

Holz-Beton-Verbundlösungen für den Hochbau – Konzepte und Nachweisführung



M-4-02/2018

Gianpaolo Walde
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz



Gianpaolo Walde, BSc

HOLZ-BETON- VERBUNDLÖSUNGEN FÜR DEN HOCHBAU – KONZEPTE UND NACHWEISFÜHRUNGEN

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades
Diplom-Ingenieur
Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

Eingereicht an der
Technischen Universität Graz

Betreuer
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerhard Schickhofer
Institut für Holzbau und Holztechnologie
DI Severin Zimmer
Institut für Holzbau und Holztechnologie

Graz, Januar 2018

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG AFFIDAVIT

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei meinen Eltern, Norbert und Paola, meinen Großeltern, Vittorino und Licia, sowie meiner Schwester Katrin für die Unterstützung und das Vertrauen, das sie in mich gesetzt haben, bedanken.

Bedanken möchte ich mich besonders bei Herrn Univ.-Prof- Dipl.-Ing Dr.techn. Gerhard Schickhofer und meinem Betreuer Herrn Dipl.-Ing. Severin Zimmer für die vorbildliche Unterstützung und Betreuung. Weiters danke ich allen Mitarbeitern des Institutes für Holzbau und Holztechnologie für ihre Hilfe.

Besonders bedanken möchte ich mich auch bei meiner Freundin, Blanca, und all meinen Freunden, die mich in dieser Zeit tatkräftig unterstützt haben.

Diese Arbeit widme ich meinen Eltern, Norbert und Paola.

Kurzfassung

In der vorliegenden Masterarbeit mit dem Titel „Holz-Beton-Verbundlösungen für den Hochbau – Konzepte und Nachweisführungen“ wird, mit Fokus auf das Einsatzgebiet des Wohn- und Bürobaus, ein umfassender Einblick in unterschiedliche Verbundkonzepte sowie Berechnungsmodelle geboten.

Der Variantenvielfalt und den Einsatzgebieten von Holz-Beton Verbundlösungen sind kaum Grenzen gesetzt. So finden sich diese sowohl als Deckentragstruktur in Wohn- und Bürobauten als auch als Fahrbahntragstruktur im Holzbrückenbau. Durch den großen Anwendungsbereich wurden bis dato viele unterschiedliche Verbundkonzepte erarbeitet. Diese wurden systematisch erfasst und hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit vergleichend analysiert und betrachtet. Dabei wurde im Besonderen auf die Verbundpartner Beton und Holz sowie auf die Ausführung der Verbundfuge eingegangen. An verschiedenen Beispielen konnte gezeigt werden, in welcher Form heutige HBV-Konzepte zum Einsatz kommen und wie die Nachweisführung unter Berücksichtigung des Kurz- und Langzeitverhaltens zu erfolgen hat. Anhand der gewonnenen Erkenntnisse wurde ein innovatives Verbundkonzept analysiert und durch ein Rechenmodell erfasst.

Abstract

In the present master's thesis entitled "Timber-concrete-composite-solutions for building construction - concepts and verification guides", with focus on residential and office construction, have been shown insights into different composite concepts and calculation models.

There are hardly any limits to the variety of variants and fields of application for timber-concrete composite solutions. Thus, these can be found as ceiling structure in residential and office buildings as well as roadway structure in timber bridge construction. Due to the large scope of application, many different composite concepts have been developed so far. These were systematically recorded and comparatively analyzed and considered in terms of their performance. Special emphasis was placed on the composite partner concrete and wood as well as on the construction of the composite joint. Through different examples, it was shown in which form today's TCC-concepts are used and how the verification should be carried out considering the short- and long-term behavior. Based on the findings gained, an innovative composite concept was analyzed and calculated.

Inhaltsverzeichnis

KAPITEL 1: EINLEITUNG UND GLIEDERUNG DER ARBEIT	1
KAPITEL 2: GRUNDLEGENDES ZUR HBV-BAUWEISE.....	2
2-1 ÖKOLOGISCHE BETRACHTUNG	2
2-2 HISTORISCHE BETRACHTUNG.....	4
2-3 BAUTECHNISCHE BETRACHTUNG.....	8
KAPITEL 3: BEMESSUNG VON HOLZ-BETON-VERBUNDKONSTRUKTIONEN	10
3-1 TRAGVERHALTEN DER HOLZ-BETON-VERBUNDKONSTRUKTIONEN	10
3-2 MECHANISCHES TRAGVERHALTEN DER VERBINDUNGSMITTEL IM HBV	14
3-2.1 Auswahl der Verschiebungsmoduln K_{ser} und K_u für die Berechnung	15
3-2.2 Einfluss der Prüfkfiguration auf die Ergebnisse	15
3-2.3 Einfluss der Steifigkeit und der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel.....	16
3-2.4 Einfluss der nichtlinearität der Verbindungsmittel bei der Berechnung.....	17
3-3 LANGZEITVERHALTEN DER HOLZ-BETON-VERBUND- KONSTRUKTIONEN	19
3-3.1 Langzeitverhalten des Holzes	19
3-3.2 Langzeitverhalten des Betons	21
3-3.3 Langzeitverhalten der Verbindungsmittel.....	23
3-3.4 Auswirkungen des Langzeitverhaltens auf die Holz-Beton-Verbundkonstruktion	24
3-3.5 Langzeitverhalten einer geklebten Holz-Beton-Verbundkonstruktion	28
3-4 VERFAHREN ZUR BERECHNUNG DES KURZZEITVERHALTENS VON HOLZ-BETON-VERBUNDKONSTRUKTIONEN	29
3-4.1 γ -Verfahren.....	29
3-4.2 Schubanalogieverfahren.....	34
3-4.3 Stabwerkmodell.....	36
3-4.4 Differenzenverfahren	37
3-4.5 Kraftgrößenverfahren	38
3-4.6 Vereinfachte Berechnung nach Kenel/Meierhofer.....	38
3-4.7 Finite-Elemente-Berechnung	39
3-5 VERFAHREN ZUR BERECHNUNG DES LANGZEITTRAGVERHALTENS VON HOLZ-BETON-VERBUNDKONSTRUKTIONEN	40
3-5.1 γ -Verfahren.....	40
3-5.1.1 Blaß et.al. [43].....	40
3-5.1.2 Schänzlin [32], [33].....	41
3-5.1.3 Glaser [44],[16].....	45
3-5.2 Schubanalogieverfahren [41]	49

3-5.3	Stabwerkmodell.....	50
3-5.4	Kriechzahlen der Verbundträger.....	52
3-6	WAHL EINES GEEIGNETEN BERECHNUNGSVERFAHRENS.....	55
3-7	NACHWEISE BEI HOLZ-BETON-VERBUNDKONSTRUKTIONEN.....	58
3-7.1	Modellbildung.....	58
3-7.1.1	Anforderungen an die Betonplatte.....	58
3-7.1.2	Mitwirkende Plattenbreite des Betonquerschnitts bei T-Träger.....	60
3-7.1.3	Lasteinleitungsfaktor.....	61
3-7.1.4	Ermittlung der maximalen Schubkraft für den Nachweis der Verbindungsmitel [24].....	61
3-7.2	Nachweise der Tragfähigkeit.....	62
3-7.3	Anforderungen für den Brandschutz.....	65
3-7.3.1	Warmbemessung nach Frangi/Fontana [15].....	67
3-7.4	Nachweise der Gebrauchstauglichkeit.....	70
3-7.5	Bauphysikalische Anforderungen an HBV-Konstruktionen.....	73
KAPITEL 4: KONSTRUKTIVE AUSBILDUNG VON HBV-TRAGWERKEN.....		74
4-1	ÜBERBLICK DER FORSCHUNGSBEREICHE.....	74
4-2	HOLZ UND HOLZWERKSTOFFE [60].....	75
4-3	BETONE.....	76
4-4	HERSTELLUNG VON HBV-DECKEN.....	79
4-5	KONSTRUKTIONSVARIANTEN VON HBV-BAUTEILEN.....	81
4-5.1	Sanierung von Altbaudecken.....	81
4-5.2	HolzBalken-Beton-Verbunddecke (Rippendecke).....	82
4-5.3	Plattendecke.....	83
4-5.4	Kastendecke.....	83
4-5.5	Elementdecke.....	84
4-5.6	Slim-floor HBV-Decke.....	84
4-5.7	Zweiachsig gespannte Decken.....	85
4-5.8	Weitere HBV-Deckenvarianten.....	87
4-5.9	Ausführung der Wände und Säulen.....	89
4-5.10	Verstärkungsmassnahmen für Holzträger.....	90
4-6	AUFLAGERDETAILS VON HBV-DECKEN.....	91
4-7	UNTERSTELLUNG DER DECKE.....	92
KAPITEL 5: BETRACHTUNG UNTERSCHIEDLICHER VERBUNDKONZEPTE.....		94
5-1	VERBINDUNGSMITTEL UND VERBUNDKONZEPTE.....	96
5-1.1	Stiftförmige Verbindungsmitel.....	96
5-1.2	Stahlformteile.....	107

5-1.3	Verbindungsmitel aus Holz.....	128
5-1.4	Formschlüssige Verbindungsmitel.....	132
5-1.5	Haftverbund.....	145
5-1.6	Klebeverbund	146
5-2	VERGLEICH DER LEISTUNGSFÄHIGKEIT VERSCHIEDENER VERBUNDKONZEPTE.....	150
5-2.1	Parameterstudie zum Einfluss Einzelner Faktoren auf die effektive Biegesteifigkeit der Verbundkonstruktion	150
5-2.2	Parameterstudie zur Betrachtung der Effizienz verschiedener Verbindungsmitel ...	156
5-2.2.1	Annahmen für die Durchführung der Parameterstudie	157
5-2.2.2	Ergebnisse der Parameterstudie	161
5-2.3	Schlussfolgerungen und Auswertung der Parameterstudie.....	173
5-2.4	Detailberechnung der Brettstapel- und Holzbalken-Beton-Verbunddecke.....	177
KAPITEL 6: BRETTSPERRHOLZ-BETON-VERBUNDDECKE MIT SCHUBKONSOLEN..		179
6-1	BERECHNUNG VON BSP-ELEMENTEN	179
6-2	GEGENÜBERSTELLUNG VERSCHIEDENER BERECHNUNGSVERFAHREN	181
6-3	BERECHNUNGSMODELL DER BBV-DECKE MIT SCHUBKONSOLEN	183
KAPITEL 7: SCHLUSSBETRACHTUNG.....		188
ANHANG A LITERATURVERZEICHNIS		I
ANHANG B BERECHNUNG DES WIRKUNGSGRADS UND DER VERBINDUNGSMITELANZAHL		XI
ANHANG C BERECHNUNGSMODELLE FÜR BRETTSPERRHOLZ-BETON- VERBUNDDECKEN		XXXV
ANHANG D BERECHNUNG VON BRETTSTAPEL- UND HOLZBALKEN-BETON- VERBUNDDECKEN		LXXVII

KAPITEL 1: EINLEITUNG UND GLIEDERUNG DER ARBEIT

Anwendung finden Verbundkonstruktionen heutzutage in verschiedenen Baubereichen, unter anderem als Deckentragstrukturen, Dach- und Wandelemente im Wohn- und Bürobau sowie Fahrbahntragstrukturen für Fußgängerbrücken und Straßenbrücken für Schwerlastverkehr. Durch den Verbund von Holz und Beton ergibt sich eine große Variantenvielfalt an leistungsfähigen und wirtschaftlichen HBV-Lösungen, die den hohen Anforderungen der Statik und Bauphysik genügen können. In dieser Arbeit wurde der aktuelle Stand der Forschung/Technik für HBV-Konstruktionen dargestellt und es wurde versucht die Möglichkeiten und Grenzen dieser Verbundbauweise in der Baupraxis aufzuzeigen. Der Fokus lag auf dem Einsatzgebiet des Wohn- und Bürobau in dem die HBV-Bauweise eine konkurrenzfähige Alternative zu den reinen Stahlbeton- bzw. Holzdecken bildet.

Im Kapitel 2 wurde eine einleitende Betrachtung der HBV-Bauweise erarbeitet, in der die historische Entwicklung und die ökologischen sowie bautechnischen Aspekte der Bauweise angeführt wurden.

Um einen Überblick über die konstruktiven und mechanischen Rahmenbedingungen der Hybridbauweise zu erhalten wurde in Kapitel 3 das Tragverhalten eines nachgiebig verbundenen Trägers beschrieben und auf die Berechnungsmethoden des Kurz- und Langzeittragverhaltens eingegangen. Für das Kurzzeittragverhalten wurde das Gamma-Verfahren, das Schubanalogieverfahren und das Stabwerkmodell näher beschrieben sowie auf das Differenzenverfahren, Kraftgrößenverfahren und die FE-Methode kurz eingegangen. Hinsichtlich Langzeittragverhalten wurde das modifizierte Gamma-Verfahren nach Blaß et.al., Schänzlin und Glaser sowie Ansätze für das Schubanalogieverfahren und das Stabwerkmodell erfasst. Bei der Konzeptionierung einer HBV-Decke spielen die Verbundpartner Holz und Beton sowie die Ausführung der Verbundfuge eine wesentliche Rolle und wurden somit näher betrachtet. Abschließend wurde auf die Modellbildung und die Nachweisführung von HBV-Tragwerken eingegangen.

Im vierten Kapitel wurde die konstruktive Ausbildung von HBV-Decken untersucht, die gegenwärtig in der Baupraxis zur Anwendung kommen oder Forschungsgegenstand sind. Dabei wurde auf die Ausführungsvarianten des Holz- bzw. des Betonquerschnitts eingegangen und Holzwerkstoffe bzw. Betone auf ihre Eignung für HBV-Konstruktionen untersucht.

Eine umfassende Recherche gibt, durch Betrachtung von gegenwärtig laufenden und abgeschlossenen F+E-Arbeiten, einen Einblick in die unterschiedlichen Verbundkonzepte, die in Folge systematisch erfasst, analysiert und hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit vergleichend im Kapitel 5 betrachtet wurden. Ein Ansatz zum Vergleich verschiedener Verbundkonzepte wurde erarbeitet und an Beispiele konnte gezeigt werden, wie HBV-Konstruktionen rechnerisch erfasst werden können.

Im sechsten Kapitel wurde ein innovatives Verbundsystem, welches die Hasslacher Gruppe unter Beteiligung am Unternehmen SWA-Systembauteile GmbH in Zusammenarbeit mit der holz.bau forschungs GmbH an der TU Graz entwickelt hat, im Detail rechnerisch erfasst und modelliert. In diesem Zusammenhang wurden verschiedene Rechenverfahren für die Berechnung von Brettsperrholz-Beton-Verbunddecken untersucht.

KAPITEL 2: GRUNDLEGENDES ZUR HBV- BAUWEISE

2-1 ÖKOLOGISCHE BETRACHTUNG

Holz-Beton-Verbundkonstruktionen (im weiteren Text als HBV-Konstruktionen) kombinieren die Vorteile der Materialien Holz und Beton. Holz ist ein nachwachsender Rohstoff, welcher auf Grund seines geringen Energieeinsatzes bei der Produktion als einziges lastabtragendes Plusenergieprodukt mit negativem ‚Global Warming Potenzial‘ klassifiziert werden kann. Als Plusenergieprodukt kann ein Baustoff bezeichnet werden, bei dem die Energie welche in der Herstellung, dem Transport und der Verarbeitung benötigt wird kleiner ist als die Energie welche nach dem Lebenszyklus durch den Baustoff erzeugt werden kann. Das negative „Global Warming Potenzial“ entsteht, da Holz CO₂ bis zur Verbrennung oder zum biologischem Abbau speichert und der Atmosphäre das CO₂ vorübergehend entzieht. Der anisotrope, inhomogene, biologisch abbaubare, brennbare und hochleistungsfähige Werkstoff Holz besitzt neben günstigen Materialeigenschaften unter anderem sehr gute bauphysikalische Eigenschaften. Als günstige bauphysikalische Eigenschaften zählen zum Beispiel eine gute spezifische Wärmekapazität und eine geringe Wärmeleitfähigkeit quer zur Faserrichtung sowie die Erzeugung eines angenehmen Raumklimas. Bei guter Planung (fachgemäßer Holz- und Brandschutz) hat der Baustoff Holz eine Lebenserwartung von mehreren hundert Jahren und kann in vielen verschiedenen Arten wiederverwertet werden. Holz lässt sich zudem hervorragend mit anderen Baustoffen kombinieren [1].

Das Material Holz ist eines der größten zukünftigen Hoffnungsträger in der Baubranche. Es ist ein traditionsreiches Material, dessen Potential als Werkstoff heute noch nicht vollständig ausgenutzt wird. Zurzeit liegt der Haupteinsatzbereich im Hochbau bei Fertig- und Einfamilienhäuser, sowie weitgespannten Dachkonstruktionen, jedoch werden dem Holzbau, vor allem im Bereich des höheren Geschossbaus, Grenzen gesetzt. Die Grenzen können dabei sowohl technische aber auch baurechtliche Fragen sein. Rechtliche Richtlinien kommen nur sehr langsam zustande, wo sich hingegen der Stand der Technik, unter anderem im Holz-Beton-Verbundbau, schnell entwickelt. Forschungs- und Entwicklungsergebnisse müssen daher oft von Öffentlichkeit-, Überzeugungs-, und Lobbyarbeit begleitet werden um in rechtlichen Richtlinien aufgenommen zu werden; der technische Fortschritt allein reicht nicht immer aus um die bestehenden Grenzen aufzuheben [2].

Durch den neuen gesellschaftlichen Fokus im Bereich des Klimaschutzes und der Nachhaltigkeit, Regenerierbarkeit und Wiederverwertbarkeit eines Baustoffes eröffnen sich neue Möglichkeiten für den Baustoff Holz. Es wird der gesamte Lebenszyklus eines Gebäudes betrachtet und bewertet. Das heißt, dass von der Herstellung der Bauprodukte über die Bauphase, die Inbetriebnahme bis hin zum Rückbau die ökologischen Fußabdrücke des Gebäudes berücksichtigt werden [2]. Grund dafür ist, dass allein das Bauwesen global knapp ein Drittel des Endenergieverbrauchs und etwa ein Fünftel aller Treibhausgasemissionen verursacht und damit ein enormes Optimierungspotential besitzt [3].

Die Verfügbarkeit des Baustoffs Holz ist weitgehend vom lokalen Forstbestand abhängig und dieser ist in Europa durch eine ausgereifte Forstwirtschaft großzügig vorhanden. Laut proHolz Austria [3] sind 42 % der europäischen Fläche mit Wald bedeckt. Der jährliche Holzzuwachs ist gesamteuropäisch betrachtet höher als der entsprechende Holzeinschlag. Lediglich 64 % des jährlichen Holzzuwachses werden genutzt und sind wie folgt aufgeteilt: Energiegewinnung 42 %, Sägewerke 24 %, Papierindustrie 17 %, Holzplattenindustrie 12 %.

Somit können die Vorteile von Holz als Baustoff in ökologischer Hinsicht wie folgt zusammengefasst werden:

- Holz wirkt klimaentlastend indem der Baum aktiv der Atmosphäre CO₂ entzieht und speichert. Damit verbunden ist eine Senkung der Treibhausemissionen.
- Holz ist ein nachwachsender, regionaler, biologisch abbaubarer Rohstoff.
- Der Baustoff Holz eignet sich hinsichtlich der Bauklimatik, Dämmverhalten, Gesundheit, Behaglichkeit und Wohnkomfort sehr gut.
- Steigende Energiepreise und sinkende Rohstoffvorkommen fördern den Einsatz von nachwachsenden Rohstoffen.
- Erstrebenswert ist ein optimierter Materialeinsatz, indem das Baumaterial und die Beanspruchungen optimal aufeinander abgestimmt werden.

Große Herausforderungen im Holzbau sind Brandschutz, Schallschutz, Dauerhaftigkeit und Schwingungsanfälligkeit, welche oft nur schwer bzw. unter großem Aufwand im Griff bekommen werden. Dafür wird ständig an Lösungswegen gearbeitet um den Baustoff besser nutzen zu können und eine optimale Anwendung des Materials zu ermöglichen [2],[3].

Der Baustoff Beton ist an sich ein energieaufwendiges Material in der Herstellung, vor allem, wenn man den Prozess der Zementproduktion betrachtet. Jedoch kann nicht pauschal gesagt werden, dass der Baustoff keine ökologische Nachhaltigkeit besitzt. Beton besteht aus natürlichen Rohstoffen wie Sand, Kies, Splitt, Wasser und Zement (Kalkstein und Ton). Die aufgelisteten Materialien können mitunter Regional gewonnen und verarbeitet werden, was zu kurzen Transportwegen führt. Die Bestandteile sind außerdem natürliche Rohstoffe und beinhalten keine schädlichen Substanzen. Die energieaufwendige Herstellung des Zementes aus gebranntem Kalkstein und Ton ist durch strenge Umweltnormen geregelt. Ein großer Vorteil ist die Wiederverwertbarkeit des Betons. Neue Ansätze ermöglichen es durch Wiederverarbeitung Recyclebetone herzustellen. Als massiver Baustoff kann der Beton Wärme und Kälte speichern und diese wiederum abgeben und ist als robustes Bauteil äußerst beständig [4].

Durch den Einsatz neuer Betonzusatzstoffe, wie Hüttensand, Flugasche, Kalksteinmehl und Zusatzmittel, wie Hochleistungsfließmittel, wurde der Grundstein für die Entwicklung neuartiger Ökobetone gelegt. Durch den reduzierten Zementanteil weisen Ökobetone im Vergleich zu Normalbetonen, abhängig von der Zusammensetzung, ein 30 bis 70 % verringertes Treibhauspotential auf. Die Ökobetone befinden sich zurzeit noch in der Forschungsphase. Jedoch können neuartige Betone, wie Stahlfaserbetone bereits eine interessante Alternative zum normalbewehrten Beton liefern [4].

Die HBV-Bauweise ermöglicht es die Materialeigenschaften von Holz und Beton ideal auszuschöpfen und erzeugt ein massereduziertes und somit auch ökologisch interessantes Bauteil als Gegenvorschlag zur herkömmlichen massiven Stahlbetondecke [4].

2-2 HISTORISCHE BETRACHTUNG

Die Ursprünge der HBV-Bauweise liegen in der Zeit nach dem Ersten Weltkrieg. Aufgrund der im Krieg entstandenen Stahlknappheit wurde an Möglichkeiten geforscht, Beton und Holz miteinander zu verbinden um das teure Eisen zu ersetzen. Durch diesen wirtschaftlichen Hintergrund und den neuen Erkenntnissen des Eisenbetons inspiriert wurden neue Verbundquerschnitte entwickelt. In erster Linie wurde die neue Entwicklung in Europa für Sanierungen von Altbaudecken und in den USA für Brückenbauten eingesetzt. Unter anderem können das 1934 fertiggestellte Vermont Street Viadukt und das ebenfalls 1934 fertiggestellte Nwebury Viadukt genannt werden [5]. Diese Entwicklung geriet jedoch in Zeiten des Wirtschaftsaufschwungs wieder in Vergessenheit [6].

Nach einem längeren Zeitraum, in dem die Holzbauweise und die Holz-Beton-Verbundbauweise im Decken und Brückenbau von modernen Materialien, wie zum Beispiel Stahlbeton, zurückgedrängt wurde, gab es in den letzten 50 Jahren (ab 1970) eine langsame Wiederentdeckung des Holzes als tragendes Bauteil. Durch das steigende Umweltbewusstsein und dem damit verbundenen Interesse an ökologischen Bauweisen, wurde die Forschung in diesem Bereich wiederaufgenommen. Es entstanden erste Pilotprojekte und durch Revision der Bauordnungen und der politisch und finanziellen Unterstützung in vielen Ländern, gab es einen Aufschwung des modernen Holzbaus [7]. In diesen Jahren wurde ebenfalls die Forschung in den Bereichen des HBV fortgeführt, vermehrt im Bereich der Schubverbindungen. Es wurde vor allem an punktförmig wirkenden mechanischen Verbindungsmitteln und an Berechnungsmethoden geforscht. Ausgeprägt war und ist die Forschungsarbeit vor allem in den USA, Neuseeland, Australien und Europa. Durch eine aktive Anwendung der HBV-Bauweise in Brückentragwerken, bei der Sanierung von Altbaudecken und im Neubau konnte sich die Bauweise etablieren [6]. Ab 1990 wurden, wesentlich beeinflusst von Prof. Natters entwickeltem System mit Kernen, Brettstapel-Beton-Verbundkonstruktionen populär [8]. Die Situation heute zeigt ein hohes Interesse im Bereich der HBV-Bauweise und wird durch aktive Forschungsarbeit gestützt; was vor allem an der großen Anzahl der aktuell publizierten Papers und Dissertationsarbeiten ersichtlich ist. Zudem wurden bereits Forschungsprojekte gestartet, wie der Life Cycle Tower One (Dornbirn), um einige der größeren Projekte zu nennen. Für den Bau des 27 m hohen, 8 geschossigen Life Cycle Tower One wurden HBV-Rippendecken verwendet und für den geplanten 84 m hohen, 24 geschossigen HoHo Tower sollen Brettsperrholz-Beton-Verbunddecken zum Einsatz kommen [9].

Es folgt eine Übersicht über die zeitliche Entwicklung der HBV-Bauweise in einer Zeitleiste von den Ursprüngen bis heute.

Antike und Mittelalter [8] Um nicht mehr an die von der Natur vorgegebenen Durchmesser der Baumstämme gebunden zu sein, wurde bereits im Mittelalter und in der Römerzeit mit Holz-Holz-Verbundträger gearbeitet. Der Vorteil des mechanischen Verbundes zweier Holzbauteile miteinander und der daraus resultierende größere Querschnitt mit dementsprechend höherer Tragfähigkeit, wurde schon früh erkannt und verwendet.

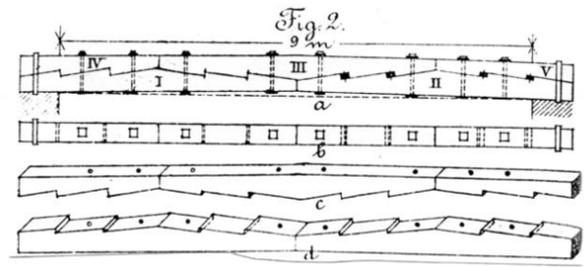


Abbildung 2-1: Holz-Holz-Verbundträger mit mechanischem Verbund [8]

1922 [10] Schon am Beginn des 20. Jahrhunderts wurde die Idee verfolgt, die Werkstoffe Holz und Beton zusammen für Tragwerke und Biegebalken zu verwenden. Das erste Patent wurde im deutschsprachigen Raum von Paul Müller eingereicht. Dabei handelte es sich um aufgenagelte Stahlbügel auf hochkantig stehenden Holzbohlen oder Brettern, welche sowohl als Schub- als auch als Zugbewehrung für die Stahlbetondecke, zusätzlich zum Schubverbund, dienen sollten.

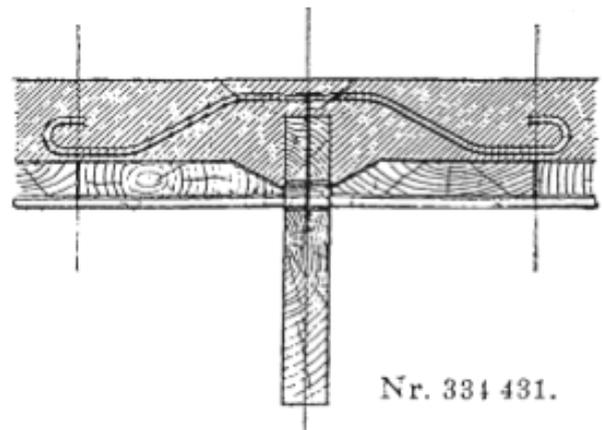


Abbildung 2-2: Erste patentierte Decke im deutschsprachigen Raum [10]

1930 [8] Sperle entwickelt eine holzbewehrte Steindecke, wobei sich diese Deckenkonstruktion nie durchsetzen konnte.

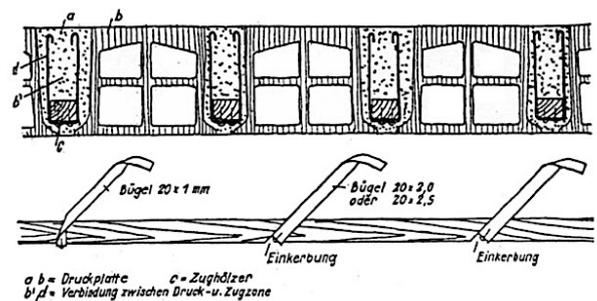


Abbildung 2-3: Holzbewehrte Steindecke nach Sperle [8]

1932 bis 1934 [5] In den USA wurde intensiv geforscht, um effektive und leistungsfähige Holz-Beton-Verbundkonstruktionen zu entwickeln. McCullough führte dabei 1932 bis 1934 experimentelle Untersuchungen für das Oregon State Highway Departement im Bereich der HBV-Konstruktionen durch. Ziel war es wirtschaftliche Konzepte für Brückentragwerke mit kleinen bis mittleren Spannweiten zu entwickeln. Untersucht wurden Nägel, Aussparungen im Holz, Aussparungen im Holz mit Nägel, Stahlzylinder bzw. Ringdübel und eingefräste Stahlbleche.

Bis zum Jahr 1943 wurden 180 HBV-Verbundkonstruktionen in den USA errichtet.

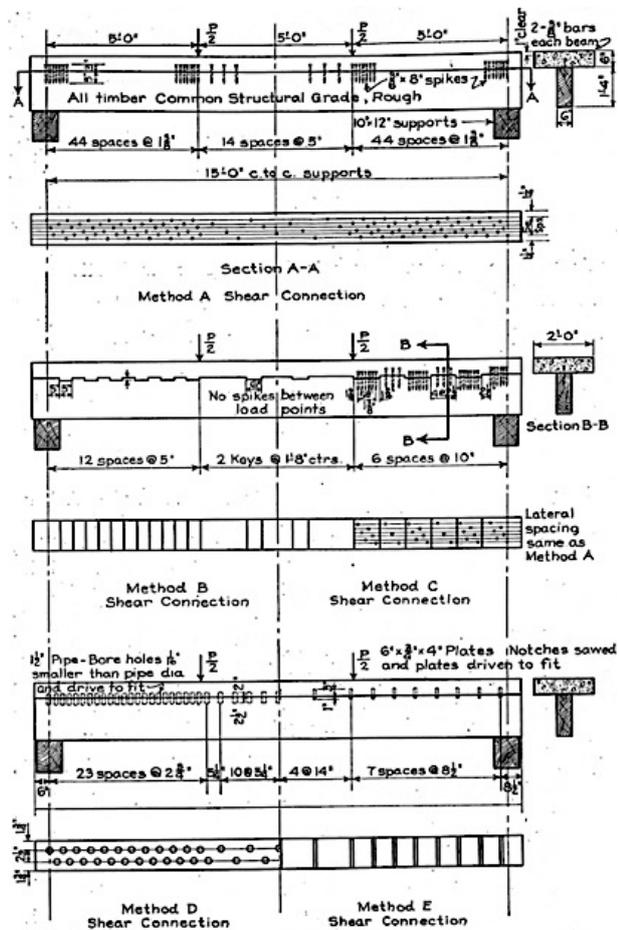


Abbildung 2-4: Aufbau verschiedener, in den USA entwickelten, HBV-Deckenkonzepten [5]

1933 [5] Ebenfalls in den USA, an der George-Washington-Universität, entwickelte Seiler einen Holz-Beton-Verbundträger aus nebeneinanderliegenden verbolzten oder vernagelten Bohlen. Die Bohlen wurden höhenversetzt angeordnet und der Verbund wurde durch dreieckige, ins Holz geschlagene Stahlbleche hergestellt.

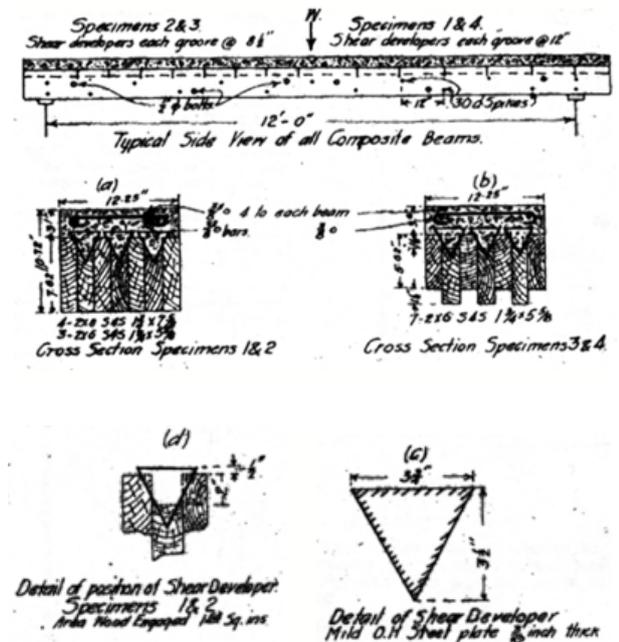


Abbildung 2-5: HBV-Decke nach Seiler [5]

1938 Auf Arbeiten von Seiler aufbauend,
bis 1942 forschte Richart, in den USA, an
[5] Stahldreiecken, geneigten Stahldreiecken, Stahldreiecken mit Nägel, Bolzen, geneigten Bolzen, Kerven, Kerven mit Nägel, Schrauben und geneigten Schrauben.

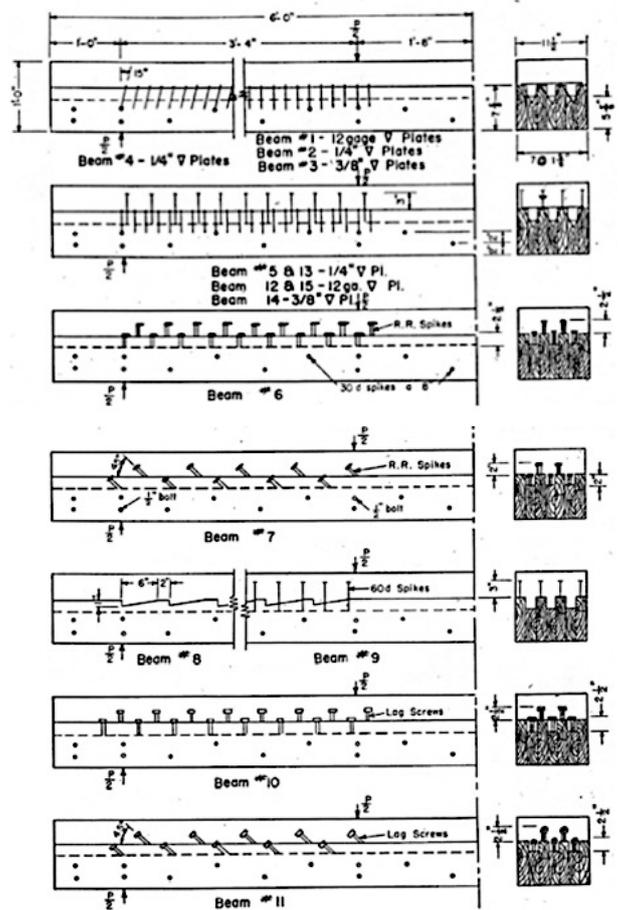
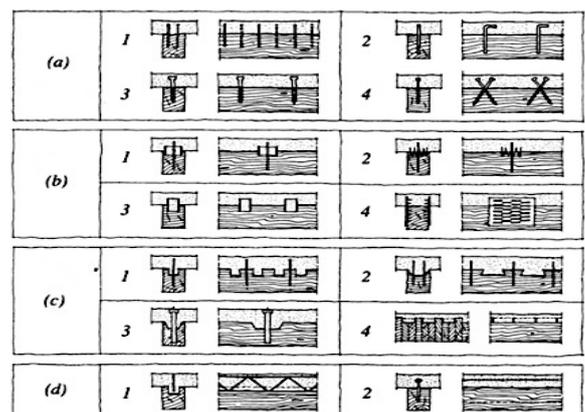


Abbildung 2-6: Prüfaufbau verschiedener von Richart untersuchten HBV-Decken [5]

Ab 1980er Jahre
[5],[11]

Da im europäischem Raum von den in den USA entwickelten Systemen kaum Notiz genommen wurde, wurden mehrere der früher bereits erforschen Systeme aufs Neue geprüft. In Abbildung 2-7 werden einige Systeme dargestellt, die ab den 80er Jahre entwickelt wurden. Eingeteilt sind diese in vier Kategorien: a) stiftförmige Verbindungsmittel, b) Stahlbauteile, c) formschlüssige Verbindungen, d) durchgehende Verbindungen.



- (a1) Nägel
 - (a2) Stabdübel aus Betonstahl
 - (a3) Holzschrauben
 - (a4) Spezialschrauben
 - (b1) Einlassdübel
 - (b2) Einpressdübel
 - (b3) Stahlrohrstücke
 - (b4) Nagelplatten
 - (c1) kreisförmige Vertiefung*
 - (c2) viereckige Vertiefung*
 - (c3) Kerven*
 - (c4) Brettstapeldecke mit stählerner Scherplatte
 - (d1) Fachwerk aus Stahlträgern mit dem Holzträger verklebt
 - (d2) Holzträger mit eingeklebtem Stahlblech
- * jeweils mit Verbindungsmittel gegen Abheben

Abbildung 2-7: Klassifikation mehrerer Verbundsysteme [5]

2-3 BAUTECHNISCHE BETRACHTUNG

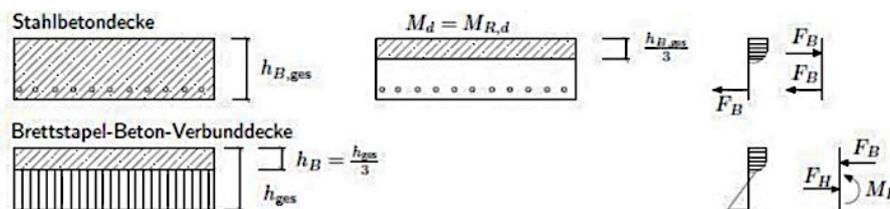
Durch Vorteile sowohl in bautechnischer, bauphysikalischer als auch in wirtschaftlicher Hinsicht hat sich die Holz-Beton-Verbundbauweise als konkurrenzfähige Bauweise, verglichen mit reinen Beton- bzw. Holzdecken entwickelt. Beton- bzw. Holzdecken sind bereits ausgereifte Deckensysteme, welche für sich Vor- und Nachteile aufweisen. HBV ermöglicht es die Vorteile beider Deckenvarianten zu kombinieren und dabei gewisse Schwächen auszugleichen.

Einerseits können die Vorteile der HBV-Decken gegenüber Holzdecken wie folgt charakterisiert werden:

- **Höhere Belastbarkeit:** Die Steifigkeit kann durch die Betonplatte erhöht werden. Dadurch können größere Spannweiten erzielt werden und die Decke kann größere Belastungen aufnehmen. Laut [1] kann die Tragfähigkeit sowie die Steifigkeit im Vergleich zu einer reinen Holzbalkendecke um das Zwei- bis Fünffache gesteigert werden.
- **Geringere Schwingungsanfälligkeit:** Durch die Erhöhung der Systemsteifigkeit kann nicht nur die Tragfähigkeit verbessert werden, sondern auch die Schwingungsanfälligkeit reduziert werden. Durch die höhere Masse welche aus der Betondeckschicht resultiert, verringert sich zwar die erste Eigenfrequenz der Decke, jedoch vermindert die Masse auch die Auswirkungen einer kontinuierlichen Anregung.
- **Geringere Durchbiegungen:** Eine höhere Steifigkeit der Decke reduziert die Durchbiegungen. Auf Grund der Tatsache, dass die Spannweite bei Holzdecken oftmals durch die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit bestimmt wird, ist es durch HBV-Decken einfacher größere Spannweiten zu erzielen.
- **Verbesserung der bauphysikalischen Eigenschaften:** Durch die hohe Dichte des Betons steht viel Masse für die Wärmespeicherung zur Verfügung, was zu einem sehr guten sommerlichen Wärmeschutz führt. Durch die Zunahme der flächenbezogenen Masse – festgelegt durch die Dicke und Rohdichte eines Bauteils – kann der Schutz gegen Luftschall optimiert werden. Wird die Decke sachgemäß in die tragenden Wände eingebunden und durch Trittschalldämmung in Kombination mit schwimmenden Estrich ergänzt kann die Decke auch erhöhte Anforderungen bezüglich Trittschall erfüllen.
- **Verbesserter Brandschutz:** Obwohl Holz an sich ein gutes Verhalten im Brandfall vorweist gilt es als brennbares Material und kann im höheren Geschossbau nicht in allen Ländern (wie in Österreich und Deutschland) verwendet werden. In Kombination mit Beton überzeugt die HBV-Decke durch ein hervorragendes Brandverhalten und die Möglichkeit in sich geschlossene Brandabschnitte zu bilden in denen ein Feuerüberschlag verhindert werden kann. Die Betonplatte dient als Absperrung gegen Löschwasser und Rauchgase in beiden Richtungen und ist ein nichtbrennbares Material. Zudem kann die Brandwiderstandsdauer durch Schutz des Holzes, an mindestens einer Seite, erhöht werden. Reziprok schützt das Holz den Beton vor zu schneller Erwärmung und verzögert dadurch Abplatzungen. Durch den Verbundquerschnitt ergibt sich kurzzeitig die Möglichkeit der Lastumlagerung wobei der Beton Lastanteile des Holzes aufnehmen kann. Um die Entwicklung anzukurbeln wurde mit dem Life Cycle Tower One in Österreich ein Forschungsprojekt für ein 8-geschossiges Holzhochhaus durchgeführt um die Eignung der HBV-Bauweise für diese Gebäudekategorie aufzuzeigen.
- **Verbesserte Plattenwirkung:** Wird die Betonplatte als durchgehende Scheibe ausgebildet kann eine Scheibenwirkung und somit die Aussteifung des Systems in horizontaler Richtung erleichtert und die Systemsteifigkeit des Gebäudes erhöht werden. Anzumerken ist, dass bei Fertigteilen auf die Verbindung der einzelnen Elemente geachtet werden muss. Durch die Verbindung mit den tragenden Wänden und der Scheibenwirkung der Decke können – vor allem bei Deckensanierungen – die horizontalen Kräfte aus der Erdbebenbelastung besser umverteilt werden. Darum weisen HBV-Decken ein günstiges Verhalten gegen Erdbeben auf.
- **Einfachere und flexiblere Leitungsführung:** Leitungen für die Gebäudetechnik können in der Betonplatte eingebunden werden. Zusätzlich ist eine Betonkernaktivierung bzw. Betonkerntemperierung möglich, welche eine interessante und kostengünstige Möglichkeit zum Kühlen und Erwärmen von Gebäuden liefert.

Andererseits können die Vorteile der HBV-Decken gegenüber Betondecken wie folgt charakterisiert werden:

- **Reduzierung des Eigengewichts bei annähernd gleicher Tragfähigkeit und Dicke der Decke:** Durch das reduzierte Gewicht verringern sich die Belastungen für Wände, Unterfangungen, Gründungen und für die Decke selbst, was sich wiederum positiv auf die Kosten niederschlägt
- **Optimale Ausnutzung der Materialien:** In einer Betonplatte ist laut Eurocode 2 [128] im Zustand der Tragfähigkeit die Druckzone ca. ein Drittel der Plattendicke. Zwei Drittel der Platte reißt und die Zugkräfte werden von der Stahlbewehrung aufgenommen. Ziel der HBV-Konstruktionen ist es den gerissenen Teil der Betonplatte durch Holz zu ersetzen, welches die Zugkräfte aufnehmen kann. Dadurch kann zusätzlich zur Lastabtragung über ein Kräftepaar auch die Momententragfähigkeit des Holzträgers/Platte aktiviert werden (siehe Abbildung 2-8). Es ergibt sich eine bessere Ausnutzung der Druckfestigkeit des Betons und der Zugfestigkeit des Holzes [12]. Der im Vergleich zum Holz teurere und in der Herstellung energieaufwendige Stahlanteil wird reduziert und durch einen nachwachsenden Rohstoff ersetzt.



