{M.H}} \cdot F_{v.Sfix.k} = 4.01 \cdot \text{kN}$$

- Zugfestigkeit der HBV-Schraube:

$$f_{t.Sfix.k} = 2 \times 10^4 \text{ N}$$

$$f_{t.Sfix.d} := \frac{f_{t.Sfix.k}}{\gamma_{M.S}} = 18.18 \cdot \text{kN}$$

- Betondruckfestigkeit für HF10:

$$f_{c.B2.d} = 61.33 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Betonzugfestigkeit für HF10:

$$f_{ct.B2.d} = 5.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Widerstand gegen Hineindrücken der Schraube nach ETA-10/0241, A.5.3:

In ETA-10/0241 ist ein Nachweis für Vollgewindeschrauben unter Druckbeanspruchung unter Berücksichtigung einer Bettung im BSP aufgeführt. Diese Bettung ist abhängig von der Rohdichte des Materials. Aufgrund der höheren Dichte von Beton gegenüber Holz und der geringeren Einbindetiefe im Beton kann von einer ausreichenden Bettung im Betonquerschnitt angegangen werden. Das Ausknicken der Schraube im Holz wird daher maßgebend.

$$F_{ki.Rk} = \kappa_c \cdot N_{pl.k}$$

$$\text{mit } \lambda_k = \sqrt{\frac{N_{pl.k}}{N_{ki.k}}}$$

$$N_{ki.k} = \sqrt{c_h \cdot E_S \cdot I_S} \quad \dots \text{ Verzweigungslast}$$

$$\text{mit } E_{S.VM} = 2 \times 10^5 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \dots \text{ E-Modul der Schraube}$$

$$I_S := \pi \cdot \frac{d_{Sfix.H.i}^4}{64} = 20.13 \cdot mm^4 \quad \dots \text{ Flächenträgheitsmoment des Schraubenkerns}$$

$$c_h := \left(0.019 + 0.012 \cdot \frac{d_{Sfix}}{mm} \right) \cdot \frac{\rho_{k.BSP}}{\left(\frac{kg}{m^3} \right)} \cdot \left[\frac{\left(90 + \alpha_{Sfix} \cdot \frac{180}{\pi} \right)}{180} \left(\frac{N}{mm^2} \right) \right] = 28.61 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \dots \text{ Bettungsziffer}$$

$$N_{ki.k} := \sqrt{c_h \cdot E_{S.VM} \cdot I_S} = 1.07 \times 10^4 N$$

$$N_{pl.k} := \pi \cdot \frac{d_{Sfix.H.i}^2}{4} \cdot f_{y.Sfix.k} = 9.54 \times 10^3 N$$

$$\lambda_k := \sqrt{\frac{N_{pl.k}}{N_{ki.k}}} = 0.94$$

$$k := 0.5 \left[1 + 0.49(\lambda_k - 0.2) + \lambda_k^2 \right] = 1.13$$

$$\kappa_c := \frac{1}{\left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_k^2} \right)} = 0.57 \quad \text{für } \lambda_k > 0.2$$

$$F_{ki.Rk} := \kappa_c \cdot N_{pl.k} = 5.47 \cdot kN$$

Einwirkung:

$$T_d = 205.13 \cdot \text{kN}$$

Vertikale Beanspruchung der Schraube:

$$T_{90,d} := T_d \cdot \sin(\alpha_{\text{Sfix}}) = 145.05 \cdot \text{kN}$$

Beanspruchung parallel zur Schraubenachse

$$T_{0,d} := T_d \cdot \cos(\alpha_{\text{Sfix}}) = 145.05 \cdot \text{kN}$$

Ermittlung der erforderlichen Schraubenanzahl:

$$\frac{T_{90,d}}{n_{\text{Sfix.ef}} \cdot F_{v,\text{Sfix.Rd}}} \leq 1.0 \quad n_{\text{ef}} = n^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \quad \dots \text{ nach EN 1995-1-1, 8.5.1.1 (4)}$$

$$n_{\text{Sfix.ef}} := \frac{T_{90,d}}{F_{v,\text{Sfix.d}}} = 36.18 \quad s_{\text{VM.Sfix.ef}} := \frac{h_W}{n_{\text{Sfix.ef}} - 1} = 85.27 \cdot \text{mm}$$

Überprüfung der Verbindungsmittelabstände:

(VM im Abstand von $s_{\text{VM.Sfix}}$ zueinander und mit dem Abstand $a_{\text{Sfix.R.H}}$ zum Hirnholz)

Mindestabstände nach ETA-10/0241, A.5.6.2:

| | | |
|-------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $a_{\text{Sfix.1}} := 10 \cdot d_{\text{Sfix}} = 75 \cdot \text{mm}$ | $a_{\text{HBV.1}} > 67 \text{mm}$ | $s_{\text{VM.Sfix.0}} := 67 \text{mm}$ |
| $a_{\text{Sfix.3.t}} := 12 \cdot d_{\text{Sfix}} = 90 \cdot \text{mm}$ | $a_{\text{HBV.3.t}} = 90 \text{mm}$ | $n_{\text{ef}} := \frac{n_{\text{Sfix.ef}}}{\sqrt[4]{\frac{s_{\text{VM.Sfix.0}}}{13 \cdot d_{\text{Sfix}}}}} = 39.74$ |
| $a_{\text{Sfix.3.c}} := 7 \cdot d_{\text{Sfix}} = 52.5 \cdot \text{mm}$ | $a_{\text{HBV.3.c}} < 90 \text{mm}$ | |
| $a_{\text{Sfix.4.c}} := 5 \cdot d_{\text{Sfix}} = 37.5 \cdot \text{mm}$ | $a_{\text{HBV.4.c}} < 40 \text{mm}$ | |

Erforderlich:

$$n := 60 \quad s_{\text{VM.Sfix.1}} := \frac{h_W}{n - 1} = 50.85 \cdot \text{mm} \quad n_{\text{ef}} = n^{0.9} \left| \begin{array}{l} \text{auflösen} \\ \text{Gleitkommazahl, 3} \end{array} \right. \rightarrow 59.8$$

Die Mindestabstände, insbesondere der VM-Abstand in Lastrichtung, können nicht eingehalten werden. Es erfolgt somit eine Anpassung an die Mindestabstände und die Bauteilgeometrie. Folgende Verbindungsmittelanzahl und -abstände werden gewählt.

Gewählt:

| | |
|---------------------------------------|-------------------------------------------------|
| $n_{\text{Sfix}} := 36$ | ... zulässige VM-Anzahl |
| $s_{\text{VM.Sfix}} := 80 \text{mm}$ | ... VM-Abstand in Lastrichtung |
| $a_{\text{Sfix.R.H}} := 90 \text{mm}$ | ... Abstand zum belasteten Rand in Lastrichtung |

Kontrolle: $s_{\text{VM.Sfix}} \cdot (n_{\text{Sfix}} - 1) + 2 \cdot a_{\text{Sfix.R.H}} = 2.98 \text{ m} < 3 \text{ m} = h_W$

Schraubennachweise

- Nachweis auf Abscheren der VM infolge vertikaler Beanspruchung

$$\frac{P_{l.90.d}}{F_{v.Sfix.Rd}} \leq 1.0$$

$$P_{l.90.d} := n_{xy.d} \cdot s_{VM.Sfix} \cdot \sin(\alpha_{Sfix}) = 3.87 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{Kraft vertikal zur Schraubenachse je VM}$$

$$F_{v.Sfix.d} = 4.01 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{P_{l.90.d}}{F_{v.Sfix.d}} = 0.96 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- Nachweis auf Herausziehen des VM

$$\frac{P_{l.0.d}}{F_{ax.Sfix.Rd}} \leq 1.0$$

$$P_{l.0.d} := n_{xy.d} \cdot s_{VM.Sfix} \cdot \cos(\alpha_{Sfix}) = 3.87 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{Kraft parallel zur Schraubenachse je VM}$$

$$F_{ax.Sfix.d} := F_{ax.Sfix.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{M.H}} = 6.39 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{P_{l.0.d}}{F_{ax.Sfix.d}} = 0.61 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- Zugfestigkeit der Schraube

$$\frac{P_{l.0.d}}{f_{t.Sfix.d}} \leq 1.0$$

$$\frac{P_{l.0.d}}{f_{t.Sfix.d}} = 0.21$$

Nachweis erfüllt!

$$\text{mit } P_{l.0.d} = 3.87 \cdot \text{kN}$$

$$f_{t.Sfix.d} = 18.18 \cdot \text{kN}$$

- Nachweis auf Hineindrücken des VM an aufdrückender Schraube

$$\frac{P_{l.0.d}}{F_{ki.Rd}} \leq 1.0$$

$$P_{l.0.d} = 3.87 \cdot \text{kN}$$

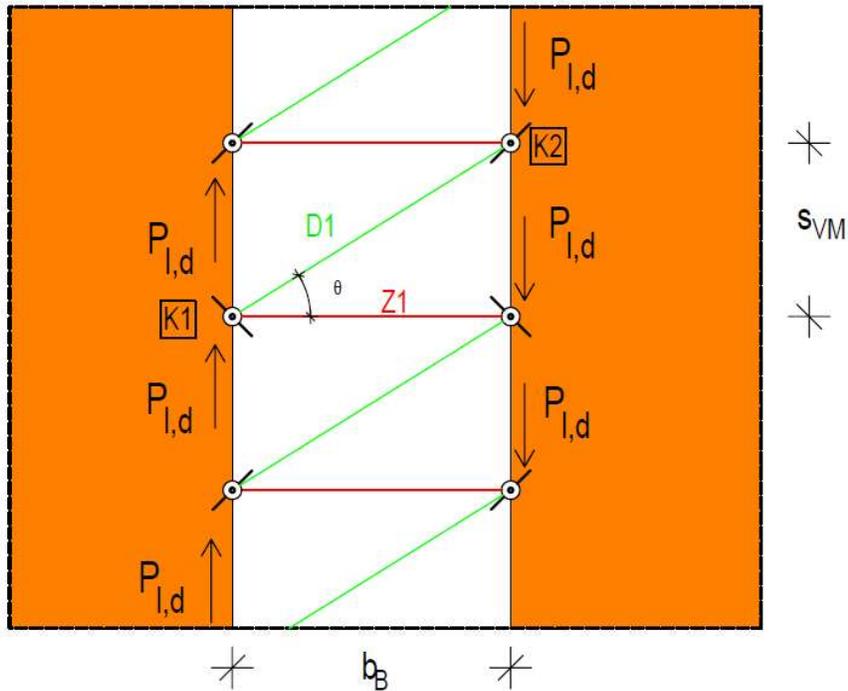
$$F_{ki.d} := \frac{F_{ki.Rk}}{\gamma_{M.S}} = 4.98 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{P_{l.0.d}}{F_{ki.d}} = 0.78 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Betonnachweise

- Längsschub

Die Lasteinleitung erfolgt am Fußpunkt der Verbindungsmittel.



$$\theta_1 := \operatorname{atan}\left(\frac{s_{VM} \cdot s_{fix}}{b_B}\right) = 31.61^\circ \quad \dots \text{ Druckstrebenwinkel}$$

$$P_{l,V1,d} := n_{xy,d} \cdot s_{VM} \cdot s_{fix} = 5.47 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{ Längsschubkraft je VM}$$

Ermittlung der Strebenkräfte:

- Gleichgewicht am Knoten K1

$$D1_d := \frac{P_{l,V1,d}}{\sin(\theta_1)} = 10.44 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{ Druckstrebenkraft } D1$$

$$Z1_d := D1_d \cdot \cos(\theta_1) = 8.89 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{ Zugstrebenkraft } Z1$$

Nachweis der Druckstrebe D1:

- Fläche am Knoten 1:

$$A_{D1.K1} := d_{Sfix} \cdot (l_{Sfix.B} \cdot \sin(\alpha_{Sfix} + \theta_1)) = 364.8 \cdot \text{mm}^2$$

- Fläche am Knoten 2:

$$A_{D1.K2} := d_{Sfix} \cdot [l_{Sfix.B} \cdot (\sin(\alpha_{Sfix} - \theta_1) + \tan(\theta_1) \cdot \cos(\alpha_{Sfix} - \theta_1))] = 311.35 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D1.K1.d} := \frac{D1_d}{A_{D1.K1}} = 28.61 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c.D1.K2.d} := \frac{D1_d}{A_{D1.K2}} = 33.52 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B2.red.d} := 0.75 \cdot f_{c.B2.d} = 46 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

Knoten 1:

$$\frac{\sigma_{c.D1.K1.d}}{f_{c.B2.red.d}} = 0.62$$

Knoten 2:

$$\frac{\sigma_{c.D1.K2.d}}{f_{c.B2.red.d}} = 0.73$$

Betonnachweise erfüllt.

Nachweis der Zugstrebe Z1:

Zugspannungsabtrag erfolgt über den Betonquerschnitt

- Fläche am Knoten 1:

$$A_{Z1.K1} := t_B \cdot s_{VM.Sfix} = 4.8 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Fläche am Knoten 2:

$$A_{Z1.K2} := A_{Z1.K1} = 4.8 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{ct.Z1.K1.d} := \frac{Z1_d}{A_{Z1.K1}} = 1.85 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{ct.Z1.K2.d} := \frac{Z1_d}{A_{Z1.K2}} = 1.85 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Betonzugfestigkeit:

$$f_{ct.B1.d} = 2.99 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad f_{ct.B2.d} = 5.6 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Nachweis:

Vergussbeton 1:

$$\frac{\sigma_{ct.Z1.K1.d}}{f_{ct.B1.d}} = 0.62$$

Vergussbeton 2:

$$\frac{\sigma_{ct.Z1.K1.d}}{f_{ct.B2.d}} = 0.33$$

Betonnachweise erfüllt.

Nachweis der Lasteinleitung:

- Fläche am Knoten 1 (unterhalb Schraube):

$$A_{VM.K1} := d_{Sfix} \cdot l_{Sfix.B} \cdot \cos(\alpha_{Sfix}) = 265.17 \cdot mm^2$$

- Fläche am Knoten 2:

$$A_{VM.K2} := A_{VM.K1} = 265.17 \cdot mm^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.VM.K1.d} := \frac{P_{I.V1.d}}{A_{VM.K1}} = 20.63 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{c.VM.K2.d} := \frac{P_{I.V1.d}}{A_{VM.K2}} = 20.63 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Betondruckfestigkeit:

$$f_{c.B2.red.d} = 46 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Nachweis:

Knoten 1:

$$\frac{\sigma_{c.VM.K1.d}}{f_{c.B2.red.d}} = 0.45$$

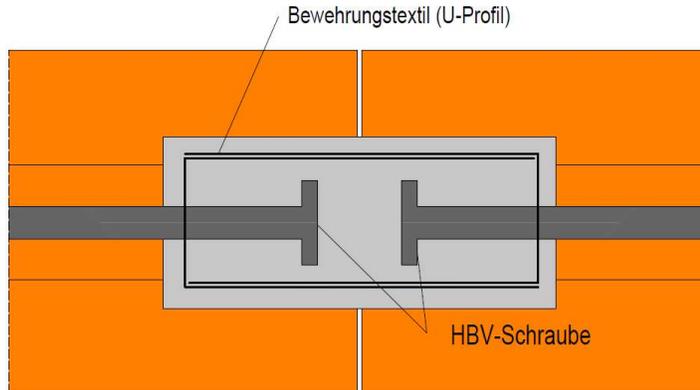
Knoten 2:

$$\frac{\sigma_{c.VM.K2.d}}{f_{c.B2.red.d}} = 0.45$$

Betonnachweise erfüllt.

3.3 Variante V2

Die Auswahl der Verbindungsmittelanzahl und -abstände erfolgt identisch zu Variante V1. Allerdings wird zusätzlich eine textile Bewehrung eingelegt. Die infolge der auftretenden Zugspannungen im Beton erforderliche Bewehrung wird ermittelt und nachgewiesen. Die Nachweise der Schrauben und des Längsschubs erfolgt identisch zur Variante V1, siehe Abschnitt 3.2.



Widerstandskennwerte:

- Lochleibungsfestigkeit nach DIN EN 1995-1-1, 8.5.1.1, vorgebohrt

$$f_{h.Sfix.k} = 7.3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Herauszieh Widerstand nach EN 1995-1-1, 8.7.2 (4):

$$F_{ax.Sfix.k} = 8.31 \cdot kN$$

- Abscherwiderstand nach DIN EN 1995-1-1, 8.2.3 (3)

$$F_{v.Sfix.d} = 4.01 \cdot kN$$

- Zugfestigkeit der HBV-Schraube:

$$f_{t.Sfix.d} = 18.18 \cdot kN$$

- Betondruckfestigkeit für V1/10:

$$f_{c.B1.d} = 42.67 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Zugfestigkeit eines Faserstrangs:

$$f_{t.tex.d} = 1.24 \times 10^3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Widerstand gegen Hineindrücken der Schraube aus ETA-10/0241, A.5.3:

$$F_{ki.Rk} = 5.47 \cdot \text{kN}$$

Einwirkung:

$$T_d = 205.13 \cdot \text{kN}$$

Vertikale Beanspruchung der Schraube:

$$T_{90,d} = 145.05 \cdot \text{kN}$$

Beanspruchung parallel zur Schraubenachse:

$$T_{0,d} = 145.05 \cdot \text{kN}$$

Schraubenanordnung: wie Variante V1

$$n_{Sfix} = 36$$

... zulässige VM-Anzahl

$$s_{VM.Sfix} = 80 \cdot \text{mm}$$

... VM-Abstand in Lastrichtung

$$a_{Sfix.R.H} = 90 \cdot \text{mm}$$

... Abstand zum belasteten Rand in Lastrichtung

Schraubennachweise

- Nachweis auf Abscheren der VM infolge vertikaler Beanspruchung

$$\frac{P_{I,90,d}}{F_{v.Sfix.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{P_{I,90,d}}{F_{v.Sfix,d}} = 0.96 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- Nachweis auf Herausziehen des VM

$$\frac{P_{I,0,d}}{F_{ax.Sfix.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{P_{I,0,d}}{F_{ax.Sfix,d}} = 0.61 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- Nachweis der Zugfestigkeit der Schraube:

$$\frac{P_{l,0,d}}{f_{t,HBV,d}} \leq 1.0 \quad f_{t,Sfix,d} = 18.18 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{P_{l,0,d}}{f_{t,Sfix,d}} = 0.21 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- Nachweis auf Hineindrücken des VM an aufrückender Schraube:

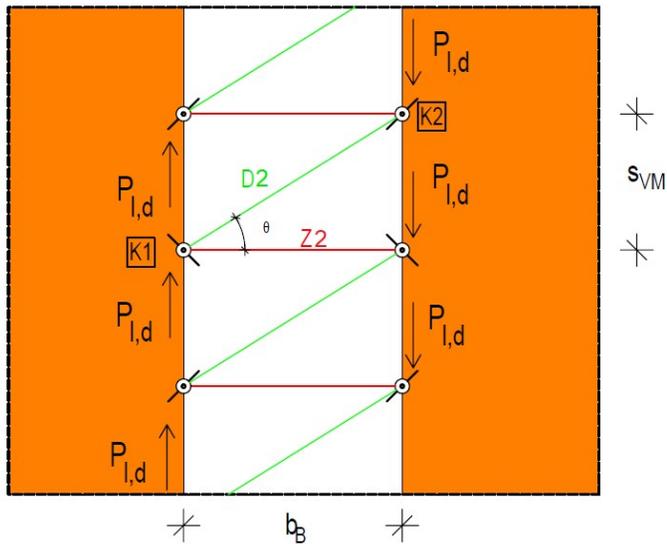
$$\frac{P_{l,0,d}}{F_{ki..Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{P_{l,0,d}}{F_{ki,d}} = 0.78 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Betonnachweise

- Längsschub

Stabwerkmodell: siehe Variante V1



$$\theta_2 := \theta_1 = 31.61^\circ \quad \dots \text{ Druckstrebenwinkel}$$

$$P_{l,V2,d} := P_{l,V1,d} = 5.47 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{ Längsschubkraft je VM}$$

Strebenkräfte:

$$D2_d := D1_d = 10.44 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{ Druckstrebenkraft D2 für Variante V2}$$

$$Z2_d := Z1_d = 8.89 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{ Zugstrebenkraft Z2 für Variante V2}$$

Nachweis der Lasteinleitung:

- Fläche am Knoten 1:

$$A_{VM.K1} = 265.17 \cdot \text{mm}^2$$

- Fläche am Knoten 2:

$$A_{VM.K2} = 265.17 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.VM.K1.d} = 20.63 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c.VM.K2.d} = 20.63 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B1.red.d} := 0.75 \cdot f_{c.B1.d} = 32 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

Knoten 1:

$$\frac{\sigma_{c.VM.K1.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 0.64$$

Knoten 2:

$$\frac{\sigma_{c.VM.K2.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 0.64$$

Betonnachweise erfüllt.

Nachweis der Druckstrebe D2:

- Fläche am Knoten 1:

$$A_{D2.K1} := A_{D1.K1} = 364.8 \cdot \text{mm}^2$$

- Fläche am Knoten 2:

$$A_{D2.K2} := A_{D1.K2} = 311.35 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D2.K1.d} := \sigma_{c.D1.K1.d} = 28.61 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c.D2.K2.d} := \sigma_{c.D1.K2.d} = 33.52 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit:

$$f_{c.B1.red.d} = 32 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Nachweis:

Knoten 1:

$$\frac{\sigma_{c.D2.K1.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 0.89$$

Knoten 2:

$$\frac{\sigma_{c.D2.K2.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 1.05$$

Betonnachweise knapp erfüllt.

Nachweis der Zugstrebe Z2:

Zugspannungsabtrag über den Betonquerschnitt

- Fläche am Knoten 1:

$$A_{Z2.K1} := t_B \cdot s_{VM} \cdot s_{fix} = 4.8 \times 10^3 \cdot mm^2$$

- Fläche am Knoten 2:

$$A_{Z2.K2} := A_{Z2.K1} = 4.8 \times 10^3 \cdot mm^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{ct.Z2.K1.d} := \frac{Z2_d}{A_{Z2.K1}} = 1.85 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{ct.Z2.K2.d} := \frac{Z2_d}{A_{Z2.K2}} = 1.85 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Betonzugfestigkeit:

$$f_{ct.B1.d} = 2.99 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ct.B2.d} = 5.6 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Nachweis:

Vergussbeton 1:

$$\frac{\sigma_{ct.Z2.K1.d}}{f_{ct.B1.d}} = 0.62$$

Vergussbeton 2:

$$\frac{\sigma_{ct.Z2.K1.d}}{f_{ct.B2.d}} = 0.33$$

Betonnachweise erfüllt.

Zugspannungsabtrag über die Textilbewehrung

- Erforderliche Bewehrungsfläche:

$$A_{\text{tex.erf.V2}} := \frac{Z_{2d}}{f_{t.\text{tex.d}} \cdot n_{\text{FS.V2}}} = 2.55 \cdot \text{mm}^2 \quad n_{\text{FS.V2}} := \left(\frac{s_{\text{VM.Sfix}}}{a_{\text{tex}}} \right) - 1 = 2.81$$
$$a_{\text{l.tex.erf}} := \frac{A_{\text{tex.erf.V2}}}{s_{\text{VM.Sfix}}} = 31.83 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad s_{\text{VM.Sfix}} = 80 \cdot \text{mm}$$

- Vorhandene Bewehrungsfläche: solidian GRID Q85/85-CCE-21

Die Zugstrebe aus der Schubkraftübertragung wird sich mittig ausbilden. Die Einlage der Bewehrung am Rand ist bei einer Querbeanspruchung der Wandfuge infolge Windlasten sinnvoller.

