

BBSR-
Online-Publikation
32/2022

Sekundär-Tragwerke aus GFK zur Verstärkung von Deckensystemen in der Renovierung und Umnutzung

von

Dr. Benjamin Hahn
Prof. Dr.-Ing. Peer Haller
Holger Schmidt-Schuchardt
Dominic Steinhäuser

Sekundär-Tragwerke aus GFK zur Verstärkung von Deckensystemen in der Renovierung und Umnutzung

Gefördert durch:



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: 10.08.18.7-18.36

Projektlaufzeit: 03.2019 bis 12.2020

IMPRESSUM

Herausgeber

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

Fachbetreuer

Dr.-Ing. Michael Brüggemann
Brüggemann Kisseler Ingenieure
im Auftrag des BBSR, Referat WB 3 „Forschung im Bauwesen“
zb@bbr.bund.de

Autorinnen und Autoren

Technische Universität, Dresden
Prof. Dr.-Ing. Peer Haller
peer.haller@tu-dresden.de

Dr. Benjamin Hahn
Dipl.-Ing. Dominic Steinhäuser
Dipl.-Ing. Holger Schmidt-Schuchardt

Redaktion

Technische Universität Dresden

Stand

Februar 2021

Gestaltung

Technische Universität Dresden

Bildnachweis

Titelbild: Holger Schmidt-Schuchardt
Benjamin Hahn: S. 8–62

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

Hahn, Benjamin; Haller, Peer; Schmidt-Schuchardt, Holger; Steinhäuser, Dominic, 2022: Sekundär-Tragwerke aus GFK zur Verstärkung von Deckensystemen in der Renovierung und Umnutzung. BBSR-Online-Publikation 32/2022, Bonn.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	6
Abstract	7
1 Zusammenfassung	8
2 Einleitung	9
3 Ausgangslage und Grundlagen	11
4 Gegenstand des Forschungsvorhabens	14
5 Methodik	15
6 Experimentelle und rechnerische Untersuchungen	16
6.1 Werkzeug zur Berechnung der Verbundbalken	16
6.1.1 Analytische Berechnung des Verbundquerschnitts	16
6.1.2 Experimentelle Untersuchung des Schubverhaltens	17
6.1.3 Erarbeitung und rechnerische Gegenüberstellung verschiedener Verbundvarianten	19
6.1.4 Vergleich zwischen analytischer und numerischer Berechnung	22
6.2 Experimentelle Untersuchungen an kleinmaßstäblichen Verbundbalken	23
6.3 Auswahl präferierter Verbundlösungen	25
6.4 Baupraktische Auswertung der Ergebnisse	28
6.5 Experimentelle Untersuchung gewählter Verstärkungsmaßnahmen im Maßstab 1:1	30
6.5.1 Festlegung zu untersuchender Varianten	30
6.5.2 Vorbemessung der Probekörper	33
6.5.3 Ermittlung und Vergleich der Biegesteifigkeiten	34
6.5.4 Tragfähigkeitsversuche an verstärkten Balken	35
6.5.5 Auswertung	37
6.5.6 Kriechversuche	37
7 Brandschutzrelevante Betrachtungen	41
8 Verfahrenstechnische Ausarbeitung und baurechtliche Gesichtspunkte	45
8.1 Klebstoffauswahl	45
8.2 Oberflächenbehandlung	46
8.3 Arbeitsgerechter Umgang mit verwendeten Werkstoffen	47

9	Technischer und wirtschaftlicher Vergleich ausgewählter Verstärkungsvarianten	50
10	Schlussfolgerungen und Ausblick	52
	Mitwirkende	53
	Literaturverzeichnis	54
	Abbildungsverzeichnis	56
	Tabellenverzeichnis	58
	Anhang A – Technische Datenblätter	59
	Anhang B – Bruchbilder der experimentellen Biegelastversuche im Labormaßstab	62

Kurzfassung

Aufgrund von Zuzug und steigendem Wohnraumbedarf in den Ballungsgebieten ist eine ständige Nachverdichtung dieser Wohnlagen zu beobachten. Hier ist die Bestandsaktivierung, wie der Ausbau von untergeordnet genutzten Dach- zu Wohngeschossen, eine kostengünstige und effektive Option. Allerdings sind die im Bestand eingebauten Holzbalken-Deckenkonstruktionen oft nicht für die auftretenden Traglasten nach der Umnutzung geeignet. Durch das Einbringen eines Sekundärtragwerks aus GFK-Profilen in die bestehende Holzkonstruktion wird die Steifigkeit, wie auch die Tragfestigkeit der Konstruktion erheblich erhöht, so dass eine Umnutzung ermöglicht wird.

Bei heute üblichen Verstärkungslösungen für Tragkonstruktionen ist eine Installation im bewohnten Zustand nur bedingt möglich. Dies ist den Einbaumethoden geschuldet, die ein zumindest teilweise beidseitiges Öffnen der Decke nötig machen. Zudem ist meist schweres Gerät für Transport und Einbau der Verstärkungsbauteile nötig. Diese Maßnahmen evtl. bis hin zur Öffnung des Daches beeinträchtigen die Wohnbarkeit des Gebäudes. Hier bieten die entwickelten GFK-Sekundärtragwerke große Vorteile. Diese sind leicht zu verarbeiten und flexibel einsetzbar, um sie auch unter schwierigen Bedingungen einbringen zu können. So soll nur eine einseitige Öffnung der Decke notwendig und ein Einbringen ohne Großtechnik möglich sein. Hierdurch wird ein nur minimaler Eingriff ins Gebäude und eine dauerhaft uneingeschränkte Nutzbarkeit sichergestellt. Eine erhebliche Verkürzung der benötigten Bauzeit ist ein weiterer positiver Effekt dieser einfachen Einbaumöglichkeiten.

Bei heute etablierten Methoden werden evtl. vorhandene historische oder sonstig wertvolle Bereiche des Tragwerks erheblich in Mitleidenschaft gezogen. Dies kann auf Grund der notwendigen Entfernung von Decken und Böden oder der Verbindungstechnik passieren. Bei der vorgestellten Lösung wird das Sekundärtragwerk als separates Bauteil in die bestehende Tragkonstruktion eingebaut und unterstützt diese lediglich. Die Verbindungen zwischen den beiden Tragwerkskomponenten können reversibel ausgelegt werden, so dass diese Lösung auch unter den Gesichtspunkten des Denkmalschutzes unproblematisch ist.

Als großer Vorteil für eine schnelle Umsetzung der Entwicklungsergebnisse in die Praxis wird angesehen, dass alle betrachteten Materialien über Baunormen oder Zulassungen geregelt sind. Zudem hat sich die Kombination aus Holz und GFK bereits an anderer Stelle, z. B. bei der Renovierung denkmalgeschützter Holzkonstruktionen, bewährt. Auf diesen Erfahrungsschatz kann sowohl im Projekt als auch bei einer späteren Zulassung und Umsetzung der Projektergebnisse zurückgegriffen werden. Als weitere treibende Kraft ist der derzeit hohe Bedarf an innovativen, wirtschaftlich interessanten Lösungen für die Aufwertung von Tragwerken zu nennen. Diese Faktoren begünstigen eine schnelle Zulassung und Umsetzung der Ergebnisse erheblich.

Abstract

Due to the influx of the population and the increasing demand for living space in urban areas, a constant increase in the density of these residential areas can be observed. Here, the activation of existing buildings, such as the conversion of subordinately used attics into residential floors, is an inexpensive and effective option. However, in the case of wooden beam ceiling constructions installed in the existing buildings, the structure often is not suitable for the occurring bearing loads after conversion. By introducing a secondary load-bearing structure made of glass-fibre reinforced profiles (GRP) into the existing timber construction, the stiffness as well as the load-bearing capacity of the construction is considerably increased, so that a change of use is made possible.

With today's usual reinforcement solutions for load-bearing structures, installation in an inhabited state is only possible to a limited extent. This is due to the installation methods, which make it necessary to open the ceiling at least partially on both sides. In addition, heavy equipment is usually required for transport and installation of the reinforcement components. These measures, possibly including the opening of the roof, impair the habitability of the building. This is where the developed GRP secondary supporting structures offer great advantages. They are easy to process and can be used flexibly, so that they can be installed even under difficult conditions. For example, only one side of the ceiling needs to be opened and installation is possible without large-scale technology. This ensures only minimal intervention in the building and permanently unrestricted usability. A considerable shortening of the required construction time is another positive effect of these simple installation possibilities.

With today's established methods, any existing historical or otherwise valuable areas of the supporting structure are considerably affected. This can happen due to the necessary removal of ceilings and floors or the connection technology. In the solution presented, the secondary supporting structure is installed as a separate component in the existing supporting structure and merely supports it. The connections between the two structural components can be designed reversibly, so that this solution is also unproblematic from the point of view of the protection of historical monuments.

The fact that all the materials considered are regulated by building standards or approvals is seen as a great advantage for the rapid implementation of the development results in practice. In addition, the combination of wood and GRP has already proven itself elsewhere, e.g. in the renovation of listed wooden structures. This wealth of experience can be drawn on both in the project and in a later approval and implementation of the project results. Another driving force is the current high demand for innovative, economically interesting solutions for upgrading load-bearing structures. These factors greatly favour rapid approval and implementation of the results.

1 Zusammenfassung

Das Forschungsprojekt adressiert die Verstärkung von historischen Holzbalkendecken mit Leichtbauprofilen aus glasfaserverstärktem Kunststoff, die seit kurzem für den Einsatz im Bauwesen zugelassen sind. Die positiven Eigenschaften dieser Profile sind ihre hohe Tragfähigkeit und das geringe Eigengewicht, was zum einen statische Vorteile bringt und zum anderen beim Einbau und dem Transport in die entsprechenden Geschossdecken ausgenutzt werden soll. Das Einsatzgebiet wird dabei hauptsächlich bei Bauvorhaben gesehen, die ausschließlich einen Zugang der Holzbalken von oben erlauben und gleichzeitig eine möglichst geringe Aufbauhöhe der Verstärkungsmaßnahmen erfordern. Aber auch bei frei zugänglichen Deckenkonstruktionen können unter Umständen wirtschaftliche Ergebnisse erzielt werden.

Die Untersuchungen umfassen rechnerische Betrachtungen im Sinne einer theoretischen Abschätzung des Verstärkungspotentials und zur Auswahl von Vorzugslösungen bei der Wahl der Profile sowie der Ausführung des Verbunds zwischen Verstärkungstragwerk und dem bestehenden Holzbalken. Die Aussagekraft der Rechnungen wird anhand von experimentellen Lastversuchen überprüft und abgeglichen. Schwerpunkt bilden realmaßstäbliche Biegeversuche an verstärkten und unverstärkten Holzbalken, bei denen erstmals die Verstärkungsprofile im großen Maßstab eingesetzt werden und erste Erfahrungen bei der Fertigung gesammelt werden konnten.

Die Ergebnisse werden für einen technischen und wirtschaftlichen Vergleich mit existierenden Verstärkungsmaßnahmen herangezogen, der eine baupraktische Einordnung des Verfahrens ermöglicht. Das Verfahren stellt keine reine Substitution von anderen Verfahren dar, sondern soll das Spektrum an Verstärkungsverfahren um eine Möglichkeit erweitern, die die zu Beginn des Projekts definierten Herstellungsbedingungen erfüllt.

Diese Studie stellt somit eine erste Einordnung des entwickelten Verfahrens in dem baubetrieblichen Bereich der Deckenbalkenverstärkungen dar und lotet erzielbare Potentiale aus. Am Ende der Arbeit erfolgt eine finale Auswertung mit einem Ausblick auf zukünftige Schritte, hin zur wirtschaftlichen Anwendung.

2 Einleitung

Die Diskrepanz zwischen dem Angebot und der Nachfrage an Wohnraum ist in den letzten Jahren stetig gewachsen. Dies führt zu einem größeren Bedarf, der zunehmend schwerer durch Neubauten gedeckt werden kann, da wenig Fläche vorhanden ist und viele Städte nicht weiter verdichtet werden können. Ein Teil des Beitrags zur Schaffung von zusätzlichem Wohnraum liegt in der Aufstockung von Bestandsgebäuden beziehungsweise Umnutzung von nachrangig genutzten Dachgeschossen zu Wohnbereichen. Eine Studie der Universität Darmstadt kommt zu dem Schluss, dass 80-90% der derzeitigen Bestandsgebäude für eine eingeschossige Aufstockung durch den Umbau des Dachgeschosses geeignet sind. Davon kommen 35-45% sogar für eine zwei- oder dreigeschossige Aufstockung in Betracht [1].

Tabelle 4.2 Realisierbarkeit von Aufstockungen auf Grundlage konstruktiver Merkmale

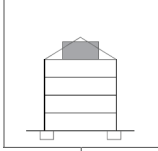
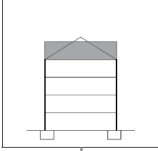
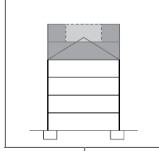
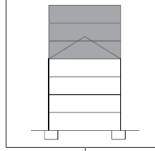
				
Aufstockungen	Staffelgeschoss	1-geschossige Aufstockung	2-geschossige Aufstockung	3-geschossige Aufstockung
Potential für Aufstockungen	60 % bis 90 % des Bestandes	85 % bis 90 % des Bestandes	35 % bis 45 % des Bestandes	2 % bis 5 % des Bestandes
Realisierbarkeit von Aufstockungen	Problematisch bei Rücksprüngen von Staffelgeschossen ist die Lasteinleitung in die darunter liegende Tragstruktur. Dies erfordert meist eine Lastverteilungsebene, z.B. eine zusätzliche Decke in Form eines Trägerrostes	Gut realisierbar, Lasteinleitung aufwendig bei komplexen Tragstrukturen, Dachformen sowie bei speziellen Dachaufbauten u.ä.	Aufwendig bei Überschreitung der Traglastreserven von Gründung und Tragkonstruktion	Überschreitung der Traglastreserven bei Mehrfamilienhäusern mit weniger als fünf Vollgeschossen zu erwarten, Verbunden mit Verstärkungsmaßnahmen von Gründung und Tragkonstruktion

Abbildung 1: Auszug aus der Studie „Wohnraumpotentiale durch Aufstockungen“ zur Illustration der unterschiedlichen Möglichkeiten der Umnutzung von Dachgeschossen in Bestandsgebäuden [1]

Das Außenmauerwerk ist dabei oft für die zulässigen Eigen- und Nutzlasten ausreichend tragfähig. Die Deckenkonstruktionen hingegen sind für die geplanten Umnutzungen oftmals nicht ausgelegt und müssen entsprechend verstärkt werden. Bis in die 40er Jahre waren Holzbalkendecken die übliche Konstruktionsweise, die anschließend durch die Massivbauweise abgelöst wurde [2]. Laut einer Studie zum „Gebäude und Wohnungsbestand in Deutschland“ aus dem Jahre 2011 [3] entstammen 25% der Wohngebäude aus den Baujahren vor 1950, wobei der Anteil in den ostdeutschen Bundesländern bei knapp 50% liegt. Deutschlandweit beinhalten 6% der Wohngebäude 7 Wohnungen oder mehr, wobei der Anteil in den Städten deutlich höher liegt (Berlin 33,7%) Im Zuge von Sanierungs- und Umnutzungsvorhaben an Bestandsgebäuden werden oftmals umfangreiche Verstärkungsmaßnahmen an Holzbalkendeckensystemen notwendig, um die Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen.

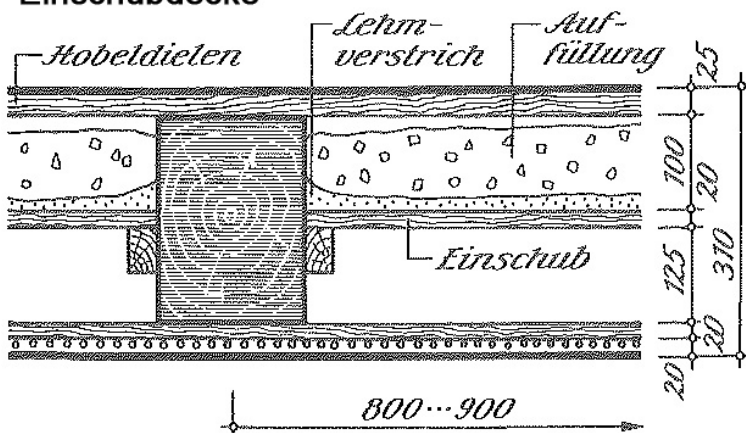
In diesem Projekt soll ein Verfahren zur Traglasterrhöhung untersucht werden, bei dem glasfaserverstärkte Kunststoffprofile, kurz GFK-Profile, eingesetzt werden. Diese bilden einen statischen Verbund mit den existierenden Holzbalken und übernehmen dabei einen Teil der Traglasten, die durch die höherwertige Umnutzung zusätzlich abgetragen werden müssen. Glasfaserverstärkte Kunststoffe wurden in der Mitte der 30er Jahre entwickelt und finden überwiegend im Leichtbau, der Luftfahrt und dem Schiffbau Anwendung [4]. Im Bauwesen wurden GFK-Profile bisher kaum eingesetzt. Seit 2018 existiert eine bauaufsichtliche Zulassung für Produkte der Firma Fiberline durch das Deutsche Institut für Bautechnik DIBt, die einen größeren Einsatz bei der Sanierung von Holzbalkendecken möglich macht [5]. Der Vorteil ist die hohe Tragfähigkeit und Steifigkeit bei geringem Eigengewicht der Bauteile, was den Einsatz von schwerem Baugerät für den Einbau überflüssig macht. Die Profile können geschraubt oder auch geklebt werden, um einen Verbund mit dem Holzbalken herzustellen. Die Profile können sowohl Zug- als auch Druckkräfte übertragen, obwohl ein Einsatz als Zugzonverstärkung aufgrund des Faseraufbaus näherliegt. Da die

Deckenunterseite jedoch oftmals schwerer zugänglich ist als die Balkenoberseite, sollen die GFK-Profile zur Verstärkung der Druckzone eingesetzt werden. Neben der technischen Eignung ist zu untersuchen, ob sich die geplanten Verstärkungsstrukturen wirtschaftlich herstellen lassen, vor allem im Vergleich zu existierenden Lösungen.

3 Ausgangslage und Grundlagen

Holzbalkendecken waren bis in die 40er Jahre des 20. Jahrhunderts weit verbreitet und bilden daher einen großen Anteil an Bestandsgebäuden. Der typische Aufbau einer sogenannten Einschubdecke ist in Abb. 2 dargestellt. Die Holzbalken mit einer Breite von 160 bis 200 mm und einer Höhe von 180 bis 240 mm wurden in einem Abstand von 80 bis 90 cm im Mauerwerk eingebaut und überspannten eine lichte Weite von bis zu 6 m. Der Zwischenraum wurde entweder durch Einschubbretter oder durch sogenannte Lehmwickel ausgefüllt. Auf die Einschubkonstruktion wurde eine mineralische Schüttung eingebracht, um das Schwingungsverhalten und die Schall- und Wärmedämmung zu verbessern. Bei den betrachteten Verstärkungsmaßnahmen soll die Schüttung bestenfalls unberührt bleiben. Den Fussbodenaufbau bilden Holzdielen, die direkt auf dem Holzbalken genagelt sind. Die Unterseite der Holzbalkendecke kann entweder offen oder verkleidet sein, wobei sich in Mehrfamilienhäusern häufig Verkleidungen aus Brettern finden, die mit einer verputzten Strohmatten beschichtet sind.

Einschubdecke



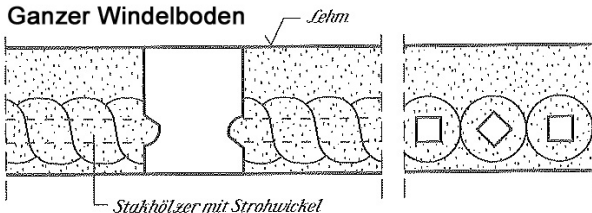
Quelle: Ahnert/Krause Typische Baukonstruktionen Bd. 2

Abbildung 2: Repräsentativer Aufbau einer Einschubdecke mit unterer Verkleidung, wie sie am häufigsten im mehrgeschossigen Wohnungsbau vorzufinden ist [2]

Auch andere Holzbalkendeckensysteme sind möglich und sollen der Vollständigkeit halber mit aufgeführt werden. Ähnlich vom Aufbau wie die Einschubdecke ist der als Ganzer Windelboden bezeichnete Aufbau, bei dem mit Lehm umwickelte Staken im unteren Teil des Balkens eingebaut und mit Lehm verputzt werden. Die Deckenunterseite schließt eben mit dem Holzbalken ab und wurde oftmals auch mit Bemalungen verziert. Einen deutlich massiveren Aufbau hat die sogenannte Dübeldecke, bei der die dreiseitig behauenen Balken direkt nebeneinander angeordnet und über Hartholzdübel verbunden werden. Die unebene Balkenoberseite wurde mit einer Lehmschicht ausgeglichen. Diese beiden Varianten wurden weniger im Wohnungsbau als in Sonder- oder Verwaltungsgebäuden eingesetzt. Zusätzlich zu den Wohngeschossdecken sollen in diesem Projekt auch Deckenaufbauten für Versammlungsräume betrachtet werden, bei den noch einmal höhere Flächenlasten anzusetzen sind.

Die Einschubdecke stellt den am meisten verbreiteten Deckenaufbau dar, weswegen sich im Folgenden hauptsächlich auf die Einschubdecke bezogen wird. Das Verfahren soll jedoch so gestaltet werden, dass es sich auch auf alle anderen Deckentypen übertragen lässt.

Ganzer Windelboden



Quelle: Ahnert/Krause Typische Baukonstruktionen Bd. 2

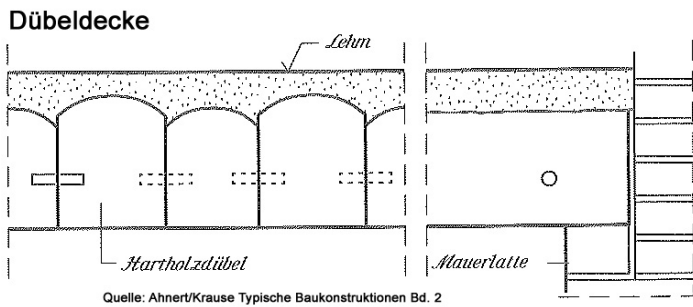


Abbildung 3: Aufbau einer Holzbalkendecke vom Typ Ganzer Windelboden mit umwickelten Holzstaken und Lehmputz (oben) und einer Dübeldecke mit dreiseitig behauenen Balken (unten) [2]

Historische Holzbalkendecken durch den Verbund mit anderen Materialien zu verstärken ist kein neuer Ansatz. Hierfür sind einige Verfahren bereits seit Jahren im Bauwesen etabliert, die unterschiedliche Ansätze verfolgen und gute Resultate erzielen. In der Regel wird ein Verbund mit einem zusätzlichen lastabtragenden Element hergestellt, das aus Stahl, Beton oder auch faserverstärkten Kunststoffen besteht. Eine kurze Übersicht über bestehende Verfahren wird in folgendem gegeben:

Holz-Beton-Verbunddecken HBV – Bei dieser Maßnahme wird oberhalb der Bestandsbalken eine massive Platte aus Stahlbeton errichtet, die über metallische Verbinder schubsteif mit dem Holzbalken verbunden wird [6]. Der Vorteil sind die hohen Traglasten und Steifigkeiten, die erzielt werden können. Auch der Schallschutz kann deutlich gesteigert werden. Für den Einbau werden jedoch große Mengen Feuchtigkeit in die Bausubstanz eingebracht und die Deckenkonstruktion muss während des Aushärtens aufgrund des hohen Eigengewichts des Betons in den darunterliegenden Geschossen unterstützt werden. Zu beachten ist in Bestandsgebäuden auch die deutliche Erhöhung des Deckenaufbaus. Dies kann in einigen Fällen zu weiteren erforderlichen Umbaumaßnahmen bei Treppentritten, Brüstungen und Tür- oder Deckenhöhen führen. Alternativ kann eine Stahlbetonverstärkung zwischen den Holzbalken angeordnet werden, jedoch ist die erzielte Traglaststeigerung geringer.

Seitlich angeschraubte Stahlprofile – Sofern die Balken frei liegen, können diese seitlich mit U-Profilen aus Stahl verstärkt werden. Diese werden über Gewindestangen mit dem Balken verbunden und bilden durch Ihre hohen Festig- und Steifigkeiten eine einfache und effektive Maßnahme zur Tragfähigkeitserhöhung. Die Balken müssen seitlich freigelegt werden und der Abstand muss ausreichen, um die Bohrungen vornehmen zu können. Meistens muss dafür die Schüttung entfernt und zwischengelagert werden. Geschraubte Verbindungen sind in der Regel relativ ‚weich‘, das heißt, dass durch den Anfangsschlupf und der konzentrierten Kraftübertragung große Verformungen auftreten können. Werden die Stahlträger bis in die Auflager geführt, können sie auch zur Übertragung der Querkraft beziehungsweise zur Balkenkopfsanierung genutzt werden. Bei Außenwänden ist jedoch darauf zu achten, dass aufgrund der Temperaturleitfähigkeit keine Tauwasserkonzentration an den kalten Stahlprofilen auftritt, die das Holz schädigen.

Druckzonenverstärkung mit Polymerverguss – Polymerverguss hat seine Stärke in der Übertragung von Druckkräften und wird daher für eine nachträgliche Druckzonenverstärkung eingesetzt [7]. Die Balkenoberkanten erhalten dabei eine seitliche Schalung, zwischen die ein Gemisch aus einem zweikomponentigen Polymerharz und einem mineralischen Zuschlag eingebracht wird. Durch den adhäsiven Verbund mit dem Holzbalken sind keine zusätzlichen Verbindungsmittel notwendig. Zudem wird keine Feuchtigkeit in die Bausubstanz eingebracht. Die Oberkante der Schalung, und somit die Oberkante der Polymerbetonschicht, kann so positioniert werden, dass eventuelle Schiefstellungen und Anfangsdurchbiegungen der Balken ausgeglichen werden können. Die Aufbauhöhe beträgt mehrere Zentimeter. Der neue Fussbodenaufbau wird meist auf einer Trittschalldämmung aufgelegt und schwimmend verlegt.

Zugzonenverstärkung mit Carbonfaserlamellen – Verbundwerkstoffe mit Carbonfasern erzielen bei minimalen Materialeinsatz höhere Tragfähigkeiten als GFK, speziell für die Übertragung von Zugkräften. Diese treten überwiegend an der Balkenunterseite auf, wo in den meisten Fällen die Festigkeiten des Holzbalkens überschritten werden. Die Lamellen können entweder direkt auf die Balkenunterseite laminiert werden, oder der Balken wird vorher eingeschnitten und die Carbonlamellen werden in die Schlitzte eingeklebt [8]. Bei der eingeschlitzten Variante kann

bei freiliegenden Balken die Balkenansicht größtenteils erhalten bleiben und wird nur minimal verändert. Da Carbonfasern relativ teuer sind, wird diese Variante hauptsächlich bei (bau-)historisch wertvollen Holzbalkendecken und weniger im Wohnungsbau eingesetzt.