*Abbildung 2-8:
Vergleich einer
Stahlbetondecke
mit einer
Brettstapel-Beton-
Verbunddecke [12]*

- **Verbesserung der bauphysikalischen Eigenschaften:** Holz erzeugt durch einen natürlichen Ausgleich der Raumfeuchte und einer günstigen Oberflächentemperatur eine angenehme Raumatmosphäre und es kann die Raumakustik im Vergleich zu einer reinen Betondecke deutlich verbessert werden. Durch eine geringe Wärmeleitfähigkeit quer zur Faserrichtung verbessert Holz die Wärmedämmung der Decke.
- **Beschleunigung des Bauablaufs:** Durch Halfertig- und Fertigteile kann ein hoher Vorfertigungsgrad erzielt werden. Vor allem kann bei Plattenelementen wie BSP, BSH oder Brettstapelementen durch die „verlorene Holzschalung“ der Aufbau der Schalung und des Schalgerüsts entfallen und es ergibt sich in vielen Fällen eine reduzierte Unterstützung. Ein weiterer Vorteil liegt in der fertigen Holz-Deckenunteransicht. Diese bewirkt einerseits eine Zeit- und Kostenersparnis. Andererseits ermöglicht das Holz eine natürliche Ästhetik, große Gestaltungsvielfalt und ein angenehmes Raumklima.
- **Holzbaugerechte Anschlussdetails** liefern Flexibilität bei der Kombination mit anderen Tragwerksbauteilen.

Allgemein kann daraus geschlossen werden, dass durch HBV-Decken ein optimales Verhältnis von Spannweite und Gewicht erzielt werden kann. Durch eine duktile Gestaltung der Verbindung können die an sich spröden Materialien Holz und Beton eine hohe Sicherheit und ein „vorangekündigtes Versagen“ erzielen. Die großen Deckenspannweiten von bis zu 15 Meter ermöglichen zudem eine oft geforderte freie Raumgestaltung. Als Schwächen der HBV-Bauweise können folgende Aspekte angeführt werden:

- Zwei getrennte Gewerke wie Stahlbetonbauer und Holzbauer müssen zusammenarbeiten was zu Schnittstellenproblemen führen kann.
- Der Feuchteintrag im Holz durch den Beton muss vermieden werden.
- Verlängerte Bauzeit bei Ortbeton.
- Verbindungsmittel sind mittunter Aufwändig und Kostenintensiv.
- Die Berücksichtigung des Langzeitverhaltens ist mitunter komplex, da das Kriechen und Schwinden des Betons und das Schwinden bzw. Quellen und Kriechen des Holzes sowie das Kriechen der Verbindungsmittel durch verschiedenen Einflussfaktoren beeinflusst wird und nicht affin verläuft. Es liegt ein innerlich statisch unbestimmtes System vor und erzeugt somit Zwangkräfte welche es zu berücksichtigen gilt.
- Normalerweise ist der Verbund nicht steif und dies erschwert die Berechnungen.

KAPITEL 3: BEMESSUNG VON HOLZ- BETON- VERBUNDKONSTRUKTIONEN

3-1 TRAGVERHALTEN DER HOLZ-BETON- VERBUNDKONSTRUKTIONEN

Holz-Beton-Verbundkonstruktionen werden durch die Kombination zweier Teilquerschnitte aus verschiedenen Materialien gebildet, welche über Verbindungsmittel zusammenwirken und einen einheitlichen Querschnitt erzeugen. Normalerweise ist der Verbund nicht steif und dadurch erschwert sich die Berechnungen und die Analyse des Bauteils. Zudem müssen noch weitere Einflüsse, wie das nichtlineare Verhalten der beiden Werkstoffe bezüglich Kurzeit- und Langzeittragverhalten, berücksichtigt werden [13]. Die Einflüsse welche auf die Berechnung Auswirkungen haben, entstehen aufgrund der Verwendung von zwei unterschiedlichen Materialien, mit unterschiedlichen Materialeigenschaften wie: Temperatursausdehnung, Quellen, Schwinden, Kriechen, Festigkeitswerte, Elastizitätsmoduln und Anfälligkeit an Feuchtigkeit; um einige zu nennen. Aus diesen Einflüssen ergeben sich je nach Betrachtungszeitraum unterschiedliche Spannungsverteilungen, die bei der Berechnung zwingend berücksichtigt werden müssen. Des Weiteren darf im Vorhinein nicht von einem starren Verbund ausgegangen werden, sowie sollte die Rissbildung der Betonplatte und dessen Einfluss auf die Verbundfugensteifigkeit mitberücksichtigt werden. Im Bereich des Hochbaus liegen meist witterungsgeschützte und beheizte Räume vor. Dies führt dazu, dass einige der genannten Parameter ausgeklammert werden können [14].

Ein großer Einflussfaktor auf die Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit eines HBV-Systems ist die Steifigkeit der Verbundfuge. Diese wird grundlegend vom Verschiebungsmodul und dem Verlauf der Last-Verschiebungskurve des Verbindungsmittels festgelegt. Wobei auch die Materialeigenschaften der Materialien Holz und Beton und deren Abmessungen einen Einfluss auf die Fugensteifigkeit haben. Aufgrund dessen ist es notwendig für die einzelnen Verbindungsmittel den zugehörigen Verschiebungsmodul zu kennen. Es ist jedoch schwer die einzelnen Eigenschaften der Verbindungsmittel nur anhand des Verschiebungsmoduls zu quantifizieren, da dieser vom Prüfaufbau und der in der jeweiligen Prüfung verwendeten Materialien abhängig ist. Ein ideales Verbindungsmittel ermöglicht es die geforderte Scherkraft zu übertragen und ist so steif, dass die relativen Verschiebungen der beiden Platten gering bleiben [13].

Es werden zwei Grenzfälle unterschieden: i) kein Verbund und ii) starrer Verbund. Beim ersten Grenzfall „kein Verbund“ wirken beide Teilquerschnitte unabhängig voneinander und tragen die Biegebelastung separat ab. Dabei bildet sich zwischen den zwei Teilquerschnitten eine große relative Verschiebung am Ende des Bauteils. Die Teilquerschnitte tragen die Belastung durch zwei – auf die jeweilige Steifigkeit der Teilquerschnitte aufgeteilte – Teilmomente ab und werden zur Gänze auf Biegung beansprucht. Im zweiten Grenzfall „starrer Verbund“ wirken die Teilquerschnitte statisch als ein einziges inhomogenes Bauteil. Dies führt, wie in Abbildung 3-1 ersichtlich, zu geringen bis keinen relativen Verschiebungen am Ende des Bauteils und zugleich zu kleineren Gesamtverformungen und einer größeren Steifigkeit der Verbundkonstruktion. Die Teilquerschnitte werden bei idealer Dimensionierung durch die einwirkende Belastung nur jeweils auf Zug oder Druck beansprucht [13].

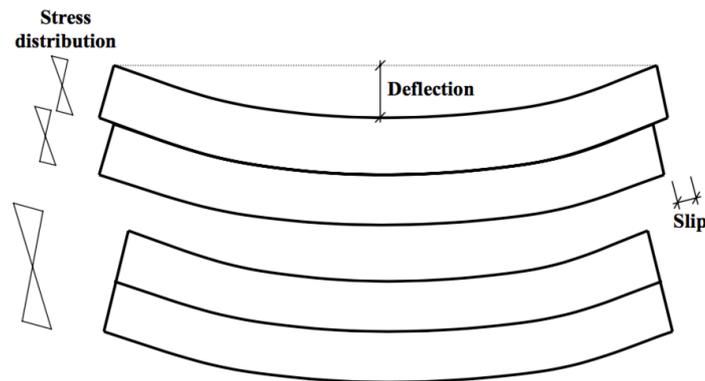


Abbildung 3-1: Schematische Gegenüberstellung des starren und nachgiebigen Verbunds [13]

Es gibt drei wesentliche Aspekte die es bei der Analyse der Verbindungsmittel in Bezug auf den Einfluss auf das Tragverhalten von HBV-Konstruktionen zu beachten gibt [13]:

- **Linear-elastische Analyse:** Wird von einem linear-elastischen Tragverhalten der HBV-Struktur ausgegangen, reicht es den Einfluss des Verbindungsmittels anhand von zwei Parametern zu beschreiben. Der Verschiebungsmodul wird für die Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit EI_{eff} verwendet, welche in weiterer Folge für die Berechnung der Spannungen, Scherkräfte und Durchbiegungen verwendet wird. Der zweite Parameter ist die maximale aufnehmbare Kraft des Verbindungsmittels, welche nicht überschritten werden darf. Betrachtet man diese Eigenschaften erhält man eine bilineare Last-Verschiebungskurve.
- **Nichtlineare Analyse:** Falls das nichtlineare Verhalten betrachtet wird, muss zusätzlich zu den vorher erwähnten Parametern ebenfalls der nichtlineare Anteil der Last-Verschiebungskurve des Verbindungsmittels und dessen plastische Verformungsfähigkeit berücksichtigt werden. Dies führt zu einer sehr aufwendigen Berechnung. Berücksichtigt man das plastische Verhalten der Verbindungsmittel durch eine nichtlineare Analyse, können die Teilquerschnitte und die Anzahl der Verbindungsmittel optimiert werden.
- **Langzeitverhalten:** Um das Langzeitverhalten abbilden zu können, müssen verschiedene Langzeitfaktoren des Holzes, des Betons und der Verbindungsmittel zusammen betrachtet werden. (siehe Kapitel 3-3)

Daraus kann geschlossen werden, dass bei HBV-Tragwerken drei fundamentale Designkriterien eingehalten werden sollten:

- Die neutrale Achse des HBV-Querschnitts sollte nahe an der Verbundfuge liegen um sicherzustellen, dass die günstigen Eigenschaften beider Materialien voll ausgenutzt werden können. Damit ist der Beton vorwiegend unter Druck und das Holz vorwiegend unter Zug.
- Das HBV-System muss eine hinreichende Steifigkeit aufweisen und die Verbindungsmittel müssen die geforderte Querkraft übertragen können. Das heißt, dass die charakteristische Tragfähigkeit größer als die zu übertragende Scherkraft in der Verbundfuge sein muss.
- Die Holzkonstruktion der HBV-Decke muss – für Ortbetonlösungen – solide genug sein um die Biegespannungen, welche in der Bauphase aus dem Eigengewicht des Betons resultieren, aufnehmen zu können.

Nachgiebiger Verbund

Die Teilquerschnitte der HBV-Strukturen sind, sofern keine Verklebung der Teilquerschnitte vorliegt, nicht starr miteinander verbunden und bilden einen Sonderfall der nachgiebig verbundenen Biegeträger im Holzbau. Die Betonplatte und der/die Holzbalken/platte werden mittels mechanischer Verbindungsmittel verbunden welche das Zusammenwirken der Teilquerschnitte ermöglichen. Dabei wird bei einem positiven äußeren Moment idealerweise die Betonplatte auf Druck und der Holzquerschnitt auf Zug belastet, wodurch die beiden Materialien die Vorteile der materialspezifischen

Festigkeiten ausnützen können. Die Verbindungsmittel übertragen dabei die Schubkräfte, welche im Gleichgewicht zu den entgegengesetzt gerichteten gleich großen Normalkraftpaar der beiden Querschnitte stehen. Die entstandenen Normalkräfte greifen am Schwerpunkt der einzelnen Teilquerschnitte an. Das Gesamtmoment ergibt sich laut **GL. (3-1)** aus der Summe der Einzelmomente M_1 und M_2 sowie der Normalkraft $N_{1(oder2)}$ multipliziert mit dem Schwerpunktabstand e . Die Kräfteaufteilung ist in Abbildung 3-2 schematisch dargestellt [15].

$$M_{ges} = M_1 + M_2 + N_{1,2} * e \quad \text{GL. (3-1)}$$

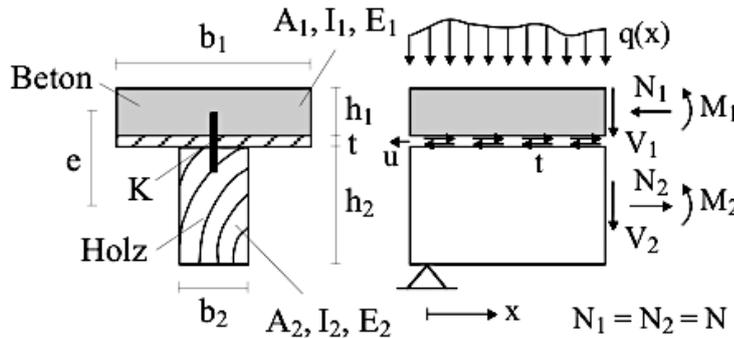


Abbildung 3-2: Schematische Aufteilung der Kräfte im Verbundquerschnitt [15]

Die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel beeinflusst die Größe der entstehenden Normalkräfte. Zur Verdeutlichung werden wieder die Grenzfälle „kein Verbund“ und „starrer Verbund“ herangezogen. Liegt der Fall „kein Verbund“ vor, wirken die Teilquerschnitte als reine Biegeträger und das Moment teilt sich verhältnismäßig auf die Biegesteifigkeit der beiden Querschnitte auf. Das Normalkräftepaar $N_{1/2}$ ist Null. Beim „starrten Verbund“ entstehen keine relativen Verschiebungen am Ende des Bauteils. Es gibt eine einzige neutrale Achse im Verbundquerschnitt. Dadurch kann der Verbundträger als homogener Verbundquerschnitt behandelt werden. Das Normalkräftepaar ist in diesem Fall am größten und die Einzelmomente der Teilquerschnitte am kleinsten. HBV-konstruktionen befinden sich meist zwischen diesen Grenzfällen. Desto kleiner die Fugensteifigkeit wird, desto geringer wird das Normalkräftepaar und die Momente der Teilquerschnitte erhöhen sich [15]. In Abbildung 3-3 sind die Biegespannungen und die Schubspannungen für die Fälle „kein Verbund“, „nachgiebiger Verbund“ und „starrer Verbund“ dargestellt. Aus der Abbildung kann geschlossen werden, dass die maximalen Randspannungen geringer werden, wenn die Steifigkeit der Verbindungsmittel ansteigt [16].

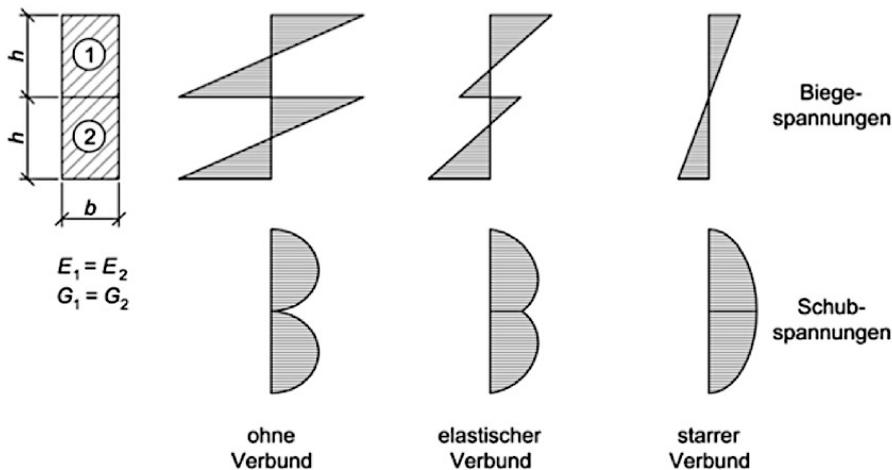


Abbildung 3-3: Darstellung der Spannungsverteilung in einem Verbundquerschnitt in Abhängigkeit vom Verbund [16]

Bei der Berechnung des „elastischen Verbunds“ kann die klassische Biegelehre nicht ohne weiteres angewendet werden. Die Bernoulli-Navier-Hypothese gilt zwar für die Teilquerschnitte der

Verbundkonstruktion, ist aber für den Gesamtquerschnitt nicht gültig. Grundlage für die Berechnung des „elastischen Verbundes“ ist eine Differentialgleichung, die den „elastischen Verbund“ mathematisch beschreibt [15]. Diese Differentialgleichung wurde von verschiedenen Autoren hergeleitet (z.B. in [16], [15] und [17]). In der Arbeit von Glaser [16] wurde in Anlehnung an andere Fachaufsätze die Herleitung der Differentialgleichung genauer beschrieben. Im Folgenden werden informativ die mechanischen Annahmen zur Lösung der Differentialgleichung nach Glaser aufgelistet:

- Es gilt das HOOK'sche Gesetz. $\rightarrow \sigma = \varepsilon * E$
- Die Elastizitätsmoduln sind jeweils für Biegung und Längskraft gleich groß.
- Für die Teilquerschnitte gilt die BERNOULLI Hypothese, die besagt, dass die Querschnitte bei Belastung eben bleiben und senkrecht auf die verformte Stabachse stehen.
- Die Verformungen sind verglichen mit den Systemabmessungen klein. Vernachlässigt man die Schubverformung gilt für die Verkrümmung der Trägerachse: $\kappa = - (d^2w) / (dx^2) = M / (EI)$
- An jeder Stelle des Trägers haben die Teilquerschnitte dieselben Durchbiegungen und Verkrümmungen. $\rightarrow w_t = w_c$
- Die Verbindungsmittel sind punktförmig angeordnet und haben gleichmäßige Abstände über die Länge des Trägers.
- Die Schubsteifigkeit k kann durch die Division des Verschiebungsmoduls der Verbindungsmittel K und deren Abstand e' zueinander beschreiben werden. $\rightarrow k = K / e'$
- Durch das lineare Last-Verschiebungsverhalten des Verbindungsmittels besteht ein linearer Zusammenhang zwischen dem Schubfluss t in der Fuge und der dadurch verursachten Verschiebung u . $\rightarrow t = k * u$
- Der Träger wird auf Biegung belastet und die äußeren Längskräfte werden außer Acht gelassen.
- Die Beanspruchungen wirken linien- oder punktförmig auf die vertikale Symmetrieachse des Gesamtquerschnitts. Die lokalen Störungen des Spannungsverlaufes im Bereich der Verbindungsmittel sowie der Lasteinleitungsstellen bleiben unberücksichtigt
- Die Betrachtungen erfolgen am unverformten System und Stabilitätsprobleme werden nicht erfasst.

3-2 MECHANISCHES TRAGVERHALTEN DER VERBINDUNGSMITTEL IM HBV

Die Prüfungen zur Ermittlung der Kraft-Verformungseigenschaften von HBV-Verbindungsmitteln werden, insofern noch kein genormtes Verfahren für HBV-Verbindungsmittel vorhanden ist, überwiegend an die EN 26891:1991 [133] angelehnt. Die EN 26891:1991 [133] setzt die Regeln und Prinzipien des Prüfaufbaus für Holz-Holz-Verbindungen fest. Der lastgesteuerte Prüfvorgang wird über eine definierte Höchstlast F_{est} durchgeführt, welche im Vorfeld durch Vorversuche oder Berechnungen ermittelt wurde. Die Kraft F_{est} wird für die gesamte Prüfreihe verwendet und nur angepasst, falls während der Prüfdurchführung F_{max} mehr als 20% von F_{est} abweicht. Die Prüfungen werden bis zu einer maximal abgeschätzten Last von $0,7 F_{est}$ lastbezogen durchgeführt und nach diesem Wert weggesteuert bis zum Bruch weitergeführt. Testende ist bei Versagen des Prüfkörpers oder bei einer erreichten Verformung von 15 mm und die Dauer der Prüfung sollte 10 bis 15 Minuten betragen. Anhand der erzielten Ergebnisse können die Werte für die maximale Kraft F_{max} und für den Verschiebungsmodul K_{ser} bzw. K_u bestimmt werden [13].

Wie in der Arbeit von DIAS [13] ersichtlich ist, hat die Wahl von F_{est} einen großen Einfluss auf die Berechnung des Verschiebungsmoduls. Durch die Möglichkeit der Abweichung von F_{max} von +/- 20 % von F_{est} kann dies bei der Berechnung des Verschiebungsmoduls einen Unterschied von über 100% im Vergleich zum tatsächlichen Verschiebungsmodul bewirken. Weiters wurde beobachtet, dass es durch die Annahme des linear-elastischen Verhaltens der Last-Verschiebungskurve und der nicht berücksichtigten duktilen Verformung der Verbindungsmittel ebenfalls Diskrepanzen bei der Berechnung des Verschiebungsmoduls geben kann. Dies kommt davon, dass nur das Verhalten des Verbindungsmittels bis $0,4 F_{est}$ berücksichtigt wird. Außerdem kann die Annahme von $K_u = 2/3 K_{ser}$ zu einer Last-Verschiebungskurve führen, welche das reale Verhalten des Verbindungsmittels nicht vollständig korrekt abbildet. Um eine möglichst genaue Berechnung eines HBV-Bauteils, dessen Versagen stark von der Duktilität des Verbindungsmittels beeinflusst wird, durchführen zu können kann es bei duktilen Verbindungsmittel notwendig sein den nichtlinearen Anteil der Last-Verschiebungskurve zu berücksichtigen [13].

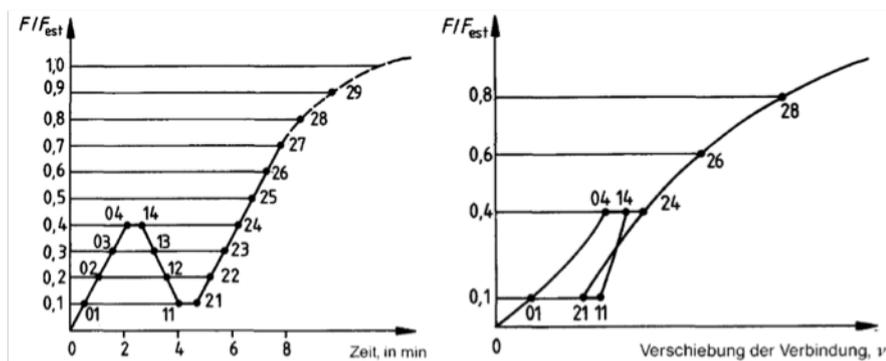


Abbildung 3-4: Last-Zeitkurve (links) und Last-Verschiebungskurve gemäß EN 26891:1991 [133] (rechts) [13]

Die Verschiebungsmoduln können laut Gl. (3-2) bis Gl. (3-5) berechnet werden. Die Indizes in den Formeln beziehen sich auf die Werte der Abbildung 3-4.

$$K_i = \frac{0,4 * F_{est}}{v_{04}} \quad \text{Gl. (3-2)}$$

$$K_{0,4} = \frac{0,4 * F_{est}}{\frac{4}{3}(v_{04} - v_{01})} \quad \text{Gl. (3-3)}$$

$$K_{0,6} = \frac{0,6 * F_{est}}{v_{26} - v_{24} + \frac{4}{3}(v_{04} - v_{01})} \quad \text{Gl. (3-4)}$$

$$K_{0,8} = \frac{0,8 * F_{est}}{v_{28} - v_{24} + \frac{4}{3}(v_{04} - v_{01})} \quad \text{Gl. (3-5)}$$

- K_i beschreibt die Steigung der Tangente der Kraft-Verschiebungskurve zwischen 0-40% der geschätzten Kraft F_{est}
- $K_{0,4}$ beschreibt die Steigung der Tangente der Kraft-Verschiebungskurve zwischen 10-40% der geschätzten Kraft F_{est}
- $K_{0,6}$ beschreibt die Steigung der Tangente der Kraft-Verschiebungskurve zwischen 10-60% der geschätzten Kraft F_{est}
- $K_{0,8}$ beschreibt die Steigung der Tangente der Kraft-Verschiebungskurve zwischen 10-80% der geschätzten Kraft F_{est}

3-2.1 AUSWAHL DER VERSCHIEBUNGSMODULN K_{SER} UND K_U FÜR DIE BERECHNUNG

Durch den Verschiebungsmodul kann die Verformungscharakteristik eines Verbindungsmittels dargestellt werden. Dabei werden anhand des betrachteten Kraftniveaus unterschiedliche Rechenwerte für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit bestimmt. Aufgrund der nicht Linearität des Verhaltens der Verbindungsmittel schlägt unter anderen Fragiaco et.al. in [18] vor für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit K_{ser} , den Sekantenwert bei 40 % ($K_{0,4}$) der maximalen Kraft F_{max} , und für die Nachweise der Tragfähigkeit K_u , den Sekantenwert bei 60 % ($K_{0,6}$) der maximalen Kraft F_{max} , zu verwenden. Vereinfacht kann der Verschiebungsmodul K_u als $K_u = 2/3 K_{ser}$ berechnet werden. Dieser Ansatz ist immer dann sinnvoll, wenn bei höheren Beanspruchungen noch eine nahezu lineare Last-Verschiebungsbeziehung zu beobachten ist [19]. In dieser Arbeit wurde dieser Ansatz verwendet, wenn kein versuchstechnisch ermittelter Wert für $K_{0,6}$ vorhanden war um die Verbindungsmittel im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu bemessen. Der Verschiebungsmodul K_e beschreibt die Steigung der Kraft-Verschiebungskurve zwischen 10-40 % der maximalen geschätzten Kraft F_{est} des zweiten Belastungszyklus. In Abbildung 3-4 würde dies der Steigung der Tangente zwischen Punkt 21 und 24 entsprechen. Laut [20] repräsentiert dieser Verschiebungsmodul am besten das Verbindungsmittel im Servicezustand, da keine anfänglichen Verformungen (z.B. Schlupfverformungen) oder Imperfektionen der Verbindungsmittel die Ergebniswerte verfälschen. Somit kann zusammenfassend gesagt werden, dass der Verschiebungsmodul K_i die Nachgiebigkeit infolge lastunabhängiger und lastabhängiger Wege und die Verschiebungsmoduln K_e bzw. $K_{0,4}$ bis $K_{0,8}$ die Nachgiebigkeit der lastabhängigen Wege beschreiben. Unter lastabhängigen Wegen können die elastischen und plastischen Verschiebungen der Verbindungsmittel und unter lastunabhängigen Wegen der „Schlupf“ verstanden werden. „Schlupf“ ist jene Verformung, welche es zu überwinden gilt um Bautoleranzen oder Unregelmäßigkeiten auszugleichen, bevor eine vollständige Kraftübertragung stattfinden kann (zum Beispiel die Überwindung des Lochspiels bei stiftförmigen Verbindungen) [21].

3-2.2 EINFLUSS DER PRÜFKONFIGURATION AUF DIE ERGEBNISSE

Bei HBV-Verbindungen sind die Eigenschaften, wie Tragfähigkeit, Bruchverhalten und Verformung der Verbundfuge, sehr wichtig um das mechanische Verhalten der Struktur zu beschreiben und zu analysieren. Die Effektivität der Verbundfuge hängt vom Verbindungsmittel, von den Holzeigenschaften, den Betoneigenschaften, dem anfänglichen Schlupf und der effektiven Steifigkeit des Systems ab. Bestimmt werden diese Parameter durch Scherprüfungen. In Tabelle 3-1 werden die drei am häufigsten verwendeten Aufbauten für Scherprüfungen näher beschrieben und der Einfluss auf die Prüfergebnisse erläutert. Allgemein ist bei Scherprüfungen zu beachten, dass kürzere Probekörper mit einer höheren Rauigkeit der Kontaktfläche eine größere charakteristische Traglast der Verbindungsmittel aufweisen als längere Probekörper mit geringer Rauigkeit. Die Prüfkörpergeometrie wirkt sich somit einerseits auf die charakteristische Traglast und andererseits auch auf den Verschiebungsmodul aus [22].

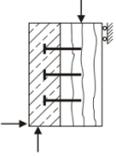
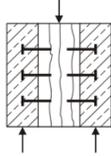
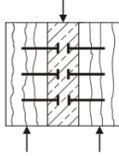
<p>Beton – Holz Asymmetrischer Aufbau</p>	<p>Beton – Holz – Beton Symmetrischer Aufbau mit Holzkern</p>	<p>Holz – Beton – Holz Symmetrischer Aufbau mit Betonkern</p>
 <p><i>Abbildung 3-5: Asymmetrischer Aufbau</i> [23]</p>	 <p><i>Abbildung 3-6: Symmetrischer Aufbau mit Holzkerne</i> [23]</p>	 <p><i>Abbildung 3-7: Symmetrischer Aufbau mit Betonkerne</i> [23]</p>
<ul style="list-style-type: none"> - Einfache Prüfkonfiguration mit geringeren Herstellungskosten der Prüfkörper. - Liefert ausreichend genaue Ergebnisse. 	<ul style="list-style-type: none"> - Kann das Tragverhalten am besten Prüftechnisch nachstellen und liefert die realitätsgetreuesten Prüfergebnisse. - Die Prüfmethode ist der Prüfkonfiguration für Stahl-Beton-Verbundsystemen ähnlich. - Wichtig sind die Abmessungen des Prüfkörpers. Diese sollten folgende Anforderungen genügen: normgerechter Aufbau, realitätsgetreue Nachbildung, vorzeitige Rissbildungen vermeiden um das Duktilitätsverhalten der Verbindungsmittel zu ermöglichen. - Im Vergleich mit dem asymmetrischen Aufbau unterschätzt diese Prüfkonfiguration geringfügig die Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verbindung. 	<ul style="list-style-type: none"> - Die Testergebnisse liefern eine geringere Kraft F_{max} und einen höheren Verschiebungsmodul im Vergleich zu den Prüfkonfigurationen mit Holzkerne. - Aufgrund der Spannungskonzentrationen im Betonkern können die Verbindungsmittel das duktile Verhalten nicht entwickeln. Ein frühzeitiges Betonversagen tritt zumeist ein.

Tabelle 3-1: Einfluss der Prüfkonfiguration auf die Ergebnisse der mechanischen Kennwerte der Verbindungsmittel [22]

3-2.3 EINFLUSS DER STEIFIGKEIT UND DER TRAGFÄHIGKEIT DER VERBINDUNGSMITTEL

Die Klassifikation der Steifigkeit der einzelnen Verbindungsmittel und der Verbundfuge wird mit Hilfe des γ -Verfahrens nach ÖNORM EN 1995-1-1:2015 (Anhang B) [130] durchgeführt. Die Steifigkeit des Verbindungsmittels wird durch den Verschiebungsmodul beschrieben, welcher zur Berechnung des γ -Werts und der effektiven Biegesteifigkeit herangezogen wird. Aus den Gleichungen des γ -Verfahrens (siehe Kapitel 3-4.1) ist ersichtlich, je höher der Verschiebungsmodul ist desto höher wird die effektive Biegesteifigkeit des Bauteils. Der Koeffizient zur Bewertung der Verbundwirkung γ geht von 0 „kein Verbund“ bis 1,0 „starrer Verbund“. Wobei ein Wert von $\gamma = 0,95$ bereits als voller Verbund und ein Wert γ kleiner als 0,1 als nahezu kein Verbund angesehen werden kann. Der Zusammenhang zwischen Verschiebungsmodul und effektiver Biegesteifigkeit ist nicht linear. In Abbildung 3-8 kann beobachtet werden, dass sich die effektive Biegesteifigkeit bei einem unendlichen Verschiebungsmodul asymptotisch dem maximalen Wert und bei einem Verschiebungsmodul, welcher gegen Null geht, dem Minimum nähert. Ab einem bestimmten Punkt ($K > 1000 \text{ N/mm/mm}$) führt eine Erhöhung des Verschiebungsmoduls zu keiner wesentlichen Erhöhung der Verbundsteifigkeit. Zudem ist ersichtlich, dass bei einem geringen Verschiebungsmodul ($K < 10 \text{ N/mm/mm}$) die Verbundwirkung vernachlässigbar klein wird [13].

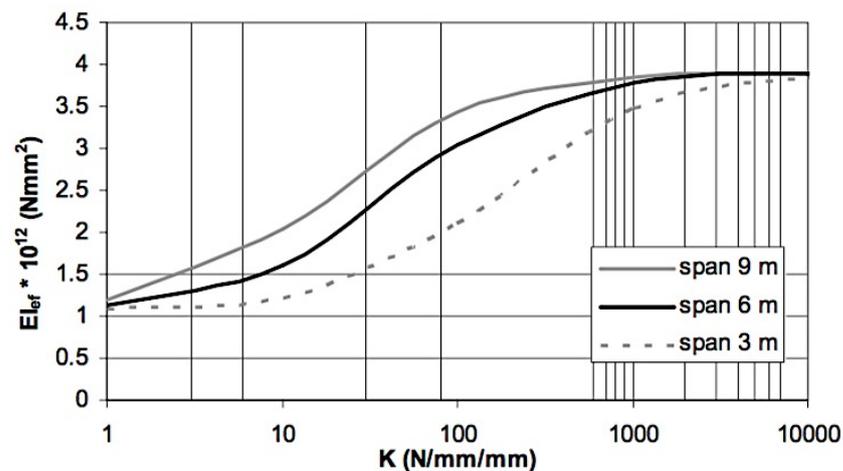


Abbildung 3-8: Zusammenhang zwischen Verschiebungsmodul K und effektiver Biegesteifigkeit (logarithmische Darstellung der Werte) [13]

Die maximal übertragbare Kraft F_{max} beeinflusst zwar nicht direkt die Spannungsverteilung, die Durchbiegung oder die Verbundwirkung, ist jedoch ein wichtiger Parameter für die HBV-Konstruktion. Ist die maximal übertragbare Kraft F_{max} kleiner als die zu übertragende Scherkraft in der Verbundfuge, kann dies durch ein Versagen des Verbindungsmittels zum Versagen der gesamten Struktur führen. Die Kraft F_{max} kann auch für den Abstand der Verbindungsmittel e_{eff} zueinander ausschlaggebend sein [19].

3-2.4 EINFLUSS DER NICHTLINEARITÄT DER VERBINDUNGSMITTEL BEI DER BERECHNUNG

In Abbildung 3-9 kann deutlich erkannt werden, dass die Annahme eines linearen Verhaltens der Last-Verschiebungskurve nicht für jedes Verbindungsmittel eine realitätsgetreue Näherung darstellt. Spricht man bei Verbindungsmittel von Steifigkeit wird dabei auf deren Nachgiebigkeit bei mechanischer Beanspruchung Bezug genommen [21]. Sehr steife Verbindungsmittel weisen oft ein annähernd lineares Verhalten bei der Last-Verschiebungskurve bis zum Versagen auf. Steife Verbindungen mit einer Last-Verschiebungskurve wie in Abbildung 3-9 (links) haben oft eine höhere charakteristische Tragfähigkeit und ein geringes plastisches Verformungsvermögen. Hingegen besitzen Verbindungsmittel mit geringerer Steifigkeit normalerweise ein ausgesprochen nichtlineares mechanisches Verhalten (Abbildung 3-9 (rechts)). Die Letzteren haben in vielen Fällen ein höheres Potential sich plastisch zu verformen [13].

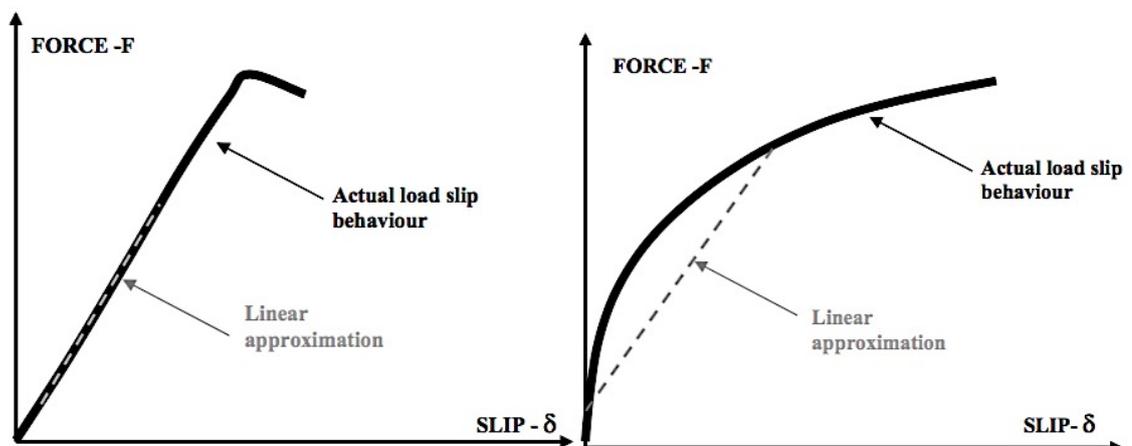


Abbildung 3-9: Darstellung der linearen Approximation für Verbindungsmittel mit linearem (links) und nichtlinearem (rechts) Verhalten [13]

Bei einer linearen Analyse wird die plastische Verformung der Verbindungsmittel nicht berücksichtigt, sie kann nur durch eine nichtlineare Analyse berücksichtigt werden. Es wäre zwar möglich, bei genauer Kenntnis der Last-Verschiebungskurve iterativ für die Beanspruchung die zugehörige Steifigkeit zu berechnen, jedoch ist dies mit sehr viel Aufwand verbunden und nur bei einer FEM-Berechnung sinnvoll.

Im Bauwesen ist ein robustes und duktiler Tragverhalten der Struktur erwünscht, jedoch weisen die Materialien Holz und Beton weitgehend ein sprödes Bruchverhalten auf. Die gewünschte Duktilität kann somit mitunter nur durch eine duktile Ausbildung der Verbundfuge erzielt werden. Verformen sich Verbindungsmittel plastisch, kann die Last auf benachbarte Verbindungsmittel umverteilt werden, was zu einem duktilen Verhalten vor dem Versagen der Struktur führt und bei rechnerischer Erfassung eine höhere Versagenslast duktiler Verbindungsmittel ermöglichen würde. Verbindungsmittel können anhand der Last-Verschiebungskurve in drei Kategorien eingeteilt werden [13]:

- **Spröde Verbindungsmittel:** weisen eine Relativverschiebung < 1 mm auf (Verklebung, Kerfen)
- **Teilweise duktile Verbindungsmittel:** weisen eine Relativverschiebung zwischen 3 und 10 mm auf. Eine partielle Umverteilung der Kräfte auf andere Verbindungsmittel und ein Abbau von Zwangskräften ist möglich.
- **Duktile Verbindungsmittel:** weisen eine Relativverschiebung > 10 mm auf. Eine volle Umverteilung der Kräfte auf andere Verbindungsmittel und ein Abbau von Zwangskräften ist möglich. Die Einwirkungen können auf alle Verbindungsmittel aufgeteilt werden.

Bei einem duktilen Bruchverhalten der Verbindungsmittel kann nach Erreichen der maximalen Traglast des meistbeanspruchten Verbindungsmittels eine Kraftumlagerung auf ein geringfügiger beanspruchtes Verbindungsmittel stattfinden. Die Schubkraft in der Verbundfuge nimmt dabei nicht ab und es kann eine Laststeigerung bis hin zum Holz- oder Betonversagen vorgenommen werden. Bei einem spröden Versagen der Verbindungsmittel kann keine Kraftübertragung erfolgen. Bei Verbindungsmittel mit spröden Bruchverhalten können nach dem Erreichen der Traglast des maximal beanspruchten Verbindungsmittels die benachbarten Verbindungsmittel nicht gänzlich aktiviert werden. Dadurch wird eine Kettenreaktion ausgelöst (ein sogenannter „Reisverschluss-effekt“), bei der die Verbindungsmittel nach und nach spröde Versagen und somit das Gesamtversagen des Bauteils verursachen. Darum ist das plastische Verformungsvermögen im Bruchzustand ein großer Einflussfaktor für das Trag- und Verformungsverhalten der HBV-Struktur. Bei einer nichtlinearen Last-Verschiebungskurve sollte jedoch darauf geachtet werden, dass der Verschiebungsmodul mit zunehmender Auslastung des Verbindungsmittels (Kraft im Verbindungsmittel geht gegen F_{\max}) stark abnehmen kann [13].

3-3 LANGZEITVERHALTEN DER HOLZ-BETON- VERBUNDKONSTRUKTIONEN

Das Langzeitverhalten beschreibt das zeitabhängige Verhalten einer Konstruktion, unter materialspezifischen Einfluss der Effekte von Kriechen und Schwinden. Kriechen kann als Zunahme der Verformung unter einer zeitlichen konstanten Lasteinwirkung beschrieben werden. Dabei entzieht sich das Material durch Verformung der Last. Im Gegensatz dazu beschreibt das Schwinden bzw. das Quellen eine nicht last- bzw. temperaturabhängige, sondern zeitabhängige Verformung, welche sich durch eine Volumenänderung des Baustoffs ergibt. Schwinden mit negativem Vorzeichen weist auf eine Verringerung des äußeren Volumens hin und Schwinden mit positiven Vorzeichen weist auf eine Vergrößerung des Volumens hin. Das Letztere wird im deutschsprachigen Raum als Quellen bezeichnet. Schwinden und Quellen ist meist auf eine Veränderung des Wasserhaushaltes der Baustoffe zurückzuführen [16].

Der relative Kriechfaktor $\Phi_{(t)}$ ist auf den elastischen Anfangswert von äußeren und inneren Weggrößen normiert und beschreibt das Kriechverhalten der Materialien. Das Kriechverhalten von Holz und Beton kann als qualitativ gleich charakterisiert werden und in drei Anteile aufgeteilt werden: i) Primärkriechen ii) Sekundärkriechen iii) Tertiärkriechen. Die Spannungsintensität beeinflusst den Kriechverlauf. Liegt der Spannungszustand unterhalb der Dauerstandsfestigkeit können Sekundär- bzw. Tertiärkriechen ausgeschlossen werden und die Kriechdehnungen konvergieren gegen einen Grenzwert. Ist die Spannung größer als die Dauerstandsfestigkeit tritt Sekundär- bzw. Tertiärkriechen auf und es kann zu einem Kriechbruch kommen. Als Dauerstandsfestigkeit kann jene Spannung verstanden werden, bei der die Dehnung eines Werkstoffs nach unendlich langer Zeit gerade noch zum Stillstand kommt [24].

Bei der Betrachtung des Langzeitverhaltens ist das statische System von großer Bedeutung. Dabei gilt es zwei Fälle zu unterscheiden: i) statisch bestimmte Tragwerke und ii) statisch unbestimmte Tragwerke. Beim ersten Fall i) werden durch das zeitabhängige Verhalten nur Verformungen erzeugt, da sich das System frei bewegen kann und somit keine Zwangkräfte entstehen. Beim zweiten Fall ii) kann zwischen äußerlich und innerlich statisch unbestimmte System unterschieden werden. Insofern sich das Tragwerk nicht frei bewegen kann werden die zeitabhängigen Verformungen behindert und es entstehen Zwangkräfte, welche den Spannungszustand derartiger Konstruktionen beeinflusst. Im Fall von HBV-Tragwerken liegt immer ein innerlich statisch unbestimmtes System vor und je nach Lagerung kann es auch äußerlich statisch unbestimmt sein. Dies führt zu einer Veränderung der Durchbiegung sowie zu einer Spannungsumverteilung in den Teilquerschnitten. Der Beton und das Holz entziehen sich, in Abhängigkeit des zeitlichen Verlaufs des Kriechens, der Belastung [16].

Bezogen auf die Nachweise heißt dies konkret, dass die Kenntnisse und die Berücksichtigung des zeitabhängigen Verhaltens der Baustoffe und der Verbindungsmittel ausschlaggebend sind, um eine langfristige Gewährleistung der Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit sicherstellen zu können. Zwar beeinträchtigt eine erhöhte Durchbiegung meist nur die Gebrauchstauglichkeit und führt zu keinem Bauteilversagen, jedoch haben die Umlagerungsschnittgrößen einen Einfluss auf die Standsicherheit der Verbundkonstruktionen [16].

3-3.1 LANGZEITVERHALTEN DES HOLZES

Für den Baustoff Holz gibt es bislang noch nicht solch detaillierte Ansatzfunktionen zur Vorherbestimmung des Langzeitverhaltens, als wie beim Baustoff Beton. Jedoch liegt eine Vielzahl empirisch ausgewerteter Messdaten vor, welche das Verhalten des Holzes ausreichend genau beschreiben können. Grundlegende Erkenntnisse zum Kriechverhalten von Holz können wie folgt zusammengefasst werden [16]:

- Mit zunehmender Rohdichte und kleiner werdendem Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung verringern sich die Kriechverformungen.
- Das Kriechen von Vollholz ist bei Schub wesentlich stärker ausgeprägt als bei Biegung und Druck.
- Druckkriechen ist um ca. 20-50 % größer als Zugkriechen (Werte variieren je nach Literatur).
- Das Umgebungsklima und dessen Feuchtigkeitsgehalt beeinflusst das zeitabhängige Verhalten wesentlich. Wechselklima-Bedingungen erzeugen größere Kriechverformungen als das entsprechende maximale Feuchtklima.
- Die Gleichgewichtsfeuchte beeinflusst die Formänderung.
- Der Temperatureinfluss kann ca. bis zu einer Maximaltemperatur von 50° C vernachlässigt werden, nachdem erhöht sich der Kriechfaktor.
- Im Bereich der Gebrauchsspannungen, d.h. bis zu einem Belastungsgrad kleiner als 40 %, kann der Baustoff Holz als linear viskoelastischer Festkörper beschrieben werden.