--> U-Profile baupraktisch durch Schubverbindungsmitel nicht einsetzbar; daher Verwendung von Gelegestreifen optional, jedoch nur ohne Verankerung ausführbar.

$$a_{\text{l.tex}} = 85 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad n_{\text{tex.lay.V2}} := 2$$
$$a_{\text{l.tex.vorh.V2}} := n_{\text{tex.lay.V2}} \cdot a_{\text{l.tex}} = 170 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

- Ausnutzungsgrad:

$$\frac{a_{\text{l.tex.vorh.V2}}}{a_{\text{l.tex.erf}}} = 5.34$$

Nachweise erfüllt, aber ca. 5-fach überdimensioniert.

$$\frac{a_{\text{l.tex.erf}}}{a_{\text{l.tex.vorh.V2}}} = 0.19$$

Mindestbewehrung:

Nach DIN EN 1992-1-1, 7.3.2 ist eine Mindestbewehrung in der Zugzone des Feinbetons einzulegen. Ein duktiler Bauteilversagen und eine Begrenzung der Rissbreiten sollen gewährleistet werden. In Anlehnung an die Berechnungen im Stahlbeton ist die Mindestbewehrung in Verbindung mit der AbZ Z-31.10-182 für Textilbeton wie folgt zu berechnen:

$$A_{\text{tex.min}} = \frac{k \cdot k_C \cdot f_{\text{ct,eff}} \cdot A_{\text{ct}}}{\sigma_{\text{und.tex.d}}}$$

- Fläche der Zugzone (halbe Betonquerschnittsfläche):

$$A_{\text{ct}} := \frac{1}{2} \cdot b_B \cdot t_B = 3.9 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Äußerer Zwang:

$$k := 1.0 \quad \text{für Zugspannung}$$

- Reine Biegung:

$$k_C := 0.4$$

- Biegezugfestigkeit Vergussbeton Pagel V1/10:

$$f_{\text{ct,eff.V2}} := f_{\text{ctm.B1}} = 8 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Textilspannung: Bemessungskennlinie in Anlehnung an CARBOrefit-Zulassung

$$f_{\text{t.tex.d}} = 1.24 \times 10^3 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{\text{und.tex.d}} = 496.92 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Mindestbewehrung:

$$A_{\text{tex.min.V2}} := \frac{k \cdot k_C \cdot f_{\text{ct,eff.V2}} \cdot A_{\text{ct}}}{\sigma_{\text{und.tex.d}}} = 25.11 \cdot \text{mm}^2$$

Werden statt der U-Profile pro Seite je ein Gelegestreifen eingesetzt, ergeben sich 2 Bewehrungslagen, jedoch ohne Verankerung. Dafür müssten diese jeweils auf einer Seite ins Holz eingeklebt werden.

$$A_{\text{vorh.tex.V2}} := a_{\text{l.tex}} \cdot 1\text{m} = 85 \cdot \text{mm}^2 \quad . > . \quad A_{\text{tex.min.V2}} = 25.11 \cdot \text{mm}^2$$

Verankerungs- und Übergreifungslänge:

- Grundwert der Verankerungslänge nach Z-31.10-182, 8.4.3:

$$l_{b.rqd.V2} = \frac{(\sigma_{\text{tex.V2}} \cdot A_{\text{tex}})}{T_{b.\text{tex.d}}}$$

$$\sigma_{\text{tex.V2}} := \frac{Z_{2d}}{A_{\text{tex}} \cdot n_{\text{tex.lay.V2}} \cdot n_{\text{FS.V2}}} = 873.99 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \dots \text{Zugspannung im Faserstrang (auf zwei Textillagen verteilt)}$$

$$\text{mit } A_{\text{tex}} = 1.81 \cdot \text{mm}^2 \quad \dots \text{Querschnittsfläche eines Faserstrangs}$$

$$n_{\text{FS.V2}} := \frac{s_{\text{VM.Sfix}}}{a_{\text{tex}}} = 3.81 \quad \dots \text{Anzahl der Faserstränge zwischen zwei VM}$$

$$l_{b.rqd.V2} := \frac{\sigma_{\text{tex.V2}} \cdot A_{\text{tex}}}{T_{b.\text{tex.d}}} = 73.01 \cdot \text{mm}$$

- Bemessungswert der Verankerungslänge nach Z-31.10-182, 8.4.4:

$$l_{bd.V2} = l_{b.rqd.V2} \geq 100 \text{mm} \quad l_{bd.vorh} := 130 \text{mm}$$

Gewählt $l_{bd.V2} := l_{bd.vorh} = 130 \cdot \text{mm}$

Nachweis: $\frac{l_{b.rqd.V2}}{l_{bd.vorh}} = 0.56$

Angabe von solidian:

Verbundlänge sollte mind. 3x

Maschenweite betragen:

$$l_{bd.sol} := 3a_{\text{tex}} = 63 \cdot \text{mm}$$

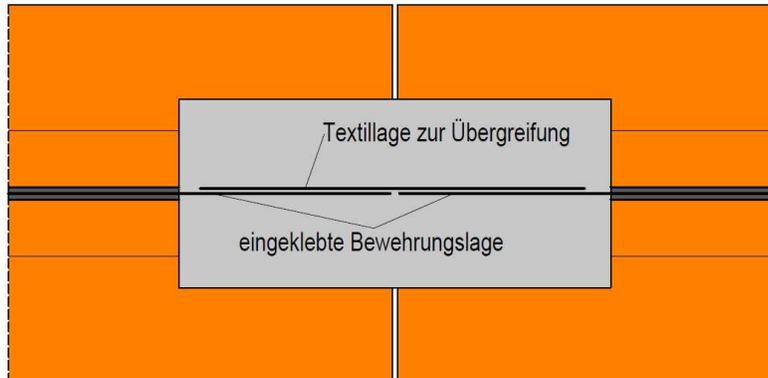
- Übergreifungslänge

Nach Z-31.10-182, 8.7.6 sind die Textilbewehrung im Stoßbereich wechselseitig mit der Verankerungslänge zu überlappen.

Eine Übergreifung von 100 mm je Bewehrungslage lässt sich im betrachteten Betonquerschnitt bei einer begrenzten Gesamtbreite von 130 mm realisieren.

3.4 Variante V3

Die Auswahl der Verbindungsmittelanordnung sowie deren Nachweise entfallen. Es erfolgt lediglich der Nachweis des Längsschubs.



Widerstandskennwerte:

- Betondruckfestigkeit V1/10:

$$f_{c,B1,d} = 42.67 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Zugfestigkeit eines Faserstrangs:

$$f_{t,tex,d} = 1.24 \times 10^3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Verankerungsfestigkeit eines Faserstrangs nach Z.-31.10.182:

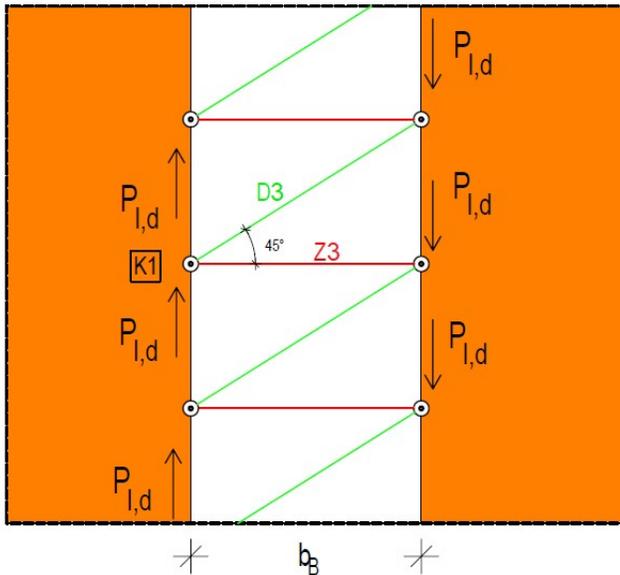
$$T_{b,tex,d} = 21.67 \cdot \frac{N}{mm}$$

Einwirkung:

$$n_{xy,d} = 68.38 \cdot \frac{kN}{m} \quad \dots \text{ Schubspannung in der Fuge}$$

Betonnachweise

Die Lasteinleitung erfolgt an den Faserstrangkreuzen, die im 45°-Winkel zur Längsschubkraft eingeklebt werden. Ein Überkreuzungspunkt der Faserstränge wird demnach als ein Verbindungsmittel betrachtet. Der Abstand der Lasteinleitungspunkte resultiert zwar aus der Maschenweite des Textils. Jedoch erfolgt die Ausbildung des Stabwerkmodells analog zu den Varianten V1 und V2 mit einem Druckstrebenwinkel von 90°. Aufgrund der quadratischen Bewehrungsgeometrie und der schrägen Einklebung der textilen Gelege bildet sich bei der Lasteinleitung ein Winkel zur Fuge von 45° aus.



$$\theta_3 := 90^\circ$$

... Druckstrebenwinkel für Variante V3

$$\theta_{3,LE} := 45^\circ$$

... Lasteinleitungswinkel für Variante V3

$$a_{\text{tex}} = 21 \cdot \text{mm}$$

... Achsabstand der Faserstränge
in Längs- und Querrichtung

$$a_{LE} := a_{\text{tex}} = 21 \cdot \text{mm}$$

... Lasteinleitungslänge

$$s_{LE} := \frac{b_B}{\tan(\theta_{3,LE})} = 130 \cdot \text{mm}$$

... Abstand zwischen Druckstreben, wenn
diese unter 45° zur Fuge in den Beton
eingeleitet werden.

$$n_{\text{FS.V3}} := \left(\frac{s_{LE}}{a_{\text{tex}}} \right) - 1 = 5.19$$

... Anzahl Faserstränge beim Verlauf der
Druckstreben unter 45° zur Fuge

$$P_{l.V3.LE.d} := n_{xy.d} \cdot s_{LE} = 8.89 \cdot \text{kN}$$

... Längsschubkraft beim Verlauf der
Druckstreben unter 45° zur Fuge

$$P_{l.V3.FS.d} := \frac{P_{l.V3.LE.d}}{n_{\text{FS.V3}}} = 1.71 \cdot \text{kN}$$

... Maßgebende Längsschubkraft je Faserstrang

$$P_{l.V3.d} := n_{xy.d} \cdot a_{\text{tex}} = 1.44 \cdot \text{kN}$$

... Längsschubkraft je Faserstrang

Ermittlung der Strebenkräfte:

- Gleichgewicht am Knoten K1

$$D3_d := \frac{P_{1.V3.LE.d}}{\sin(\theta_{3.LE})} = 12.57 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{ Druckstrebenkraft D3} \\ \text{für Variante V3}$$

$$Z3_d := D3_d \cdot \cos(\theta_{3.LE}) = 8.89 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{ Zugstrebenkraft Z3} \\ \text{für Variante V3}$$

Nachweis der Druckstrebe D3:

- Strebenfläche (bildet sich im gesamten Betonquerschnitt aus):

$$A_{D3} := \left(\frac{a_{LE}}{\cos(\theta_{3.LE})} \right) \cdot t_B = 1.78 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung: $\sigma_{c.D3.d} := \frac{D3_d}{A_{D3}} = 7.05 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

- Betondruckfestigkeit: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B1.red.d} = 32 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c.D3.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 0.22 \quad \text{Betonnachweis erfüllt.}$$

Nachweis der Zugstrebe Z3:

Zugspannungsabtrag über den Betonquerschnitt

- Fläche am Knoten 1:

$$A_{Z3.K1} := t_B \cdot s_{LE} = 7.8 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Fläche am Knoten 2:

$$A_{Z3.K2} := A_{Z3.K1} = 7.8 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{ct.Z3.K1.d} := \frac{Z3_d}{A_{Z3.K1}} = 1.14 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{ct.Z3.K2.d} := \frac{Z3_d}{A_{Z3.K2}} = 1.14 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Betonzugfestigkeit:

$$f_{ct.B1.d} = 2.99 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad f_{ct.B2.d} = 5.6 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Nachweis:

Vergussbeton 1:

$$\frac{\sigma_{ct.Z3.K1.d}}{f_{ct.B1.d}} = 0.38$$

Vergussbeton 2:

$$\frac{\sigma_{ct.Z3.K1.d}}{f_{ct.B2.d}} = 0.2$$

Betonnachweise erfüllt.

Zugspannungsabtrag über die Textilbewehrung

- Erforderliche Bewehrungsfläche:

$$A_{erf.tex.V3} := \frac{Z^3_d}{n_{FS.V3} \cdot f_{t.tex.d}} = 1.38 \cdot mm^2$$

$$a_{erf.l.tex.V3} := \frac{A_{erf.tex.V3}}{a_{tex}} = 65.64 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

- vorhandene Bewehrungsfläche:

1 Bewehrungslage: solidian GRID Q85/95-CCE-21

$$n_{tex.lay.V3} := 1$$

$$a_{vorh.l.tex.V3} := n_{tex.lay.V3} \cdot a_{l.tex} = 85 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

- Ausnutzungsgrad

$$\frac{a_{vorh.l.tex.V3}}{a_{erf.l.tex.V3}} = 1.29$$

- Nachweis:

$$\frac{a_{erf.l.tex.V3}}{a_{vorh.l.tex.V3}} = 0.77$$

Nachweis ist erfüllt.

Mindestbewehrung:

Nach DIN EN 1992-1-1, 7.3.2 ist eine Mindestbewehrung in der Zugzone des Feinbetons einzulegen. Ein duktiler Bauteilversagen und eine Begrenzung der Rissbreiten sollen gewährleistet werden. In Anlehnung an die Berechnungen im Stahlbeton ist die Mindestbewehrung in Verbindung mit der AbZ Z-31.10-182 für Textilbeton wie folgt zu berechnen:

$$A_{\text{tex.min}} = \frac{k \cdot k_C \cdot f_{\text{ct,eff}} \cdot A_{\text{ct}}}{\sigma_{\text{und.tex.d}}}$$

- Fläche der Zugzone (halbe Betonquerschnittsfläche):

$$A_{\text{ct}} = 3.9 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Äußerer Zwang:

$$k = 1 \quad \text{für Zugspannung}$$

- Reine Biegung:

$$k_C = 0.4$$

- Biegezugfestigkeit von Pagel V1/10:

$$f_{\text{ct,eff.V3}} := f_{\text{ctm.B1}} = 8 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Textilspannung nach vollständiger Rissbildung: Anlehnend an CARBOrefit-Zulassung

$$\sigma_{\text{und.tex.d}} = 496.92 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Mindestbewehrung:

$$A_{\text{tex.min.V3}} := \frac{k \cdot k_C \cdot f_{\text{ct,eff.V2}} \cdot A_{\text{ct}}}{\sigma_{\text{und.tex.d}}} = 25.11 \cdot \text{mm}^2$$

Infolge der Bewehrungsgeometrie ergibt sich eine Bewehrungslage:

$$A_{\text{vorh.tex.V3}} := a_{\text{l.tex}} \cdot 1\text{m} = 85 \cdot \text{mm}^2 \quad . > . \quad A_{\text{tex.min.V3}} = 25.11 \cdot \text{mm}^2$$

Verankerungs- und Übergreifungslänge

- Grundwert der Verankerungslänge nach Z-31.10-182, 8.4.3:

$$l_{b.rqd.V3} = \frac{(\sigma_{\text{tex.V3}} \cdot A_{\text{tex}})}{T_{b.tex.d}}$$

$$\sigma_{\text{tex.V3}} := \frac{Z3_d}{A_{\text{tex}} \cdot n_{\text{FS.V3}}} = 946.15 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \dots \text{Zugspannung im Faserstrang}$$

$$\text{mit } \frac{A_{\text{tex}}}{a_{\text{tex}}} = 86.19 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad a_{l.tex} = 85 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \dots \text{Bewehrungsfläche je Meter}$$

$$A_{\text{tex}} = 1.81 \cdot \text{mm}^2 \quad \dots \text{Querschnittsfläche eines Faserstrangs}$$

$$l_{b.rqd.V3} := \frac{\sigma_{\text{tex.V3}} \cdot A_{\text{tex}}}{T_{b.tex.d}} = 79.04 \cdot \text{mm}$$

- Bemessungswert der Verankerungslänge nach Z-31.10-182, 8.4.4:

$$l_{bd.V3} = l_{b.rqd.V3} \geq 100\text{mm} \quad l_{bd.vorh.V3} := \frac{130}{2} \text{mm} = 65 \cdot \text{mm}$$

Gewählt $l_{bd.V3} := l_{bd.vorh} = 130 \cdot \text{mm}$

Nachweis: $\frac{l_{b.rqd.V3}}{l_{bd.V3}} = 0.61 \quad \frac{l_{b.rqd.V3}}{l_{bd.vorh.V3}} = 1.22$

Angabe von solidian:

Verbundlänge sollte mind. 3x
Maschenweite betragen:

$$l_{bd.sol} := 3a_{\text{tex}} = 63 \cdot \text{mm}$$

- Übergreifungslänge

Nach Z-31.10-182, 8.7.6 sind die Textilbewehrung im Stoßbereich wechselseitig mit der Verankerungslänge zu überlappen.

Zur Realisierung einer Übergreifung der Textillagen können die eingeklebten Bewehrungslagen gegenseitig überlappt werden. Alternativ kann mittig im Betonquerschnitt eine weitere Bewehrungslage eingelegt werden. Die Breite dieser Lage ergibt sich aus der doppelten Verankerungslänge.

$$b_{\text{tex.2}} := 2 \cdot l_{bd.V3} = 260 \cdot \text{mm}$$

3.5 Variante V4

Die Dimensionierung erfolgt über die Anzahl der Kerfen unter Einhaltung der Bauteilgeometrie und der Mindestabstände. Zusätzlich ist die erforderliche Bewehrung zu bestimmen. Die Tragfähigkeit wird begrenzt durch die Druck- und Scherfestigkeit des Holzes.

| | |
|-------------------------------|-------------------------------|
| $t_V = 40 \cdot \text{mm}$ | ... Kerftiefe |
| $t_i = 33.33 \cdot \text{mm}$ | ... Dicke der Brettlagen |
| $t_B = 60 \cdot \text{mm}$ | ... Dicke des Schubverbinders |
| $l_V = 200 \cdot \text{mm}$ | ... Vorholzlänge |

Widerstandskennwerte:

- Druckfestigkeit von Holz

Aufgrund des Aufbaus des Referenzbauteils resultiert eine Druckspannung auf die Querlage des BSP. Die Tragfähigkeit wird demnach über die Druckfestigkeit quer zur Faser begrenzt.

$$f_{c.90.d} = 1.92 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{c.90.d} := t_V \cdot t_i \cdot f_{c.90.d} = 2.56 \cdot \text{kN}$$

Die Geometrie des Schubverbinders und der BSP-Wand sorgt dafür, dass die Decklagen einen Anteil am Lastabtrag besitzen. Unter der Annahme, dass das BSP quer zur Faserrichtung keine Steifigkeitsanteile liefert, wird die Druckfestigkeit in Faserrichtung angesetzt. Die Lasteinleitungsfläche ergibt sich aus der Dicke des Verbinders abzüglich der Dicke der Querlage.

$$f_{c.0.d} = 16.15 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{c.0.d} := t_V \cdot (t_B - t_i) \cdot f_{c.0.d} = 17.23 \cdot \text{kN}$$

Maßgebende Druckfestigkeit:

$$F_{c.V4.d} := \max(F_{c.90.d}, F_{c.0.d}) = 17.23 \cdot \text{kN}$$

- Abscherwiderstand des Vorholzes

Die Kerfe wird als ein Versatz gemäß DIN EN 1995-1-1, NCI NA.12 betrachtet. Dieser wird wie folgt berechnet:

$$F_{v.V4.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{M,H}} \cdot t_B \cdot l_V = 24.62 \cdot \text{kN}$$

- Maßgebender Widerstand der Kerfe

$$F_{V4.Rd} := \min(F_{c.V4.d}, F_{v.V4.d}) = 17.23 \cdot \text{kN}$$

- Zugfestigkeit eines Faserstrangs:

$$f_{t,\text{tex.d}} = 1.24 \times 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Verankerungsfestigkeit eines Faserstrangs:

$$T_{b,\text{tex.d}} = 0.02 \text{ m} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Einwirkung:

$$T_d = 205.13 \cdot \text{kN}$$

Ermittlung der erforderlichen Kerwenanzahl:

$$\frac{T_d}{n \cdot F_{V4.Rd}} \leq 1.0 \quad n := \frac{T_d}{F_{V4.Rd}} = 11.9$$

Es sind ca. 12 Kerwen entlang der Bauteilhöhe zur Übertragung der maximalen Längsschubkraft notwendig.

Einhalten der Mindestabstände und Bauteilgeometrie

Die Anordnung von Kerwen ist durch die Länge der Verbundfuge und der Mindestvorholzlänge begrenzt.

$$l_{v,\text{min}} = 200 \cdot \text{mm} \quad \dots \text{ Mindestvorholzlänge}$$

$$l_K = 200 \cdot \text{mm} \quad \dots \text{ Kerwenlänge}$$

Mindestabstand der Kerwen:

$$s_{\text{min.V4}} := l_{v,\text{min}} + l_K = 400 \cdot \text{mm}$$

Mindestanzahl der Kerwen über die Wandhöhe:

$$h_W = 3 \text{ m} \quad \dots \text{ Wandhöhe bzw. Fugenlänge}$$

$$n_{\text{min.K}} := \frac{h_W}{s_{\text{min.V4}}} - 1 = 6.5 \quad \dots \text{ mögliche Mindestanzahl der Kerwen im Referenzbauteil}$$

$$n_K := 6$$

Es sind nur 6 Kerwen im Referenzbauteil möglich.
Diese Anzahl wird für die Dimensionierung der Variante V4 gewählt.

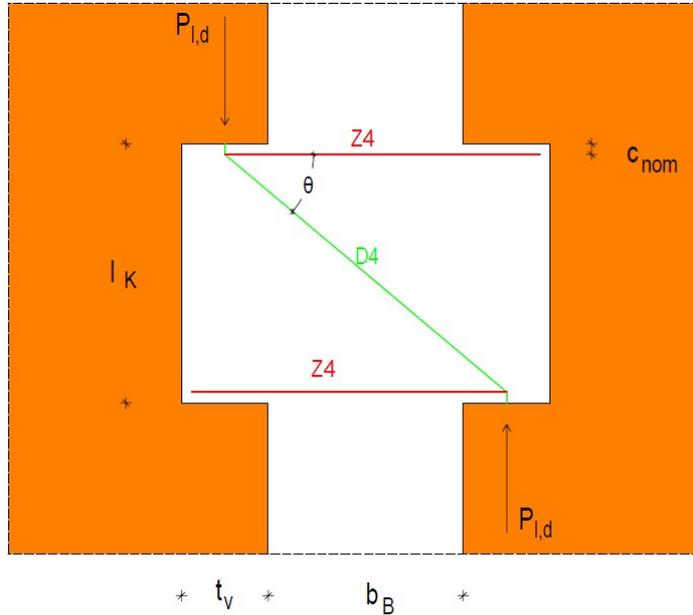
Ausnutzung bei maximaler Schubbeanspruchung:

$$\eta_{V4.\text{max}} := \frac{T_d}{n_K \cdot F_{c.V4.d}} = 1.98 \quad \text{Nachweis nicht erfüllt.}$$

Betonnachweise

- Längsschub

Die Lastenleitung erfolgt über die Kerwenflanken.
Folgendes Stabwerkmodell wird angenommen.



$$\theta_4 := \operatorname{atan} \left[\frac{(l_K - 2 \cdot c_{\text{nom}})}{t_v + b_B} \right] = 48.18^\circ \quad \dots \text{ Druckstrebenwinkel}$$

mit $c_{\text{nom}} = 5 \cdot \text{mm}$

$$P_{l.V4.d} := \frac{T_d}{n_K} = 34.19 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{ Kraft je Kerve}$$

Ermittlung der Strebenkräfte:

- Gleichgewicht

$$D_{4.d} := \frac{P_{l.V4.d}}{\sin(\theta_4)} = 45.88 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{ Druckstrebenkraft D4 für Variante 4}$$

$$Z_{4.d} := D_{4.d} \cdot \cos(\theta_4) = 30.59 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{ Zugstrebenkraft Z4 für Variante 4}$$

$$a_{\text{tex}} = 21 \cdot \text{mm} \quad \dots \text{ Abstand Faserstränge}$$

$$n_{\text{FS.K}} := \left(\frac{l_K}{a_{\text{tex}}} \right) - 1 = 8.52 \quad \dots \text{ Anzahl Faserstränge in Kerve}$$

mit $l_K = 200 \cdot \text{mm}$

$$Z_{4\text{FS.d}} := \frac{2 \cdot Z_{4.d}}{n_{\text{FS.K}}} = 7.18 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{ Zugstrebenkraft pro Faserstrang}$$

Nachweis an der Kervenflanke:

- Fläche der Kervenflanke:

$$A_K := t_B \cdot t_v = 2.4 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.K.d} := \frac{D4_d}{A_K} = 19.11 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit V1/10: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B1.red.d} = 32 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis

$$\frac{\sigma_{c.K.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 0.6$$

Nachweis erfüllt!