Bei allen Verfahren wird die Deckenkonstruktion soweit zurückgebaut, dass die tragenden Deckenbalken frei liegen und das Sekundärtragwerk angebracht werden kann. In einigen Fällen ist dabei der Zugang zur Deckenunterseite allerdings beeinträchtigt, sei es durch eine durchgängige Nutzung der unterhalb liegenden Räume oder durch eine gestalterisch wertvolle Dekoration der Deckenunterseite, die durch die Bauarbeiten nicht beschädigt werden darf. Bei vielen Verfahren wird jedoch ein großes Eigengewicht durch die Verstärkungsstruktur eingebracht, was eine temporäre Entlastung oder Unterstützung der Decke notwendig macht. Hier setzt das vorliegende Projekt an, in dem die leichten und tragfähigen GFK-Profile eingesetzt werden sollen. Es fokussiert sich daher auf Anwendungsfälle, in denen die Deckenbalken lediglich von der Oberseite zugänglich sind und weder seitlich noch von der Unterseite verstärkt oder unterstützt werden können. Folgende Eigenschaften soll das zukünftige Verfahren erfüllen:

- wirtschaftlich und schnell in bestehende Konstruktion einzubringen
- Balken nur von oben zugänglich, Schüttungen und Verfüllungen sollen unangetastet bleiben
- darunterliegende Bereiche nicht beeinträchtigt und durchgängig nutzbar
- kein Einsatz von Großgeräten beim Transport der Materialien
- minimale Erhöhung des Deckenaufbaus
- möglichst geringe Eigenlast der Verstärkungsmaßnahme
- keine Kältebrücken bei Anschluss ans Außenmauerwerk
- Verstärkungsprofile ohne schweres Gerät einzubringen

Grenzwerte für die Aufbauhöhe bilden hier vor allem die vorhandenen Brüstungshöhen der Fenster, sowie die Höhen von Türschwellen und Stürzen, die möglichst nicht verändert werden sollen. In der Regel befindet sich auf den Balken eine 27-33 mm dicke Schalung auf Leisten zum Höhenausgleich. Maßgebend sind vorwiegend die Auflagerbereiche, da diese meist die Hochpunkte bilden. Versagensreihenfolge bei Holzbalkendecken ist nach massiven Durchbiegungen ein kombiniertes Biegezugversagen. Aus diesem Grund setzen wir auf eine Verstärkung die hauptsächlich im Bereich des größten Biegemomentes ansetzt. Zu den Auflagern hin kann die Verstärkungsmaßnahme meist auslaufen, da hier die Querkräfte überwiegen, die durch den Holzquerschnitt selbst, durch eingeschraubte Verstärkungen, Vergussssäulen oder auch das reine Profil abgetragen werden können. Aufgrund von üblichen Höhen in Bestandsgebäuden, wird die Verstärkungshöhe am Auflager im Rahmen des Forschungsprojektes auf 30 mm begrenzt. Somit bleibt üblicher Weise noch genügend Platz, um einen sinnvollen Fußbodenaufbau realisieren zu können. Varianten wie die HBV-Decke stoßen bei derart geringen Aufbauhöhen meist an ihre Grenzen.

Für das Vorhaben wurden gemeinsam mit dem industriellen Projektpartner Bennert GmbH folgende technischen Parameter für die Deckensysteme festgelegt, die für eine Anwendung des Verfahrens in Betracht kommen:

- Traglastpotential einer charakteristischen Nutzlast q_k von **2 kN/m²** für Wohnräume und **5 kN/m²** für öffentliche Versammlungsräume
- Anfangsdurchbiegungen w_{inst} im Nachweis des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit GZG beschränken sich auf **L/300**.
- durch die relativ hohe Anfangsdurchbiegung infolge von Kriechverformungen sind finale Durchbiegungen w_{fin} bis zu **L/150** (EN 1995-1-1, Tab. 7.2) erlaubt
- Eigengewicht der einzubringenden Konstruktion soll manuell transportierbar sein und wird daher auf 50 kg pro Bauteil begrenzt
- Die maximale Erhöhung des Deckenaufbaus am Auflager soll, wenn möglich, **30 mm** nicht übersteigen

4 Gegenstand des Forschungsvorhabens

In dem vorliegenden Forschungsvorhaben sollen Möglichkeiten zur Verstärkung von Holzbalkendecken mit Profilen aus glasfaserverstärkten Profilen (GFK-Profile) untersucht werden, die hauptsächlich von der Balkenoberseite her eingebracht werden. Hauptsächlich soll untersucht werden, welche Tragfähigkeitserhöhungen mit GFK-Profilen möglich sind und welche Nutzungsarten für welchen Deckentyp angestrebt werden können.

Die Arbeiten beinhalten die Untersuchung rechnerischer Methoden zur Bestimmung der Spannungszustände in den einzelnen Verbundbauteilen als auch der Verformungen im Anfangs- und im Endzustand. Die rechnerischen Ergebnisse werden durch experimentell ermittelte Werte ergänzt und verifiziert. Dies betrifft experimentelle Untersuchungen zum Verbund der Teilquerschnitte als auch Lastversuche an ausgewählten Verbundträgern unterschiedlicher Größe. Den Schwerpunkt des Forschungsvorhabens bilden Lastversuche an verschiedenen Vorzugsvarianten im Maßstab 1:1. Hier werden auch erste Erfahrungen bei der Ausführung der Verstärkungsmaßnahmen gesammelt, die in einer verfahrenstechnischen und wirtschaftlichen Bewertung des Verfahrens im Vergleich zu den oben genannten Verstärkungsmaßnahmen einfließt.

5 Methodik

Zunächst wird ein analytisches Rechenmodell zur Abschätzung der Traglasten erstellt. In diesem werden verschiedene Verstärkungsvarianten betrachtet und hinsichtlich ihres Potentials zur Verstärkung überprüft.

Das Berechnungsverfahren basiert auf den Formeln für nachgiebig verbundene Biegestäbe des Anhang B der DIN EN 1995-1-1 „Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines“ [9]. Die erforderlichen Materialparameter werden den entsprechenden Normen beziehungsweise den betreffenden bauaufsichtlichen Zulassungen der verwendeten Materialien entnommen. Die Herstellung des Verbunds zwischen Holzbalken und Profilen kann zum einen duktil über schraubenförmige Verbindungsmittel als auch annähernd schubsteif über geklebte Lösungen erzielt werden. Beide Varianten werden im Verlauf der Arbeit in Betracht gezogen und numerisch sowie experimentell untersucht. Die gewonnenen Kennwerte werden anschließend in die Berechnungsmodelle integriert.

Neben den analytischen Betrachtungen werden ausgewählte Kombinationen in einer numerischen Finite Element Analyse (FEA) modelliert und berechnet. Die Ergebnisse der beiden Rechenvarianten werden untereinander gegenübergestellt und mit experimentellen Werten verglichen. Dabei wird zwischen zwei unterschiedlichen Anwendungsszenarien unterschieden: Das erste betrifft den gewerblichen Wohnungsbau. Hier werden Tragfähigkeiten für Deckenlasten von 2 kN/m^2 benötigt. Zusätzlich werden Deckensysteme für öffentliche Gebäude und Versammlungsräume berücksichtigt, bei denen Nutzlasten von bis zu 5 kN/m^2 abgetragen werden müssen.

Zur Erfassung des Verstärkungspotentials unterschiedlicher Ausführungsvarianten werden Berechnungen und Prüfungen an Verbundlösungen mit GFK-Profilen als auch mit Stahl-Profilen durchgeführt. Auch eine Kombination mit einem weiteren zugelassenen Material, dem Polymerbeton Compono, wurde mit einbezogen, da sich diese Kombination bei der Umsetzung der Verstärkungsmaßnahmen anbietet [10]. Eingesetzt werden GFK-Profile der Firma Fiberline, die bereits eine bauaufsichtliche Zulassung haben und somit direkt für den Einsatz im Bauwesen zur Verfügung stehen.

Im Sinne einer Verifikation der rechnerischen Ergebnisse werden diese mit experimentellen Werten verglichen. Eine erste Gegenüberstellung erfolgt anhand von Biegebalken im Labormaßstab in Anlehnung an vorangegangene Biegeversuche an Holzbalken, die mit Polymerbeton verstärkt werden. Die Ergebnisse dienen einer Auswahl an Vorzugslösungen, die im Rahmen von realmaßstäblichen Biegebalkenversuchen eingehender untersucht werden. Es werden zum einen die Biegesteifigkeiten vor und nach der Verstärkung, als auch die Tragfähigkeiten nach DIN EN 408 bestimmt [11]. Bei der Herstellung der Probekörper wird erstmals das Herstellungsverfahren angewendet, wodurch Erfahrungen gesammelt werden, die in der späteren Auswertung einfließen. Die Durchführung der Biegeversuche liefert genauere Aussagen zur Wirksamkeit der Verstärkungsmethoden

Neben den technischen Aspekten ist bei der Arbeit mit Glasfaserverbundwerkstoffen auch auf eine arbeitsschutzgerechte Ausführung sowohl im Werk als auch auf der Baustelle zu achten. Die Erarbeitung eines Konzeptes zur arbeitsschutzgerechten mechanischen Bearbeitung von GFK-Profilen auf der Baustelle und dafür notwendige Gerätetechnik und Werkzeuge erfolgt mit Unterstützung eines Ingenieurdienstleisters, der auf die Verarbeitung von Faserverbundmaterialien spezialisiert ist.

Neben den technischen Details muss das angestrebte Verstärkungsverfahren auch wirtschaftlich gegenüber vergleichbaren Verstärkungsmaßnahmen bestehen können. In einer abschließenden Gegenüberstellung werden daher neben den zu erwartenden Tragfähigkeitserhöhungen auch die einzelnen Verfahrensschritte inklusive Arbeitsaufwand und Materialkosten zusammengestellt und miteinander verglichen.

6 Experimentelle und rechnerische Untersuchungen

6.1 Werkzeug zur Berechnung der Verbundbalken

6.1.1 Analytische Berechnung des Verbundquerschnitts

Zur rechnerischen Untersuchung verschiedener Verstärkungsvarianten wurde ein parametrisiertes Berechnungsmodell erstellt. Die Berechnungen basieren auf dem Verfahren zur Berechnung nachgiebig verbundener, zusammengesetzter Biegeträger im Ingenieurholzbau nach Schelling [12], wie sie beispielsweise auch in der DIN EN 1995-1-1 aufgeführt werden. Die Formeln, die hinter dem Rechenverfahren stehen, wurden in einer Tabellenkalkulation eingegeben, um ein parametrisches Rechenwerkzeug zu erhalten. Durch die Eingabe unterschiedlicher Kennwerte wie der Spannweite, Querschnittsgeometrie und Materialsteifigkeiten können somit die Biegesteifigkeiten des Verbundträgers und darauf aufbauend die Durchbiegungen und Spannungsverteilungen in den Teilquerschnitten berechnet werden. Abb. 4 zeigt das Eingabefenster, in dem zunächst alle grau hinterlegten Felder ausgefüllt werden müssen. Der Einfluss der Verbundherstellung, ob geschraubt oder geklebt, wird über den γ -Wert erfasst, der wiederum durch die Steifigkeit der Verbindungen nach DIN EN 1995-1-1, Anhang B berechnet wurde.

Querschnitt 1 (GFK/Stahl)		Querschnitt 2 (Holz):		Querschnitt 2 (Polymerbeton):	
b_P	300 [mm]	b_H	160 [mm]	b_PB	0 [mm]
t	12 [mm]	h_H	200 [mm]	h_PB	22,9 [mm]
s	24 [mm]	E_Holz	11000	E_P	0
h_P	150 [mm]		11000		18000
h_Steg	138 [mm]	E_2	11000 [N/mm ²]	E_3	0 [N/mm ²]
E_1	24000 [N/mm ²]	I_2	98.227.691 [mm ⁴]	I_3	0 [mm ⁴]
I_1	15.002.469 [mm ⁴]	gamma_2	1	gamma_3	1,00
gamma_1	1,00	z_2	96,4 [mm]	z_3	211,5 [mm]
z_1	193,0 [mm]	n_2	1	n_3	0,00
z_1f	228,9 [mm]	A_2	28688 [mm ²]	A_3	0 [mm ²]
z_1s	153,9 [mm]	a_2	-33,26 [mm]	a_3	81,77 [mm]
n_1	2,18				
A_1	6912 [mm ²]				
a_1	63,28				
Verbundquerschnitt:		w_inst	11,1 [mm]	sigma_md	15,2 [N/mm ²]
z	129,68 [mm]	w_fin	36,0 [mm]		
I_ef	2,23E+08 [mm ⁴]	L/300	18,67		
EI_ef	2,454E+12 [Nmm ²]	L/150	37		

Abbildung 4: Eingabefenster zur parametrischen Berechnung eines Verbundträgers, bestehend aus einem Holzbalken, einem Verstärkungsprofil und optional eine zusätzliche Schicht aus Reaktionsharzverguss

Ausgangspunkt bildet der Holzquerschnitt (Querschnitt 2 – Index ‚H‘), der mit einem Verstärkungsprofil aus GFK oder Stahl kombiniert werden kann (Index ‚P‘). Zunächst wurde von T-förmigen Verstärkungsprofilen ausgegangen, die bis in die Zugzone des Balkens geführt werden können. Es können jedoch auch einfache Flachprofile eingegeben werden, in dem die Breite des Gurts beziehungsweise die Höhe des Stegs angepasst werden. Später wurde die Möglichkeit hinzugefügt, eine zusätzliche Lage Reaktionsharzbeton (Index ‚PB‘) einzubeziehen. Wird die Steifigkeit EPB für den Teilquerschnitt zu Null gesetzt, kann ein definierter Abstand zwischen Profil und Holzbalken berücksichtigt werden.

Mit Hilfe der ermittelten Steifigkeitswerte lassen sich die Durchbiegungen und Spannungen für die statischen Nachweise nach DIN EN 1995-1-1 ermitteln. Dabei ist es wichtig zu unterscheiden, welche Spannungen und welche Durchbiegungen zu welchem Zeitpunkt an welcher Querschnittskonstellation ermittelt werden. Die Verstärkungsmaßnahmen sollen ohne Unterstützung oder statische Entlastung des Systems durchgeführt werden.

Das bedeutet, dass das Eigengewicht weiterhin ausschließlich durch den Holzbalken übertragen wird und nur die Nutzlast nach den Baumaßnahmen durch den Verbundträger abgetragen werden kann. Die Durchbiegung w_{fin} setzt sich daher aus unterschiedlichen Anteilen zusammen. Vor den Verstärkungsmaßnahmen treten folgende Verformungen auf, die als Vorverformungen w_c in die Berechnung von w_{fin} eingehen:

- $w_{fin,G}$ – Durchbiegung infolge von Eigengewicht der Decke sowie Kriechverformungen
- $w_{res,Q1}$ – verbleibende Durchbiegung infolge von Kriechverformungen durch ursprüngliche Nutzlast Q_1

Gleiches gilt für die Spannungen im Holzquerschnitt. Die Lasten und Spannungen aus Eigengewicht und Deckenaufbau werden allein durch den Holzbalken übertragen. Die Verformungen sind irreversibel und zu Beginn der Verstärkungsmaßnahmen vorgegeben. Hier werden sie anhand der einschlägigen Formeln aus [9] und den Kriechbeiwerten für die Nutzungsklasse 1 berechnet. Hier wurden die Kriechverformungen berechnet, im Bestand sollten vor Baubeginn die wirklichen Verformungen gemessen werden. Sobald die Verstärkungsmaßnahmen abgeschlossen sind, müssen w_{fin} folgende Verformungen hinzugefügt werden:

- $w_{inst,G2}$ – Anfangsdurchbiegung durch zusätzliches Eigengewicht des neuen Deckenaufbaus
- $w_{inst,Q2}$ – Anfangsdurchbiegung durch neue erhöhte Nutzlast Q_2
- $w_{fin,G2}$ – Enddurchbiegung mit Kriechanteil aus Eigengewicht der Verstärkung
- $w_{fin,Q2}$ – Enddurchbiegung mit Kriechanteil aus erhöhter Nutzlast nach der Verstärkung

Mit der Fertigstellung des Rechenwerkzeugs konnten unterschiedliche Querschnitts- und Lastkonstellationen schnell miteinander kombiniert werden, was direkt zu den entscheidenden Bemessungsgrößen der Spannungen und Verformungen führt. Das Rechenverfahren wurde daher im weiteren Verlauf der Arbeit verwendet.

6.1.2 Experimentelle Untersuchung des Schubverhaltens

Eine Möglichkeit zur Verbindung der Teilquerschnitte, die zu diesem Zeitpunkt des Projekts präferiert wurde, ist die Verschraubung mittels selbstbohrenden Holzschrauben mit verstärktem Schaft und Senkkopf, wie sie im Anhang A zu finden sind. Die Holzbaunorm bietet Formeln zur Abschätzung der Tragfähigkeit und des Verschiebungsmoduls K_s . Diese sind jedoch nicht für diesen Schraubentyp vorgesehen und beschränken sich zudem auf die Materialkombinationen Holz-Holz, Holz-Holzwerkstoffe und Holz-Stahl und gehen zudem von einigen Vereinfachungen aus. Eine direkte Übertragung ist theoretisch zwar möglich, da sich die Eingangswerte wie E-Modul, Lochleibungsfestigkeit und Dichte zwar aus dem Datenblatt der GFK-Profile ablesen lassen. Jedoch wurde eine zusätzliche Überprüfung durch experimentelle Lastversuche an geschraubten Holz-GFK-Verbindungen für notwendig erachtet, um mit genaueren Werten in dem analytischen Rechenverfahren arbeiten zu können.

Die Kraft F , die durch die in der Verbindungsfuge auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmittel übertragen wird, ist im elastischen Bereich proportional zur Verschiebung u der Bauteile. Der Faktor, der die Proportionalität beschreibt, wird als Verschiebungsmodul K bezeichnet. Die Proportionalität lässt sich durch folgende Gleichung ausdrücken:

$$F = K_{ser} \cdot u$$

Während bei starren Leimverbindungen nahezu keine Verformungen auftreten, sind mechanische Verbindungsmittel durch große Verformungen gekennzeichnet [13]. Dabei wird zwischen den Anfangsverformungen im elastischen Bereich und den plastischen Endverformungen unterschieden.

Die in der DIN EN 1995-1-1 aufgeführten Verschiebungsmodule für unterschiedliche Verbindungen sind empirische Rechenwerte, die auf einer Vielzahl an Versuchen basieren [14]. Dabei sind der Durchmesser des Verbindungsmittels und die mittleren Rohdichten der verbundenen Holzbauteile die maßgebenden Einflussparameter. Für die Nachweise der Tragfähigkeit wird der Verschiebungsmodul K_u verwendet und beträgt vereinfachend zwei Drittel des Wertes von K_{ser} , welcher für Nachweise der Gebrauchstauglichkeit angesetzt wird.

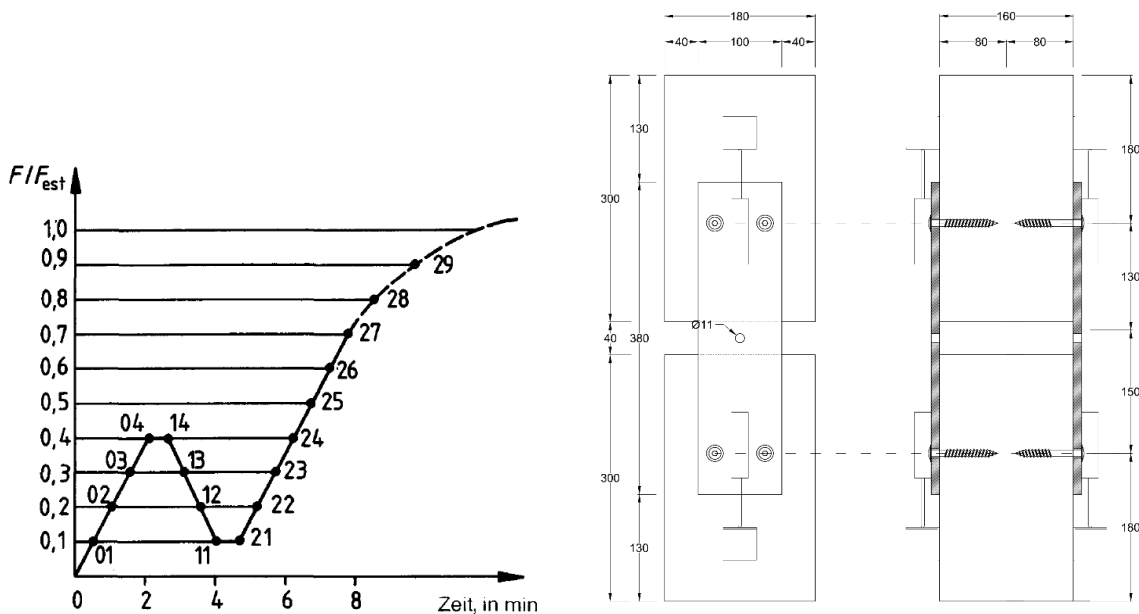


Abbildung 5: Versuchsablauf der durchgeführten Druckschubversuche (links) an geschraubten Verbindungen aus Holz und GFK mittels Knapp GIGANT Verbindern (rechts)

Die Bestimmung des Verschiebungsmoduls findet nach dem in der DIN EN 26 891 beschriebenen Belastungsverfahren statt [15]. Das Aufbringen der Last erfolgt dabei phasenweise in Abhängigkeit einer geschätzten Höchstlast Fest. Diese kann rechnerisch oder experimentell ermittelt werden. Entsprechend Abb. 5 (links) ist die Last bis 40 % der geschätzten Höchstlast aufzubringen und dann für 30 Sekunden konstant zu halten. Anschließend soll die Last auf 0,1 Fest reduziert und nochmals für 30 Sekunden konstant gehalten werden. Das Konstanthalten der angreifenden Last soll der Lastumkehr eine gewisse Zeit einräumen. Im Anschluss daran ist die Last bis zur Bruchlast oder dem Erreichen einer Verschiebung von 15 mm zu steigern. Die Abmessung der geprüften Probekörper ist in Abb. 5 gegeben. Die Mindestabstände der DIN EN 1995-1-1 und der bauaufsichtlichen Zulassung der GFK-Profile wurden eingehalten. Die erwähnten Schrauben mit Senkkopf und verstärktem Schaft der Firma Knapp sind in drei Ausführungen mit 5, 8 und 10 mm Nenndurchmesser verfügbar, wobei der verstärkte Schaft nur bei der 10 mm Variante durchgängig ausgeführt ist. Es wurden Druckversuche an Schrauben mit einer Länge von 80 mm und einem Durchmesser von 10 mm durchgeführt. Für die Vorbemessung wurden die Formeln für Holz-Holzwerkstoff-Verbindungen mit Holzschrauben gemäß DIN EN 1995-1-1 verwendet, wobei der Holzwerkstoff durch die GFK-Platten mit den entsprechenden Materialparametern ersetzt wurde. Die Vorbemessung ergab für die vorgebohrten und nicht vorgebohrten Ausführungen folgende Tragfähigkeiten R_k und Verschiebungsmodule k_S pro Schraubenpaar. Die Ergebnisse sind in Tabelle 1 aufgeführt.

Tabelle 1: Gegenüberstellung der rechnerischen Ergebnisse der Vorbemessung der Tragfähigkeiten und Verschiebungsmodule der Probekörper aus Abb. 5 und der experimentellen Ergebnisse

VORBEMESSUNG	Tragfähigkeit [N]			Kser [N/mm]		
vorgebohrt	5323 (114%)			2847 (259%)		
nicht vorgebohrt	4214 (95%)			1377 (77%)		

EXP. ERGEBNISSE	Mittelw.	SD	5% Fraktil	Mittelw.	SD	5% Fraktil
vorgebohrt	5213	337	4656	1922	474	1098
nicht vorgebohrt	4825	260	4431	3651	1313	1783

Der große Unterschied besteht hier vor allem in der Berechnungsmethode und dem relativ großen Durchmesser der Holzschrauben. Laut DIN EN 1995-1-1 sind Holzschrauben mit einem Durchmesser kleiner 6 mm wie Nagelverbindungen zu berechnen, bei denen unterschieden wird zwischen vorgebohrten und nicht vorgebohrten Verbindungen, während bei dickeren Holzschrauben die Formeln für Bolzenverbindungen angewendet werden, bei

denen davon ausgegangen wird, dass die Löcher vorgebohrt werden. Die experimentellen Untersuchungen hatten also zu klären, ob dieser Unterschied sich auch in den Versuchsergebnissen widerspiegelt und welche Formeln für die Berechnung angesetzt werden können.

Die experimentellen Ergebnisse sind den Vorbemessungen in Tabelle 1 gegenübergestellt. Durch das duktile Versagen der geschraubten Verbindungen ist eine genaue Versagenslast schwer zu bestimmen, da der Versuch abgebrochen wurde, sobald sich der Abstand zwischen beiden Holzblöcken auf 10 mm reduziert hat, aber dennoch eine Resttragfähigkeit beobachtet werden konnte. Die Last-Weg-Kurven der Versuche zeigten ab einer Laststufe von circa 17,5 kN ein Abflachen. Dieser Punkt wurde als Versagenspunkt angenommen und die entsprechende Kraftwerte notiert. Gemäß den Berechnungen der Versagensfälle der Johannsen-Theorie ist das Nachgeben der Verbindungsmittel ausschlaggebend. Es wird angenommen, dass zu diesem Zeitpunkt eine plastische Verformung der Schrauben einsetzt, welche das Erreichen der Höchstlast der Tragfähigkeit bedeutet. Tatsächlich wurden nach den Versuchen deutliche Verformungen an den Holzschrauben beobachtet.

Sowohl bei den Tragfähigkeiten als auch bei den Verschiebungsmodulen scheint sich die Berechnungsmethode für nicht vorgebohrte Verbindungen am besten zu eignen um die experimentellen Ergebnisse wiederzugeben. Die Festigkeiten liegen für beide Varianten nah beieinander, was die Annahme bestätigt, dass das Fließmoment M_{yk} des Verbindungsmittels der bestimmende Faktor ist und nicht die Lochleibungsfestigkeit des Holzes. Allerdings zeigten die Ergebnisse der nicht vorgebohrten Probekörper größere Streuungen bei den Verschiebungen. Es wird angenommen, dass dies durch die ungenauere Positionierung der Verbindungsmittel bei nicht vorgebohrten Probekörpern begründet werden kann. In diesem Fall werden die Verbindungsmittel nicht so gleichmäßig belastet wie bei vorgebohrten und präzise platzierten Schrauben. Da als charakteristische Festigkeit in der Regel das untere 5%-Fraktil angesetzt wird, wurde dieser Wert mit den Ergebnissen der Vorbemessung verglichen und zeigten bei der Festigkeit eine Übereinstimmung von 95%, sowie 77% Übereinstimmung bei dem Verschiebungsmodul K_{ser} . Diese Werte konnten anschließend für die Bestimmung der γ -Werte in der Berechnung der Verbundträger berücksichtigt werden.