Das Kriechverhalten von Holz ist aufgrund des Aufbaus des Materials von der Beanspruchungsart abhängig. Aus Abbildung 3-10 (links) kann herausgelesen werden, dass Holz bei Schub erheblich stärker als bei Biegung, Druck oder Zug parallel zur Faserrichtung kriecht. Das Druck- und Biegekriechen ist größer als das Zugkriechen [24].

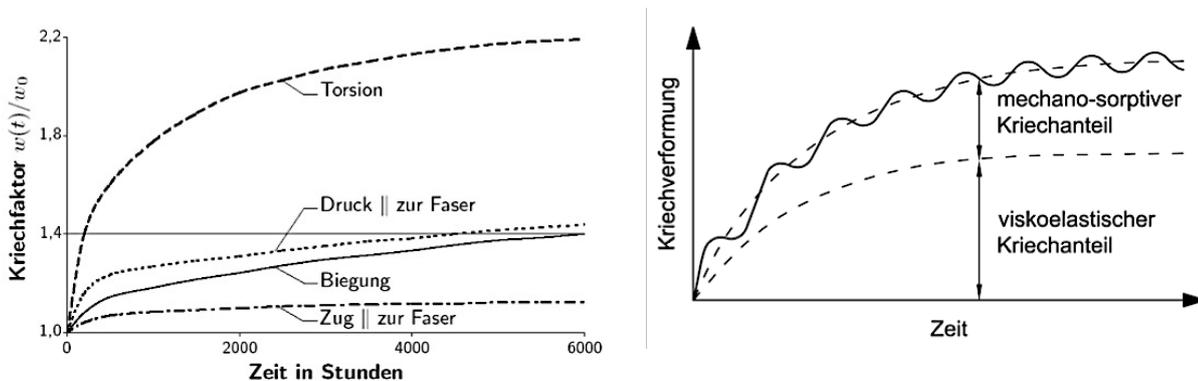


Abbildung 3-10: Schematische Darstellung des Einflusses der Belastungsart auf die Kriechverformung des Holzes (links) [25]; Schematische Darstellung der Kriechanteile von Holz (rechts) [16]

Abbildung 3-10 (rechts) verdeutlicht, dass die Kriechanteile des Holzes zwei Effekten zuteilt werden können [24]:

- **Mechano-sorptiver Kriechanteil:** beschreibt jenen Anteil des Kriechens, welcher bei einem Wechselklima, d.h. zeitabhängige Feuchteschwankungen des Umgebungsklimas, und unter mechanischer Belastung entsteht. Dies gilt für Sorption als auch bei Desorption des Holzes. In einem Raum mit konstantem Klima, in dem das Holz bereits seine Gleichgewichtsfeuchte erreicht hat, ist dieser Anteil gleich Null.
- **Viskoelastischer Kriechanteil:** Vereinigen Materialien Merkmale von Flüssigkeiten und Festkörpern, so weisen sie ein teilweise elastisches, teilweise viskoses Materialverhalten auf. Dieser Anteil tritt bei einem konstanten Umgebungsklima unter mechanischer Belastung ein.

Die Änderung des Feuchtigkeitsverhältnisses erzeugt einen weiteren Langzeiteffekt des Holzes, nämlich eine Volumenänderung die sogenannten Schwind- und Quellverformungen. Diese Volumenänderung findet unterhalb des Fasersättigungsbereiches des Holzes statt. Allgemein kann gesagt werden, dass unterhalb des Fasersättigungsbereiches die Volumenänderung proportional der Änderung der Holzfeuchte ist. Je nach holzatomischer Richtung – Verhältnis longitudinal/radial/tangential entsprechend 1/10/17 - und Holzart ist das Verhalten stärker oder schwächer ausgeprägt [16]:

- Tangential, in Richtung der Jahrringe, ist das Quellen und Schwinden beim Holz am stärksten ausgeprägt.
- Radial, in Richtung der Markstrahlen, ist das Quellen und Schwinden im Verhältnis zur Tangentialrichtung nur ca. halb so stark ausgeprägt.
- Longitudinal, in Richtung der Fasern, ist das Quellen und Schwinden am geringsten.

Da es sich bei HBV-Konstruktionen um innerlich statisch unbestimmte Systeme handelt setzt sich das Langzeitverhalten des Holzes aus dem viskoelastischen und mechano-sorptiven Kriechanteil sowie einem Verformungsanteil aus der behinderten Schwind- und Quellverformung zusammen [16]. Durch das Kriechen nehmen die Randspannungen des Holzes und somit der Biegemomentenanteil ab. Der Normalkraftanteil, die Beanspruchung der Verbindungsmittel und die Randspannung an der Betonoberseite nehmen zu [24]. Im Fall des Hochbaus handelt es sich meist um Innenbereiche mit einem konstanten Feuchtigkeitsniveau, weshalb – insofern das Holz in seiner Ausgleichsfeuchte eingebaut wurde – das mechano-sorptive Kriechverhalten und das Quellen und Schwinden eine untergeordnete Rolle besitzt.

Die hygroskopischen Eigenschaften des Holzes bewirken, dass sich durch die Änderung der relativen Feuchtigkeit des Umgebungsklimas auch die charakteristischen Eigenschaften verändern. In diesem Zusammenhang werden zwei bemessungsrelevante Beiwerte k_{mod} und k_{def} eingeführt, durch die es möglich wird das Langzeitverhalten des Holzes bei der Bemessung zu berücksichtigen. Die mechanischen Eigenschaften des Holzes ändern sich in Abhängigkeit des Feuchtegehalts. Erhöht sich der Feuchtegehalt nehmen die Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte ab, verringert sich der Feuchtegehalt nehmen die Materialkennwerte zu. Die Holzbauteile werden, anhand des Erwartungswertes der durchschnittlichen Ausgleichsfeuchte in einem bestimmten Umgebungsklima, in Nutzungsklassen eingeteilt. Die Nutzungsklassen (NK) gehen von NK1, allseitig geschlossene Bauwerke, bis hin zu NK3, Bauwerke im freien ohne Überdachung. Einflussfaktoren sind die Temperatur und die relative Luftfeuchte der umgebenden Luft. Die NK kann in Kombination mit der Holzart herangezogen werden um den Verformungsbeiwert k_{def} zu bestimmen. Der Beiwert berücksichtigt das Kriechverhalten vom Holzbauteil und dessen Verbindungsmittel und mindert die mittleren Steifigkeitswerte ab. Es wird ein Verhältnis zwischen Kriech- und Anfangsverformung angegeben. Ein k_{def} -Wert von 0,6 bedeutet eine Steigerung der Anfangsverformung von 60% durch Kriechen. Über den Verformungsbeiwert wird die Lasteinwirkungsdauer, der Feuchtegehalt, die Temperatur, und der Einfluss der Belastung berücksichtigt, wobei das Spannungsniveau und die relative Feuchtigkeit den größten Einfluss auf das Kriechverhalten haben. Der Modifikationsbeiwert k_{mod} mindert die charakteristischen Festigkeitswerte ab und berücksichtigt die Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED) und die Nutzungsklassen. Über die NK und KLED wird das Langzeitverhalten für die Materialeigenschaften rechnerisch erfasst. Die Klassen der Lasteinwirkungsdauer (KLED) erfassen die Abminderung der mechanischen Festigkeiten des Holzes anhand der Dauer der Belastung, welche aus der Summe aller Zeitspannen, bei denen die Last mit dem vollen charakteristischen Werten wirkt, gebildet wird. In den meisten Fällen kann bei Einwirkungen mit unterschiedlichen KLED die Einwirkung mit der kürzesten Einwirkungsdauer gewählt werden [21].

3-3.2 LANGZEITVERHALTEN DES BETONS

Das zeitabhängige Verhalten des Betons beruht auf dessen – vor allem von der Zementmatrix beeinflussten – Viskosität. In den letzten Jahrzehnten wurde intensiv am zeitabhängigen Verhalten des Betons geforscht, sodass zahlreiche Untersuchungen, Prüfergebnisse und Ansätze vorliegen, wie das Langzeitverhaltens des Betons berücksichtigt werden kann. Es wird hier nur grob ein Überblick über das zeitabhängige Verhalten angeführt. Weiterführende Literatur kann in Glaser [16] oder in [26] und [27] gefunden werden.

Das Schwinden des Betons ergibt sich durch eine lastunabhängige, zeitabhängige Verkürzung des Betons und findet hauptsächlich in den ersten drei bis vier Jahren nach der Herstellung statt. Beeinflusst wird das Schwinden des Betons vor allem durch die Änderungen des Feuchtigkeitshaushaltes des Zementgels. Das chemisch nicht gebundene Wasser verdunstet und es tritt ein schrumpfen des Materials ein [26].

Einflussfaktoren des Betonschwindens sind [26]:

- Betonfestigkeit
- Betonzusammensetzung (Zementgehalt und Zementart, w/z- Wert, Mehlkorngelalt)
- Umgebungsbedingungen (relative Luftfeuchtigkeit, Außentemperatur)
- Relative Bauteildicke

Der Einfluss des Schwindens kann durch folgende Maßnahmen verringert werden [26]:

- Sorgfältige Nachbehandlung des Jungbetons
- Geringer Zementleimgehalt
- Niedriger Wasserzementwert
- Zemente mit niedriger Mahlfeinheit
- Verwendung einer dichten festen Gesteinskörnung
- Schwindbehindernde Bewehrung
- Geeignete Konstruktionsform (dickere Bauteile)
- Verwendung von Schwindreduzierer

Unterteilen kann man den Schwindprozess in vier Phasen [26]:

- **Frühschwinden:** erfolgt in der Zeitspanne des Oberflächenschlusses bis zum Erhärtungsbeginn infolge der Verdunstung des Zugabewassers.
- **Autogenes Schwinden:** findet während der Hydratation des Zementes statt, wobei sich der Gesamtwassergehalt des Betons nicht verändert.
- **Trocknungsschwinden:** ist die Austrocknung bzw. die Wasserabgabe nach außen des erhärtenden bzw. des erhärteten Betons. Trocknungsschwinden bildet den größten Anteil des Schwindprozesses.
- **Carbonatisierungsschwinden:** tritt auf Grund der Carbonatisierung des Betons ein, indem eine Umkristallisation des Materials und im Zuge dessen eine Verdunstung des entstehenden Wassers stattfindet.

Die zeit- und lastabhängige Zunahme von Verformungen durch Kriechen wird mit zunehmendem Betonalter schwächer. Kriechverformungen sind teilweise reversibel und treten bei jeder Beanspruchungsart auf. Druckbelastete Bauteile weisen im Vergleich zu zugbelasteten Bauteilen eine höhere Kriechverformung auf. Beim Kriechen wird das chemisch nicht gebundene Wasser aus den Mikroporen des Zementgels in die Kapillarporen gepresst und verdunstet [26]. Die Relaxation ist der zeitliche Abfall der Spannungen bei konstanter Dehnung. Kriechen und Relaxation können als zwei Aspekte des gleichen Phänomens bezeichnet werden und treten in der Regel gleichzeitig auf. Berücksichtigt wird er Effekt durch den Relaxationsbeiwert/Alterungsbeiwert ρ , welcher bei der Berechnung des abgeminderten E-Moduls den Kriechbeiwert verringert. Erfasst wird der zeitliche Verlauf der Spannungen und die verminderte Kriechfähigkeit mit zunehmenden Betonalter [28]. Im Hochbau sind die veränderlichen Lasten gering, darum kann der Faktor mit 1,0 angenommen werden.

Einfluss auf das Kriechen haben [26]:

- Betonfestigkeit
- Belastungsalter
- Umgebungsbedingungen
- Wirksame Bauteildicke
- Dauer und Größe der Last

Der Kriecheinfluss kann mit folgenden Maßnahmen verringert werden [26]:

- Kleinere Lastspannungen
- Steigendes Betonalter bei Belastung
- Kleiner w/z –Wert
- Größere relative Luftfeuchte der Umgebung
- Größerer E-Modul der Zuschläge bzw. größere Druckfestigkeit des Betons
- Größere Bauteilabmessungen

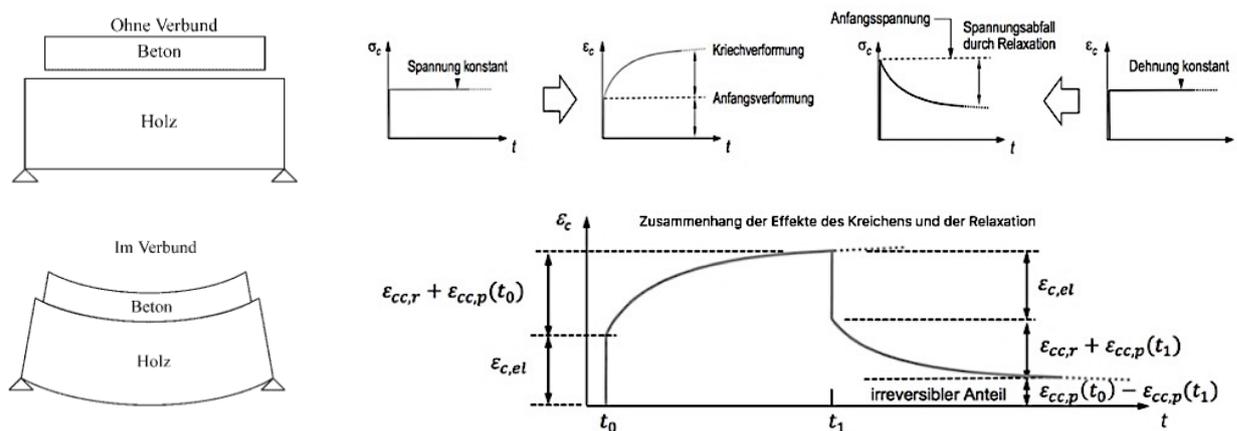


Abbildung 3-11: Auswirkungen des Betonschwindens auf das Verbundtragwerk (links) [29]; Kriech- und Relaxationsverhalten des Betons (rechts) [28]

Liegt ein innerlich statisch unbestimmtes System, wie im Fall von HBV-Tragwerken, vor, wird die vom Schwinden bewirkte Verkürzung der Betonplatte verhindert (siehe Abbildung 3-11 (links)) und es entstehen Zwangskräfte. Die Zwangskräfte erzeugen positive Biegemomente in den Teilquerschnitten, eine Zugnormalkraft im Beton und eine Drucknormalkraft im Holz. Das Kriechen führt im HBV-Bauteil zu einer signifikanten Erhöhung der Verformungen und zu einer geringen Zunahme der Verbindungsmittelbeanspruchung. Zwängungen und Eigenspannungen können durch das Kriechen abgebaut werden. Abbildung 3-11 (rechts) zeigt den Zusammenhang zwischen Kriechen und Relaxation. Zudem ist ersichtlich, dass die Verformung aus Kriechen aus einem reversiblen ($\epsilon_{cc,r} + \epsilon_{cc,p}(t_1)$) und einem irreversibel plastischen ($\epsilon_{cc,p}(t_0) - \epsilon_{cc,p}(t_1)$) Anteil besteht. Die Größe des plastischen Anteils wird vom Belastungsalter beeinflusst und ist ein langsamer Prozess. Zusammenfassend ergeben sich die Verformungen aus dem elastischen Verformungsanteil ($\epsilon_{c,el}$), den Kriech- ($\epsilon_{cc(\infty,t_0)}$) und den Schwindverformungen (ϵ_{cs}). Anzumerken ist, dass die Einflüsse des Schwindens und Kriechens nur abgeschätzt werden können, da sie großen Streuungen unterliegen [29], [28].

3-3.3 LANGZEITVERHALTEN DER VERBINDUNGSMITTEL

Die Relativverschiebung zwischen dem Holz- und Betonquerschnitt nimmt durch das Kriechen der Werkstoffe zu, was wiederum eine zeitliche Abnahme der Steifigkeit der Verbindung bedeutet. Die Steifigkeit der Verbindungsmittel beeinflusst maßgebend das Trag- und Verformungsverhalten der HBV-Struktur. Die Untersuchungen von Dias [13] ergaben, dass der Kriechfaktor der Verbindungsmittel die Durchbiegungen um 30 % und mehr erhöhen kann. Der Kriechbeiwert hat direkten Einfluss auf den Verschiebungsmodul, weshalb ein großer Kriechbeiwert den Verschiebungsmodul deutlich reduziert und die Nachgiebigkeit des Verbundsystems signifikant erhöht. Aus Abbildung 3-12 kann herausgelesen werden, dass bei einem Kriechbeiwert von 4 der Verschiebungsmodul nur noch 20 % des Verschiebungsmoduls bei Kurzzeitbetrachtung ausmacht. Anzumerken ist, dass das zeitabhängige Verhalten der Verbindungsmittel maßgebend durch die Materialeigenschaften des Holzes und Betons sowie von der Art des Verbindungsmittels selbst beeinflusst wird [16].

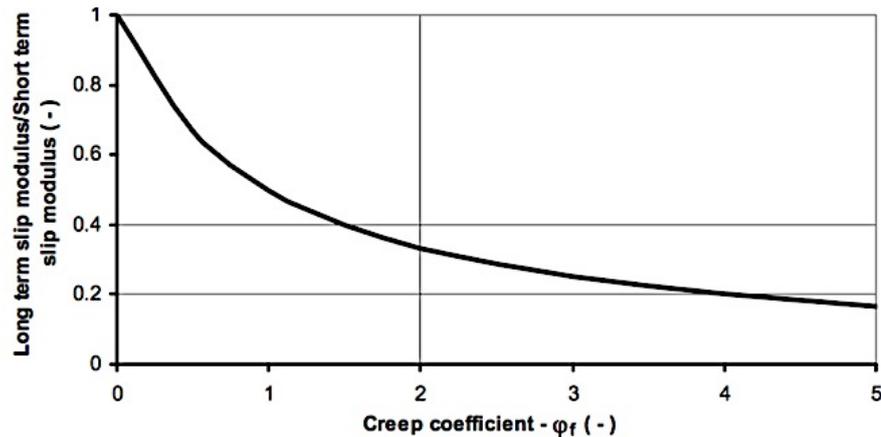


Abbildung 3-12: Änderung des Langzeit-Verschiebungsmoduls in Abhängigkeit eines sich vergrößernden Kriechbeiwerts [13]

Aus den Untersuchungen von Glaser [30] kann geschlossen werden, dass ein gemeinsamer Ansatz der Kriechzahl für Holz und Verbindungsmittel vermieden werden sollte, da sich die Kriechzahlen je nach Art der Verbindungsmittel stark unterscheiden (siehe Kapitel 3-5.4). Aus den Prüfungen ergab sich, dass auch bei Verbindungsmittel mit geringer lokaler Beanspruchung des Holzes und des Betons, genaue Untersuchungen bezüglich der Kriechzahl notwendig sind. Der Einfluss des Kriechens der Verbindungsmittel auf die Bemessungsergebnisse nimmt mit abnehmender Verbindungsmittelsteifigkeit zu.

3-3.4 AUSWIRKUNGEN DES LANGZEITVERHALTENS AUF DIE HOLZ-BETON-VERBUNDKONSTRUKTION

Bei der Betrachtung des Langzeitverhaltens von HBV-Konstruktionen muss die Interaktion des unterschiedlichen Langzeitverhaltens von Holz und Beton betrachtet werden. Hinsichtlich des Betons, erzeugt das Betonschwinden eine Verkürzung der Platte. Als Reaktion dazu entsteht eine Zugkraft im Beton und eine Druckkraft im Verbundquerschnitt. Die Kräfte greifen in den zugehörigen Schwerpunkten an, was wiederum ein Biegemoment in den Teilquerschnitten erzeugt. Beim Schwinden des Holzes entsteht eine ähnliche Kraftsituation nur, dass in diesem Fall im Betonquerschnitt eine Druckkraft wirkt und im Verbundquerschnitt eine Zugkraft. Wiederum entsteht in den Teilquerschnitten ein Biegemoment. Schwinden ist lastunabhängig und somit ergibt sich das resultierende Biegemoment, ohne äußere Einwirkung, zu Null. Das Kriechen wirkt sich auf die Spannungsverteilung im HBV-Tragwerk aus. Kriecht der Beton und entzieht sich dieser der Belastung, erhöhen sich die Spannungen im Holzquerschnitt und umgekehrt. Zudem hat das lokale Kriechen, aufgrund der entstehenden Spannungsspitzen an den Verbindungsmitteln einen Einfluss auf das Langzeitverhalten der Struktur. Das lokale Kriechen an den Verbindungsmitteln ist größer desto geringer die effektive Verbindungsmittelsteifigkeit ist und hängt maßgebend vom jeweilig verwendeten Verbindungsmittel ab [31]. In Abbildung 3-13 (links) wird die Auswirkung des Schwindens des Holzes und des Betons auf die Verbundkonstruktion verdeutlicht.

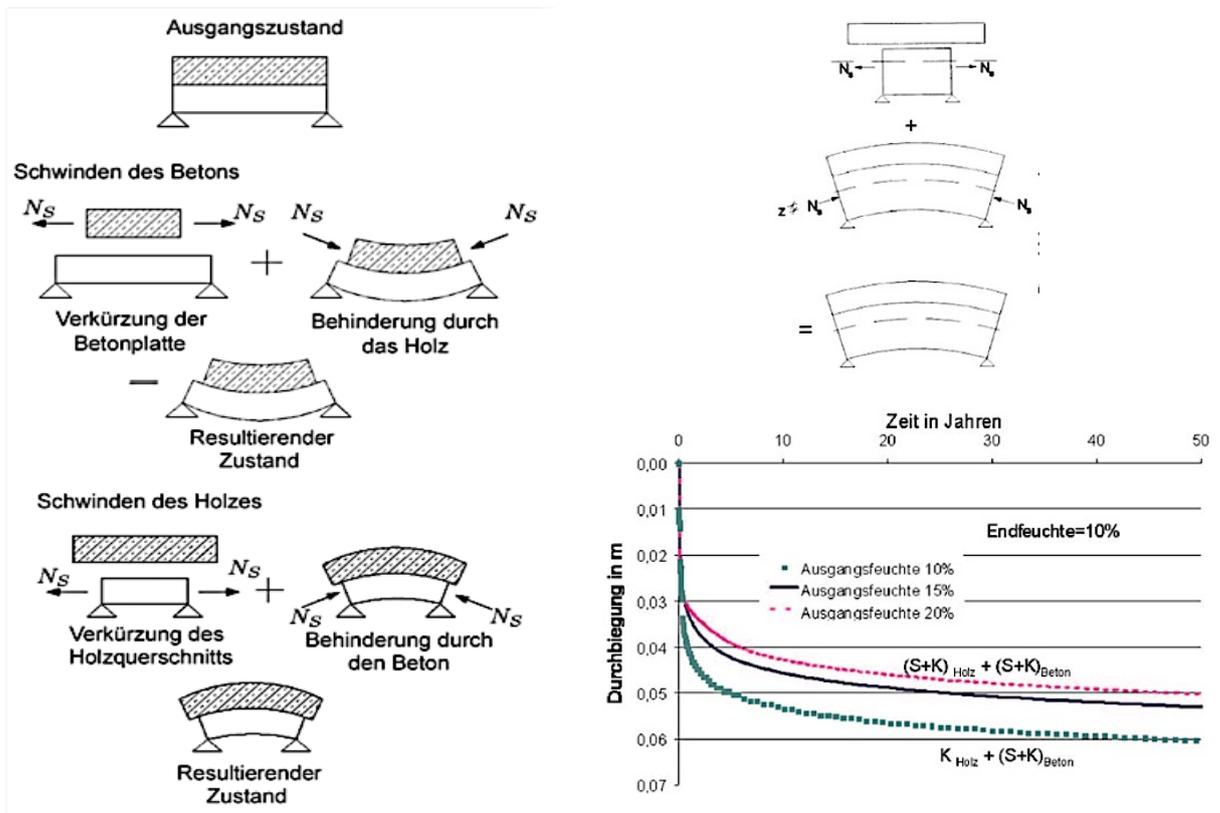


Abbildung 3-13: Auswirkungen des Schwindens auf das HBV-Tragwerk (links) [31]; Einflüsse von Schwinden und Kriechen auf die Durchbiegung in Abhängigkeit der Holzaustragsfeuchte (rechts) [32]

Das Schwinden des Holzes wird maßgeblich durch eine Feuchteänderung des Umgebungsklimas hervorgerufen. Anzumerken ist, dass sich die Zugzone durch das Schwinden des Holzes verkürzt und sich damit positiv auf die Durchbiegung auswirkt. Abbildung 3-13 (rechts) zeigt, dass eine erhöhte Holzaustragsfeuchte im Vergleich zu einer geringeren Endfeuchte die Durchbiegung verringert. Dieser Effekt kann nicht beliebig gesteigert werden, da durch ein erhöhtes Feuchteniveau die Durchbiegung infolge Kriechen des Holzes erheblich zunimmt und der positive Einfluss aufgehoben wird. So ist die Durchbiegung bei einer Holzaustragsfeuchte von 15 % und 20 % annähernd dieselbe [32].

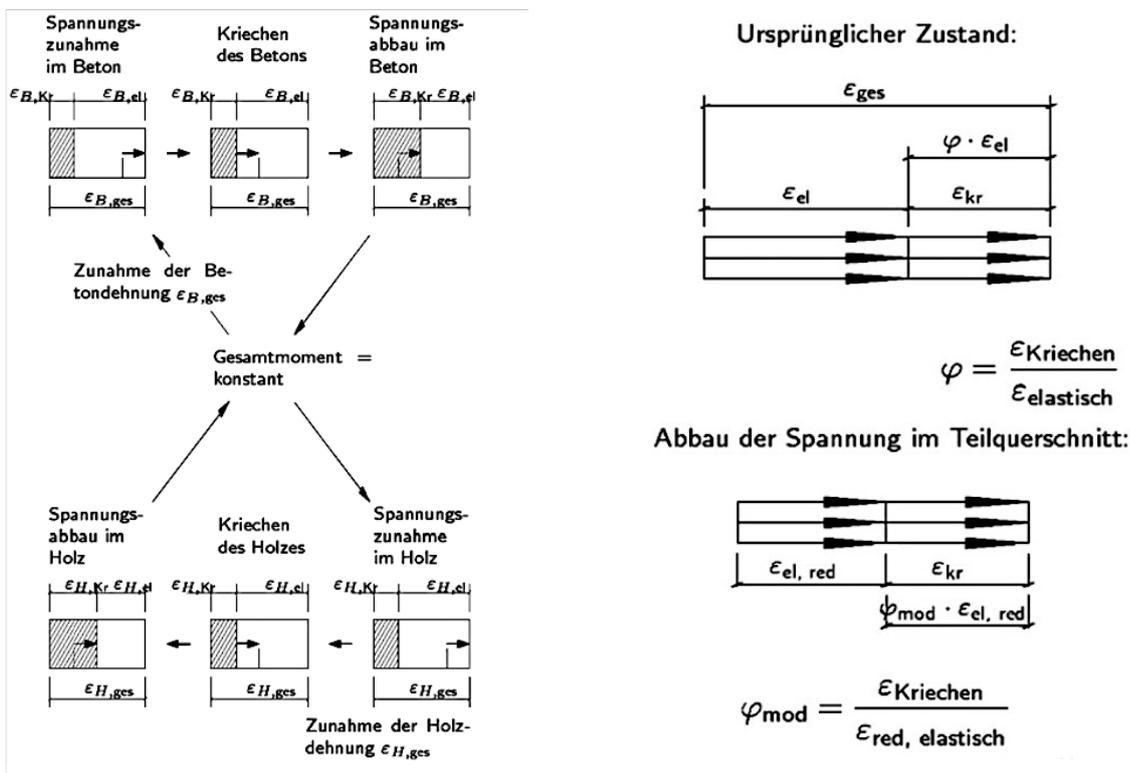


Abbildung 3-14: Gegenseitiger Einfluss der Langzeiteffekte der Materialien Holz und Beton (links) [31]; Vergrößerung der Kriechzahl durch den Spannungsabbau (rechts) [31]

Kriechen und Schwinden der Teilquerschnitte ist, wie zuvor bereits erwähnt, ein zeitgleiches Ereignis, welches sich gegenseitig beeinflusst. In Abbildung 3-14 (links) wurde der gegenseitige Einfluss von Kuhlmann et.al. [31] schematisch dargestellt. Die Kriechzahl φ ist das Verhältnis der Kriechdehnung zur elastischen Dehnung. Daraus kann geschlossen werden, dass durch Kriechen eines Teilquerschnitts, dieser eine geringere Spannung aufweist und somit eine geringere elastische Dehnung, was wiederum zu einem Anstieg der effektiven Kriechzahl führt. Dieses Verhalten ist in den materialbezogenen Kriechzahlen nicht enthalten, welche die freie, nicht behinderte Kriechverformung beschreiben. Es müssen darum Verbundkriechzahlen ermittelt werden, die das kombinierte Kriechverhalten in HBV-Tragwerken mitberücksichtigen. Abbildung 3-14 (rechts) stellt den beschriebenen Effekt grafisch dar. Bei HBV-Konstruktionen kriecht der Beton stärker und am Anfang schneller als das Holz. Es erfolgt eine Spannungsumlagerung vom Betonquerschnitt zum Holzquerschnitt und eine Abnahme der elastischen Dehnung des Betonquerschnitts. Darum ergeben sich im Schnitt ca. 40% größere Verbundkriechzahlen des Betons im Vergleich zu den reinen Materialkriechzahlen [31].

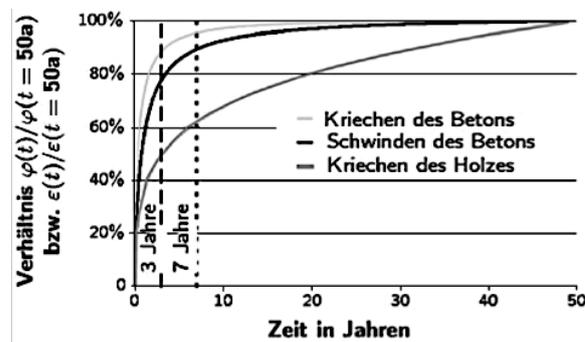


Abbildung 3-15: Zeitlicher Verlauf der Kriech- und Schwindbeiwerte bezogen auf den jeweiligen Endwert [31]

Eine weitere Besonderheit ergibt sich durch die unterschiedliche zeitliche Entwicklung der Kriechdehnungen der beiden Materialien. Es ergeben sich drei maßgebende Nachweiszeitpunkte für HBV-Konstruktionen, nämlich die Zeitpunkte $t = 0$, $t = 3-7$ Jahre und $t = \infty$. Der Beton kriecht anfangs schneller und stärker, was zu einer größeren Belastung des Holzes führt und kommt nach etwa sieben Jahren nahezu zum Stillstand (siehe Abbildung 3-15). Aus diesem Zusammenhang ergibt sich der Bemessungszeitpunkt $t = 3-7$ Jahre, der vor allem bei schwindarmen Beton, zu einem maßgebenden Nachweis im Holzquerschnitt führen kann. Sobald das Betonkriechen größtenteils abgeschlossen ist, verringert sich die Beanspruchung im Holzquerschnitt durch das Kriechen des Holzes und die Spannung im Beton nimmt wieder zu [31]. Es kann jedoch angeführt werden, dass der Kriechfaktor für die Verformung des Verbundträgers deutlich geringer als der des reinen Holzbalkens ist [24]. Abschließend werden in Tabelle 3-2 verschiedene Einflussfaktoren und deren Einfluss auf das Langzeitverhalten bzw. die Durchbiegung von HBV-Decken dargestellt.

Einflußgröße	Auswirkungen auf die Durchbiegung
Befeuchtung durch den Beton	geringe Abnahme
Große Differenz zwischen Ausgangs- und Endfeuchte, wobei die Ausgangsfeuchte größer als die Endfeuchte ist	Abnahme
Große Differenz zwischen Ausgangs- und Endfeuchte, wobei die Ausgangsfeuchte kleiner als die Endfeuchte ist	Zunahme
Schwinden des Betons	große Zunahme
Große Ausnutzung oder Verhältnis dauernd wirkende Belastung zu maximale Belastung	geringe Zunahme
Wechselnde Feuchte bei einer mittleren relativen Luftfeuchte von $< 55\%$	geringe Zunahme
Wechselnde Feuchte bei einer mittleren relativen Luftfeuchte von $> 55\%$	große Zunahme
Wechselnde Temperatur	sehr geringe Zunahme

Tabelle 3-2: Auswirkung verschiedener Einflussgrößen auf die Durchbiegung der HBV-Decken [33]

3-3.5 LANGZEITVERHALTEN EINER GEKLEBTEN HOLZ-BETON- VERBUNDKONSTRUKTION

Die Klebeverbindung verbindet eine „trockene Bauweise“ mit einem hohem Vorfertigungsgrad und ermöglicht die Herstellung eines „starrten Verbundes“. Die unterschiedlichen thermisch-hygrischen Eigenschaften der Materialien Holz und Beton, sowie des Klebstoffes führen durch den starren Verbund zu Eigenspannungen und zusätzlichen Verformungen bei Temperatur- und Feuchteänderungen. Die jährlichen Feuchteänderungen, führen bei Holzbauteilen im Freien, zu Quell- und Schwindvorgängen. Die Schwindprozesse im Beton beeinflussen das Langzeitverhalten zusätzlich, wobei sich bei vorgefertigten Bauteilen dieser maßgeblich aus dem autogenen Schwinden und dem Trocknungsschwinden zusammensetzt. Das Kriechen der Werkstoffe weicht durch ihr unterschiedliches rheologisches Verhalten ebenfalls voneinander ab [34]. In [34] wurde das Langzeitverhalten geklebter HBV-Verbindung anhand eines numerischen Modells und Langzeitversuchen untersucht. Es konnte festgestellt werden, dass die thermisch-hygrischen Einwirkungen sowohl die Längsspannungen als auch die Schubspannungen der Fügepartner beeinflussen. Maßgebend wurde bei natürlichen Klimabedingungen der Zeitpunkt der Erstbelastung, der Zeitpunkt nach einem Jahr und der Zeitpunkt nach 50 Jahren. Bei gleichmäßiger Belastung kann das γ -Verfahren für eine Berechnung als geeignet betrachtet werden. Das Schwinden des Betons, das Quellen und Schwinden des Holzes und der Einfluss der Temperaturdehnungen können durch fiktive Ersatzlasten berücksichtigt werden. Die Einführung eines zeitabhängigen E-Moduls nach Kuhlmann/Schänzlin (siehe Kapitel 3-5.1.2) ermöglicht es die zeitliche Entwicklung des Kriechens zu berücksichtigen. Eine mechanische Sicherung am Rand der geklebten HBV-Bauteile kann durch die erhöhten Schubspannungen in diesem Bereich sinnvoll sein [36].

Durch die Analyse und den Vergleich der numerischen Simulation und der Langzeitversuche wurde von den Autoren eine Prognose des Langzeitverhaltens erstellt:

- Die Durchbiegung nimmt bei zurückgehender Temperatur durch die größere Wärmeausdehnung des Betons gegenüber dem Holz, infolge des viskoelastischen Verhaltens der Werkstoffe und bei steigender Holzfeuchte (Bauteil dehnt sich auf der Unterseite aus) zu.
- Die bemessungsrelevanten Zeitpunkte, in denen die maximalen Längsspannungen im Verbundbauteil auftreten sind: i) Betonplatte oben bei $t = 50$ a, ii) Betonplatte unten bei $t = 50$ a, iii) Holzquerschnitt oben bei $t = 50$ a und iiiii) Holzquerschnitt unten bei $t = 1$ a.

Die genauen Annahmen und die Materialmodelle der Werkstoffe für die numerische Modellierung wurden in [34] näher beschrieben. Ausführliche Informationen über Untersuchungen zum Langzeitverhalten des Klebeverbunds von HBV-Konstruktionen können zum Beispiel in der Arbeit von Eisenhut [35] gefunden werden.

3-4 VERFAHREN ZUR BERECHNUNG DES KURZZEITVERHALTENS VON HOLZ-BETON-VERBUNDKONSTRUKTIONEN

Für die Spannungsermittlung und Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit eines zweiteiligen Biegeträgers mit nachgiebigem Verbund werden in diesem Kapitel folgende Berechnungsverfahren für das Kurzzeittragverhalten von HBV-Konstruktionen näher erläutert:

- γ -Verfahren
- Schubanalogieverfahren
- Stabwerkmodell
- Differenzenverfahren
- Kraftgrößenverfahren
- Vereinfachte Berechnung nach Kenel/Meierhofer
- Finite-Elemente-Methode (FEM)

3-4.1 γ -VERFAHREN

Die Berechnung der Spannungen erfolgt bei HBV-Konstruktionen vorwiegend unter der Annahme eines linear-elastischen Verhaltens aller Materialien. Für den Großteil der Anwendungsfälle liefert dies ausreichend genaue Ergebnisse. Genauere Ergebnisse können anhand von nicht linearen Rechenmodellen erzielt werden. Das γ -Verfahren eignet sich für Biegeträger und Druckstäbe aus zusammengesetzten Querschnitten mit nachgiebigem Verbund und wird unter anderem im Eurocode 5 EN 1995-1-1:2015 [130] angeführt. Über den Faktor $\gamma \leq 1$ ($1 =$ „starrer Verbund“ und $0 =$ „kein Verbund“) wird die Nachgiebigkeit des Systems erfasst. Die Integrationskonstante γ mindert bei der Berechnung des effektiven Trägheitsmomentes, entsprechend der Steifigkeit der Verbindung, den Steiner'schen Anteil des Betonquerschnitts. Das Verfahren wurde für sinusförmige Belastungen entwickelt und kann durch Anpassungsfaktoren auch für andere Belastungen angewendet werden. Durch den Ansatz einer modifizierten Trägerspannweite kann das Verfahren ebenfalls für Mehrfeldsysteme und Kragarme verwendet werden [14], [13]. Die Anwendung dieses Berechnungsverfahrens setzt folgende Grundbedingungen voraus:

- Kontinuierlicher Schubverbund
- Gelenkig gelagerte Einfeldträger mit der Länge l
- Konstante Querschnittswerte
- Sinusförmige Belastungen (näherungsweise ist das Verfahren auch für Gleichlasten gültig)
- Gültig für zusammengesetzte Querschnitte aus zwei bis drei Teilen
- Die einzelnen Querschnittsteile werden durch mechanische Verbindungsmittel verbunden. Der Verschiebungsmodul wird als K definiert.
- Die Verbindung der Holz- und Betonelemente ist als linear-elastisch einzustufen und die Steifigkeit ist konstant oder verändert sich einheitlich mit der Querkraft
- Die Last wirkt in z -Richtung und erzeugt ein Moment $M=M_{(x)}$, welches sich entweder sinusförmig oder parabolisch ändert (keine Einzellasten), und eine Querkraft $V=V_{(x)}$

Die in diesem Kapitel angeführten Formeln beruhen auf Grundlage von [36], [16] und [15]. Das effektive Flächenträgheitsmoment und der Abminderungsfaktor des Steiner-Anteils γ können mit den Gleichungen Gl. (3-6) bis Gl. (3-16) berechnet werden. Abbildung 3-16 zeigt die verwendeten Querschnittsbezüge im angeführtem Formelwerk.

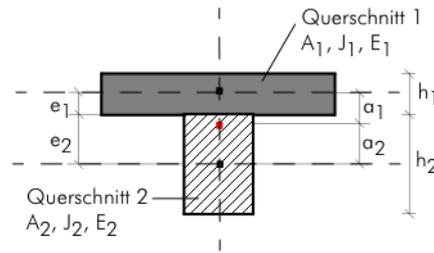


Abbildung 3-16: Zweiteiliger Verbundquerschnitt [37]

$$\gamma_1 = \frac{1}{1+k} \quad \text{Gl. (3-6)} \quad \gamma_2 = 1 \quad \text{Gl. (3-7)}$$

$$k = \frac{\pi^2 * e_{eff} * E_1 * A_1}{L^2 * K} \quad \text{Gl. (3-8)} \quad n_1 = \frac{E_1}{E_2} \quad \text{Gl. (3-9)}$$

$$I_{eff} = n_1 * I_1 + I_2 + n_1 * \gamma_1 * A_1 * a_1^2 + \gamma_2 * A_2 * a_2^2 \quad \text{Gl. (3-10)}$$

mit

$$A_1 = b_1 * h_1 \quad \text{Gl. (3-11)} \quad A_2 = b_2 * h_2 \quad \text{Gl. (3-12)}$$

$$I_1 = \frac{b_1 * h_1^3}{12} \quad \text{Gl. (3-13)} \quad I_2 = \frac{b_2 * h_2^3}{12} \quad \text{Gl. (3-14)}$$

$$a_2 = \frac{n_1 * \gamma_1 * A_1 * (h_1 + h_2)}{2 * (n_1 * \gamma_1 * A_1 + \gamma_2 * A_2)} \quad \text{Gl. (3-15)} \quad a_1 = \frac{h_1 + h_2}{2} - a_2 \quad \text{Gl. (3-16)}$$

- ...2 Indizes für Holz [-]
- ...1 Indizes für Beton [-]
- E_i Elastizitätsmodul der Teilquerschnitte [N/m²]
- A_i Fläche der Teilquerschnitte [m²]
- I_i Flächenträgheitsmoment der Teilquerschnitte [m²]
- K Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel [N/m]
- L Spannweite des HBV-Trägers [m]
- e_{eff} effektiver Abstand der Verbindungsmittel [m]

Ein wichtiger Faktor ist die Bestimmung des Abstandes e_{eff} der Verbindungsmittel. Beim γ -Verfahren wird ein kontinuierlicher Verbund vorausgesetzt, jedoch ist es bei einer Ausführung einer HBV-Decke oft wirtschaftlich die Verbindungsmittel dem Querkraftverlauf folgend abzustufen. Um das Verfahren dennoch anwenden zu können wurden von verschiedenen Autoren diverse Ansätze ausgearbeitet:

- Nach Rautenstrauch et. al. [36]:

$$e_{eff} = 0,25 * e_{max} + 0,75 * e_{min} \quad \text{Gl. (3-17)}$$

$$e_{max} \leq 4 * e_{min} \quad \text{Gl. (3-18)}$$

$$e_{max} \leq 0,03 * L \quad \text{Gl. (3-19)}$$

- e_{eff} effektiver Abstand der Verbindungsmittel [m]
- e_{max} maximaler Abstand der Verbindungsmittel [m]
- e_{min} minimaler Abstand der Verbindungsmittel [m]

- In Anlehnung an Kenel [38] – unter Voraussetzung einer einmaligen Abstufung – kann das arithmetische Mittel laut Gl. (3-20) (nach [39]) gebildet werden :

$$e_{eff} = e_{min} + \frac{e_{max}}{L} * (e_{max} - e_{min}) \quad \text{Gl. (3-20)}$$

- Nach Michelfelder[104], können große Verbindungsmittelabstände, wie sie zum Beispiel bei Kernen und Flachstahlschlössern vorkommen, laut Gl. (3-21) berücksichtigt werden:

$$e_{eff} = 1,14 * e_{min} + 3,14 * \frac{e_{max}}{L} * (e_{max} - e_{min}) \quad \text{Gl. (3-21)}$$

Die Definitionen für e_{max} und e_{min} (s_{max} bzw. s_{min}) können Abbildung 3-17 entnommen werden.