Nachweis der Druckstrebe D4:

- Fläche der Strebe: $A_{D4} := t_B \cdot \frac{t_v}{\sin(\theta_3)} = 2.4 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D4.d} := \frac{D4_d}{A_{D4}} = 19.11 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit V1/10: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B1.red.d} = 32 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis

$$\frac{\sigma_{c.D4.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 0.6$$

Nachweis erfüllt!

Nachweis der Zugstrebe Z4:

Zugspannungsabtrag über den Betonquerschnitt

- Fläche am Knoten 1:

$$A_{Z4.K1} := t_B \cdot \frac{l_K}{2} = 6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Fläche am Knoten 2:

$$A_{Z4.K2} := A_{Z4.K1} = 6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{\text{ct.Z4.K1.d}} := \frac{Z_{4d}}{A_{Z4.K1}} = 5.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{ct.Z4.K2.d}} := \frac{Z_{4d}}{A_{Z4.K2}} = 5.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Betonzugfestigkeit:

$$f_{\text{ct.B1.d}} = 2.99 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{ct.B2.d}} = 5.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

Vergussbeton 1:

$$\frac{\sigma_{\text{ct.Z4.K1.d}}}{f_{\text{ct.B1.d}}} = 1.71$$

Vergussbeton 2:

$$\frac{\sigma_{\text{ct.Z4.K1.d}}}{f_{\text{ct.B2.d}}} = 0.91$$

Betonnachweis für B2 erfüllt!

Zugspannungsabtrag über die Textilbewehrung

- Erforderliche Bewehrung:

$$A_{\text{erf.tex.V4}} := \frac{Z_{4\text{FS.d}}}{f_{\text{t.tex.d}}} = 5.78 \cdot \text{mm}^2$$

... zwei Zugstreben im Bereich einer Kerve

$$a_{\text{erf.l.tex.V4}} := \frac{A_{\text{erf.tex.V4}}}{l_{\text{K}}} = 28.89 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

- Vorhandene Bewehrung:

2 U-Profile bzw. jeweils 2 eingeklebte, sich übergreifende Textil-Sheets führen zu insgesamt 4 Bewehrungslagen im Zugbereich. Es werden jedoch nur 2 Lagen für den Nachweis angesetzt, um die Materialeffizienz zu erhöhen.

$$a_{\text{vorh.l.tex.V4}} := n_{\text{tex.lay.V4}} \cdot a_{\text{l.tex}} = 170 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad n_{\text{tex.lay.V4}} := 2$$

- Ausnutzungsgrad:

$$a_{\text{l.tex}} = 85 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\frac{a_{\text{vorh.l.tex.V4}}}{a_{\text{erf.l.tex.V4}}} = 5.88$$

Nachweis erfüllt, aber 6-fach überdimensioniert.

- Nachweis:

$$\frac{a_{\text{erf.l.tex.V4}}}{a_{\text{vorh.l.tex.V4}}} = 0.17$$

Mindestbewehrung:

Nach DIN EN 1992-1-1, 7.3.2 ist eine Mindestbewehrung in der Zugzone des Feinbetons einzulegen. Ein duktiler Bauteilversagen und eine Begrenzung der Rissbreiten sollen gewährleistet werden. In Anlehnung an die Berechnungen im Stahlbeton ist die Mindestbewehrung in Verbindung mit der AbZ Z-31.10-182 für Textilbeton wie folgt zu berechnen:

$$A_{\text{tex.min}} = \frac{k \cdot k_c \cdot f_{\text{ct,eff}} \cdot A_{\text{ct}}}{\sigma_{\text{und.tex.d}}}$$

- Fläche der Zugzone (halbe Betonquerschnittsfläche): $A_{\text{ct}} = 3.9 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$
- Äußerer Zwang: $k = 1$ für Zugspannung
- Reine Biegung: $k_c = 0.4$
- Biegezugfestigkeit von Pagel V1/10: $f_{\text{ct,eff.V4}} := f_{\text{ctm.B1}}$ $f_{\text{ctm.B1}} = 8 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$
- Textilspannung nach vollständiger Rissbildung: Anlehnend an CARBOrefit-Zulassung

$$\sigma_{\text{und.tex.d}} = 496.92 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Mindestbewehrung:

$$A_{\text{tex.min.V4}} := \frac{k \cdot k_c \cdot f_{\text{ct,eff.V4}} \cdot A_{\text{ct}}}{\sigma_{\text{und.tex.d}}} = 25.11 \cdot \text{mm}^2$$

2 Bewehrungslagen in der Betonnut ergeben:

$$A_{\text{vorh.tex.V4}} := a_{\text{l.tex}} \cdot 1\text{m} = 85 \cdot \text{mm}^2 \quad . > . \quad A_{\text{tex.min.V4}} = 25.11 \cdot \text{mm}^2$$

Verankerungs- und Übergreifungslänge:

Da derzeit noch entsprechende normative Regelungen für den Neubau mit Carbonbeton in Bearbeitung sind und die jeweiligen Verankerungs- und Übergreifungslängen von der Tränkung der Textilien abhängen, also je nach Hersteller variieren, sind diese für eine Zulassung im Einzelfall experimentell zu bestimmen. Im Folgenden wird für die Vorbemessung der Neubauteile eine vereinfachte Annahme getroffen, bei der Bemessungswerte aus der Zulassung für das Verstärken von Stahlbetonbauwerken mit Textilbeton für das Material "CARBOrefit-Typ 3" zugrunde gelegt werden.

- Grundwert der Verankerungslänge nach Z-31.10-182, 8.4.3:

$$l_{b.rqd.V4} = \frac{(\sigma_{\text{tex.V4}} \cdot A_{\text{tex}})}{T_{b.\text{tex.d}}}$$

$$\sigma_{\text{tex.V4}} := \frac{Z_{4FS.d}}{A_{\text{tex}} \cdot n_{\text{tex.lay.V4}}} = 1.98 \times 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$n_{\text{tex.lay.V4}} = 2$$

... Zugspannung im Faserstrang bei Verwendung von U-Profilen

$$\text{mit } A_{\text{tex}} = 1.81 \cdot \text{mm}^2 \quad a_{l.\text{tex}} = 85 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

... Faserstrangquerschnitts- / Bewehrungsfläche je Meter

$$l_{b.rqd.V4} := \frac{\sigma_{\text{tex.V4}} \cdot A_{\text{tex}}}{T_{b.\text{tex.d}}} = 165.63 \cdot \text{mm}$$

- Bemessungswert der Verankerungslänge nach Z-31.10-182, 8.4.4:

$$c_B := 2.5 \text{mm}$$

$$l_{bd.V4} = l_{b.rqd.V4} \geq 100 \text{mm} \quad l_{bd.vorh} = 130 \cdot \text{mm}$$

Gewählt: $l_{bd.V4} := l_{bd.vorh} = 130 \cdot \text{mm}$

Nachweis: $\frac{l_{b.rqd.V4}}{l_{bd.vorh}} = 1.27$

Angabe von solidian:

Verbundlänge sollte mind. 3x Maschenweite betragen:

$$l_{bd.sol} := 3a_{\text{tex}} = 63 \cdot \text{mm}$$

- Übergreifungslänge:

Nach Z-31.10-182, 8.7.6 sind die Textilbewehrung im Stoßbereich wechselseitig mit der Verankerungslänge zu überlappen.

Zur Realisierung einer Übergreifung der Textilagen kann eine gegenseitige Überlappung von U-Profilchenkeln oder der Gelegesheets mithilfe einer Übergreifungslage erfolgen. Aufgrund der Geometrie der Verbindungsnut und der darin zusätzlich vorhandenen Verbindungsmittel würde die Realisierung mit U-Profilen einen großen Aufwand bedingen. Diese sind zudem kosten- und energieintensiver in der Herstellung. Daher ist es sinnvoller, Gelegsheets zu verwenden und diese über die gesamte Breite der Betonnut durchzuführen und evtl. in einer schmalen Holznut zu fixieren.

Anlage h)

Teil 2: Vorbemessung mit realistischen Lastannahmen aus FE-Modell

1 Materialkennwerte

1.1 Brettsperrholz

Gewähltes Material:

Brettsperrholz nach AbZ-Z-9.1-501 bzw. ETA-10/0241: Leno Brettsperrholz (ZÜBLIN Timber) mit Brettern aus Vollholz (Nadelholz) der Festigkeitsklasse C24 (nach DIN EN 338)

Anwendungsbereich nach AbZ-Z-9.1-501, Abs. 1.2:

- tragende und aussteifende Wandscheibe
- Nutzungsklasse 1 und 2 (DIN EN 1995-1-1)

Schrauben nach AbZ-Z-9.1-501, Abs. 3.3.3.4:

- Schraubendurchmesser min. 4 mm für VM in Seitenfläche
- Schraubendurchmesser min. 8 mm für VM in Schmalfläche

Nutzungskategorie E (gewählt):

- vorwiegend ruhende Verkehrslasten nach DIN EN 1991-1-1, Tab. 6.2 (Nutzlasten auf Decken) und von AbZ-Z-9.1-501 gefordert.
- Lasteinwirkungsdauer (KLED) kurz / sehr kurz für Windlasten (siehe DIN EN 1995-1-1, Tab. 2.2)
- Annahme einer hohen vertikalen Beanspruchung (hier für Fabriken und Werkstätten E1.1)

Laut AbZ-Z-9.1-501, Abs. 3.2 erfolgt bei der Bemessung die Verwendung der Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte für Vollholz (hier C24).

*Ref.: SBT = Schneider Bautabellen, 22. Auflage

Teilsicherheitsbeiwert Holz bzw. BSP:

$$\gamma_{M,H} := 1.30$$

Modifikationsbeiwert für NKL 1 / 2 und KLED kurz / sehr kurz:

$$k_{\text{mod}} := 1.0 \quad \text{siehe SBT*, Tafel 9.3}$$

Charakteristische Rohdichte BSP (EN 338):

$$\rho_{k,\text{BSP}} := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

mittlere Rohdichte BSP (EN 338):

$$\rho_{m,\text{BSP}} := 420 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Wichte BSP:

$$\gamma_{k,\text{BSP}} := 4.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Rollschubmodul BSP aus ETA 11/0241:

$$G_{R,\text{mean}} := 50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

E-Modul der Brettlagen (VH C24):

$$E_{0.\text{mean}} := 11000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{0.05.\text{mean}} := 9160 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{90.\text{mean}} := 0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Schubmodul BSP:

$$G_{0.\text{mean}} := 690 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G_{0.05.\text{mean}} := 570 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

nach Empfehlung Walther-Novak et al.,
Brettsperrholz Bemessung, 2013

Annahme: Vernachlässigung der Effekte aus Dehnsteifigkeiten der Brettlagen quer zur Faser
(siehe Schickhofer et al. (Hrsg.), Augustin et al., BSPHandbuch, 2010)

Die Steifigkeitskonstanten für die FE-Modellierung werden separat ermittelt.

Druckfestigkeit parallel
zur Faser (VH C24):

$$f_{c.0.k} := 21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{c.0.d} := \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}} \cdot f_{c.0.k} = 16.15 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Druckfestigkeit senkrecht
zur Faser (VH C24):

$$f_{c.90.k} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{c.90.d} := \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}} \cdot f_{c.90.k} = 1.92 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Zugfestigkeit parallel
zur Faser (VH C24):

$$f_{t.0.k} := 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{t.0.d} := \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}} \cdot f_{t.0.k} = 10.77 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Zugfestigkeit senkrecht
zur Faser (VH C24):

$$f_{t.90.k} := 0.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{t.90.d} := \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}} \cdot f_{t.90.k} = 0.31 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

effektive Biegefestigkeit nach ETA:

$$f_{m.k} := 24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{m.d} := \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}} \cdot f_{m.k} = 18.46 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Rollschubfestigkeit nach ETA:

$$f_{R.k} := 0.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{R.d} := \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}} \cdot f_{R.k} = 0.54 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

1.2 Beton

Gewähltes Material:

Feinbeton (B1): V1/10-Pagel-Vergussbeton (Einordnung in C55/67)

Feinbeton (B2): HF10-Pagel-Hochfestvergussbeton (Einordnung in C80/95)

Teilsicherheitsbeiwert für Beton:

$$\gamma_{M.B} := 1.5$$

Abminderungsbeiwert für Langzeitbeanspruchung für Feinbeton:

$$\alpha_{cc} := 0.80$$

Betondruckfestigkeit nach Datenblatt:

V1/10:

$$f_{c.B1.k} := 80 \frac{N}{mm^2}$$
$$f_{c.B1.d} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{c.B1.k}}{\gamma_{M.B}}$$
$$f_{c.B1.d} = 42.67 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

HF10:

$$f_{c.B2.k} := 115 \frac{N}{mm^2}$$
$$f_{c.B2.d} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{c.B2.k}}{\gamma_{M.B}}$$
$$f_{c.B2.d} = 61.33 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Biegezugfestigkeit nach Datenblatt:

V1/10:

$$f_{ctm.B1} := 8 \frac{N}{mm^2}$$

HF10:

$$f_{ctm.B2} := 15 \frac{N}{mm^2}$$

5%-Fraktilwert der Zugfestigkeit:

V1/10:

$$f_{ctk.0.05.B1} := 0.7 \cdot f_{ctm.B1} = 5.6 \cdot \frac{N}{mm^2}$$
$$f_{ct.B1.d} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctk.0.05.B1}}{\gamma_{M.B}} = 2.99 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

HF10:

$$f_{ctk.0.05.B2} := 0.7 \cdot f_{ctm.B2} = 10.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$
$$f_{ct.B2.d} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctk.0.05.B2}}{\gamma_{M.B}} = 5.6 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Frischmörtelrohichte nach Datenblatt:

V1/10:

$$\rho_{B1.k} := 2250 \frac{kg}{m^3}$$

HF10:

$$\rho_{B2.k} := 2300 \frac{kg}{m^3}$$

E-Modul nach Datenblatt:

V1/10:

$$E_{B1} := 35000 \frac{N}{mm^2}$$

HF10:

$$E_{B2} := 25000 \frac{N}{mm^2}$$

1.3 Textile Bewehrung

Gewähltes Material: Biaxiales Carbongelege solidian Grid "Q85/85-CCE-21" mit einer Tränkung auf Epoxidharz (EP)-Basis

E-Modul der Bewehrung und charakteristische Zugfestigkeit eines Faserstrangs:

Annahme: Der charakteristische Wert der Spannung des Textilbetons in Kettrichtung bei abgeschlossener Rissbildung im Feinbeton entspricht ca. 40 % der Zugfestigkeit.

$$E_{\text{tex}} := 220000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{t.tex.k}} := 2500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{\text{und.tex.k}} := 1000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(in Bezug auf Filamentfläche) (nach Technischem Datenblatt) (Annahme)

Angenommene Bemessungswerte für die Textilbewehrung:

Die Bemessungswerte für das Textil werden ähnlich wie in Z-31.10-182 "CARBOrefit" mit Abminderungsfaktoren ermittelt. Diese wurden aus Erfahrungswerten in Rücksprache mit dem Hersteller des verwendeten solidian Grids abgeschätzt. Aktuell gibt es für Textilien der solidian GmbH noch keine gültige Zulassung bzw. Richtlinie. Aufgrund der Epoxidharz-Tränkung der solidian-Textilien ist allerdings von einem besseren Verbund im Vergleich zu den in Z-31.10-182 aufgeführten Textilien auszugehen. Daher wird ein charakteristischer Wert für die Verbundfestigkeit anhand von Versuchsdaten aus anderen Forschungsprojekten abgeschätzt.

Teilsicherheitsbeiwert für Zugfestigkeit im Neubau:

(nach zukünftiger DA-Richtlinie)

Teilsicherheitsbeiwert für Verbundfestigkeit:

$$\gamma_{\text{t.tex}} := 1.3$$

$$\gamma_{\text{b.tex}} := 1.5$$

Abminderungsbeiwerte:

(nach Abschätzung solidian)

Annahme der charakteristischen Verbundfestigkeit eines EP-getränkten solidian-Textils (am Bsp.: Q85/85-CCE-21):

Zugfestigkeit Temperatur (bis 60°C stabil):

$$\alpha_{\text{T.t}} := 0.95$$

Größeneffekt:

$$\alpha_{\text{eff.t}} := 0.85$$

$$T_{\text{b.tex.k}} := 32.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Abminderungsbeiwert für Dauerhaftigkeit:

(pauschale Annahme)

Zugfestigkeit:

$$\alpha_{\text{n.m.t}} := 0.8$$

Verbundfestigkeit:

$$\alpha_{\text{D.b}} := 1.0$$

Angenommene Bemessungswerte für Zugfestigkeit (Bruchzustand und nach abgeschlossener Rissbildung) sowie Verankerungsfestigkeit:

$$f_{\text{t.tex.d}} := \alpha_{\text{T.t}} \cdot \alpha_{\text{eff.t}} \cdot \alpha_{\text{n.m.t}} \cdot \frac{f_{\text{t.tex.k}}}{\gamma_{\text{t.tex}}} = 1.24 \times 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{und.tex.d}} := \frac{(\sigma_{\text{und.tex.k}} \cdot \alpha_{\text{T.t}} \cdot \alpha_{\text{eff.t}} \cdot \alpha_{\text{n.m.t}})}{\gamma_{\text{t.tex}}} = 496.92 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$T_{\text{b.tex.d}} := \alpha_{\text{D.b}} \cdot \frac{T_{\text{b.tex.k}}}{\gamma_{\text{b.tex}}} = 21.67 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

1.4 Verbindungsmittel

1.4.1 HBV-Schraube

E-Modul nach EN 1993-1-4, 2.1.3 (1):

$$E_{S.VM} := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Teilsicherheitsbeiwert für metall. Bauteile:

$$\gamma_{M.S} := 1.1$$

Gewählte Schraubensorte:

Elascon S-Fix 1 für HBV-Systeme nach ETA-18/0264

Randbedingungen: Brettsper Holz gemäß ETA
Mindestbetonfestigkeit C20/25 und Größtkorn < 16 mm

Fließgrenze aus ETA:

$$f_{y.Sfix.k} := 600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Zugfestigkeit aus ETA:

$$f_{t.Sfix.k} := 20 \text{ kN}$$

Gesamtlänge:

$$l_{Sfix} := 150 \text{ mm}$$

Gewindelänge im Holz

$$l_{Sfix.H} := 100 \text{ mm}$$

Verankerungslänge im Beton:

$$l_{Sfix.B} := 50 \text{ mm}$$

Nenn- und Innendurchmesser Holzgewinde:

$$d_{Sfix} := 7.5 \text{ mm}$$

$$d_{Sfix.H.j} := 4.5 \text{ mm}$$

Durchmesser Schraubenkopf:

$$d_{Sfix.K} := 19.5 \text{ mm}$$

Winkel zur Faser:

$$\alpha_{Sfix} := 45^\circ$$

Verschiebungsmodul bei 45° und bei 90°:

$$K_{ser.Sfix.45} := 10300 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad K_{ser.Sfix.90} := 3090 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Gesamtdicke des BSP-Elements:

$$t_{ges} := 100 \text{ mm}$$

gewählt für Eindtiefe über gesamten
BSP-Querschnitt:

$$l_{ef.Sfix} := t_{ges} = 100 \cdot \text{mm}$$

Gewählt aus Vorbemessung, Teil 1 (maximaler Schubwiderstand BSP-Scheibe):

Anzahl je Fuge:

$$n_{Sfix} := 36$$

Verbindungsmittelabstand:

$$s_{VM.Sfix} := 80 \text{ mm}$$

Abstand zum Hirnholz:

$$a_{HBV.R.H} := 90 \text{ mm}$$

1.4.2 Vollgewindeschraube

Gewähltes Material:

Würth ASSY plus VG mit $d = 8 \text{ mm}$ nach ETA-11/0190

E-Modul:

$$E_{S.AVG} := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

charakteristisches Fließmoment:

$$M_{y.k.AVG} := 23.0 \cdot \text{N} \cdot \text{m}$$

Zugfestigkeit nach ETA:

$$f_{\text{tens.AVG.k}} := 22.0 \cdot \text{kN}$$

Nenn Durchmesser:

$$d_{AVG} := 8 \text{ mm}$$

Länge der Vollgewinderschraube:

$$l_{AVG} := 80 \cdot \text{mm}$$

Winkel zur Faser:

$$\alpha_{AVG} := 90^\circ$$

gewählt für Eindtiefe über gesamten
BSP-Querschnitt:

$$l_{\text{ef.AVG}} := t_{\text{ges}} = 100 \cdot \text{mm}$$

Die Auswahl des Schraubenkopfes nach Anhang 9.61 soll vernachlässigt werden, da dies für die Nachweisführung nicht relevant ist.