6.1.3 Erarbeitung und rechnerische Gegenüberstellung verschiedener Verbundvarianten

In den Arbeitspaketen 3.1 bis 3.3 des Arbeitsplans wurden mögliche Verstärkungsvarianten definiert und deren Potential zur Deckenverstärkung miteinander verglichen. Ziel war es zu erfahren, ob und mit welchem Aufwand sich die definierten Ziele aus Abschnitt 3 mit den gewählten Verstärkungsmaßnahmen umsetzen lassen. Deshalb wurden zu Beginn des Projekts mögliche Verstärkungsvarianten definiert, die in Tabelle 2 aufgelistet sind:

Tabelle 2: Mögliche Kombinations- und Einzelmaßnahmen zur Verstärkung von Holzbalken im Bestand, die nur von der Oberseite her zugänglich sind

A - Material	B - Verbund	C – Zugzonenverstärkung	D - Trägererhöhung
GFK	kein	Ja (T-Profil)	Polymerbeton
Stahl	geschraubt geklebt	Nein (nur Flachprofil)	Füllholz

Zur Erläuterung: Primäres Projektziel war es, die Möglichkeiten zur oberseitigen Balkenverstärkung mittels GFK-Profilen zu eruieren. Dennoch wurden in den Gegenüberstellungen auch Stahlprofile betrachtet, da diese als direktes Konkurrenzprodukt zu den GFK-Profilen gesehen werden. Letztere haben zwar eine deutlich niedrigere Steifigkeit und Festigkeit als Stahlprofile, sind dafür aber deutlich leichter und haben eine geringere Wärmeleitfähigkeit, was bei Außenwandanschlüssen vorteilhaft ist. Für die Herstellung des Verbunds gibt es drei mögliche Stufen, von einem losen Verbund ohne zusätzliche Verbindung der beiden Teilquerschnitte über duktile, geschraubte Verbindungen hin zu schubsteifen adhäsiven Verbindungen der Querschnitte. Erstere wurde anfangs vor allem betrachtet um den Einfluss der Verschraubung beziehungsweise der Verklebung deutlich zu machen. Tatsächlich war der Unterschied zwischen losen und geschraubten Verbund im Vergleich zu der schubsteifen Lösung vernachlässigbar klein, so dass die Variante mit dem losen Verbund anschließend nicht weiter betrachtet wurde. Parameter C der Tabelle 2 sollte betrachtet werden, um den Einfluss von Verstärkungsmaterial in der Zugzone, das von oben in den Balken eingebracht wird, zu untersuchen. Daher wurden eingesteckte T-Profile und aufgeklebte Flachprofile betrachtet, wie sie exemplarisch in Abb. 6 dargestellt sind. Die Trägererhöhung D wurde mit in die Betrachtung einbezogen, da die

Bestandsbalken oftmals eine dauerhafte Durchbiegung von circa 2 bis 4 cm aufweisen. Die eingebrachten Profile werden jedoch ohne Vorkrümmung eingebracht, was genutzt werden soll, um einen ebenen Fussbodenaufbau zu erhalten. Der so entstandene Zwischenraum muss beispielsweise durch Abstandshölzer oder eine Schicht Reaktionsharzbeton ausgefüllt werden, um eine Verformung der Profile zu vermeiden

Das erste Beispiel betrachtet den möglichen Ausbau einer Dachgeschossdecke unter einem nachrangig genutzten Dachboden, deren bisherige maximale charakteristische Nutzlast von 1 kN/m² aber unterhalb der geforderten Nutzlast von 2 kN/m² für Wohnflächen liegt. Unter Absprache mit dem Industriepartner Bennert wurden Balkenquerschnitte von 160x200 mm² bei einem Abstand von 80 cm und einer Spannweite von 6,0 m als statisches System angesetzt. Das Eigengewicht der Konstruktion aus Schüttung und Beplankung beträgt 2 kN/m² und wird wie bereits erwähnt durch die fehlende Stützung überwiegend von dem reinen unverstärkten

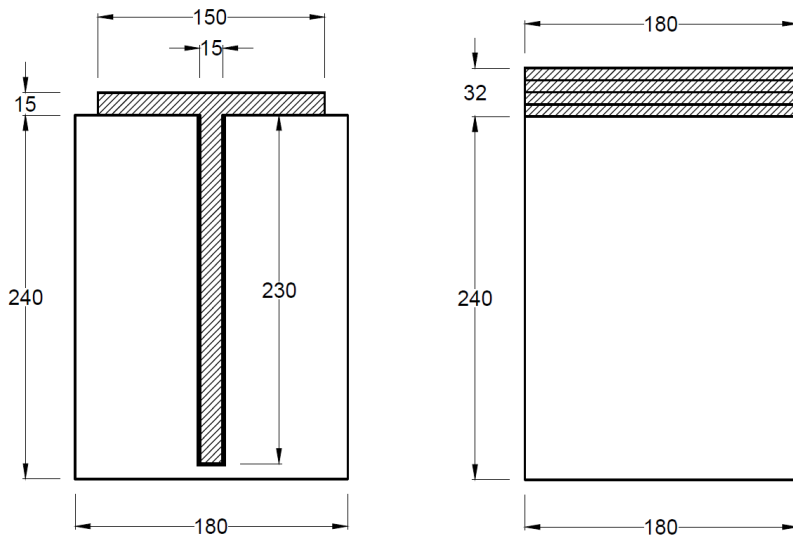


Abbildung 6: Darstellung zweier unterschiedlicher Verstärkungsvarianten, Steg des T-Trägers in der Zugzone des Holzbalkens (links) und reine Druckzonenverstärkung (rechts).

Tabelle 3: Auswahl berechneter Verstärkungsvarianten einer Dachgeschossdecke zum Erreichen einer angestrebten Nutzlast von 2 kN/m²

	1	2	3	4	5	6	7	8
160x200	Bestandsbalken	Flach-profil	T-Profil	Flach-profil	T-Profil	Doppeltes Flachprofil	Flach-profil	T-Profil
Verbund Polymerbeton		geschraubt	geschraubt	geklebt	geklebt	geklebt	geklebt	geklebt
GFK-Profil [mm]		160x10	160x190 t=10, s=10	160x10	160x190 t=10, s=10	2x160x10	160x10	160x220 t=10, s=10
Eigengewicht [kg]		17,3	37,8	17,3	37,8	34,6	17,3	41,04
Stahl-Profil [mm]		160x10	160x190 T=11,5,s=7,5	160x10	160x190 T=11,5,s=7,5	160x20	160x10	160x220 T=11,5,s=7,5
Eigengewicht [kg]		84,0	171,4	84,0	171,4	168,0	84,0	183,2

Bestandsholzbalken übertragen. Die Nutzlasten wiederum werden vom verstärkten Verbundquerschnitt übertragen. Acht unterschiedliche Verstärkungsvarianten aus Tabelle 2 wurden rechnerisch untersucht.

Eine grafische Gegenüberstellung der Rechenergebnisse, getrennt nach Verstärkungsmaterial, gibt Abbildung 7. Auffallend ist, dass mit einer Verstärkung aus GFK eine gewünschte Verstärkung auf 2,0 kN/m² zunächst lediglich mit einer zusätzlichen Trägererhöhung mittels einer Schicht aus Polymerbeton (PB) erreicht werden kann. Mit geklebten GFK-Profilen wird der Grenzwert von 2,0 kN/m² annähernd mit einer doppelten Lage von 10 mm starken GFK-Platten erreicht (1,94 kN/m²). Interessant war zudem die Beobachtung, dass die Verwendung eines T-Profiles mit einem schmalen Steg, der nicht nur die Druckzone, sondern auch die Zugzone des Trägers verstärkt, keine signifikante Laststeigerung erzielt werden kann. Bei eingeklebten Trägern wurde sogar eine Reduzierung der Gesamttragfähigkeit im Vergleich zu einem aufgeklebten Flachprofil berechnet. Dies ist damit zu erklären, dass beim Einschlitzen des

Trägers die Tragfähigkeit des Holzbalkens zunächst reduziert wird und die maximalen Biegerandspannungen infolge des Eigengewichts steigen. Dies führt dazu, dass zwar ein stärkerer Verbundträger vorhanden ist, der Bestandsbalken aber einer höheren Vorbelastung ausgesetzt ist. Bei der Klebung ist dieser Einfluss stärker, da sich für den Teilquerschnitt aus Holz die aus der Verkehrslast ergebenden Spannungen im Verbundträger für beide Varianten (Flachprofil und T-Profil) weniger stark unterscheiden, als bei geschraubten Verbindungen.

Bei Verwendung von Stahlträgern wiederum hat der senkrechte Steg in der Zugzone durchaus einen nennenswerten Einfluss. Durch die deutlich höhere Steifigkeit des Stahls gegenüber GFK haben die T-Profile eine deutlich größere Biegesteifigkeit. Das Stahlprofil kann somit einen größeren Teil der Lasten übernehmen und die zuvor eingebrachten Querschnittsschwächungen besser ausgleichen. Bei GFK-Profilen tritt dieser Effekt nicht auf.

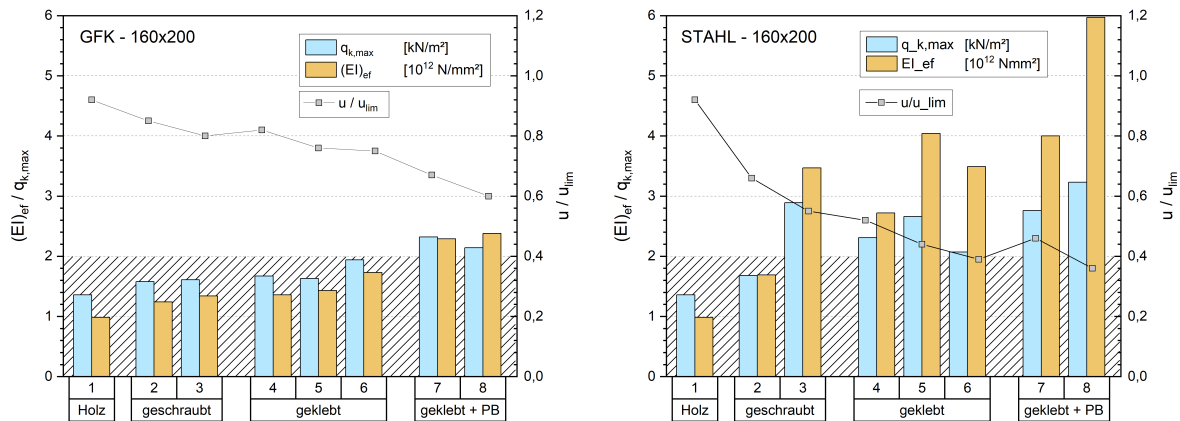


Abbildung 7: Grafische Vergleiche der unterschiedlichen Varianten aus Tabelle 3 für eine Verstärkung mit GFK-Profilen (links) und Stahl (rechts)

Ein ähnliches Bild ergibt sich für den zweiten Bemessungsfall, bei dem eine Decke auf 5,0 kN/m² Nutzlast verstärkt werden soll. Der hier betrachtete unverstärkte Ausgangsbalken mit einem Querschnitt von 180x240 mm² hat eine Anfangstragfähigkeit von circa 3 kN/m². Die Verstärkungskombinationen aus Tabelle 4 wurden berechnet und in Abb. 8 grafisch miteinander verglichen.

Auch hier lässt sich mit GFK-Profilen eine ausreichende Verstärkung nur unter Zuhilfenahme einer Balkenerhöhung durch eine zusätzliche Schicht aus Polymerbeton erzielen. Diese müsste aber dicker als die hier angesetzten 3 cm sein. Die Tragfähigkeit des Verbundträgers erhöht sich allein aufgrund der hohen Steifigkeit des Stahls deutlich. Die gewünschte Traglast wird hier schon mit aufgeklebten Flachprofilen beziehungsweise einem zugeschnittenen IPE 400 erreicht. Eine Trägererhöhung mittels Polymerbeton oder einem Füllholz ist hier nicht notwendig.

Aufgrund der geringeren Steifigkeit im Vergleich zum Stahl sind in beiden Fällen die GFK-Träger bezüglich ihrer Tragfähigkeit nicht mehr als 16% ausgelastet, übernehmen also nur einen geringen Teil der zusätzlich anfallenden Spannungen und dienen als ergänzender Teilquerschnitt. Beim Stahl liegt die Auslastung zwischen 30 und 54 %, was zeigt, dass das Stahlprofil aufgrund seiner eigenen Biegesteifigkeit zum primären Teilquerschnitt wird.

Tabelle 4: Auswahl berechneter Verstärkungsvarianten einer Dachgeschossdecke für die gewünschte Nutzlast von 5 kN/m²

	1	2	3	4	5	6	7	8
180x240	Bestandsbalken	Flachprofil	T-Profil	Flachprofil	T-Profil	Doppeltes Flachprofil	Flachprofil	T-Profil
Verbund		geschraubt	geschraubt	geklebt	geklebt	geklebt	geklebt	geklebt
Polymerbeton							3 cm	3 cm
GFK		180x10	180x190	180x10	180x190	2x180x10	180x10	180x220
[mm]			t=10, s=10		t=10, s=10			t=10, s=10
Eigengewicht [kg]		19,4	44,3	19,4	44,3	38,9	19,4	47,5
Stahl		180x10	180x150	180x10	180x120	180x20	180x10	180x40
[mm]			T=13,5, s=8,6		T=13,5, s=8,6			T=13,5, s=8,6
Eigengewicht [kg]		94,5	195,3	94,5	181,8	141,8	94,5	126,7

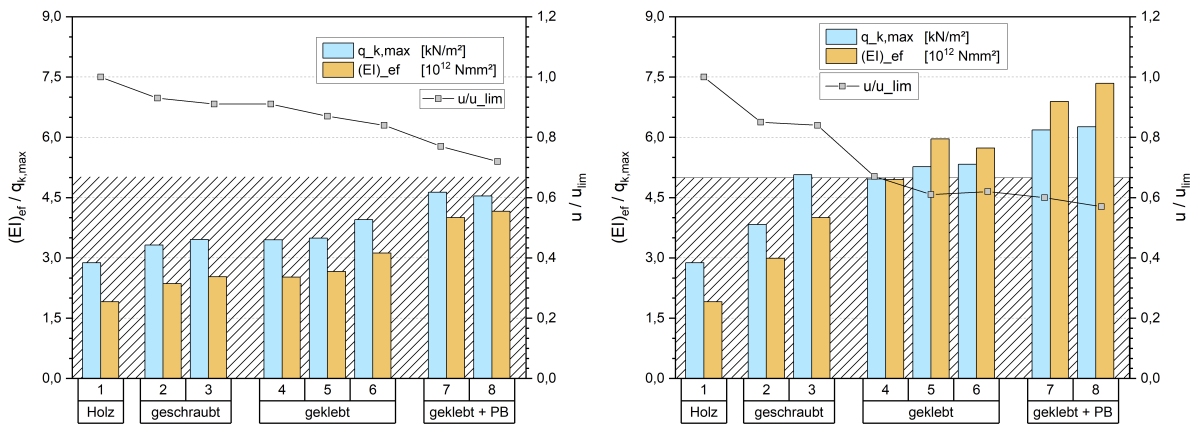


Abbildung 8: Grafische Vergleiche der unterschiedlichen Varianten aus Tabelle 4 für eine Verstärkung mit GFK-Profilen (links) und Stahl (rechts)

6.1.4 Vergleich zwischen analytischer und numerischer Berechnung

Neben der experimentellen Validierung der analytisch ermittelten Ergebnisse wurde ein Vergleich mit den Spannungen und Verformungen aus einer Finiten Elemente Analyse durchgeführt. Ein Verbundquerschnitt mit den Abmessungen aus Abb. 6 wurde zum einen in das Arbeitsblatt aus Abb. 4 eingegeben und zum anderen in einer ANSYS Arbeitsumgebung modelliert. Folgende Kennwerte des statischen Systems wurden für den Vergleich angesetzt:

- Spannweite $L = 5.0$ m, Balkenabstand $e = 0.8$ m
- Eigengewicht $g = 2$ kN/m² (1.6 kN/m), Nutzlast $q = 5$ kN/m² (4.0 kN/m)
- Eigengewicht Träger 0.3 kN/m
- Balkenquerschnitt 180x240, Festigkeitsklasse C24
- Verstärkungsprofil: GFK T-Profil – 230 x 180 x 10 mm
- steifer Verbund, geklebt, $\gamma = 1$

Die rechnerischen Ergebnisse beider Verfahren sind in Abb. 9 abgebildet. Mit Hilfe der Höhenlinien der numerischen Spannungen (links) wurde die Normalspannungsverteilung im Holzquerschnitt, in welchem als erstes die kritischen Bemessungsfestigkeiten erreicht werden, in das Diagramm der analytischen Spannungen (rechts) übertragen. Die Biegezugspannungen zeigten eine gute Übereinstimmung. Die analytischen Biegezugspannungen lagen mit einem Wert von 8.72 N/mm² ungefähr 0.5 N/mm² über dem numerischen Ergebnis. Die Durchbiegung in Trägermitte betrug 13.5 mm in dem ANSYS-Modell und 12 mm in der analytischen Berechnung, was einer guten Übereinstimmung von 92 % entspricht.

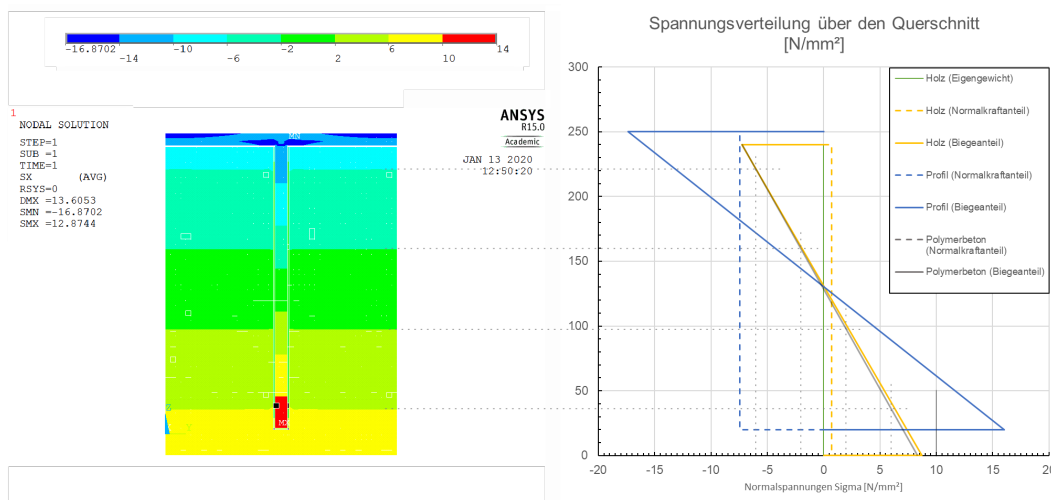


Abbildung 9: Vergleich der numerisch ermittelten Normalspannungen (links) mit den analytischen Normalspannungen (rechts)

Mit Hilfe der analytischen Rechenmethode lassen sich die Spannungen und Verformungen also mit guter Genauigkeit ermitteln.

Zusammenfassend lassen sich nach dieser ersten rechnerischen Betrachtung folgende Punkte festhalten:

- betrachtete GFK-Profile ermöglichen Erhöhungen der Tragfähigkeit um 20 bis 35%
- geringer Einfluss der Verschraubung auf die Verbundwirkung
- geringer Einfluss des Stegabschnitts der GFK-Verstärkungsprofiles
- Steiner-Anteil des Druckgurtes entscheidender Faktor für Steifigkeitserhöhung
- durch Erhöhung des Abstands des Druckgurtes zum Holzträger deutlich höhere Laststeigerungen möglich

Die theoretischen Werte wurden in einem nachfolgenden Schritt mit Hilfe von experimentellen Versuchen an kleinmaßstäblichen Biegebalken validiert. Die Versuchsdurchführung sowie die Ergebnisauswertung werden im folgenden Abschnitt beschrieben.

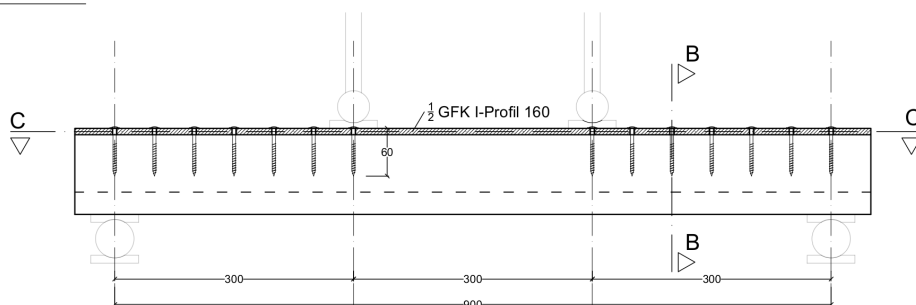
6.2 Experimentelle Untersuchungen an kleinmaßstäblichen Verbundbalken

Eine experimentelle Überprüfung der Rechenergebnisse erfolgte zunächst anhand von Verbundbalken im Labormaßstab. Der Versuchsaufbau orientierte sich an der DIN EN 408 [11] sowie an Vorversuchen, die bei der Firma Bennert an Holzbalken, die mit Polymerbeton und Holzwerkstoffen in der Druckzone verstärkt waren, durchgeführt wurden. Eine zeichnerische Darstellung eines Probekörpers liefert Abb. 10. Gewählt wurde Fichtenholz der Festigkeitsklasse C24. Als Verstärkung wurden halbierte GFK-Profile des Typs I 160x80x8 sowie halbierte Stahlträger HEB 140 gewählt.

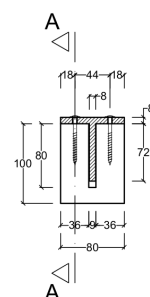
Neben den unverstärkten Referenzbalken wurden Probekörper getestet, in den die Verstärkungsprofile (a) ohne Verbund eingelegt wurden, (b) entsprechend der Zeichnung in Abb. 10 verschraubt wurden und (c) mit einem Reaktionsharzgemisch verklebt wurden. Als Schrauben wurden Holzschrauben mit verstärktem Schaft der Firma Knapp 5x50 mm verwendet. Diese lassen sich mittels Senkkopf eben in die Profile einbringen und haben gleichzeitig ein geringes Spiel zwischen der Bohrung im GFK und dem Schraubenschaft. Das entsprechende Datenblatt findet sich in Anhang 1. Der Klebstoff basiert auf einem Gemisch aus dem 2-Komponentigen Epoxidharz und einem Zusatz aus Quarzsand. Dieser erlaubt eine verlustfreie Spaltüberbrückung und wird bereits von der Firma Bennert bei Verstärkungen mit dem Compono Polymerbeton verwendet. Die entsprechenden Datenblätter finden sich in Anhang 1.

Variante GFK

Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C

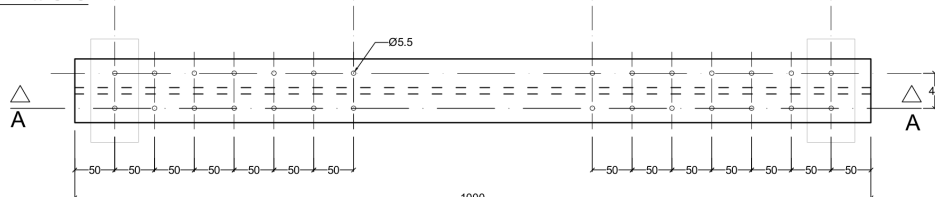


Abbildung 10: Experimenteller Aufbau zur Untersuchung von verstärkten Holzbalken anhand von labormaßstäblichen Biegeversuchen

Pro Kombination wurden drei Balken in einem weggesteuerten Vier-Punkt-Biegeversuch in einem zweistufigen Versuchsprogramm getestet. Zunächst wurden die Probekörper mit 2 mm/min bis zu 40% der abgeschätzten maximalen Tragfähigkeit belastet, welche anhand der analytischen Berechnungshilfe und den charakteristischen Festigkeitskennwerten für Vollholz des Eurocode 5 [9] ermittelt wurde. Die charakteristische Biegefestigkeit liegt demnach bei 24 N/mm². Diese Laststufe wurde 30 Sekunden gehalten, bevor die Last auf 10% der Maximallast heruntergefahren wurde und dort ebenfalls 30 Sekunden gehalten wurde. Anhand der entsprechenden Steigungen der Last-Verformungskurve lässt sich eine Biegesteifigkeit bestimmen. Anschließend erfolgte der eigentliche Bruchtest, bei welchem die Last mit einer konstanten Geschwindigkeit von 2 mm/min bis zum Eintreten des Bruchs des Holzbalkens gesteigert wurde. Die Durchbiegung wurde in der Mitte des Balkens mittels zweier induktiver Wegaufnehmer aufgezeichnet. Die Versuchsergebnisse sind in Abb. 11 grafisch aufgearbeitet. Eine Übersicht über die Bruchbilder findet sich in Anhang 2.

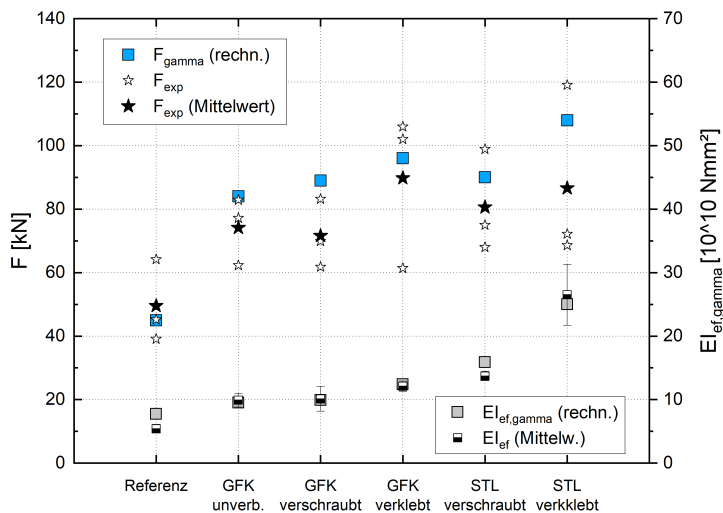


Abbildung 11: Experimentelle und rechnerische Ergebnisse der Biegesteifigkeiten EI und Tragfähigkeiten F der Biegeversuche aus Abb. 10

Der Bruch des Probekörpers trat bei allen Balken im Holzquerschnitt auf, wobei unterschiedliche Versagensmuster zu beobachten waren. Bei unverstärkten Balken trat ein Biegezugversagen im Bereich des maximalen Biegemoments zwischen den beiden Lasteinleitungspunkten ein. Mit zunehmenden Verstärkungsgrad kam es trotz Lastverteilungsplatten im Bereich der Auflager zu plastischen Verformungen infolge der auftretenden Querdruckspannungen. Die Balken wurden dennoch weiter belastet, bis ein Biegezugversagen auftrat. Die Werte der Querverformung wurden von den gemessenen Durchbiegungen abgezogen. Auf die Bestimmung der Biegesteifigkeiten hatten die Querverformungen keinen Einfluss, da die Verformungswerte im plastischen Bereich unterhalb der 40%-Last zur Bestimmung verwendet wurden. Wie die Bruchbilder in Anhang 2 zeigen, versagten einige Proben am Auflager statt in Balkenmitte. Eine Zusammenfassung ist in folgender Tabelle aufgelistet:

Tabelle 5: Zusammenstellung der experimentellen Ergebnisse der kleinmaßstäblichen Biegeversuche inklusive Versagensmodus

	Referenz	GFK unverbunden	GFK verschraubt	GFK geklebt	Stahl verschraubt	Stahl geklebt
01	Biegezug 45,2 kN	Querschub 62,3 kN	Querschub 83,2 kN	Biegezug 60,8 kN	Biegezug 98,7	Biegezug (VS) 68,6
02	Biegezug 31,1 kN	Querdruck 77,2	Querdruck 69,9	Biegezug 102,7 kN	Querdruck (K) 75,9	Querdruck 119,1
03	Biegezug 64,2 kN	Biegezug 82,9	Querdruck 61,8	Biegezug 108,2 kN	Querdruck 68 kN	Biegezug (K) 72,2

Der Vergleich zwischen experimentellen Werten und den analytisch bestimmten Festigkeiten zeigt eine gute Übereinstimmung. Die experimentellen Mittelwerte liegen, bis auf den Referenzproben der unverstärkten Balken, stets etwas unter den rechnerisch Tragfähigkeiten, die auf Basis der charakteristischen Festigkeitswerte für Holz der Festigkeitsklasse C24 ermittelt wurden. Die Reihen ‚GFK unverbunden‘ und ‚GFK verschraubt‘ enthalten jeweils

mindestens zwei Probekörper, die aufgrund des Querdrucks am Auflager versagten und dementsprechend nicht bis zur Biegezugfestigkeit belastet werden konnten, die für die numerische Bemessung als ausschlaggebend angenommen wurde. Besonders deutlich wird dies bei der Testreihe ‚Stahl geklebt‘, bei der es bei Probekörper 01 eine Vorschädigung durch vermuteten Feuchteinfluss und bei Probekörper 03 einen großen Ast im Bereich der Biegezugzone gab. Dadurch wird die rechnerische Tragfähigkeit nur zu 80% erreicht. Durch die gewählte kompakte Balkengeometrie werden die Balken am Auflager stark verformt und geschädigt, so dass kein dominierendes Biegezugversagen vorliegt, welches bei den rechnerischen Vergleichen vorausgesetzt wurde. Bei einem größeren l/h -Verhältnis würden die experimentellen Werte weniger durch die Querkraft beeinflusst werden somit auch deutlich näher an den rechnerischen Ergebnissen liegen. Neben der Tragfähigkeit wurde anhand der DIN 408 aus den elastischen experimentellen Durchbiegungen eine Balkensteifigkeit (EI)_{ef} abgeleitet, die mit den rechnerischen Werten sehr gut übereinstimmt. Trotz der leicht höheren Bemessung bei den Festigkeiten werden Vergleiche der Festigkeit und Steifigkeit an Balken im Labormaßstab als experimentelle Validierung des analytischen Rechenverfahrens gewertet.