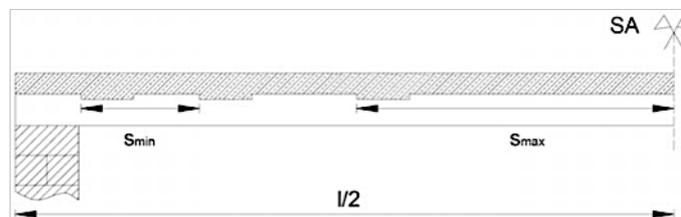


Abbildung 3-17: Abstände der Verbindungsmittel für die Formel von e_{eff} nach Michelfelder [104]

Nachdem die effektive Biegesteifigkeit ermittelt wurde können mit Gl. (3-22) bis Gl (3-24) bemessungsrelevanten Schnittkräfte berechnet werden:

$$M_{i,d} = \frac{M_d}{E_2 * I_{eff}} * (E_i * I_i) \quad \text{Gl. (3-22)}$$

$$N_{2,d} = - N_{1,d} \quad \text{Gl (3-23)}$$

$$N_{1,d} = \frac{M_d}{E_2 * I_{eff}} * (\gamma_1 * a_1 * E_1 * A_1) \quad \text{Gl (3-24)}$$

- M_d einwirkendes Moment [Nm]
- $M_{i,d}$ Momente in den Teilquerschnitten [Nm]
- $N_{i,d}$ Normalkräfte in den Teilquerschnitten [N]

Die Spannungen im Verbundquerschnitt können laut Gl (3-25) berechnet werden. Abbildung 3-18 zeigt die Spannungsverteilung aus Moment- und Normalkraftbeanspruchung, sowie deren Überlagerung in einem zweiteiligen Verbundquerschnitt.

$$\sigma_i = \frac{N_i}{A_i} \pm \left(\frac{M_i}{I_i} * \frac{h_i}{2} \right) \quad \text{Gl (3-25)}$$

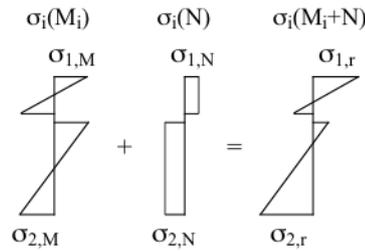


Abbildung 3-18: Spannungsverteilung im zweiteiligen Querschnitt bei einer äußeren Momentbeanspruchung [15]

Die lastbezogene Durchbiegung kann bei einem Einfeldträger laut Gl (3-26) ermittelt werden:

$$w_{\text{Last,d}} = \frac{5}{384} * \frac{q_d * L^4}{E_2 * I_{\text{eff}}} \quad \text{Gl (3-26)}$$

Die maximale Schubspannung τ_{max} im Holzquerschnitt und der Schubfluss t in der Verbundfuge können laut Gl (3-27) und Gl (3-28) berechnet werden:

$$\tau_{\text{max}} = \frac{V_{\text{max}} * S_{2,t}}{I_{\text{eff}} * b_2} = \frac{V_{\text{max}}}{2 * I_{\text{eff}}} * \left(\frac{h_2}{2} + a_2\right)^2 \quad \text{Gl (3-27)}$$

$$t = \frac{V_{\text{max}}}{I_{\text{eff}}} * (n_1 * \gamma_1 * S_1) \quad \text{Gl (3-28)}$$

$$S_{1,t} = a_{1,t} * A_1 \quad \text{Gl. (3-29)}$$

$$S_{2,t} = \frac{b_2}{2} * \left(\frac{h_2}{2} + a_{2,t}\right)^2 \quad \text{Gl. (3-30)}$$

V_{max} maximal einwirkende Querkraft [N]

S_i statisches Moment [m³] mit ...₁ für den Betonquerschnitt und ...₂ für den Holzquerschnitt

..._t Indizes für den jeweiligen betrachteten Zeitpunkt $t=0$, $t=3-7a$, $t=\infty$

Die Fugenverschiebung u lässt sich nach Gl. (3-31) berechnen:

$$u = \frac{t}{k} \quad \text{Gl. (3-31)}$$

Die Kraft F_{VM} welche an einem Verbindungsmittel wirkt kann laut Gl. (3-32) ermittelt werden:

$$F_{\text{VM}} = t * e_{\text{eff}} = \frac{\gamma_1 * a_1 * A_1 * e_{\text{eff}}}{I_{\text{eff}}} * \frac{E_1}{E_2} * V_{\text{max}} \quad \text{Gl. (3-32)}$$

Da bei Kerven durch e_{eff} laut dem γ -Verfahren die Beanspruchung des Verbindungsmittels überschätzt wird, kann für die Berechnung von F_{VM} der Ansatz von Michelfelder [104] laut Gl. (3-33) verwendet werden:

$$F_{\text{VM}} = \min \left\{ \frac{V_{\text{max}} * \gamma_1 * E_1 * A_1 * a_1 * e_{\text{eff}}}{(EI)_{\text{eff}}}, N_2 \right\} \quad \text{Gl. (3-33)}$$

Berücksichtigung der Rissbildung am unteren Rand der Betonplatte

Glaser [16] stellte in seinen Untersuchungen fest, dass besonders bei Verbindungsmitteln mit geringer Steifigkeit Risse an der Unterseite der Betonplatte zu erwarten sind. Die Rissbildung hat einen wesentlichen Einfluss auf die Verbundsteifigkeit der HBV-Struktur, da sich einerseits die Biege- und Dehnsteifigkeit der Gurtplatte in diesem Bereich und andererseits der Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels verringert was bei einer Bemessung berücksichtigt werden muss. Durch die geringere Biegesteifigkeit der Betonplatte erhöht sich die Beanspruchung in den Teilquerschnitten. Die genaue Berücksichtigung der Rissbildung über die Länge der Betonplatte ist mit hohem Rechenaufwand verbunden. Die Bestimmung der Höhe der gerissenen Betonplatte erfordert mehrere Iterationsschritte und ist vorwiegend bei computergestützten Berechnungen sinnvoll. In Abbildung 3-19 ist der Querschnitt mit Berücksichtigung der Rissbildung abgebildet. Es ist ersichtlich, dass eine „klaffende Fuge“ zwischen Holz- und Betonquerschnitt entsteht. Die Höhe des Risses Δ und die wirksame Höhe der Betonplatte $red\ h_c$ können anhand den Dehnungen im Betonquerschnitt berechnet werden, wobei vereinfacht der Übergang von gerissenem in umgerissenem Bereich bei $\varepsilon = 0$ angenommen werden kann. Um im γ -Verfahren die Rissbildung vereinfacht berücksichtigen zu können, wird $red\ h_c$ an der bemessungsrelevanten Stelle bestimmt und für den restlichen Querschnitt als konstant angenommen. Die Ergebnisse liegen, auf Grund der kleineren Querschnitte, dabei auf der sicheren Seite. Der Ansatz kann für das Differenzenverfahren, Schubanalogieverfahren und Stabwerkmodell übernommen werden [16].

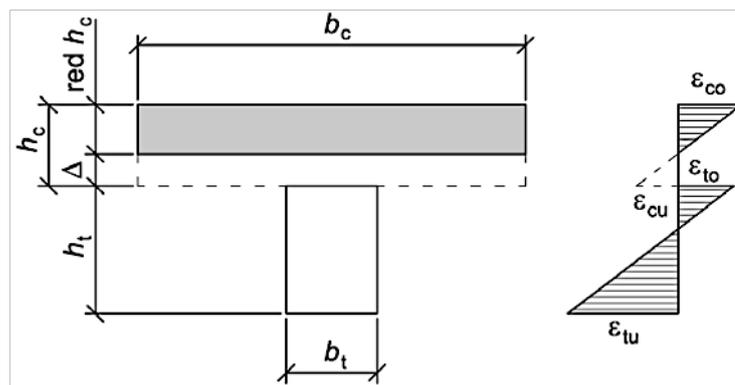


Abbildung 3-19: HBV-Querschnitt mit Berücksichtigung der gerissenen Betonplatte [16]

Es werden noch ergänzend zum in Kapitel 3-5.1, die Formeln Gl. (3-34) bis Gl. (3-37) aufgelistet, welche sich bei einer Berücksichtigung der Rissbildung nach Glaser ändern [16]. Die Formeln können auch für die Berücksichtigung einer Schalung bzw. Zwischenschicht herangezogen werden.

$$A_1 = b_1 * red\ h_1 \quad \text{Gl. (3-34)}$$

$$I_1 = \frac{b_1 * red\ h_1^3}{12} \quad \text{Gl. (3-35)}$$

$$a_2 = \frac{n_1 * \gamma_1 * A_1 * (red\ h_1 + 2 * \Delta_{riss} + h_2)}{2 * (n_1 * \gamma_1 * A_1 + \gamma_2 * A_2)} \quad \text{Gl. (3-36)}$$

$$a_1 = \frac{red\ h_1 + 2 * \Delta_{riss} + h_2}{2} - a_2 \quad \text{Gl. (3-37)}$$

3-4.2 SCHUBANALOGIEVERFAHREN

Die Grundlage für die Berechnung des HBV-Systems nach dem Schubanalogieverfahren bildet ein ideeller Rechenquerschnitt, der sich aus zwei Einzelquerschnitten zusammensetzt. Die Einzelquerschnitte werden rechnerisch übereinanderliegend in einem Statikprogramm abgebildet. Dem oberen Querschnitt (Träger A in Abbildung 3-20 (rechts)) wird die Eigenbiegesteifigkeit der realen Teilquerschnitte zugewiesen. Der untere Querschnitt (Träger B in Abbildung 3-20 (rechts)) enthält die Steineranteile der realen Teilquerschnitte, unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Schubverbindung. Über die Kopplung der Träger mittels Pendelstäbe wird eine gemeinsame Biegelinie erzwungen [40], [17]. Eine genaue Herleitung der Differentialgleichungen für das Schubanalogieverfahren wurde von Scholz A. in [41] dargestellt.

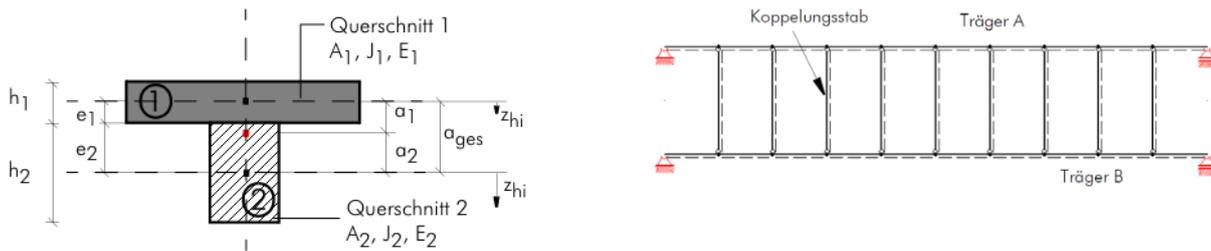


Abbildung 3-20: Querschnittsabmessungen und Bezeichnungen des Verbundquerschnitts (links) [37]; Trägersystem des Schubanalogieverfahrens (rechts) [39]

Die Eigenträgheitsmomente für Träger A lassen sich laut Gl. (3-38) berechnen:

$$(EI)_{\text{Träger A}} = \sum_{i=1}^n E_i * I_i \quad \text{Gl. (3-38)}$$

Die Steineranteile, die die Biegesteifigkeit des Träger B quantifizieren, werden laut Gl. (3-39) ermittelt:

$$(EI)_{\text{Träger B}} = \sum_{i=1}^n E_i * A_i * a_i^2 \quad \text{Gl. (3-39)}$$

Unter Vernachlässigung der Schubverformungen der Einzelquerschnitte kann die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel der Schubsteifigkeit des Trägers B laut Gl. (3-40) zugewiesen werden:

$$(GA)_{\text{Träger B}} = c * a_{\text{ges}}^2 \quad \text{Gl. (3-40)}$$

$$c = \frac{K}{e_{\text{eff}}} \quad \text{Gl. (3-41)}$$

$(EI)_{\text{Träger A}}$	Biegesteifigkeit für Träger A [Nm ² /m]
$(EI)_{\text{Träger B}}$	Biegesteifigkeit für Träger B [Nm ² /m]
$(GA)_{\text{Träger B}}$	Schubsteifigkeit für Träger B [Nm ² /m]
c	Verschmierte Verbindungsmittelsteifigkeit [N/m ²]
a_{ges}	Abstand zwischen den Schwerpunkten der Teilquerschnitte [m]
e_{eff}	effektiver Abstand der Verbindungsmittel [m]

Mit den berechneten Werten können in einem Stabwerkprogramm die Schrittgrößen bestimmt werden. Die Schnittgrößen des Trägers A (M_A , V_A) und des Trägers B (M_B , V_B) werden gemäß den entsprechenden Steifigkeiten auf die Teilquerschnitte aufgeteilt (Gl. (3-42) bis Gl. (3-44)) [17].

$$M_i = M_A * \frac{E_i I_i}{EI_{\text{Träger A}}} \quad \text{Gl. (3-42)}$$

$$V_i = V_A * \frac{E_i I_i}{EI_{\text{Träger A}}} + \frac{e_i}{a_{\text{ges}}} \quad \text{Gl. (3-43)}$$

$$N_2 = -N_1 = \frac{M_B}{a_{\text{ges}}} \quad \text{Gl. (3-44)}$$

Der Schubfluss in der Verbundfuge lässt sich laut Gl. (3-45) berechnen:

$$t_o = \frac{V_B}{a_{\text{ges}}} \quad \text{Gl. (3-45)}$$

Die Längsspannungen σ_i im Randbereich können laut Gl. (3-46) berechnet werden:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{A_i} \pm \left(\frac{M_i}{I_i} * \frac{h_i}{2} \right) \quad \text{Gl. (3-46)}$$

Die Summe der Schubspannungen $\tau_{x,\text{ges},i}$ und der Schubflüsse $t_{x,\text{ges},i}$ im Verbundquerschnitt im Punkt x können mittels den Gleichungen Gl. (3-47) bis Gl. (3-50) berechnet werden:

$$\tau_{x,\text{ges},i} = \frac{t_{x,\text{ges},i}}{b_{x,i}} \quad \text{Gl. (3-47)}$$

$$t_{x,\text{ges},i} = t_{B,i,i+1} + t_{A,i} \quad \text{Gl. (3-48)}$$

$$t_{B,i,i+1} = \frac{V_B}{(EI)_B} * \sum_{i+1}^n (E_i * b_i * h_i * a_i) \quad \text{Gl. (3-49)}$$

$$t_{A,i} = \frac{V_A}{(EI)_A} * E_i * \left(\frac{z_{hi}^2}{2} - \frac{h_i^2}{8} \right) \quad \text{Gl. (3-50)}$$

e_i Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Teilquerschnitte und der Verbundfuge [m]

z_{hi} Abstand vom Schwerpunkt der Teilquerschnitte i zum betrachteten Punkt des Querschnitts [m]

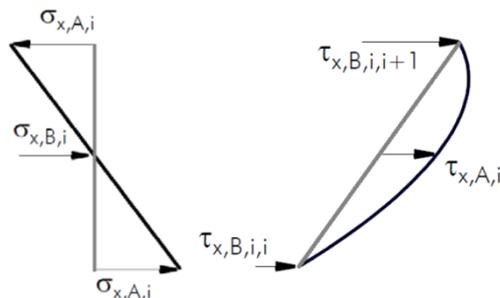


Abbildung 3-21: Darstellung der Normalspannungsanteile aus den Trägern A (schwarz) und B (grau) (links); Darstellung der Schubspannungsanteile aus den Trägern A (schwarz) und B (grau) (rechts) [39]

3-4.3 STABWERKMODELL

Bei einem großen Abstand der Verbindungsmittel ist es sinnvoll ein genaueres Rechenmodell im Vergleich zum γ -Verfahren zu wählen, dabei eignet sich das Schubanalogieverfahren oder ein Stabwerkmodell. Im Stabwerkmodell wird der HBV-Träger in der jeweiligen Querschnittslängsachse durch Stabelemente modelliert. Mit diesem Verfahren lassen sich verschiedene Belastungssituationen simulieren, unter anderen: i) exzentrische Schubkraftübertragung an den Schubverbundelementen, ii) Momentensprünge durch Einzellasten, iii) Querschnittssprünge, iiiii) diskontinuierliche Verbindungsmittelanordnungen und iiiiii) beliebig gelagerte HBV-Träger. Die Schnittkräfte können ohne Umrechnung direkt aus dem Statikprogramm entnommen werden [36]. Durch die Modellierung von Trägerrosten oder durch Flächenelemente in Verbindung mit Stäben und Federn können ebenfalls Flächenbauteile berechnet werden [17]. Gegen die Anwendung des Stabwerkmodells spricht die zeitaufwändigere Eingabeprozedur.

Die HBV-Konstruktion wird als Fachwerk in einem Stabwerkprogramm modelliert, wobei der Obergurt die Betonplatte und der Untergurt den/die Holzbalken/platte darstellt. Der vertikale Abstand zwischen Obergurt und Untergurt entspricht dem Schwerpunktabstand der beiden Teilquerschnitte. Durch Pendelstäbe an möglichst vielen Punkten wird dem System eine gemeinsame Biegelinie aufgezwungen. Durch einen iterativen Rechenprozess kann, durch Ausfall einzelner Fachwerkelemente, das Abheben der Platte berücksichtigt werden. Die Rissbildung der Betonplatte bzw. der Zustand II kann durch iterative Berechnung der Schnittkräfte und einer jeweiligen Anpassung der Steifigkeit oder pauschal durch eine näherungsweise - für den Beton normativ festgelegten - Steifigkeitsabminderung ermittelt werden [40]. Die Verbindungsmittel können auf verschiedene Arten modelliert werden:

- Modellierung der Verbindungsmittel über Diagonalen, welche die Dehn- bzw. Federsteifigkeit des nachgiebigen Verbundes besitzen [40].

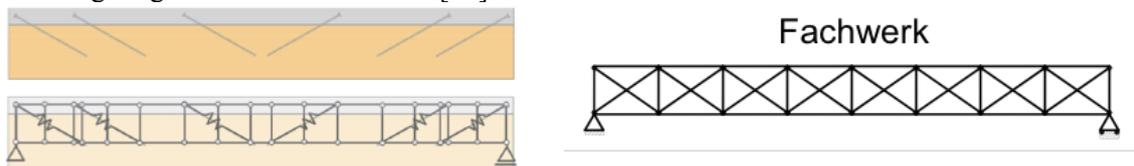


Abbildung 3-22: Stabwerkmodell mit Modellierung der Verbindungsmittel über Diagonalen (links) [40]; Modellierung des Verbundquerschnitts anhand eines Fachwerks (rechts) [42]

- Modellierung des Verbundsystems mittels einem Vierendelrahmen. Die Steifigkeit der Verbindungsmittel wird durch ein fiktives Trägheitsmoment der Pfosten berücksichtigt.

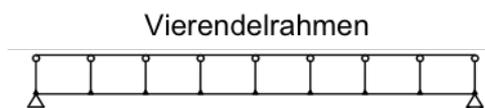


Abbildung 3-23: Modellierung des Verbundquerschnitts anhand eines Vierendelrahmens [42]

- Modellierung der Verbindungsmittel anhand von senkrecht zu den Achsen der Stabzüge eingefügter Stabelemente (Kragarme) welche in Höhe der Verbundfuge ein Gelenk besitzen (siehe Abbildung 3-24). Die Biegesteifigkeit der Stabelemente wird über die Schubnachgiebigkeit der Verbindungsmittel definiert und kann durch statische Ersatzsysteme nach Abbildung 3-25 berechnet werden. Die Berechnung der Biegesteifigkeit erfolgt in Abhängigkeit von der Verbundgeometrie und der Verbindungsmittelsteifigkeit K [36].

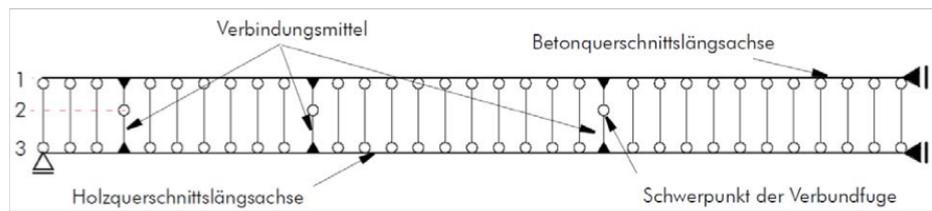


Abbildung 3-24: Modellierung des Verbundquerschnitts anhand eines Koppelstabwerks [36]



Abbildung 3-25: Ersatzsystem bei Vernachlässigung der Gurtsteifigkeit (links) und bei Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit (rechts) [36]

Für die Berechnung der Biegesteifigkeit des Ersatzsystems bei Vernachlässigung der Gurtsteifigkeit (Abbildung 3-25 (links)) kann Gl. (3-51) verwendet werden [36]:

$$(EI)^* = \frac{K}{3} * (z_B^3 + z_H^3) \quad \text{Gl. (3-51)}$$

Für die Berechnung der Biegesteifigkeit des Ersatzsystems bei Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit (Abbildung 3-25 (rechts)) kann Gl. (3-52) verwendet werden [36]:

$$(EI)^* = \frac{z_B^3 + z_H^3}{\frac{3}{K} - \frac{e_l^3 + e_r^3}{2 * (e_l + e_r)^2} * \left(\frac{z_B^2}{(EI)_B} + \frac{z_H^2}{(EI)_H} \right)} \quad \text{Gl. (3-52)}$$

z_B, z_H Abstand vom Schwerpunkt der Teilquerschnitte zur Verbundfuge [m]
 e_l, e_r Verbindungsmittelabstand links und rechts [m]
 e Abstand der Verbindungsmittel [m]

Die Schnittkräfte des Kragarms (die Querkraft) können direkt aus dem Stabwerkprogramm gelesen werden und damit errechnet sich der abschnittsweise Schubfluss t_0 der Verbundfuge laut Gl. (3-53):

$$t_0 = \frac{V_{VM,Stab}}{e} \quad \text{Gl. (3-53)}$$

$V_{VM,Stab}$ Querkraft der Kragarme [kN]

3-4.4 DIFFERENZENVERFAHREN

Das Differenzenverfahren ist ein rechnergestütztes numerisches Verfahren zur Lösung der Differentialgleichung der Längskraft im Steg. Die Differentialquotienten werden durch Differenzquotienten Δ_x in der Differentialgleichung ersetzt, welche das System auf ein regelmäßiges Raster unterteilen und für das zu untersuchende Tragwerk eine bestimmte Anzahl von Intervallen bzw. Teilabschnitten ergibt. Werden nun die Differenzenquotienten an den Rasterpunkten aufgestellt, kann die Differentialgleichung durch ein Gleichungssystem ersetzt werden, welches mit zugehörigen Randbedingung gelöst werden kann. Folglich können die Funktionswerte an den Rasterpunkten berechnet werden. Die Genauigkeit des Verfahrens hängt von der Anzahl der Rasterpunkte ab. Dabei liefern laut Timmermann/Meierhofer (Timmermann/Meierhofer-94 in Glaser [16]) eine Rasteranzahl von 12 eine

befriedigende Genauigkeit. Beck (Beck-02 in Glaser [16]) stellte fest, dass eine Lösung mit einem Fehler deutlich kleiner als 1 % ab 2000 Rasterpunkten erhalten werden kann; wobei eine so hohe Genauigkeit bei HBV-Konstruktionen nicht gefordert wird, insofern bereits in den Annahmen der Verschiebungsmoduln und der Modellierung Abweichungen zwischen Theorie und Praxis entstehen [16].

Mit dem Differenzenverfahren ist es möglich flexiblere Systeme zu berechnen, wie zum Beispiel für unregelmäßige Verbindungsmittelabstände, Einzellasten, variable Trägheitsmomente und variable Schubfestigkeiten. Grundsätzlich werden die Werte für Schubfluss und Durchbiegung des Systems ermittelt. Die Rasteraufteilung in n-Abschnitte erfolgt unter Berücksichtigung von Auflagerpunkten, Einzellasten, lokalen Gleichlasten und Bereichen mit veränderter Schubsteifigkeit. Die Berechnung erfolgt über eine quadratische, symmetrische Matrix. Die Momentenanteile werden aus der Differenz zwischen dem statisch ermittelten Momenten und dem Anteil des Normalkräftepaars errechnet, welche wiederum über das Verhältnis der Steifigkeit aufgeteilt werden [14]. Angaben zu weiterführenden Formelwerken, Anwendungsbeispielen und Literatur findet sich in [16] und [38].

3-4.5 KRAFTGRÖßENVERFAHREN

Das Kraftgrößenverfahren ist im Grunde dem Differenzenverfahren ähnlich. Beim nachgiebig verbundenen Biegeträger wird das Verbundsystem mit einem Kraftgrößenansatz diskretisiert (siehe Abbildung 3-26). Ein verbundloser Träger wird als Grundsystem gewählt, wobei Die Teilquerschnitte des Grundsystems dieselben Verformungen und Krümmungen haben. Unbekannt sind die Kräfte der Verbindungsmittel X_j . Nachdem der Träger in gleiche Teilstücke der Länge Δ_x unterteilt wurde, lautet die Verträglichkeitsbedingung gemäß Gl. (3-54) [38]:

$$[\delta_{ij}][X_i] = - [\delta_{10}] \quad \text{Gl. (3-54)}$$

Es gibt verschiedene Algorithmen, welche es ermöglichen das Gleichungssystem zu lösen und die Verbinderkräfte T_i in den Stützstellen i zu berechnen. Werden die Verträglichkeitsbedingungen erweitert können auch Zwangsbeanspruchungen aus Temperatur und Schwinden berücksichtigt werden. Für die Ermittlung der Schnittkräfte sind die entsprechenden Formelwerke des Differenzenverfahrens zu verwenden [38]. Als weiterführende Literatur für die Anwendung des Kraftgrößenverfahrens kann auf Kenel/Meierhofer verwiesen werden [38].

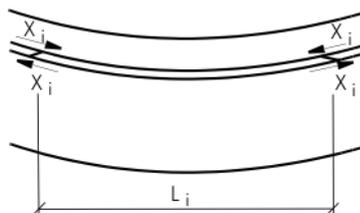


Abbildung 3-26: Grundsystem mit überzähligen Größen [38]

3-4.6 VEREINFACHTE BERECHNUNG NACH KENEL/MEIERHOFER

Dieses Verfahren eignet sich vor allem zur Kontrolle oder Vordimensionierung eines HBV-Systems. Es wurden von Kenel/Meierhofer zwei Näherungsverfahren vorgestellt, die es ermöglichen mit einfachen statischen Mitteln eine HBV-Decke zu berechnen. Einerseits wurde ein Verfahren vorgeschlagen, bei dem mit Diagrammen eine vereinfachte Bemessung einer HBV-Decke durchgeführt werden kann. Andererseits ein Verfahren, bei dem die Schnitt- und Verformungsgrößen durch einen vereinfachten Ansatz des Schubflussverlaufes und einer Verträglichkeitsbedingung am Balkenende berechnet werden können. Für den Ablauf der Berechnung benötigten Tabellen, Diagramme und Formeln wird auf die dazugehörige Literatur Kenel/Meierhofer [38] verwiesen.

3-4.7 FINITE-ELEMENTE-BERECHNUNG

Die Finite Elemente Methode (FEM) ist ein numerisches Näherungsverfahren, welches sehr genaue Ergebnisse liefert und es zudem ermöglicht komplexe, statische Systeme, variierende Querschnittsabmessungen, variierende Verbindungsmittelsteifigkeiten und unterschiedliche Einwirkungen zu berücksichtigen. Weiters kann, bei genauer Kenntnis des Last-Verformungsverhaltens der Verbindungsmittel und der Arbeitslinie der Materialien, eine genaue Simulation des Systems erfolgen. Die Methode teilt das zu berechnende Tragwerk in endlich viele Elemente, welche mit Knoten miteinander verbunden sind. Die Lagerreaktionen können nur an den Knoten eingeleitet werden, wodurch die Feinheit des Elementnetzes einen wesentlichen Einfluss auf die Genauigkeit der Ergebnisse hat. Die einwirkenden Lasten (z.B. Flächen- oder Linienlasten) werden auf gleichwertige Knotenlasten aufgeteilt. Die Lösung des Gesamtsystems setzt sich, durch Betrachtung der Verformungs- und Gleichgewichtsbedingungen, aus den einzelnen Elementlösungen zusammen. Das Verfahren wird oft verwendet um bei Forschungsprojekten und Untersuchungen die Verbindungsmittel und das Gesamttragverhalten eines Systems zu analysieren. Meistens erfolgt nachträglich eine Kalibrierung des Modells anhand von Bauteilprüfungen. Obwohl das Verfahren oft im Bereich der naturwissenschaftlichen und technischen Aufgaben verwendet wird, ist dieses Verfahren sehr aufwendig und wird in der Praxis eher bei komplizierten Ingenieuraufgaben eingesetzt. Im Gegensatz dazu liefern die oben beschriebenen Verfahren ebenfalls genau Ergebnisse, weisen aber einen deutlich geringeren Modellierungsaufwand auf. Zudem hat die FEM den Charakter eine „Black Box“, das heißt die Ergebnisse sind oft schwer nachzuvollziehen und es muss auf die Gültigkeit der Ergebnisse des Programms vertraut werden [16]. Ein großer Vorteil der Berechnung von Tragwerken mittels FEM ist, dass komplexe Strukturen berechnet werden können, die nicht mehr als Stab- oder Flächentragwerke modellierbar sind. Durch die Berücksichtigung des Materialverhaltens können Versagensmechanismen auch im Nachbruchbereich abgebildet werden. Dazu müssen jedoch Materialmodelle entwickelt und durch Prüfungen kalibriert werden.

3-5 VERFAHREN ZUR BERECHNUNG DES LANGZEITTRAGVERHALTENS VON HOLZ-BETON-VERBUNDKONSTRUKTIONEN

Die Materialien Holz und Beton haben ein unterschiedliches rheologisches Verhalten, welches einen großen Einfluss auf die Bemessung von HBV-Konstruktionen hat. Um die auftretenden (Quell- und) Schwindverformungen und das Kriechverhalten der Materialien und Verbindungsmittel berücksichtigen zu können, wurden von verschiedenen Autoren Berechnungsverfahren erarbeitet. Im folgenden Kapitel wird auf die Berechnung des Langzeitverhaltens auf Basis des Gamma-Verfahrens, Schubanalogieverfahrens, und Stabwerkmodells eingegangen. Des Weiteren werden Kennzahlen für das Kriechverhalten verschiedener Verbindungsmittel aus unterschiedlichen Langzeitversuchen angeführt. Vereinfachte Ansätze führen meist zu konservativen Ergebnissen, womit es sich oft auszahlt genauere Verfahren heranzuziehen, auch wenn diese mit einem höheren Rechenaufwand verbunden sind.

3-5.1 γ -VERFAHREN

Um das zeitabhängige Verhalten auf Basis des Gamma-Verfahrens berücksichtigen zu können, wurden von verschiedenen Autoren Bemessungskonzepte erarbeitet, welche durch mäßigen Aufwand eine ausreichend genaue Berücksichtigung des Langzeitverhaltens ermöglichen. Es wird auf das Verfahren nach Blaß et.al, Schänzlin und Glaser eingegangen.

3-5.1.1 Blaß et.al. [43]

Blaß et.al. berücksichtigen das Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen durch verminderte Elastizitätsmodul der einzelnen Komponenten (Gl. (3-55) bis Gl. (3-57)). Diese können für die Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit des Langzeitverhaltens verwendet werden. Die Kriechzahl des Betons und der Verformungsbeiwert des Holzes können aus den jeweiligen Eurocode – Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2015 [128]) und Eurocode 5 (EN 1995-1-1:2015 [130]) – entnommen werden. Anzumerken ist, dass die Berechnung mit den Kriechzahlen der einschlägigen Normen zu hohe Biegesteifigkeiten und somit zu geringe Verformungen ergibt. Von Blaß et.al. wird demnach empfohlen eine Modifikation der Kriechzahlen für das Berechnungsverfahren vorzunehmen und getrennte Kriechzahlen für die Verbindungsmittel einzuführen. Falls keine spezifischen Kriechzahlen der Verbindungsmittel vorhanden sind, ist der Verformungsbeiwert des Holzes als Kriechzahl für die Verbindungsmittel anzusetzen. Außerdem muss beachtet werden, dass Aufgrund der Dauerlast und der Klimabedingungen und deren Einfluss auf das Kriechverhalten, bei Verbundträgern im Gebäudeinneren wesentlich geringere Kriechverformungen auftreten als wie bei Verbundträgern im Außenbereich.

$$E_{B,t=\infty} = \frac{E_{B,t=0}}{1 + \varphi_{B,M,\infty}} \quad \text{Gl. (3-55)}$$

$$E_{H,t=\infty} = \frac{E_{H,t=0}}{1 + k_{def}} \quad \text{Gl. (3-56)}$$

$$K_{t=\infty} = \frac{K_{t=0}}{1 + k_{def}} \quad \text{Gl. (3-57)}$$

$\varphi_{B,M,\infty}$ Kriechzahl des Betons nach ÖNORM EN 1992-1-1:2015 [128] [-]

k_{def} Verformungsbeiwert für Holz nach ÖNORM EN 1995-1-1:2015 [130] [-]

Kommen in Lastfallkombinationen verschiedene Klassen der Lasteinwirkungsdauer vor, kann dies laut Blaß et.al. anhand der Gl. (3-58) berücksichtigt werden:

$$E_{H,t} = \frac{g}{g+p} * \frac{E_{H,t=0}}{k_{def,ständig}} + \frac{p}{g+p} * \frac{E_{H,t=0}}{k_{def,mittel}} \quad \text{Gl. (3-58)}$$

g ständige Last [kN; kN/m; kN/m²]

p veränderliche Last [kN; kN/m; kN/m²]

3-5.1.2 Schänzlin [32], [33]

Schänzlin setzt bei der Ermittlung der effektiven Verbundkriechzahl folgende Voraussetzungen fest [31]:

- Affines Kriechverhalten beider Komponenten. D.h., dass der Endwert der jeweiligen Kriechdehnung für beide Querschnitte, bezogen auf die zeitabhängige Kriechdehnung, zu jedem Zeitpunkt gleich ist.
- Die unterschiedliche zeitliche Entwicklung der Kriechdehnungen ist auf einzelne Intervalle zerlegt. In den einzelnen Intervallen hat die Kriechdehnung der beiden Materialien näherungsweise einen linearen Zusammenhang.
- Das Kriechen der Verbindungsmittel kann durch die Änderung der effektiven Verbundsteifigkeit erfasst werden.
- Die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge kann unter der Annahme einer verschmierten Verbindungsmittelsteifigkeit erweitert werden.

Durch eine statistische Auswertung von 4000 Stichproben wurden die Endkriech- und Endschwindmaße von Schänzlin ermittelt. Dabei wurden unterschiedliche Geometrien und effektive Verbindungsmittelsteifigkeiten untersucht. Für die jeweiligen Nachweise können die 95 % - Fraktilewerte der Verbundfaktoren verwendet werden (siehe Tabelle 3-3), wobei für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit auch der Mittelwert verwendet werden kann [31].

Zeile	Zeitpunkt	$k_{s,res}$	$\psi_{H,V,t}$	$\psi_{B,V,t}$
1	t = 0	0	0	0
2	t = 3 - 7 a	0,5	0,5	1,9*
3	t = ∞	0,8	1,0	2,0*
4	Gebrauchstaugl.	0,8	1,0	1,5*

Bemerkungen a = Jahre

* 1,5 = Mittelwert; 2,0 = 95 %-Fraktile

Tabelle 3-3: Beiwert $k_{s,res}$ und Verbundfaktoren für Holz und Beton auf Basis von Brettstapel-Beton-Verbunddecken (links) [31]

Ermittlung der Verbundkriechzahlen/Verbundfaktoren [31]:

$$\psi_i = \frac{\varphi_{i,Verbund}}{\varphi_{i,Material}} \quad \text{Gl. (3-59)}$$

Im Fall des Schwindens entstehen Eigenspannungen im Querschnitt, welche wiederum Kriechdehnungen erzeugen, sodass im Vergleich zu einer rein elastischen Betrachtung die Auswirkungen des Schwindens reduziert werden. Eine weitere Eigenschaft des Schwindens ist, dass es allmählich auftritt und somit andere Kriechzahlen, im Vergleich zu einer plötzlichen Einwirkung, entstehen. Um das Superpositionsgesetz anwenden zu können und keine unterschiedlichen Kriechzahlen verwenden zu müssen, wird eine effektive Schwinddehnung berechnet, welche den Einfluss des unterschiedlichen Kriechens infolge allmählich auftretendem Zwang unter dauernden Belastung berücksichtigt. Auch hierfür wurde aus den 4000 Stichproben eine statistische Auswertung zur Berechnung der $k_{s,res}$ -Werte, aufgeteilt in einzelne Zeitintervalle, durchgeführt. In Tabelle 3-3 werden die $k_{s,res}$ -Werte für die

Berechnung der effektiven Schwinddehnung des Betons angegeben. Als Bedingung für die Anwendung der $k_{s,res}$ -Werte gilt, dass der Beton stärker als das Holz schwindet. Ist dies nicht der Fall, müssen genauere Untersuchungen durchgeführt werden [31].

Ermittlung der effektiven Schwinddehnung [31]:

$$\epsilon_{eff} = k_{s,res} * \epsilon_{ges} \quad \text{Gl. (3-60)}$$

ϵ_{ges} Materialschwinddehnung = Endschwindmaß

$k_{s,res}$ Schwindbeiwert [-]

ψ_i Verbundfaktor zur Modifikation des Kriechbeiwerts [-]

Durch das Verfahren nach Schänzlin können folgende Effekte des Langzeitverhaltens der HBV-Tragwerke berücksichtigt werden:

- Die Modifikation der effektiven Verbundtragfähigkeit berücksichtigt die Auswirkungen des Schwindens auf die effektive Steifigkeit.
- Das Schwinden kann mit einer dauernd wirkenden Ersatzlast berücksichtigt werden und kann somit mit den anderen Lasten überlagert werden.
- Durch einen modifizierten E-Modul kann die Verbundtragwirkung und die unterschiedliche, zeitliche Entwicklung des Kriechens berücksichtigt werden.

Die positive Krümmung infolge des Schwindens des Betons beeinflusst die Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise in folgender Weise: i) Zunahme der Durchbiegung, ii) Zunahme der Momente in den Teilquerschnitten, iii) Abnahme der maximalen Verbindungsmittelbeanspruchung iiiii) und Abnahme der maximalen Querkraftbeanspruchung.

Berücksichtigung des Kriechens

$$E_{1,t} = \frac{E_{1,t=0}}{1 + \psi_{B,V,t} * \varphi_{B,M,\infty}} \quad \text{Gl. (3-61)}$$

$$E_{2,t} = \frac{E_{2,t=0}}{1 + \psi_{H,V,t} * k_{def}} \quad \text{Gl. (3-62)}$$

$$K_t = \frac{K_{t=0}}{1 + \varphi_{VBM}} \quad \text{Gl. (3-63)}$$

...1 Indizes für den Querschnitt 1; im Fall der HBV-Konstruktion des Betonquerschnitts

...2 Indizes für den Querschnitt 2; im Fall der HBV-Konstruktion des Holzquerschnitts

$\varphi_{B,M,\infty}$ Kriechzahl des Betons nach ÖNORM EN 1992-1-1:2015 [128] [-]

$\psi_{B,V,t}$ Verbundfaktor der Betonkriechzahl nach Tabelle 3-3 [-]

$\psi_{H,V,t}$ Verbundfaktor der Holzkriechzahl nach Tabelle 3-3 [-]

φ_{VBM} Verformungsbeiwert für das Verbindungsmittel [-]
(man kann den Wert auch als k_{def} ansetzen falls der Verformungsbeiwert des Verbindungsmittels nicht bekannt ist)

Bestimmung der Biegesteifigkeit unter Berücksichtigung des Schwindens

Bei der Berechnung der effektiven Verbundträgersteifigkeit werden geometrische Größen und das Verhältnis der Schwinddehnung bezogen auf die äußere Last berücksichtigt. Durch das betragsmäßig größere Schwinden des Betons im Vergleich zum Holz entsteht eine Verschiebung zwischen Holz und Beton, welche der Verschiebung aufgrund der äußeren Belastung entgegengerichtet ist. Eine Abnahme der Relativverschiebung führt im Lastfall „äußere Last“ zu einer Abnahme der Normalkraft und folglich zu einer Abnahme der effektiven Biegesteifigkeit. Darum wird diese Steifigkeitsabnahme durch den

Steifigkeitsfaktor $C_{J,sID}$ in der Berechnung berücksichtigt. Die wirksame Biegesteifigkeit bei unterschiedlicher spannungsloser Dehnung (sID) der Verbundpartner kann durch Gl. (3-64) bis Gl. (3-69) berechnet werden:

$$(E_t I)_{\text{eff},sID,t} = C_{J,sID} * (E_t I)_{\text{eff}} \quad \text{Gl. (3-64)}$$

$$C_{J,sID,t} = \frac{C_{p,sID,t} * \Delta \epsilon_{sID,d} + q_d}{\frac{E_{1,t} * A_1 + E_{2,t} * A_2}{E_{1,t} * \gamma_1 * A_1 + E_2 * A_2} * C_{p,sID,t} * \Delta \epsilon_{sID,d} + q_d} \quad \text{Gl. (3-65)}$$

Dabei ist

$$C_{p,sID,t} = \frac{\pi^2 * E_{1,t} * A_1 * E_{2,t} * A_2 * h_{\text{ges}} * \gamma_1}{2 * L^2 * (E_{1,t} * A_1 + E_{2,t} * A_2)} \quad \text{Gl. (3-66)}$$

Mit

$$h_{\text{ges}} = h_{1,\text{red}} + 2 * \Delta_{\text{Riss}} + h_2 \quad \text{bei Berücksichtigung der Rissbildung in der Betonplatte} \quad \text{Gl. (3-67)}$$

$$h_{\text{ges}} = h_1 + h_2 \quad \text{bei Nichtberücksichtigung der Rissbildung in der Betonplatte} \quad \text{Gl. (3-68)}$$

$$\Delta \epsilon_{sID,d} = k_{s,\text{res},t} * (\epsilon_{2,d,\infty} - \epsilon_{1,d,\infty}) \quad \text{Gl. (3-69)}$$

$(EI)_{\text{eff},sID,t}$ effektive Biegesteifigkeit der Verbundquerschnitts mit Schwindanteil [Nm²/m]

$(EI)_{\text{eff},t}$ effektive Biegesteifigkeit nach ÖNORM EN 1995-1-1:2015 [128] [Nm²/m]

$\epsilon_{1,d,\infty}$ spannungslose Dehnung des Betons zum Zeitpunkt $t = \infty$

$\epsilon_{2,d,\infty}$ spannungslose Dehnung des Holzes zum Zeitpunkt $t = \infty$

q_d Bemessungswert der äußeren Belastung ohne Berücksichtigung der Einwirkung infolge spannungsloser Dehnung [N/m]

Vereinfachung: $q_d = g_d$ (= dauernd wirkende Last)

= $\frac{8 * P_d}{5 * L}$ für mittige Einzellast P

= $\frac{368 * P_d}{135 * L}$ für Einzellast P in den 1/3-Punkten

$k_{s,\text{res},t}$ Werte aus Tabelle 3-3

$C_{p,sID,t}$ Steifigkeitsfaktor zur Abminderung der effektiven Biegesteifigkeit infolge Schwinden [N/m]

Berechnung der Ersatzlast

Die Berechnung der Ersatzlast erfolgt unter Berücksichtigung des Einflusses der Geometrie des Verbundträgers, der Kriechkomponenten der Materialien und des „Schwindens“. Ist ein System statisch bestimmt gelagert, kann die Gleichstreckenlast $p_{sID,p,t}$ für die Bemessung der lastabtragenden Bauteile unberücksichtigt bleiben. Durch die statisch bestimmte Lagerung erzeugen die spannungslosen Dehnungen keine resultierenden Schnittgrößen. Die Ersatzlast darf zudem beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit vernachlässigt werden, da keine Querkräfte durch den Lastfall „Schwinden“ entstehen. Infolge „Schwinden“ kommt es zu einem Abbau der Normalkraft bzw. der effektiven Steifigkeit und dadurch zu einer geringeren Querkraft. Die Ersatzlast kann laut Gl. (3-70) berechnet werden:

$$p_{sID,p,t} = C_{p,sID,t} * \Delta \epsilon_{sID,d} \quad \text{Gl. (3-70)}$$

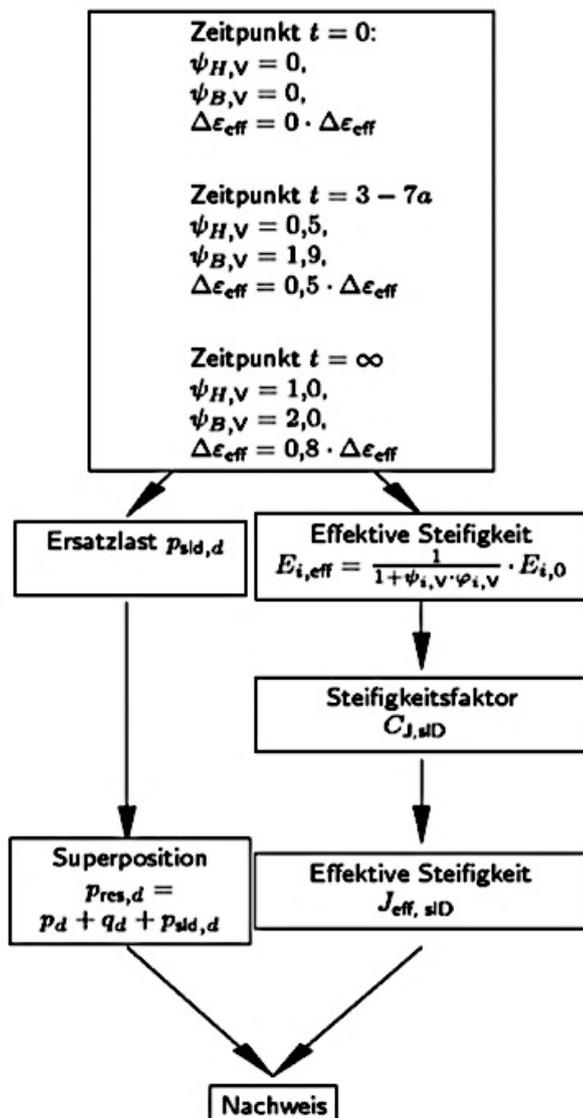
Die Krümmung und die Durchbiegung aufgrund Schwinden kann durch Gl. (3-71) und Gl. (3-72) berechnet werden:

$$\kappa_{sID,t} = \frac{n_1 * A_1 * n_2 * A_2 * (a_1 + a_2) * \gamma_1 * \Delta \epsilon_{sID,d}}{(n_1 * A_1 + n_2 * A_2) * I_{eff,sID,t}} \quad \text{Gl. (3-71)}$$

$$w_{sID,t} = \frac{\kappa_{sID,t} * L^2}{8} \quad \text{Gl. (3-72)}$$

- $P_{sID,d,t}$ Ersatzlast für den Lastfall Schwinden [N/m]
- $\kappa_{sID,t}$ resultierende Krümmung aus der fiktiven Last [m]
- $w_{sID,t}$ resultierende Durchbiegung aus der fiktiven Last [m]

Berechnungsablauf



In Abbildung 3-27 wird schematisch der Ablauf der Berechnung einer Verbundkonstruktion mit Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens dargestellt. Schänzlin schlägt zudem vor, beim Nachweis der Randspannungen nur 85% der Tragfähigkeit anzusetzen. Dies hat den Grund, dass bei der Herleitung des Verfahrens ein sinusförmiger Verlauf der Schwinddehnung angenommen wird und somit Abweichungen im Vergleich zum konstanten, realitätsnahen Verlauf auftreten. Das Verfahren kann aus folgenden Gründen als auf der sicheren Seite liegend eingestuft werden:

- i) Die Vereinfachung des Lastfalls Schwinden durch eine Ersatzlast erhöht die Normalkraft und damit die Holzschwerpunktspannung, obwohl diese in Realität abnehmen würden.
- ii) Dasselbe gilt für die Beanspruchung der Verbindungsmittel.
- iii) Der 95%-Fraktilwert der Kriechzahlen führt in den meisten Fällen zu einer zu großen Kriechzahl.