Anzahl je Stoßfuge:

$$n_{AVG} := 85$$

Verbindungsmittelabstand:

$$s_{VM.AVG} := 48 \text{ mm}$$

Abstand zum Hirnholz:

$$a_{AVG.R.H} := 50 \text{ mm}$$

1.4.3 Kerbe

Kervertiefe:

$$t_v := 40 \text{ mm}$$

Vorholzlänge:

$$l_{v.\text{min}} := \min(8 \cdot t_v, 200 \cdot \text{mm})$$

$$l_v := l_{v.\text{min}} = 200 \cdot \text{mm}$$

Kervenlänge:

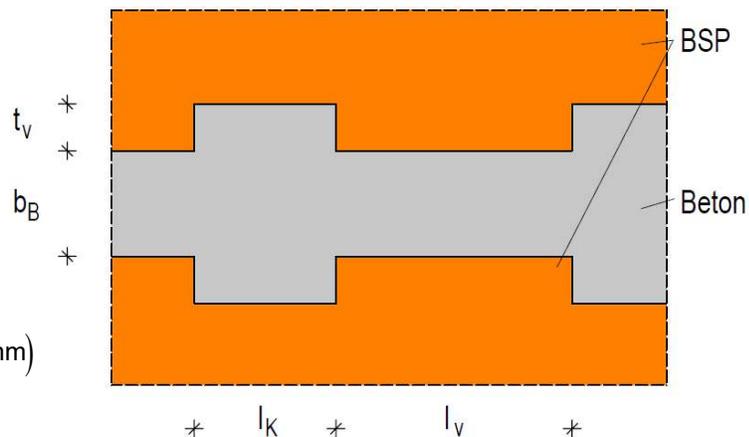
$$l_K := 200 \text{ mm}$$

Anzahl je Scherfuge:

$$n_K := 8$$

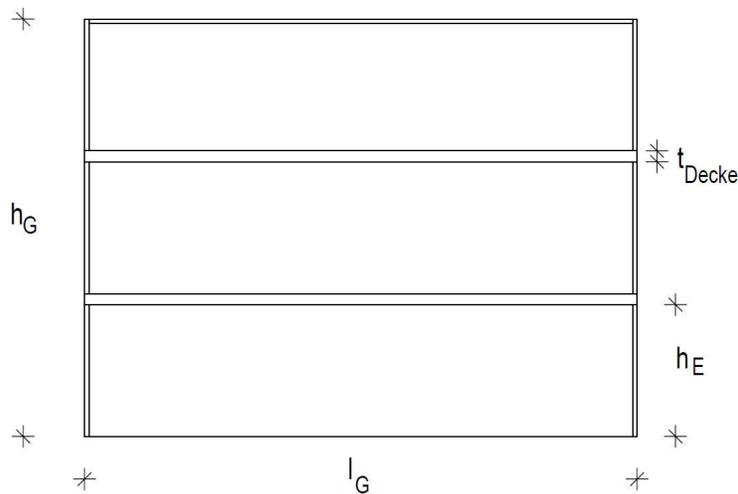
Abstand der Kerfen:

$$s_K := l_K + l_v = 400 \cdot \text{mm}$$



2 Geometrische Abmessung

2.1 Beispielgebäude



Grundriss:

- quadratischer Grundriss

$$l_G := 12.50\text{m}$$

Etagenhöhe:

$$h_E := 3.00\text{m}$$

Etagenanzahl:

$$n_E := 3$$

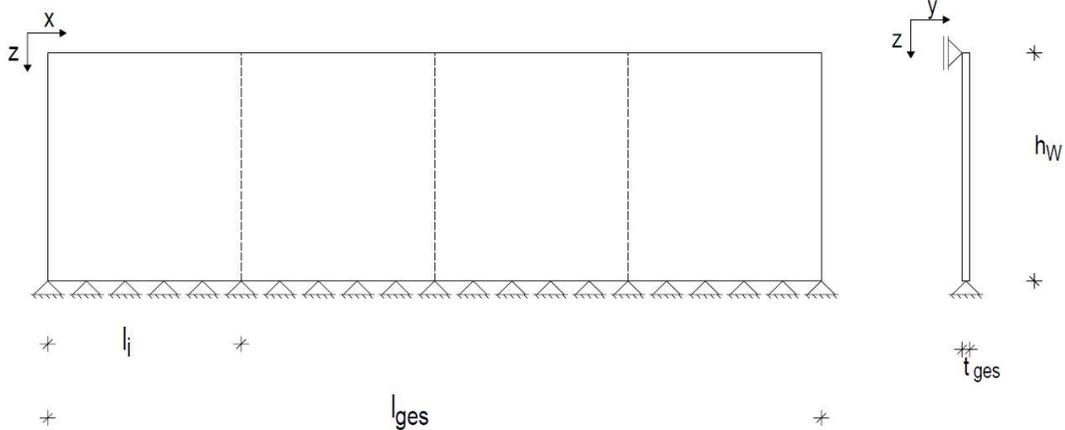
Dicke der Decken (Annahme):

$$t_{\text{Decke}} := 0.25\text{m}$$

Gebäudehöhe:

$$h_G := n_E \cdot h_E + (n_E - 1) \cdot t_{\text{Decke}} = 9.5\text{m}$$

2.2 Statisches System



Gesamtlänge der Außenwand:

$$l_{\text{ges}} := l_G = 12.5\text{ m}$$

Länge einer Einzelscheibe:

$$l_i := 2.50\text{m}$$

Wandhöhe:

$$h_w := h_E = 3\text{ m}$$

Wanddicke:

$$t_{\text{ges}} := 100\text{mm}$$

Fugenanzahl:

$$n_F := 4$$

2.3 Brettsperrholzgeometrie

Schichtanzahl: Höhe des BSP-Elements: Breite des BSP-Elements:
(entspricht der Wandhöhe) (entspricht der Wandbreite)

$$n_{\text{Schicht}} := 3$$

$$h_W := 3 \text{ m}$$

$$b_W := 2 \text{ m}$$

Gesamtdicke des BSP-Elements:

$$t_{\text{ges}} := 100 \text{ mm}$$

Annahme: Verbinder soll die Leistungsfähigkeit eines BSP-Elements von 10 cm Dicke erreichen.

Dicke einer Brettlage:

$$t_i := \frac{t_{\text{ges}}}{n_{\text{Schicht}}} = 33.33 \cdot \text{mm}$$

mittlere Rissbreite bzw. Brettbreite:

$$a := 205 \text{ mm}$$

entspricht ausgemessenem Wert (150 mm nach Wallner-Novak et al. empfohlen)

Lage der Schwerachse bezogen auf OK BSP-Element:

Symmetrischer Aufbau und konstante E-Moduli:

$$z_S := 0.5 \cdot t_{\text{ges}} = 50 \cdot \text{mm}$$

Schwerpunktabstände der einzelnen Brettlagen zur Schwerachse:

$$a_{S,y} := z_S - 0.5 \cdot t_i = 33.33 \cdot \text{mm}$$

$$a_{S,x} := z_S - 1.5 \cdot t_i = 0 \text{ m}$$

Querschnittsfläche für Brettlamellen in Decklage: (bezogen auf 1 m)

$$A_{y,\text{net}} := 2 \cdot t_i = 6.67 \times 10^4 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Flächenträgheitsmoment für Brettlamellen in Decklage: (bezogen auf 1 m)

$$I_{y,\text{net}} := 2 \cdot \frac{(t_i)^3}{12} + A_{y,\text{net}} \cdot a_{S,y}^2$$

$$I_{y,\text{net}} = 8.02 \times 10^7 \cdot \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

Querschnittsfläche für Brettlamellen in Querlage: (bezogen auf 1 m)

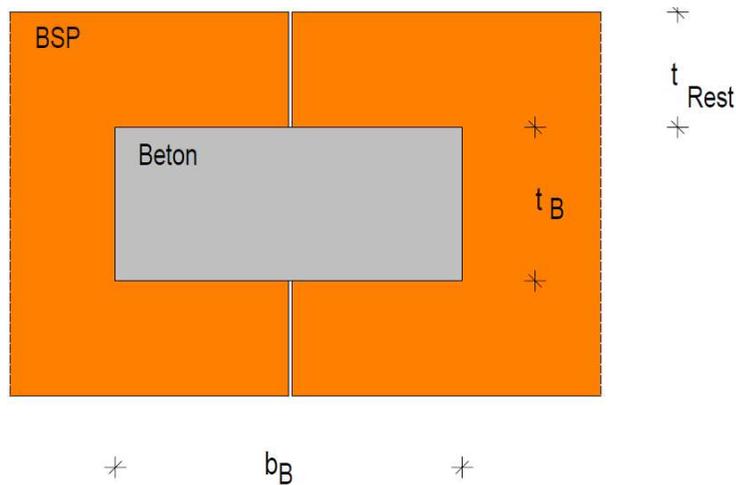
$$A_{x,\text{net}} := t_i = 3.33 \times 10^4 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Flächenträgheitsmoment für Brettlamellen in Querlage: (bezogen auf 1 m)

$$I_{x,\text{net}} := \frac{(t_i)^3}{12} + A_{x,\text{net}} \cdot a_{S,x}^2$$

$$I_{x,\text{net}} = 3.09 \times 10^6 \cdot \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

2.2 Geometrie des Betonquerschnitts



Dicke des Betonquerschnitts:

$$t_B := 60\text{mm}$$

Breite des Betonquerschnitts:

$$b_B := 130\text{mm}$$

Höhe des Betonquerschnitts:
(entspricht der Wandhöhe)

$$h_B := 3\text{m}$$

Dicke der Holznutflanke:

$$t_{Rest} := \frac{(t_{ges} - t_B)}{2} = 20\cdot\text{mm}$$

2.5 Textilbewehrung

Das Bewehrungstextil ist biaxial und besitzt in Längs- und Querrichtung gleiche Abmessungen. Die geometrischen Abmessungen sind dem technischen Datenblatt für solidian GRID Q85/85-CCE-21 entnommen.

Querschnittsfläche eine Faserstrangs:

$$A_{tex} := 1.81\text{mm}^2$$

Achsabstand der Faserstränge:

$$a_{tex} := 21\text{mm}$$

Bewehrungsquerschnittsfläche:

$$a_{l,tex} := 85 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Betondeckung:

$$c_{nom} := 5\text{mm}$$

Breite des Textils (V3)
im Betonquerschnitt:

$$b_{tex} := 0.5 \cdot b_B = 65\cdot\text{mm}$$

Durchmesser eines Faserstrangs:

$$d_{tex} := 2 \cdot \frac{\sqrt{A_{tex}}}{\sqrt{\pi}} = 1.52\cdot\text{mm}$$

(Annahme)

3 Lastannahmen

3.1 Ständige Lasten

Es werden vertikale Lasten infolge des Eigengewichtes aus dem darüberliegenden Etagen-
aufbau angesetzt. Zusätzlich wird die Wand durch dessen Eigengewicht belastet. Diese
Einwirkung wird in der Scheibenberechnung separat betrachtet und wird nicht mit den
übrigen Vertikallasten kombiniert. Die Lastannahmen sind nach DIN EN 1991-1-1 gewählt.

Eigengewicht der Wandscheibe: $\gamma_{k.BSP} = 4.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ überschlägige Lastannahme für
Flachdach-Holzkonstruktion
mit Blecheindeckung

Eigengewicht des Flachdaches: $g_{\text{Dach.k}} := 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Eigengewicht der Decke:

Aufbau Decke: Stahlbeton $g_{\text{Stb.decke}} := 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.25\text{m} = 6.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
d = 25 cm
(Annahme: Decken aus Stahlbeton
auf der sicheren Seite liegend) Brettsper Holz $g_{\text{BSP.decke}} := \gamma_{k.BSP} \cdot 0.20\text{m} = 0.84 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
d = 20 cm Industrieestrich $g_{\text{Estrich}} := 0.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Insgesamt $g_{\text{Decke.k}} := g_{\text{Stb.decke}} + g_{\text{Estrich}} = 6.49 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

3.2 Veränderliche Lasten

Es werden vertikale Lasten aus Nutzlasten und Schneelasten angesetzt. Als Horizontallast
wird eine Windlast auf die vertikalen Wände angenommen. Diese wird über die Decken als
Einzellast in die aussteifenden Wände eingeleitet.

Nutzlasten:

DIN EN 1991-1-1, Tab. 2.2: Nutzlasten auf Decken $q_k := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Kategorie E 1.1:

Flächen in Fabriken und Werkstätten mit leichtem Betrieb (SBT, 22. Aufl. Tafel 3.18)

Schneelast

DIN EN 1991-1-3

- Standort: Dresden:

$$A_{DD} := 113\text{m} \quad \dots \text{Höhenlage über NN}$$

- Schneelastzone 2:

$$s_i := \max \left[0.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \left(\frac{A_{DD} + 140\text{m}}{760\text{m}} \right)^2, 0.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] = 0.85 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Flachdach mit Neigung $\alpha < 30^\circ$: $\mu_1 := 0.8$... Formbeiwert
- Koeffizienten gemäß NA: $C_e := 1.0$... Umgebungskoeffizient
 $C_t := 1.0$... Temperaturkoeffizient

charakteristische Schneelast:

$$s_k := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_i = 0.68 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Horizontale Windlast

DIN EN 1991-1-4

- Standort: Dresden; Windzone 2 (Binnenland)

$$h_G = 9.5 \text{ m} \quad h_G < 10 \text{ m} \quad \dots \text{Bauwerkshöhe}$$

$$q_P := 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \dots \text{Basisgeschwindigkeitsdruck für Bauwerke bis 25 m Höhe (siehe SBT, 22. Aufl., Tafel 3.27)}$$

- Geländekategorie IV (Stadtgebiet) $z_{\min} := 16.00 \text{ m}$... Mindesthöhe nach SBT, Tafel 3.28b
 $z := h_G$

$$q_{P_z} := 1.3 \cdot q_P = 0.85 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \dots \text{Böengeschwindigkeitsdruck für Gelände-Kategorie IV und (DIN EN 1991-1-4, Abs. 5.2)} \quad z \leq z_{\min}$$

Wind auf vertikale Wände ($\theta=0^\circ$):

- Einteilung der Wandflächen

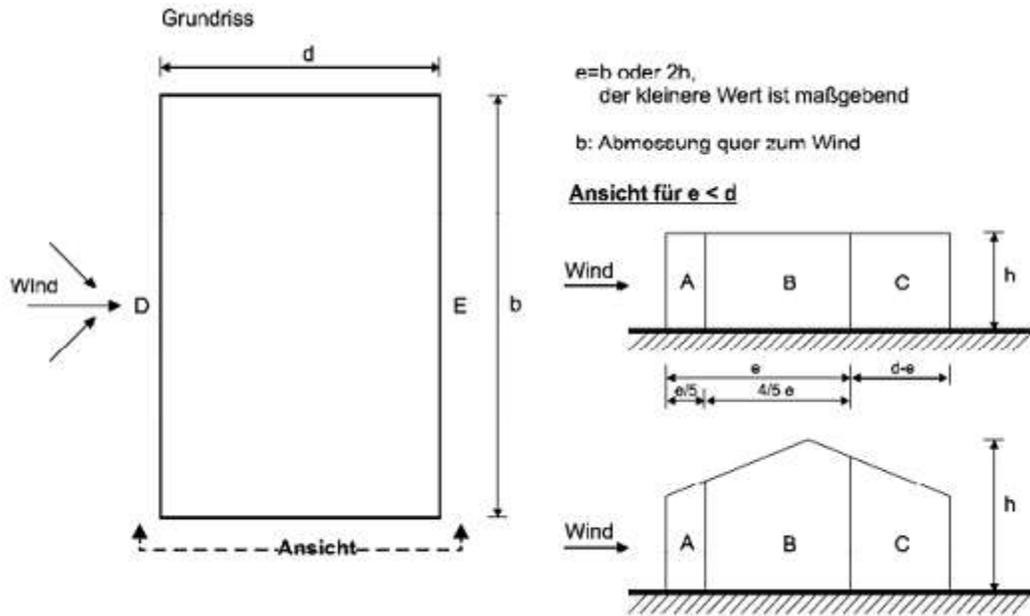
$$d := l_G = 12.5 \text{ m}$$

$$b := l_G = 12.5 \text{ m} \quad h_G = 9.5 \text{ m}$$

$$\frac{h_G}{b} = 0.76 \quad \dots \text{Absatz 7.2.2 in DIN EN 1991-1-4 und Tab. 7.1 Zeile "h/d = 1" zur Bestimmung der Außendruckbeiwerte}$$

Winddruck konstant über die Gebäudehöhe, da $h < b$ (DIN EN 1991-1-4; Bild 7.4)

$$e := \min(2 \cdot h_G, b) = 12.5 \text{ m} \quad \dots \text{Abmessung zur Einteilung der Flächen nach DIN EN 1991-1-4, Bild 7.5}$$



Ermittlung des Winddrucks je Fläche nach DIN EN 1991-1-4, Tab. 7.1:

mit "h/d = 1" folgt:

| | | |
|-------------------|-------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------|
| Bereich A: | $A_A := \frac{e}{5} \cdot h_G = 23.75 \text{ m}^2$ | $c_{pe.10.A} := -1.2$ |
| | $w_{A.k} := c_{pe.10.A} \cdot q_P = -1.01 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ | <u>Windsog</u> |
| Bereich B: | $A_B := \frac{4 \cdot e}{5} \cdot h_G = 95 \text{ m}^2$ | $c_{pe.10.B} := -0.8$ |
| | $w_{B.k} := c_{pe.10.B} \cdot q_P = -0.68 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ | <u>Windsog</u> |
| Bereich C: | $A_C := (l_G - e) \cdot h_G = 0 \text{ m}^2$ | $c_{pe.10.C} := 0$ |
| | $w_{C.k} := c_{pe.10.C} \cdot q_P = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ | ... da quadratischer Gebäudegrundriss |
| Bereich D: | $A_D := h_G \cdot l_G = 118.75 \text{ m}^2$ | $c_{pe.10.D} := 0.8$ |
| | $w_{D.k} := c_{pe.10.D} \cdot q_P = 0.68 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ | <u>Winddruck</u> |
| Bereich E: | $A_E := l_G \cdot h_G = 118.75 \text{ m}^2$ | $c_{pe.10.E} := -0.5$ |
| | $w_{E.k} := c_{pe.10.E} \cdot q_P = -0.42 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ | <u>Windsog</u> |

Allgemein gilt nach DIN EN 1991-1-4:

Bsp. maßgebende Wandfläche A:

$$h_G < 15\text{m}$$

$$c_s := 1$$

$$c_f := c_{pe.10.A}$$

$$F_W := c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p$$

$$c_d := 1$$

$$c_s \cdot c_d = 1$$

$$= W_{D.S.i.k} \quad (\text{Druck} + \text{Sog})$$

Lastfall "Winddruck + Windsog auf Außenwand":

$$W_{D.S.3.k} := (w_{D.k} + |w_{E.k}|) \cdot 0.5 \cdot l_G \cdot h_W = 20.6 \cdot \text{kN} \quad 2. \text{OG}$$

$$W_{D.S.2.k} := (w_{D.k} + |w_{E.k}|) \cdot 0.5 \cdot l_G \cdot h_W = 20.6 \cdot \text{kN} \quad 1. \text{OG}$$

$$W_{D.S.1.k} := (w_{D.k} + |w_{E.k}|) \cdot 0.5 \cdot l_G \cdot 0.5 h_W = 10.3 \cdot \text{kN} \quad \text{EG}$$

Gesamt:

$$H_{W.D.S.k} := W_{D.S.3.k} + W_{D.S.2.k} + W_{D.S.1.k} = 51.49 \cdot \text{kN}$$

... Horizontalkraft auf
maßgebende Außenwand

Lastfall "Beidseitiger Windsog auf Seitenwände":

Fläche A leitet Sogkraft als Scheibenbeanspruchung in die maßgebende Außenwand ein.

$$W_{S.3.k} := (w_{A.k}) \cdot \frac{e}{5} \cdot h_W = -7.61 \cdot \text{kN} \quad 2. \text{OG}$$

$$W_{S.2.k} := (w_{A.k}) \cdot \frac{e}{5} \cdot h_W = -7.61 \cdot \text{kN} \quad 1. \text{OG}$$

$$W_{S.1.k} := (w_{A.k}) \cdot \frac{e}{5} \cdot 0.5 h_W = -3.8 \cdot \text{kN} \quad \text{EG}$$

Gesamt:

$$H_{W.S.k} := W_{S.3.k} + W_{S.2.k} + W_{S.1.k} = -19.01 \cdot \text{kN}$$

... Horizontalkraft auf
maßgebende Außenwand

Vergleich mit der einwirkenden zulässigen Horizontalkraft am oberen Wandende aus Vorbemessung, Teil 1:

$$h_W = 3 \text{ m} \quad b_W = 2 \text{ m} \quad \text{mit } n_{xy.d} := 68.376 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{folgt}$$

$$T_{h.d} := n_{xy.d} \cdot b_W = 136.75 \cdot \text{kN}$$

3.3 Einteilung der Lastfälle

Die Konzeptionierung eines neuartigen Verbinders erfordert die Betrachtung verschieden möglicher Lastfälle, die den Verbinder beanspruchen. Es wird als maßgebende Wand im Beispielgebäude eine Außenwand im Erdgeschoss (EG) angenommen, die den größten Vertikallasten und größten Horizontallasten infolge Wind und Imperfektionen ausgesetzt ist. Die folgenden Lastfälle sollen alle möglichen Situationen abdecken, in denen die maßgebende Außenwand maximale Beanspruchungen erfährt. Es werden lediglich maßgebende Lastfälle betrachtet.

Lastfall 1: Eigengewicht der betrachteten Wand

Lastfall 2: Vertikallasten aus zwei Etagen für betrachtete Wand im EG

Lastfall 3: Winddruck + Windsog als Scheibenbeanspruchung (Bereich D+E)

Lastfall 4: Beidseitiger Windsog als Scheibenbeanspruchung (Bereich A)

Lastfall 5: Vertikallasten aus einer Etage für betrachtete Wand im 1. OG

Lastfall 6: Wind als Plattenbeanspruchung (Bereich A+B)

Lastfall 7: Wind als Plattenbeanspruchung (Bereich D)

Lastfallkombination 1:

- Vertikalbelastung aus Eigenlasten des Etagenaufbaus, Nutzlasten und Schneelasten (LF 2)
- Horizontallasten infolge Winddruck (Bereich D) und Windsog (Bereich E), die über die Decken als Schubbeanspruchung eingeleitet werden (maximale Schubkraft in der Fuge) (LF 3)
- Windlast als Plattenbeanspruchung auf die Außenwand (Bereich A+B) (LF 6)
- Lasten aus Imperfektion

Lastfallkombination 2:

- Vertikalbelastung analog zu Lastfall 1 (LF2)
- Beidseitiger Windsog (Bereich A), der auf die Außenwand eine auseinanderziehende Wirkung erzielt (maximale Zugkraft in der Fuge) (LF 4)
- Wandlast als Plattenbeanspruchung auf die Außenwand (Bereich D) (LF 7)
- Lasten aus Imperfektion

Lastfallkombination 3:

- "Exzentrische Vertikallast": Eine Einzelscheibe krägt über darunterliegende Etage aus (1.OG; im EG unwahrscheinlich); erhöhte Schubkraft in der Fuge, da Vertikallasten in der auskragenden Einzelscheibe zusätzlich übertragen werden müssen (LF 5)
- Horizontallasten wie Lastfall 1 (LF 3)
- Windlast als Plattenbeanspruchung (Bereich A+D) (LF 6)
- Lasten aus Imperfektion

3.4 Lastfallkombination

Teilsicherheitsbeiwerte: nach DIN EN 1990, Tab. A1.2(A)

$\gamma_G := 1.35$... ständige Lasten (ungünstig)

$\gamma_Q := 1.50$... veränderliche Lasten (ungünstig)

Kombinationsbeiwerte: nach DIN EN 1990, Tab. A.1.1

$\psi_{0.S} := 0.5$... Kombinationsbeiwert für Schnee < 1000 m über NN

$\psi_{0.W} := 0.6$... Kombinationsbeiwert für Wind

Kombination:

Lastfallkombination 1:

Vertikale Auflast aus zwei darüberliegenden Etagen
(Dach, 2x Decke, 2x Wände, Schnee, 2x Nutzlasten)

$$P_{1.d} := \left[\gamma_G \cdot (2\gamma_k \cdot t_{ges} \cdot h_W + g_{Dach.k} \cdot 0.5 \cdot l_G + 2g_{Decke.k} \cdot 0.5 \cdot l_G) \dots \right] + \gamma_Q \cdot (2 \cdot q_k \cdot 0.5 \cdot l_G + \psi_{0.S} \cdot s_k \cdot l_G) = 221.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

... vertikale Linienlast auf Wand

$$H_{1.d} := \gamma_Q \cdot \psi_{0.W} \cdot H_{W.D.S.k} = 46.34 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{Horizontale Einzellast}$$

Horizontallast wird über Decke als Schubkraft in die Wand eingeleitet. Demnach wird eine Linienlast über die Wandlänge angesetzt. Gleichzeitig verhindert dies Spannungsspitzen am Lasteinleitungspunkt.

$$h_{1.d} := \frac{H_{1.d}}{l_{ges}} = 3.71 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \dots \text{horizontale Linienlast}$$

$$w_{1.1.d} := \gamma_Q \cdot \psi_{0.W} \cdot w_{A.k} = -0.91 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \dots \text{Flächenlast infolge Wind als Plattenbeanspruchung im Bereich A}$$

$$w_{1.2.d} := \gamma_Q \cdot \psi_{0.W} \cdot w_{B.k} = -0.61 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \dots \text{Flächenlast infolge Wind als Plattenbeanspruchung im Bereich B}$$

Lastfallkombination 2:

Vertikale Auflast aus zwei darüberliegenden Etagen
(Dach, 2x Decke, 2x Wände, Schnee, 2x Nutzlasten)

$$P_{2,d} := \left[\begin{array}{l} \gamma_G \cdot (2 \cdot \gamma_k \cdot t_{ges} \cdot h_W + g_{Dach,k} \cdot 0.5 \cdot l_G + 2g_{Decke,k} \cdot 0.5 \cdot l_G) \dots \\ + \gamma_Q \cdot (2 \cdot q_k \cdot 0.5 \cdot l_G + \psi_0 \cdot s \cdot s_k \cdot l_G) \end{array} \right] = 221.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

... vertikale Linienlast auf Wand

$$H_{2,d} := \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot W \cdot H_{W,S,k} = -17.11 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{eine horizontale Einzellast je Seite}$$