6.3 Auswahl präferierter Verbundlösungen

Die Versuche zur Ermittlung der Schubmodule und die Berechnung der einzelnen Verbundvarianten in dem analytischen Rechenmodell haben gezeigt, dass die anzusetzenden Verbundsteifigkeiten bei geschraubten Lösungen nicht groß genug sind, um eine ausreichende Verstärkungswirkung zu erzielen. Diese sind lediglich in Kombination mit Stahlprofilen, die eine eigene hohe Biegesteifigkeit besitzen, sinnvoll. Geklebte Verbundlösungen sind also in Kombination mit GFK-Profilen zu präferieren. Die Profile können in unterschiedlichen Querschnitten verwendet werden, jedoch scheint eine Verwendung von T-förmigen Profilen, die bis in die Zugzone des Balkens angeordnet werden, wenig zielführend, da der Beitrag des senkrechten Profilitails zur Verstärkung sehr klein ausfällt. Um das zu untersuchen, wurde der Anteil der einzelnen Querschnittsteile an der Übertragung des Biegemoments dargestellt und anschließend eine Auswahl der präferierten Lösungen getroffen.

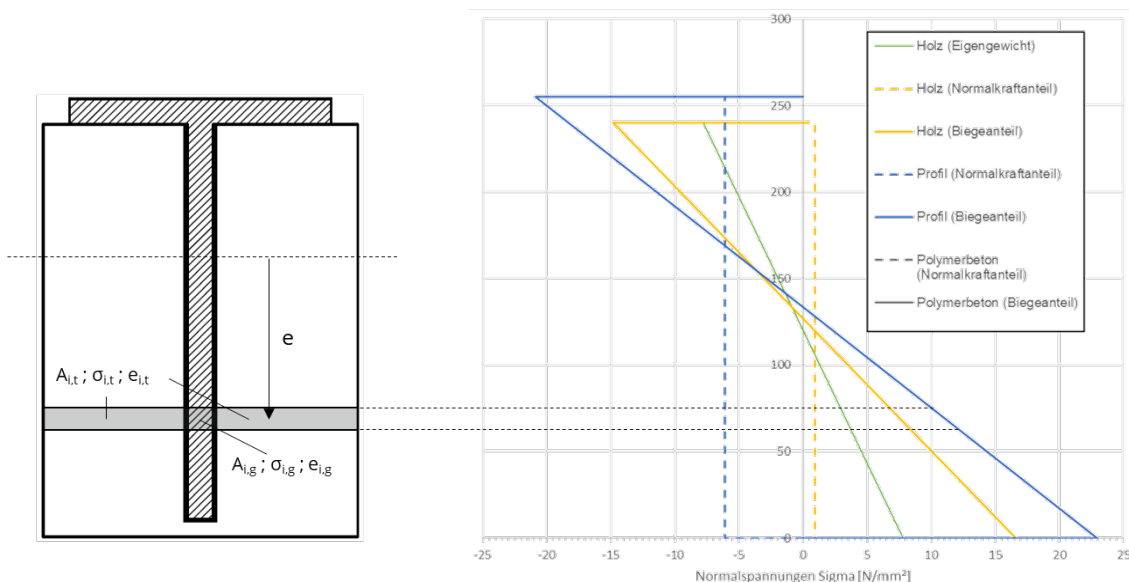


Abbildung 12: Illustration des Verfahrens zur Bestimmung des Anteils der Moment übertragenden Querschnittsbereiche

Für den Vergleich wurden vier unterschiedliche Verstärkungsvarianten gewählt, die alle den gleichen Querschnittsanteil von rund 5700 mm² haben und somit einen vergleichbaren Materialverbrauch und somit Kostenpunkt bedeuten. Wie Abb. 12 zeigt wurden die Verbundquerschnitte in gleich große, 5 cm starke horizontale Bereiche unterteilt, in denen jeweils die Normalspannungen bei einer maximalen Auslastung des Holzquerschnitts ermittelt wurden. Mit Hilfe des Rechenmodells aus 6.1 konnten die Spannungen im Holzbalken und Verstärkungsprofil separat bestimmt werden.

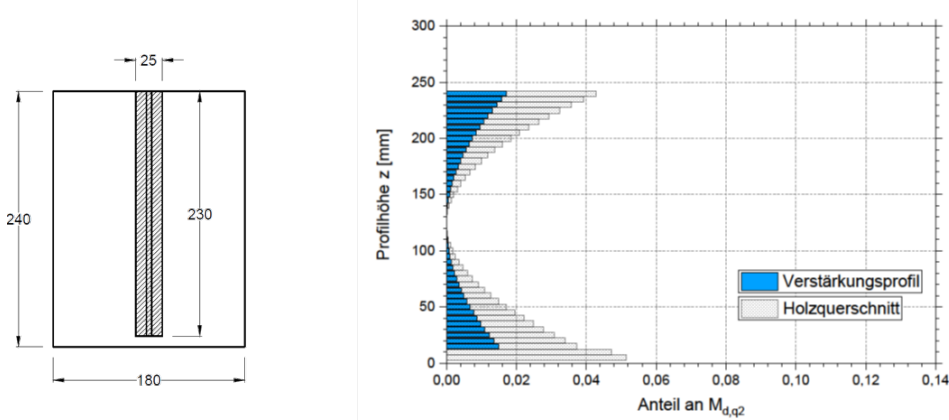
Multipliziert man die Spannungen der Teilflächen σ_i mit dem Flächeninhalt A_i und dem Abstand zur Schwerpunktschwerachse e_i , so ergibt sich für jeden Bereich ein Teilmoment $M_{R,i}$, das sich zum Gesamtmoment M_d ins Verhältnis setzen lässt. Zur Überprüfung muss die Summe aller Teilmomente das Gesamtmoment ergeben. Die Ergebnisse lassen sich anschließend grafisch darstellen. Die Abmessungen der einzelnen Verbundquerschnitte sowie die Momentenanteile sind in Abb. 13 gegeben. Gleichzeitig gibt Tabelle 6 eine Übersicht über die dazugehörigen Traglastserhöhungen und Ausnutzungsgrade des GFK-Profiles:

Tabelle 6: Zusammenstellung der rechnerisch erzielten Steifigkeits- und Traglastserhöhungen bezogen auf die einzelnen Maßnahmen aus Abbildung 13.

	Flachprofil senkrecht	Halbiertes I-Profil	Doppeltes Winkelprofil	Flachprofil horizontal
Holzquerschnitt	180x240 mm ²	180x240 mm ²	180x240 mm ²	180x240 mm ²
Profil A [mm]	5750	5700	5740	5760
Trägheitsmoment I [mm ⁴]	2.37e+08	2.97e+08	3.23e+08	3.80e+08
Steifigkeit EI [Nmm ²]	2.61e+12	3.27e+12	3.55e+12	4.27e+12
Schwerpunkt z [mm]	120.9	132.4	142.0	150.7
Flächenlast q _{max} [N/mm ²]	3.46 (103 %)	4.09 (122%)	4.06 (121%)	4.90 (147%)
Ausnutzung GFK σ_{cd}/f_{cd}	15%	13%	11%	12%

Die Ergebnisse bestätigen, dass die vertikalen Querschnittsanteile nur einen geringen Anteil an der Traglastserhöhung haben, da zwar der Abstand zur Schwerpunktschwerachse relativ groß ist, die aktivierbare Fläche allerdings aufgrund der geringen Breite deutlich zu klein ist, um einen nennenswerten Verstärkungseffekt zu erzielen, der den dazugehörigen Aufwand des Einschneidens des Balkens rechtfertigt. Die größte Traglastserhöhung wird mit den aufgeklebten Flachprofilen erzielt, gleichzeitig ist der Aufbau hier auch am höchsten. Die Breite der Flachprofile kann je nach Anforderung variiert werden und somit weitere Traglastserhöhungen ermöglichen. Für die Auswahl der Vorzugslösungen wurden die vier Varianten mit ihren Vor- und Nachteilen gegenübergestellt und mit einem einfachen Punktesystem bewertet. Die Zusammenstellung zeigt folgende Tabelle 7.

Am Ende der Auswertung stand eine Favorisierung der Varianten ‚Doppelter Winkel‘ und ‚Horizontale Flachprofile‘, wobei noch keine eindeutige Priorisierung der jeweiligen Herstellungsverfahren getroffen wurde, da beide Varianten je nach Anwendungsfall jeweilige spezifische Vor- und Nachteile aufweisen können. Daher wurde beschlossen, beide Varianten weiterhin nebeneinander zu betrachten und weitere Erfahrungen in den anschließenden realmaßstäblichen Versuchen zu sammeln. Anhand der beschriebenen baupraktischen Abwägungen wurden geklebte Lösungen mit Flachprofilen und Winkelprofilen für die weiteren experimentellen Untersuchungen ausgewählt und eingehender verfolgt.



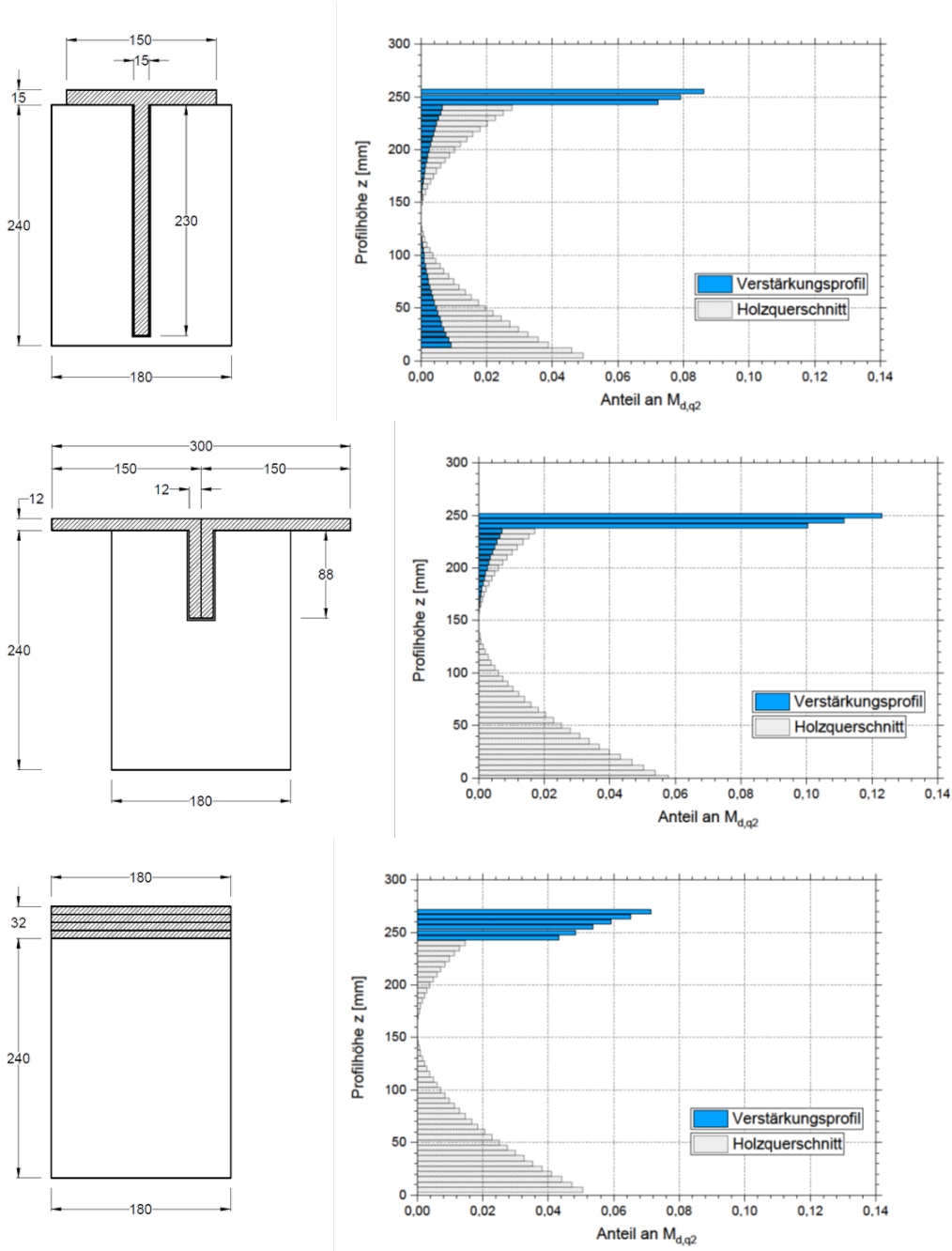


Abbildung 13: Graphischer Vergleich unterschiedlicher Varianten des Verstärkungsprofils und deren Anteile an der Übertragung des Biegemoments aus q_{max}

Tabelle 7: Vergleich unterschiedlicher Verstärkungsmaßnahmen in einem Punktesystem für die spätere Auswahl einer oder mehrerer Vorzugsvarianten

	senkr. Flachprofile	Halb. I-Profil	doppelte Winkel	horiz. Flachprofile
Tragfähigkeit	–	++	+	+++
Herstellung	geringste (103%) –	gut (122%) –	gut (121%) +	sehr gut (147%) –
	- müssen zugeschnitten und verbunden werden - tiefer Schnitt + Verbund über vertikale Fläche, Oberfläche muss nicht behandelt werden	- muss zugeschnitten werden - tiefer Schnitt + Verbund über vertikale Fläche, Oberfläche muss nicht behandelt werden	- flacher Einschnitt + Winkel können direkt eingesetzt werden + Verbund über vertikale Fläche, Oberfläche muss nicht behandelt werden + Profile können über Versatz leicht in das Auflager geführt werden	- müssen zugeschnitten und verbunden werden - Verbund über horiz. Fläche, Oberfläche muss behandelt werden + kein Einschnitt
Material-verbrauch	0	–	++	0
	- eventuell Verlust bei Zuschnitt	- zweite Hälfte unbrauchbar	+ viele Winkel-profile verfügbar	- eventuell Verlust bei Zuschnitt
Aufbauhöhe	++	+	+	–
	+ keine	+ gering	+ gering	- relativ hoch
Breite	+	+	–	+
			- breiter als Holzbalken	+ kann variiert werden
Summe	1	2	4	2

6.4 Baupraktische Auswertung der Ergebnisse

Nach den oben aufgeführten experimentellen und rechnerischen Untersuchungen fand eine erste praktische Auswertung der Ergebnisse statt. Wie oben bereits erwähnt hat sich bei GFK-Profilen gezeigt, dass der Biegeeigenanteil, der beispielsweise durch die Anordnung eines vertikalen Steges entsteht, vernachlässigbar klein ist gegenüber der Auswirkung von Verstärkungsmaterial, das in der Druckzone angeordnet und über den Steineranteil des Verbundquerschnitts aktiviert wird. Dies ist wiederum nur bei geklebtem Verbund der Fall. Der Zugewinn durch die Verwendungen von T-Profilen, die in einen tiefen Schlitz eingebracht werden und somit die Zugzone verstärken, steht in keinem wirtschaftlich und technisch sinnvollen Verhältnis zum entsprechenden Aufwand. Dieser Ansatz wurde daher nicht weiter verfolgt. Bei Stahlträgern hingegen kann durch die rund 9 mal höhere Steifigkeit durchaus eine deutliche Steigerung über den Biegeanteil erzielt werden. In diesem Fall ist auch eine ‚weiche‘ Verschraubung der Teilquerschnitte ausreichend. Die Forschungsarbeit konzentriert sich vorrangig auf GFK-Verstärkungen, weshalb im Weiteren ausschließlich Verstärkungen der Druckzone betrachtet werden.

Um einen möglichst großen Verstärkungseffekt im Sinne der Aktivierung des Steiner-Anteils zu erzielen, muss die Verbundwirkung so steif wie möglich ausgeführt werden. Geschraubte Verbindungen können relativ unkompliziert hergestellt werden. Abhängig davon wie viele Verbindungsmittel erforderlich sind und ob diese vorgebohrt werden müssen können die Verbundträger relativ zügig hergestellt werden und bedürfen keiner weiteren Aushärtezeit. Die numerischen Berechnungen haben jedoch gezeigt, dass die zu erwartenden Erhöhungen der Traglast nicht ausreichen, um die angestrebten Lasterhöhungen zu erreichen. Geklebte Lösungen sind gegenüber geschraubten Lösungen hingegen technisch anspruchsvoller, da im Sinne einer Qualitätssicherung eine Reihe vorbereitender Maßnahmen durchzuführen sind, um möglichst gleiche Herstellungsbedingungen zu schaffen. Da sich die

Bedingungen nicht immer von einem Bauvorhaben auf das andere übertragen lassen, müssen die Vorbereitungsmaßnahmen individuell angepasst werden.

Bei der Herstellung des Verbunds ist auf die Anfangsdurchbiegung des Bestandsbalkens zu achten, die aus plastischen Kriechverformungen infolge des Eigengewichts resultiert und je nach Spannweite 4-6 cm betragen kann. Eine Rückverformung der Balken sollte in diesem Projekt nicht weiter in Betracht gezogen werden. Zum einen wurden unterstützende Maßnahmen und Eingriffe an der Deckenunterseite für das Verfahren ausgeschlossen, zum anderen werden durch die großen Kräfte, die bei der Rückverformung benötigt werden, Schädigungen an angrenzenden Bauteilen befürchtet, die die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens negativ beeinflussen. Flachprofile können im Gegensatz zu biegesteifen Winkel- oder T-Profilen an die Form des Balkens angepasst werden, sofern das gewünscht ist. Andererseits bleibt so die Durchbiegung auf der Balkenoberseite erhalten und muss vor dem Aufbringen des Fußbodenaufbaus durch andere Maßnahmen ausgeglichen werden. T-Profile oder Winkelprofile, die von oben in den Balken eingeklebt werden, verstärken ebenfalls die Druckzone, können aber gleichzeitig die Anfangsdurchbiegung des Balkens ausnivellieren, wie Abbildung 14 illustriert.

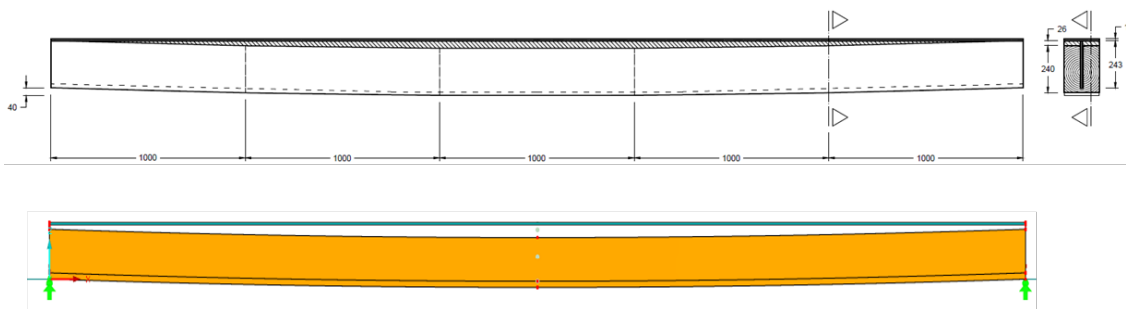


Abbildung 14: Exemplarische Darstellung der Berücksichtigung Anfangsdurchbiegung der Bestandsbalkendurch ein eingeklebtes T-Profil

Zusammenfassend wurden folgende Punkte für den weiteren Verlauf des Forschungsprojektes festgelegt:

- Fokus auf geklebte Verbindungen
- Verstärkung der Druckzone durch Flachprofile beziehungsweise doppelte Winkelprofile
- Rückverformung der Anfangsdurchbiegung soll nicht berücksichtigt werden
- Keine Entlastung des Deckenbalkens während der Verstärkungsmaßnahmen

Durch die Tatsache, dass primär die Druckzone verstärkt wird, und das GFK somit ausschließlich Druckspannungen überträgt, musste zusätzlich zu den geplanten Tragfähigkeitsuntersuchungen eine Betrachtung des Kriechverhaltens des Materials unter Druck durchgeführt werden. Die Glasfasern sind am besten geeignet zur Übertragung von Zugkräften. Bei Druckbeanspruchung knicken die Glasfasern und verlieren ihre Tragfähigkeit. Dies wird durch die Kunststoffmatrix verhindert. Allerdings sind auch hier Kriecheffekte unter Druck zu erwarten, die Einfluss auf die Tragfähigkeit haben können. Zur Untersuchung des Kriechverhaltens wurden Versuche durchgeführt, die in Abschnitt 6.6 beschrieben sind.

Die Betrachtungen dieses Kapitels gehen davon aus, dass der Holzbalken von einem Auflager zum anderen durchgängig verstärkt werden kann. In der Realität sind jedoch häufig die Balkenköpfe durch Feuchteinwirkung beschädigt und müssen saniert werden. Dies kann in unterschiedlicher Form geschehen. So wurden jüngst auch GFK-Profile als Prothesen für Balkenköpfe verwendet [16]. Der Vorteil ist, dass das GFK im Gegensatz zum Stahl weniger anfällig für Tauwasserbildung ist und zudem nicht korrosionsanfällig ist. Dieser Vorteil soll auch bei den geplanten Verstärkungsmaßnahmen ausgenutzt werden, indem bei Bedarf das GFK-Profil, sofern es durch einen vertikalen Steg zur Übertragung einer Querkraft geeignet ist, bis in das Auflager der Außenwand geführt wird. Die Tragfähigkeiten wurden im Rahmen der theoretischen Betrachtungen als ausreichend abgeschätzt.

6.5 Experimentelle Untersuchung gewählter Verstärkungsmaßnahmen im Maßstab 1:1

6.5.1 Festlegung zu untersuchender Varianten

Anhand der Ergebnisse aus den numerischen Variantenbetrachtungen wurden experimentelle Biegeversuche an vier unterschiedlichen Verstärkungskombinationen geplant. Verstärkt wurden Holzbalken der Festigkeitsklasse C24 mit einem Querschnitt von $160 \times 200 \text{ mm}^2$ und einer Länge von 6 m, die auf zwei gelenkigen Lagern mit 5,60 m Abstand gelagert wurden. Die Lastversuche wurden ebenfalls in Anlehnung an die DIN EN 408 durchgeführt. Eine technische Zeichnung des Versuchsaufbaus zeigt Abb. 14. Die Last wurde in einem Vier-Punkt-Biegeversuch über einen hydraulischen Zylinder und einer Traverse in den Balken eingebracht. Die beiden Kräfte wurden jeweils 2,00 m vom Auflager entfernt in den Balken eingeleitet. Die Durchbiegung in Balkenmitte sowie im Bereich der Lasteinleitung wurde mittels induktiver Wegaufnehmer, die jeweils auf der linken und auf der rechten Seite des Probekörpers angebracht wurden, gemessen und aufgezeichnet.

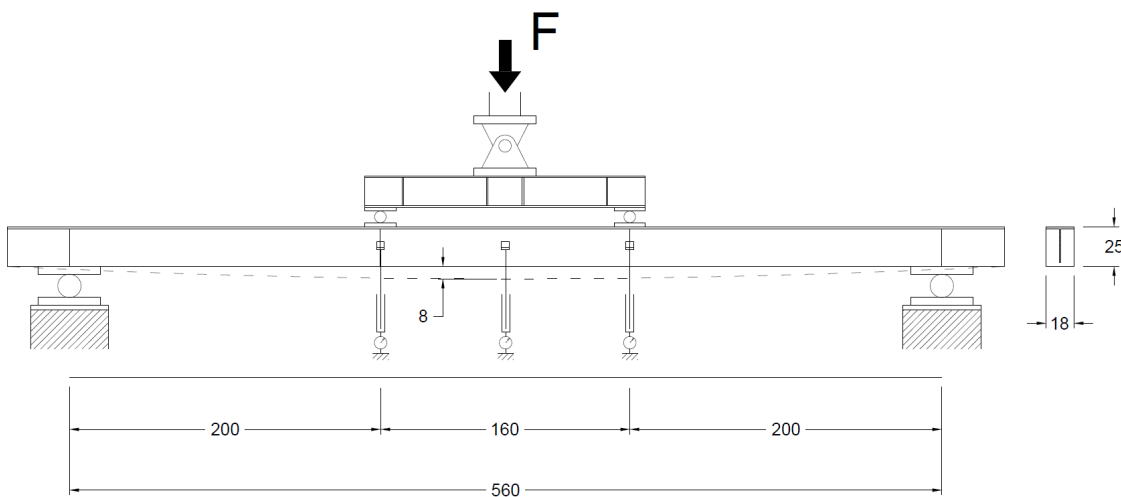


Abbildung 15: Versuchsaufbau der Biegeversuche an GFK-verstärkten Holzbalken im Maßstab 1:1

Die vier unterschiedlichen Verstärkungsvarianten wurden wie folgt festgelegt. In zwei Versuchsreihen wurden GFK-Profile bündig auf die Oberseite des Balkens aufgeklebt. Um die mögliche Anfangsdurchbiegung der Bestandsbalken zu berücksichtigen, wurden zwei weitere Versuchsreihen durchgeführt, bei denen die Verstärkungsprofile mit einer Überhöhung eingebracht wurden, um die theoretische Anfangsdurchbiegung in Balkenmitte zu simulieren und durch den Überstand auszugleichen. Bei den Flachprofilen wurde der Zwischenraum mit einer Schicht aus Polymerreaktionsharz mit Quarzsandzuschlag überbrückt, wie es unter dem Namen Compono bereits als baulich zugelassene Verstärkungsmaßnahme Anwendung findet. Bei den eingeklebten Winkeln kann der durch die Durchbiegung entstandene Zwischenraum durch die vertikalen Stege überbrückt werden, die lediglich mit einem Reaktionsharz in dem oberseitig eingebrachten vertikalen Schlitz fixiert wurden. Im Folgenden werden die einzelnen Ertüchtigungsvarianten individuell vorgestellt:

Variante 1: aufgeklebte Flachprofile

Bei der ersten Variante werden auf den Holzbalken oberseitig drei GFK-Flachprofile mit einer Breite von 250 mm und einer Höhe von jeweils 10 mm zu einer 30 mm starken Schicht übereinander aufgeklebt. Die erste Lage wurde zusätzlich mit Schrauben fixiert, um beim Aufbringen des Anpressdrucks ein Verrutschen zu vermeiden. Somit lassen sich die Profile auch gut an das Profil und die Durchbiegung des Holzbalkens anpassen. Die beiden weiteren Lagen wurden mittels eines beidseitigen Anschlags in Position gehalten. Bei der Herstellung muss darauf geachtet werden, dass die Oberflächen staub- und schmutzfrei sind, was auf der Baustelle häufig schwierig umzusetzen ist. Auch die Oberfläche des Holzbalkens ist zu Beginn gut vorzubereiten und gegebenenfalls mit einem Primer vorzubehandeln. In der Regel sind diese nur grob bearbeitet worden und haben im Laufe der Zeit große Mengen Schmutz und Staub abgelagert, der die Qualität der Klebefuge herabsetzt. Die Abmessungen des verwendeten Querschnitts zeigt Abb. 15.

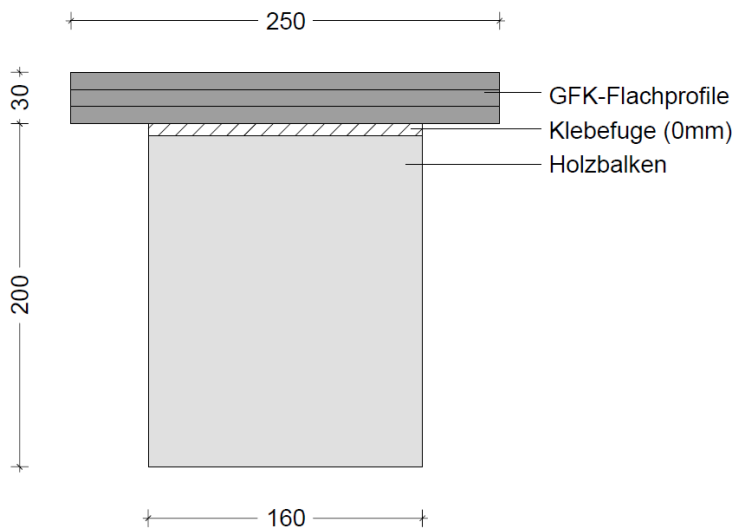


Abbildung 16: Verstärkungsvariante 1 mit drei Lagen GFK-Flachprofilen, die laminiert auf dem Bestandsbalken aufgeklebt werden

Variante 2: Flachprofile mit Ausgleichsschicht aus Polymerverguss

Die zweite Variante stellt eine Erweiterung der ersten Variante mit Flachprofilen dar. Auch hier werden drei 250 mm breite Flachprofile übereinander oberseitig auf den Balken aufgeklebt. Der Unterschied besteht darin, dass zwischen den Balken und den Profilen zusätzlich eine 30 mm starke Schicht Reaktionsharzverguss angeordnet wird, um die theoretische Betrachtung des Ausgleichs der Anfangsdurchbiegung zu berücksichtigen, wobei der Polymerverguss zum Auflager hin am auslaufend eingebaut werden kann. Da die hier verwendeten Balken keine Anfangsdurchbiegung aufwiesen, wurde die „Ausgleichsschicht“ über die gesamte Länge des Probekörpers ausgeführt. Zur Vorbereitung des Balkens gelten die gleichen Bedingungen wie in der ersten Variante. Die zusätzliche Schicht aus Polymerverguss muss zusätzlich seitlich eingeschalt werden. Abbildung 16 zeigt den prinzipiellen Aufbau der Ertüchtigungsmaßnahme.