Abbildung 3-27: Schematische Darstellung des Berechnungsablaufs nach Schänzlin [31]

3-5.1.3 Glaser [44],[16]

Wie in den Abschnitten 3-5.1.1 und 3-5.1.2 bereits erörtert stellt auch Glaser fest, dass zur Berechnung des Langzeitverhaltens das γ -Verfahren laut Norm nur bedingt geeignet ist, und entwickelte darum ein vereinfachtes Verfahren, bei dem das Kriechverhalten der Materialien Holz und Beton, dessen Schwind- bzw. Quellverformungen und das Langzeitverhalten der Schubverbindungsmittel berücksichtigt wird. Das Verfahren nach Glaser ist auf Innenbauteile beschränkt, da es für Holz im Außenbereich noch keine ausreichend genaue mathematische Beschreibung des Kriechverhaltens gibt. Zudem ist laut Glaser das Kriechverhalten der Holzbauteile in einer HBV-Konstruktion unzureichend genau durch den Verformungsbeiwert k_{def} (in der ÖNORM EN 1995-1-1 [130]) beschrieben und gibt alternativ einen Berechnungsvorschlag für den Kriechfaktor des Holzes und der Verbindungsmittel an. Der Kriechfaktor der Verbindungsmittel ist meistens vom Verbindungsmittel selbst abhängig und somit schwer allgemein mathematisch zu beschreiben. Darum sollte dieser anhand experimenteller Untersuchungen ermittelt werden.

Zum Erfassen der komplexen Zusammenhänge im Trag- und Verformungsverhalten von HBV-Konstruktionen werden von Glaser folgende Rahmenbedingungen angenommen:

- Für die Teilquerschnitte aus Holz und Beton gilt die Hypothese von Bernoulli vom Ebenbleiben der Querschnitte.
- Die E-Moduln von Holz und Beton sind für Biegung und Längskraft gleich groß.
- Die Querschnitte aus Holz und Beton haben an jeder Stelle des Trägers dieselbe Durchbiegung w und Verkrümmung κ .
- Die Schubsteifigkeit k der Verbundfuge ist über die Länge des Trägers konstant und wird mittels Division des Verschiebungsmoduls der Verbindungsmittel K durch deren Abstand e_{eff} in Trägerlängsrichtung berechnet.
- Die Abmessungen der Teilquerschnitte sind über die Trägerlänge konstant.

Weiters kann angenommen werden, dass beim Einbau des Holzes in seiner Ausgleichsfeuchte die Schwind- und Quellverformungen nur aus den jahreszeitlich bedingten Feuchteschwankungen beeinflusst werden. Im Vergleich zum Kriechprozess ist das Quellen bzw. Schwinden des Holzes schneller beendet und kann als zeitunabhängig charakterisiert werden. Das statische System für die Lösung der Differentialgleichungen ist in der Abbildung 3-28 dargestellte statisch bestimmt gelagerte Einfeldträger mit zeitlich konstanter, sinusförmiger Belastung.

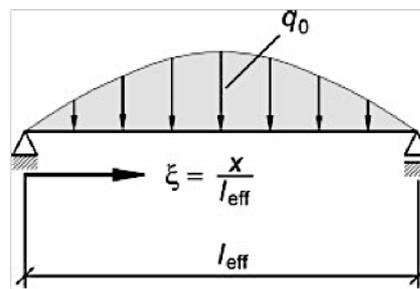


Abbildung 3-28: Statisches System mit sinusförmiger Belastung [44]

Mit den aufgestellten Bedingungen entwickelte Glaser die angegebenen Gleichungen zur analytischen Lösung der Differentialgleichungen. Mit diesen können aus den Lastfällen zeitlich konstante Last, Betonschwinden und Schwinden bzw. Quellen des Holzes die Tragwerksverformung und Zwangsschnittgrößen in den Teilquerschnitten berechnet werden. Die einzelnen Ergebnisse der Lastfälle können überlagert werden. Angegeben wird das vereinfachte Verfahren, welches aufgrund der im Vorfeld entstandenen Ungenauigkeiten (z.B. Annahme der Kriechzahlen, statische System, verschmierter Verbindungsmittelabstand) ausreichend genau ist und mit den Ergebnissen des exakten Verfahrens gut übereinstimmt. Weiterführende Literatur zum exakten Verfahren findet sich in Glaser [16].

Die Erfassung des Kriechverhaltens und der Kriechzahlen der Materialien und Verbindungsmittel erfolgt nach Gl. (3-73) bis Gl. (3-78):

$$\varphi_B(t_i) \quad \text{gemäß [Müller/Kvitsel-02] in [16]} \quad \text{Gl. (3-73)}$$

$$\varphi_H(t_i) = 0,125 * t_i^{0,245} \quad \text{Gl. (3-74)}$$

$$\varphi_{VBM}(t_i) = 0,125 * n * t_i^{0,245} \quad \text{mit } n = 1, 2, 3 \quad \text{Gl. (3-75)}$$

t Zeitdauer in Tagen für welche der Kriechbeiwert ermittelt wird [d]

n Verbindungsmittel abhängiger Parameter [-]

$$E_{1,t} = \frac{E_{1,0}}{1 + \varphi_{1,t}} \quad \text{Gl. (3-76)}$$

$$E_{2,t} = \frac{E_{2,0}}{1 + \varphi_{2,t}} \quad \text{Gl. (3-77)}$$

$$K_t = \frac{K_0}{1 + \varphi_{VMB,t}} \quad \text{Gl. (3-78)}$$

E_i Elastizitätsmodul (...₁ Beton, ...₂ Holz) [N/mm²]

K Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels [N/mm]

...₀ Indizes für den Zeitpunkt t = 0

φ_{i,t} Kriechzahl (...₁ Beton, ...₂ Holz, ..._{VMB} Verbindungsmittel) [-]

Der Lastfall aus zeitlich konstanter Last im Endzustand kann in Anlehnung an den in Kapitel 3-4.1 angeführten Formeln erfolgen, wobei an Stelle der gegebenen Material- und Verbindungsmittelsteifigkeiten, die durch die Kriechzahlen reduzierten Steifigkeitswerte verwendet werden.

Für die Berücksichtigung des zeitunabhängigen Quellens und Schwinden des Holzes leitet Glaser den Steifigkeitsbeiwert α₀ und den Hilfwert ω₃ her (siehe Gl. (3-79) und Gl. (3-80)), mit welchen die resultierenden Schnittgrößen und Durchbiegungen berechnet werden können. Bei einem statisch bestimmt gelagerten Einfeldträger ist die maßgebende Stelle für die Nachweise in Feldmitte. Darum kann der Hilfwert ω₃ für ξ = 0,5 mit Hilfe der Abbildung 3-29 graphisch bestimmt werden.

$$\alpha_0 = \sqrt{k_0 * L^2 * \left(\frac{1}{(EA)_{1,0}} + \frac{1}{(EA)_{2,0}} + \frac{z_s^2}{(EI)_{1,0} + (EI)_{2,0}} \right)} \quad \text{Gl. (3-79)}$$

$$\omega_3(\xi) = \frac{1}{\alpha_0^2} * \left[\frac{\cosh(\alpha_0)}{\sinh(\alpha_0)} * \sinh(\alpha_0 * \xi) - \frac{\sinh(\alpha_0 * \xi)}{\sinh(\alpha_0)} - \cosh(\alpha_0 * \xi) + 1 \right] \quad \text{Gl. (3-80)}$$

$$\xi = \frac{x}{L} \quad \text{Gl. (3-81)}$$

k Schubsteifigkeit des Verbindungsmittels [N/m²]

L Spannweite des Einfeldträgers [m]

x Abstand der betrachteten Stelle vom Auflager [m]

z_s Schwerpunktabstand der Teilquerschnitte Holz und Beton [m]

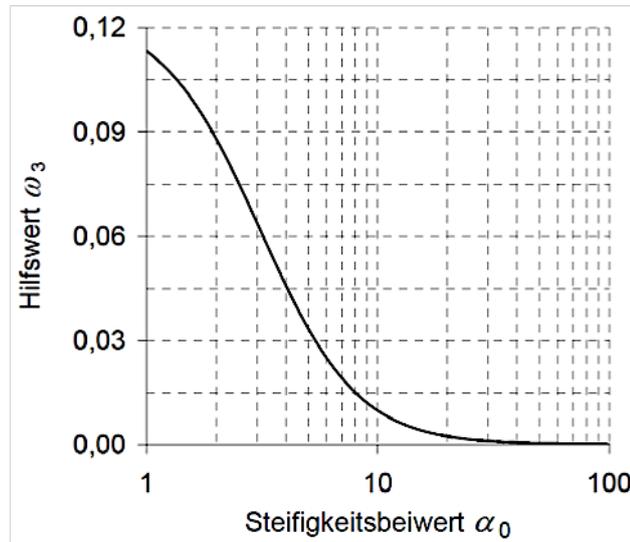


Abbildung 3-29: Diagramm zur Bestimmung des Hilfswertes ω_3 in Balkenmitte ($\xi = 0,5$) [16]

Die Schnittgrößen der Teilquerschnitte und die Durchbiegung können laut Gl. (3-82) bis Gl. (3-85) berechnet werden. Die daraus resultierenden Randspannungen können anhand der aus der Mechanik bekannten Gleichungen berechnet werden.

$$\Delta N_{2,Hsh}(\xi) = -\Delta N_{1,Hsh}(\xi) = -k_0 * \epsilon_{Hsh} * \omega_3(\xi) * L^2 \quad \text{Gl. (3-82)}$$

$$\Delta M_{1,Hsh}(\xi) = -\Delta N_{2,Hsh}(\xi) * z_s * \frac{(EI)_{1,0}}{(EI)_{1,0} + (EI)_{2,0}} \quad \text{Gl. (3-83)}$$

$$\Delta M_{2,Hsh}(\xi) = -\Delta N_{2,Hsh}(\xi) * z_s * \frac{(EI)_{2,0}}{(EI)_{1,0} + (EI)_{2,0}} \quad \text{Gl. (3-84)}$$

$$\Delta w_{Hsh}(\xi) = -k_0 * \epsilon_{Hsh} * (\omega_3(\xi) - 0,125) * \frac{L^4}{\alpha_0^2} * \frac{z_s}{(EI)_{1,0} + (EI)_{2,0}} \quad \text{Gl. (3-85)}$$

...Hsh Indizes für Schwinden und Quellen des Holzes

ϵ_{Hsh} Schwind- und Quelldehnung des Holzes [-]

Der aus dem Quellen und Schwinden des Holzes erzeugte Schubfluss t_{Hsh} in der Fuge kann mit Gl. (3-86) und Gl. (3-87) berücksichtigt werden:

$$t_{Hsh}(\xi) = -k_0 * \epsilon_{Hsh} * \omega'_3(\xi) * L \quad \text{Gl. (3-86)}$$

$$\omega'_3(\xi) = \frac{1}{\alpha_0} * \left[\frac{\cosh(\alpha_0)}{\sinh(\alpha_0)} * \cosh(\alpha_0 * \xi) - \frac{\cosh(\alpha_0 * \xi)}{\sinh(\alpha_0)} - \sinh(\alpha_0 * \xi) \right] \quad \text{Gl. (3-87)}$$

Die Schnittkräfte und die Durchbiegung für den Lastfall Betonschwinden können mit dem Steifigkeitsbeiwert α_n und dem Hilfswert ω_4 laut Gl. (3-88) und Gl. (3-89) berechnet werden:

$$\alpha_n = \sqrt{\frac{k_0 * L^2}{1 + \chi_V * \varphi_V(t_n)} \left[\frac{1 + \chi_{N,B} * \varphi_B(t_n)}{(EA)_{1,0}} + \frac{1 + \chi_{N,H} * \varphi_H(t_n)}{(EA)_{2,0}} + \frac{z_s^2}{\frac{(EI)_{2,0}}{1 + \chi_{M,H} * \varphi_H(t_n)} + \frac{(EI)_{1,0}}{1 + \chi_{M,B} * \varphi_B(t_n)}} \right]} \quad \text{Gl. (3-88)}$$

$$\omega_4 = \frac{(EI)_{1,0} * [1 + \chi_{Mt} * \varphi_h(t_n)]}{(EI)_{2,0} * [1 + \chi_{Mc} * \varphi_B(t_n)]} \quad \text{Gl. (3-89)}$$

Die geforderten mittleren Relaxationsbeiwerte können von Glaser (siehe Tabelle 3-4) entnommen werden. Aufgrund des nicht zeitlich affin zueinander verlaufenden Kriechverhaltens der Materialien, müssen drei unterschiedliche maßgebende Bemessungszeitpunkte festgelegt werden. Neben dem Zeitpunkt $t = 0$ sind die Zeitpunkte $t = 1000$ Tage und $t = 10.000$ Tage zu berücksichtigen. Um die in Tabelle 3-4 angeführten Werte verwenden zu können, müssen folgende Randbedingungen eingehalten werden, welche sich auf Rippenquerschnitte beziehen:

- Die Schlankheit des Verbundträgers liegt zwischen 15 und 25.
- Die Höhe des Holzquerschnitts ist mindestens drei Mal so groß wie die Höhe des Betonquerschnitts.
- Die Querschnittsfläche des Holzes ist mindestens halb so groß wie die Querschnittsfläche des Betons.

		χ_{Nc}	χ_{Nt}	χ_{Mc}	χ_{Mt}	χ_v
Betonschwinden	1000 Tage	0,6	1,0	0,6	1,0	1,0
	10000 Tage					
Zeitlich konstante Last	1000 Tage	0,8	1,0	0,9	1,0	1,0
	10000 Tage	0,9	1,0	1,2	1,0	1,0

Tabelle 3-4: Mittlere Relaxationswerte nach Glaser [16]

Die Durchbiegung und die Schnittkräfte für den Lastfall Betonschwinden können nach Gl. (3-90) bis Gl. (3-93) berechnet werden. Die daraus resultierenden Randspannungen können anhand der aus der Mechanik bekannten Gleichungen berechnet werden.

$$\Delta N_{2,Bsh}(\xi, t_n) = -\Delta N_{1,Bsh}(\xi, t_n) = \frac{k_0 * L^2}{1 + \chi_v * \varphi_v(t_n)} * \varepsilon_{Bsh}(t_n) * \omega_3(\xi) \quad \text{Gl. (3-90)}$$

$$\Delta M_{1,Bsh}(\xi, t_n) = -\Delta N_{2,Bsh}(\xi, t_n) * z_s * \frac{\omega_4}{1 + \omega_4} \quad \text{Gl. (3-91)}$$

$$\Delta M_{2,Bsh}(\xi, t_n) = -\Delta N_{2,Bsh}(\xi, t_n) * z_s * \frac{1}{1 + \omega_4} \quad \text{Gl. (3-92)}$$

$$\Delta w_{Bsh}(\xi, t_n) = \frac{k_0 * L^4}{1 + \chi_v * \varphi_v(t_n)} * \frac{\varepsilon_{Bsh}(t_n)}{a_n^2} * \frac{1 + \chi_{Mt} * \varphi_H(t_n)}{(EI)_{2,0}} * \frac{z_s}{1 + \omega_4} * [\omega_3(\xi) - 0,125] \quad \text{Gl. (3-93)}$$

...Bsh Indizes für das Schwinden des Betons

ε_{Bsh} Schwinddehnung des Betons nach [Müller/Kvitsel-02] in [16] [-]

Der Schubfluss t_{Bsh} für den Lastfall Schwinden des Betons wird mit Gl. (3-94) berechnet:

$$t_{Bsh}(\xi, t_n) = \frac{k_0 * L}{1 + \chi_v * \varphi_v(t_n)} * \varepsilon_{Bsh}(t_n) * \omega_3'(\xi) \quad \text{Gl. (3-94)}$$

Bei der Nachweisführung muss, sowohl der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, als auch der Grenzzustand der Tragfähigkeit betrachtet werden. Bei der Anwendung dieses Verfahren müssen die Elastizitätsmoduln, für den Nachweis im Endzustand, des Holzes und Betons abgemindert werden.

- **SLS:** Superposition der zeitlich konstanten Last (quasi-ständige Lastfallkombination), Quellen bzw. Schwinden des Holzes und Betonschwinden.
- **ULS:** Superposition der Spannungen des maßgebenden Lastfalls mit kurzzeitiger Belastung, Quellen bzw. Schwinden des Holzes, Betonschwinden und die Differenz aus Endzustand und Erstbelastung des Lastfalls „zeitlich konstante Last“.

3-5.2 SCHUBANALOGIEVERFAHREN [41]

Bei der Berechnung des Langzeitverhaltens durch das Schubanalogieverfahren können die Effekte des Kriechens der Werkstoffe und der Verbindungsmittel analog zum γ -Verfahren ermittelt werden, indem die Elastizitätsmoduln nach Blaß et.al., nach Schänzlin oder nach Glaser abgemindert werden. Die Eigenspannungszustände, welche durch unterschiedliche Dehnungsänderungen der Teilquerschnitte, sei es aufgrund ungleichen Schwindens oder abweichender Temperaturdehnungen, haben eine baupraktische Relevanz und müssen erfasst werden. Beim Schubanalogieverfahren können diese Dehnungsunterschiede durch Kreuzingers ([10] in [41]) Modell erfasst werden:

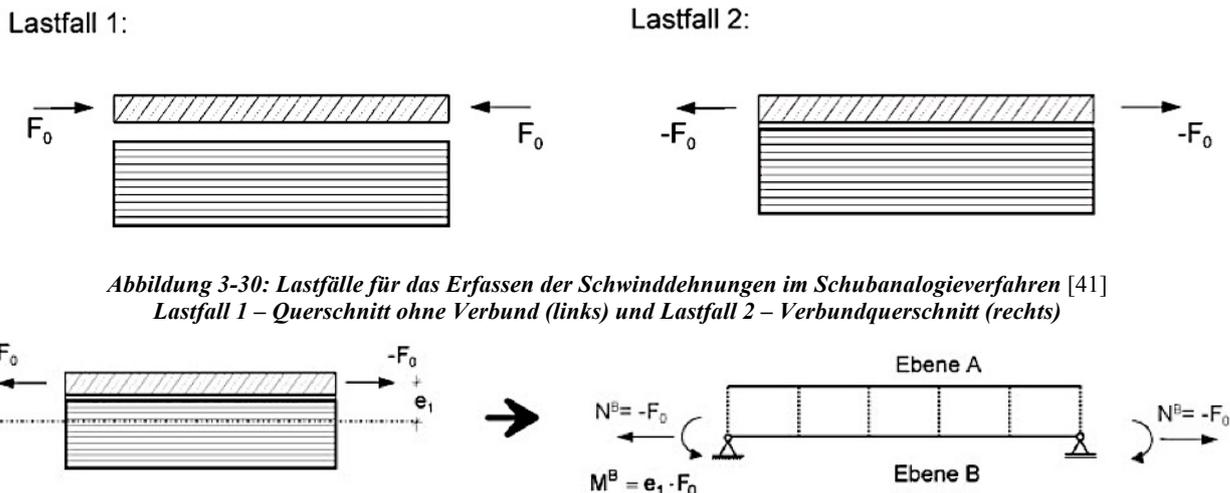


Abbildung 3-30: Lastfälle für das Erfassen der Schwinddehnungen im Schubanalogieverfahren [41]
 Lastfall 1 – Querschnitt ohne Verbund (links) und Lastfall 2 – Verbundquerschnitt (rechts)

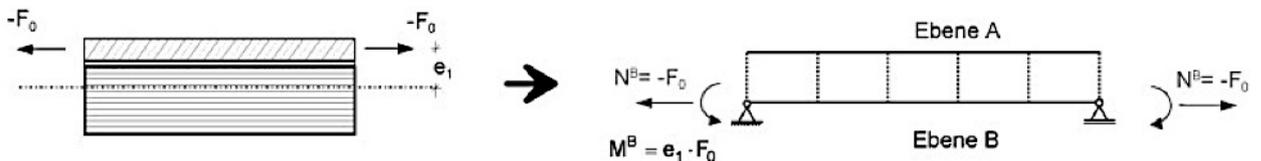


Abbildung 3-31: Exzentrisch belasteter Verbundquerschnitt, Transformation zum ideellen Rechensystem [20]

Durch gedachte „Festhaltekräfte“ wird die Dehnungsänderung behindert. Dies erfolgt durch eine am System ohne Verbund aufgebrauchte Kraft F_0 , welche aus der Dehnungsdifferenz der Teilquerschnitte berechnet wird. Sobald die Kraft F_0 aufgebracht wurde, kann der Verbund hergestellt werden und die Rückhaltekraft kann wieder entfernt werden. Dadurch entsteht eine Kraft gleicher Größe und Angriffsstelle, welche jedoch eine entgegengesetzte Orientierung am Querschnitt aufweist (Lastfall 2 in Abbildung 3-30). Mit dem Lösungsweg nach Kreuzinger kann analytisch ein zweiseitig nachgiebiger Verbundquerschnitt berechnet werden. Genauer zum analytischen Berechnungsverfahren findet sich in [41]. In dieser Arbeit wird, der auf dem analytischen Lösungsweg von Kreuzinger basierende Berechnungsvorschlag von A. Scholz angeführt:

Auf Basis der Schwindverkürzung wird eine Ersatzkraft F_0 berechnet, welche am unverbundenen Querschnitt als Druckkraft am Betonquerschnitt wirkt. Wird im Träger der Verbund hergestellt und die Kraft F_0 entfernt wirkt eine Zugkraft im Schwerpunkt des Betonquerschnitts und erzeugt über den Hebelarm e_1 , welcher sich aus dem Abstand der Schwerpunkte von Betonquerschnitt und Verbundquerschnitt ergibt, ein Versatzmoment $M_{\text{TrägerB}}$ am Verbundquerschnitt. Die Kraft $N_B = -F_0$ und das Versatzmoment $M_{\text{TrägerB}} = e_1 * F_0$ werden im Stabwerkmodell dem Träger B zugewiesen (siehe Abbildung 3-31).

$$F_{0,t} = \epsilon_{Bsh,t} * E_{1,t} * A_1 \quad \text{Gl. (3-95)}$$

$$M_{TrägerB} = e_1 * F_{0,t} \quad \text{Gl. (3-96)}$$

$$e_1 = a_{ges} * \frac{E_2 * A_2}{E_1 * A_1 + E_2 * A_2} \quad \text{Gl. (3-97)}$$

...1 Indizes für den Querschnitt 1; im Fall der HBV-Konstruktion des Betonquerschnitts

...2 Indizes für den Querschnitt 2; im Fall der HBV-Konstruktion des Holzquerschnitts

e_1 Abstand des Flächenschwerpunktes des Betonquerschnitts zum Gesamtschwerpunkt [m]

a_{ges} Abstand der Flächenschwerpunkte der Einzelquerschnitte [m]

Mit diesem Modell können Verformungen und Teilschnittgrößen des ideellen Systems berechnet werden ($V_{TrägerB(x)}$, $M_{TrägerA(x)}$, $M_{TrägerB(x)}$). Aus diesen kann die Spannungsverteilung am Verbundquerschnitt ermittelt werden. Der Schubfluss t_0 und die Schnittgrößen können nach Gl. (3-98) bis Gl. (3-101) berechnet werden:

$$t_{0(x)} = \frac{V_{TrägerB(x)}}{a_{ges}} \quad \text{Gl. (3-98)}$$

$$N_{1(x)}^{\Delta\epsilon} = -F_0 * \frac{E_1 * A_1}{E_1 * A_1 + E_2 * A_2} - \frac{M_{TrägerB(x)}}{a_{ges}} + F_0 \quad \text{Gl. (3-99)}$$

$$N_{2(x)}^{\Delta\epsilon} = -F_0 * \frac{E_1 * A_1}{E_1 * A_1 + E_2 * A_2} + \frac{M_{TrägerB(x)}}{a_{ges}} \quad \text{Gl. (3-100)}$$

$$M_i^{\Delta\epsilon} = M_{TrägerA(x)} * \frac{(EI)_i}{(EI)_{TrägerA}} \quad \text{Gl. (3-101)}$$

Zur Kontrolle muss in Trägermitte die Summe aller im Eigenspannungszustand wirkenden Momente Null sein:

$$\sum M_{Mitte}^{\Delta t} = M_{1,Mitte}^{\Delta t} + M_{2,Mitte}^{\Delta t} + F_0 * a = 0 \quad \text{Gl. (3-102)}$$

3-5.3 STABWERKMODELL

Beim Stabwerkmodell kann das Langzeitverhalten durch Superposition der Ergebnisse aus Kriechen und dem Lastfall „Schwinden“ berücksichtigt werden. Für die Berücksichtigung des Kriechverhaltens kann analog dem γ -Verfahren einer der drei Vorschläge, nach Blaß et.al, Glaser oder Schänzlin herangezogen werden. Alternativ schlägt Rautenstrauch et.al. die Berücksichtigung des Kriechverhalten wie folgt vor [36],[44]:

- Modellieren des Verbundtragwerks als Stabwerkmodell, wie zuvor in Kapitel 3-4.3 beschrieben. Eingabe des Lastfalls „Volllast“ unter Vernachlässigung der Teilsicherheitsfaktoren auf der Einwirkungsseite ($\gamma_s=1,00$) und Berechnung der Schnitt- und Verformungsgrößen zum Zeitpunkt $t = 0$.
- Ermittlung des Verhältnisses von ständiger Last zur Gesamtlast:

$$\frac{g}{q} = \frac{g_{Aufbau} + g_{Beton} + g_{Holz}}{g + p} \quad \text{Gl. (3-103)}$$

- Ermittlung des modifizierten Faktors k_L , da der Lastfall „Volllast“ betrachtet wird, jedoch nur ständige Lasten (nichtständige Lasten nur geringfügig) Kriechverformungen und Spannung-sowie Schnittgrößenumlagerungen erzeugen. Der Anteil der quasi-ständigen Verkehrslasten kann zu 30 % der gesamten Verkehrslasten abgeschätzt werden ($\psi_2 = 0,3$). Dadurch erfolgt eine näherungsweise Annahme des Boltzmann'schen Superpositionsprinzips:

$$k_L = 0,7 * \frac{g}{q} + 0,3 \quad \text{Gl. (3-104)}$$

- Ermittlung der abgeminderten E-Moduln:

$$E_{2,t=\infty} = \frac{E_{2,t=0}}{1 + [k_L * \varphi_{\text{Holz}}]} \quad \text{Gl. (3-105)}$$

$$E_{1,t=\infty} = \frac{E_{1,t=0}}{1 + [k_L * \varphi_{\text{Beton}}]} \quad \text{Gl. (3-106)}$$

- Ermittlung der gleichförmigen Temperaturlast, welche das Schwindverhalten des Betons berücksichtigt. Dieser Ansatz kann verwendet werden unter der Annahme, dass sich der Feuchtegehalt des Holzes im Einbauzustand sich nicht mehr verändert und somit die Quell- bzw. Schwinddehnung des Holzes vernachlässigt werden können:

$$\Delta T = \frac{\varepsilon_{s\infty}}{\alpha_T} \quad \text{Gl. (3-107)}$$

ΔT erforderliche Temperaturdifferenz äquivalent zum Schwindverhalten [K]

$\varepsilon_{s\infty}$ Endschwindmaß des Betons [-]

α_T Wärmedehnzahl des Betons [1/K] ($= 1,2 * 10^{-5}$)

- Ermittlung der Verformungs- und Schnittgrößen unter Berücksichtigung der modifizierten E-Moduln und des Lastfalls „Temperatur“ bzw. „Schwinden“ zum Zeitpunkt $t=\infty$.
- Für den Nachweis der Tragfähigkeit können die, mit dem Stabwerkmodell bestimmten, Schnittgrößen mit dem lastseitigen Sicherheitsbeiwert γ_F multipliziert werden.

3-5.4 KRIECHZAHLEN DER VERBUNDTRÄGER

Die Kriechzahl der Verbindungsmittel ist stark von den Materialeigenschaften und der Steifigkeit abhängig. Zum Beispiel neigen stiftförmige Verbindungsmittel (z.B. Schrauben, Dübel), durch konzentriertere Lasteinleitung, zu größeren Kriechverformungen als flächige Verbindungsmittel (z.B. Kerven). Ist keine Kriechzahl für ein Verbindungsmittel vorhanden, kann der Verformungsbeiwert des Holzes k_{def} angesetzt werden [31].

Simon stellte in [42] tabellarisch (siehe Tabelle 3-5 und Tabelle 3-6) vorhandene Kriechbeiwerte für verschiedene Verbindungsmittel zusammen:

Literatur	Verbindungsmittel	Anzahl	Zeit [a]	Klima	Kriechfaktor $k_{def} = \frac{w_{fin}}{w_{el}} - 1$
[Blaß, Romani 2002] [van der Linden 1999]	Schrauben, Nagelplatten, Betonnocke	8	6,25	Im Freien überdacht (dokumentiert)	1,66-2,73
[Timmermann, Meierhofer 1993] [Kenel, Meierhofer 1998]	SFS-Schrauben	3	0,96	Im Freien überdacht (dokumentiert)	3,13
		3	4,57		2,5
[Capretti, Ceccotti 1996]	Stabdübel	2	5	Im Freien, nicht überdacht (dokumentiert)	2,45
[Höhmann, Siemers 1998]	Eingleimte Gewindestangen,	3	1,9	k.A.	0,81-1,12
	Balkenschuhe				2,53
[Schänzlin 2003]	Kerven	2	ca. 0,53	(dokumentiert)	1,25-1,5
[Schmidt 2003]	Schrauben	8	0,11-2,64	Innenklima (20°C, RH 50-80%)	0,38-1,11
[Bou Said, Jullien, Ceccotti 2004]	Eingleimte Dübel	1	1,51	Im Freien überdacht (dokumentiert)	1,16
[Fragiacomo u.a. 2006]	Kerven	8	0,87	Innenklima (dokumentiert)	0,63
[Lehmann 2004] eigene Auswertung unveröffentlicht	Flächenverbund	2	3,5	Innenklima (dokumentiert)	2,13-2,5
[Glaser 2005]	Konsolnocke	1	0,92	Innenklima (dokumentiert)	1,65
	Polymerbetonnocke	1		Innenklima (dokumentiert)	1,68

Tabelle 3-5: Kriechfaktoren aus Langzeit-Biegeprüfungen an HBV-Prüfkörper [Übernommen aus [42]]

Literatur	Verbindungsmittel	Anzahl	Zeit [a]	Klima	Kriechfaktor $k_{def} = \frac{w_{fin}}{w_{el}} - 1$
[Blaß u.a. 1995]	Schrauben, Nagelplatten, Betonnocke	16	0,21-0,7	Wechselklima, Klimakammer	1,0-10,0
[Kenel, Meierhofer 1998]	SFS-Schrauben	6	3,02	Innenraum/23°C, RH 50%	0,64-1,07
[Kuhlmann, Aicher, Michelfelder 2004]	Kerven	3	1	Im Freien überdacht (nicht dokumentiert)	0,52-0,62
[Glaser 2005]	Konsolnocke Polymerbetonnocke	3 3	0,92 0,92	Innenklima (dokumentiert) Innenklima (dokumentiert)	1,5 9,2
[Amadio u.a. 2001] [Fragiacomo, Amadio, Macorini 2006]	Tecnaria-Verbinder	12	0,21/ 0,33 1,19	24°C, RH 70% / RH variabel (dokumentiert)	0,35-0,6 0,1-0,55 1,22

Tabelle 3-6: Kriechfaktoren aus Langzeit-Scherprüfungen an HBV-Prüfkörper [Übernommen aus [42]]

Blaß et.al untersuchte ebenfalls das Langzeitverhalten von HBV-Konstruktionen in [43]. In Tabelle 3-7 sind die Ergebnisse der Kriechzahlen der untersuchten Verbundträger angegeben:

Versuchsreihe	500 Tage	1200 Tage	2280 Tage
SCH	2,08	2,45	2,73
NAG	1,63	1,86	2,03
N+S	1,62	1,91	2,13
NPL	1,31	1,51	1,66

Tabelle 3-7: Kriechzahlen der Verbundträger [43]

* SCH = 2 Schrauben unter +/- 45° auf BSH-Träger, NAG = Nagelplatte auf BSH-Träger, N+S = runde Betonnocke mit Betonstabstahl auf BSH-Träger, NPL = Betonnocke mit Nockenbewehrung auf Kerto Q-Platte

In [24] wurden ausgewählte Endkriechfaktoren für Holz und Holz-Beton-Verbindungen angegeben. Da das Kriechverhalten des Betons einen geringeren Einfluss auf das Kriechverhalten der Verbindung hat, haben die Werte in Tabelle 3-8 Gültigkeit bei Betonkriechfaktoren im Intervall $2,0 \leq \phi_B \leq 3,5$. Die Kriechfaktoren können auf der sicheren Seite liegend ohne Abminderung verwendet werden. Besitzen Einwirkungen bei der Berechnung der Lastfallkombinationen eine unterschiedliche Lasteinwirkungsdauer, kann der effektive Kriechfaktor gemäß den Anteilen aus „quasi ständigen“ Lasten und Kurzzeitbelastungen aufgeteilt werden. Anzumerken ist, dass die angegebenen Kriechfaktoren für Sechskantholzschrauben gelten und nicht direkt auf andere Verbindungsmittel übertragbar sind.

Umgebungsbedingungen	Holzfeuchte bei Belastungsbeginn	Endkriechfaktoren Holz ϕ_t	Endkriechfaktoren Verbindung ϕ_v
Beheizter Innenraum	10 %	1,6	1,3
	20 %	2,1	1,6
Im Freien unter Dach	10 %	2,3	1,8
	20 %	2,8	2,0

Tabelle 3-8: Vorschlag für Kriechfaktoren von Holz und Sechskantholzschrauben [24]

Langzeitversuche nach Müller/Rautenstrauch [45]

In den Langzeitversuchen von Müller/Rautenstrauch wurden Scherprüfkörper im Außenbereich (NK 2) mit einer Federkonstruktion einer konstanten Dauerbelastung für fünfeneinhalb Jahre ausgesetzt. Dabei wurden Prüfkörper mit Dübelleisten, Kerven und X-Verbinder untersucht. Die Materialien zur Herstellung der Prüfkörper waren G128h und C25/30. In Tabelle 3-9 sind die Ergebnisse und die Eigenschaften der untersuchten Verbindungsmittel dargestellt.

Dübelleiste	- 2 cm Einschnitt für Versatz zum Einfügen der Dübelleiste - 2 cm dicke Stahlplatte mit aufgeschweißten Kopfbolzendübel d = 19 mm	- $k_{def} = 1,33$ gemessen nach 5 ½ Jahren - $k_{def} = 1,65$ extrapoliert für 55 Jahre (Vorschlag)
Kerbe	- 2 cm Einschnitt für Kerbe	- $k_{def,con} = 1,974$ gemessen nach 5 ½ Jahren - $k_{def} = 2,45$ extrapoliert auf 55 Jahre (Vorschlag)
X-Verbinder	- d = 14 mm eingeklebter Betonrippenstahl - Als Zug- und Druckstab kreuzweise im Winkel von 45° angeordnet	- $k_{def} = 0,462$ gemessen nach 5 ½ Jahren - $k_{def} = 1,65$ extrapoliert auf 55 Jahre (vorgeschlagen)

Tabelle 3-9: Kriechfaktoren aus Langzeit-Scherprüfungen an HBV-Prüfkörper für Dübelleisten, Kerven und X-Verbinder [45]

3-6 WAHL EINES GEEIGNETEN BERECHNUNGSVERFAHRENS

Das γ -Verfahren, Schubanalogieverfahren, Stabwerkmodell und die FEM Berechnung sind in der Praxis häufig angewandte Verfahren. Die Wahl des Verfahrens kann nicht pauschal getroffen werden, da viele Einflussfaktoren, wie der Rechenaufwand, die Randbedingungen des statischen Systems, Genauigkeit der Berechnung, Art der Belastung und Anordnung der Verbindungsmittel berücksichtigt werden müssen. In Tabelle 3-10 und Tabelle 3-11 wurden die Vor- und Nachteile der Rechenverfahren gegenübergestellt.

Verfahren	Vorteile	Nachteile	Aufwand	Anwendbarkeit
γ-Verfahren	<ul style="list-style-type: none"> - Ist in der nationalen Norm verankert. - Das Langzeitverhalten kann je nach Auswahl des Verfahrens (Blaß et.al, Schänzlin, Glaser – nach aufsteigender Genauigkeit geordnet) gut erfasst werden. - Führt sehr schnell zu ausreichend genauen Ergebnissen. 	<ul style="list-style-type: none"> - Die Genauigkeit der Ergebnisse hängt von den allgemeinen Randbedingungen ab. - Es ist nicht möglich alle Systeme zu berechnen. - Teilweise Fehleinschätzung lokaler Schnittgrößen. Bei einem Verbundmodell mit verschmierten Verbindungsmittelabstand kann es bei der Berechnung des Schubflusses und dessen Aufteilung auf die einzelnen Verbindungsmittel zu Abweichungen kommen. 	gering	Das Verfahren eignet sich sehr gut für Vordimensionierungen und überschlagsmäßige Berechnungen.
Schubanalogie	<ul style="list-style-type: none"> - Genaue Berechnung für beliebige Verbundquerschnitte bei beliebiger Belastung. - Es ist ein rechnerorientiertes Verfahren - Beim Langzeitverhalten können die Effekte des Kriechens der Materialien analog zum γ-Verfahren und das Schwinden (bzw. Temperaturdehnungen) durch Kreuzingers Modell gut erfasst werden. 	<ul style="list-style-type: none"> - Für eine genaue Bemessung müssen auch bei diesem Verfahren gewisse Randbedingungen eingehalten werden. - Große Abstände der Verbindungsmittel können zu Ungenauigkeiten führen. 	mittel	Das Verfahren liefert bei mäßigem Aufwand ausreichend genaue Ergebnisse und eignet sich für eine Bemessung.

Tabelle 3-10: Vor- und Nachteile der einzelnen Berechnungsverfahren Teil 1/2

Verfahren	Vorteile	Nachteile	Aufwand	Anwendbarkeit
Stabwerkmodell	<ul style="list-style-type: none"> - Es können verschiedene Belastungssituationen, wie exzentrische Schubkraftübertragung, Momentensprünge, Einzellasten, Querschnittsprünge und diskontinuierliche Verbindungsmittelanordnungen sowie beliebig gelagerte HBV-Tragwerke relativ einfach berücksichtigt werden. -Das Verfahren liefert genaue Ergebnisse. - Die Schnittkräfte können, ohne Umrechnung, direkt aus dem Statikprogramm entnommen werden. - Das Langzeitverhalten kann durch Superposition der Ergebnisse aus Kriechen und dem Lastfall „Schwinden“ berechnet werden. Kriechen kann analog zum γ-Verfahren oder nach Rautenstrauch et.al und Schwinden durch eine gleichförmige Temperatursatzlast berücksichtigt werden. 	<ul style="list-style-type: none"> - Aufwendige Modellierung des Systems. 	mittel	Mit diesem Verfahren ist eine Detailbemessung möglich und es kann eine hohe Wirtschaftlichkeit des Systems erzielt werden.
Differenzenverfahren	<ul style="list-style-type: none"> - Es können flexiblere Systeme mit ungleichmäßig angeordneten Verbindungsmittel, lokale Gleichlasten, Bereiche mit veränderter Schubsteifigkeit und Einzellasten berücksichtigt werden. - Das Verfahren liefert, je nach Rastereinteilung, sehr genaue Ergebnisse. 	<ul style="list-style-type: none"> - Die Genauigkeit des Verfahrens hängt von der Anzahl der gewählten Rasterpunkte ab. - Mitunter sehr aufwendige Berechnung. 	hoch	Geeignet für eine Berechnung, bei der eine hohe Genauigkeit der Ergebnisse gefordert wird.
Kraftgrößenverfahren	- Ist ähnlich dem Differenzenverfahren.			
FEM	<ul style="list-style-type: none"> - Hohe Genauigkeit der Ergebnisse. - Das nichtlineare Verhalten und die Duktilität der Materialien und Verbindungsmittel kann berücksichtigt werden. Dadurch kann die Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit der Struktur erhöht werden. Ein geringerer Abstand der Verbindungsmittel und eine optimale Wahl der Querschnitte kann erzielt werden. - Komplexe und dreidimensionale Strukturen können berechnet werden. - Versagensmechanismen der Verbindungsmittel können im Detail nachgebildet werden. 	<ul style="list-style-type: none"> - Durch das „Black Box“-Verhalten sind die Ergebnisse oft schwer nachvollziehbar. - Hoher Modellierungsaufwand des Systems. 	hoch	Es können alle Systeme berechnet werden und durch die große Vielfalt an intuitiven Softwarelösungen am Markt können verhältnismäßig schnell Ergebnisse erhalten werden. Detaillierte Modelle für Verbindungsmittel können erstellt werden.
Vereinfachtes Verfahren nach Kenel/Meierhofer	<ul style="list-style-type: none"> - Liefert schnell und einfach Ergebnisse. 	<ul style="list-style-type: none"> - ist nur auf gewisse Fälle und Belastungssituationen ausgelegt. 	gering	Kontrollrechnung oder Vor-dimensionierung.

Tabelle 3-11: Vor- und Nachteile der einzelnen Berechnungsverfahren Teil 2/2

Abbildung 3-32 zeigt eine graphisch aufbereitete Entscheidungshilfe für die Auswahl des geeigneten Berechnungsverfahrens. Es wird angemerkt beim γ -Verfahren die analytische Lösung nach Schänzlin oder Glaser zu wählen um eine hinreichende Genauigkeit für die Bemessung zu erzielen.