Die beiden entgegengerichteten Horizontallasten infolge Windsog werden als Linienlast über die Wandhöhe angesetzt. Dies lässt sich sowohl in der händischen Rechnung als auch mithilfe der FEM besser realisieren. Gleichzeitig verhindert es Spannungspitzen infolge Einzellasten.

$$h_{2,d} := \frac{H_{2,d}}{h_W} = -5.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \dots \text{horizontale Linienlast je Wand}$$

$$w_{2,d} := \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot W \cdot w_{D,k} = 0.61 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \dots \text{Flächenlast infolge Wind als Plattenbeanspruchung}$$

Lastfallkombination 3:

Da beim betrachteten Lastfall dessen Auftreten bei einer Wand im 1.OG realistischer ist, werden die Vertikallasten aus nur einer darüberliegenden Etage angesetzt.
(Je 1x Dach, Decken, Wand, Nutzlast, Schnee)

$$P_{3,d} := \left[\begin{array}{l} \gamma_G \cdot (\gamma_k \cdot t_{ges} \cdot h_W + g_{Dach,k} \cdot 0.5 \cdot l_G + g_{Decke,k} \cdot 0.5 \cdot l_G) \dots \\ + \gamma_Q \cdot (q_k \cdot 0.5 \cdot l_G + \psi_0 \cdot s \cdot s_k \cdot l_G) \end{array} \right] = 118.15 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

... vertikale Linienlast auf Wand

$$H_{3,d} := \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot W \cdot H_{W,D,S,k} = 46.34 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{horizontale Einzellast}$$

Horizontallast wird über die Decke als Schubkraft in die Wand eingeleitet. Demnach wird eine Linienlast über die Wandlänge angesetzt. Gleichzeitig verhindert dies Spannungsspitzen am Lasteinleitungspunkt.

$$h_{3,d} := \frac{H_{1,d}}{l_{ges}} = 3.71 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \dots \text{horizontale Linienlast}$$

$$w_{3.1,d} := \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot W \cdot w_{A,k} = -0.91 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \dots \text{Flächenlast infolge Wind als Plattenbeanspruchung im Bereich A}$$

$$w_{3.2,d} := \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot W \cdot w_{B,k} = -0.61 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \dots \text{Flächenlast infolge Wind als Plattenbeanspruchung im Bereich B}$$

3.5 Imperfektion

Nach DIN EN 1992-1-1, Abs. 5.2 (1), (2) sind mögliche Abweichungen der Tragwerksgeometrie und der Lastausmitte (Imperfektionen) zu berücksichtigen

Schiefstellung nach Abs. 5.2 (5), (6):

$$\theta_0 := \frac{1}{200} \quad \dots \text{Grundwert der Schiefstellung}$$

$$\alpha_h := \max \left[\left(\frac{2}{3} \right), \frac{2}{\sqrt{\frac{h_G}{m}}} \right] = 0.67 \quad \dots \text{Abminderungsbeiwert für die Höhe unter vereinfachter Annahme, dass sich die Gebäudehöhe nur aus den Wänden (ohne Decken) zusammensetzt.}$$

$$m := 2 \quad \dots \text{Anzahl der vertikalen Bauteile im jeweiligen Geschoss}$$

$$\alpha_m := \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} = 0.87 \quad \theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 2.89 \times 10^{-3}$$

Horizontalkraft infolge Imperfektion je LK auf eine Außenwand:

LK1:

$$V_1 := 2 \cdot (p_{1,d} \cdot 0.5 \cdot l_{\text{ges}}) = 2.77 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{Summe der Vertikallasten}$$

$$\Delta H_1 := \theta_i \cdot V_1 = 7.99 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{Horizontallast aus Imperfektion}$$

LK2:

$$V_2 := 2 \cdot (p_{2,d} \cdot 0.5 \cdot l_{\text{ges}}) = 2.77 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{Summe der Vertikallasten}$$

$$\Delta H_2 := \theta_i \cdot V_2 = 7.99 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{Horizontallast aus Imperfektion}$$

LK3:

$$V_3 := 2 \cdot (p_{3,d} \cdot 0.5 \cdot l_{\text{ges}}) = 1.48 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{Summe der Vertikallasten}$$

$$\Delta H_3 := \theta_i \cdot V_3 = 4.26 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{Horizontallast aus Imperfektion}$$

Die berechneten Horizontallasten werden auf die Horizontallasten infolge Wind aufaddiert.

$$h_{1d} := h_{1,d} + \frac{\Delta H_1}{l_{\text{ges}}} = 4.35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \dots \text{Horizontalbeanspruchung im LK 1}$$

$$h_{2,1d} := h_{2,d} = -5.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \dots \text{Horizontalbeanspruchung im LK 2}$$

$$h_{2,2d} := h_{2,d} - \frac{\Delta H_2}{h_W} = -8.37 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Lasten aus Imperfektion werden nur auf einer Seite der Wand angerechnet, deshalb werden diese nur auf eine Horizontallast aufgerechnet. Es ergeben sich zwei unterschiedliche Windsogkräfte.}$$

$$h_{3d} := h_{3,d} + \frac{\Delta H_3}{l_{\text{ges}}} = 4.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \dots \text{Horizontalbeanspruchung im LK 3}$$

4 Schnittgrößenermittlung

4.1 Allgemein

Die Schnittgrößenermittlung infolge der Lastfallkombination 1 wird mithilfe der FE-Methode durchgeführt. Die FE-Modellierung erfolgt mithilfe der Dlubal-Software RFEM.

Für die Bemessung werden die Schnittgrößen in der maßgebenden Stoßfuge, Fuge 1, angesetzt. Für die Nachweise des BSP-Elements werden die Scheiben- bzw. Plattenschnittkräfte in Einzelscheibe 1 angenommen. Spannungsspitzen der Scheibenschnittgrößen infolge Singularitäten der Linienlager sind zu vernachlässigen. Es erfolgt die Auswahl eines FE-Rasterpunktes in Scheibenmitte.

4.2 Maßgebende Schnittgrößen aus FE-Berechnung

- maßgebende Längsschubbeanspruchung in der Fuge:

$$T_d := 14.1 \text{ kN} \quad \dots \text{ resultierende Längsschubkraft in Fuge 1 infolge LK 1}$$

$$n_{xy.F1.d} := 4.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \dots \text{ maßgebender Scheibenschub in gesetzter Fuge 1}$$

- maßgebende Querkraftbeanspruchung in der Fuge:

$$v_{y.F.d} := 1.14 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \dots \text{ maßgebende Querkraftbeanspruchung in Fuge 1 infolge LK 1}$$

- maßgebendes Biegemoment in der Fuge:

$$m_{y.F.d} := -0.86 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \dots \text{ maßgebendes Biegemoment in Fuge 1 infolge LK 1}$$

- maßgebendes Biegemoment in der BSP-Platte:

$$m_{y.BSP.d} := -1.03 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \dots \text{ maßgebendes Biegemoment auf Platte in der ersten Einzelscheibe infolge LK 1}$$

- maßgebender Scheibenschub in der BSP-Scheibe:

Unter Vernachlässigung der Singularitäten in den Eckbereichen wird die Schubspannung in Scheibenmitte (lokal: $x=6,25 \text{ m}$; $y=-1,50 \text{ m}$) angenommen.

$$n_{xy.BSP.d} := 4.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \dots \text{ maßgebender Scheibenschub in Scheibenmitte infolge LK 1}$$

- maßgebende Querkraft in der BSP-Platte

$$v_{y.BSP.d} := 1.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \dots \text{ maßgebende Querkraft auf Platte in der ersten Einzelscheibe infolge LK 1}$$

- maßgebende Normalspannung in der BSP-Scheibe:

Unter Vernachlässigung der Singularitäten in den Eckbereichen wird die Schubspannung in Scheibenmitte (lokal: $x=6,25 \text{ m}$; $y=0 \text{ m}$) angenommen.

$$n_{y.BSP.d} := -223.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \dots \text{ maßgebende Normalspannung in der Scheibe infolge LK 1}$$

FE-Modellierung einer Brettsperrholz-Wand zur Schnittgrößenberechnung

1. Geometrie

$h_W := 3\text{m}$... Wandhöhe
 $l_i := 2.50\text{m}$... Breite einer Einzelscheibe bzw. Abstände der Fugen
 $l_{\text{ges}} := 5 \cdot l_i = 12.5\text{m}$... Gesamtlänge der Wand

2. Lagerung

Wandfuß: Linienlager unverschieblich in x-, y- und z-Richtung; gelenkig

| Lager | | Federkonstante | |
|---------------------------------------------|-----------------|------------------------------------|----------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> u_x : | $C_{u,x}$ | <input type="text" value=""/> | [kN/m ²] |
| <input checked="" type="checkbox"/> u_y : | $C_{u,y}$ | <input type="text" value=""/> | [kN/m ²] |
| <input checked="" type="checkbox"/> u_z : | $C_{u,z}$ | <input type="text" value=""/> | [kN/m ²] |
| Einspannung | | | |
| <input type="checkbox"/> φ_x : | $C_{\varphi,x}$ | <input type="text" value="0.000"/> | [kNm/rad/m] |
| <input type="checkbox"/> φ_y : | $C_{\varphi,y}$ | <input type="text" value="0.000"/> | [kNm/rad/m] |
| <input type="checkbox"/> φ_z : | $C_{\varphi,z}$ | <input type="text" value="0.000"/> | [kNm/rad/m] |

Wandkopf: Linienlager unverschieblich in y-Richtung; gelenkig

| Lagerbedingungen | | Federkonstante | |
|---------------------------------------------|-----------------|------------------------------------|----------------------|
| <input type="checkbox"/> u_x : | $C_{u,x}$ | <input type="text" value="0.000"/> | [kN/m ²] |
| <input checked="" type="checkbox"/> u_y : | $C_{u,y}$ | <input type="text" value=""/> | [kN/m ²] |
| <input type="checkbox"/> u_z : | $C_{u,z}$ | <input type="text" value="0.000"/> | [kN/m ²] |
| Einspannung | | | |
| <input type="checkbox"/> φ_x : | $C_{\varphi,x}$ | <input type="text" value="0.000"/> | [kNm/rad/m] |
| <input type="checkbox"/> φ_y : | $C_{\varphi,y}$ | <input type="text" value="0.000"/> | [kNm/rad/m] |
| <input type="checkbox"/> φ_z : | $C_{\varphi,z}$ | <input type="text" value="0.000"/> | [kNm/rad/m] |

Verschiebung in globale x- und z-Richtung möglich

3. Modellierung einer orthotropen Flächen

Definition über Steifigkeitsmatrizen

$$\begin{bmatrix}
 D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & D_{16} & D_{17} & D_{18} \\
 & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & \text{sym.} & D_{27} & D_{28} \\
 & & D_{33} & 0 & 0 & \text{sym.} & \text{sym.} & D_{38} \\
 & & & D_{44} & D_{45} & 0 & 0 & 0 \\
 & & & & D_{55} & 0 & 0 & 0 \\
 & \text{sym.} & & & & D_{66} & D_{67} & D_{68} \\
 & & & & & & D_{77} & D_{78} \\
 & & & & & & & D_{88}
 \end{bmatrix}$$

$D_{11} \dots D_{33}$ [Nm]
 $D_{44} \dots D_{88}$ [N/m]
 $D_{16} \dots D_{38}$ [Nm/m]

nach Walther-Novak, Kuppelhuber & Pock (2013)

Kennwerte für Vollholz C24::

$$E_0 := 11000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \dots \text{Steifigkeit in Faserrichtung}$$

$$G_0 := 690 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \dots \text{Schubsteifigkeit}$$

Nach Z-9.1-501, Abs. 3.2 sind die Kennwerte für VH C24 anzunehmen.

Annahmen

$$E_{90} := 0$$

Die Steifigkeit der Brettlagen quer zur Faser ist mit 0 anzunehmen und hat keinen Anteil am Lastabtrag.

$$\nu := 0$$

Es werden Effekte aus Querdehnungen der Bretter berücksichtigt.

Querschnittswerte

$$n_{\text{Schicht}} := 3$$

...Anzahl der Schichten im BSP-Element

$$t_{\text{ges}} := 100 \cdot \text{mm}$$

... Gesamtdicke des BSP-Elements

$$t_i := \frac{t_{\text{ges}}}{n_{\text{Schicht}}} = 33.333 \cdot \text{mm}$$

... Dicke eine Einzelschicht

$$t_{90} := 2 \cdot t_i = 66.667 \cdot \text{mm}$$

... Dicke der Brettlagen in der Deckschicht (Faserichtung in y-Richtung)

$$t_0 := t_i = 33.333 \cdot \text{mm}$$

... Dicke der Brettlagen in der Querlage (Faserichtung in x-Richtung)

$$z_{S,0} := t_i = 33.333 \cdot \text{mm}$$

... Schwerpunktstand der Decklage zur Schwereachse

Querschnittsflächen (bezogen auf 1 m):

$b := 1\text{ m}$...Elementlänge

$$A_{\text{brutto}} := t_{\text{ges}} \cdot b = 1 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2 \quad \dots \text{ Gesamtquerschnittsfläche}$$

$$A_{90} := t_{90} \cdot b = 6.667 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2 \quad \dots \text{ "Netto"-Fläche für Brettlage in y-Richtung}$$

$$A_0 := t_0 \cdot b = 3.333 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2 \quad \dots \text{ "Netto"-Fläche für Brettlage in x-Richtung}$$

$$I_{90} := \frac{(b \cdot t_1^3)}{12} + 2 \cdot t_1 \cdot b \cdot z_{S,0}^2 = 8.025 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4 \quad \dots \text{ "Netto"-Flächenträgheitsmoment für Brettlagen in y-Richtung}$$

$$I_0 := \frac{(b \cdot t_1^3)}{12} = 3.086 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4 \quad \dots \text{ "Netto"-Flächenträgheitsmoment für Brettlagen in x-Richtung}$$

Plattensteifigkeiten der orthotropen Platte

Steifigkeiten für schubnachgiebige Platten mit Querschnittswert in beide Richtungen nach Reissner-Mindlin (siehe Walther-Novak 2013):

Da sich die Querschnittswerte jeweils auf 1 m Elementlänge beziehen, sind die ermittelten Werte ebenfalls auf 1 m zu beziehen.

$$D_{11} := \frac{\left(E_0 \cdot \frac{I_0}{1\text{m}} \right)}{(1 - \nu^2)} = 33.951 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{ Plattensteifigkeit in x-Richtung mit } \nu=0$$

$$D_{22} := \frac{\left(E_0 \cdot \frac{I_{90}}{1\text{m}} \right)}{(1 - \nu^2)} = 882.716 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{ Plattensteifigkeit in y-Richtung mit } \nu=0$$

$$D_{12} := \sqrt{\nu^2 \cdot D_{11} \cdot D_{22}} = 0 \quad \dots \text{ Beeinflussung der Biegemomente durch Querdehnung}$$

$$\kappa_{\text{Drill}} := 0.65 \quad \dots \text{ Abminderung der Drillsteifigkeit nach Silly (2010) mit Berücksichtigung von Rissen (auf sicherer Seite)}$$

$$D_{33} := \frac{\left[\kappa_{\text{Drill}} \cdot G_0 \cdot \frac{(b \cdot t_{\text{ges}}^3)}{12} \right]}{1\text{m}} \quad \dots \text{ Drillsteifigkeit}$$

$$D_{33} = 37.375 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\kappa := 0.196 \quad k_z := \frac{1}{\kappa} = 5.102$$

... Richtwert des Schubkorrekturbeiwertes aus
Wallner-Novak (2018), Tab. 9-1
für 3-lagigen Aufbau

$$D_{44} := \kappa \cdot G_0 \cdot \frac{A_0}{1\text{m}}$$

... Schubsteifigkeit bei Querkraftbeanspruchung

$$D_{44} = 4.508 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$D_{55} := \kappa \cdot G_0 \cdot \frac{A_{90}}{1\text{m}}$$

$$D_{55} = 9.016 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Scheibensteifigkeiten der orthotropen Platte

Nach Dilly (2010) ist die Schubsteifigkeit von BSP bei Scheibenbeanspruchung zu reduzieren:

$$a := 205\text{mm}$$

... Breite der Einzelbretter (Annahme)

$$\alpha_{\text{FE}} := 0.32 \cdot \left(\frac{t_i}{a} \right)^{-0.77} = 1.296$$

... Anpassungsbeiwert infolge FEM-Untersuchung

$$G_S := \frac{G_0}{\left[1 + 6 \cdot \alpha_{\text{FE}} \left(\frac{t_i}{a} \right)^2 \right]} = 572.338 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

... reduzierte Schubsteifigkeit

$$0.75 \cdot G_0 = 517.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ermittlung der Scheibensteifigkeiten nach Wallner-Novak et al. (2013):

$$D_{66} := E_0 \cdot \frac{A_0}{1\text{m}} = 3.667 \times 10^5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

... Dehnsteifigkeit der Querlagen (x-Richtung)

$$D_{77} := E_0 \cdot \frac{A_{90}}{1\text{m}} = 7.333 \times 10^5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

... Dehnsteifigkeit der Decklagen (y-Richtung)

$$D_{88} := G_S \cdot \frac{A_{\text{brutto}}}{1\text{m}} = 5.723 \times 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

... Schubsteifigkeit

4. Material

Die Angabe des Materials ist notwendig, um das Eigengewicht der modellierten Wand zu berücksichtigen. Hier werden wie in Z-9.1-501, Abs. 3.2 Wert für das verwendete Vollholz gemäß DIN EN 338 verwendet.

Es wird ein Nadelholz der Festigkeitsklasse C24 (nach DIN EN 1995-1-1) gewählt:

| | | |
|---------------------|---------------------------------|----------------------------|
| Holz | Pappel und Nadelholz C14 | EN 1995-1-1:2009-10 |
| Material-Kategorie: | Pappel und Nadelholz C16 | EN 1995-1-1:2009-10 |
| Nadelholz | Pappel und Nadelholz C18 | EN 1995-1-1:2009-10 |
| Norm-Gruppe: | Pappel und Nadelholz C20 | EN 1995-1-1:2009-10 |
| EN | Pappel und Nadelholz C22 | EN 1995-1-1:2009-10 |
| Norm: | Pappel und Nadelholz C24 | EN 1995-1-1:2009-10 |
| EN 1995-1-1:2009-10 | Pappel und Nadelholz C27 | EN 1995-1-1:2009-10 |
| | Pappel und Nadelholz C30 | EN 1995-1-1:2009-10 |
| | Pappel und Nadelholz C35 | EN 1995-1-1:2009-10 |
| | Pappel und Nadelholz C40 | EN 1995-1-1:2009-10 |

Es ist zu beachten, dass das Material als orthotrop elastisch (2D) angenommen wird. Dies sollte im Programm berücksichtigt werden.

Bei Eingabe dieser Eigenschaft werden die Materialeigenschaften für jede Richtung abgefragt. Da eine kreuzweise Anordnung der Brettlagen vorliegt, hat das BSP-Element in jede Richtung die Steifigkeit einer Brettlage in Faserrichtung. Steifigkeiten quer zur Faser finden, wie oben aufgeführt, keine Berücksichtigung. Somit ergibt sich folgende Eingabe:

Materialmodell - Orthotrop elastisch 2D

Materialkennwerte

Elastizitätsmodul E_x : 1100.00 [kN/cm²]
 E_y : 1100.00 [kN/cm²]

Schubmodul G_{yz} : 6.90 [kN/cm²]
 G_{xz} : 69.00 [kN/cm²]
 G_{xy} : 69.00 [kN/cm²]

Querdehnungszahl ν_{xy} : 0.000 [-]
 ν_{yx} : 0.000 [-]

OK Abbrechen

Diese Eingabe wird im Programm aber nicht berücksichtigt, da die Steifigkeit bereits über die Definition der orthotropen Fläche zugewiesen wird.

Entscheidend bei der Materialauswahl ist hier lediglich die korrekte Wichte des Materials, über die sich das Programm das Eigengewicht der Wand ermittelt.

Material bearbeiten ✕

| Nr. | Farbe | Bezeichnung |
|-----|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 |   | Pappel und Nadelholz C24  |

Materialkennwerte

| | | | |
|------------------------|--------------|-----------------------------------------|-----------------------|
| Elastizitätsmodul | E: | <input type="text"/> | [kN/cm ²] |
| Schubmodul | G: | <input type="text"/> | [kN/cm ²] |
| Querdehnungszahl | ν : | <input type="text"/> | [-] |
| Spezifisches Gewicht | γ : | <input type="text" value="4.20"/> | [kN/m ³] |
| Wärmedehnzahl | α : | <input type="text" value="5.0000E-06"/> | [1/°C] |
| Teilsicherheitsbeiwert | γ_M : | <input type="text" value="1.30"/> | [-] |

Materialmodell



Kommentar



5 Tragfähigkeitsnachweise

5.1 Brettsperrholznachweise

Im Brettsperrholz sind die Mechanismen des Scheibenschubs sowie die Biegenachweise und Querschubnachweise infolge Plattenbeanspruchung zu erfüllen.

5.1.1 Scheibennachweise

Widerstandskennwerte:

- Schubwiderstand nach ETA-10/0241, A.4.1.4.1:

$$f_{V,k} := \min \left(3.5, 8.0 \cdot \frac{t_i}{t_{\text{ges}}} \right) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 2.67 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{V,d} := \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{M,H}} \cdot f_{V,k} = 2.05 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Torsionswiderstand nach JEITLER:

$$f_{T,k} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
$$f_{T,d} := \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{M,H}} \cdot f_{T,k} = 1.92 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Einwirkung:

- Schubspannung:

$$\tau_{xy,BSP,d} = 4.62 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Normalspannung:

$$\sigma_y,BSP,d = -223.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ermittlung der ideellen Ersatzdicke nach Augustin/Schickhofer:

$$\eta_{RVSE} := \eta_{\text{Schicht}} - 1 = 2 \quad \dots \text{Anzahl der Klebefläche bzw. RVSE}$$

- Ideelle Ersatzdicke:

Decklagen erhalten den Faktor 2

$$t_{i,\text{Ersatz}} := \min(2t_i, t_j) = 33.33 \cdot \text{mm}$$

Die Ersatzdicke ist für alle Klebeflächen aufgrund des dreischichtigen Aufbaus und der konstante Schichtdicken gleich.