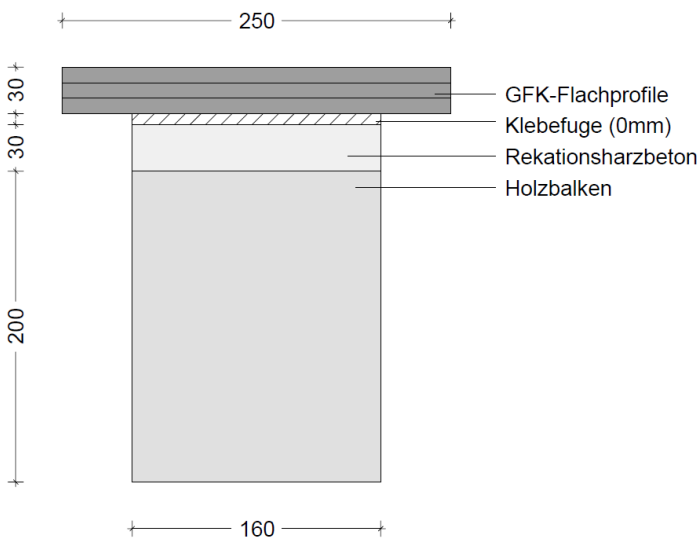


Abbildung 17: Querschnitt der Verstärkungsvariante 2 mit aufeinander laminierten Flachprofilen und einer Ausgleichsschicht aus Reaktionsharzverguss

Die GFK-Profile wurden nach dem Aushärten mit dem verwendeten Polymerharz direkt auf die Polymervergusssschicht aufgeklebt. In der Praxis soll später das Reaktionsharz des Polymervergusses vor dem Aushärten genutzt werden, um die GFK-Profile mit der Ausgleichsschicht zu verkleben. Der Fußbodenaufbau kann anschließend komplett ausnivelliert aufgebracht werden. Des Weiteren wird durch die Ausgleichsschicht der

Verbundbalken zusätzlich ausgesteift und die Tragfähigkeit erhöht. Zum Nachteil könnte sich bei dieser Variante der zusätzliche Arbeitsaufwand sowie die erhöhte Eigenlast der Verstärkungsschichten durch die zusätzliche Lage Polymerverguss auswirken.

Variante 3: GFK-Winkel-Profil

Bei der dritten Variante werden 2 GFK-Winkel-Profile symmetrisch zueinander zu einem T-Profil zusammengefügt, dessen Steg oberseitig in einen vertikalen Schnitt in den Holzbalken eingeklebt wird. Es wurden Winkel mit den Abmessungen 150x150x12 mm verwendet, obwohl die Variante mit einem kürzeren vertikalen Schenkel von 100 mm hier sinnvoller wäre, da der Balken weniger tief eingeschlitzt werden müsste. Diese waren zur Zeit der Versuchsdurchführung jedoch nicht verfügbar. Der Flansch, welcher oben auf dem Balken aufliegt, besitzt eine Dicke von 12 mm und eine Breite von 300 mm und ist ebenfalls mit der Holzbalkenoberseite verklebt. Der Abbildung 17 ist der Querschnittsaufbau dieser Verstärkungsvariante zu entnehmen.

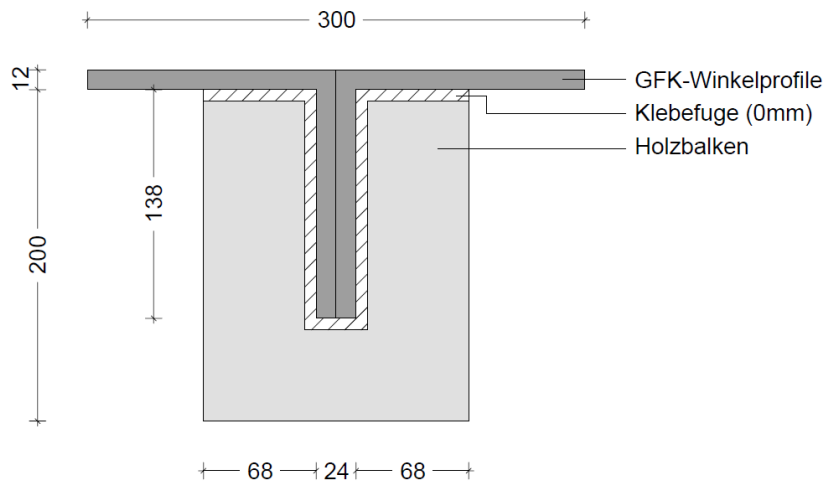


Abbildung 18: Querschnitt des Verstärkungsvariante 3 mit zwei bündig eingeklebten Winkelprofilen

Die Balken wurden in der gewünschten Breite mit zwei Längsschnitten mit einer Tiefe von 140 mm versehen. Der verbleibende Holzstreifen sollte ausgestemmt werden. Bei der Herstellung der Probekörper wurde beobachtet, dass nach dem ersten Einschneiden eine Verformung des Querschnitts stattfindet, die den gewünschten Schlitz teilweise wieder verschließt, was wiederum das Einführen der Profile erschwerte. Da die Balken aus noch relativ frischen Holz bestanden, ist davon auszugehen, dass noch gewisse Trocknungsspannungen vorlagen, die zu diesen Verformungen geführt haben. Bei den Bestandsbalken wird davon ausgegangen, dass die Trocknungsspannungen weniger stark ausfallen und somit weniger Verformungen auftreten. Nichtsdestotrotz sollten zukünftig mehrere Schnitte durchgeführt werden, um eine exakte Breite des Schlitzes ohne Verformungen zu erzielen.

Die Überlegung hinter dieser Verstärkungsmaßnahme ist, dass durch das tiefe Verankern der Winkel im Balken ein steifer Verbund zwischen Holzbalken und den horizontalen GFK-Gurtquerschnitten entsteht. Gleichzeitig bilden die Horizontalen eine gerade Oberfläche, auf die der neue Fußbodenaufbau aufgebracht werden kann. Der vertikale Schlitz bietet eine saubere und ebene Klebefläche, so dass die Balkenoberfläche nicht bearbeitet werden muss, um einen Verbund zu erzielen. Die Profile haben zusätzlich die Eigenschaft, Biegemomente und auch Schubkräfte übertragen zu können, was von Vorteil ist, wenn beispielsweise die Balkenköpfe beschädigt sind und das Verstärkungsprofil bis in das Auflager geführt werden soll. Darüber hinaus ist der Zuwachs der Balkenhöhe und damit auch des darüber liegenden Fußbodenaufbaus mit gerade einmal 12 mm der geringste von allen Verstärkungsvarianten und beeinträchtigt praktisch die Raumhöhe nur minimal. Wie bei Variante 1 und 2 können noch zusätzliche Flachprofile zur weiteren Verstärkung aufgesetzt werden, was die Tragfähigkeit noch einmal deutlich erhöht. Der Nachteil dieser Variante im Vergleich zu Variante 1 und 2 liegt in der erheblichen Querschnittsschwächung des Balkens durch das Einschneiden und Einbringen der Profile. Dadurch wird vor allem die Aufnahme von Biegespannungen des Holzbauteiles signifikant gemindert, da zunächst die Biegenormalspannungen aus dem Eigengewicht umgelagert werden müssen.

Variante 4: GFK-T-Profil mit Überhöhung

Ähnlich wie bei Variante 3 werden in Variante 4 ebenfalls 2 GFK-Winkelprofile mit denselben Abmessungen oberseitig in den Balken eingebracht. Bei den Probekörpern mit geraden Balken standen die Profile über die gesamte Länge 40 mm heraus um eine bereits existierende Durchbiegung eines realen Balkens im Bestand zu simulieren. Im Falle einer großen Anfangsdurchbiegung ist der Steg des Profils im Auflagerbereich wie bei Variante 3 vollständig in den Balken eingelassen und auch der Flansch liegt auf der Balkenoberseite auf. Mit zunehmenden Abstand zum Auflager steht der Steg immer weiter aus dem Balken heraus. In Balkenmitte ist dann der höchste Überstand erreicht. Eine Skizze des Querschnitts in Balkenmitte ist in Abbildung 18 dargestellt.

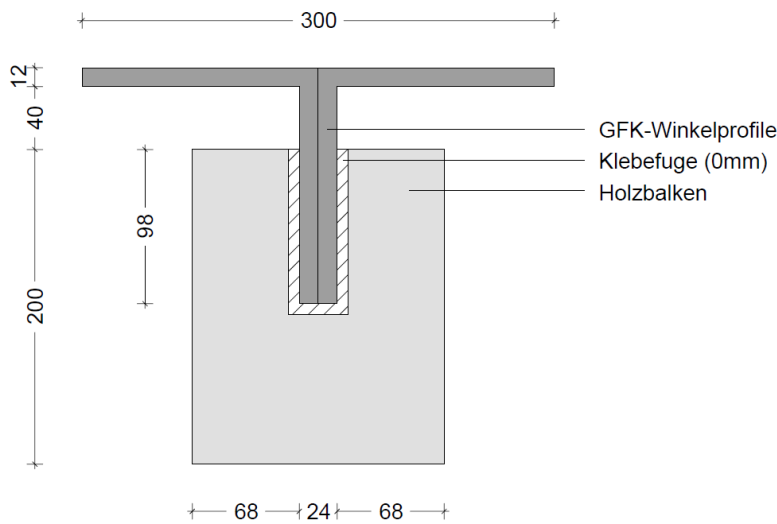


Abbildung 19: Querschnitt der vierten Verstärkungsvariante mit eingeklebten GFK-Winkeln, entsprechende der Höhe der Durchbiegung aus dem Bestandsbalken herausstehen

Durch das unterschiedlich tiefe Einlassen der Profile in den Balken wird so die Anfangsdurchbiegung des Balkens ausgeglichen. Durch die Trägererhöhung in Balkenmitte wird zudem die Biegesteifigkeit des Querschnitts erhöht, was die Tragfähigkeit im Bereich des größten Biegemoments erhöht. Die Schwächung des Querschnitts fällt um einiges geringer als bei Variante 3. Der Steineranteil der Vertikalen wird durch den größeren Abstand zur Schwerpunktsachse erhöht, was die Tragfähigkeit deutlich verbessert.

6.5.2 Vorbemessung der Probekörper

Im Sinne einer Lastabschätzung für den Versuchsstand und einer Verifikation der Berechnungsmethoden wurde vor den Versuchen eine Vorbemessung der Versuchs balken durchgeführt. Dazu wurden verschiedene Versagensszenarien definiert und die entsprechenden Lasten miteinander verglichen. Da es sich um eine experimentelle Versuchsanordnung handelt, wurden die charakteristischen Festigkeiten ohne Modifikationsfaktoren oder Materialsicherheitsbeiwerten gemäß DIN EN 1995-1-1 und der bauaufsichtlichen Zulassung für die GFK-Profile angesetzt. Pro Lastfall lässt sich unter Annahme eines elastischen Materialverhaltens bis zum Versagen eine Maximallast abschätzen, die in Tabelle 8 eingetragen ist. Diese stellt die Ergebnisse für die 4 Verstärkungsvarianten sowie für den unverstärkten Balken vergleichend dar. Die niedrigste maximale Laststufe pro Variante ist jeweils fett in der entsprechenden Spalte gekennzeichnet.

Tabelle 8: Zusammenstellung der berechneten Maximallasten pro Versagensfall und Gegenüberstellung mit den experimentellen Ergebnissen

Variante	Vorbemessung: Maximale Last Prüfzylinder P [kN]				
	1	2	3	4	Unverst.
Normalspannung					
Druck (Profil)	363	464	420	380	-
Zug (Balken)	90	88	102	95	-

	Vorbemessung: Maximale Last Prüfzylinder P [kN]				
Biegespannung					
Profil	303	395	225	244	
Holzbalken	43	55	36	47	26
Polymerbeton		252			
Schub (Holz)	145	185	191	229	-
Schub. Anschlussfuge					
Horizontal	258	330	244	-	-
Vertikal	-	-	495	350	-
Querkraft Profil	300	300	277	277	-
		Experimentelle Ergebnisse [kN]			
Mittelwerte	79,0	97,3	56,5	83,4	(41)
Standardabweichung	23,5	23,5	13,5	27,2	

Der Tabelle kann entnommen werden, dass bei allen Varianten zuerst die begrenzenden Biegezugfestigkeiten im Holzbereich erreicht werden. Die entsprechende Laststufe liegt deutlich unter den theoretisch möglichen Lasten bei kompletter Auslastung der GFK-Profile oder einem Schubversagen im Auflagerbereich. Das Versagen des GFK-Profils oder des Reaktionsharzvergusses tritt erst bei wesentlich höheren Lasten ein. Ein Versagen der Klebefuge kann ausgeschlossen werden, als begrenzende Spannung wird die Schubfestigkeit des Holzes angesetzt. Somit ist nach dem angewandten Berechnungsmodell auch hier das ausschlaggebende Kriterium für die Wirksamkeit der angewandten Verstärkungsmethode die aufnehmbare Biegezugspannung des Holzquerschnitts.

Variante 3 kann von allen Verstärkungsmaßnahmen die geringste Last aufnehmen. Die Anordnung des verstärkenden Materials ist hier am wenigsten effektiv, da die Distanz des Schwerpunktes der Druckzonenverstärkung zum Schwerpunkt des Ursprungsquerschnitts am geringsten ist. Die größte Tragfähigkeitssteigerung wurde erwartungsgemäß bei Variante 2 ermittelt (PB + GFK-Flachprofile). Hier findet eine wesentliche Querschnittserhöhung statt. Zugleich wird neben der GFK-Schicht eine Schicht aus Polymerverguss zur Verstärkung aktiviert. Die Traglasterhöhungen von Variante 1 und 4 bewegen sich im Bereich von 65 % bzw. 80 % und liegen vergleichsweise nah beieinander. Der große Überstand des Profils von Variante 4 aus dem Holzbalken heraus erhöht auch den Abstand vom Profilschwerpunkt zum Gesamtschwerpunkt des Verbundes und somit die Steineranteile des Flächenträgheitsmomentes, welche die effektive Biegesteifigkeit der Variante und somit auch die maximal aufnehmbare Last infolge von Biegespannungen erhöhen. Die abgeschätzten Tragfähigkeiten sind den Versuchsergebnissen in Tabelle 8 und Abb. 20 gegenübergestellt.

6.5.3 Ermittlung und Vergleich der Biegesteifigkeiten

Bevor die Balken im Biegebruchversuch in Anlehnung an die DIN EN 408 bis zum Erreichen der experimentellen Maximallast belastet wurden, wurde an allen unverstärkten Balken der lokale- und globale E-Modul bestimmt. Dafür wurden die Balken mit einer Prüfgeschwindigkeit von 36 mm/min bis zu einer Laststufe von 40% der geschätzten Maximallast belastet. Diese Laststufe wurde für 30 Sekunden gehalten, bevor der Balken mit der gleichen Geschwindigkeit wieder entlastet wurde. Die gleiche Prüfung wurde später an den verstärkten Balken wiederholt, um den Effekt der Maßnahmen auf die Biegesteifigkeit darzustellen. Abbildung 19 zeigt die statistische Normalverteilung der in den Versuchen ermittelten globalen und lokalen E-Modulen aller unverstärkter Balken vor den ausgeführten Verstärkungsmaßnahmen. Dabei lag der Mittelwert aller Messergebnisse für den lokalen E-Modul bei 11216 N/mm² und der des globalen E-Moduls bei 11716 N/mm². Bei Steifigkeiten wie dem E-Modul wird für die Berechnungen immer der Mittelwert als ausschlaggebende Größe herangezogen, beide E-Module nähern sich somit ziemlich deutlich dem Tabellenwert von 11000 N/mm² an [9]. Daher kann davon ausgegangen werden, dass die durchgeführte Methode realitätsnahe Ergebnisse für die Bestimmung der Materialparameter liefert.

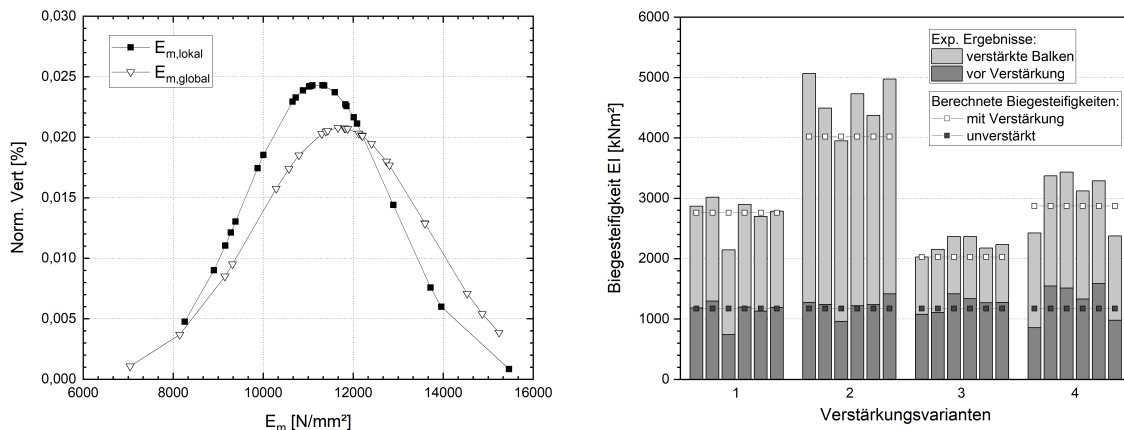


Abbildung 20: Experimentell bestimmte lokale und globale E-Module der unverstärkten Holz balken (links) sowie Vergleich der ermittelten effektiven Biegesteifigkeiten vor und nach den Verstärkungsmaßnahmen (rechts)

Da sich an den Verbundbalken kein materialspezifischer E-Modul bestimmen lässt, wurden stattdessen die effektiven Biegesteifigkeiten (EI_{ef}) vor und nach den Verstärkungsmaßnahmen miteinander verglichen. Der größte Verstärkungseffekt wurde mit Variante 2 erzielt, bei der die Steifigkeit um 277% erhöht wurde. Dies ist neben dem kompletten Erhalt des Vollholzquerschnitts und den darauf aufgeklebten Flachprofilen vor allem auf die aufgebraute Betonschicht zurückzuführen, welche das Bauteil zusätzlich aussteift. Die geringste Erhöhung der Biegesteifigkeit zeigte sich bei Variante 3 mit 79%. Bei den Varianten 1 und 4 konnte eine Steifigkeitserhöhung von 146% beziehungsweise 135% erzielt werden. Es fällt auf, dass Balken, die im unverstärkten Zustand eine geringere Steifigkeit als andere Balken ihrer Gruppe besaßen, dies auch nach der Ertüchtigung tun. Das demonstriert den relativ großen Einfluss der Holzqualität auf die finalen mechanischen Eigenschaften des Balkens nach der Verstärkung. Die relative Standardabweichung wird jedoch kleiner, die Steifigkeiten nähern sich im verstärkten Balken also proportional zueinander an. Die Steifigkeiten der unverstärkten und verstärkten Balken wurden zum Vergleich mit dem analytischen Verfahren rechnerisch bestimmt und zeigten in beiden Fällen gute Übereinstimmungen mit den rechnerischen Ergebnissen.

6.5.4 Tragfähigkeitsversuche an verstärkten Balken

Ein Referenzbalken wurde im unverstärkten Zustand auf seine Tragfähigkeit geprüft. Die ermittelte mittlere Bruchlast lag bei 41 kN, was einer Biegezugspannung von 38,4 N/mm² entspricht. Die Werte sind damit deutlich höher als die in den Vorberechnungen ermittelte maximal aufnehmbare Last von 26 kN und dem angesetzten charakteristischen Wert der Biegefestigkeit von 24 N/mm². Da allerdings nur ein Balken untersucht wurde, haben die Ergebnisse keine statistische Aussagekraft und lassen sich nur aufgrund ihrer ungefähr zutreffenden Größenordnung als realistisch einordnen.

Nachdem wie oben beschrieben die Biegesteifigkeiten ermittelt wurden, fand die Tragfähigkeitsprüfung an den verstärkten Balken statt. Hierfür wurde die Last mit 8 kN/min bis zum plötzlichen und spröden Versagen gesteigert. Alle Balken versagten wie angenommen in der Biegezugzone des Holzes. Sämtliche Klebefugen und Verstärkungsprofile blieben während des gesamten Versuchsablaufs intakt. Die Ergebnisse der Festigkeitsversuche sind in Abb. 20 dargestellt.

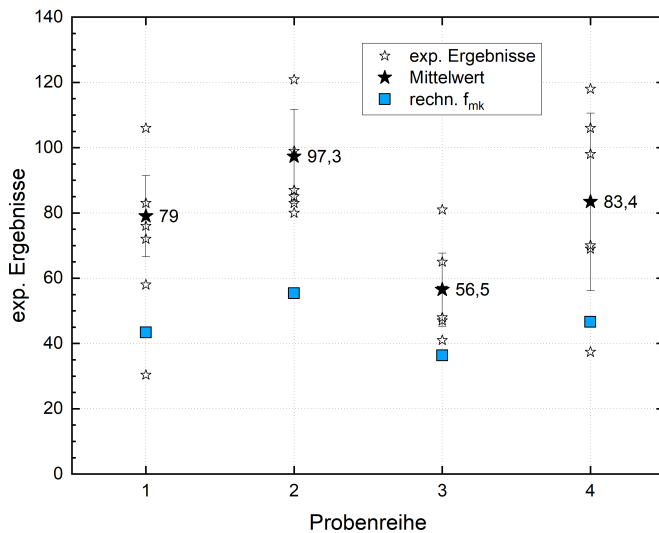


Abbildung 21: Experimentelle und rechnerische Maximallasten der Verbundbalken im Prüfzylinder aus Abb. 14 in kN

Das besondere an der Betrachtung der Bruchlasten im Vergleich zu den Biegesteifigkeiten oder E-Modulen ist, dass es sich hier um eine direkt gemessene Größe handelt, die nicht durch das Umrechnen in Formeln mit den dazugehörigen Annahmen eventuell abgeändert oder verfälscht werden könnte. Allerdings fällt schon beim ersten Betrachten auf, dass die grobe Verteilung der Ergebnisse denen der Biegesteifigkeit stark ähnelt. Die Streuung der Ergebnisse ist, wie bei Holz üblich, relativ hoch. Beim Vergleich mit den Ergebnissen der Vorbemessung in Tabelle 8 fällt allerdings auf, dass die Mittelwerte der experimentellen Ergebnisse weit über denen der rechnerischen liegen. Die rechnerischen Ergebnisse wurden auf Basis der charakteristischen Biegefestigkeit ermittelt und scheinen weit unterdimensioniert, geben jedoch gut das untere Ende der experimentellen Verteilung wieder. Die in der DIN EN 1995-1-1 angegebene charakteristische Biegefestigkeit von 24 N/mm² gibt ebenfalls das untere 5%-Fraktile einer experimentell ermittelten statistischen Festigkeitsverteilung wieder. Beispiele aus der Literatur zeigen, dass der Mittelwert der Festigkeit bei einem 4-Punkt-Biegeversuch rund doppelt so hoch ist wie die charakteristische Festigkeit f_{md} [17]. Setzt man zum Abgleich des Mittelwerts die Biegezugfestigkeit auf diesen Wert von 48 N/mm², so ergeben sich mittlere Festigkeiten etwas über den experimentell ermittelten. Dass die Balken in diesem Fall etwas überdimensioniert sind, kann über sogenannte Größeneffekte erklärt werden. Die Probekörper zur Bestimmung der charakteristischen Festigkeit in [17] waren deutlich kleiner (circa 80x80x1500 mm). Die Wahrscheinlichkeit von Fehlstellen wie Ästen oder Harzkammern ist in diesen Proben weitaus geringer als in den hier verwendeten Holzbalken, die eine höhere Anzahl an Ästen, Rissen und ähnlichem aufwiesen.



Abbildung 22: Vorschädigungen an Holzbalken des Probekörpers 9 (links) und Prüfstand mit Versagensbild eines Balkens der Versuchsreihe 4 (rechts)

Die beiden Balken 9 (Versuchsreihe Variante 1) und 13 (Versuchsreihe Variante 4) zeigten bereits vor den Traglastprüfungen sichtbare Schäden, wie Abb. 21 zeigt. Die Ergebnisse der Maximallast sind deutlich geringer ausgefallen als bei den Vergleichsprobekörpern der gleichen Verstärkungskonfiguration und sind auch deutlich in der Darstellung der Ergebnisse in Abb. 20 erkennbar.

6.5.5 Auswertung

Die Biegebelastversuche haben gezeigt, dass durch die gewählten Verstärkungsmaßnahmen eine deutliche Steigerung der Biegesteifigkeit und der maximalen Tragfähigkeit erzielt werden kann. Bestimmender Faktor für die Tragfähigkeit des Balkens ist, wie aus den Berechnungen bereits hergeleitet, die Biegezugfestigkeit der Holzbalken. Alle Probekörper versagten im Bereich des höchsten Biegemoments in der Holzzugzone, während die Profile sowie die Verklebungen den Belastungen standhielten. Die Versuchsergebnisse konnten gut durch die analytischen Berechnungen wiedergegeben werden, wenn die untere Grenze der Verteilung sowie die Mittelwerte auf Basis von experimentellen Daten der Materialfestigkeit abgeschätzt werden.

Als Materialparameter wurde Nadelholz der Festigkeitsklasse C24 betrachtet, was zunächst einer theoretischen Vereinfachung entspricht. Tatsächlich können die Randbedingungen, sowohl die Holzart als auch die Holzqualität, von Objekt zu Objekt stark variieren. Die langjährige Erfahrung der Firma Bennert im Bereich der Deckenbalkensanierung hat gezeigt, dass in der Regel Holzbalken mit sehr hoher Qualität ausgewählt wurden, deren Festigkeitswerte über den durchschnittlichen Werten eines C24 Bauholzes liegen. Die theoretische Annahme dieser Festigkeitsklasse stellt also die untere Grenze der zu erwartenden Materialbedingungen dar. Im Falle einer Verwendung anderer Holzarten, beispielsweise Eiche oder ähnlichem, sind die Parameter der Materialkennwerte in den Berechnungen entsprechend anzupassen.

6.5.6 Kriechversuche

Auf Anregung des Expertengremiums während der BBSR Projekttag der Bauforschung 2019 wurden zusätzlich zu den geplanten Versuchen Experimente zur Untersuchung des Kriechverhaltens der Profile unter Druck durchgeführt. Als Begründung kann das Verhalten der GFK-Profile unter den angestrebten Bedingungen genannt werden. Die Faserverstärkung der Profile leitet Kräfte ideal bei Zugbelastung ab. Werden hingegen Druckspannung in Faserrichtung eingeleitet, wie es in dem vorliegenden Fall geschieht, werden diese ebenfalls durch die steifen Glasfasern übertragen, die wiederum in der Kunststoffmatrix eingebettet sind und dadurch nicht seitlich ausweichen und wegnicken können. Infolge von Kriechstauchungen der Matrix unter Druck können jedoch unter Umständen Verformungen in den Fasern stattfinden, die die Tragfähigkeit und die Steifigkeit der Profile herabsetzen. Es wird angenommen, dass die Kunststoffmatrix unter Druck stärkeren Kriechverformungen aufzeigt als die relativ starren Glasfasern, die daraufhin seitlich ausweichen können.