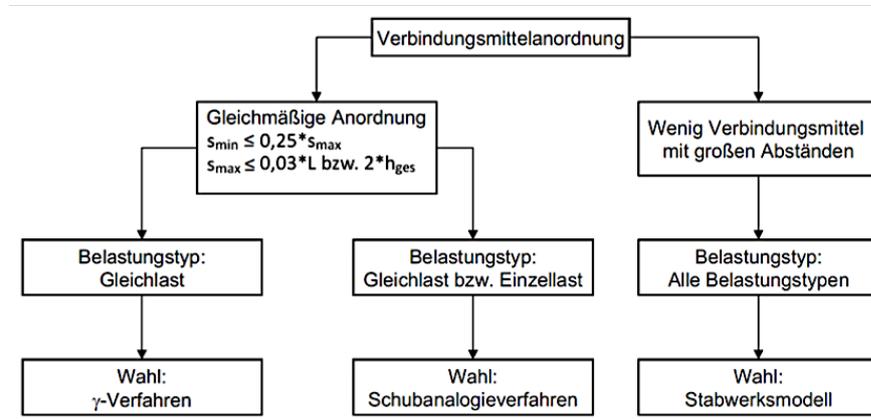


Abbildung 3-32: Entscheidungshilfe für die Auswahl des Bemessungsverfahrens [39]

Für diese Arbeit wurde einerseits das γ -Verfahren nach Schänzlin gewählt, welches es einfach und deutlich ermöglicht den Einfluss der Verbindungsmittelsteifigkeit auf die Verbundfuge bzw. die Verbundkonstruktion zu analysieren und darzustellen. Andererseits wurde das Stabwerkmodell gewählt, mit dem auch HBV-Tragwerke mit wenigen Verbindungsmittel in großen Abständen hinreichend genau berechnet werden können.

3-7 NACHWEISE BEI HOLZ-BETON- VERBUNDKONSTRUKTIONEN

Tragwerke und somit auch HBV-Konstruktionen müssen im Laufe ihrer Lebensdauer eine ausreichende Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit gegenüber Einwirkungen aufweisen. Dazu gehören die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (SLS) und der Tragfähigkeit (ULS). In diesem Kapitel werden die wichtigsten Grundsätze zur Modellbildung des statischen Systems und der Nachweisführung angeführt. Hinsichtlich Nachweisführung wird auf die Nachweise der Tragfähigkeit, den Anforderungen an den Brandschutz sowie auf die Durchbiegungs- und Schwingungsnachweise näher eingegangen. Die Nachweise erfolgen nach zugehörigen Eurocode.

3-7.1 MODELLBILDUNG

Für die statischen Berechnungen eines Tragwerks muss dieses in ein, mit den Methoden der Statik berechenbares, Tragwerksmodell überführt werden. Das idealisierte statische Modell beeinflusst maßgebend die berechneten Schnittgrößen und in Folge die Bemessung, weswegen die Wahl der Idealisierung mit Sorgfalt zu wählen ist. In diesem Kapitel wird auf die Anforderungen an die Betonplatte, die mitwirkende Plattenbreite des Betonquerschnitts bei Rippenquerschnitten, den Lasteinleitungsfaktor und die Ermittlung der maximalen Schubkräfte eingegangen.

3-7.1.1 Anforderungen an die Betonplatte

Die Anforderungen an die Betonplatte kann man in konstruktive und statische Anforderungen einteilen. Bezüglich konstruktiven Anforderungen, sind zwei wesentliche Punkte zu beachten. Erstens sollte die Beschaffenheit der Oberfläche es ermöglichen einen reibungslosen und schnellen Fußbodenaufbau zu realisieren und so hergestellt werden, dass keine Ausgleichschichten notwendig sind, was zu einem schnelleren Bauablauf führt. Das heißt die Betonplatte soll waagrecht und ohne störende Unebenheiten oder Rauigkeiten ausgeführt werden. Ein weiterer Punkt ist die Dicke der Betonplatte. Durch die Ausführung einer dünnen Platte kann das Gewicht der HBV-Konstruktion reduziert und die lichte Raumhöhe vergrößert werden. Durch das reduzierte Gewicht verringern sich die Belastungen für Wände, Unterfangungen, Gründungen und für die Decke selbst, was sich wiederum positiv auf die Kosten und Tragfähigkeit niederschlägt. Zweitens können die statischen Anforderungen wiederum in zwei Bereiche eingeteilt werden, jene in Spannrichtung und jene quer zur Spannrichtung. In Spannrichtung nimmt die Platte, bei Einfeldträgersystemen, die anteilige Beanspruchung aus den Biegemomenten und Querkräften auf, welche bei einer üblichen Schubsteifigkeit der Verbindung ausschließlich eine Druckbeanspruchung ausmacht. Lediglich bei Mehrfeldträgern ist die Betonplatte im Zwischenauflegerbereich aufgrund des Stützmomentes vollständig unter Zug. Im Allgemeinen vergrößert sich die Steifigkeit der HBV-Konstruktion mit zunehmendem Elastizitätsmodul des Betons und ansteigender Plattendicke, wobei die Plattendicke einen größeren Einfluss darauf hat (siehe Abbildung 3-33 (links)). Die lokale Einleitung der Kräfte über die Verbindungsmittel erzeugt in der Betonplatte Sekundärbeanspruchungen, die sich als Querzugbeanspruchung manifestiert (siehe Abbildung 3-33 (rechts)). Es ergibt sich ein dreiaxialer Spannungszustand im Beton [46].

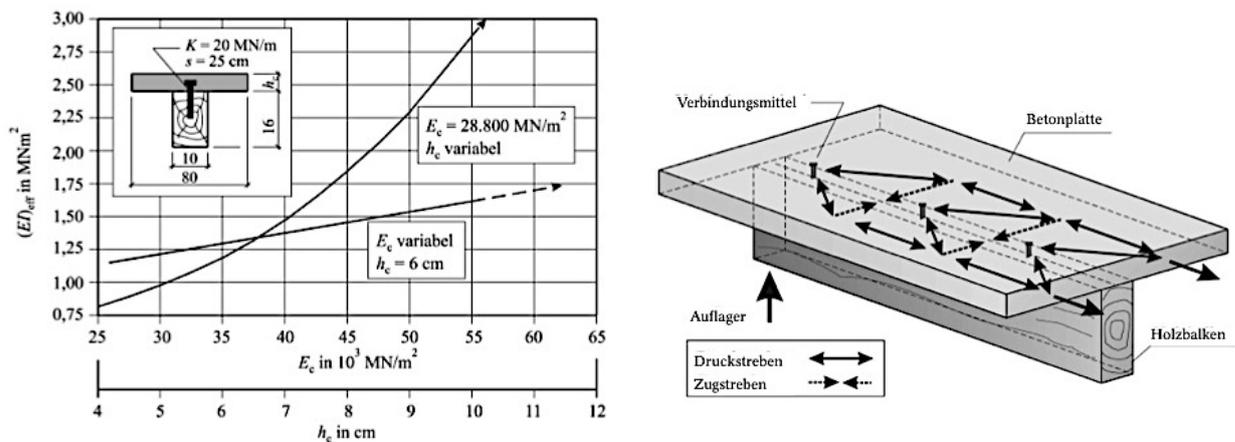


Abbildung 3-33: Einfluss der Dicke und des Elastizitätsmoduls der Betonplatte auf die effektive Biegesteifigkeit (links); Stabwerkmodell der Beanspruchung in der Betonplatte (rechts) [46]

Quer zur Spannrichtung der Holzbalken wird die Platte durch Biege- und Querkraftbeanspruchung belastet. Für eine Rippendecke nimmt die Platte das gesamte Biegemoment selbst auf und ist deshalb auf Zug und Druck belastet. Durch die Verbindung der Balken mittels der Betonplatte erzeugen Einzellasten durch die Biegetragwirkung der Platte quer zur Balkenspannrichtung Belastungen in den unmittelbar benachbarten Balken (siehe Abbildung 3-34 (links)) [46]. Bei BSP- oder Brettstapelverbunddecken kann für die Lastabtragung quer zur Spannrichtung mindestens die Summe der Einzeltragfähigkeiten der Teilquerschnitte angesetzt werden. Zu beachten ist die Ausführung der Elementstöße der Holzbauteile und der Fugenausführung bei Fertigteilplatten aus Beton [39]. Weiters gibt es in der Betonplatte Zwangsbeanspruchungen aus Kriechen und Schwinden von Holz und Beton zu berücksichtigen, sowie die Kräfte in der Platte für die horizontale Gebäudestabilisierung [46].

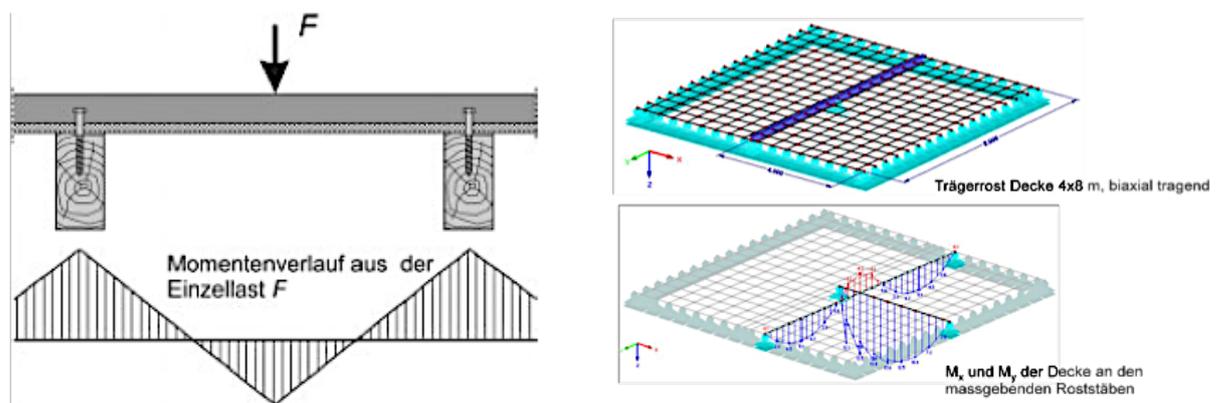


Abbildung 3-34: Belastung der Betonplatte durch zwischen den Holzbalken angreifender Lasten (links) [46]; Biaxiales Tragverhalten der Betonplatte (rechts) [47]

Laut Jung [47] haben optimierte Anschlussbauteile mit integrierten Unterzügen ein hohes Potential Material einzusparen und zugleich eine flächige Unteransicht der Decke zu ermöglichen. Die Berücksichtigung des Betons in zwei Tragrichtungen würde zudem zu Materialeinsparnissen und zu einer wirtschaftlichen HBV-Deckenkonstruktion führen. In Abbildung 3-33 (rechts) wird das biaxiale Tragverhalten an einem FE-Modell dargestellt.

3-7.1.2 Mitwirkende Plattenbreite des Betonquerschnitts bei T-Träger

Um Rippenquerschnitte vereinfacht als diskretisierte Stabzüge bemessen zu können, muss die mitwirkende Plattenbreite des Betonquerschnitts ermittelt werden. Die Beteiligung an der Spannungsübertragung über die Querschnittsbreite der Betonplatte nimmt ab, je größer die Entfernung vom Steg wird. Um eine konstante Randspannungen ansetzen zu können wird für den veränderlichen Spannungskörper, unter Betrachtung der Biegesteifigkeit der Platte, ein ideeller Spannungskörper mit einer ideellen Breite, die sogenannten mitwirkenden Plattenbreite ermittelt. Dabei verändert sich weder die Nulllinienlage noch die Dehnungsverteilung im Querschnitt. Abbildung 3-35 (links) zeigt die variablen Betonspannungen über die Querschnittsbreite [26]. Die mitwirkende Plattenbreite ist von einer großen Anzahl von Faktoren abhängig [26], [39]:

- Art und Anordnung der Belastung
- Auflagerbedingungen des Balkens
- Lagerungsbedingungen in Querrichtung
- Anzahl der Felder eines Trägers bzw. statisches System in Längsrichtung
- Stützweite des Trägers
- Steifigkeitsverhältnis zwischen Steg und Platte
- Querdehnungszahl des verwendeten Werkstoffes
- Isotropie, Quasiisotropie oder Orthotropie der Platte

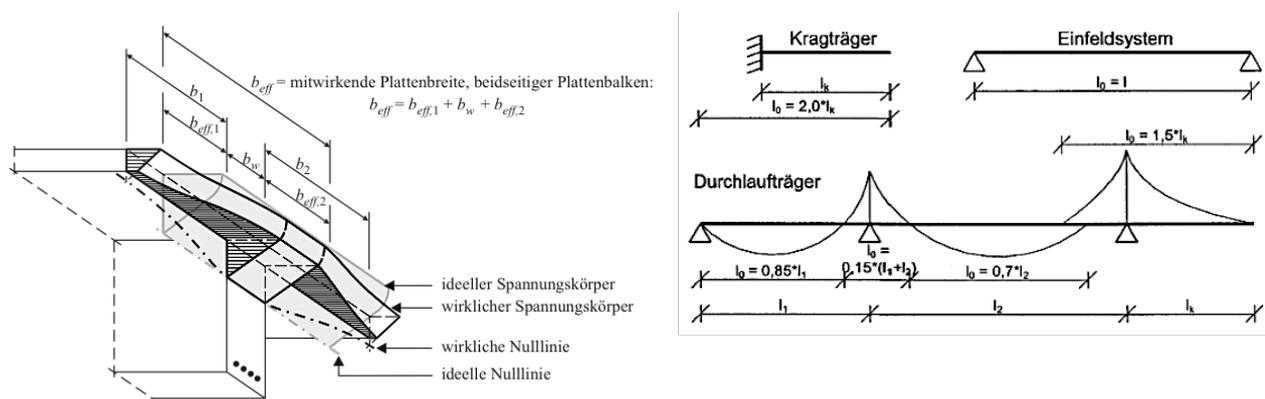


Abbildung 3-35: Spannungskörper in der Druckzone eines T-Querschnitts (links) [26]; Wirksame Stützweiten zur Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite (rechts) [37]

Die mitwirkende Plattenbreite, kann näherungsweise laut aktueller Betonnorm berechnet werden. Diese Näherung ist laut [39] für HBV-Tragwerke ausreichend genau (siehe auch [42],[37]). Die Berechnung gemäß ÖNORM EN 1992-1-1:2015 [130] erfolgt nach Gl. (3-108) und Gl. (3-109):

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \quad \text{Gl. (3-108)}$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 * b_i + 0,1 * l_0 \begin{cases} \leq 0,2 * l_0 \\ \leq b_i \end{cases} \quad \text{Gl. (3-109)}$$

b_i tatsächlich vorhandene Gurtbreite [m]

l_0 wirksame Stützweite; für Standardfälle vereinfacht nach Abbildung 3-35 (rechts) berechnet [m]

b_w Stegbreite [m]

3-7.1.3 Lasteinleitungsfaktor

Die steife Betonplatte zwingt, bei einer HBV-Decke aus Holzträgern, den Holzträgern eine nahezu gleichförmige Durchbiegung auf und bewirkt eine Querverteilung der Last auf mehrere Balken (siehe Abbildung 3-36). Steifere Bauteile werden dadurch stärker beansprucht, weisen aber einen größeren Widerstand auf. Dies kann damit begründet werden, dass die Steifigkeit mit der Festigkeit und der Rohdichte des Holzes positiv korreliert sind, wodurch der größere Widerstand erklärt werden kann. Somit kann ein Lastverteilungsfaktor bzw. ein Systembeiwert angesetzt werden, der die Querverteilung der Last berücksichtigt. Die Querverteilung der Last nimmt zu desto größer die Spannweite der Decke ist. Genaue Testergebnisse über die Querverteilung der Last bei HBV-Decken können in [48] und [49] gefunden werden. Es ergibt sich somit ein höherer charakteristischer Tragwiderstand einer gesamten HBV-Rippendecke im Vergleich zu einem einzelnen HBV-Rippenelement. Damit kann beim Nachweis der Tragfähigkeit der Tragwiderstand des Holzquerschnitts und der Verbindungsmittel um einen Faktor $k_f=1,1$ erhöht werden. Der Lasteinleitungsfaktor kann bei einer Beanspruchung von mindestens 4 Lamellen bzw. Brettern auch für Brettstapelelemente und Brettsperrholzelemente angesetzt werden. Es muss jedoch beim Einsatz von Fertigteilen die Fugenausführung berücksichtigt werden, da nicht pauschal von einer Übertragung der Querkraft, Normalkraft und Momente an den Fugenstößen ausgegangen werden darf [37], [39], [15], [46].

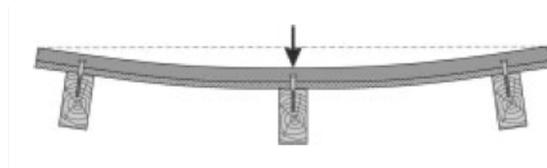


Abbildung 3-36: Lastverteilung in Querrichtung einer HBV-Rippendecke [46]

3-7.1.4 Ermittlung der maximalen Schubkraft für den Nachweis der Verbindungsmittel [24]

Die Schubbeanspruchung der Verbindungsmittel wird affin zum Verlauf der Querkraft angenommen. Dadurch kann der Nachweis der Verbindungsmittel am Ort der maximalen Querkraft durchgeführt werden. Im HBV wird durch das unterschiedliche Kriechverhalten der Komponenten die Beanspruchung der Verbundfuge beeinflusst. In [24] wurden für Dübelverbindungen FE-Simulationen durchgeführt um das Langzeitverhalten von HBV-Konstruktionen zu analysieren. Die Schlussfolgerungen der Prüfungen sind nicht für alle Verbindungsmittel allgemeingültig, liefern jedoch Annahmen an welche man sich bei der Berechnung anlehnen kann. Die Studie erwies, dass das Kriechverhalten des Betons verhältnismäßig zum Kriechverhalten des Holzes einen wesentlich geringeren Einfluss auf das Kriechverhalten der Verbindungsmittel aufweist. Der Effekt des unterschiedlichen Kriechverhaltens des Holzes auf Zug und Druck kombiniert mit dem geringeren Kriechfaktor der Verbindungsmittel selbst führt zu einem geringeren Biegemoment der Teilquerschnitte und somit zu einer erhöhten Normalkraft in der Scherfuge und einer erhöhten Beanspruchung der Verbindungsmittel. Durch dieses Verhalten verschiebt sich der Ort der maximalen Dübelkraft und ist nicht mehr identisch zum Ort der maximalen Querkraft. Das Lochleibungskriechen, bzw. die Erhöhung der Relativverschiebung zwischen Holz und Beton unter konstanter Beanspruchung führt zu einer Abnahme der Steifigkeit und einer Zunahme der Randspannungen des Holzes und des Betons. Dieser Effekt wird beim γ -Verfahren nicht berücksichtigt. Damit wird, auf der sicheren Seite liegend, vorgeschlagen beim Nachweis der Tragfähigkeit die Verbindungsmittelbeanspruchung gemäß Gl. (3-110) um 10% zu erhöhen.

$$\frac{1,1 * V_{\max,d}}{R_d} \leq 1,0 \quad \text{Gl. (3-110)}$$

R_d Bemessungswert des Widerstands

$V_{\max,d}$ Maximaler Bemessungswert der Querkraft [kN]

3-7.2 NACHWEISE DER TRAGFÄHIGKEIT

Die Spannungsermittlung erfolgt über eines der in Kapitel 3-4 beschriebenen Verfahren zur Berechnung des Kurzzeittragverhaltens mit Berücksichtigung des zugehörigen Langzeittragverhaltens, welches im Kapitel 3-5 näher beschrieben wurde. Durch das unterschiedliche Langzeitverhalten des Betons und des Holzes ergeben sich drei relevante Bemessungszeitpunkte für die die angeführten Nachweise erfüllt werden müssen: $t = 0$, $t = 3-7a$ und $t = \infty$ (siehe Kapitel 3-3). Die Versagensarten einer, durch ein äußeres positives Moment beanspruchten, HBV-Konstruktion, können wie folgt kategorisiert werden:

- Biegezugbruch des Holzes
- Schubversagen des Holzes
- Abscheren des Vorholzes bzw. Lochleibungsversagen des Holzes
- Schubversagen der Verbindungsmittel
- Druck- bzw. Zugversagen der Betonplatte
- Abheben der Platte

In den durchgeführten Biegeprüfungen an HBV-Konstruktionen welche in Kapitel 5-1 auszugsweise beschrieben wurden konnte erkannt werden, dass grundsätzlich ein Holzversagen bei Erreichen der maximalen Belastung der HBV-Decke auftrat. Bei der Belastung des Holzbalkens durch Zug und Biegung wird ein größeres Holzvolumen mit hohen Zugspannungen, im Vergleich zu reinem Zug oder reiner Biegung, beansprucht. Die Holzfasern sind dadurch stärker ausgelastet und das Holz versagt bei geringeren Randspannungen. Durch das spröde Bruchverhalten des Holzes ist eine Lastumlagerung nicht möglich und das Holzversagen führt zu einem Gesamtversagen. Zudem konnte erkannt werden, dass das Erreichen der maximalen, charakteristischen Traglast bei duktilen Verbindungsmitteln kein Gesamtversagen des Tragwerks hervorruft. Die anteilige Belastung der Verbindungsmittel folgt dem Querkraftverlauf und nimmt bei einfeldrigen, gelenkig gelagerten Deckensystemen zur Feldmitte hin ab. Das vielfach statisch unbestimmte System ermöglicht es nach Erreichen der maximalen Traglast der äußeren Verbindungsmittel eine Kraftumlagerung auf die weniger belasteten Verbindungsmittel zur Mitte hin.

Nachweise

Die Eurocodes liefern durch das semiprobabilistische Teilsicherheitskonzept die Grundlage zur Berechnung der aus dem Tragwerk resultierenden Beanspruchungen und der Tragwiderstände auf Bemessungsniveau. Das Sicherheitskonzept wird im Bauwesen für statische Nachweise verwendet und berücksichtigt statistische Standardabweichungen sowohl auf der Widerstands- als auch auf der Einwirkungsseite:

$$E_d \leq R_d \quad \text{Gl. (3-111)}$$

E_d Bemessungswert der Beanspruchung

R_d Bemessungswert des Widerstands

Der Bemessungswert der Baustoffeigenschaften ergibt sich mit Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte des Widerstands aus Tabelle 3-12 laut Gl. (3-112) bis Gl. (3-115). Entnommen werden die Teilsicherheitsfaktoren aus dem jeweiligen Eurocode (Beton: EC 2, Stahl: EC 3, Holz: EC 5):

Holz	Beton	Stahl	Verbindungsmittel (HBV)
$\gamma_M = 1,3$... Für Rundholz, Vollholz, Balkenschichtholz	$\gamma_M = 1,5$	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,3$... Vorschlag von Blaß et.al. [in [50]]
$\gamma_M = 1,25$... Für Brettschichtholz, Furnierschichtholz, Furniersperrholz, Spansperrholz			

Tabelle 3-12: Teilsicherheitsfaktoren für Holz, Beton, Stahl, HBV-Verbindungsmittel

$$f_{t,d} = k_{mod} * \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \text{Gl. (3-112)}$$

$$f_{c,d} = \alpha * \frac{f_{c,k}}{\gamma_M} \quad \text{Gl. (3-113)}$$

$$f_{y,d} = \frac{f_{y,k}}{\gamma_M} \quad \text{Gl. (3-114)}$$

$$R_{VM,d} = \frac{R_{VM,k}}{\gamma_M} \quad \text{Gl. (3-115)}$$

$f_{t,d}$	Bemessungswert des Holzes
$f_{c,d}$	Bemessungswert des Betons
$f_{y,d}$	Bemessungswert des Stahls
$R_{VM,d}$	Bemessungswert des Verbindungsmittels
k_{mod}	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Holzfeuchte (Nutzungsklasse NKL) und der Lasteinwirkungsdauer (KLED) auf die Materialeigenschaften
f_k	charakteristischer Wert bzw. 5% Fraktile
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Streuung der Materialeigenschaften und Modellunschärfen (siehe Tabelle 3-12)

Die maßgebenden Nachweise zur Bemessung von HBV-Decken wurden in Tabelle 3-13 angeführt, wobei ergänzende Nachweise nicht ausgeschlossen werden und auf die entsprechenden Normen (ÖNORM EN 1992-1-1:2015 [128] und ÖNORM EN 1995-1-1 [130]), sowie Zulassungen (siehe Kapitel 5-1) der Verbindungsmittel verwiesen wird. Das angegebene Formelwerk wurde in diesem Kapitel übersichtlich angeführt, insofern es wiederholt für die Berechnungen in Kapitel 5-2 und Kapitel 6 verwendet wurde.

Erforderliche Nachweise	Zeitpunkte	Formelwerk
Zugspannung Holz in Faserrichtung	t= 0, t= 3-7a, t=∞	$\frac{F_{t,0,d}}{A_N} \leq 1,0$ <i>Gl. (3-116)</i>
Druckspannungen Holz in Faserrichtung	t= 0, t= 3-7a, t=∞	$\frac{F_{c,0,d}}{A_N} \leq 1,0$ <i>Gl. (3-117)</i>
Biegezugspannungen Holz	t= 0, t= 3-7a, t=∞	$\frac{F_{t,0,d}}{A_N} + [1,0] * \frac{M_{y,d}}{W_y} + [1,0] * \frac{M_{z,d}}{W_z} \leq 1,0$ <i>Gl. (3-118)</i>
Biegedruckspannungen Holz	t= 0, t= 3-7a, t=∞	$\left(\frac{F_{c,0,d}}{A_N}\right)^2 + [1,0] * \frac{M_{y,d}}{W_y} + [1,0] * \frac{M_{z,d}}{W_z} \leq 1,0$ <i>Gl. (3-119)</i>
Schubspannungen Holz (einachsig)	t= 0, t= 3-7a, t=∞	$\frac{1,5 * V_d}{f_{v,d}} \leq 1,0$ <i>Gl. (3-120)</i> bzw. $\frac{V_d * S}{I_{eff} * b} \leq 1,0$ <i>Gl. (3-121)</i>
Auflagerpressung – Querdruck (bei einer Holzauflagerung)	t= 0	$\frac{F_{c,90,d}}{A} \leq 1,0$ <i>Gl. (3-122)</i>
Nachweis der Auflagerung über die Betonplatte	t= 0	<i>Siehe Kapitel 4-6 Auflagerung von HBV-Decken</i>
Biegedruckspannungen Beton	t= 0, t= 3-7a, t=∞	$\frac{F_{c,0,d} + M_{c,0,d} * h_c}{A_c} \leq 1,0$ <i>Gl. (3-123)</i>
Biegezugspannungen Beton	t= 0, t= 3-7a, t=∞	$\frac{F_{c,0,d} - M_{c,0,d} * h_c}{A_c} \leq 1,0$ <i>Gl. (3-124)</i>
Schubspannungen im Beton bzw. Querkraftnachweis	t= 0, t= 3-7a, t=∞	<i>Verweis auf ÖNORM EN 1992-1-1 [128]</i>
Nachweis des Zug- und Druckgurtanschlusses im Beton	t= 0, t= 3-7a, t=∞	<i>Verweis auf ÖNORM EN 1992-1-1 [128]</i>
Nachweis der Verbindungsmittel	t= 0, t= 3-7a, t=∞	$\frac{E_{d,max}}{R_{VM,d}} \leq 1,0$ <i>Gl. (3-125)</i>
Schubspannungen in Umrissfläche der Verbindungsmittel im Holz und Beton	t= 0, t= 3-7a, t=∞	<i>Je nach Verbindungsmittel unterschiedlich</i>
Berechnung der erforderlichen Biegebewehrung	t= 0	<i>Verweis auf ÖNORM EN 1992-1-1 [128]</i>
Mindestbewehrung längs	t= 0	$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d \\ 0,0013 * b * d \end{array} \right.$ <i>Gl. (3-126)</i>
Plattenbewehrung quer	t= 0	$A_{s,Quer,Platte} = 0,2 * A_{s,gew}$ <i>Gl. (3-127)</i>
Zwang Beton	t=∞	<i>Verweis auf ÖNORM EN 1992-1-1 [128]</i>
Schwindbewehrung Beton	t=∞	<i>Verweis auf ÖNORM EN 1992-1-1 [128]</i>
Nachweise der Betonplatte in Querrichtung	t=0, t=∞	<i>Verweis auf ÖNORM EN 1992-1-1 [128]</i>

Tabelle 3-13: Formelwerk der Nachweise von HBV-Tragwerken

Anmerkungen: Zu den oben angeführten Nachweisen sind für jedes Verbindungsmittel an den kritischen Stellen die dafür vorgesehenen Nachweise zu führen. Diese hängen im allgemeinen von Verbindungsmittel selbst und dessen Anordnung ab. Ein wichtiger Punkt ist die Lasteinleitung der Kraft des Verbindungsmittels in den Beton bzw. ins Holz. Bei stiftförmigen Verbindungen aber auch bei Stahlbauteilen ist dies eine punktuelle Lasteinleitung welche Querspannungen in der Betonplatte erzeugt. Die örtlich erhöhten Spannungen müssen bei der Berechnung berücksichtigt werden und mit einer angemessenen Bewehrung aufgenommen werden. Darüber hinaus ergeben sich bei gewissen Verbindungsmittel Querschnittsschwächungen im Beton als auch im Holz. Diese müssen bei der Nachweisführung berücksichtigt und nachgewiesen werden. Treten im Betonquerschnitt nur geringe Druckkräfte auf kann dies bei ungünstiger Anordnung der Verbindungsmittel oder der Verhältnisse der Teilquerschnitte zu einer erforderlichen Biegebewehrung an der Plattenunterseite führen. Ist eine Biegebewehrung in der Platte notwendig sollte die Rissbreite begrenzt werden um eine Verbundsicherung zu garantieren.

Ermittlung der maximalen Belastung $q_{max,d}$ [50]

Um für einen vorhandenen Querschnitt die maximal mögliche Belastung abzuschätzen, kann der Vorschlag von [50] übernommen werden. Als erster Schritt wird die Verbundkonstruktion durch eine Einheitslast „1,0“ belastet und die Spannungen werden berechnet. Als zweiter Schritt wird die aufnehmbare Streckenlast $q_{max,d}$ berechnet:

$$q_{max,d} = \begin{cases} \frac{1}{\frac{\sigma_{t,t,d}(1,0)}{f_{t,t,d}} + \frac{\sigma_{t,m,d}(1,0)}{f_{t,m,d}}} \\ \frac{f_{i,d}}{\sigma_{i,d}(1,0)} \\ \frac{f_{v,d}}{\tau_{max}(1,0)} \\ \frac{R_{VM,d}}{E_d(1,0)} \end{cases} \quad \text{Gl. (3-128)}$$

3-7.3 ANFORDERUNGEN FÜR DEN BRANDSCHUTZ

An der ETH Zürich wurden unterschiedliche Brandversuche an belasteten HBV-Decken durchgeführt. In [51] wurde eine dünne Furnierschichtholzplatte aus Buche im Verbund mit Beton geprüft und nachgewiesen, dass diese einen Feuerwiderstand von REI 60 erreichen konnte. Der Verbund wurde mittels Kerven hergestellt. Für den Versuch gab es zwei verschiedene Ansätze für die Dimensionierung und Bemessung der Decke:

- Die Betonplatte wurde so bemessen, dass diese durch die Einlage angemessener Bewehrung ohne die Holzplatte die Bemessungslast aufnehmen konnte. Die Furnierschichtholzplatte wurde somit im Brandfall nicht als tragendes Element berücksichtigt.
- Nachweise der HBV-Platte als Verbundelement mit sachgemäßer Dimensionierung der Holzplatte auf den Brandfall.

Es ergab sich die gleiche Gesamthöhe ($h_{platte}=200$ mm) der Deckenplatte. Im ersten Fall hatte die Buchenfurnierschichtholzplatte eine Höhe von 40 mm und im zweiten Fall eine Höhe von 80 mm, dementsprechend hatte die Betonplatte ein Höhe von 160 mm und 120 mm. Fall 1 konnte eine Branddauer von $t=96$ min erreichen und Fall 2 eine Branddauer von $t=68$ min.

An der Universität Wien [52] wurde eine HBV-Rippendecke mit HBV-Schubverbinder (Eingeklebte Streckmetallstreifen) geprüft, welche den Anforderungen R30 genügte. Ohne Holzschalung zum Schutz des Betons konnten keine höheren Werte erreicht werden.

Beim Brandschutz gibt die Feuerwiderstandsklasse jene Zeitdauer an, die das Bauteil dem Feuer Widerstand bieten muss, ohne dass ein Versagen der Tragstruktur eintritt. Es werden dabei drei wichtige Anforderungen unterschieden, die ein Bauteil erfüllen soll: i) Tragfähigkeit „R“ ii) Rauchdichtigkeit „E“ iii) thermische Isolierung „I“. Die Baustoffe werden je nach Brennbarkeit in brennbare Stoffe „B“, wesentlich nicht brennbare Stoffe „AB“ und nicht brennbare Stoffe „A“ eingeteilt. Das günstige Verhalten der HBV-Decken entsteht durch die gegenseitige Ergänzung der Materialien. Der Beton erzeugt einen Abschluss gegen Rauch und Löschwasser und das Holz schützt den Beton vor direkter Brandbelastung und verhindert Abplatzungen. Wird eine ausreichende Holzüberdeckung der Verbundfuge eingehalten kann ein hoher Feuerwiderstand erreicht werden. Holz selbst ist ein brennbares Material, dessen organische Verbindungen hauptsächlich aus Kohlenstoff und Wasserstoffmolekülen aufgebaut sind. Im Brandfall bewirkt der thermische Prozess (Pyrolyse), dass die Holzsubstanzen Zellulose und Lignin bei der Erwärmung chemisch zersetzt werden und sich Gase und Holzkohle bilden. Durch das fortlaufende Verdampfen des Wassers im Holz und die isolierende Kohleschicht steigt die Temperatur in tiefer liegenden Teilen des Restquerschnitts, auch nach längeren Brandzeiten, nur unwesentlich an. Ein weiterer positiver Aspekt des Holzes im Brandfall ist, dass Holz, im Gegensatz zu den Werkstoffen Stahl und Stahlbeton, bei hohen Temperaturen seine Festigkeit nur in geringem Maße verliert. Die Abnahme der mechanischen Festigkeit unter Temperatureinwirkung ist bei größeren Holzquerschnitten daher von untergeordneter Bedeutung [53]. Aufgrund des oben beschriebenen Verhaltens kann das Materialverhalten des Holzes im Brandfall als günstig eingestuft werden.

Durch die Bestimmung des Abbrands kann bei Holzkonstruktionen die Feuerwiderstandsdauer berechnet werden. Dabei ist die Abbrandgeschwindigkeit β in [mm/Min] eine leitende Größe zur Bemessung von Holzkonstruktionen. Sie beschreibt die Verkohlungstiefe in Abhängigkeit von der Branddauer und darf für ISO-Normbeanspruchungen als konstante Größe betrachtet werden [53]. Als Berechnungsgrundlage wird in der Regel die Bemessungsmethode mit reduziertem Querschnitt gemäß ÖNORM EN 1995-1-2:2011 [132] verwendet. Die Norm unterscheidet dabei die Abbrandgeschwindigkeit für Bauteile mit eindimensionalen Abbrand β_0 und mit mehrseitigen Abbrand β_n . Der zweite Wert ist größer, da dieser den erhöhten Abbrand an den Ecken – den Effekt der Eckausrundungen – berücksichtigt. Für flächige Holzplatten können die Werte für den eindimensionalen Abbrand verwendet werden [54].

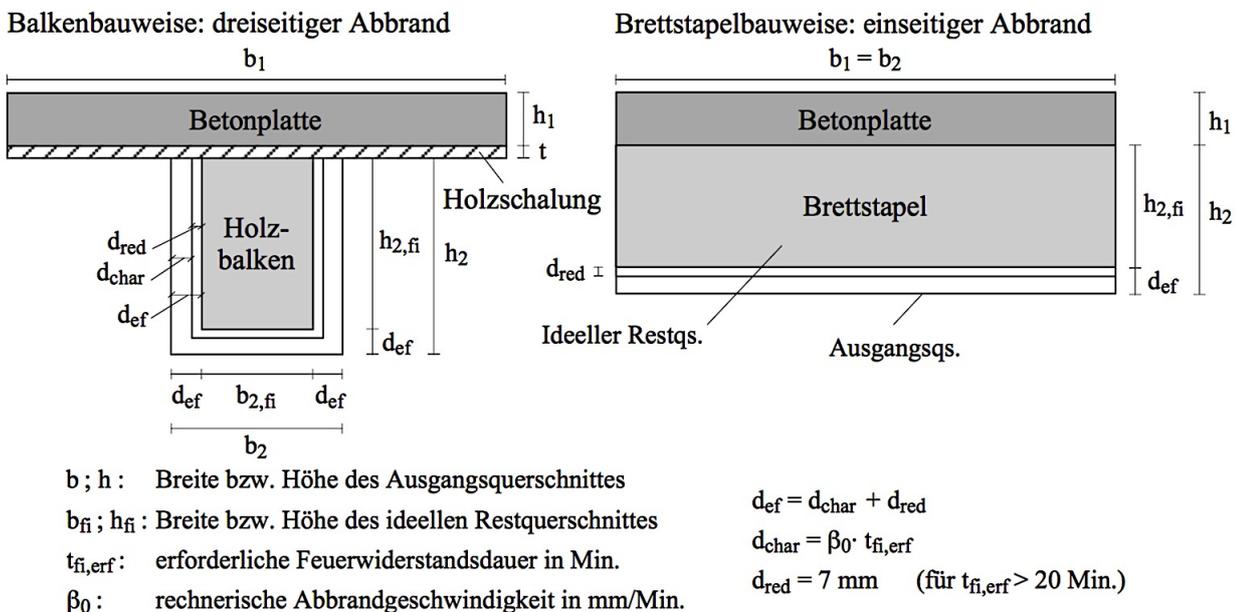


Abbildung 3-37: Bestimmung des ideellen Restquerschnittes[15]

Der Umstand, dass für die Kaltbemessung meistens die SLS Nachweise maßgebend sind, und die Warmbemessung auf quasi-ständigem Lastniveau mit 20%-Fraktilwerten der Tragfähigkeiten erfolgt führt dazu, dass der Brandwiderstandsnachweis für R30 in den überwiegenden Fällen kein Problem

darstellt. Für den Brandfall müssen die Schubverbinder ausreichend geschützt sein um die Verbundwirkung für den geforderten Zeitraum aufrecht erhalten zu können. Werden die Verbindungsmittel und die Verbundfuge vom Brand beeinflusst, muss dies berücksichtigt werden. Dabei kann der Modifikationsbeiwert $k_{\text{mod,fi}}$ herangezogen werden um die temperaturbedingte Abnahme der Steifigkeit der Verbundfuge bzw. die Abnahme der Lochleibungsfestigkeit in Abhängigkeit der Holzüberdeckung zu berücksichtigen. Werte für $k_{\text{mod,fi}}$ ausgewählter Deckenkonstruktionen (Brettstapelelemente, Balkendecken mit Verbundschrauben, vund eingeleimten Dübel) wurden in [15] versuchstechnisch hergeleitet. In der Arbeit von Frangi/Fontana tritt ebenfalls hervor, dass eine HBV-Rippendecke mit einer Holzschalung, die größer gleich 20 mm, und einer Betonplattendicke von größer gleich 60 mm bei einer Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten die Kriterien der Rauchdichtigkeit und thermischen Isolierung erfüllen. Zudem können bei einer HBV-Rippendecke mit demselben Aufbau die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des Betons bei Raumtemperatur angenommen werden.

3-7.3.1 Warmbemessung nach Frangi/Fontana [15]

Die Tragfähigkeit gilt als Nachgewiesen, wenn der Bemessungswert der Beanspruchung bei Brand kleiner gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstands bei Brand ist. Eine detailliertere Beschreibung des Brandverhalten von HBV-Konstruktionen und dessen Bemessung liefern neben der ÖNORM EN 1995-1-2:2011 [132] und der OIB Richtlinie 2 [134] die Arbeiten von Frangi/Fontana [53], [15], [55], [56].

In einer umfangreichen Forschungsarbeit analysieren Frangi/Fontana das Brandverhalten von Brettstapelelementen und Balkendecken mit Verbundschrauben, Kerven sowie eingeleimten Dübeln und entwickelten dafür ein Bemessungsmodell. Da häufig Verbindungsmittel verwendet werden, welche im Grunde ähnliche Eigenschaften haben, wird das ausgearbeitete Bemessungsmodell kurz angegeben und kann als Vorschlag zur Bemessung von HBV-Konstruktionen im Brandfall dienen.

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad \text{Gl. (3-129)}$$

$$f_{d,fi} = k_{\text{mod,fi}} * \frac{\eta_M}{\gamma_M} * k_{fi} * f_k \quad \text{Gl. (3-130)}$$

$E_{d,fi}$ Bemessungswert der Beanspruchung bei Brand (berücksichtigt die veränderlichen Einwirkungen mit den quasi-ständigen Werten)

$R_{d,fi}$ Bemessungswert der Tragwiderstands bei Brand

f_k charakteristische Festigkeitswerte (5%-Fraktilwerte) [N/mm²]

$\frac{\eta_M}{\gamma_M}$ Partialfaktor zu Berücksichtigung der Lasteinwirkungsdauer und der Streuung der Materialeigenschaften. Kann im Brandfall als „1“ angenommen werden [-]

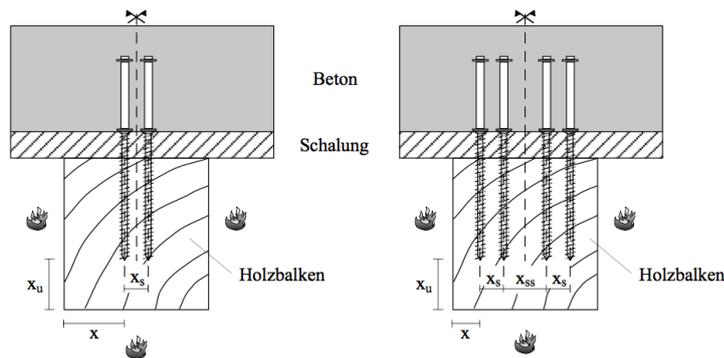
$k_{\text{mod,fi}}$ Berücksichtigt den Einfluss der Temperatureinwirkung auf die Materialeigenschaften [-]

k_{fi} Beiwert zur Anpassung der charakteristischen Werte an die 20%-Fraktilwerte (Vereinfacht $k_{fi}=1,15$) [-]

Erfolgt der Nachweis der Tragfähigkeit mit der Methode des ideellen Restquerschnitts kann der Modifikationsfaktor $k_{\text{mod,fi}} = 1,0$ angenommen werden. Für den Nachweis der Verbundfuge wird die Abnahme der Fugensteifigkeit über den Modifikationsfaktor $k_{\text{mod,fi}}$ berücksichtigt. Dieser hängt vor der seitlichen Holzüberdeckung sowie der Brandzeit ab. Eine Ausnahme bilden ins Holz gefräste Kerven und eingeleimten Dübeln, bei welchen in den Versuchen kein Steifigkeitsverlust aufgrund einer Brandeinwirkung zu verzeichnen war und der Modifikationsfaktor somit gleich „1,0“ gesetzt werden kann. Die maßgebenden Schnittgrößen können laut einem in Kapitel 3-4 beschriebenen Verfahren berechnet werden. Für Schrauben kann die Abnahme des Verschiebungsmoduls und des Tragwiderstands, pro Schraubenpaar, nach Tabelle 3-14 berechnet werden. Der Modifikationsfaktor wird von der kleinsten

seitlichen Holzüberdeckung x bestimmt.

Für Brettstapel-Beton-Verbunddecken kann der Nachweis gegen lokale Holzstauchungen der Kerbflanke und das Abscheren des Vorholzes wie bei Raumtemperatur geführt werden. Die, aufgrund der Brandeinwirkung, reduzierte Breite einer Kerbe bei HBV-Balkendecken muss jedoch bei der Bemessung berücksichtigt werden. Bei vorhandener Holzschalung darf der ideale Restquerschnitt im Kernenbereich mit einer tieferen rechnerischen Abbrandgeschwindigkeit $\beta_{0,red} = 0,60$ mm/Minute berechnet werden. Bei eingeleimten Dübeln muss die Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes beim Nachweis berücksichtigt werden. Dies kann nach Tabelle 3-15 erfolgen. Anzumerken ist, dass der Modifikationsfaktor für eine Einleimlänge von $l_E = 80$ mm gilt.