- Gesamtersatzdicke:

$$t_{\text{ges,Ersatz}} := \eta_{RVSE} \cdot t_{i,\text{Ersatz}} = 66.67 \cdot \text{mm}$$

Nachweise:

- Schubnachweis nach Augustin/Schickhofer:

$$\frac{\left(2 \cdot n_{xy.BSP.d} \cdot \frac{1}{t_{ges.Ersatz}}\right)}{f_{v.d}} = 0.07 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- Torsionsnachweise nach Augustin/Schickhofer:

$$\frac{\left(3 \cdot n_{xy.BSP.d} \cdot \frac{1}{t_{ges.Ersatz}} \cdot \frac{t_i.Ersatz}{a}\right)}{f_{T.d}} = 0.02 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

5.1.2 Plattennachweise

Widerstandskennwerte:

- Biegefestigkeit:

$$f_{m.d} = 18.46 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Rollschubfestigkeit nach ETA-10/0241:

$$f_{R.d} = 0.54 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Einwirkung:

- Biegemoment auf BSP-Element:

$$m_{y.BSP.d} = -1.03 \text{ m} \cdot \frac{kN}{m}$$

$$M_{Ed} := m_{y.BSP.d} \cdot 1 \text{ m} = -1.03 \cdot kN \cdot m$$

- Querkraft auf BSP-Element:

$$v_{y.BSP.d} = 1.38 \cdot \frac{kN}{m} \quad V_{Ed} := v_{y.BSP.d} \cdot 1 \text{ m} = 1.38 \cdot kN$$

Nachweise:

- Nachweis der Randbiegespannung nach γ -Verfahren nach ETA-11/0241:

$$A_i := t_i \cdot 1 \text{ m} = 3.33 \times 10^4 \cdot mm^2 \quad \dots \text{ Querschnittsfläche einer Brettlage}$$

$$a_{S.y} = 33.33 \cdot mm \quad \dots \text{ Abstand des Schwerpunktes der Decklagen zum Gesamtschwerpunkt}$$

$$a_{S.x} = 0 \text{ m} \quad \dots \text{ Abstand des Schwerpunktes der Querlage zum Gesamtschwerpunkt}$$

$$h_q := t_i = 33.33 \cdot mm \quad \dots \text{ Dicke der einzelnen Lagen parallel zur Nebentragrichtung (Querlage)}$$

$$G_{R.mean} = 50 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \dots \text{ Rollschubmodul}$$

$$b := 1 \text{ m} \quad \dots \text{ Plattenbreite: 1 m}$$

Abminderungsbeiwerte:

$$\gamma_1 := \frac{1}{\left[1 + \frac{(\pi^2 E_{0,\text{mean}} \cdot A_i \cdot h_q)}{G_{R,\text{mean}} \cdot b \cdot h_W^2} \right]} = 0.79 \quad \dots \text{ für 1. Decklage}$$

$$\gamma_2 := 1.0 \quad \dots \text{ für Referenzquerschnitt (Querlage)}$$

$$\gamma_3 := \gamma_1 = 0.79 \quad \dots \text{ für 2. Decklage, da gleiches E-Modul und gleiche Stärke identisch zu Teilquerschnitt 1}$$

Effektives Flächenträgheitsmoment:

$$I_{\text{eff}} := 1\text{m} \cdot \frac{t_i^3}{12} + \gamma_1 \cdot A_i \cdot a_{S,y}^2 + 1\text{m} \cdot \frac{t_i^3}{12} + \gamma_2 \cdot A_i \cdot a_{S,x}^2 + 1\text{m} \cdot \frac{t_i^3}{12} + \gamma_3 \cdot A_i \cdot a_{S,x}^2$$

$$I_{\text{eff}} = 3.85 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

Nachweis nach ETA-11/0241, A.4.2: für Teilquerschnitt 1 und 3 identisch

$$\frac{\left[\frac{|M_{Ed}|}{I_{\text{eff}}} \left(\gamma_1 \cdot a_{S,y} + \frac{t_i}{2} \right) \right]}{f_{m,d}} = 0.06 \quad \begin{array}{l} \text{Nachweis erfüllt!} \\ \text{Sehr geringe Auslastung.} \end{array}$$

- Nachweis des Rollschubs nach ETA 11/02461:

Statisches Moment einer Decklagen:

$$S_{R,1} := A_i \cdot a_{S,y} = 1.11 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

Nachweis nach ETA-11/0241, A.4.2: für Teilquerschnitt 1 und 3 identisch

$$\frac{\left[\frac{(1.5 \cdot V_{Ed} \cdot \gamma_1 \cdot S_{R,1})}{I_{\text{eff}} \cdot 1\text{m}} \right]}{f_{R,d}} = 0.09 \quad \begin{array}{l} \text{Nachweis erfüllt!} \\ \text{Sehr geringe Auslastung.} \end{array}$$

5.2 Nachweis der Verbindungsmittelvarianten

5.2.1 Variante V0

Widerstandskennwerte:

- Herausziehwiderstand nach ETA-11/0190, A.2.3.2

$$F_{\text{ax.AVG.Rk}} := 7.04 \text{ kN}$$

- Lochleibung nach ETA-11/0190, A.2.2.4

$$f_{\text{h.AVG.k}} := 26.404 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Abscheren der Schrauben infolge vertikaler Beanspruchung nach DIN EN 1995-1-1, 8.2.2

$$F_{\text{v.AVG.Rk}} := 5.26 \text{ kN}$$

Einwirkung:

$$T_d = 14.1 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{ Längsschubkraft in der Fuge}$$

Nachweis:

- Nachweis auf Abscheren der Vollgewindeschrauben

$$n_{\text{AVG.ef}} := n_{\text{AVG}}^{0.9} = 54.51 \quad \dots \text{ wirksame Schraubenanzahl}$$

$$\frac{T_d}{n_{\text{AVG.ef}} \cdot F_{\text{v.AVG.Rk}} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}}} = 0.06 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

5.2.2 Variante V1

Widerstandskennwerte:

- Lochleibungsfestigkeit nach DIN EN 1995-1-1, 8.5.1.1, vorgebohrt (s. Abschnitt 3.2)

$$f_{h.Sfix.vb.k} := 25.87 \frac{N}{mm^2}$$

Gemäß ETA-10/0241, A.5.3 ist für Brettsper Holz unabhängig vom Winkel zur Holz faser für Verbindungsmittel in den Schmalseiten folgende Lochleibungs festigkeit anzusetzen:

$$f_{h.Sfix.BSP.k} := 7.3 \frac{N}{mm^2}$$

Maßgebende Lochleibungs festigkeit:

$$f_{h.Sfix.k} := \min(f_{h.Sfix.vb.k}, f_{h.Sfix.BSP.k}) = 7.3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Herauszieh widerstand nach EN 1995-1-1, 8.7.2 (4): siehe Abschnitt 3.2

$$F_{ax.Sfix.k} := 8.31 \text{ kN}$$

- Abscher widerstand nach DIN EN 1995-1-1, 8.2.3 (3): siehe Abschnitt 3.2

$$F_{v.Sfix.d} := 4.01 \text{ kN}$$

- Betondruckfestigkeit:

$$f_{c.B2.d} = 61.33 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Betonzugfestigkeit:

$$f_{ct.B2.d} = 5.6 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Biegezugfestigkeit:

$$f_{ctm.B2} = 15 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Widerstand gegen Hineindrücken der Schraube aus ETA-10/0241, A.5.3:

$$F_{ki.Rk} := 5.47 \text{ kN}$$

Einwirkungen:

- Längsschubkraft in der Fuge: $T_d = 14.1 \cdot \text{kN}$

- Längsschub je VM:
$$P_{l.V1.d} := \frac{T_d}{n_{Sfix}} = 391.67 \cdot \text{N}$$

- maximaler Querschub auf VM:

$$v_{y.F.d} = 1.14 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \dots \text{ Querkraft auf 1m-Plattenstreifen}$$

$$P_{q.d} := v_{y.F.d} \cdot b_B = 0.15 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{ Querkraft auf Betonquerschnitt}$$

- Biegemoment auf innenliegende Stütze:

$$m_{y.F.d} = -0.86 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad \dots \text{ Biegemoment auf 1m-Plattenstreifen}$$

$$M_{y.B.Ed} := m_{y.F.d} \cdot b_B = -0.11 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{ Biegemoment auf Betonquerschnitt}$$

Schraubenachweise

- Nachweis auf Abscheren der Schraube infolge vertikaler Beanspruchung

$$\frac{T_{90.d}}{n_{Sfix.ef} \cdot F_{v.Sfix.d}} \leq 1.0 \quad \alpha_{Sfix} = 45^\circ \quad \dots \text{ Neigung der VM}$$

$$T_{90.d} := T_d \cdot \sin(\alpha_{Sfix}) = 9.97 \cdot \text{kN} \quad F_{v.Sfix.d} = 4.01 \cdot \text{kN}$$

$$n_{Sfix.ef} := n_{Sfix}^{0.9} = 25.16 \quad n_{Sfix} = 36$$

$$\frac{T_{90.d}}{n_{Sfix.ef} \cdot F_{v.Sfix.d}} = 0.1 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- Nachweis auf Herausziehen der HBV-Schraube:

$$\frac{P_{l.0.V1.d}}{F_{ax.Sfix.d}} \leq 1.0 \quad P_{l.0.V1.d} := \frac{(T_d \cdot \cos(\alpha_{Sfix}))}{n_{Sfix}} = 276.95 \cdot \text{N}$$

... Kraft in Richtung der Schraubenachse je VM

$$\frac{P_{l.0.V1.d}}{F_{ax.Sfix.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{M.H}}} = 0.04 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- Nachweis der Zugfestigkeit der HBV-Schraube nach EN 1995-1-1, 8.7.2 (7):

$$\frac{P_{I.V1.0.d}}{f_{t.Sfix.d}} \leq 1.0$$

$$f_{t.Sfix.d} := \frac{f_{t.Sfix.k}}{\gamma_{M.S}} = 18.18 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{Zugfestigkeit der Schraube nach ETA-18/0264}$$

$$\frac{P_{I.0.V1.d}}{f_{t.Sfix.d}} = 0.02 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- Nachweis auf Hineindrücken des VM an aufdrückender Schraube:

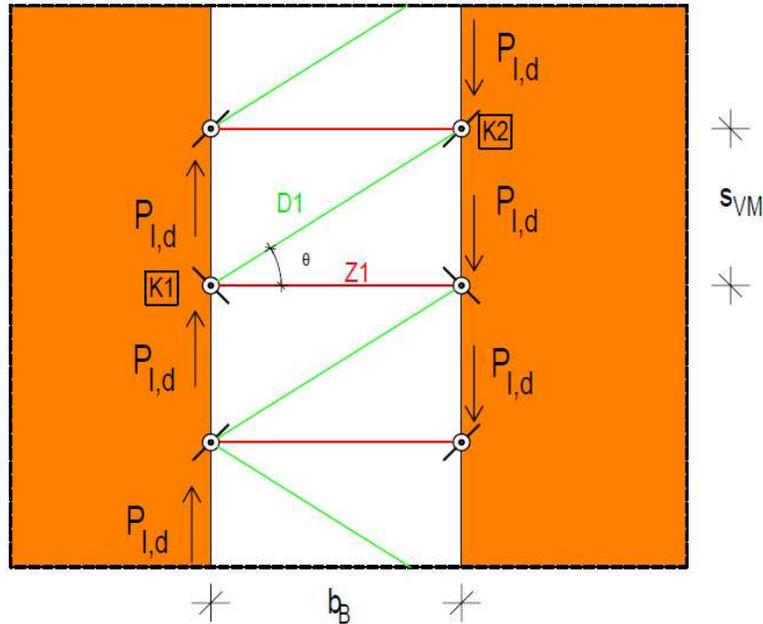
$$\frac{P_{I.0.V1.d}}{F_{ki..Rd}} \leq 1.0 \quad P_{I.0.V1.d} = 0.28 \cdot \text{kN}$$

$$F_{ki.d} := \frac{F_{ki.Rk}}{\gamma_{M.S}} = 4.97 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{P_{I.0.V1.d}}{F_{ki.d}} = 0.06 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Längsschubnachweise

- Stabwerkmodell:



$$\theta_1 := \operatorname{atan}\left(\frac{s_{VM} \cdot s_{fix}}{b_B}\right) = 31.61^\circ \quad \dots \text{ Druckstrebenwinkel}$$

$$P_{l,V1,d} = 391.67 \text{ N} \quad \dots \text{ Längsschubkraft je VM}$$

Strebenkräfte:

- Gleichgewicht am Knoten K1:

$$D_{1d} := \frac{P_{l,V1,d}}{\sin(\theta_1)} = 747.32 \cdot \text{N} \quad \dots \text{ Druckstrebenkraft D1}$$

$$Z_{1d} := D_{1d} \cdot \cos(\theta_1) = 636.46 \cdot \text{N} \quad \dots \text{ Zugstrebenkraft Z1}$$

Nachweis der Druckstrebe D1:

- Fläche am Knoten 1:

$$A_{D1.K1} := d_{Sfix} \cdot (l_{Sfix} \cdot B \cdot \sin(\alpha_{Sfix} + \theta_1)) = 364.8 \cdot \text{mm}^2$$

- Fläche am Knoten 2:

$$A_{D1.K2} := d_{Sfix} \cdot [l_{Sfix} \cdot B \cdot (\sin(\alpha_{Sfix} - \theta_1) + \tan(\theta_1) \cdot \cos(\alpha_{Sfix} - \theta_1))] = 311.35 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D1.K1.d} := \frac{D1_d}{A_{D1.K1}} = 2.05 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c.D1.K2.d} := \frac{D1_d}{A_{D1.K2}} = 2.4 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B2.red.d} := 0.75 \cdot f_{c.B2.d} = 46 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Nachweise:

Knoten 1:

$$\frac{\sigma_{c.D1.K1.d}}{f_{c.B2.red.d}} = 0.04$$

Knoten 2:

$$\frac{\sigma_{c.D1.K2.d}}{f_{c.B2.red.d}} = 0.05$$

Nachweise erfüllt.

Nachweis der Zugstrebe Z1:

Zugspannungsabtrag erfolgt über den Betonquerschnitt

- Fläche am Knoten 1:

$$A_{Z1.K1} := t_B \cdot s_{VM} \cdot S_{fix} = 4.8 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Fläche am Knoten 2:

$$A_{Z1.K2} := A_{Z1.K1} = 4.8 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung: $\sigma_{ct.Z1.K1.d} := \frac{Z1_d}{A_{Z1.K1}} = 0.13 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$

$$\sigma_{ct.Z1.K2.d} := \frac{Z1_d}{A_{Z1.K2}} = 0.13 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Betonzugfestigkeit:

$$f_{ct.B2.d} = 5.6 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

Knoten 1:

$$\frac{\sigma_{ct.Z1.K1.d}}{f_{ct.B2.d}} = 0.02$$

Knoten 2:

$$\frac{\sigma_{ct.Z1.K2.d}}{f_{ct.B2.d}} = 0.02$$

Nachweise erfüllt.

Nachweis der Lasteinleitung:

- Fläche am Knoten 1:

$$A_{VM.K1} := d_{Sfix} \cdot l_{Sfix.B} \cdot \cos(\alpha_{Sfix}) = 265.17 \cdot \text{mm}^2$$

- Fläche am Knoten 2:

$$A_{VM.K2} := A_{VM.K1} = 265.17 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.VM.K1.d} := \frac{P_{I.V1.d}}{A_{VM.K1}} = 1.48 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c.VM.K2.d} := \frac{P_{I.V1.d}}{A_{VM.K2}} = 1.48 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit:

$$f_{c.B2.red.d} = 46 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

Knoten 1:

$$\frac{\sigma_{c.VM.K1.d}}{f_{c.B2.red.d}} = 0.03$$

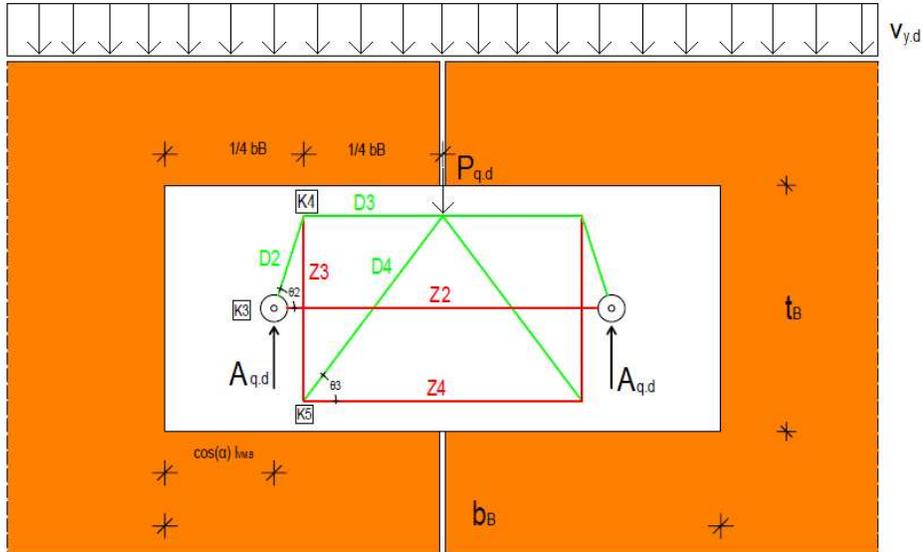
Knoten 2:

$$\frac{\sigma_{c.VM.K2.d}}{f_{c.B2.red.d}} = 0.03$$

Nachweise erfüllt.

Querschubnachweise

Stabwerkmodell:



$$\theta_2 := \operatorname{atan} \left[\frac{\frac{1}{2}(t_B - 2 \cdot c_{\text{nom}})}{\frac{1}{4} \cdot b_B} \right] = 37.57^\circ \quad \theta_3 := \operatorname{atan} \left[\frac{(t_B - 2 \cdot c_{\text{nom}})}{\left(\frac{1}{4} \cdot b_B\right)} \right] = 56.98^\circ$$

$$P_{q,d} = 148.2 \text{ N} \quad A_{q,d} := \frac{P_{q,d}}{2} = 74.1 \text{ N}$$

Strebenkräfte:

- Gleichgewicht am Knoten 3:

$$D2_d := \frac{A_{q,d}}{\sin(\theta_2)} = 121.53 \text{ N}$$

$$Z2_d := D2_d \cdot \cos(\theta_2) = 96.33 \text{ N}$$
- Gleichgewicht am Knoten 4:

$$Z3_d := D2_d \cdot \cos(90^\circ - \theta_2) = 74.1 \text{ N}$$

$$D3_d := D2_d \cdot \sin(90^\circ - \theta_2) = 96.33 \text{ N}$$
- Gleichgewicht am Knoten 5:

$$D4_d := \frac{Z3_d}{\sin(\theta_3)} = 88.38 \text{ N}$$

$$Z4_d := D4_d \cdot \cos(\theta_3) = 48.17 \text{ N}$$

Nachweis der Druckstrebe D2:

- Fläche:

$$A_{D2} := \frac{(I_{Sfix} \cdot B \cdot \cos(\alpha_{Sfix}))}{\sin(\theta_2)} \cdot d_{Sfix} = 434.9 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D2.d} := \frac{D2_d}{A_{D2}} = 0.28 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B2.red.d} = 46 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c.D2.d}}{f_{c.B2.red.d}} = 6.07 \times 10^{-3}$$

Nachweis der Druckstrebe D3:

- Fläche:

$$A_{D3} := \frac{(I_{Sfix} \cdot B \cdot \cos(\alpha_{Sfix}))}{\tan(\theta_2)} \cdot d_{Sfix} = 344.71 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D3.d} := \frac{D3_d}{A_{D3}} = 0.28 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B2.red.d} = 46 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c.D3.d}}{f_{c.B2.red.d}} = 6.07 \times 10^{-3}$$

Nachweis erfüllt!

Nachweis der Druckstrebe D4:

- Fläche:
$$A_{D4} := \frac{(l_{Sfix} \cdot B \cdot \cos(\alpha_{Sfix}))}{\sin(\theta_3)} \cdot d_{Sfix} = 316.26 \cdot \text{mm}^2$$
- Betonspannung:
$$\sigma_{c.D4.d} := \frac{D4_d}{A_{D4}} = 0.28 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
- Betondruckfestigkeit: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten
$$f_{c.B2.red.d} = 46 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
- Nachweis:
$$\frac{\sigma_{c.D4.d}}{f_{c.B2.red.d}} = 6.07 \times 10^{-3} \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis der Zugstrebe Z2:

Die Zugstrebe wird von den Schrauben und dem Beton abgetragen.

- Zugfestigkeit der Schraube: $f_{t.Sfix.d} = 18.18 \cdot \text{kN}$
- Nachweis:
$$\frac{Z2_d}{f_{t.Sfix.d}} = 5.3 \times 10^{-3}$$

Nachweis erfüllt!
- Fläche
$$A_{Z2.V1} := l_{Sfix} \cdot B \cdot \cos(\alpha_{Sfix}) \cdot d_{Sfix} = 265.17 \cdot \text{mm}^2$$
- Zugspannung:
$$\sigma_{ct.Z2.d} := \frac{Z2_d}{A_{Z2.V1}} = 0.36 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
- Betonzugfestigkeit:
$$f_{ct.B2.d} = 5.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
- Nachweis der Betonzugfestigkeit:
$$\frac{\sigma_{ct.Z2.d}}{f_{ct.B2.d}} = 0.06$$

Nachweis erfüllt!

Nachweis der Zugstrebe Z3: keine Querkraftbewehrung → Betonzugfestigkeit

- Fläche: $A_{Z3} := (I_{Sfix} \cdot B \cdot \cos(\alpha_{Sfix})) \cdot d_{Sfix} = 265.17 \cdot \text{mm}^2$
- Betonspannung: $\sigma_{ct.Z3.d} := \frac{Z3_d}{A_{Z3}} = 0.28 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- Betonzugfestigkeit: $f_{ct.B2.d} = 5.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- Nachweis: $\frac{\sigma_{ct.Z3.d}}{f_{ct.B2.d}} = 0.05$ Nachweis erfüllt!

Nachweis der Zugstrebe Z4:

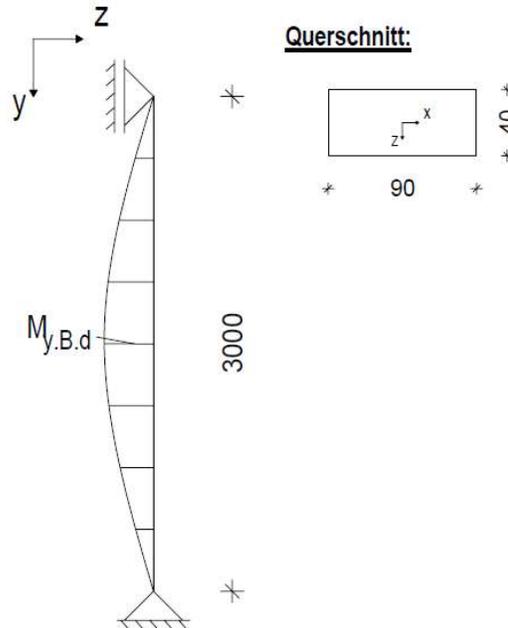
- Fläche: $A_{Z4} := \frac{(I_{Sfix} \cdot \cos(\alpha_{Sfix}))}{\tan(\theta_3)} \cdot d_{Sfix} = 517.07 \cdot \text{mm}^2$
- Betonspannung: $\sigma_{ct.Z4.d} := \frac{Z4_d}{A_{Z4}} = 0.09 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- Betonzugfestigkeit: $f_{ct.B2.d} = 5.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- Nachweis: $\frac{\sigma_{ct.Z4.d}}{f_{ct.B2.d}} = 0.02$ Nachweis erfüllt!

Nachweis der Lasteinleitung:

- Fläche: $A_{VM.V1} := I_{Sfix} \cdot B \cdot \cos(\alpha_{Sfix}) \cdot d_{Sfix} = 265.17 \cdot \text{mm}^2$
- Betonspannung: $\sigma_{c.VM.V1.d} := \frac{P_{q,d}}{A_{VM.V1}} = 0.56 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- Betondruckfestigkeit: $f_{c.B2.red.d} = 46 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- Nachweis: $\frac{\sigma_{c.VM.V1.d}}{f_{c.B2.red.d}} = 0.01$ Nachweis erfüllt!

Betonbiegenachweis

Im Falle eines Versagens der Holznutflanken ist die Tragfähigkeit des Betonquerschnitts gegen über einer Biegung infolge Windbelastung auf die Wandfläche nachzuweisen. Der Betonquerschnitt wird als Stütze mit den angenommenen Abmessungen aus Abschnitt 2.4 angenommen.



Der Betonstütze werden nur Biegemomente zugewiesen. Die Vertikallasten aus dem Etagenaufbau werden von der BSP-Wand abgetragen. Es erfolgt der Nachweis der Biegung eines rechteckigen Betonquerschnitts ohne Längskraft. Aufgrund der fehlenden Bewehrung wird zur Übertragung der Biegezugspannung die Biegezugfestigkeit des Betons angesetzt.

Ermittlung der Randzugspannung infolge Moment:

$$W_B := \frac{b_B \cdot t_B^2}{6} = 78 \cdot \text{cm}^3$$

Widerstandsmoment des Betonquerschnitts

$$\sigma_{ct.V1.d} := \frac{|M_{y.B.Ed}|}{W_B} = 1.43 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Biegezugspannung am Querschnittsrand

Betonbiegezugspannung:

$$f_{ctm.B2} = 15 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{ct.V1.d}}{f_{ctm.B2}} = 0.1$$

Nachweis erfüllt!