Zur Bearbeitung des Phänomens wurde zunächst Kontakt mit dem Hersteller der GFK-Profile aufgenommen, um in Erfahrung zu bringen, welche Erkenntnisse zum Kriechverhalten bereits vorliegen. Tatsächlich wurden im Rahmen der bauaufsichtlichen Zulassung bisher lediglich Zugkriechversuche nach der DIN EN ISO 899-1 an der IMA Dresden vorgenommen [18]. Nach einem Gespräch mit Prof. Ridzewski von der IMA wurde beschlossen, das Kriechverhalten der Verbundbalken in einem Biegekriechversuch nach DIN ISO 899-2 zu untersuchen [19]. Dafür wurde folgender Versuchsaufbau entworfen, der in Abb. 22 dargestellt ist.

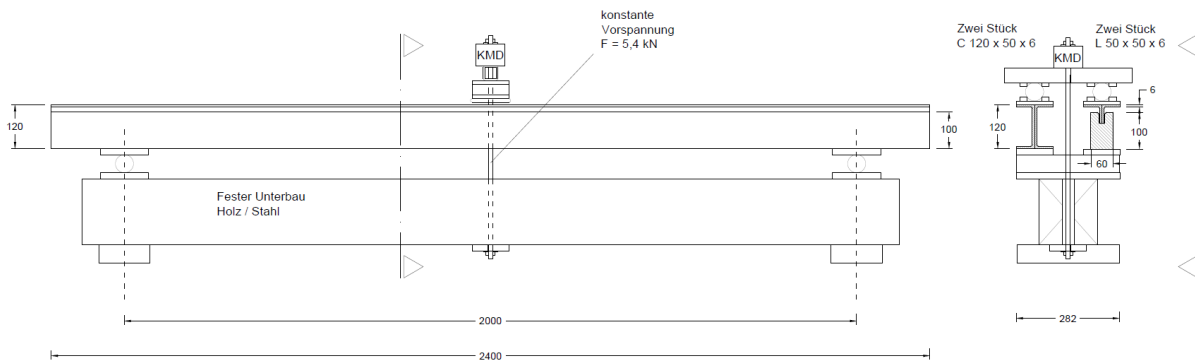


Abbildung 23: Versuchsaufbau zur Durchführung der Biegekrechversuche an einen GFK- und einem Holz-GFK-Verbundbalken nach DIN EN ISO 899-2

Der Versuchsstand sieht zwei parallele Drei-Punkt-Biegeversuche vor. Der erste Balken bestand aus zwei gespiegelten GFK-U-Profilen mit den Abmessungen 100x50x6 mm. Der zweite Balken ist ein Holz-GFK-Verbundbalken, bestehend aus einem eingeschlitzten 110x60 mm Holzquerschnitt, in den zwei Winkelprofile aus GFK mit den Abmessungen 50x50x6 mm eingeklebt sind. Der Abstand der Winkel zum Holz wurde mit 4 mm so gewählt, dass beide Träger die gleiche Aufbauhöhe von 120 mm haben und gleichzeitig eine ähnliche Biegesteifigkeit von 127 kNm² besitzen. Zudem hat die betrachtete Druckzone aus GFK in beiden Fällen die gleiche Geometrie.

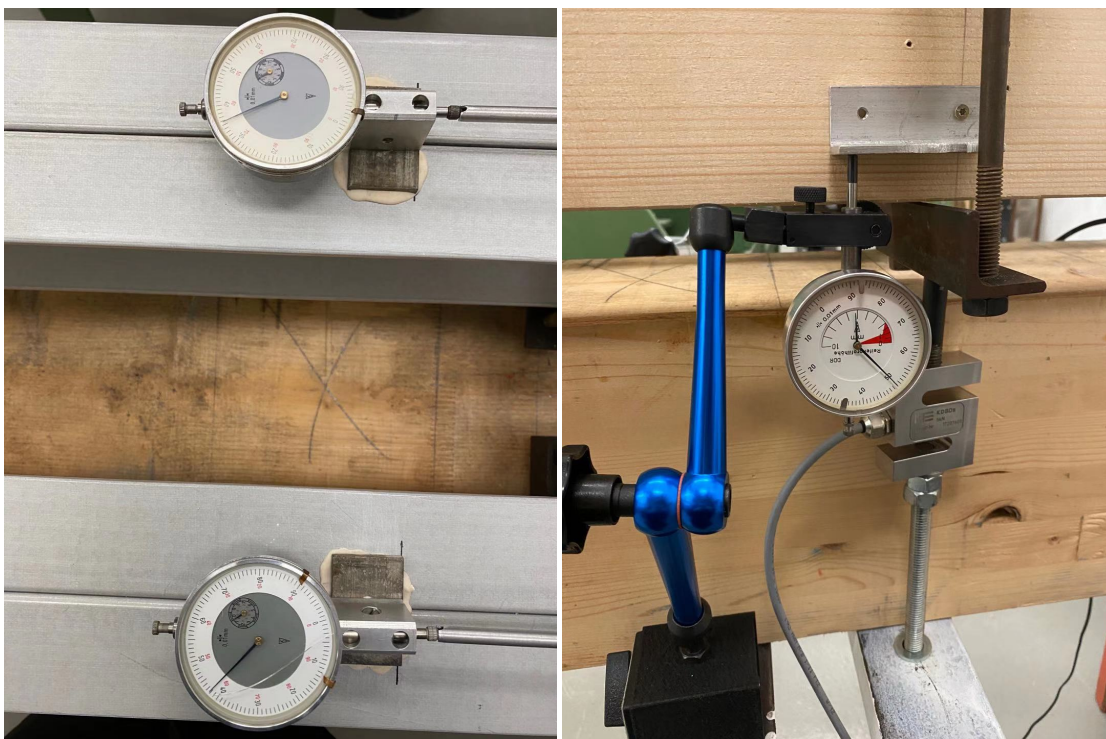


Abbildung 24: Messaufnehmer zur Erfassung der Verformungen in der Druckzone (links) sowie der Durchbiegung (rechts) während der Biegekrechversuche

In einem ersten Versuchsdurchlauf wurde auf beide Balken eine Einzellast von 2,62 kN aufgebracht, was im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Verbundbalken eine Druckspannung im GFK von 21,6 N/mm² bedeutet, die rund 15% der Bemessungsfestigkeit des GFK entspricht. Diese Größenordnung wurde bei den Variantenberechnungen in 6.3 als größtmögliche Ausnutzung des GFK-Teilprofils ermittelt. Über einen Zeitraum von 1000 Stunden wurden zu verschiedenen Zeitpunkten Messungen durchgeführt. Wie Abb. 23 zeigt, wurde über den gesamten Zeitraum sowohl die Durchbiegung in Balkenmitte als auch die Verformung des GFK-Profiles in der Druckzone aufgezeichnet und in die Diagramme aus Abb. 24 übertragen. Aus den Messwerten der Druckzone lässt sich direkt eine Kriechverformung ablesen, während sich aus der gemessenen Durchbiegung ein weiterer Biegekrechwert für den Balken ermitteln

lässt. Über eine Trendkurve, die in die logarithmische Darstellung der Ergebnisse gelegt wird, lässt sich ein Verformungsfaktor für den E-modul AE1 bei 200.000 h abschätzen. Die Werte sind in Tabelle 9 zusammengefasst.

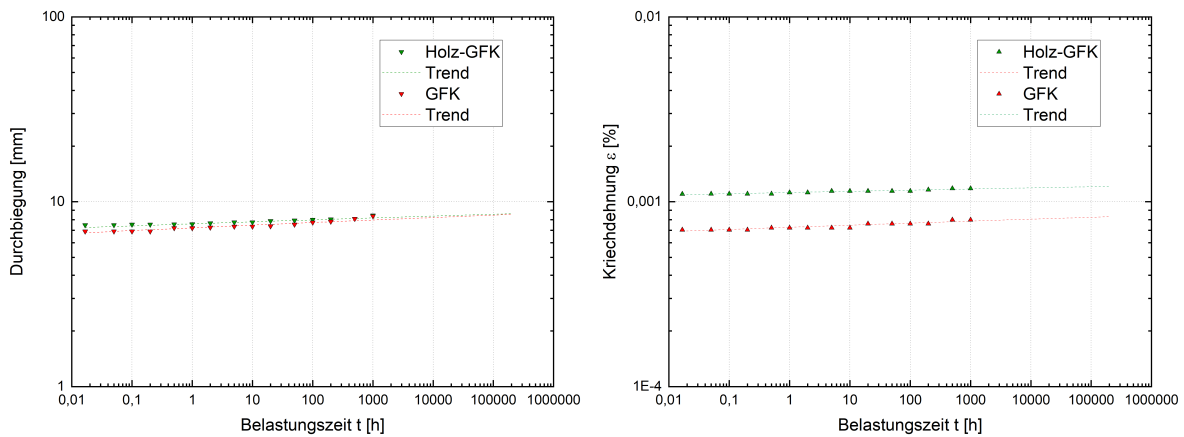


Abbildung 25: Logarithmische Darstellung der Messergebnisse aus den Biegekriechversuchen für die Durchbiegung (links) sowie die Verformungen in der Druckzone (rechts)

Ohne Anwendung des Lastfaktors 1,5 sowie ohne Anwendung der Materialsicherheitswerte ($\gamma_M=1,35$ und $AE1=1,25$ [5]) entspricht die erste Versuchsreihe einer Auslastung von lediglich 6% des GFK-Profiles im Verbundbalken. Um weitere Werte bei höherer Auslastung zu sammeln, werden die Kriechversuche derzeit in einem weiteren Durchlauf mit anderen Belastungswerten ohne Lastfaktoren und Sicherheitsbeiwerte wiederholt. Die Lasten auf beiden Balken wurden diesmal so definiert, dass die maximale charakteristische Biegedruckspannung im GFK-Winkel 24 N/mm^2 beträgt, was 10% der charakteristischen Festigkeit des GFK-Profiles entspricht. Die aufgebrachten Einzellasten sind der Tabelle 9 zu entnehmen. Tatsächlich ließen sich die Kriechwerte im zweiten Durchlauf nicht ermitteln. Entgegen der Erwartung traten deutlich kleinere Verformungen auf, was für ein begrenztes Kriechvermögen des Materials spricht, das bereits zum Großteil im ersten Versuchsdurchlauf stattfand.

Tabelle 9: Zusammenstellung der angesetzten Einzellasten in den Balkenkriechversuchen sowie die ermittelten Verformungsfaktoren

	F [kN]	Sigma_ck [N/mm ²]	Auslastung GFK	AE1 (200.000 h)	
				Druckzone	Durchbiegung
Holz-GFK	2,62	14,4	6,0 %	1,10	1,19
Holz_GFK	4,36	24,0	10 %	1,081	1,10 ¹
GFK	2,62	21,4	8,9 %	1,18	1,26
GFK	3,85	24,0	10 %	1,061	1,141

¹ Zweiter Versuchsdurchlauf an den gleichen Probekörpern liefert unzuverlässige Daten

Die Ergebnisse der Kriechversuche demonstrieren die plastische Kriechverformungen von GFK-Profilen unter Druckbeanspruchung. Bei gleicher Einzellast von 2,62 kN im ersten Versuch verformt sich die Druckzone des GFK-Profiles stärker als der Verbundbalken vergleichbarer Biegesteifigkeit. Durch die unterschiedliche Spannungsverteilung in beiden Balkenvarianten treten bei reinen GFK-Balken größere Biegespannungen auf, was die größeren Verformungen erklärt. Auch bei der Durchbiegung wird ein größerer Verformungsfaktor für den E-modul beim GFK-Balken gemessen. In beiden Balkenvarianten kommen zu den gemessenen Verformungen in der Druckzone die Kriechverformungen in der Biegezugzone hinzu, was zu allgemein höheren Verformungsfaktoren führt.

Die Kriechwerte für die Durchbiegung in Tabelle 9 sind etwas höher als die direkt in der Druckzone gemessenen Werte. Der Messwert für die Durchbiegung ist vermutlich durch zwei Fehlerquellen beeinträchtigt: Zum einen ist zu vermuten, dass sich der Holzbalken, der die Probekörper trägt, sich durch die Lasteinleitung ebenfalls leicht verbiegt. Zum anderen kann es zu lokalen Quetschungen im Bereich der Auflager gekommen sein. Beide Punkte führen zu einer größeren gemessenen Durchbiegung, was wiederum zu größerem Biegekriechen führt.

Es ist zu beachten, dass im Falle von Druckspannungen die Kriechverformungen stark von der Art und Form der verwendeten Profile abhängen. Je nach Profilart und Größe kann das Material unter Druck unterschiedlich entweichen. Auch ist die Art der Lasteinleitung unterschiedlich. In dem vorliegenden Fall werden die Spannung hauptsächlich über den vertikalen Steg konzentriert in die horizontalen Gurte der Winkelprofile eingeleitet, während bei den aufgeklebten Flachprofilen von einer gleichmäßigeren Druckbelastung ausgegangen werden kann. Als Vorteil bei der Betrachtung der Kriechverformungen des Materials erweist sich, dass die Spannungen aus dem Eigengewicht der Decke weiterhin im Holzbalken abgetragen werden. Das GFK-Profil nimmt, wie oben erwähnt, nur Spannungen auf, wenn Nutzlasten auf den Deckenaufbau aufgebracht werden.

7 Brandschutzrelevante Betrachtungen

Laut deutscher Musterbauordnung (MBO) müssen Decken als tragende und raumabschließende Bauteile zwischen zwei Geschossen im Brandfall ausreichend lang standsicher und widerstandsfähig gegen die Brandausbreitung sein [20]. Die Dauer der erforderlichen Widerstandsfähigkeit ist abhängig von der Gebäudeklasse und dem dazugehörigen Brandschutzkonzept sowie den vorhandenen Rettungswegen.

Eine theoretische brandschutztechnische Einschätzung der Deckenkonstruktion nach Durchführung der Verstärkungsmaßnahmen erfolgte auf Grundlage der DIN 4102 Teil 1 bis 4. Holzbalkendecken werden darin unterschieden in Decken mit

- vollständig freiliegenden, 3seitig dem Feuer ausgesetzten
- verdeckten
- teilweise freiliegenden 3seitig dem Feuer ausgesetzten Holzbalken.

Bei freiliegenden Decken sowie bei Decken mit Unterdecken ist die Beflammung der Deckenunterseite im allgemeinen am ungünstigsten. Bei verdeckten Holzbalken ist die Ausbildung der unteren Beplankung maßgebend für Feuerwiderstandsdauer. Das GFK-Profil beeinflusst diese nicht. Im Falle von vollständig freiliegenden 3seitig dem Feuer ausgesetzten Holzbalken sind bei einer Brandbeanspruchung von unten vor allem die Querschnittsmaße für die Einteilung in die Feuerwiderstandsklasse F-30 B oder F-60 B verantwortlich. Diese können mit Hilfe der Bemessungstabellen der DIN 4102-4 bestimmt werden [21]. Alternativ können die Werte mit Hilfe der allgemein anerkannten Rechenverfahren erstellt werden. Die Abnahme des Holzquerschnitts in Folge der Brandeinwirkung in Abhängigkeit von der Zeit (bei Vollholz aus Nadelholz 0,8 mm/min, bei Brettschichtholz aus Nadelholz 0,7 mm/min) wird als Abbrandrate bezeichnet. Mit dieser lassen sich die Restquerschnitte nach einer bestimmten Brandbeanspruchungsdauer und somit die Resttragfähigkeit berechnen. Sollten GFK-Profile bei freiliegenden Decken eingesetzt werden, so ist rechnerisch nachzuweisen, für welche Dauer die Deckenbalken die entsprechenden Bemessungslasten im Brandfall auch bei einem vollständigen Ausfall der GFK-Profile infolge der Wärmeeinwirkung abtragen können.

Für die Brandbeanspruchung von oben ist eine brandschutztechnisch wirksame Schale aus Holzwerkstoffplatten, Brettern oder Bohlen, eine 2lagige obere Schalung oder ein schwimmender Estrich oder Fußboden anzuordnen. Die DIN 4102-2 [22] erläutert hierzu, dass die Prüfung von der Oberseite entfallen kann, wenn die Deckenoberseite entsprechend den Angaben hierzu nach DIN 4102 Teil 4 ausgebildet wird, kann. Sollte der Fußbodenaufbau ohne schwimmenden Estrich erfolgen, ist besonders auf die Gestaltung der Fugen zu achten. So müssen die Fugen bei einer 2lagigen oberen Schale mindesten 60 mm versetzt angeordnet sein. Bei einer einlagigen oberen Schale müssen die Federn eine bestimmte Eindringtiefe in die Nut haben. Zudem ist, abhängig von der Mindestdicke der Schale, eine Fugenabdeckung notwendig. Die Mindestanforderung sind in Tabelle 10 aufgelistet.

GFK-Profile werden laut bauaufsichtlicher Zulassung als normalentflammbar, Baustoffklasse B2 nach DIN 4102 klassifiziert und müssen daher vor direkter Brandeinwirkung sowie hohen Temperaturen geschützt werden. In Abbildung 25 ist die Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) dargestellt, welche die Temperaturen aufzeigt, die bei einem Brand im Schnitt nach einer bestimmten Zeit erreicht werden. Um das Brandverhalten von Bauteilen wie Stützen, Decken oder Wänden zu beurteilen und eine einheitliche Prüfung ermöglichen zu können, hat man sich auf diesen Standardbrandverlauf geeinigt [21]. Der ETK ist zu entnehmen, dass nach 30 Minuten die Temperatur des Brandes bereits ca. 842 °C beträgt.

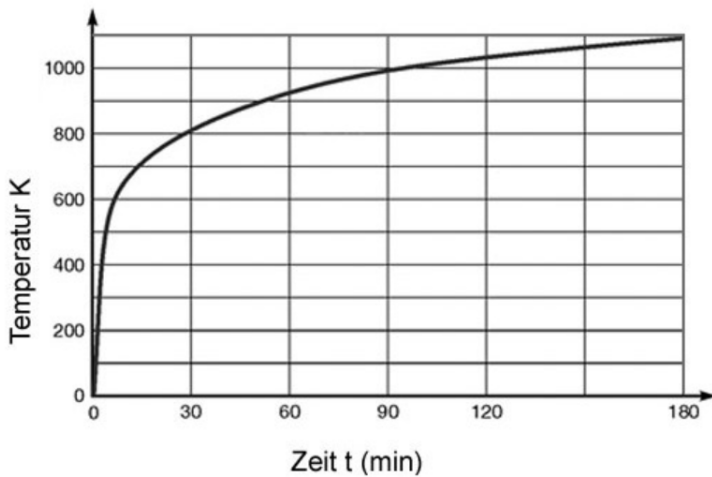


Abbildung 26: Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) für Brandlastversuche nach [22]

Bei ausreichender Beplankung werden diese Temperaturen durch die dämmende Wirkung des Holzes nicht oder erst mit deutlicher Verzögerung erreicht. Holzbauteile erwärmen sich während eines Brandes deutlich weniger schnell als zum Beispiel Stahlbauteile. Dieser Umstand ist auf Verkohlungsprozesse im Holz zurückzuführen, die sehr gute wärmedämmende Eigenschaften bei einer Brandbeanspruchung entwickeln [22]. Die verbrennende äußere Schicht des Holzes bildet einen thermischen Schutz für den Kern des Querschnitts, wodurch sich die Feuerwiderstandsdauer der im Querschnitt angeordneten Bauteile deutlich erhöht.

Mit dieser thermischen Schutzwirkung von Holz beschäftigte sich auch Sandbrink [23] in Zusammenarbeit mit dem Institut für Stahlbau der Leibniz Universität Hannover im Rahmen von Hochtemperaturversuchen zum Schutz von Stahlbauteilen. In der Versuchsreihe wurden Stahlplättchen mit einer Größe von 60 mm-60 mm-5 mm mit unterschiedlich dicken Vollholzplatten (20, 30 und 40 mm) bekleidet und im Hochtemperaturofen 30 Minuten der ETK ausgesetzt. Abbildung 26 stellt die Ergebnisse dieser Versuche grafisch dar. Wie zu sehen ist, erreicht eine Stahlplatte mit einer 30 mm dicken Vollholzbekleidung aus Nadelholz nach 30 Minuten eine Temperatur von etwa 125 °C.

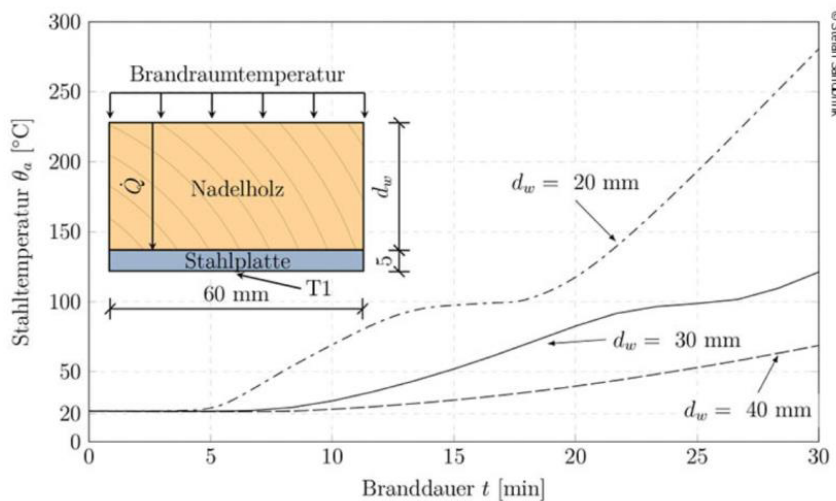


Abbildung 27: Temperaturanstieg einer Stahlplatte bei Abdeckung mit verschiedenen Holzdicken [23]

Zusammenfassend ist zu sagen, dass im vorliegenden Fall die besondere Herausforderung im Brandlastfall vorwiegend bei einer Feuerbeanspruchung von der Oberseite der Deckenkonstruktion vorliegt. Im einfachsten Fall ist die Tragfähigkeit des Holzbalkens ohne zusätzliche GFK-Verstärkung für die Nachweise ausreichend tragfähig.

Sollte die Resttragfähigkeit des Holzbalkens ohne GFK-Verstärkung nicht ausreichen, um die Nachweise der Tragfähigkeit im Brandfall zu erfüllen, so ist eine ausreichende Abdeckung gegen eine Brandlast von oben anzuordnen. Die Maßnahmen sind den entsprechenden Ausgangsfaktoren (Deckenaufbau, Gebäudeklasse, Profilgeometrie, Eigenwicht, usw.) entsprechend auszuwählen. Als Orientierung gelten die Übersichten in Tabelle 10, entnommen der DIN 4102-4.

Tabelle 10: Mindestanforderung an obere Schalung von Holzbalkendecken gemäß Tabellen 10.14 und 10.15 der DIN 4102-4 [21]

Tabelle 10.14 — Holzbalkendecken mit 3-seitig dem Feuer ausgesetzten Holzbalken mit 2-lagiger oberer Schalung F 30-B

Maße in Millimeter

Legende

- 1 Sofern 3 und/oder 4 nicht gespundet, lose Feder aus Sperrholz oder harter Holzfaserverplatte
- 2 gegebenenfalls Zwischenschicht aus Filz oder Pappe
- 3 Holzwerkstoffplatten, Rohdichte $\geq 600 \text{ kg/m}^3$ (Fugenabdeckung durch Plattenversatz)
- 4 Holzwerkstoffplatten, Rohdichte $\geq 600 \text{ kg/m}^3$
- 5 Holzbalken nach DIN EN 1995-1-2 mit DIN EN 1995-1-2/NA, siehe auch 8.1

Minstdicken		Federn und Verschraubung
d_1 mm	d_2 mm	
38	19	siehe Schema-Skizze

Tabelle 10: Fortsetzung

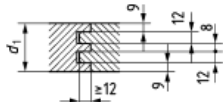
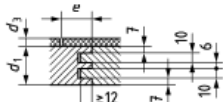
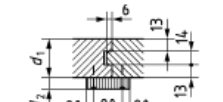
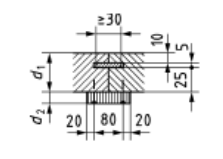
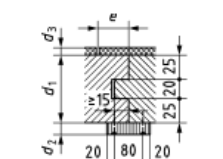
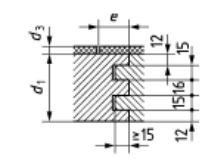
Tabelle 10.15 — Holzbalkendecken mit 3-seitig dem Feuer ausgesetzten Holzbalken ohne schwimmenden Estrich oder schwimmenden Fußboden

Legende

- 1 Fugenabdeckungen — siehe Ausführungen in den Zeilen 2 bis 9
- 2 Schalung
- 3 Holzbalken nach DIN EN 1995-1-2 mit DIN EN 1995-1-2/NA, siehe auch 8.1

Zeile	Schalung nach 10.7.3 (2) aus Holzwerkstoffplatten mit $\rho \geq 600 \text{ kg/m}^3$		Brettern oder Bohlen		Fugenabdeckung aus Mineralwolle-Platten ^a				Feuerwiderstandsklasse-Benennung
	Fugenausbildung	Minstdicke d_1 mm	Fugenausbildung	Minstdicke d_1 mm	aus Holzwerkstoffplatten d_2 mm	aus Gipsplatten d_3 mm	Minstdicke d_3 mm	rohichte ρ kg/m ³	
1			Bild a)	50	keine Anforderungen				F 30-B
2			Bild b)	40		9,5 ^c		60	
3								15	
4	Bild c)	40 ^a			30 ^b				F 60-B
5	Bild d)	40 ^a			30 ^b	9,5 ^c		60	
6	Bild e)	70 ^a			30 ^b		15	30	
7						9,5 ^c		60	F 60-B
8			Bild f)	70			15	30	
9									

Tabelle 10.15 (fortgesetzt)

<p>a)</p> 	<p>b)</p> 	<p>c)</p> 
<p>d)</p> 	<p>e)</p> 	<p>f)</p> 
<p>a Bei schwerentflammaren Holzwerkstoffplatten darf die Mindestdicke um 10 % verringert werden. b Befestigungsabstände in Fugenrichtung ≤ 200 mm; es darf auch Holz verwendet werden. c Ersetzbar durch ≥ 13 mm dicke Holzwerkstoffplatten. d Nach DIN EN 13162: Baustoffklasse mindestens normalentflammbar.</p>		

8 Verfahrenstechnische Ausarbeitung und baurechtliche Gesichtspunkte

Als bevorzugte Verbindungsmethode zur Herstellung des Verbunds wird das Kleben angesehen. Dabei handelt es sich um ein stoffschlüssiges Fügeverfahren, in dem die Füge Teile mittels eines Klebstoffs miteinander verbunden werden. Durch die Adhäsion (lateinisch: adhaerere = anhaften) kommt es zu einer Flächenhaftung, die an der Oberfläche der klebstoff- und fügeteilseitigen Grenzschicht infolge von allgemeinen Anziehungskräften zwischen verschiedenartigen Stoffen wirksam wird. Die Fertigungstechnik Kleben ist gemäß DIN EN ISO 9001 ein »spezieller Prozess«, bei dem die Qualität der Verbindung durch eine ausreichende Überwachung und Dokumentation des Fertigungsprozesses sichergestellt werden muss [24]. Dies kann durch eine entsprechende Prozessüberwachung, durch zerstörende Prüfung an Stichproben oder insbesondere auch durch Methoden der zerstörungsfreien Prüfung (ZfP) erfolgen. Baustellenklebungen dürfen nur von Fachfirmen durchgeführt werden, die die Leimgenehmigung B und D nach DIN 1052-10 besitzen. Bei der Herstellung der Verbundträger kommt es auf eine hochwertige Verklebung mit einer reproduzierbaren Qualität an, die unabhängig von den vorliegenden Rahmenbedingungen garantiert werden kann. Hierfür sind einige Punkte zu beachten, die im Folgenden beschrieben werden.

Unterschieden wird zwischen folgenden zwei prinzipiellen Anwendungsfällen:

- GFK-GFK-Profilverbund.
- GFK-Holz-Verbund.

Die verwendeten GFK-Profile der Firma Fiberline kommen aus kontrollierter industrieller Fertigung. Sie verfügen über einen hohen Faservolumenprozentsatz und sind durch gute Qualität gekennzeichnet. Die mechanischen Eigenschaften können den entsprechenden Datenblättern der bauaufsichtlichen Zulassung entnommen werden [5]. Die mechanischen Eigenschaften der zu verstärkenden Holzbalken hingegen hängen stark von der Baumart sowie den Wachstumsbedingungen ab. Allgemeingültige Angaben sind kaum möglich; die Holzeigenschaften müssen individuell vor Ort eingeschätzt werden. Die in Deutschland am weitesten verbreiteten Bauhölzer sind Nadelhölzer, vorrangig Fichte und Kiefer. In historischen Gebäuden finden sich auch Deckenkonstruktionen aus Eiche.