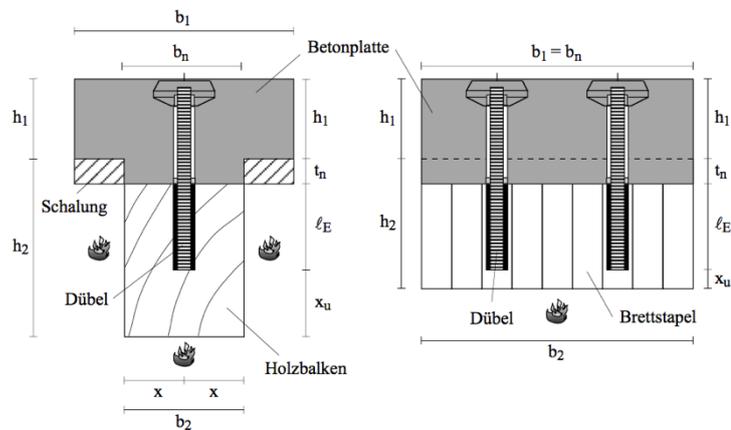


Modifikationsfaktor $k_{mod,fi}$	gültig für
$k_{mod,fi} = 0$	$x \leq 0.6 \cdot t$
$k_{mod,fi} = \frac{0.2 \cdot x - 0.12 \cdot t}{0.2 \cdot t + 3}$	$0.6 \cdot t \leq x \leq 0.8 \cdot t + 3$
$k_{mod,fi} = \frac{0.8 \cdot x - 0.6 \cdot t + 1.8}{0.2 \cdot t + 21}$	$0.8 \cdot t + 3 \leq x \leq t + 24$
$k_{mod,fi} = 1.0$	$x \geq t + 24$

Modifikationsfaktor $k_{mod,fi}$	gültig für
$k_{mod,fi} = 0$	$x \leq 0.6 \cdot t$
$k_{mod,fi} = \frac{0.44 \cdot x - 0.264 \cdot t}{0.2 \cdot t + 5}$	$0.6 \cdot t \leq x \leq 0.8 \cdot t + 5$
$k_{mod,fi} = \frac{0.56 \cdot x - 0.36 \cdot t + 7.32}{0.2 \cdot t + 23}$	$0.8 \cdot t + 5 \leq x \leq t + 28$
$k_{mod,fi} = 1.0$	$x \geq t + 28$

Tabelle 3-14: Obere Tabelle: Modifikationsfaktor $k_{mod,fi}$ zur Berücksichtigung der temperaturbedingten Abnahme des Verschiebungsmoduls pro Schraubenpaar für die Verbundfuge mit Verbundschrauben in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung x in mm und der Brandzeit in Minuten

Untere Tabelle: Modifikationsfaktor $k_{mod,fi}$ zur Berücksichtigung der temperaturbedingten Abnahme des Tragwiderstandes pro Schraubenpaar für die Verbundfuge mit Verbundschrauben in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung x in mm und der Brandzeit in Minuten [15]



Modifikationsfaktor $k_{mod,fi}$	gültig für
$k_{mod,fi} = 0$	$x \leq 0.75 \cdot t$
$k_{mod,fi} = \frac{0.25 \cdot x - 0.188 \cdot t}{0.15 \cdot t + 11}$	$0.75 \cdot t \leq x \leq 0.9 \cdot t + 11$
$k_{mod,fi} = \frac{0.75 \cdot x - 0.625 \cdot t + 1.25}{0.2 \cdot t + 28}$	$0.9 \cdot t + 11 \leq x \leq 1.1 \cdot t + 39$
$k_{mod,fi} = 1.0$	$x \geq 1.1 \cdot t + 39$

Modifikationsfaktor $k_{mod,fi}$	gültig für
$k_{mod,fi} = \frac{t}{0.8 \cdot t + 16} \cdot x_u + 100 - t$	$x_u \leq 0.8 \cdot t + 16$
$k_{mod,fi} = 1.0$	$x_u \geq 0.8 \cdot t + 16$

Tabelle 3-15: Modifikationsfaktor $k_{mod,fi}$ zur Berücksichtigung der temperaturbedingten Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich des Dübels in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung x in mm und der Brandzeit in Minuten für Holz-Beton-Verbunddecken mit Balkenlagen (obere Tabelle) und für Holz-Beton-Verbunddecken mit Brettstapel (untere Tabelle) [15]

3-7.4 NACHWEISE DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

Bei weitgespannten und leichten Deckensystemen wird oft der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit maßgebend. Dies ist auf die geringere Steifigkeit und Masse der Konstruktion zurückzuführen. Darum ist es ratsam vor der Spannungsberechnung und bereits bei der Vordimensionierung die Durchbiegungs- und die Schwingungsnachweise durchzuführen.

Durchbiegung

In Abbildung 3-38 können die Grenzwerte der Durchbiegung und die anzusetzenden Lastfallkombinationen laut ÖNORM B 1995-1-1:2015 [130] herausgelesen werden. Die Durchbiegung muss für alle drei Zeitzustände $t = 0$, $t = 3-7a$, $t = \infty$ nachgewiesen werden. Wobei dies bei der Verwendung des γ -Verfahrens nach Schänzlin (siehe Kapitel 3-4.1 und 3-5.1.2) über die Berücksichtigung der effektiven Biegesteifigkeit in den jeweiligen Zeitpunkten und durch die Ermittlung einer Ersatzlast erfolgt.

Lastfallkombination	Ermittlung der Verformung		empfohlene Grenzwerte	
			Hochbau	Brückenbau
charakteristische (seltene) Kombination	$t = 0$	$w_{inst} = w_1^{(1)} + w_3^{(2)}$	$l/300$	$l/400$
	$t = \infty$	$w_{fin} = w_3^{(2)} + (w_1^{(1)} + w_3^{(3)}) \cdot k_{def}$	$l/200$	$l/200$
quasi – ständige Kombination	$t = \infty$	$w_{net,fin} = (w_1^{(1)} + w_3^{(3)}) \cdot (1 + k_{def}) - w_0^{(4)}$	$l/250$	$l/300$

$$^1) \sum G_{k,i}$$

$$^2) Q_{k,i} + \sum \Psi_{0,i > 1} Q_{k,i > 1}$$

$$^3) \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$$^4) w_0 \text{ ist die Überhöhung des Trägers / Platte / Decke in [mm]}$$

Abbildung 3-38: Grenzwerte für die Verformungsnachweise [21]

Laut [50] ist es notwendig beim Nachweis der Durchbiegung die Schubverformung zusätzlich zur reinen Biegeverformung zu berücksichtigen. Laut Schmidt et.al. kann der Fehler der Durchbiegung ohne Berücksichtigung der Schubverformung in Abhängigkeit der Verbindungsmittelsteifigkeit bei einem 5,5 m langem HBV-Träger zwischen 9 - 16 % liegen. Der Fehler hat bei kürzeren Tragweiten einen größeren Einfluss als bei längeren Tragweiten. Allgemein unterschätzt das γ -Verfahren die Durchbiegungen, darum haben Schmidt et.al. einen Bemessungsvorschlag ausgearbeitet, welcher dies berücksichtigt:

$$w_{1,0',t,M} = \frac{5}{384} * \frac{1,0' * l^4}{(EI)_{eff,t}} \quad \text{Gl. (3-131)}$$

$$w_{1,0',\tau} = 0,15 * \frac{1,0' * l^2}{(GA)_2} \quad \text{Gl. (3-132)}$$

$$w_{1,0',tot} = k_{nl} * [w_{1,0',t,M} + w_{1,0',\tau}] \quad \text{Gl. (3-133)}$$

...t Index für die drei Zeitzustände $t = 0$, $t = 3-7 a$, $t = \infty$

$w_{1,0',t}$ Verformung unter konstanter Streckenlast 1,0 kN/m [mm]

k_{nl} Faktor zur Berücksichtigung der nichtlinearen Verbindersteifigkeit durch eine pauschale Erhöhung der Durchbiegungen (Vorschlag nach [50] $k_{nl} = 1,12$)

$w_{1,0',\tau}$ Schubverformung unter konstanter Streckenlast von 1,0 kN/m [mm] für rechteckige Holzquerschnitte

Damit kann die Gesamteinheitsverformung $w_{1,0',tot}$ laut Gl. (3-131) bis Gl. (3-133) berechnet werden.
Anmerkungen: In [57] wird vorgeschlagen eine Überhöhung von $l/300$ der HBV-Bauteile beim Entwurf miteinzuplanen um den Verformungen des Schwindens entgegenzuwirken.

Schwingungsverhalten:

Untersuchungen haben ergeben, dass die Schwingungsanfälligkeit einer Decke im Wesentlichen von der Biegesteifigkeit und dem Eigengewicht beeinflusst wird. Untersucht werden Schwingungen von 0-40 Hz, im spürbaren Bereich. Bei einem Einfeldträger kann ein vereinfachter Nachweis erfolgen, indem die Durchbiegung zufolge quasiständiger Last auf 6 mm beschränkt wird. Damit bleiben die Schwingungen der Decke in einem Frequenzbereich oberhalb 7,2 Hz [8]. Der vollständige Nachweis wird zum Zeitpunkt $t = 0$ laut ÖNORM B 1995-1-1:2015 [129] durchgeführt. Laut [119] können für die Nachweise des Schwingungsverhaltens die Mittelwerte der Steifigkeiten des Anfangszustandes ($t=0$) verwendet werden. Dies kann drauf zurückgeführt werden, dass das Schwingungsverhalten der Elemente unabhängig vom Langzeitverhalten der Bauteile ist. Bei der anzunehmenden Masse ist darauf zu achten, dass nur das Eigengewicht der Deckenkonstruktion berücksichtigt wird. Zudem kann für die Biegesteifigkeit quer zur Haupttragrichtung $(EI)_{\text{eff},t=0,b}$, bei keinem Verbund zwischen Holz und Beton die Summe der Biegesteifigkeit des Holzes, des Betons und des Estrichs ($(EI)_{\text{eff},t=0,b} = (EI)_{\text{Holz}} + (EI)_{\text{Beton}} + (EI)_{\text{Estrich}}$) und bei vorhandenem Verbund von Holz und Beton in Quertragrichtung die Summe der effektiven Biegesteifigkeit des HBVs in Quertragrichtung und des Estrichs ($(EI)_{\text{eff},t=0,b} = (EI)_{\text{eff,HBV}} + (EI)_{\text{Estrich}}$) angesetzt werden. Der Estrich darf laut ÖNORM B 1995-1-1:2015 [129] für den Schwingungsnachweis generell angesetzt werden, also auch in Haupttragrichtung.

Frequenzkriterium

$$f_1 = \left(\frac{\pi}{2 \cdot l^2} * \sqrt{\frac{(EI)_{\text{eff},t=0}}{m}} \right) * k_{e,1} \quad \dots \text{Decken ohne Querverteilungswirkung} \quad \text{Gl. (3-134)}$$

$$f_1 = \left(\frac{\pi}{2 \cdot l^2} * \sqrt{\frac{(EI)_{\text{eff},t=0,l}}{m}} * \sqrt{1 + \left(\frac{l}{b}\right)^4 * \frac{(EI)_{\text{eff},t=0,b}}{(EI)_{\text{eff},t=0,l}}} \right) * k_{e,1} \dots \text{Decken mit Querverteilungswirkung} \quad \text{Gl. (3-135)}$$

f_1	erste Eigenfrequenz [Hz]
l	Deckenspannweite [m]
b	Deckenbreite [m]
m	Flächenmasse (Summe aller ständigen Einwirkungen) [kg/m ²]
$(EI)_{\text{eff},t=0,l}$	Biegesteifigkeit der Decke in Deckenspannrichtung [Nm ² /m]
$(EI)_{\text{eff},t=0,b}$	Biegesteifigkeit der Decke quer zur Deckenspannrichtung (es gilt: $(EI)_{\text{eff},t=0,l} > (EI)_{\text{eff},t=0,b}$) [Nm ² /m]
$k_{e,1}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Lagerungsbedingungen (bei gelenkig-gelenkig gelagerten Decken kann der Beiwert als 1,00 angenommen werden)

Anmerkungen: Eine Querverteilung kann dann angenommen werden, wenn $(EI)_{\text{eff},t=0,b} / (EI)_{\text{eff},t=0,l} \geq 0,05$

Gl. (3-134) und Gl. (3-135) für die erste Eigenfrequenz zeigen, dass eine große Spannweite und Masse zu einer Reduzierung der Eigenfrequenz führen, hingegen hohe Steifigkeiten zu einem Anstieg. Das höhere Eigengewicht von HBV-Elementen wirkt sich negativ auf die Eigenfrequenz der Decke aus, jedoch steigt die Steifigkeit der Konstruktion in Relation zur Masse deutlich stärker, was insgesamt zu einer höheren Eigenfrequenz führt und somit zu einer Reduzierung der Anfälligkeit für personeninduzierte Schwingungen. Gl. (3-134) und Gl. (3-135) gelten für annähernd rechteckige, an allen Rändern gelenkig gelagerte Decken mit Gesamtabmessungen $l * b$.

Steifigkeitskriterium

Unter Berücksichtigung der mitwirkenden Breite b_F ist an der ungünstigsten Stelle die, von einer Einzelkraft $F = 1,0$ kN erzeugte, größte, vertikale Anfangsdurchbiegung w_{stat} zu berechnen. Diese Anfangsdurchbiegung wird zur Überprüfung des Steifigkeitskriteriums herangezogen. Für einfeldrige Decken darf w_{stat} laut Gl. (3-136) und Gl. (3-137) berechnet werden.

$$w_{\text{stat}} = \frac{F * l^3}{48 * (EI)_{\text{eff},t=0,l} * b_F} \quad \text{Gl. (3-136)}$$

$$b_F = \min \left\{ \frac{1}{1,1} * \sqrt[4]{\frac{(EI)_{\text{eff}, t=0,b}}{(EI)_{\text{eff}, t=0,l}}}, \text{ Deckenbreite } b \right\} \quad \text{Gl. (3-137)}$$

Nachweisführung

Nach Berechnung des Frequenz- und Steifigkeitskriteriums gelten die in Tabelle 3-16 angeführten Grenzwerte für Deckenklasse I und Deckenklasse II. Grundlegend ist für Wohnungstrenndecken in Mehrfamilienwohnhäuser und Büros eine Deckenklasse I anzustreben.

	Deckenklasse I	Deckenklasse II
Grenzwert für das Frequenzkriterium	$f_1 \geq f_{\text{gr}} = 8 \text{ Hz}$	$f_1 \geq f_{\text{gr}} = 6 \text{ Hz}$
Grenzwert für das Steifigkeitskriterium	$w_{\text{stat}} \leq w_{\text{gr}} = 0,25 \text{ mm}$	$w_{\text{stat}} \leq w_{\text{gr}} = 0,50 \text{ mm}$
Grenzwert für die Schwingbeschleunigung	$a_{\text{rms}} \leq a_{\text{gr}} = 0,05 \text{ m/s}^2$	$a_{\text{rms}} \leq a_{\text{gr}} = 0,10 \text{ m/s}^2$

Tabelle 3-16: Grenzwerte des Frequenz- und Steifigkeitskriteriums und der Schwingbeschleunigung für Deckenklassen nach Tabelle NA.7.2-E1 der ÖNORM B 1995-1-1:2015 [129]

Schwingbeschleunigung

Bei Deckenkonstruktionen, mit einer Frequenz f_1 im Grenzwertbereich $f_{1,\text{min}} = 4,5 \text{ Hz} \leq f_1 \leq f_{\text{gr}} = 8 \text{ Hz}$, muss zusätzlich zur Einhaltung des Steifigkeitskriteriums der Nachweis der Schwingbeschleunigung erfüllt werden. Dabei berechnet sich die Schwingbeschleunigung a_{rms} für einfeldrige, an allen Rändern gelenkig gelagerte Decken näherungsweise nach Gl. (3-138). Alternativ darf der Schwingungsnachweis auch durch in situ Messung erfolgen.

$$a_{\text{rms}} = \frac{0,4 * \alpha * F_0}{2 * \zeta * M^*} \quad \text{Gl. (3-138)}$$

- α Fourierkoeffizient in Abhängigkeit von der 1. Eigenfrequenz $\alpha = e^{-0,4*f_1}$
- F_0 Gewichtskraft einer auf der betrachteten Decke gehenden Person $F_0=700 \text{ N}$ [N]
- ζ modaler Dämpfungsgrad (laut ÖNORM B 1995-1-1:2015 [129] Tabelle 7.6)
- M^* modale Masse $M^* = m * \frac{l}{2} * b_F$ [kg]

Daraus kann geschlossen werden, dass für die Konzeptionierung einer HBV-Decke für die Schwingungsnachweise eine hohe Verbundsteifigkeit zwischen Holz und Beton anzustreben ist, was zu einer Erhöhung der effektiven Biegesteifigkeit in Längstragrichtung $(EI)_{\text{eff},t=0,l}$ führt. Zwar kann sich das höhere Eigengewicht – infolge einer größeren Plattenhöhe – negativ auf die Tragfähigkeitsnachweise und die Durchbiegung auswirken, ist jedoch in manchen Fällen für die Erfüllung des Schwingungsnachweises notwendig. Die größere Flächenmasse geht in die Berechnung der modalen Masse ein, und verringert die Schwingbeschleunigung a_{rms} . Die größere Biegesteifigkeit der HBV-Konstruktion in Längs- und Quertragrichtung ($(EI)_{\text{eff},t=0,l}$ und $(EI)_{\text{eff},t=0,b}$) erhöht einerseits die erste Eigenfrequenz f_1 und verringert die vertikale Anfangsdurchbiegung w_{stat} .

3-7.5 BAUPHYSIKALISCHE ANFORDERUNGEN AN HBV-KONSTRUKTIONEN

Bezogen auf HBV kann besonders der verbesserte Schallschutz gegenüber reinen Holzdecken hervorgehoben werden. Vor allem die höhere Masse wirkt sich positiv im Hinblick auf eine verminderte Luftschallübertragung (bewertetes Schalldämmmaß R'_w) und eine ebenso verminderte Körperschallübertragung (bewerteter Normtrittschallpegel L'_w) aus. Letzteres setzt jedoch auch eine sorgfältige Entkopplung der Verbindungsstellen von Decken-, Wand-, und sonstigen Anschlussstellen raumtrennender Bauteile voraus. In [58] wurden verschiedene HBV-Decken untersucht und es wurde festgestellt, dass HBV-Decken die Anforderungen für den Schallschutz gut erfüllen können. Insbesondere Decken die mit schwimmenden Estrichen und abgehängten Decken ergänzt werden. Weiters konnte festgestellt werden, dass die Steifigkeit der Decke keinen großen Einfluss auf den Schallschutz im niedrigen Frequenzbereich, jedoch durch eine Erhöhung der Masse und der Dämpfung der Schallschutz positiv beeinflusst werden kann.

Da der Schwerpunkt dieser Arbeit auf den mechanischen Eigenschaften von HBV-Decken beruht und das Thema der Bauphysik sehr umfangreich ist, wird in dieser Arbeit auf eine tiefergehende Betrachtung verzichtet.

KAPITEL 4: KONSTRUKTIVE AUSBILDUNG VON HBV-TRAGWERKEN

4-1 ÜBERBLICK DER FORSCHUNGSBEREICHE

Bei HBV-Konstruktionen wird derzeit simultan an verschiedenen Forschungsthemen gearbeitet. Auf die Berechnungsmethoden und das Langzeitverhalten wurde bereits in den vorherigen Kapitel eingegangen [59]:

- Entwicklung von Verbindungsmittel: Ziel ist die Bestimmung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit der unterschiedlichen Verbindungsmittel. Zudem werden weitere Parameter betrachtet, wie z.B. Wirtschaftlichkeit, Handhabung, Herstelllaufwand oder Vorfertigung.
- Herleitung von Berechnung und Modellierungsansätzen: Zurzeit haben sich verschiedene Verfahren zur Berechnung bewährt. Unter anderem das γ -Verfahren, analytische Lösungen über Differentialgleichungen, Differenzenverfahren, Schubanalogie, Stabwerkmodellierung und FEM.
- Baustoffe: Geforscht wird im Bereich der Betone mit besonderen Eigenschaften, wie Stahlfaserbetone, selbstverdichtende Betone und ultrahochfeste Betone. Zudem werden spezielle Deckschichten wie Calciumsulfatestriche oder Polymerbetone untersucht. Holzseitig werden KVH, BSH, BSP oder Kerto untersucht, sowie Methoden das Holz zu verstärken.
- Langzeitverhalten: Analyse des unterschiedlichen Kriech- und Schwindverhaltens von Holz und Beton unter Dauerbeanspruchung.
- Bauphysikalische Eigenschaften: Das Brandverhalten, der Schallschutz, der Wärmeschutz, die Dampfdiffusion, das Schwingungsverhalten, der Verlauf der Ausgleichsfeuchte innerhalb der Holzquerschnittes bei HBV ohne Zwischenfolie sind ebenso Forschungsgegenstand.

4-2 HOLZ UND HOLZWERKSTOFFE [60]

Holz ist mitunter eines der ältesten Baustoffe, das dem Menschen zur Verfügung steht. Es ist ein inhomogenes Material und weist folgende Bestandteile auf:

- Ca. 50 % Kohlenstoff
- Ca. 44 % Sauerstoff
- Ca. 6 % Wasserstoff
- 0,2 - 0,3 % Mineralstoffe
- < 0,1 % Stickstoff und andere Element

Die Zusammensetzung und die Materialeigenschaften des Holzes weichen je nach Baumart voneinander ab. Grundsätzlich wird zwischen Nadelholz und Laubholz unterschieden. Der Ursprung der verschiedenen Holzeigenschaften liegt in den unterschiedlichen chemischen und physikalischen Bindungen der Elemente, welche sich in der Molekularebene aus den Komponenten Cellulose, Hemicellulose, Lignin und verschiedenen Nebenbestandteilen zusammensetzen. Für das Bauwesen ist vor allem das Holz aus dem Baumstamm von Bedeutung. Ein großer Nachteil des Baustoffes sind die sehr starken Streuungen des Materials. Durch Inhomogenität und Strukturstörungen wie Äste und Faserneigungen kann nicht das vollständige Potential des Rohstoffs genutzt werden. Um dennoch die Strukturstörungen in Holzbauwerkstoffen zu minimieren und höhere sowie zuverlässigere Materialkennwerte zu erhalten muss im Vorhinein eine sorgfältige Sortierung des Materials durchgeführt werden. Durch gezielte Homogenisierungsmaßnahmen entstand in den letzten Jahren eine ganze Palette neuer sehr leistungsfähiger Holzwerkstoffe.

Neubauten werden, aufgrund der geringen Wirtschaftlichkeit, zwar nicht mehr bzw. selten aus reinen **Vollholzprodukten** hergestellt, jedoch sind bei Sanierungen Vollholzbalken häufig Bestandteil der Decke. Man kann bei Vollholzprodukten zwischen Rundholz, Vollholz, Bretter und Konstruktionsvollholz (KVH) unterscheiden. Was jedoch auch bei Neubauten häufig zum Einsatz kommt ist die Brettstapel-Beton-Verbunddecke.

Brettschichtholz (BSH): Bei der Herstellung von BSH werden mindestens drei Brettlagen in gleicher Faserrichtung miteinander verleimt. Dies ermöglicht, unabhängig von der Größe der Baumstämme, beliebige Abmessungen zu produzieren und diese bestmöglich an die statischen Forderungen anzupassen. Werden die Brettlagen zu einem flächigen Bauteil verleimt so spricht man von einer liegenden Brettschichtholzdecke. Die einzelnen Lamellen bestehen aus Vollholz und können durch Keilzinkung zu einer beliebigen Länge miteinander verbunden werden. Weiters liefert die Keilzinkung eine Möglichkeit Strukturstörungen auszuschließen und durch Homogenisierung hohe Materialkennwerte zu erzielen.

Duo/Trio-Balken (Balkenschichtholz): Ist dem BSH ähnlich nur, dass beim Balkenschichtholz zwei bis drei Vollholzbalken gleicher Querschnittsgröße miteinander verleimt und keilverzinkt werden.

Brettsperrholz (BSP): Liefert durch die Querlagen eine gute Formstabilität und kann in Querrichtung Lasten abtragen (zweiachsige Lastabtragung). Das Bauteil weist zudem durch den dichten Aufbau gute bauphysikalische Eigenschaften auf. Ein Nachteil des BSP ist, aufgrund der schubweichen Querlagen, die bedingte Anwendbarkeit von gewissen HBV-Verbindungsmiteln. Zurzeit wird aktiv an Lösungen für Brettsperrholz-Beton-Verbunddecken mit einachsiger und zweiachsiger Lastabtragung geforscht.

Furnierschichtholz (FSH): Durch den Produktionsprozess des Furnierschichtholzes werden ca. 3 mm dicke Schäl furniere parallel liegend zusammengeleimt. Dieser Prozess minimiert den Einfluss von Fehlstellen im Holz und reduziert somit die Versagensgefahr des Furnierschichtholzes aufgrund Imperfektionen gegenüber Brettschichtholz oder Vollholz. Werden die Schäl furniere abwechselnd kreuzweise verleimt kann der Holzwerkstoff **Furniersperrholz (FU)** erzeugt werden. FU schränkt wie BSP das Quell- und Schwindverhalten des Holzes stark ein und kann in Quertragrichtung Lasten abtragen. Auch bei FSH und FU können aufgrund des reduzierten Querschnitts nur ausgewählte Verbindungsmittel eingesetzt werden [61].

4-3 BETONE

Wie bereits in den vorhergehenden Kapiteln besprochen, wird das Tragverhalten von HBV-Konstruktionen maßgebend von Materialeigenschaften der Betonplatte und der Holzbalken/platten sowie der Effizienz des Verbundes bestimmt. Durch neue Technologien, auch im Bereich des Betonbaus, ergibt sich eine neue Palette an innovativen und leistungsfähigen Betonen, die für die Verbesserung der HBV-Bauweise interessant sein können. Grundlage hierfür ist die Entwicklung des Betons vom 3-Stoff-System (Zement, Gesteinskörnung, Wasser) zum 5-Stoff-System (+ Zusatzstoffe und Zusatzmittel). Die gezielte Abstimmung der Eigenschaften bei der Betonherstellung führt dazu, dass Betone für konkrete Einsatzzwecke und den damit verbundenen Anforderungen konzipiert und entwickelt werden können. Interessant sind vor allem Leichtbetone, selbstverdichtende Betone, Stahlfaserbetone, optimierte, normalfeste Betone und hochfeste bzw. ultrahochfeste Betone. Übersichtsmäßig werden in diesem Kapitel die Vor- und Nachteile hinsichtlich statisch-konstruktiver, wirtschaftlicher und bauphysikalischer Aspekte sowie dessen Anwendbarkeit beschrieben. Aus den von der HBV-Bauweise gegebenen Randbedingungen ergeben sich genaue Zielvorstellung für einen Idealbeton [46]:

- Gewichtsoptimierung
- Hohe Duktilität, Fähigkeit zur Aufnahme und Weiterleitung von Zugkräften
- Geringer Einfluss durch Kriechen und Schwinden
- Gute Verarbeitbarkeit
- Einfache Verdichtungsmöglichkeit (Das Verdichten einer dünnen Betonplatte wie sie im HBV vorzugsweise verwendet wird kann äußerst problematisch sein)
- Pumpbarkeit des Frischbetons (hinreichender Zeitraum)
- Geringe Feuchtigkeitsabgabe (keine Durchnässung der Holzbalkendecke)
- Erhöhte Stoffkosten des Betons müssen mit den dadurch erzielten Vorteilen im Einklang sein

Selbstverdichtende Betone weisen aufgrund der Zusammensetzung folgende rheologischen Eigenschaften auf: Sie fließen unter dem Einfluss der Schwerkraft nahezu bis zum Niveaueausgleich, füllen die Schalung vollständig aus und entlüften sich selbst. Diesbezüglich benötigt es beim Betonieren keine Verdichtung durch Rüttler und die Nachbearbeitung der Oberfläche reduziert sich auf ein Minimum. Es kann eine ausgezeichnete Oberflächenqualität erzielt werden. Durch die Zusammensetzung weist der Beton eine höhere Festigkeit auf, welche bei der Wahl und Ausbildung der Verbindungsmittel und bei den zeitabhängigen Verformungen (Kriechen und Schwinden) sowie beim Brandschutz zu berücksichtigen sind. Durch den Einsatz bestimmter Gesteinskörnungen und -mehlen können ebenfalls moderate bis hohe Festigkeiten erzeugt werden. Eine weitere Entwicklung in diesem Bereich sind die **selbstverdichtenden Leichtbetone** [46].

Stahlfaserbeton weisen große Vorteile hinsichtlich Duktilität und Brandverhalten auf. Die Stahlfasern im Beton nehmen die Zugspannungen im Zustand II auf und ersetzen dadurch die Stahlbewehrung. Dies führt zur Reduzierungen der Plattendicke und kann bis zum halbieren der Plattendicke aus Normalbeton führen. Beachtet man eine 2 cm Betondeckung sowie die Mattenstöße ist es kaum möglich bei einer normalbewehrten Platte geringere Dicken als 7-8 cm zu erzielen. Verbindungsmittel im Stahlfaserbeton können mitunter eine höhere Steifigkeit, Tragfähigkeit und Duktilität im Vergleich zum faserfreien Beton erreichen. Die Last-Verschiebungskurve in Abbildung 4-1 zeigt das Verhalten einer Betonnocke mit Stahlfaserbeton und faserfreiem Beton. Ein großes Augenmerk fällt auf die Auswahl der Fasern. Es besteht eine große Anzahl an verschiedenen Arten, hinsichtlich Form, Länge, Gewicht, Material und Festigkeit. Einige Faserarten sind: Drahtfasern, Stahlfasern, Blechfasern, Polypropylen Fasern, u.v.a.m. Wichtig ist betontechnologisch den Fasergehalt auf die Zementmatrix abzustimmen, sodass eine Entmischung und Anhäufung der Betonfaser verhindert werden kann. Auch beim Faserbeton kann ein **Stahlfaserleichtbeton** hergestellt werden, wobei die geeignete Auswahl der Fasern hier in den Vordergrund gestellt wird. Die Anwendung des Stahlfaserbetons ist Baupraktisch durch den bedarf einer Allgemeinen Bauaufsichtlichen Zulassung oder einer Zustimmung im Einzelfall eingeschränkt [46].

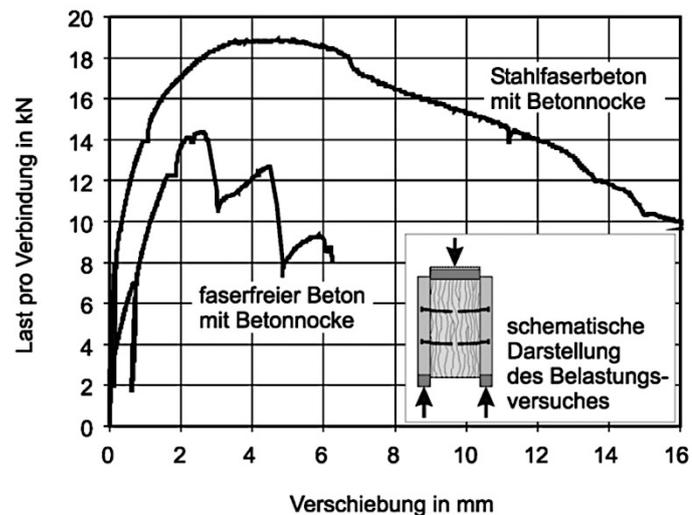


Abbildung 4-1: Last-Verschiebungskurve einer Betonnocke mit Stahlfaserbeton und faserfreiem Beton [46]

Konstruktive Leichtbetone sind gefügedichte Betone, die durch die Verwendung von leichter Gesteinskörnung (geringer Rohdichte), eine geringere Trockenrohichte besitzen, welche zwischen $1,0\text{-}2,0\text{ kg/dm}^3$ liegt. Des Weiteren kann zwischen normalen Leichtbetonen, mit einer Druckfestigkeit von $20\text{-}45\text{ N/mm}^2$, und hochfesten Leichtbetonen, mit einer Druckfestigkeit größer 80 N/mm^2 , unterschieden werden. Um diese Leichtbetone gut mit der HBV-Bauweise verbinden zu können, wird die genaue Kenntnis des Feuchtegehalts des Betons notwendig; vor allem bei direktem Kontakt mit Holz. Die Wasseraufnahme der porösen Leichtgesteinskörnung muss berücksichtigt werden, da der Wassergehalt einen Einfluss auf das Kriech- und Schwindverhalten des Betons hat. Durch das zusätzliche Wasser der vorgesättigten Gesteinskörnung kann verdampfendes Wasser beim Brand, Abplatzungen im Beton verursachen. Diese Problematik kann mit Polypropylenfasern oder betontechnologischen Maßnahmen gut in den Griff bekommen werden. Der Beton ist vor allem für Sanierungen von alten Holzdecken attraktiv, bei denen durch Gewichtsreduzierung zusätzliche Sanierungsmaßnahmen, z.B. im Auflagerbereich oder Fundament, entfallen können. Zudem ermöglicht die leichtere Gesteinskörnung eine Verbesserung der bauphysikalischen Eigenschaften (Wärmeschutz) [46]. Bei Leichtbetonen muss jedoch die Gewichtsersparnis den höheren Herstellungskosten, durch die Leichtzuschläge und dem Überwachungsaufwand, der Abminderung des E-Moduls, der Zugfestigkeit und demzufolge der Tragfähigkeit des Verbundbauteils gegenübergestellt werden. Die Abminderung der Materialeigenschaften fällt umso größer aus, je niedriger die Trockenrohichte des Leichtbetons ist. Dies hat zur Folge, dass Kennwerte für Verbindungsmittel, welche für Normalbetone ermittelt wurden, nicht ohne weiteres auf HLBV-Decken übertragen werden dürfen [19]. In [19] beschreiben Faust/Selle die Unterschiede der HBV- und der HLBV-Bauweise anhand mehrerer Prüfungen an Schraubenverbindungen. Demzufolge war beim Leichtbeton stets ein Schubversagen des Leichtbetons ersichtlich was sich deutlich zum Versagensmechanismus des Normalbetons unterschied, bei welchem das Versagen meist durch Herausziehen der Schrauben erfolgte. Die Tragfähigkeit der LB-Varianten war in den Prüfungen um 13 % geringer. Bei Leichtbetonen mit niedriger Rohdichte können zudem die Tragreserven der Verbindungsmittel (fließen des Verbindungsmittels, herausziehen der Schraube) nicht ausgeschöpft werden. Dies kann der geringeren Zugfestigkeit und erhöhten Spaltgefahr des Betons zugeschrieben werden. Zudem wird – unabhängig vom Verbund – die Biegesteifigkeit der HBV-Decke durch den geringeren E-Modul abgemindert. Um dennoch dieselbe Biegesteifigkeit wie bei der Verwendung eines Normalbetons erzielen zu können sind engere Verbindungsmittelabstände notwendig. Daraus kann geschlossen werden, dass Leichtbetone immer dann eine gute Wahl sein können, wenn durch die Gewichtseinsparung weitere Sanierungs- bzw. Verstärkungsmaßnahmen verhindert werden können.

Holzleichtbetone können, durch das Verwenden von organischen Zuschlagstoffen, als eine ökologische Alternative der Leichtbetone klassifiziert werden. Die Holzzuschlagstoffe bestehen hauptsächlich aus Nebenprodukten der Holzindustrie wie Hackschnitzel, Sägemehl, Holzwolle usw., in Verbindung mit einem anorganischen Bindemittel. Zum Einsatzgebiet dieses Betons könnte man die schubbeanspruchte Zwischenlage zählen. Es können Wand- und Deckenbauteile mit guter Verbundwirkung und optimaler Abstimmung der Materialien in Abhängigkeit der Beanspruchungsart der Decke bzw. Wand erzeugt werden. Gleichzeitig können die bauphysikalischen Erfordernisse berücksichtigt werden. Es entsteht ein wirtschaftliches, sowie emissions- und energieoptimiertes Bauteil für Neubau und Sanierungen. Es sind bei der Auswahl der Zuschlagstoffe zwei wesentliche Einflussfaktoren zu betrachten: i) Die Form der Holzzuschlagstoffe (Verhältnis Breite zu Länge) welche Einfluss auf die Dichte des Gefüges haben und ii) die chemische Verträglichkeit der Bestandteile. Ziel einer weiteren Optimierung ist die Erhöhung der Biegezugfestigkeit ($1,11-2,5 \text{ N/mm}^2$) und der Druckfestigkeit ($2,12-6,6 \text{ N/mm}^2$), die Konsistenz und die Verarbeitbarkeit. Untersuchungen in [7] haben ergeben, dass sich ein klarer Zusammenhang zwischen Rohdichte und Festigkeiten bei HLB ergibt. Typische Rohdichten einiger HLB Produkte sind: i) $\rho = 600-800 \text{ kg/m}^3$ Holzspanbeton, ii) $\rho = 310-570 \text{ kg/m}^3$ Holzwolle-Leichtbauplatten, iii) $\rho = 1250-1450 \text{ kg/m}^3$ zementgebundene Spanplatten [7]. HLB-Platten wurden in [7] verwendet um an HBV-Elemente mit einem mehrschichtigen, optimal an die Belastung abgestimmten Betonquerschnitt zu forschen. Die HLB-Platte wurde als schubbeanspruchte Zwischenlage verwendet (siehe Kapitel 4-5.8).

Hochfeste und ultrahochfeste Betone weisen erhöhte Festigkeiten, zwischen 65 und 200 N/mm^2 und durch ein sehr dichtes Gefüge ausgezeichnete Dauerhaftigkeitseigenschaften auf. Diese Eigenschaften ermöglichen den Bau dünner und filigraner Platten und eine damit verbundene Gewichtsreduzierung. Bei dünnen Platten müssen gewisse bauphysikalische Eigenschaften, wie Schallschutz und baulicher Brandschutz, näher betrachtet werden. Zudem muss eine Anpassung der Verbindungsmittel durch die erhöhten Festigkeiten und den geringen Plattendicken erfolgen. Weisen hochfeste Betone zwar optimale Eigenschaften auf, sind dennoch die einhergehenden höheren Kosten zu prüfen, was dazu führen kann, dass dieser Beton nur bei Sonderfällen zum Einsatz kommt [46].

Eine attraktive Alternative zum Fertigteilbau sind Halbfertigteile in Kombination mit **schnellabbindenden Überbetonen**. Durch das schnellere Abbinden kann Zeit gespart werden, da der Beton keine 28 Tage braucht um die Endfestigkeit zu erreichen, und es werden die Transportkosten eines Fertigteils gespart. Durch spezielle Zuschlagstoffe kann das Kriech- und das Schwindverhalten des Betons optimiert und zugleich 80% der Endfestigkeit in 4 Tagen erreicht werden [47].

4-4 HERSTELLUNG VON HBV-DECKEN

Die Materialien Holz und Beton weisen große Unterschiede auf, nicht nur hinsichtlich der Materialkenngrößen, sondern auch bezüglich der Bauweise. Ortbeton ist nicht immer vereinbar mit der Nachhaltigkeit, Präzision und der trockenen Bauweise wie sie die Holzbauweise mit sich bringt. Die früh erkannte serielle und digitale Produktion im Holzbau, mittels CAD- und CNC-Technologien, liefert wirtschaftliche und vorgefertigte Bauteile. Durch digitale Steuerung der Fertigungsmaschinen entfällt der Zwang eine große Anzahl an vorgefertigten Produkten zu erstellen. Es wird möglich auch kleinere Stückzahlen wirtschaftlich zu produzieren. Um diesen Vorteil für die HBV-Bauweise ausnutzen zu können wird es umso wichtiger im Planungsprozess eine erhöhte Vorfertigung auch im Bereich des Betonbaus anzustreben [62]. Es können vier verschiedene Fertigungsvarianten unterschieden werden:

- Gesamtes Bauteil wird auf der Baustelle hergestellt
- Vorgefertigte Holzelemente in Verbindung mit Ortbeton
- Vorgefertigte Holzelemente mit im Werk aufgebrachtem Beton
- Vorgefertigte Holzelemente und vorgefertigte Betonbauteile, die auf der Baustelle verbunden werden

Das Aufbringen des Betons auf der Baustelle ermöglicht ein geringes Gewicht für den Transport und die Montage der Holzbauteile. Hinsichtlich der Gebäudetechnik müssen die Leitungen für die Haustechnik nicht im Vorhinein im Bauteil integriert werden, sondern können auf der Baustelle einfach verlegt werden. Im Vergleich zur Ortbetonlösung auf der Baustelle hat die werkseitige Herstellung der Bauteile den Vorteil einer trockenen Bauweise. Das Einbringen von Feuchtigkeit und Verschmutzung auf der Baustelle, sowie die Bauzeitverzögerungen durch Aushärten der Betonschicht und aufwendige Unterstellungen der Decke während dem Betonieren können vermieden werden. Die kürzere Bauzeit kann eine Kosteneinsparung durch den schnelleren Bauablauf und der früheren Nutzung des Gebäudes durch die Bauherren bewirken. Die Fertigteile setzen jedoch eine aufwendige Planung für die Leitungsführung, geeignete Produktionsstätten und eine Möglichkeit für die Lagerung sowie den Transport und die Montage bei gleichzeitig hohem Eigengewicht voraus. Der große Vorteil einer ganzheitlich trockenen Bauweise ist die Verbesserung des Produktionsablaufs und die gleichzeitige Möglichkeit eine Qualitätsoptimierung und eine Ersparnis der Baustoffe zu erzielen. Es kann eine Qualitätssicherung der Materialien erfolgen und mögliche Probleme, wie das Schwinden des Betons sowie zusätzliche Wasserzufuhr auf der Baustelle (Betonwasser) können reduziert werden [18]. Ein weiterer wesentlicher Aspekt ist die Festlegung der Vorfertigungstiefe. Diese kann von der Herstellung der Wand- und Deckenschichten im Werk, dem werkseitigen Einbau von Fenstern und Türen, einer fertigen Oberflächenbehandlung, die Führung der Installationen, die Einbringung von Montagehilfen bis hin zum vollständigen Modulbau führen. Laut Lieb [62] können die Vor- und Nachteile der Fertigteilbauweise folgendermaßen eingestuft werden:

Vorteile

- 1) Qualitätsverbesserung
 - a) Klimatisierte, witterungsunabhängige Produktion
 - b) Standardisierte Produktion mit geringer Streubreite der Qualität z.B. Oberfläche, Verklebung
 - c) Qualitätsorientierte Produktion durch Maßhaltigkeit und Präzision
- 2) Verkürzte Bauzeit
 - a) Parallele Produktion und Montage auf dem Bau
 - b) Einfachere Baustelleneinrichtung (Kranlastung, Unterstützen beim Betonieren)
 - c) Zwischenlagerung und Lieferung auf Abruf möglich
 - d) Trockener und sofort belastbarer Rohbau

Nachteile

- 1) Vorfertigung verlangt firmenübergreifende Zusammenarbeit
 - a) Mehr Schnittstellen führen zu Herausforderungen in der Kommunikation mit zusätzlichem Zeit- und Kostenaufwand
- 2) Leistungsfähigere Transportmöglichkeiten
 - a) Kran und LKW erzeugen höhere Kosten
 - b) Stoßartige Belastungen müssen vermieden werden um eine Beschädigung der Fertigteile zu vermeiden
- 3) Zusätzliche Aufwandskosten
 - a) Statik muss Lastfall Transport berücksichtigen
 - b) Toleranzprobleme bei der Maßeinhaltung: Baustelle und Baumasse

Ein großes Augenmerk muss auf die seitliche Verbindung zweier vorgefertigter HBV-Elemente gelegt werden, um eine effektive Kraftübertragung von einer Platte auf die andere zu garantieren. Einerseits muss die Betonplatte verbunden werden um eine Scheibenwirkung zu erzielen und die horizontale Aussteifung des Gebäudes zu ermöglichen andererseits müssen die Querkräfte von einer Platte auf die Andere übertragen werden. Zu unterscheiden sind dabei Flachdecken und Rippendecken. Bei Rippendecken muss die Betonplatte verbunden werden und bei Flachdecken müssen die Stöße der Holzplatten und der Betondecken verbunden werden. In der Arbeit von Costa [63] wurde eine detaillierte Recherche zum Stand der Technik von „slab to slab shear connection“ für die Anwendung im HBV-Bau durchgeführt.

Gebäudetechnik

Gebäudetechnik ist einer der wesentlichen Punkte im Hochbau die es bereits in der Vorplanung zu betrachten gilt. Vor allem im Bereich des Fertigteilbaus, muss diese im Vorfeld mit den Herstellern und den Planern abgesprochen werden. Bei der Planung und während der Ausführung müssen Details wie Leitungsführung, Schallübertragung, Wärmeisolierung und Statik berücksichtigt werden. Zudem ist die Haustechnik ein bedeutender Kostenfaktor, welcher bei einer optimierten Planung und Integration im Bauteil die Kosten einer Deckenvariante erheblich senken kann.

Ein gute Variante für die Nutzung der Betonplatte ist die Betonkernaktivierung. Die Einlage von Heiz- und Kühlsystemen kann eine Minimierung des Bodenaufbaus mit sich bringen (Mindestdicke Betonplatte 10 cm). Dieses System liefert mit z.B. FT-Verbindern und Fertigteilplatten eine kompakte, schnell zu montierende und trockene Bauweise.