5.2.3 Variante V2

Die Auswahl der Verbindungsmittelanzahl und -abstände erfolgt identisch zu Variante V1. Aufgrund der Einlage einer textilen Bewehrung wird zusätzlich die erforderliche Bewehrung ermittelt und nachgewiesen. Die Nachweise der Schrauben und des Längsschubs erfolgt identisch zur Variante V1, siehe Abschnitt 3.2.

Widerstandskennwerte:

- Lochleibungsfestigkeit nach DIN EN 1995-1-1, 8.5.1.1, vorgebohrt

$$f_{h.Sfix.k} = 7.3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Herausziehwiderstand nach EN 1995-1-1, 8.7.2 (4):

$$F_{ax.Sfix.k} = 8.31 \cdot kN$$

- Abscherwiderstand nach DIN EN 1995-1-1, 8.2.3 (3)

$$F_{v.Sfix.d} = 4.01 \cdot kN$$

- Zugfestigkeit der HBV-Schraube:

$$f_{t.Sfix.d} = 18.18 \cdot kN$$

- Betondruckfestigkeit für V1/10:

$$f_{c.B1.d} = 42.67 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Zugfestigkeit eines Faserstrangs:

$$f_{t.tex.d} = 1.24 \times 10^3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Widerstand gegen Hinendrücken der Schraube aus ETA-10/0241, A.5.3:

$$F_{ki.Rk} = 5.47 \cdot kN$$

Einwirkung:

$$T_d = 14.1 \cdot kN \quad \dots \text{Längsschubkraft in der Fuge}$$

$$M_{y.B.Ed} = -0.11 \cdot kN \cdot m \quad \dots \text{Biegemoment auf Betonquerschnitt}$$

Schraubenanordnung: wie Variante V1

| | |
|-------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| $n_{\text{Sfix}} = 36$ | ... zulässige VM-Anzahl |
| $s_{\text{VM.Sfix}} = 80 \cdot \text{mm}$ | ... VM-Abstand in Lastrichtung |
| $a_{\text{HBV.R.H}} = 90 \cdot \text{mm}$ | ... Abstand zum belasteten Rand in Lastrichtung |

Schraubennachweise

- Nachweis auf Abscheren der Verbindungsmittel infolge vertikaler Beanspruchung:

$$\frac{T_{90.d}}{n_{\text{Sfix.ef}} \cdot F_{\text{v.Sfix.Rd}}} \leq 1.0 \quad T_{90.d} = 9.97 \cdot \text{kN} \quad F_{\text{v.Sfix.d}} = 4.01 \cdot \text{kN}$$
$$n_{\text{Sfix.ef}} = 25.16 \quad n_{\text{Sfix}} = 36$$

$$\frac{T_{90.d}}{n_{\text{Sfix.ef}} \cdot F_{\text{v.Sfix.d}}} = 0.1 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- Nachweis auf Herausziehen des Verbindungsmittels:

$$\frac{P_{\text{I.0.V2.d}}}{F_{\text{ax.HBV.Rd}}} \leq 1.0 \quad \text{Längsschubkraft parallel zur Schraubenachse:}$$
$$P_{\text{I.0.V2.d}} := P_{\text{I.0.V1.d}} = 276.95 \text{ N}$$

$$\frac{P_{\text{I.0.V2.d}}}{F_{\text{ax.Sfix.k}} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M.H}}}} = 0.04 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- Nachweis der Zugfestigkeit der HBV-Schraube nach EN 1995-1-1, 8.7.2 (7):

$$\frac{P_{\text{I.V1.0.d}}}{f_{\text{t.Sfix.d}}} \leq 1.0 \quad f_{\text{t.Sfix.d}} := \frac{f_{\text{t.Sfix.k}}}{\gamma_{\text{M.S}}} = 18.18 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{P_{\text{I.0.V1.d}}}{f_{\text{t.Sfix.d}}} = 0.02 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

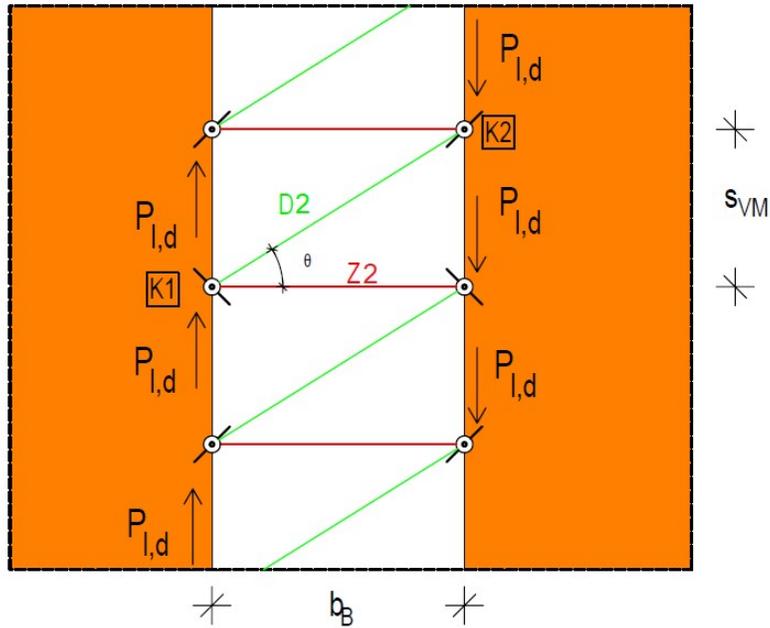
- Nachweis auf Hineindrücken des VM an aufdrückender Schraube:

$$\frac{P_{\text{I.0.d}}}{F_{\text{ki..Rd}}} \leq 1.0$$

$$\frac{P_{\text{I.0.V2.d}}}{F_{\text{ki.d}}} = 0.06 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Längsschubnachweise

Stabwerkmodell: wie Variante V1



$$\theta_1 = 31.61^\circ$$

... Druckstrebenwinkel

$$P_{l,V2,d} := P_{l,V1,d} = 391.67 \text{ N}$$

... Längsschubkraft je VM

Strebenkräfte:

$$D1_d = 747.32 \cdot \text{N}$$

$$Z1_d = 636.46 \cdot \text{N}$$

Nachweis der Druckstrebe D1:

- Fläche am Knoten 1: $A_{D1.K1} = 364.8 \cdot \text{mm}^2$
- Fläche am Knoten 2: $A_{D1.K2} = 311.35 \cdot \text{mm}^2$
- Betonspannung: $\sigma_{c,D1.K1,d} = 2.05 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
 $\sigma_{c,D1.K2,d} = 2.4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

- Betondruckfestigkeit: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B1.red.d} := 0.75 \cdot f_{c.B1.d} = 32 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Nachweis:

Knoten 1:

$$\frac{\sigma_{c.D1.K1.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 0.06$$

Knoten 2:

$$\frac{\sigma_{c.D1.K2.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 0.08$$

Betonnachweise erfüllt.

Nachweis der Zugstrebe Z1:

Zugspannungsabtrag erfolgt über die Textilbewehrung

- erforderliche Bewehrungsfläche:

$$A_{\text{tex.ef.Z1}} := \frac{Z1_d}{f_{t.tex.d}} = 0.51 \cdot mm^2$$

$$a_{l.tex.erf} := \frac{A_{\text{tex.ef.Z1}}}{s_{VM.Sfix}} = 6.4 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

- vorhandene Bewehrungsfläche: solidian GRID Q85/85-CCE-21

2 Textillege entsprechen 2 Bewehrungslagen im Zugbereich:

$$a_{l.tex} = 85 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

$$a_{l.tex.vorh.} := 2 \cdot a_{l.tex} = 170 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

- Ausnutzungsgrad:

$$\frac{a_{l.tex.vorh.}}{a_{l.tex.erf}} = 26.55$$

Nachweise erfüllt, aber ca. 27-fache Überdimensionierung

- Ausnutzungsgrad:

$$\frac{a_{l.tex.erf}}{a_{l.tex.vorh.}} = 0.04$$

Nachweis der Lasteinleitung:

- Fläche am Knoten 1: $A_{VM.K1} = 265.17 \cdot \text{mm}^2$

- Fläche am Knoten 2: $A_{VM.K2} = 265.17 \cdot \text{mm}^2$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.VM.K1.d} = 1.48 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c.VM.K2.d} = 1.48 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit:

$$f_{c.B1.red.d} = 32 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

Knoten 1:

$$\frac{\sigma_{c.VM.K1.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 0.05$$

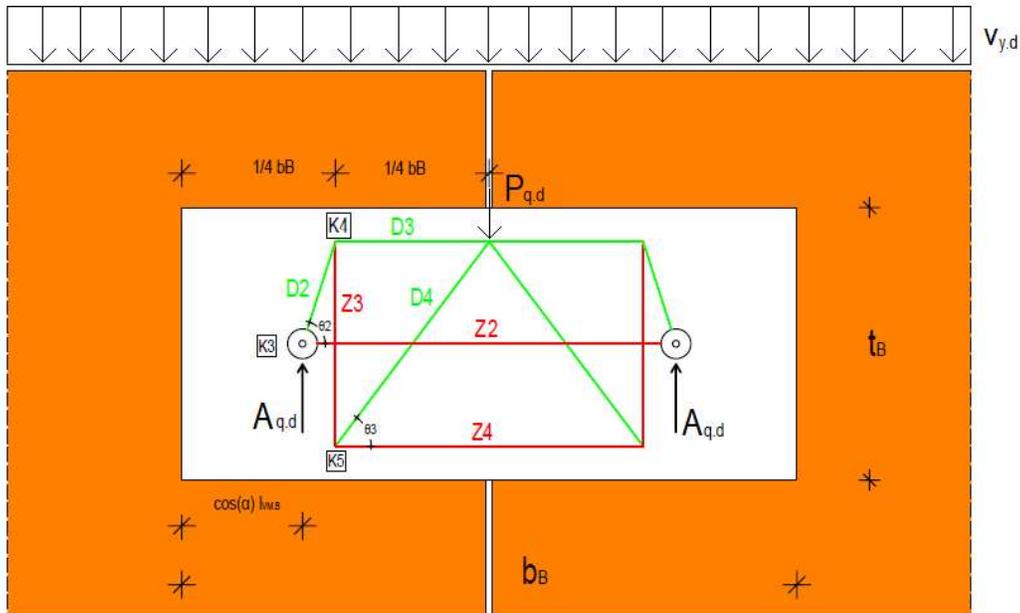
Knoten 2:

$$\frac{\sigma_{c.VM.K2.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 0.05$$

Betonnachweise erfüllt.

Querschubnachweise:

Stabwerkmodell: wie Variante V1



$$\theta_2 = 37.57^\circ \quad \theta_3 = 56.98^\circ \quad P_{q,d} = 148.2 \text{ N} \quad A_{q,d} := \frac{P_{q,d}}{2} = 74.1 \text{ N}$$

Strebenkräfte:

$$D2_d = 0.12 \cdot \text{kN} \quad D3_d = 0.1 \cdot \text{kN} \quad D4_d = 0.09 \cdot \text{kN}$$

$$Z2_d = 0.1 \cdot \text{kN} \quad Z3_d = 0.07 \cdot \text{kN} \quad Z4_d = 0.05 \cdot \text{kN}$$

Nachweis der Druckstrebe D2:

- Fläche: Ausbildung im Einwirkungsbereich eines Faserstrangs der Bewehrungslage

$$A_{D2.V2} := \frac{(l_{Sfix} \cdot B \cdot \cos(\alpha_{Sfix}))}{\sin(\theta_2)} \cdot (d_{Sfix}) = 434.9 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D2.V2.d} := \frac{D2_d}{A_{D2.V2}} = 0.28 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B1.red.d} = 32 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis: $\frac{\sigma_{c.D2.V2.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 8.73 \times 10^{-3}$

Nachweis erfüllt!

Nachweis der Druckstrebe D3:

- Fläche: Ausbildung im Einwirkungsbereich eines Faserstrangs der Bewehrungslage

$$A_{D3.V2} := \frac{(l_{Sfix.B} \cdot \cos(\alpha_{Sfix}))}{\tan(\theta_2)} \cdot d_{Sfix} = 344.71 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D3.V3.d} := \frac{D3_d}{A_{D3.V2}} = 0.28 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B1.red.d} = 32 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c.D3.V3.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 8.73 \times 10^{-3} \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis der Druckstrebe D4:

- Fläche: $A_{D4.V2} := \frac{(l_{Sfix.B} \cdot \cos(\alpha_{Sfix}))}{\sin(\theta_3)} \cdot d_{Sfix} = 316.26 \cdot \text{mm}^2$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D4.V2.d} := \frac{D4_d}{A_{D4.V2}} = 0.28 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B1.red.d} = 32 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c.D4.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 8.73 \times 10^{-3} \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis der Zugstrebe Z2:

Die Zugstrebe wird von den Schrauben und dem Textil abgetragen.

- Zugfestigkeit der HBV-Schraube:

$$f_{t.Sfix.d} = 18.18 \cdot \text{kN}$$

- Nachweis:

$$\frac{Z_{2d}}{f_{t.Sfix.d}} = 5.3 \times 10^{-3} \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- erforderliche Bewehrungsfläche:

$$A_{\text{erf.Z2.V2}} := \frac{Z_{2d}}{f_{t.tex.d}} = 0.08 \cdot \text{mm}^2$$

- vorhandene Bewehrungsfläche:

--> 2 Textilgelege entsprechen 2 Bewehrungslagen in der Zugzone

$$A_{\text{vorh.Z2.V2}} := 2 \cdot A_{\text{tex}} = 3.62 \cdot \text{mm}^2$$

- Ausnutzungsgrad:

$$\frac{A_{\text{vorh.Z2.V2}}}{A_{\text{erf.Z2.V2}}} = 46.68 \quad \frac{A_{\text{erf.Z2.V2}}}{A_{\text{vorh.Z2.V2}}} = 0.02 \quad \text{Nachweis erfüllt, aber deutlich überdimensioniert!}$$

Nachweis der Zugstrebe Z3:

Abtragung über Betonzugfestigkeit, da keine Querkraftbewehrung eingelegt wird.

- Fläche:

$$A_{Z3.V2} := l_{Sfix.B} \cdot \cos(\alpha_{Sfix}) \cdot d_{Sfix} = 265.17 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{\text{ct.Z3.V2.d}} := \frac{Z_{3d}}{A_{Z3.V2}} = 0.28 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Betonzugfestigkeit:

$$f_{\text{ct.B1.d}} = 2.99 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{\text{ct.Z3.V2.d}}}{f_{\text{ct.B1.d}}} = 0.09 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis der Zugstrebe Z4:

- erforderliche Bewehrungsfläche

$$A_{\text{erf.Z4.V2}} := \frac{Z4_d}{f_{t.\text{tex.d}}} = 0.04 \cdot \text{mm}^2$$

- vorhandene Bewehrungsfläche einer Lage

$$A_{\text{vorh.V2}} := A_{\text{tex}} = 1.81 \cdot \text{mm}^2$$

- Ausnutzungsgrad:

$$\frac{A_{\text{vorh.V2}}}{A_{\text{erf.Z4.V2}}} = 46.68$$

Nachweis erfüllt, aber deutlich überdimensioniert!

$$\frac{A_{\text{erf.Z4.V2}}}{A_{\text{vorh.V2}}} = 0.02$$

Nachweis der Lasteinleitung:

- Fläche:

$$A_{\text{VM.V2}} := I_{\text{Sfix.B}} \cdot \cos(\alpha_{\text{Sfix}}) \cdot d_{\text{Sfix}} = 265.17 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{\text{c.VM.V2.d}} := \frac{P_{\text{q.d}}}{A_{\text{VM.V2}}} = 0.56 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit:

$$f_{\text{c.B1.red.d}} = 32 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{\text{c.VM.V2.d}}}{f_{\text{c.B1.red.d}}} = 0.02 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Betonbiegenachweis

Im Falle eines Versagens der Holznutflanken ist die Tragfähigkeit des Betonquerschnitts gegenüber einer Biegung infolge Windbelastung auf die Wandfläche nachzuweisen. Der Betonquerschnitt wird als Stütze mit den angenommenen Abmessungen aus Abschnitt 2.4 angenommen, s. Variante 1.

Der Betonstütze werden nur Biegemomente zugewiesen. Die Vertikallasten aus dem Etagenaufbau werden von der BSP-Wand abgetragen. Es erfolgt der Nachweis der Biegung eines rechteckigen Betonquerschnitts ohne Längskraft. Zur Übertragung der Biegezugspannung wird die Zugfestigkeit des Betons (5%-Fraktilwert) angesetzt.

Zugfestigkeit eines Faserstrangs:

$$F_{t,\text{tex.d}} = f_{t,\text{tex.d}} \cdot A_{\text{tex}} \cdot k_{0,\alpha}$$

$$f_{t,\text{tex.d}} = 1.24 \times 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{\text{tex}} = 1.81 \cdot \text{mm}^2$$

$$k_{0,\alpha} := 1.0 \quad \dots \text{ Faktor zur Berücksichtigung von schiefwinkliger Beanspruchung mit } \alpha = 0^\circ$$

(Annahme)

$$F_{t,\text{tex.d}} := f_{t,\text{tex.d}} \cdot A_{\text{tex}} \cdot k_{0,\alpha} = 2.25 \cdot \text{kN}$$

Biegezugfestigkeit des Textilbetons:

Annahme: Eine Bewehrungslage in der Zugzone vorhanden.

$$M_{\text{Rd}} = F_{t,\text{tex.d}} \cdot z_{\text{tex}} \cdot n_{\text{tex}}$$

$$z_{\text{tex}} := 0.9 \cdot (t_{\text{B}} - 2 \cdot c_{\text{nom}}) = 45 \cdot \text{mm} \quad \dots \text{ innerer Hebelarm}$$

$$n_{\text{tex}} := \frac{(b_{\text{B}} - 2c_{\text{nom}})}{a_{\text{tex}}} = 5.71 \quad \dots \text{ Anzahl der Faserstränge über die Betonbreite}$$

$$M_{\text{Rd}} := F_{t,\text{tex.d}} \cdot z_{\text{tex}} \cdot n_{\text{tex}} = 0.58 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Nachweis:

$$\frac{|M_{y,\text{B.Ed}}|}{M_{\text{Rd}}} = 0.19$$

Nachweis erfüllt!

INCA2:

Textilspannung

Betondruckzone

$$\sigma_{\text{tex.Eds}} := 2.61 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{B.Eds}} := 0.72 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{\text{tex.Eds}}}{f_{t,\text{tex.d}}} = 2.1 \times 10^{-3}$$

$$\frac{\sigma_{\text{B.Eds}}}{f_{c,\text{B1.red.d}}} = 0.02$$

Nachweise erfüllt!

5.2.4 Variante V3

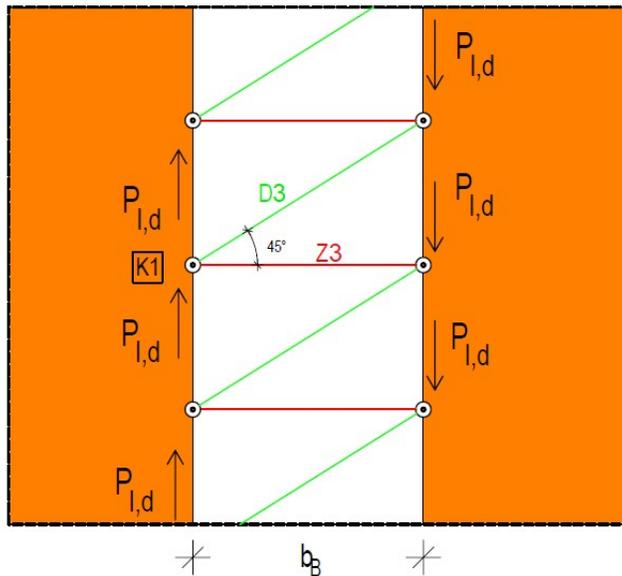
Widerstandskennwerte:

- Betondruckfestigkeit V1/10: $f_{c.B1.d} = 42.67 \cdot \frac{N}{mm^2}$
- Zugfestigkeit eines Faserstrangs: $f_{t.tex.d} = 1.24 \times 10^3 \cdot \frac{N}{mm^2}$
- Annahme Verbundfestigkeit eines Faserstrangs nach Z-31.10.182: $T_{b.tex.d} = 21.67 \cdot \frac{N}{mm}$

Längsschubnachweise

Stabwerkmodell:

Die Lasteinleitung erfolgt an den Faserstrangkreuzen, die im 45°-Winkel zur Längsschubkraft eingeklebt werden. Ein Überkreuzungspunkt der Faserstränge wird demnach als ein Verbindungsmittel betrachtet. Der Abstand der Lasteinleitungspunkte resultiert zwar aus der Maschenweite des Textils. Jedoch erfolgt die Ausbildung des Stabwerkmodells analog zu den Varianten V1 und V2 mit einem Druckstrebenwinkel von 90°. Aufgrund der quadratischen Bewehrungsgeometrie und der schrägen Einkerbung der textilen Gelege bildet sich bei der Lasteinleitung ein Winkel zur Fuge von 45° aus.



$$\theta_{3.LE} := 45^\circ$$

$$\theta_4 := \theta_{3.LE} = 45^\circ$$

$$a_{tex} = 21 \cdot mm$$

$$a_{LE} := a_{tex} = 21 \cdot mm$$

$$s_{LE} := \frac{b_B}{\tan(\theta_{3.LE})} = 130 \cdot mm$$

$$n_{FS.V3} := \left(\frac{s_{LE}}{a_{tex}} \right) - 1 = 5.19$$

$$n_{xy.V3.d} := \frac{T_d}{h_W} = 4.7 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$P_{l.V3.LE.d} := n_{xy.V3.d} \cdot s_{LE} = 611 \cdot N \quad \dots \text{Längsschubkraft je Lasteinleitung unter } 45^\circ$$

$$P_{l.V3.d} := n_{xy.V3.d} \cdot a_{tex} = 98.7 \cdot N \quad \dots \text{Längsschubkraft je Faserstrang}$$

Strebenkräfte:

- Gleichgewicht am Knoten K1: $D5_d := \frac{P_{I.V3.LE.d}}{\sin(\theta_{3.LE})} = 864.08 \cdot N$... Druckstrebenkraft D5 für Variante V3

Nachweis der Zugstrebe Z2:

$$Z5_d := \frac{D5_d}{(n_{FS.V3} + 1)} \cdot \cos(\theta_{3.LE}) = 98.7 \cdot N$$

- erforderliche Bewehrungsfläche:

$$A_{\text{erf.tex.V3}} := \frac{Z5_d}{f_{t.tex.d}} = 0.08 \cdot \text{mm}^2$$

$$a_{\text{erf.l.tex.V3}} := \frac{A_{\text{erf.tex.V3}}}{a_{\text{tex}}} = 3.78 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

- vorhandene Bewehrungsfläche:

Eine Bewehrungslage: solidian GRID Q85/95-CCE-21

$$a_{\text{vorh.l.tex.V3}} := a_{l.tex} = 85 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

- Ausnutzungsgrad

$$\frac{a_{\text{vorh.l.tex.V3}}}{a_{\text{erf.l.tex.V3}}} = 22.47$$

Nachweis ist erfüllt, aber deutlich überdimensioniert!

$$\frac{a_{\text{erf.l.tex.V3}}}{a_{\text{vorh.l.tex.V3}}} = 0.04$$

Nachweis der Druckstrebe D5:

- Strebenfläche (bildet sich im gesamten Betonquerschnitt aus):

$$A_{D5} := \left(\frac{a_{LE}}{\cos(\theta_{3.LE})} \right) \cdot t_B = 1.78 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D5.d} := \frac{D5_d}{A_{D5}} = 0.48 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B1.red.d} = 32 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

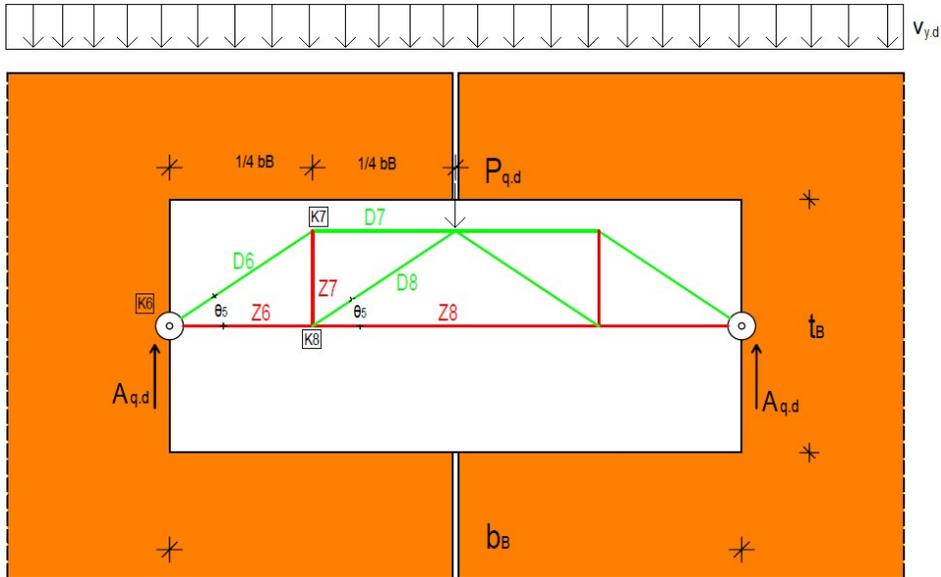
- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c.D5.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 0.02$$

Nachweis erfüllt!