Für die Herstellung des Verbunds zwischen den Bauteilen aus Holz und GFK müssen geeignete Klebstoffe festgelegt werden. Zudem ist die Art der Oberflächenbehandlung sowie die praktische Gestaltung der Klebung ausschlaggebend für die zu erzielende Qualität hinsichtlich Kraftübertragung und Langzeitbeständigkeit.

8.1 Klebstoffauswahl

Für die beschriebenen Untersuchungen wurde von der Firma Bennert GmbH ein Zwei-Komponenten Klebstoff auf Epoxidbasis vorausgewählt. Dieser wird bereits in anderen Verfahren erfolgreich eingesetzt, so zum Beispiel bei der Herstellung der Druckzonenverstärkung mit Polymerverguss. Der reine Epoxidharzklebstoff ist für dünne bis mittlere Klebefugen bis 10mm, mit einem Größtkorn von 0,2 mm, geeignet. Der Polymerverguss Compono, einem Gemisch aus Epoxidharz und Quarzsand mit einem Größtkorn von 2 mm, ist in seinem Einbauvolumen nicht begrenzt.

Ein Datenblatt befindet sich in Anhang A. Die Klebefuge der Fügepartner GFK-GFK kann dabei mit einer optimalen Klebstoffschichtdicke von ca. 0,2 mm realisiert werden, wobei prozesstechnisch bedingt die Klebefuge GFK-Holz schwankend von ca. 1 bis 10 mm ausfallen kann. Durch einen Zusatz aus Quarzsand lässt sich die Eigenschaft des Klebstoffes so verändern, dass eine verlustfreie Spaltüberbrückung über mehrere Zentimeter möglich ist. In der Regel treten bei Zunahme der Klebstoffdicke verstärkt Inhomogenitäten wie Luftblasen, Bereiche schlechter Durchmischung oder Verunreinigungen auf, die den Verbund schwächen, was durch den Zusatz vermieden wird. Erfahrungen hierzu liegen inklusive der entsprechenden Dokumentation bei der Firma Bennert GmbH vor. In der bauaufsichtlichen Zulassung Z-10.7-282 (Anhang A) ist bereits das Verkleben von Laub- und Nadelhölzern geregelt. Auch GFK-Profile als Fügekomponente sind bereits mit einer entsprechenden Zulassung erhältlich.

Das Harzsystem für die jeweilige Verklebung, mit und ohne Zusatzstoffe soll laut Anwenderangabe wie folgt angemischt werden:

Tabelle 11: Massenanteile des verwendeten 2-Komponenten-Klebstoffs inklusive der Zuschläge entsprechend der Angaben des Endanwenders

	COMPONO 100 -Harz-	COMPONO 100 H -Härter-	COMPONO Quarzsand	COMPONO Quarzmehl QM	Dichte	Volumen
Verhältnis (Mass)	100	30	195	117	[g/cm ³]	[cm ³]
Erf. Volumen [cm ³]	40,7	12,2	79,4	47,6	1,8	245,56
						100,00

8.2 Oberflächenbehandlung

Ziel einer Oberflächenbehandlung der Füge­teile ist ein optimale Benetzbarkeit und Adhäsion sowie eine möglichst hohe Reproduzierbarkeit der Oberflächenbedingungen vor dem Verkleben. Dazu müssen die Fügepartneroberflächen wie folgt geschaffen sein:

- Oberfläche muss fest mit dem Grundwerkstoff verbunden sein
- Oberfläche sollte staub- und fettfrei sein
- Oberfläche sollte gut verklebbar sein
- Oberfläche darf sich nach dem Kleben nicht mehr unkontrolliert verändern

Umgebungs- und Bauteiltemperatur sollten ähnlich und größer 10 °C sein, damit kein Tauwasser bzw. Oberflächenfeuchte entsteht, die eine Trennschicht bildet.

Als Vorbehandlung der Oberfläche kommen Reinigen und Entfetten, Schleifen sowie Aktivieren mittels bestimmten Primern für die vorhandenen Materialien in Betracht. Die Vorzugsvarianten zur Oberflächenbehandlung für Holz und GFK werden kurz vorgestellt.

Oberflächenbehandlung Holz

Zur Behandlung von Holz kommt in der Regel das Schleifen zum Einsatz. Reinigen und Entfetten ist hier nicht zweckmäßig. Zum Schleifen der Oberfläche per Hand kann ein Schleifbock oder eine Band- oder Schwingschleifmaschine eingesetzt werden. Die geeignete Korngröße liegt im Bereich von K 120 bis 180. Nach dem Schleifen ist die Oberflächen von Schleifstaub und anderen Verunreinigungen zu säubern, bestenfalls abzusaugen.

Oberflächenbehandlung GFK

Faserverbundwerkstoffe sind grundsätzlich für das Schleifen geeignet. Vor dem Bearbeiten müssen die Oberflächen unbedingt gereinigt und entfettet werden, damit die Verunreinigungen nicht in die Oberfläche „eingearbeitet“ werden und dadurch nur sehr schwer oder gar nicht mehr entfernt werden können. Die Ausführung kann wie beim Holz von Hand mit Schleifblock oder maschinell mit Schleifmaschine erfolgen. Die geeignete Korngröße liegt ebenfalls im Bereich von K 120 bis 180. Nach dem Schleifen ist die Oberflächen von Schleifstaub und anderen Verunreinigungen zu säubern. Folgende Besonderheiten sind beim Schleifen von GFK zu beachten:

- Schleifpapier muss regelmäßig gewechselt werden
- Vorherige Reinigung des Werkstücks beachten
- Für ein gleichmäßiges Schleifbild sorgen
- Beim maschinellen Schleifen ist darauf zu achten, dass ein Anschmelzen durch eine zu hohe Geschwindigkeit vermieden wird
- Schleifreste nach dem Schleifen von der Oberfläche entfernen werden
- Fasern sollten nicht verletzt werden

Zusätzlich zum Schleifen gibt es weitere Methoden zur Oberflächenaktivierung bei Faserverbundwerkstoffen:

- Strahlen von Faserverbundkunststoff
- Peel-Ply von Faserverbundkunststoff
- Beflammen von Faserverbundkunststoff
- Plasma-Behandlung von Faserverbundkunststoff
- Primern von Faserverbundkunststoff

Je nach Anforderungsgrad und Sicherheitsrelevanz muss eine Vorbehandlung mit einer oder mehreren der oben genannten Verfahren in Betracht gezogen werden.

Gestaltung der Klebung

Die Gestaltung der Klebeverbindung bildet das wichtigste Kriterium hinsichtlich ihrer Haltbarkeit. Ziel einer klebgerechten Konstruktion ist es, eine ausreichende Klebefläche bereitzustellen und Spannungsspitzen in der Klebung bei der mechanischen Belastung des Bauteils zu vermeiden. Es sollen daher in diesem Kapitel verschiedene mechanische Belastungen vorgestellt und bewertet werden. Außerdem wird erläutert, wie Klebungen sinnvoll gestaltet werden können. Verallgemeinernd können drei Hauptbelastungen für Klebeverbindungen definiert werden:

- Druck-/Zugbeanspruchung
- Scher-/Schubbeanspruchung
- Schälbeanspruchung

Im Auftrag der TU Dresden wurden bei einem Ingenieurdienstleister, der auf die Verarbeitung von Faserverbundwerkstoffen spezialisiert ist, Schubscherversuche zur Beurteilung der Klebequalität in Anlehnung an die DIN EN 1465 durchgeführt [25]. Die Ergebnisse dieser Lastversuche lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Bruchdehnung ist bei allen Vergleichsgruppen gering und nahezu identisch, das heißt weder die Vorbehandlung noch das Anfasen der Probekörper hat einen Einfluss auf die Bruchdehnung
- Das Anfasen der Klebeverbindungen ergibt zunächst ein differenziertes Bild. Bei der Materialpaarung GFK-GFK erhöht sich die Bruchspannung von 11,46 MPa um ca. 25 % auf 14,20 MPa. Bei angefasten GFK-Profilen kommt es zu einem Versagen der oberen Laminatschicht. Die Klebeverbindung ist also stärker als das Material der Fügepartner.
- Die Bruchspannung aller vorbehandelten Proben ist höher (gerade: 4,6 MPa, angefast: 3,8 MPa), als die ihrer Referenzgruppe ohne Oberflächenbehandlung (gerade: 4,4 MPa, angefast: 3,6 MPa). Die durchschnittliche Festigkeit kann durch Anschleifen und Reinigen um circa 5% gesteigert werden.
- Bei der Materialpaarung Holz-GFK sinkt der Wert bei den angefasten Probekörpern um ca. 20 % von 4,4/4,6 MPa auf 3,6/3,8 MPa (unbehandelt/oberflächenbehandelt), obwohl in beiden Fällen die Faserstruktur des Holzes versagt. Durch die Fase ist der Prüfkörper aber an dieser Stelle dünner als bei der geraden Vergleichsserie. Somit werde an der Spitze der Faser leichter Holzfasern ausgezogen, was die Festigkeit herabsetzt.
- Trotz zunehmender Dicke ist die Klebschicht mechanisch höher belastbar als das geprüfte Fichtenholz. Somit kann der Klebstoff für den Endanwendungsfall zum Verstärken von Deckenbalken auch mit Additiven ohne Tragfähigkeitsverlust verwendet werden.

8.3 Arbeitsgerechter Umgang mit verwendeten Werkstoffen

Bearbeiten von GFK-Werkstoffen

Die Be- und Verarbeitung von GFK-Profilen ist deutlich einfacher als bei Stahl. So können Bohrungen und Ablängungen mit herkömmlichen Holzwerkzeugen wie Bohrer und Kreissäge bearbeitet werden. Die größten Unterschiede liegen in der Art der entstehenden Sägespäne und -stäube und in der Höhe der mechanischen Beanspruchung der Werkzeuge. Grundsätzlich ist eine maschinelle Bearbeitung immer der manuellen vorzuziehen. Die dabei entstehenden Späne und Stäube sind als besondere Gefahrenquelle zu betrachten. Im Falle einer Vorfertigung in einer entsprechenden Fertigungshalle ist die Bereitstellung einer leistungsstarken Absauganlage daher unerlässlich. Im Falle einer Bearbeitung auf der Baustelle sind besondere Maßnahmen zu treffen, beim Umgang mit den Stäuben gelten folgende Regelungen:

Vor Beginn der Arbeiten:

- Gefährdungsbeurteilung erstellen und Schutzmaßnahmen festlegen
- Entsprechend der Staubzusammensetzung Arbeitsplatzgrenzwerte oder andere Beurteilungsmaßstäbe beachten.
- Beschäftigungsbeschränkungen, z. B. nach dem Jugendarbeitsschutz- und Mutterschutzgesetz, beachten
- Staubarme Arbeitsverfahren und Maschinen auswählen, z. B. fest installierte oder mobile Absaugungen, Einsatz von Entstaubern und der daran angeschlossenen Handmaschinen.
- Belastete Bereiche begrenzen, z. B. Abtrennungen auf Baustellen.
- Auf Baustellen Einsatz von Luftreinigern prüfen/vorsehen.
- Betriebsanweisung erstellen, Beschäftigte unterweisen.
- Hygienemaßnahmen festlegen, z. B. getrennte Aufbewahrung von Alltags- und Arbeitskleidung,
- Reinigung von Arbeitskleidung, Waschgelegenheiten, vom Arbeitsplatz getrennte Bereiche zum Essen und Trinken.
- Geeignete persönliche Schutzausrüstung festlegen und bereitstellen, z. B. Atemschutz, Augenschutz oder Hautschutz (Hautschutzplan).
- Arbeitsmedizinische Vorsorge prüfen und in Abhängigkeit von den eingesetzten Stoffen und Rahmenbedingungen, Pflicht- oder Angebotsvorsorge organisieren, gegebenenfalls Biomonitoring.
- Schutzmaßnahmen regelmäßig auf Wirksamkeit prüfen.

Während der Arbeiten:

- Staubarme Arbeitsverfahren konsequent anwenden.
- Absaugung einsetzen, mobile Absaugungen nahe der Entstehungsstelle positionieren, gegebenenfalls mitführen.
- Luftreiniger einsetzen, Abluft möglichst ins Freie abführen.
- Arbeitsplatz regelmäßig von Staubablagerungen reinigen, dabei nicht trocken kehren, nicht abblasen.
- Persönliche Schutzausrüstung konsequent einsetzen.
- Hygienemaßnahmen beachten, z. B. Händewaschen vor Pausen.
- Am Arbeitsplatz keine Nahrung aufnehmen und nicht rauchen.

Nach dem Arbeiten:

- Arbeitsbereich unbedingt staubarm reinigen, z.B. Absaugen oder Feuchtreinigung, nicht trocken kehren oder abblasen.
- Staubige Arbeitskleidung nicht abblasen.
- Persönliche Schutzausrüstung reinigen und prüfen, z. B. Filter wechseln und vor Gefahrstoffen geschützt aufbewahren.
- Hygienemaßnahmen beachten, z. B. gegen Verschleppung gefährlicher Stäube in unbelastete (z.B. Pausenräume, Kantine) oder private Bereiche.

Beim Schleifen von GFK-Teilen werden Faserstäube mit gefährlichen Eigenschaften freigesetzt. Gefährlich sind vor allem die Staubanteile mit lungengängigen Faserteilchen mit folgenden Eigenschaften:

- Faserdurchmesser $< 3 \mu\text{m}$,
- Faserlängen $> 5 \mu\text{m}$,
- Länge-/Durchmesser-Verhältnissen > 3

Für diese Stäube gilt ein TRK-Wert (Technische Richtkonzentration) von 500.000 Fasern/m³. Gleichzeitig ist eine Feinstaubkonzentration von 6 mg/m³ am Arbeitsplatz einzuhalten. Für die Verarbeitung von GFK-Profilen kann auf Grund der thematischen Ähnlichkeit auf die DGVU Information 209-033 - Faserverstärkte Polyesterharze Handhabung und sicheres Arbeiten (bisher: BGI 729) verwiesen werden [26]. Die hier aufgeführten Hinweise zum sicheren Umgang mit Stäuben beziehen sich ausschließlich auf glasfaserverstärkte Profile. Bei Einsatz von Kohlefaserverstärkungen (Carbon) gelten zusätzliche Hinweise, da Kohlenstofffasern elektrisch leitfähig sind und es so zu zusätzlichen Gefahren, z. B. Kurzschlüssen in elektrischen Geräten kommen kann.

Arbeiten mit Klebstoffen

Beim Verkleben der Fügepartner wird der Klebstoff direkt vor Ort angemischt und falls notwendig mit Additiven versehen. Bei der Verarbeitung von GFK-Profilen entstehen so zwei wesentliche arbeitsschutzrelevante Vorgänge:

- der ordnungsgemäße Umgang mit Klebstoffen
- Umgang mit (Fein)Stäuben

Beim Umgang mit Klebstoffen gelten folgende Technische Regeln für Gefahrstoffe (TRGS) der Beratungsgesellschaft für Arbeits- und Gesundheitsschutz mbH (BfGA):

- TRGS 401 "Gefährdung durch Hautkontakt – Ermittlung, Beurteilung, Maßnahmen"
- TRGS 402 "Ermitteln und Beurteilen der Gefährdungen bei Tätigkeiten mit Gefahrstoffen: Inhalative Exposition"
- TRGS 600 "Substitution"
- TRGS 610 "Ersatzstoffe und Ersatzverfahren für stark lösemittelhaltige Vorstriche und Klebstoffe für den Bodenbereich"
- TRGS 900 "Arbeitsplatzgrenzwerte"

Des Weiteren sind stets die Datenblätter der jeweiligen Klebstoffhersteller zu beachten und sich an die Herstellervorgaben zu halten. Für den Umgang mit Klebstoffen wird ein gut durchlüfteter Raum, vorzugsweise mit Absaugung empfohlen. Beim Umgang mit Schleifmitteln, ob manuell oder maschinell sollte auf den arbeitsschutzgerechten Umgang mit entstehenden Stäuben geachtet werden. Des Weiteren sollten Schleifarbeiten mit einem mittelfeinen Schleifmittel begonnen und deren Wirksamkeit abgeschätzt werden. Verwenden Sie daraufhin geeignete Schleifmittel mit angepasster Körnung.

Notwendige Anschaffungen durch die Firma Bennert GmbH

Durch die benannten arbeitsschutzrelevanten Vorgaben ergibt sich die Notwendigkeit zur Anschaffung von Arbeitsschutzmitteln und -geräten durch die Firma Bennert.

- Lange und robuste Arbeitskleidung
- Schutzbrillen nach DIN EN 166
- Schutzhandschuhe (z.B. aus Butylkautschuk, Nitrilkautschuk, Fluorkautschuk o.ä.) zum Anmischen des Harzsystems und zur Bearbeitung der GFK-Profile
- geeignete Atemschutzmasken bei Überschreiten der Grenzwerte der Lösemittelbelastung
- filternde FFP2 Halbmasken zum Schutz der Atemwege vor Staubpartikeln
- geeignete Industriestaubsauger und Endstauber der Kategorie M (Staubklasse mittel)

9 Technischer und wirtschaftlicher Vergleich ausgewählter Verstärkungsvarianten

Nachdem die numerischen und experimentellen Untersuchungen abgeschlossen waren, wurde eine technische und wirtschaftliche Einordnung der Ergebnisse unternommen. Dabei wurden die Ergebnisse dieses Projekts mit den eingangs erwähnten etablierten Verstärkungsmaßnahmen verglichen. Es wurden an allen Konstellationen die maximalen Flächenlasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) berechnet. Letzterer wurde in allen Fällen weit vor dem GZT erreicht. Die erforderlichen Arbeitsschritte zur Herstellung der Verstärkungsmaßnahmen wurden definiert, mit einem entsprechenden Zeitaufwand verknüpft und den einzelnen Maßnahmen zugeordnet. In dritten Teil der Tabelle 10 wurden die Materialkosten abgeschätzt.

Ausgangspunkt ist ein Balken der Klasse C24 von 5.60 m Länge und einem Querschnitt von 160x 200 mm², wie sie auch in den großmaßstäblichen Versuchen verwendet wurden. Der betrachtete Raum hat eine Grundfläche von 60 m². Der Balkenabstand beträgt 0.80 m. Der unverstärkte Balken hat eine Tragfähigkeit im GZG von 1,27 N/mm², das heißt die Enddurchbiegung w_{fin} erreicht einen maximal zulässigen Wert von 36 mm, was einem Verhältnis von $l/150$ entspricht. Die Enddurchbiegung aufgrund des Eigengewichts beträgt 21 mm und wurde bei allen weiteren Berechnungen als vorgegebene Anfangsdurchbiegung angesetzt. Die Flächenlast von 2 kN/m² kann nur im GZT erreicht werden, die maximale Durchbiegung wird in diesem Fall bei weitem überschritten. Für den Vergleich wurden die Balken mit folgenden Maßnahmen verstärkt:

- angeschraubte Stahllaschen, 2 x U120
- eingeklebte GFK-Winkel, 150x100x12 mm,
- aufgeklebte Flachprofile, 3 x 250x10 mm
- 4 cm Polymerbeton Compono, 160x40 mm
- 3 cm Compono plus aufgeklebte Flachprofile (2 x 250x10 mm) und schließlich
- die HBV-Decke, C25/30, d=8 cm

Auch wenn die HBV-Decke ohne zusätzliche Unterstützung nicht ausgeführt werden kann, und somit auch die vorgegebenen Konstruktionsbedingungen aus Abschnitt 3 nicht erfüllt, wurde sie zum Kostenvergleich mit hinzugezogen. Alle Maßnahmen scheinen gut geeignet um die Deckentraglast auf über 2 kN/m² auch im GZG zu steigern. Aus Tabelle 10 wird schnell ersichtlich, dass sich durch die GFK-Profile bei vergleichbarer Laststeigerung das Eigengewicht der Sekundärkonstruktion um die Hälfte reduzieren lässt. Dies ist insofern entscheidend, als dass das Zusatzgewicht einen zusätzlichen Einfluss auf die Anfangsdurchbiegung hat, die noch einmal zunimmt, bevor der Verbund zwischen Holzbalken und Profil bzw. Compono-Verstärkung hergestellt ist.

Die Arbeitskosten zeigen recht deutlich den geringsten Aufwand bei der Verwendung der GFK-Profile, was sich am Ende bei den summierten Arbeitskosten widerspiegelt. Das hohe Gewicht der Stahlprofile kommt bei der Arbeitsposition ‚Transport und Montage‘ zum Tragen, die ohne technische Unterstützung schwer umsetzbar ist, während die GFK-Profile noch mit zwei Personen transportiert und eingebaut werden können.

Den technischen und baupraktischen Vorteilen der GFK-Profile stehen die hohen Materialkosten gegenüber, die dazu führen, dass die Varianten mit GFK-Verstärkung bezogen auf den laufenden Meter zu den drei teuersten Varianten zählen. Als günstigste Variante schneidet die HBV-Decke ab, gefolgt von der Compono Druckzonenverstärkung und den angeschraubten Stahlprofilen. Die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung unterstreicht die Eingangshypothese, dass das entwickelte Verfahren in besonderen Fällen eingesetzt werden kann, in denen aufgrund der Bausubstanz oder des Denkmalschutzes der Zugang zum Arbeitsbereich eingeschränkt ist und die Deckenkonstruktion und Bauhöhe möglichst nur geringfügig verändert werden darf. Die höheren Baukosten sind in diesen Fällen kompensierbar durch aufwendigere Umbauten oder Folgemaßnahmen, die bei den anderen Verstärkungsvarianten nötig werden.

10 Schlussfolgerungen und Ausblick

Die in diesem Bericht beschriebenen Untersuchungen haben gezeigt, dass Verstärkungen von Holzbalkendecken mit GFK-Profilen eine technisch zielführende Alternative zu existierenden Verstärkungsmaßnahmen darstellen können. Je nach Ausgangslage und Profilwahl sind Erhöhungen der Biegesteifigkeit um den Faktor 2.0 bis 2.5 möglich, bei weiterer Kombination mit einem Polymerverguss oder weiteren GFK-Profilen auch bis zu einem Faktor 4. Die zu erreichenden Deckenlasten der Verbundbalken werden maßgeblich durch die vorhandenen Anfangsdurchbiegungen und Eigenlasten der Decke beeinflusst, die aufgrund der definierten Fertigungsbedingungen nicht unterstützt werden sollen.

Gleichzeitig kommen die beteiligten Forschungspartner zu dem Schluss, dass nur eine reine Druckzonenverstärkung technisch und wirtschaftlich sinnvoll ist. Anfangs wurde eine von oben eingebrachte Verstärkung der Zugzone durch einen vertikalen Steg des Profils angedacht, diese hat sich jedoch als unverhältnismäßig erwiesen, da der Verstärkungseffekt im Vergleich zum deutlich höheren Arbeitsaufwand sehr gering ist. Der Nachteil bei reiner Druckzonenverstärkung ist die Begrenzung der Tragfähigkeitserhöhungen durch die begrenzende Biegezugfestigkeit des Holzes. Eine Eignung des Verfahrens zur Tragfähigkeitserhöhung hängt stark von der jeweiligen Ausgangslage des zu verstärkenden Deckensystems ab. Es wurden vier unterschiedliche Vorzugslösungen entwickelt, die jeweils an die Situation angepasst werden können.

Die Wirtschaftlichkeit der Verstärkungsvarianten ist stark abhängig von der Preisentwicklung der GFK-Profile. Ein wirtschaftlicher Kostenvergleich kommt derzeit zu dem Schluss, dass die zu erwartenden Kosteneinsparungen in der Bauausführung durch den relativ hohen Materialpreis ausgeglichen werden. Die Verarbeitung und das Handling auf der Baustelle ist deutlich einfacher als bei schweren Stahlprofilen, so dass hier an Arbeitsaufwand und somit Kosten eingespart werden kann. Durch die hohen Kosten bleiben die Vorzüge des Verfahrens derzeit auf den Fall einer Deckensanierung mit besonderen Anforderungen an das Eigengewicht und die Zugänglichkeit der Deckenkonstruktion begrenzt.

Im Rahmen dieser Arbeit konnten erste Erkenntnisse zum Kriechverhalten der Verstärkungsprofile unter Druck gesammelt werden. Zukünftig ist das Testverfahren auf weitere Profile und Laststufen zu übertragen. Auch das Kriechverhalten des Klebstoffes unter Schubbeanspruchung sollte untersucht werden. Ein Stabilitätsversagen der Profile wurden auf Grund der geringen Auslastung nicht untersucht. Im Falle eines Einsatzes als Balkenaufleger, wie in der Arbeit theoretisch angedacht, sind Beuleffekte eingehender zu betrachten. Das Verhalten der Deckenkonstruktion unter Feuereinwirkung konnte im Rahmen dieser Arbeit nur auf einer theoretischen Grundlage behandelt werden. Im Falle eines Zulassungsverfahrens sind die Aussagen in umfangreichen Brandlastversuchen mit unterschiedlichen Deckenaufbauten und Profilgeometrien zu untersuchen.

Mitwirkende

Beteiligte Einrichtungen:

Technische Universität Dresden

Prof. Peer Haller
Dr. Benjamin Hahn

Institut für Stahl- und Holzbau
Professur für Ingenieurholzbau und
baukonstruktives Entwerfen

Georg-Schumann-Str. 7
01187 Dresden

Tel. +49 351 463-35575
Fax +49 351 463-36306
E-Mail: holzbau@mailbox.tu-dresden.de



Bennert GmbH

Betrieb für Bauwerksicherung
Dipl.-Ing. Holger Schmidt

Meckfelder Straße 2
99102 Klettbach

Tel. +49 36209 480-0
Fax +49 36209 480-117
E-Mail: klettbach@bennert.de



Literaturverzeichnis

- [1] TICHELMANN, K.; GROß, K. Wohnraumpotentiale durch Aufstockungen. Technische Universität Darmstadt, ISP Eduard Pestel Institut für Systemforschung e.V. 2016.
- [2] AHNERT, Rudolf, KRAUSE, Karl Heinz: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 – Band 2, HUSS-MEDIEN GmbH Verlag für Bauwesen 2000
- [3] Statistische Ämter der Länder und des Bundes (2014): Gebäude- und Wohnungsbestand in Deutschland. Erste Ergebnisse der Gebäude- und Wohnungszählung, 2011.
- [4] SCHÜRMAN, Helmut. Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden. Berlin: Springer, 2005.
- [5] Deutsches Institut für Bautechnik. Tragende Konstruktionsprofile aus glasfaserverstärkten Kunststoffen nach ET A-16/0901; Doppel-T-Profile, U-Profile, Winkelprofile, Vierkanthohlprofile, Flachprofile und Handlaufprofile. Allgemeine Bauartgenehmigung Z-1 0.39-791. 2018
- [6] RUG, Wolfgang. Verbunddecken aus Holz und Beton. Bautechnik, 1995, 72. Jg., Nr. 7, S. 454-459.
- [7] RAUTENSTRAUCH, Ing K.; SCHÖBER, Dipl-Ing KU. In situ Verstärkungsmaßnahmen von Holzbauteilen-Zum Tragverhalten hybrider Verbundbauteile aus Holz, CFK und Polymerbeton.
- [8] BRUNNER, Maurice. Möglichkeiten der Verstärkung von Holzbalken mit vorgespannten CFK-Lamellen.
- [9] DIN EN 1995-1-1:2010-12. 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
- [10] Deutsches Institut für Bautechnik. Reaktionsharzbeton zur Verstärkung Holzbauteilen. Allgemeine Bauartgenehmigung I71-1.10.7-282/4. 2019
- [11] DIN EN 408:2012-10. Holzbauwerke - Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz - Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften; Deutsche Fassung EN 408:2010+A1:2012
- [12] SCHELLING, W. Die Berechnung nachgiebig verbundener, zusammengesetzter Biegeträger im Ingenieurholzbau. Dissertation TH Karlsruhe. 1968
- [13] NEUHAUS, Helmuth. Mechanische Holzverbindungen, Allgemeines. In: Ingenieurholzbau. Springer Vieweg, Wiesbaden, 2017. S. 369-391.
- [14] PIRAZZI, Claudio. Zur Berechnung von Holzschalen in Brettrippenbauweise mit elastischem Verbundquerschnitt. EPFL, 2005.
- [15] DIN EN 26891:1991-07. Holzbauwerke; Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln; Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO 6891:1983); Deutsche Fassung EN 26891:1991
- [16] PEYLO, André. Prothesen für Balkenköpfe. Holzbalkenköpfe mit GFK-Profilen sanieren. Bauen im Bestand B + B. ISSN: 2190-9504. Jg.38, Nr. 3, 2015
- [17] GLOS, P.; SCHULZ, H. Qualität und Festigkeit von Bauschnittholz, aus Waldschadensgebieten. Holz als Roh- und Werkstoff, 1986, 44. Jg., Nr. 8, S. 293-298.
- [18] DIN EN ISO 899-1:2018-03. Kunststoffe - Bestimmung des Kriechverhaltens - Teil 1: Zeitstand-Zugversuch (ISO 899-1:2017); Deutsche Fassung EN ISO 899-1:2017
- [19] DIN EN ISO 899-2:2015-06. Kunststoffe - Bestimmung des Kriechverhaltens - Teil 2: Zeitstand-Biegeversuch bei Dreipunkt-Belastung (ISO 899-2:2003 + Amd.1:2015); Deutsche Fassung EN ISO 899-2:2003 + A1:2015
- [20] MBO:2002: Musterbauordnung Deutschland, Fassung November 2002
- [21] DIN 4102-4:2016-05. Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile

-
- [22] DIN 4102-2:1997: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen - Begriffe, Anforderungen und Prüfungen von Bauteilen.
 - [23] SANDBRINK S. Optimierung einer Fachwerkbinderkonstruktion in Stahlbzw. kombinierter Stahl-Holzbauweise unter Berücksichtigung brandschutztechnischer Anforderungen. Masterarbeit, Leibniz Universität Hannover. 2017.
 - [24] DIN EN ISO 9001:2015-11. Qualitätsmanagementsysteme - Anforderungen (ISO 9001:2015)
 - [25] DIN EN 1465:2009-07. Klebstoffe - Bestimmung der Zugscherfestigkeit von Überlappungsklebungen
 - [26] DGUV Information 209-033. Faserverstärkte Polyesterharze. Berufsgenossenschaft Holz und Metall. 2000

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Auszug aus der Studie „Wohnraumpotentiale durch Aufstockungen“ zur Illustration der unterschiedlichen Möglichkeiten der Umnutzung von Dachgeschossen in Bestandsgebäuden [1]	9
Abbildung 2: Repräsentativer Aufbau einer Einschubdecke mit unterer Verkleidung, wie sie am häufigsten im mehrgeschossigen Wohnungsbau vorzufinden ist [2]	11
Abbildung 3: Aufbau einer Holzbalkendecke vom Typ Ganzer Windelboden mit umwickelten Holzstaken und Lehmputz (oben) und einer Dübeldecke mit dreiseitig behauenen Balken (unten) [2]	12
Abbildung 4: Eingabefenster zur parametrischen Berechnung eines Verbundträgers, bestehend aus einem Holzbalken, einem Verstärkungsprofil und optional eine zusätzliche Schicht aus Reaktionsharzverguss	16
Abbildung 5: Versuchsablauf der durchgeführten Druckschubversuche (links) an geschraubten Verbindungen aus Holz und GFK mittels Knapp GIGANT Verbindern (rechts)	18
Abbildung 6: Darstellung zweier unterschiedlicher Verstärkungsvarianten, Steg des T-Trägers in der Zugzone des Holzbalkens (links) und reine Druckzonerverstärkung (rechts)	20
Abbildung 7: Grafische Vergleiche der unterschiedlichen Varianten aus Tabelle 3 für eine Verstärkung mit GFK-Profilen (links) und Stahl (rechts)	21
Abbildung 8: Grafische Vergleiche der unterschiedlichen Varianten aus Tabelle 4 für eine Verstärkung mit GFK-Profilen (links) und Stahl (rechts)	22
Abbildung 9: Vergleich der numerisch ermittelten Normalspannungen (links) mit den analytischen Normalspannungen (rechts)	22
Abbildung 10: Experimenteller Aufbau zur Untersuchung von verstärkten Holzbalken anhand von labormaßstäblichen Biegeversuchen	23
Abbildung 11: Experimentelle und rechnerische Ergebnisse der Biegesteifigkeiten EI und Tragfähigkeiten F der Biegeversuche aus Abb. 10	24
Abbildung 12: Illustration des Verfahrens zur Bestimmung des Anteils der Moment übertragenden Querschnittsbereiche	25
Abbildung 13: Graphischer Vergleich unterschiedlicher Varianten des Verstärkungsprofils und deren Anteile an der Übertragung des Biegemoments aus q_{max}	27
Abbildung 14: Exemplarische Darstellung der Berücksichtigung Anfangsdurchbiegung der Bestandsbalkendurch ein eingeklebtes T-Profil	29
Abbildung 15: Versuchsaufbau der Biegelastversuche an GFK-verstärkten Biegebalken im Maßstab 1:1	30
Abbildung 16: Verstärkungsvariante 1 mit drei Lagen GFK-Flachprofilen, die laminiert auf dem Bestandsbalken aufgeklebt werden	31
Abbildung 17: Querschnitt der Verstärkungsvariante 2 mit aufeinander laminierten Flachprofilen und einer Ausgleichsschicht aus Reaktionsharzverguss	31
Abbildung 18: Querschnitt des Verstärkungsvariante 3 mit zwei bündig eingeklebten Winkelprofilen	32
Abbildung 19: Querschnitt der vierten Verstärkungsvariante mit eingeklebten GFK-Winkeln, entsprechende der Höhe der Durchbiegung aus dem Bestandsbalken herausstehen	33
Abbildung 20: Experimentell bestimmte lokale und globale E-Module der unverstärkten Holzbalken (links) sowie Vergleich der ermittelten effektiven Biegesteifigkeiten vor und nach den Verstärkungsmaßnahmen (rechts)	35

Abbildung 21: Experimentelle und rechnerische Maximallasten der Verbundbalken im Prüfzylinder aus Abb. 14 in kN.....	36
Abbildung 22: Vorschädigungen an Holzbalken des Probekörpers 9 (links) und Prüfstand mit Versagensbild eines Balkens der Versuchsreihe 4 (rechts)	36
Abbildung 23: Versuchsaufbau zur Durchführung der Biegekriechversuche an einen GFK- und einem Holz-GFK-Verbundbalken nach DIN EN ISO 899-2	38
Abbildung 24: Messaufnehmer zur Erfassung der Verformungen in der Druckzone (links) sowie der Durchbiegung (rechts) während der Biegekriechversuche	38
Abbildung 25: Logarithmische Darstellung der Messergebnisse aus den Biegekriechversuchen für die Durchbiegung (links) sowie die Verformungen in der Druckzone (rechts)	39
Abbildung 26: Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) für Brandlastversuche nach [22].....	42
Abbildung 27: Temperaturanstieg einer Stahlplatte bei Abdeckung mit verschiedenen Holzdicken [23]	42

Tabellenverzeichnis

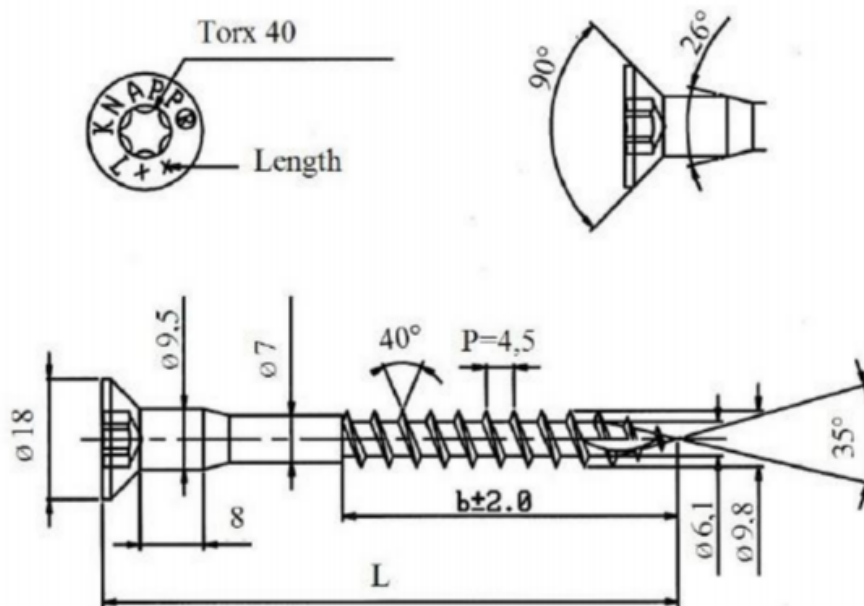
Tabelle 1: Gegenüberstellung der rechnerischen Ergebnisse der Vorbemessung der Tragfähigkeiten und Verschiebungsmodule der Probekörper aus Abb. 5 und der experimentellen Ergebnisse	18
Tabelle 2: Mögliche Kombinations- und Einzelmaßnahmen zur Verstärkung von Holzbalken im Bestand, die nur von der Oberseite her zugänglich sind.....	19
Tabelle 3: Auswahl berechneter Verstärkungsvarianten einer Dachgeschossdecke zum Erreichen einer angestrebten Nutzlast von 2 kN/m ²	20
Tabelle 4: Auswahl berechneter Verstärkungsvarianten einer Dachgeschossdecke für die gewünschte Nutzlast von 5 kN/m ²	21
Tabelle 5: Zusammenstellung der experimentellen Ergebnisse der kleinmaßstäblichen Biegeversuche inklusive Versagensmodus.....	24
Tabelle 6: Zusammenstellung der rechnerisch erzielten Steifigkeits- und Traglastserhöhungen bezogen auf die einzelnen Maßnahmen aus Abbildung 13.	26
Tabelle 7: Vergleich unterschiedlicher Verstärkungsmaßnahmen in einem Punktesystem für die spätere Auswahl einer oder mehrerer Vorzugsvarianten	28
Tabelle 8: Zusammenstellung der berechneten Maximallasten pro Versagensfall und Gegenüberstellung mit den experimentellen Ergebnissen	33
Tabelle 9: Zusammenstellung der angesetzten Einzellasten in den Balkenkriechversuchen sowie die ermittelten Verformungsfaktoren.....	39
Tabelle 10: Mindestanforderung an obere Schalung von Holzbalkendecken gemäß Tabellen 10.14 und 10.15 der DIN 4102-4 [21]	43
Tabelle 11: Massenanteile des verwendeten 2-Komponenten-Klebstoffs inklusive der Zuschläge entsprechend der Angaben des Endanwenders.....	46
Tabelle 12: Auflistung der technischen Eigenschaften sowie der wirtschaftlichen Kostenpunkte ausgewählter Verstärkungsmaßnahmen aus Abschnitt 3.....	51

Anhang A – Technische Datenblätter

Page 13 of 201 of European Technical Assessment no. ETA-10/0189, issued on 2019-10-11

KNAPP® GIGANT screw SK 10x80, SK 10x120, SK 10x200

Screws according to EN 14592 manufactured of carbon steel, tension $f_{tens,k}$ of 32 kN, torque $M_{tu,k}$ of 45 Nm, yield moment M_{yk} of 35 kNm and corrosion protection according to Eurocode 5;

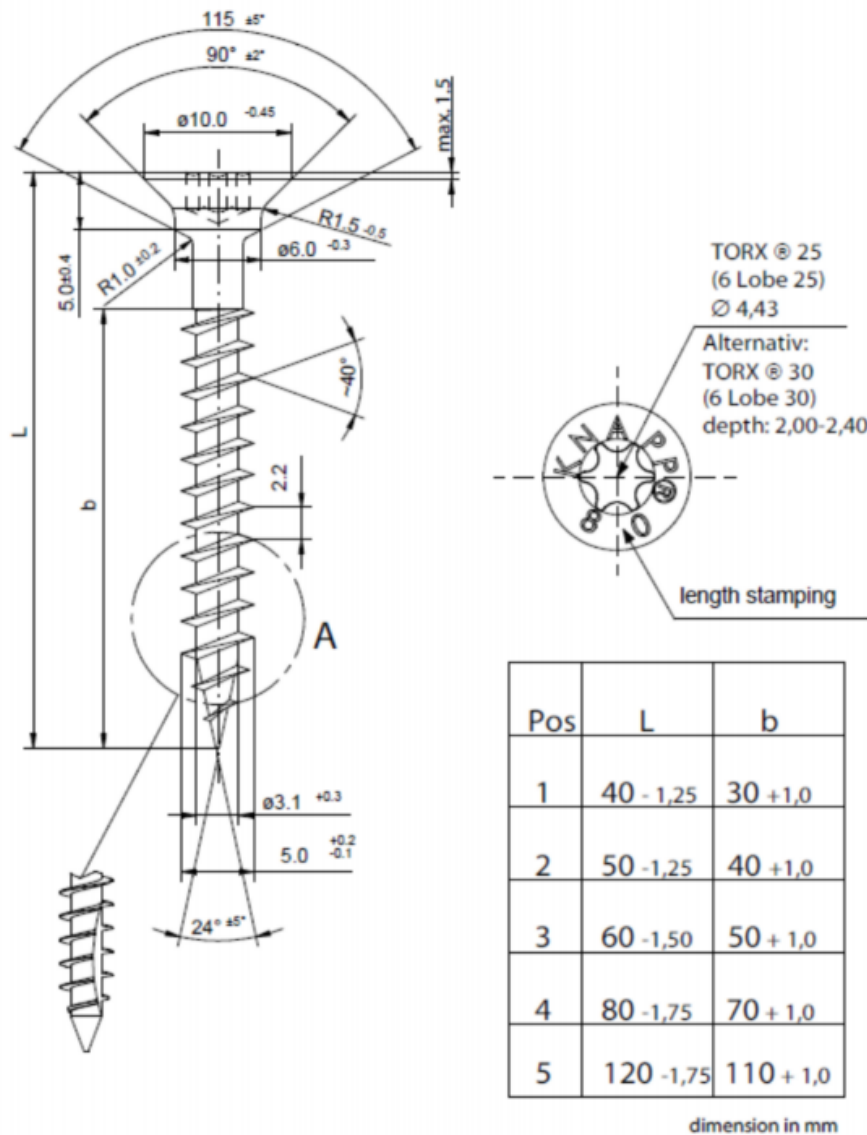


L	b
80 -1,5	54 ± 2
120 -1,75	84 ± 2
200 -1,8	164 ± 2

KNAPP® RICON® screw SK 5x40, SK 5x50, SK 5x60, SK 5x80, SK 5x120

Carbon steel screws according to EN 14592 manufactured minimum tension $f_{tens,k}$ of 7,5 kN, minimum torque $M_{t,u,k}$ of 6 Nm, minimum yield moment $M_{y,Rk}$ of 3,9 Nm
Carbon screws corrosion protection according to Eurocode 5

Stainless steel screws according to X3CrNi17-8 manufactured minimum tension $f_{tens,k}$ of 5,9kN, minimum torque $M_{t,u,k}$ of 6 Nm, minimum yield moment $M_{y,Rk}$ of 4,4 Nm





EPILOX™ Laminating System 5500

EPILOX™ Laminating Resin ER 5500

- EPILOX™ Hardener EC 5520**
- EPILOX™ Hardener EC 5530**

Description

The EPILOX™ Laminating System 5500 consists of one epoxy resin and 2 amine hardeners specially designed for the hand lay up process. The system demonstrates good fiber wetting.

EPILOX™ Laminating Resin ER 5500 is a modified epoxy resin based on Bisphenol A. It is solvent free and unfilled.

EPILOX™ Hardener EC 5520 has a long potlife with moderate exothermal reaction. The pot life can be adjusted to the specific needs by mixing the EPILOX™ Hardener EC 5520 and EPILOX™ Hardener EC 5530 in any ratio.

EPILOX™ Hardener EC 5530 has a short potlife and high T_g with short curing times.

EPILOX™ Laminating System 5500 meets DNV-GL requirements.

Applications

EPILOX™ Laminating System 5500 is designed for the manufacture of structural composites for the wind energy industry featuring high static and dynamic loadability with glass, carbon and aramid fiber reinforcements.

Typical properties of system components

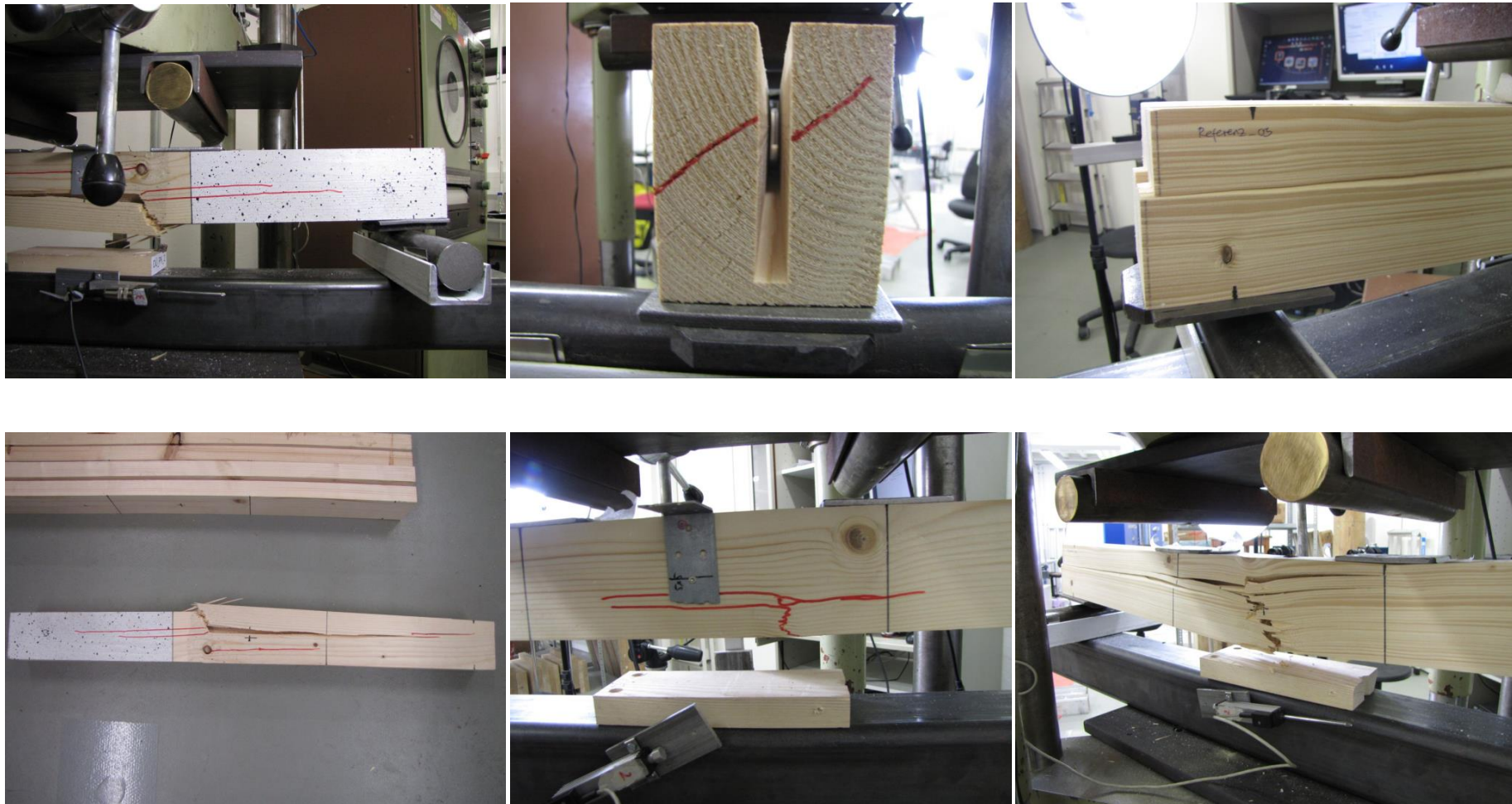
Property	Test Method	EPILOX™ Laminating Resin ER 5500	EPILOX™ Hardener EC 5520	EPILOX™ Hardener EC 5530
Viscosity (mPa·s / 25°C)	ISO 3218	1600	12	140
Density (g/cm³ / 23°C)	ISO 2811-3	1,140	0,840	1,030
EEW	ISO 3001	180	—	—
Amine value (mg KOH/g)	DIN 15845	—	520	580
Refractive Index (20°C)	DIN 51423-2	1,558	1,498	1,532
Shelf life (Month)	LEUNA Spec	24	24	24

These are typical values and should not be construed as specifications.

Anhang B – Bruchbilder der experimentellen Biegelastversuche im Labormaßstab

Referenzbalken ohne Verstärkung

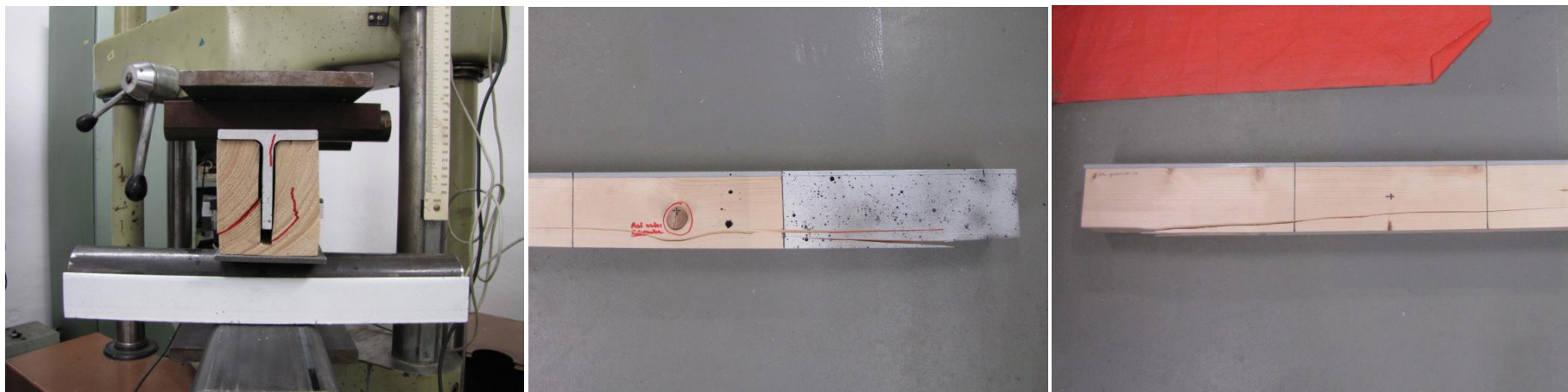
$F_{max} = 45,2 \text{ kN}$ $F_{max} = 39,1 \text{ kN}$ $F_{max} = 64,2 \text{ kN}$



Anhang B - Bruchbilder der experimentellen Biegelastversuche im Labormaßstab

GFK-Profil, verschraubt

$F_{max} = 83,2 \text{ kN}$ $F_{max} = 69,9 \text{ kN}$ $F_{max} = 61,8 \text{ kN}$



Anhang B - Bruchbilder der experimentellen Biegelastversuche im Labormaßstab

GFK-Profil, geklebt

F max = 60,8 kN

F max = 102,7 kN

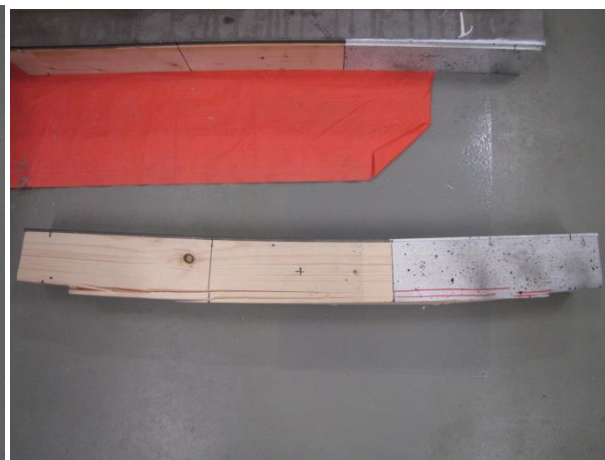
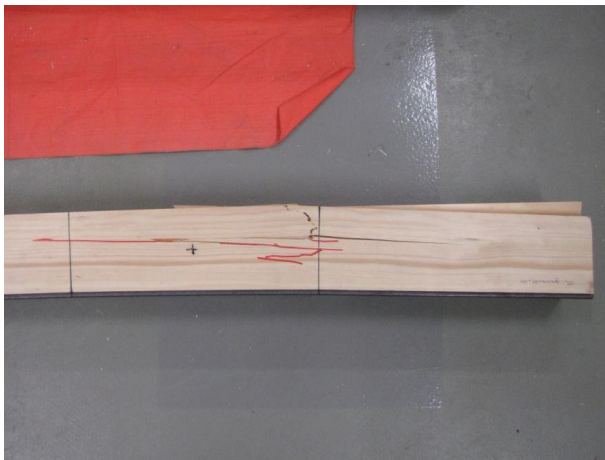
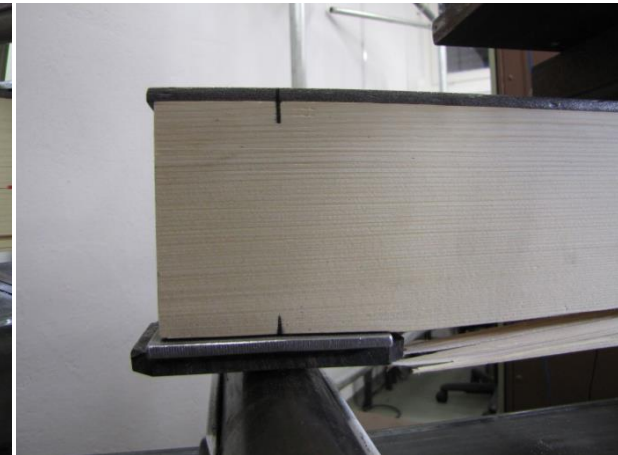
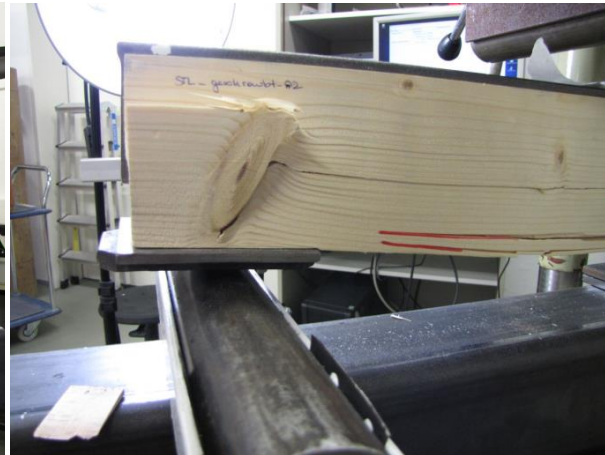
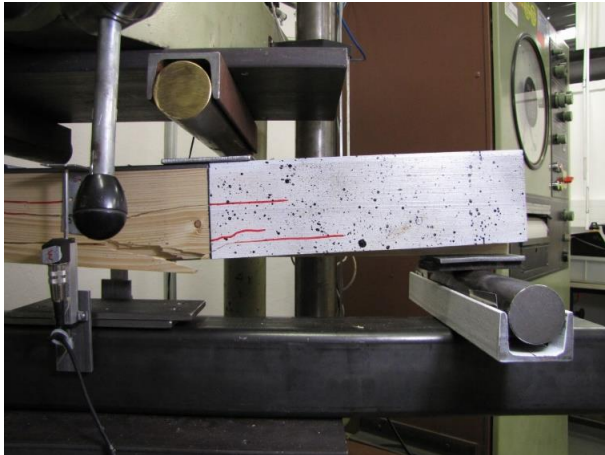
F max = 108,2 kN



Anhang B - Bruchbilder der experimentellen Biegelastversuche im Labormaßstab

Stahl-Profil, verschraubt

$F_{max} = 98,9 \text{ kN}$ $F_{max} = 75,9 \text{ kN}$ $F_{max} = 68,0 \text{ kN}$



Anhang B: Bruchbilder der experimentellen Biegelastversuche im Labormaßstab

Stahl-Profil, geklebt

F max = 68,6 kN

F max = 119,1 kN

F max = 72,2 kN