Querschubnachweis

Stabwerkmodell:



$$\theta_5 := \operatorname{atan}\left(\frac{\frac{1}{2} \cdot t_B - c_{\text{nom}}}{\frac{1}{4} b_B}\right) = 37.57^\circ$$

$$P_{q,d} = 148.2 \text{ N}$$

$$A_{q,d} := \frac{P_{q,d}}{2} = 74.1 \text{ N}$$

Strebenkräfte:

- Gleichgewicht am Knoten 6:

$$D6_d := \frac{A_{q,d}}{\sin(\theta_5)} = 121.53 \text{ N}$$

$$Z6_d := D6_d \cdot \cos(\theta_5) = 96.33 \text{ N}$$
- Gleichgewicht am Knoten 7:

$$D7_d := D6_d \cdot \sin(90 - \theta_5) = 119.32 \text{ N}$$

$$Z7_d := D6_d \cdot \cos(90 - \theta_5) = 23.08 \text{ N}$$
- Gleichgewicht am Knoten 8:

$$D8_d := \frac{Z7_d}{\sin(\theta_5)} = 37.86 \text{ N}$$

$$Z8_d := Z6_d + D8_d \cdot \sin(\theta_5) = 119.41 \text{ N}$$

Nachweis der Druckstrebe D6:

- Fläche: Ausbildung im Bereich der Faserstränge

$$A_{D6} := \frac{d_{\text{tex}}}{\cos(\theta_5)} \cdot a_{\text{tex}} = 40.22 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D6.d} := \frac{D6_d}{A_{D6}} = 3.02 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit

$$f_{c.B1.d} = 42.67 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c.D6.d}}{f_{c.B1.d}} = 0.07 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis der Druckstrebe D7:

- Fläche: Ausbildung im Bereich der Faserstränge

$$A_{D7} := d_{\text{tex}} \cdot a_{\text{tex}} = 31.88 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D7.d} := \frac{D7_d}{A_{D7}} = 3.74 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit

$$f_{c.B1.d} = 42.67 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c.D7.d}}{f_{c.B1.d}} = 0.09 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis Druckstrebe D8:

- Fläche:

$$A_{D8} := \frac{d_{\text{tex}}}{\cos(\theta_5)} \cdot a_{\text{tex}} = 40.22 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D8.d} := \frac{D8_d}{A_{D8}} = 0.94 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit:

$$f_{c.B1.d} = 42.67 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c.D8.d}}{f_{c.B1.d}} = 0.02 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis der Zugstrebe Z6:

- erforderliche Bewehrung: $A_{\text{erf.tex.Z6}} := \frac{Z6_d}{f_{t,\text{tex.d}}} = 0.08 \cdot \text{mm}^2$

- vorhandene Bewehrung: $A_{\text{vorh.tex.Z6}} := A_{\text{tex}} = 1.81 \cdot \text{mm}^2$

- Ausnutzungsgrad: $\frac{A_{\text{vorh.tex.Z6}}}{A_{\text{erf.tex.Z6}}} = 23.34$

Nachweis erfüllt, aber
deutlich überdimensioniert!

$$\frac{A_{\text{erf.tex.Z6}}}{A_{\text{vorh.tex.Z6}}} = 0.04$$

Nachweis der Zugstrebe Z7:

Da keine Querkraftbewehrung eingelegt wird, muss die Zugstrebe über den Beton abgetragen werden.

- Fläche: $A_{Z8} := \frac{a_{\text{tex}}}{\cos(\theta_5)} \cdot \tan(\theta_5) \cdot a_{\text{tex}} = 427.98 \cdot \text{mm}^2$

- Betonspannung: $\sigma_{\text{ct.Z8.d}} := \frac{Z8_d}{A_{Z8}} = 0.28 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

- Betonzugfestigkeit: $f_{\text{ct.B1.d}} = 2.99 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

- Nachweis: $\frac{\sigma_{\text{ct.Z8.d}}}{f_{\text{ct.B1.d}}} = 0.09$ Nachweis erfüllt!

Nachweis der Zugstrebe Z8:

- erforderliche Bewehrung: $A_{\text{erf.tex.Z8}} := \frac{Z8_d}{f_{t,\text{tex.d}}} = 0.1 \cdot \text{mm}^2$

- vorhandene Bewehrung: $A_{\text{vorh.tex.Z8}} := A_{\text{tex}} = 1.81 \cdot \text{mm}^2$

- Ausnutzungsgrad: $\frac{A_{\text{vorh.tex.Z8}}}{A_{\text{erf.tex.Z8}}} = 18.83$

Nachweis erfüllt, aber
deutlich überdimensioniert!

$$\frac{A_{\text{erf.tex.Z8}}}{A_{\text{vorh.tex.Z8}}} = 0.05$$

Betonbiegenachweis

Im Falle eines Versagens der Holznutflanken ist der Widerstand gegenüber Biegung infolge Windlast im Beton nachzuweisen. Da die textile Bewehrung sich auf der Schwerpunktschwerachse des Betonquerschnitts befindet, hat diese vor dem Aufreißen des Betons bis zur Querschnittsmitte keinen Anteil am Lastabtrag des Biegemoments. Die Randzugspannung wird daher vom Beton abgetragen.

Es ist die Randzugspannung nach Variante V1 zu ermitteln.

- Randzugspannung infolge Biegemoment:

$$\sigma_{\text{ct.V3.d}} := \frac{|M_{y,\text{B.Ed}}|}{W_B} = 1.43 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Biegezugfestigkeit des Betons:

$$f_{\text{ct.B1.d}} = 2.99 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{\text{ct.V3.d}}}{f_{\text{ct.B1.d}}} = 0.48 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

5.2.5 Variante V4

Widerstandskennwerte:

- Druckfestigkeit von Holz

$$f_{c.0.d} = 16.15 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{c.0.d} := t_V \cdot (t_B - t_i) \cdot f_{c.0.d} = 17.23 \cdot \text{kN}$$

- Abscherwiderstand des Vorholzes

Die Kerbe wird als ein Versatz gemäß DIN EN 1995-1-1, NCI NA.12 betrachtet.
Dieser wird nach wie folgt berechnet:

$$F_{v.V4.d} := f_{v.k} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{M.H}} \cdot t_B \cdot l_V = 24.62 \cdot \text{kN}$$

- maßgebender Widerstand der Kerbe

$$F_{K.Rd} := \min(F_{c.0.d}, F_{v.V4.d}) = 17.23 \cdot \text{kN}$$

- Zugfestigkeit eines Faserstrangs:

$$f_{t.\text{tex}.d} = 1.24 \times 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis der Holzkerven

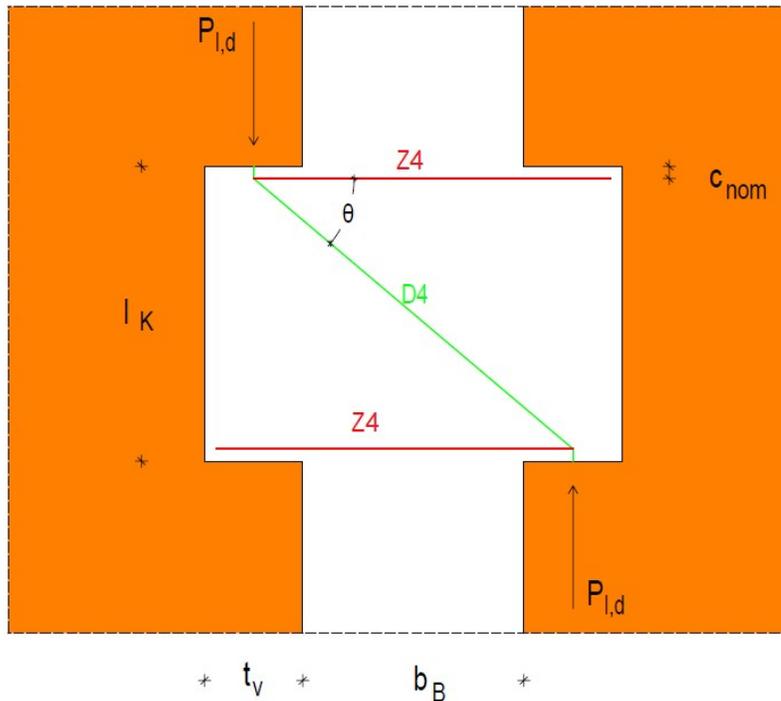
$$\frac{P_{l.V4.d}}{F_{K.Rd}} \leq 1.0 \quad P_{l.V4.d} := \frac{T_d}{n_K} = 1.76 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{Längsschubkraft je Kerbe}$$

$$\frac{P_{l.V4.d}}{F_{K.Rd}} = 0.1 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Längsschubnachweis

Stabwerkmodell:

Die Lastenleitung erfolgt über die Kervenflanken.
Folgendes Stabwerkmodell wird angenommen.



$$\theta_6 := \operatorname{atan} \left[\frac{(I_K - 2 \cdot c_{nom})}{t_v + b_B} \right] = 48.18^\circ \quad \dots \text{Druckstrebenwinkel}$$

$$P_{l.V4.d} = 1.76 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{Kraft je Kerve}$$

Ermittlung der Strebenkräfte

- Gleichgewicht

$$D9_d := \frac{P_{l.V4.d}}{\sin(\theta_3)} = 2.1 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{Druckstrebenkraft}$$

$$Z9_d := D9_d \cdot \cos(\theta_3) = 1.15 \cdot \text{kN} \quad \dots \text{Zugstrebenkraft}$$

Nachweis der Druckstrebe D4:

- Fläche der Strebe:

$$A_{D9} := t_B \cdot (t_V \cdot \sin(\theta_3)) = 2.01 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D9.d} := \frac{D9_d}{A_{D9}} = 1.04 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit V1/10: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B1.red.d} = 32 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis

$$\frac{\sigma_{c.D9.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 0.03$$

Nachweis erfüllt!

Nachweis an der Kervenflanke:

- Fläche der Kervenflanke:

$$A_K := t_B \cdot t_V = 2.4 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.K.d} := \frac{D9_d}{A_K} = 0.88 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit V1/10: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B1.red.d} = 32 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c.K.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 0.03$$

Nachweis erfüllt!

Nachweis der Zugstrebe Z3:

- erforderliche Bewehrung:

$$A_{\text{erf.tex.V4}} := \frac{Z^{\text{9d}}}{f_{\text{t.tex.d}}} = 0.92 \cdot \text{mm}^2$$

$$a_{\text{erf.l.tex.V4}} := \frac{A_{\text{erf.tex.V4}}}{l_{\text{K}}} = 4.61 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

- vorhandene Bewehrung:

2 Textilgelege entsprechen 2 Bewehrungslagen im Zugbereich.

$$a_{\text{vorh.l.tex.V4}} := 4 \cdot a_{\text{l.tex}} = 340 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

- Ausnutzungsgrad:

$$\frac{a_{\text{vorh.l.tex.V4}}}{a_{\text{erf.l.tex.V4}}} = 73.74$$

Nachweis erfüllt, aber deutlich überdimensioniert!

$$\frac{a_{\text{erf.l.tex.V4}}}{a_{\text{vorh.l.tex.V4}}} = 0.01$$

Betonbiegenachweis

Im Falle eines Versagens der Holznutflanken ist der Widerstand gegenüber Biegung infolge Windlast im Beton nachzuweisen. Der maßgebende Querschnitt für die Biegebemessung erfolgt im Vorholzbereich. Die Querschnittsfläche ist bis auf den Bereich, in dem die Kerfen liegen, identisch zu den Varianten V1, V2 und V3. Die Bemessung erfolgt somit analog zu Variante 2.

Der Betonstütze werden nur Biegemomente zugewiesen. Die Vertikallasten aus dem Etagenaufbau werden von der BSP-Wand abgetragen. Es erfolgt der Nachweis der Biegung eines rechteckigen Betonquerschnitts ohne Längskraft. Zur Übertragung der Biegezugspannung wird die Zugfestigkeit des Betons (5%-Fraktilwert) angesetzt.

Zugfestigkeit eines Faserstrangs:

$$F_{t,\text{tex.d}} = f_{t,\text{tex.d}} \cdot A_{\text{tex}} \cdot k_{0,\alpha}$$

$$f_{t,\text{tex.d}} = 1.24 \times 10^3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{\text{tex}} = 1.81 \cdot \text{mm}^2$$

$k_{0,\alpha} := 1.0$... Faktor zur Berücksichtigung von schiefwinkliger Beanspruchung mit $\alpha = 0^\circ$

(Annahme)

$$F_{t,\text{tex.d}} := f_{t,\text{tex.d}} \cdot A_{\text{tex}} \cdot k_{0,\alpha} = 2.25 \cdot \text{kN}$$

Biegezugfestigkeit des Textilbetons:

Annahme: Eine Bewehrungslage in der Zugzone vorhanden.

$$M_{\text{Rd}} = F_{t,\text{tex.d}} \cdot z_{\text{tex}} \cdot n_{\text{tex}}$$

$$z_{\text{tex}} := 0.9 \cdot (t_{\text{B}} - 2 \cdot c_{\text{nom}}) = 45 \cdot \text{mm} \quad \dots \text{ innerer Hebelarm}$$

$$n_{\text{tex}} := \frac{(b_{\text{B}} - 2c_{\text{nom}})}{a_{\text{tex}}} = 5.71 \quad \dots \text{ Anzahl der Faserstränge über die Betonbreite}$$

$$M_{\text{Rd}} := F_{t,\text{tex.d}} \cdot z_{\text{tex}} \cdot n_{\text{tex}} = 0.58 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Nachweis:

$$\frac{|M_{y,\text{B.Ed}}|}{M_{\text{Rd}}} = 0.19$$

Nachweis erfüllt!

INCA2: (Kerfen – QS)

Textilspannung

Betondruckzone

$$\sigma_{\text{tex.Eds}} := 4.38 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{B.Eds}} := 1.18 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{\text{tex.Eds}}}{f_{t,\text{tex.d}}} = 3.53 \times 10^{-3}$$

$$\frac{\sigma_{\text{B.Eds}}}{f_{c,\text{B1.red.d}}} = 0.04$$

Nachweise erfüllt!

Nachweis der Druckstrebe D2:

- Fläche:

$$A_{D2.V4} := \frac{(l_{Sfix.B} \cdot \cos(\alpha_{Sfix}))}{\sin(\theta_{2.V4})} \cdot d_{Sfix} = 456.21 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D2.V4.d} := \frac{D2_{V4.d}}{A_{D2.V4}} = 0.28 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B1.red.d} = 32 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c.D2.V4.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 8.73 \times 10^{-3}$$

Nachweis der Druckstrebe D3:

- Fläche:

$$A_{D3.V4} := \frac{(l_{Sfix.B} \cdot \cos(\alpha_{Sfix}))}{\tan(\theta_{2.V4})} \cdot d_{Sfix} = 371.23 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D3.V4.d} := \frac{D3_{V4.d}}{A_{D3.V4}} = 0.27 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c.D3.V4.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 8.32 \times 10^{-3}$$

Nachweis erfüllt!

Nachweis der Druckstrebe D4:

- Fläche:

$$A_{D4.V4} := \frac{(l_{Sfix.B} \cdot \cos(\alpha_{Sfix}))}{\sin(\theta_{3.V4})} \cdot d_{Sfix} = 323.68 \cdot \text{mm}^2$$

- Betonspannung:

$$\sigma_{c.D4.V4.d} := \frac{D4_{V4.d}}{A_{D4.V4}} = 0.28 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Betondruckfestigkeit: Abminderung am Druck-Druck-Zug-Knoten

$$f_{c.B1.red.d} = 32 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{c.D4.V4.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 8.73 \times 10^{-3} \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis der Zugstrebe Z2:

Die Zugstrebe wird von dem Textil oder dem Beton aufgenommen.

- Fläche

$$A_{Z2.V4} := (t_v - c_{nom}) \cdot a_{tex} = 735 \cdot mm^2$$

- Zugspannung:

$$\sigma_{ct.Z2.V4.d} := \frac{Z2_{V4.d}}{A_{Z2.V4}} = 0.13 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Betonzugfestigkeit:

$$f_{ct.B1.d} = 2.99 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

- Nachweis der Betonzugfestigkeit:

$$\frac{\sigma_{ct.Z2.V4.d}}{f_{ct.B1.d}} = 0.05 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

- erforderliche Bewehrungsfläche:

$$A_{erf.Z2.V4} := \frac{Z2_{V4.d}}{f_{t.tex.d}} = 0.08 \cdot mm^2$$

- vorhandene Bewehrungsfläche:

--> 2 Textilgelege entsprechen 2 Bewehrungslagen in der Zugzone

$$A_{vorh.Z2.V4} := 2 \cdot A_{tex} = 3.62 \cdot mm^2$$

- Ausnutzungsgrad:

$$\frac{A_{vorh.Z2.V4}}{A_{erf.Z2.V4}} = 45.47 \quad \frac{A_{erf.Z2.V4}}{A_{vorh.Z2.V4}} = 0.02$$

Nachweis erfüllt, aber
deutlich überdimensioniert!

Nachweis der Zugstrebe Z3: keine Querkraftbewehrung → Betonzugfestigkeit

- Fläche: $A_{Z3.V4} := (t_v - c_{nom}) \cdot a_{tex} = 735 \cdot \text{mm}^2$
- Betonspannung: $\sigma_{ct.Z3.V4.d} := \frac{Z3_d}{A_{Z3.V4}} = 0.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- Betonzugfestigkeit: $f_{ct.B1.d} = 2.99 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- Nachweis: $\frac{\sigma_{ct.Z3.V4.d}}{f_{ct.B1.d}} = 0.03$ Nachweis erfüllt!

Nachweis der Zugstrebe Z4:

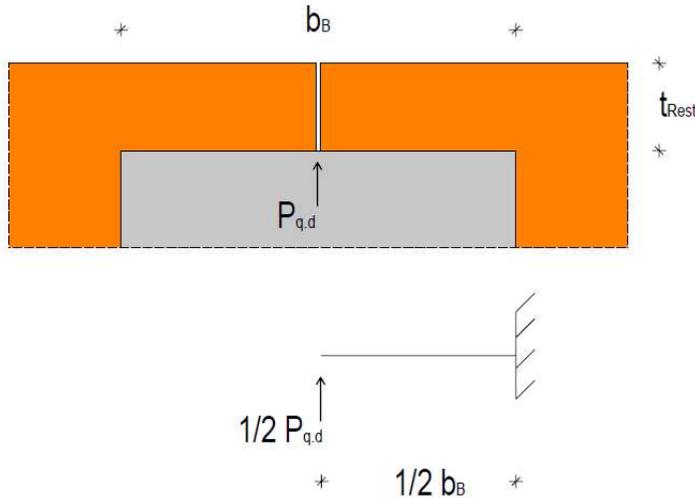
- erforderliche Bewehrungsfläche
 $A_{erf.Z4.V2} := \frac{Z4_{V4.d}}{f_{t.tex.d}} = 0.04 \cdot \text{mm}^2$
 - vorhandene Bewehrungsfläche einer Lage
 $A_{vorh.V2} := A_{tex} = 1.81 \cdot \text{mm}^2$
 - Ausnutzungsgrad:
 $\frac{A_{vorh.V2}}{A_{erf.Z4.V2}} = 44.37$ $\frac{A_{erf.Z4.V2}}{A_{vorh.V2}} = 0.02$
- Nachweis erfüllt, aber deutlich überdimensioniert!

Nachweis der Lasteinleitung:

- Fläche: $A_{VM.V4} := (t_v - c_{nom}) \cdot a_{tex} = 735 \cdot \text{mm}^2$
- Betonspannung: $\sigma_{c.VM.V4.d} := \frac{P_{q.d}}{A_{VM.V1}} = 0.56 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- Betondruckfestigkeit: $f_{c.B1.red.d} = 32 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- Nachweis: $\frac{\sigma_{c.VM.V4.d}}{f_{c.B1.red.d}} = 0.02$ Nachweis erfüllt!

Querschubnachweise

Da keine konzentrierte Lastenleitung von Querkraften in den Betonquerschnitt erfolgt, ist keine Querschubnachweis im Beton zu führen. Da der Verbinder nicht über mechanische Verbindungsmittel mit dem Holz gekoppelt ist, hat der Verbinder keinen Anteil am Lastabtrag von Querkraften. Querkraften werden vom Holz abgetragen. Im Falle eines Versagens des Holzes versagt das System. Es ist die Holznutflanke gegenüber Querkraftbeanspruchung nachzuweisen.



Als Holznutflanke wird die Überdeckung der Betonnut durch eine Decklage des BSP bezeichnet. Infolge Querkraft resultiert Biegung mit daraus folgender Randzugspannung quer zur Faserrichtung. Die Tragfähigkeit der Holznutflanke wird durch die Zugfestigkeit des Holzes quer zur Faser begrenzt.

- Querkraft je Holznutflanke:

$$P_{q.HF.d} := 0.5 \cdot P_{q.d} = 74.1 \text{ N}$$

In einer Stoßfuge befinden sich 2 Holznutflanken, die die Querkraft abtragen. Die Querkraft verteilt sich auf die Flanken.

- Widerstandsmoment der Decklage: (bezogen auf 1 m)

$$W_{HF} := b \cdot \frac{t_{Rest}^2}{6} = 66.67 \cdot \text{cm}^3$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$t_{Rest} = 20 \cdot \text{mm}$$

- Biegemoment um lokale z-Achse infolge Querkraft:

$$M_{x.HF.d} := P_{q.HF.d} \cdot \frac{1}{2} \cdot b_B = 0.48 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

- Randzugspannung quer zur Faser:

$$\sigma_{t.HF.V4.d} := \frac{M_{x.HF.d}}{W_{HF}} = 0.07 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Zugfestigkeit der Decklage quer zur Faser:

$$f_{t,90,d} = 0.31 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{t,HF,V4,d}}{f_{t,90,d}} = 0.23 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Für Kerfen:

- Biegemoment um lokale z-Achse infolge Querkraft:

$$M_{x,HF,d} := P_{q,HF,d} \cdot \frac{1}{2} \cdot (b_B + 2 \cdot t_V) = 0.78 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

- Randzugspannung quer zur Faser:

$$\sigma_{t,HF,V4,d} := \frac{M_{x,HF,d}}{W_{HF}} = 0.12 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Zugfestigkeit der Decklage quer zur Faser:

$$f_{t,90,d} = 0.31 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Nachweis:

$$\frac{\sigma_{t,HF,V4,d}}{f_{t,90,d}} = 0.38 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$