4-5 KONSTRUKTIONS VARIANTEN VON HBV-BAUTEILEN

In den letzten Jahren wurden viele verschiedene Ausführungen von HBV-Decken entwickelt mit dem Ziel der Anpassung der Bauweise an spezielle Anwendungsgebiete und Anforderungen wie, die Steigerung der Tragfähigkeit oder Verbesserung der bauphysikalischen Eigenschaften. Einige der größeren Hersteller und Anbieter von HBV-Systemen sind: Elascor, Häring hb_Rapid, Bresta, TiComTec, Lignotrend, Way Modulbau, Peter Cox, SWA, Systeme Prim Jung, Erne, Kaufman Oberholzer, Sidler BST, n'H, Tecaria, MMK [64]. Aus den Untersuchungen von Hölzl in [64] „Wirtschaftliche Betrachtung von HBV-Decken“ geht hervor, dass aus den 170 betrachteten Projekten in der Baupraxis die Aufteilung der verwendeten Verbindungsmittel und Deckenvarianten wie folgt angegeben werden kann:

Verwendete Deckenart:	Verwendetes Verbindungsmittel
30% Rippendecken	27% HBV-Schubverbinder
49% Brettstapeldecken	13% Schrauben
21% Unbekannt	43% Kerven, Haftverbund und Flachstahlschlösser
	17% Unbekannt

Um einen Überblick über die Möglichkeiten von HBV in der Ausführung von Geschossdecken zu geben, werden im folgendem die gängigsten Deckensysteme angeführt und beschrieben.

4-5.1 SANIERUNG VON ALTBAUDECKEN

In Europa kann man bis heute, aufgrund einer traditionsreichen Holzbauweise, noch eine Vielzahl an alten Holzbalkendecken finden. Diese können im Sanierungsfall oft kaum die neuen Anforderungen an die Tragfähigkeit, den normgerechten Schallschutz oder die Schwingungsanfälligkeit sowie Feuerwiderstandsdauer erfüllen. Neben der Lösung eines gänzlichen Neubaus der Decke wurde nach Möglichkeiten gesucht die alte Decke als Bestandteil der neuen Decke zu integrieren und eine Verbunddecke herzustellen, welche den Anforderungen genügt. Die HBV-Bauweise ermöglicht eine wirtschaftliche und zerstörungsfreie Lösung zur Sanierung von alten Holzbalkendecken. Durch die geringe zusätzliche Höhe der HBV-Decke ohne Beeinflussung der ursprünglichen Deckenunteransicht ist diese Lösung auch bei Platzknappheit und im Denkmalschutz interessant. Ist die Einhaltung der geforderten lichten Raumhöhe dennoch ein Problem, kann der Beton auch zwischen den Holzrippen gegossen werden, jedoch geht bei dieser Variante die Scheibenwirkung des Betons verloren [59], [8]. In seiner Arbeit [37] untersucht Pfattner detailliert die Möglichkeiten der Anwendung der HBV-Bauweise in der Altbausanierung.

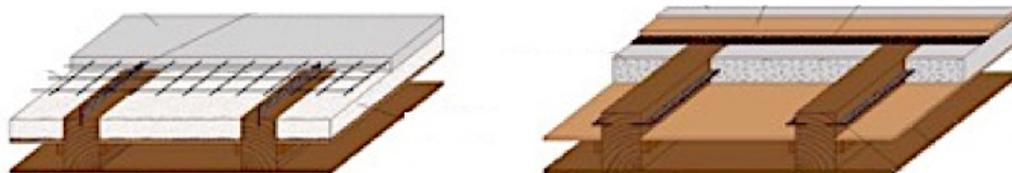


Abbildung 4-2: Varianten der Deckensanierung mit Aufbeton (links) und mit Betonschicht zwischen den Balken (rechts) [8]

Folglich werden zwei weitere Sanierungsvarianten von Altbaudecken aus Holz angeführt, bei denen es sich ebenfalls um Verbundkonstruktionen handelt. Schober untersuchte in seiner Dissertationsarbeit [65] eine innovative und praktikable Lösung um die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit einer bestehenden Holzdecke zu ertüchtigen. Dabei wurde eine hybride Verbundkonstruktion aus Reaktionsharzbeton und faserverstärkten Kunststoff in Verbindung mit der vorhandenen Holzkonstruktion

untersucht. Der Reaktionsharzbeton verstärkt die Druckzone und dient als Ersatz für zerstörte Holzbereiche und als Ausgleich von Unebenheiten und ermöglicht so die Reduzierung der Durchbiegungen. Die kohlenstofffasern verstärkte Kunststoffschicht dient der Ertüchtigung der Zugzone und der Überwindung struktureller Grenzen. Woschitz beschäftigte sich in seiner Dissertationsarbeit [66] mit einer Lösung für die Ertüchtigung alter Dippelbaumdecken durch eine trockene Holzlösung. Dabei wurden Furnierschichtholzstege in eingefräste Nuten der Dippelbaumdecken eingeklebt und mit einer darüber liegenden Holzplatte verbunden (siehe Abbildung 4-3). Das System kann als Plattenbalken eingestuft werden, welcher durch die Vergrößerung der statischen Höhe eine Verbesserung der Tragfähigkeit bewirkt.

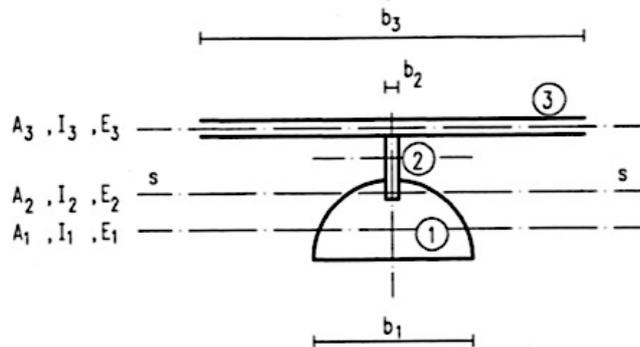


Abbildung 4-3: Verstärkung einer Dippelbaumdecke in Trockenbauweise [66]

4-5.2 HOLZBALEN-BETON-VERBUNDDECKE (RIPPENDECKE)

Die Holzbalken-Beton-Verbunddecke eignet sich gut für Spannweiten bis ca. 10 m. Die Decke besitzt annähernd die gleichen bauphysikalischen Eigenschaften wie eine reine Stahlbetondecke, bringt jedoch mit einem verringerten Eigengewicht große Vorteile. Für die Ausführung der Balken kann Vollholz oder Rundholz, Brettschichtholz, Furnierschichtholz (FU) oder Furnierstreifenholz (PSL) verwendet werden. Im Balkenzwischenraum kann eine Holzzwischenschicht angeordnet werden, welche als verlorene Schalung dient und bei der Bemessung als nichttragend angesetzt wird (Aufnahme Betonierlasten). Die Schalung kann aus Brettern oder aus Holzwerkstoffplatten bestehen [59], [8].

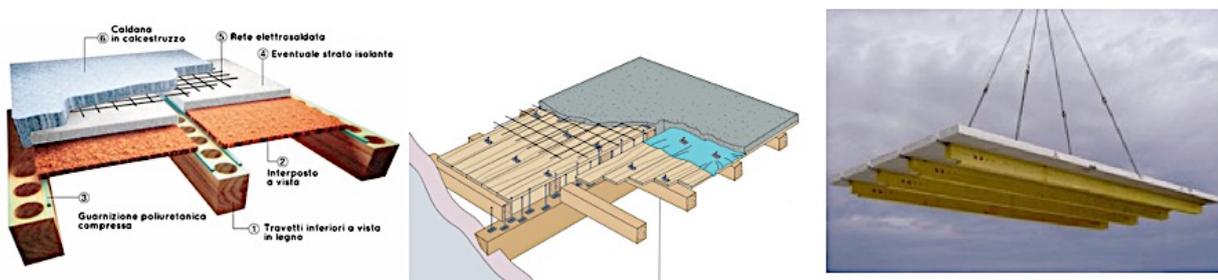


Abbildung 4-4: Prepanel[®] der Firma WoodBbeton (links); Tecnaria Rippendecke mit integriertem Unterzug (Mitte) [67]; HBV[®]-Rippendecke als Fertigteil (rechts) [8]

Bei der Herstellung der HBV-Rippendecke können alle vorher genannten Fertigungsverfahren herangezogen werden. Eine häufige Anwendung findet die Holzbalken-Beton-Verbunddecke als Fertigteil. Die HBV-Rippendecke kann im Werk komplett vorgefertigt werden (Holzbau- bzw. Betonwerk) und ermöglicht eine schnelle und leichte Verlegung auf der Baustelle. Die Betonoberseite der Rippendecke ist belagsfertig, jedoch müssen die Deckenelemente zum Erzielen der Scheibenwirkung miteinander gekoppelt werden (z.B. durch Ausbetonieren von speziellen Vergusstaschen). Die Rippendecke kann mit einer federnden abgehängten Unterdecke in Trockenbauweise geschlossen werden, was Vorteile im Schallschutz bringt und die Nutzung der Zwischenräume ermöglicht. Dadurch können

die Installationsleitungen zwischen den Holzrippen geführt werden. Im Auflagerbereich können die Holzrippen „ausgeklinkt“ werden, um die Installationsleitungen vorbeiführen zu können. Eine Auflagerung über die Betonplatte ist bei bestimmten Verbindungsmitteln möglich [59], [8].

Die **Variodecke** bildet eine Sonderform einer Rippendecke und besteht aus liegenden Brett-schichtholzelementen welche in geringem Abstand zueinander angeordnet werden. Dadurch ergibt sich eine hohe statische Tragfähigkeit. Die aufgelöste Deckenunterseite ermöglicht eine Materialeinsparung sowie Gewichtsreduzierung und verbessert die Raumakustik [59], [8].

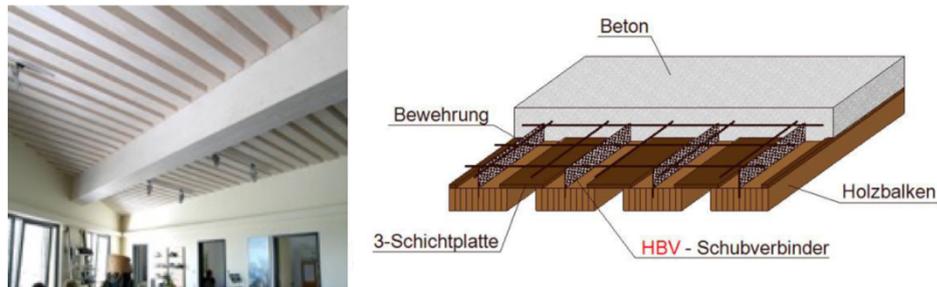


Abbildung 4-5: HBV®-Variodecke [8]

4-5.3 PLATTENDECKE

Bei der Plattendecke wird ein flächiges Holzelement schubfest mit einer Betonplatte verbunden. Durch die Holzplatte hat eine HBV-Flachdecke zwar im Vergleich zu einer HBV-Rippendecke einen größeren Holzanteil, weist aber eine geringere Querschnittshöhe auf. Häufig verwendete Materialien sind die Brettstapeldecke oder liegende Brett-schichtholzträger. Neuere Forschungsergebnisse zeigen eine effektive Verwendung von Brettsperrholz- und Furniersperrholzplatten, vor allem in Verbindung mit Kernen, auf. Auch die Plattendecke ist bis zu einer Spannweite von ca. 10 m wirtschaftlich ausführbar. Der Querschnitt entspricht annähernd dem einer massiven Betonplatte [59], [8].

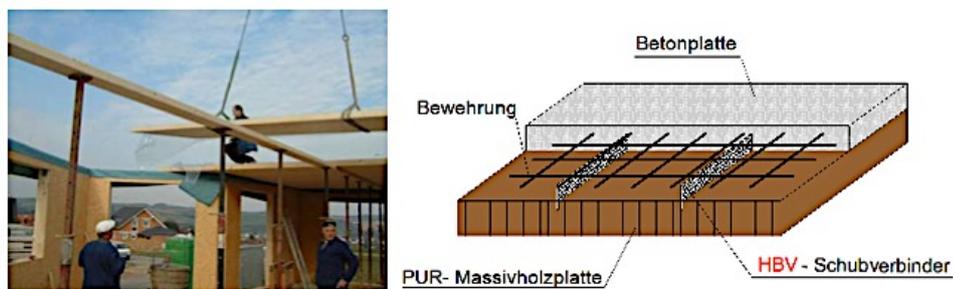


Abbildung 4-6: HBV®-Plattendecke [8]

4-5.4 KASTENDECKE

Die Kastendecke ist eine Aufwertung der Balkendecke, durch ein an der Unterseite angebrachtes (i.d.R. Klebeverbindung) statisch wirksames Zugband bestehend aus einer OSB-Platte, Dreischichtplatte oder Kerto-Platte, kann die statische Tragfähigkeit und die effektive Spannweite erhöht werden. Auf der Oberseite wird ebenfalls eine Holzwerkstoffplatte als verlorene Schalung aufgelegt, wodurch das Kastelement kreierte wird und ein hoher Vorfertigungsgrad erreicht werden kann. Das Verbindungsmittel wird an den Rippen angebracht. Der Hohlraum der Kastendecke kann durch spezieller Materialien oder Baustoffen zur Verbesserung definierter bauphysikalischer Eigenschaften genutzt werden (siehe Abbildung 4-7). Mitunter kann die Unterseite der Decke mit einem Akustikprofil ergänzt werden (**Akustikdecke**). Ausführungsvarianten des Akustikelementes unterscheiden sich hinsichtlich der Holzart und der Fugenbreite (4 mm, 8 mm, 20 mm). Die Decke hat die Vorteile einer verbesserten Raumakustik, einer attraktiven Deckenunterseite und kann dennoch eine große Spannweite erzielen. Der Querschnitt entspricht annähernd dem einer massiven Betondecke [59], [8].



Abbildung 4-7: HBV[®]-Kastendecke (links) und HBV[®]-Akustikdecke (rechts) [8]

Die **Hohlkastendecke bzw. -träger** ist eine Mischform aus Pattendecke und Kastendecke mit dem Ziel der Reduzierung des Eigengewichts durch Einlage von Styropor in die Betonplatte (siehe Abbildung 4-8). Die Deckenart erreicht eine hohe statische Tragfähigkeit und ermöglicht es große Spannweiten zu überbrücken. Der Hohlkastenträger wurde in Forschungs Kooperation der FH Wiesbaden mit dem Holzleimbauwerk Zang und Bahmer GmbH für weitgespannte Strukturen entwickelt um eine freie Spannweite von bis zu 30 m erreichen zu können. Für die Konstruktion der Platte kann Furnierschichtholz, Brettspertholz, Brettschichtholz oder Brettstapelholz verwendet werden [59], [8].

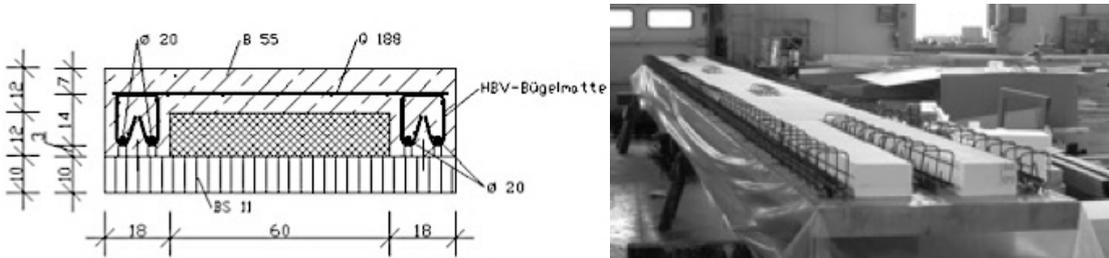


Abbildung 4-8: Hohlkastendecke bzw. Hohlkastenträger [8]

4-5.5 ELEMENTDECKE

Elementdecken gehören zu den Halbfertigteile-Decken und können bereits mit eingelegter Bewehrung bzw. hergestelltem Verbund zwischen Beton und Holz im Werk hergestellt und auf die Baustelle geliefert werden. Ohne das zusätzliche Gewicht des Aufbetons können Elementdecken leichter montiert werden. In einem zweiten Schritt können auf der Baustelle die Leitungen für die Haustechnik, sowie zusätzlich geforderte Bewehrung bzw. Verbindungsmitteln verlegt bzw. eingebaut und mit Aufbeton versehen werden. Die Unternehmen SWA_Systembauteile [124], Holzbau Gröber GmbH [59] und WoodBeton [123] haben für HBV-Plattendecken und HBV-Rippendecken Ausführungsvarianten der HBV-Elementdecken entwickelt (siehe Abbildung 4-9).



Abbildung 4-9: Lignoton Holz-Elementdecken (links) [124]; HBV[®]-TT-Decke (Mitte) [59]; Prepanel Evoluzione (rechts) [123]

4-5.6 SLIM-FLOOR HBV-DECKE

Einachsig gespannte Decken beschränken die Wahl des Grundrisses und könnten durch die Integration von Linienauflagern aufgewertet werden. Zudem kann durch integrierte Stahlträger in HBV-Decken die Konstruktionshöhe minimiert werden. Die slim-floor-Bauweise hat sich bereits bei Stahlträgern in Kombination mit Spannbeton-Hohldielen oder hohen Trapezblechen und Ortbeton bewährt (siehe

Abbildung 4-10). Daraus ergibt sich eine interessante Anwendungsmöglichkeit für HBV-Decken. Das Prinzip wäre einfach auf die HBV-Bauweise übertragbar. Zum Beispiel durch eine Auflagerung von Holzhalbfertigteilen auf einen integrierten Stahlträger. Die Bauweise hat Potential große stützenfreie Raster zu schaffen, die Konstruktionshöhe zu reduzieren (gängige slim-floor-Deckenhöhe im Stahlbetonverbund sind 40 cm [68]) und durch unterzugsfreie Decken die einfache Installation der Hautechnik zu ermöglichen [63], [68].

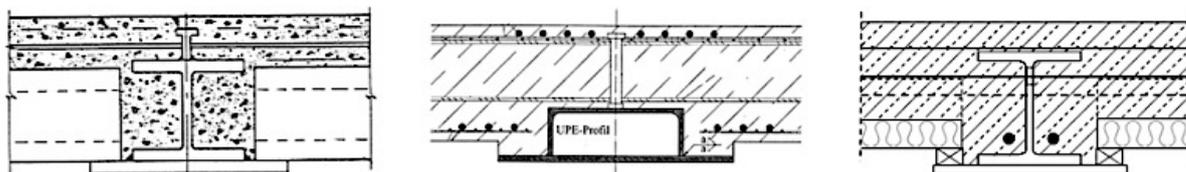


Abbildung 4-10: Bewehrte Stahlprofile für die Anwendung von slim-floor-Decken aus Stahl-Beton-Verbund [68]

An der Universität in Stuttgart am Institut für Konstruktion und Entwurf wurden 2004 bis 2007 Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit integriertem Slim-Floor-Profil näher untersucht. Anhand von FE- und experimentellen Untersuchungen wurden Faktoren wie: i) der Einfluss des Brettstapels auf die Betondruckzone ii) Querschubübertragung innerhalb der Betonplatte, iii) das statische System, iiiii) mittragende Breite der Betonplatte, iiiiii) und weitere offene Fragen analysiert. Ziel war es ein praxisnahes Bemessungsmodell mit Hilfe von Tabellen zu erarbeiten um den Einsatz von Brettstapel-Beton-Verbunddecken zu fördern [69].

Ein weiterer Ansatz von Holz-Stahl-Beton-Trägern konnte in der Arbeit von Winter et.al. [9] gefunden werden. Ziel ist es eine vorgefertigte HSBV-Decke zu entwickeln, welche die Materialeigenschaften der drei Komponenten möglichst gut ausschöpft. Die untersuchten Holz-Stahl-Beton-Träger im laufenden Forschungsprojekt bestehen aus zwei symmetrischen Brettstapelholzbalken und zwei symmetrischen U-Profilen aus gefaltetem Stahl. Die Stahlprofile werden in vorgeschneittenen Nuten der BSH-Balken eingesetzt und miteinander verbunden. Dabei soll ein möglichst steifer Verbund zwischen Holz und Stahl sowie zwischen Stahl bzw. Holz und Beton erzielt werden. Das zu untersuchende System ist in Abbildung 4-11 dargestellt [9].

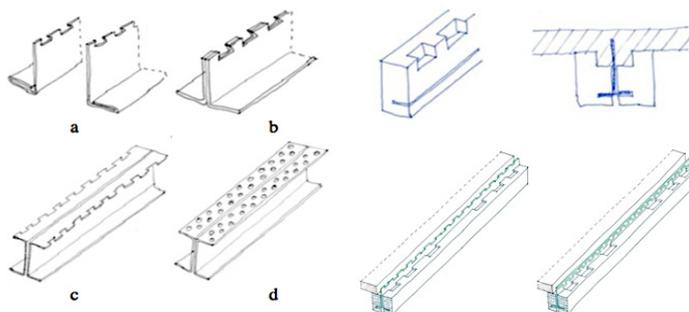


Abbildung 4-11: HSBV-Träger [9]

4-5.7 ZWEIACHSIG GESPANNT DECKEN

Es liegen noch wenig Papers und Prüfdaten zu zweiachsig gespannten HBV-Decken vor, jedoch sind diese Forschungsgegenstand. Eine effektive Ausnutzung der zweiachsigen Lastabtragung bei HBV-Decken könnte erhebliche wirtschaftliche und bautechnische Vorteile mit sich bringen. In der Praxis wurden bislang von verschiedenen Firmen zweiachsig gespannte Deckensysteme eingesetzt. Im Rahmen dieser Arbeit werden vier Systeme kurz vorgestellt.

Von TiComTec wurde ein zweiachsig gespannter Carport mit HBV-Schubverbinder ausgeführt (siehe Abbildung 4-12).



Abbildung 4-12: TiComTec verwirklichte zweiachsig gespanntes Carport [8]

Ein weiterer Ansatz für die zweiachsige Lastabtragung kann im Patent der Bs Ingenieure Ag [70] gefunden werden, bei dem ein kervenartiges Bauteil entwickelt wurde, welches unterschiedliche Flankenneigungen und verformbare Einlagen bei den Druckflanken für eine Kraftumlagerung besitzt (siehe Abbildung 4-13).

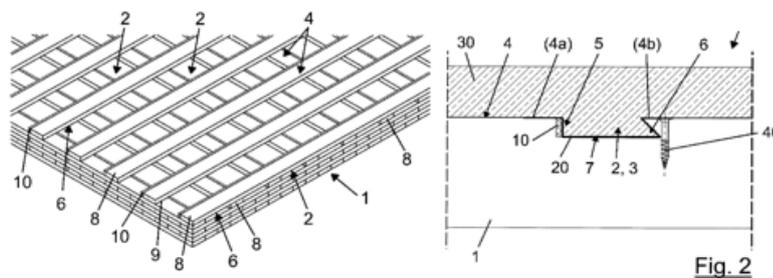


Abbildung 4-13: Kervenartiges Bauteil Patent der Bs Ingenieure Ag [70]

Die Kreuzrippendecke X-Floor ist eine zweiachsig gespannte Decke, welche im Werk als Halbfertigteil mit erforderlicher Bewehrung und Installationen gefertigt wird. Nach dem Einbau auf der Baustelle wird die Decke mit Ortbeton ergänzt. Die Einzelelemente sind ca. 240 cm breit und bestehen aus schichtverleimten Rippenenlementen. Die Decke in Abbildung 4-14 wurde von Blumer entwickelt und in Zürich bei der Überbauung in Sihlbogen eingesetzt [71].

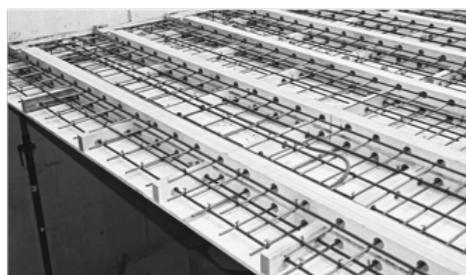


Abbildung 4-14: Kreuzrippendecke X-Floor [71]

An der TU München wurden, von der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ gefördert, BSP Decken auf ihre Eignung für zweiachsige lastabtragende HBV-Decken untersucht. Dabei wurden eine Kerven- (siehe Abbildung 4-15 (links)) und eine Schraubenlösung (siehe Abbildung 4-15 (Mitte)) (45° geneigte Vollgewindeschrauben), sowie Möglichkeiten für kraftschlüssige Elementstöße (siehe Abbildung 4-15 (rechts)) entwickelt. Anhand von experimentellen Kleinversuchen, FE-Simulationen und Federmodellen

wurde das Gesamttragverhalten, das Tragverhalten der Verbindungsmittel in einem zweiachsigen System und das Drilltragverhalten untersucht. Mit diesen Erkenntnissen konnte das System optimiert werden und in einer Vergleichsstudie, auf Basis des Durchbiegeverhaltens, gegenüber einachsigen Systemen Einsparungspotential nachgewiesen werden. Erste Nachweiskonzepte wurden erarbeitet und mit den Prüfungen validiert. Eine detaillierte Darstellung der Prüfergebnisse und der Randbedingungen, der Prüfungen sowie die Nachweiskonzepte, können in [72] gefunden werden.



Abbildung 4-15: BSP mit eingefräste Kernen (links), BSP mit geneigten, der Hauptschubkraftsrichtung ausgerichteten Vollgewindeschrauben (Mitte) und Kraftschlüssiger Elementstoß (rechts) für eine zweiachsige tragende Bauweise [72]

4-5.8 WEITERE HBV-DECKENVARIANTEN

Swiss Wood Concrete Deck [73]

Das neuartige System (siehe Abbildung 4-16), bei dem die Betonplatte auf der Zugseite liegt, soll als vorgefertigtes Bauteil auf die Baustelle geliefert werden. Dabei sind in der Betonplatte ein Heiz- und Kühlsystem mit Sensoren, Lehrrohre sowie eine Sprinkleranlage integriert, um einen raschen Baufortschritt zu ermöglichen. Das Holz (Gl24h) besitzt eine Druckfestigkeit $f_{c,0,k} = 24,0 \text{ N/mm}^2$, welche größer als die Zugfestigkeit $f_{t,0,d} = 16,5 \text{ N/mm}^2$ ist, und weist ein duktiles Verhalten bei Druckbelastungen auf. Die Betonplatte wurde aus hochfestem selbstverdichtenden Beton hergestellt (SCCLi C60/65) mit einer Netzarmierung 6/150 mm. Das Eigengewicht der Platte wird von seitlich in den Holzbalken eingeschnittenen Nuten abgetragen und die Scherkräfte werden durch Kernen im Holzbalken übertragen. Der Holzbalken ist 30 mm in den Beton eingebettet.

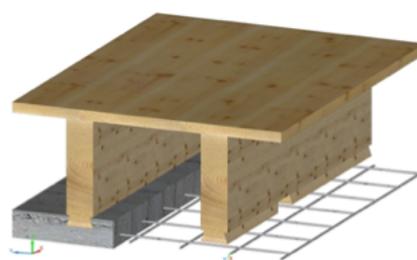


Abbildung 4-16: SwissWoodConcreteDeck [73]

Das Bauteil wurde in einem Großversuch untersucht, dabei war die Betonplatte $L/B/H = 5800/800/80 \text{ mm}$ und wurde mit zwei Holzbalken $L/B/H = 6200/300/80 \text{ mm}$ mit 6 Kernen pro Balken verbunden. Die Balken wurden auf der Oberseite mit einer Furnierschichtholzplatte verklebt. Die Ergebnisse der zwei Prüfungen ergaben eine maximale Kraft $F_{\max,1} = 99,4 \text{ kN}$ und $F_{\max,2} = 114,2 \text{ kN}$. Aus den Prüfungen aus [73] ergab sich, dass das Tragverhalten bis zum Erreichen von 50 % der Höchstlast linear war. Im Beton wurden die Zugspannungen nicht höher als die Aufnehmbaren, dadurch ergaben sich keine Risse in der Betonplatte. Zum Vergleich wurde eine reine Holzlösung betrachtet, welche ebenfalls eine theoretische Höchstkraft von 99,3 kN erreichte, besaß aber eine vier Mal kleinere Steifigkeit und schlechtere bauphysikalische Eigenschaften.

Ligno HBF-Decke (Holz-Beton-Fertigteildecke)

Das Fertigteile besteht aus drei Elementen. Spezielle Betonfertigteile dienen als Druckgurte und werden mittels HBV-Schubverbinder auf das Holzzugband aufgesetzt, welches aus Brettspertholzelementen mit fertiger Unteransicht besteht (siehe Abbildung 4-17). Durch ausgießen der Vergusstaschen in denen die HBV®-Schubverbinder hineinragen kann der Schubverbund bewerkstelligt werden. Am Auflager werden zur Sicherung des Verbundes Auflagerblöcke aus Brettspertholz angeordnet. Die Decke ist nach Aushärtung des Klebers belastbar und kann bei einer Belastung von 5 kN/m^2 eine Spannweite von 9 m überbrücken. Der Feuchtigkeitseintrag in die Holzkonstruktion ist auf ein Minimum reduziert. Es besteht die Möglichkeit die Hohlräume unter den Betonfertigteilen mit einer Schüttung (Schallschutz) auszufüllen bzw. kann der Hohlraum für Installationen und Rohrleitungen verwendet werden. Dadurch können hervorragende Schallschutzeigenschaften erzielt werden (Trittschallschutz $L_{n,w}$ bis 33 dB; Luftschallschutz R_w bis 80 dB) [59].

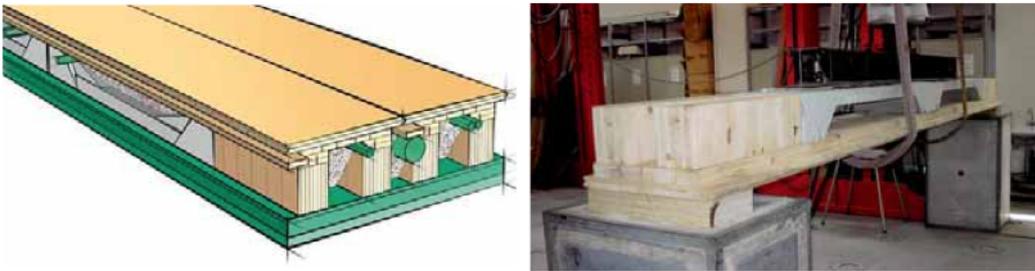


Abbildung 4-17: Ligno HBF-Decke [59]

FRP(fiber reinforced polymer)-Holz-Beton-Decke

Ziel der Erarbeitung und Untersuchung dieses Verbundkonzepts war die Reduktion des auf Zug beanspruchtem Betons verbunden mit einer Gewichtseinsparung. In [74] wurden FHBV-Decken geprüft und es wurde von den Autoren festgestellt, dass die Verbundlösung ein hohes Tragvermögen pro Gewichtseinheit aufweist. Ein Trapezförmiges Holzprofil verbindet die auf Zug belastete Holzplatte und den auf Druck belasteten Beton und verringert dadurch den Betonanteil in der Decke. Der Verbund erfolgte über Verklebung und Haftverbund.



Abbildung 4-18: FHBV-Decke [74]

Holzleichtbetonplatte (HLB-Platte) als Zwischenschicht für HBV-Decken

In [7] wurde an HLB-Verbundelementen geforscht, die durch einen mehrschichtigen Aufbau eine optimale Abstimmung der Materialien hinsichtlich Belastung erzielten. Das Verbundelement soll als Scheiben-, Platten-, und Biegeträger mit geringem Gewicht und guten Eigenschaften bezüglich Tragfähigkeit, Aussteifungswirkung, Schallabsorption und Brandbeständigkeit wirken. Dabei wird die HLB-Platte als schubbeanspruchte Zwischenlage eingesetzt. Dies bringt eine mögliche Gewichtsreduzierung von ca. ein Drittel bis ein Viertel verglichen mit einer Normalbetonplatte. Die oberste Schicht wird aus selbstverdichtendem Beton hergestellt und dient als Obergurt für Drucknormalkräfte in einem einfeldrigen Flachdeckensystem. Der Untergurt besteht aus einer

Brettspertholzplatte, welcher als verlorene Schalung eingesetzt wird und die Zugspannungen aufnimmt. Der selbstverdichtende Beton füllt die Fugen in der HLB-Zwischenschicht, die aufgrund der Verlegung der vorgefertigten HLB-Platten entstehen, aus, wodurch eine flächige Verzahnung und somit ein Zusammenwirken der beiden Schichten erzielt wird.

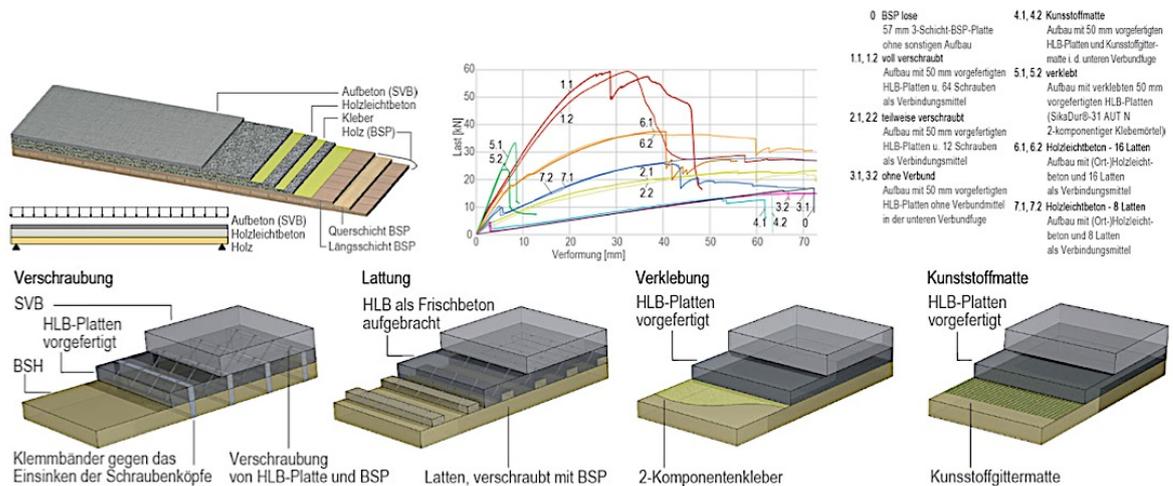


Abbildung 4-19: Prüfaufbauten und Testergebnisse der HBV-Decken mit HLB-Zwischenschicht

Aus den, an Verbundträgern mit einer Länge von 2,5 und 5 m durchgeführten, Prüfungen stellte sich heraus, dass die mit Schrauben verstärkte Verklebung die besten Ergebnisse lieferten. Die Verbundfuge vom selbstverdichtenden Aufbeton und der HLB-Schicht kann als starr betrachtet werden. Verbesserungsmöglichkeiten liegen bei der Reduktion der Material- und Herstellungskosten, Erhöhung der Schubfestigkeit der HLB-Platten und Optimierung der Schichtdicken und der Verbindungsmittel.

4-5.9 AUSFÜHRUNG DER WÄNDE UND SÄULEN

Fortlaufend wird versucht die HBV-Bauweise zu optimieren, dazu zählt auch die Übertragung der Verbundprinzipien auf Wände, Dächer und Stützen. In [75]–[77] und [8] werden einige dieser Forschungsansätze angegeben.

Wände und Dächer haben eine raumabschließende Funktion und müssen Wind- und Luftdicht sein, den Anforderungen des Wärme-, Kälte- und Schallschutzes sowie der Raumakustik genügen und als Regensperre und Wärmespeicher dienen. HBV-Wand- und Dachsysteme haben optimale Voraussetzungen um diese Anforderungen zu erfüllen. Darum wurden F+E-Vorhaben an der Bauhaus-Universität Weimar für HBV-Wandelemente und an der Hochschule Rhein/Main für HBV-Dächer mit integrierten HBV-Solarthermiemodulen in die Wege geleitet. Durch die voll- bzw. teilfertigen Wand- oder Deckenmodule kann ein schneller Bauablauf erfolgen und somit eine hohe Wirtschaftlichkeit erzielt werden.

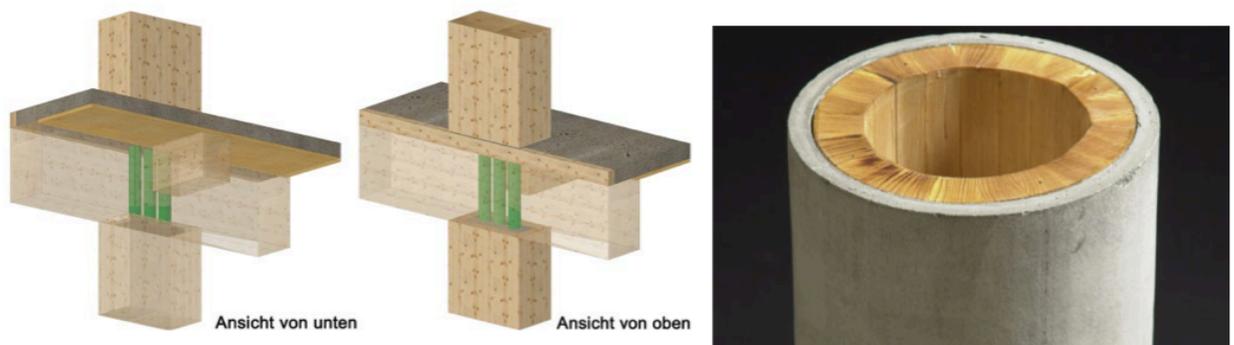


Abbildung 4-20: Polymervergussssäulen zur Übertragung der Kräfte an den Knotenpunkten (links) [75]; Verbundquerschnitt aus Formholzrohr und textildbewehrtem Beton (rechts) [77]

Hinsichtlich neuer Entwicklungen bei Stützen gab es zwei interessante Ansätze, welche in Abbildung 4-20 dargestellt sind. Einerseits die textilbewehrte Formholz-Beton-Verbundstütze, welche eine Option für mehrgeschossige Wohnbauten darstellt und andererseits eine Lösung für die Kraftübertragung zweier Stützen ohne die Auflagerpressung des Zwischenbalken zu Überschreiten. Dank den integrierten Polymervergussäulen kann die Stützenlast durch den Durchlaufträger hindurchgeleitet werden, ohne die Durchlaufwirkung zu unterbrechen oder zusätzliche Verstärkungsmaßnahmen aus Stahl anbringen zu müssen.

4-5.10 VERSTÄRKUNGSMASSNAHMEN FÜR HOLZTRÄGER

Verstärkung von Holzbalken mit Glasfaser verstärkten Polymeren und Kohlefaser verstärkten Streifen

Die Materialfestigkeit des Betons wird geringer Ausgelastet als die des Holzes, was dazu führt, dass ein Versagen des Bauteils meist vom Versagen des/der Holzbalkens/platte bedingt wird. Neue Ansätze in [78], [79] und [80] versuchen durch Verstärkung der unteren Randfaser des Holzes einen höheren Biege widerstand und eine höhere Biegesteifigkeit des HBV-Systems zu erzielen. Dabei wurden verschiedene Materialien getestet, welche es ermöglichten eine höhere Steifigkeit und einen höheren Biege widerstand zu erzielen:

- Bei einer **Verstärkung der Zugzone des Holzes durch CFRP-Streifen (carbon-fibre-reinforced polymer)** konnte eine Erhöhung des Biege widerstandes des Holzbalkens von ca. 15 % festgestellt werden.
- Bei einer **Verstärkung der Zugzone des Holzes durch GARP-Streifen (glass-aramid reinforced plastic)** konnte eine Erhöhung des Biege widerstandes und der Steifigkeit des Holzbalkens von ca. 22 % festgestellt werden.

Der Vorteil der Verstärkung mittels CFRP- und GARP-Streifen ist die Korrosionsbeständigkeit, das leichte Gewicht, die Formflexibilität, der einfache Transport zur Baustelle und die Verringerung der Abmessungen der Holzbalken. In der Berechnung können die Verstärkungen, durch die Anwendung des n-Ziffern-Verfahrens und der Annahme eines starren Verbundes der Klebefuge berücksichtigt werden.

Armierung der Holzträger

In einem Projekt, dem Bau einer Sporthalle, setzte die Neue Holzbau AG mit Stahl armiertes Brettschichtholz aus Laubholz ein (Festigkeit T 40 Esche und Buche). Laubholz hat hinsichtlich Nadelholz (Fichte) höhere Materialfestigkeiten und die Tragfähigkeit der Verbindungen können deutlich (z.B. beim GS-Anker um 150 %) gesteigert werden. Die wesentlich höhere Festigkeit und Schubsteifigkeit (ca. 60 %), sowie Biegesteifigkeit der Laubhölzer hat enorme Vorteile. Die reduzierten Querschnitte können jedoch Schubprobleme verursachen. Holz und Stahl sind bezüglich der elastischen Spannungs-Dehnungs-Bereiche gut miteinander Kompatibel. Dies ist die Grundlage um eine Armierung der Holzträger durchführen zu können. Durch die Armierung können Biegesteifigkeiten bei geringeren Bauhöhen erzielt werden. Bei einer statischeren Betrachtung kann durch die Armierung ein I-Querschnitt, und nicht nur ein T-Querschnitt angesetzt werden (siehe Abbildung 4-21). Zudem besteht die Möglichkeit einer Vorspannung des Holzträgers [81].

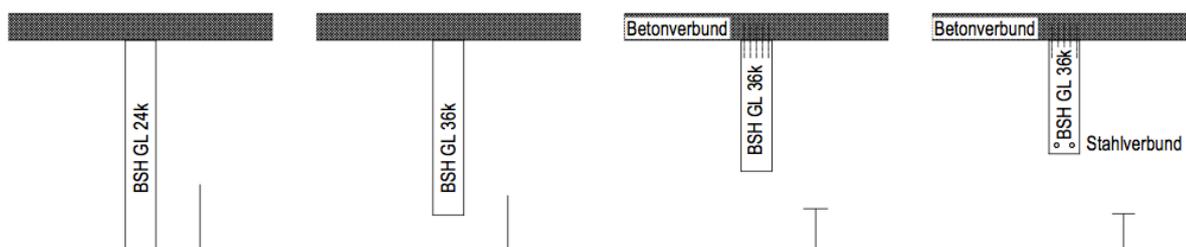


Abbildung 4-21: Querschnittsvergleich unterschiedlich ausgeführter HBV-Träger [81]

Profilierung der Holzoberfläche

In Prüfungen untersuchten Fadei/Winter in [7] inwiefern die Verbundsteifigkeit einer HBV-Decke durch die Profilierung der Holzoberfläche erhöht werden kann. Dabei wurden zwei unterschiedliche Systeme, die Profilierung mittels Längsrillen und die Profilierung durch Forstner-Bohrer (Siehe Abbildung 4-22), betrachtet. Es ergab sich, dass die Verbundsteifigkeit von $0,32 \text{ N/mm}^2$ bis zu einem Drittel auf $0,44 \text{ N/mm}^2$ gesteigert werden konnte.



Abbildung 4-22: Profilierung der Holzoberfläche durch Forstner-Bohrer (links) und durch Längsrillen (rechts) [7]

4-6 AUFLAGERDETAILS VON HBV-DECKEN

Die Auflagergestaltung ist im Holzbau ein sehr wichtiger Teil des Planungsprozesses, in welchem verschiedene Problematiken zu berücksichtigen sind. Durch weit gespannte Tragwerke entstehen hohe Auflagerreaktionen. Holz weist geringe Festigkeiten bei Druck quer zur Faser auf (Problematik der Querpressung und Quereindrückung) was oft zu Querschnittsvergrößerungen führt. Aufgrund der hohen Druckfestigkeit bietet es sich an, nur den Betonteil der HBV-Decke in das Auflager einzubinden [82]. Die meisten allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für HBV-Verbindungsmitel besagen jedoch, dass die Lagerung von HBV-Decken über den Holzquerschnitt erfolgen muss, sprich der Holzbauteil muss bis zum Trägerende geführt werden. Soll eine Lagerung über den Betonbauteil erfolgen, muss sichergestellt werden, dass die Querkraft vom Holzbalken in die Betonplatte übertragen werden kann. Prinzipiell kann dies über zwei Methoden erfolgen: i) Einerseits über eine Hochhängung (siehe Abbildung 4-23 (links)), ii) andererseits durch einen stirnseitigen Schließrost aus Stahlbeton (siehe Abbildung 4-23 (rechts)), mit welchem der Holzbauteil mechanisch verbunden wird.

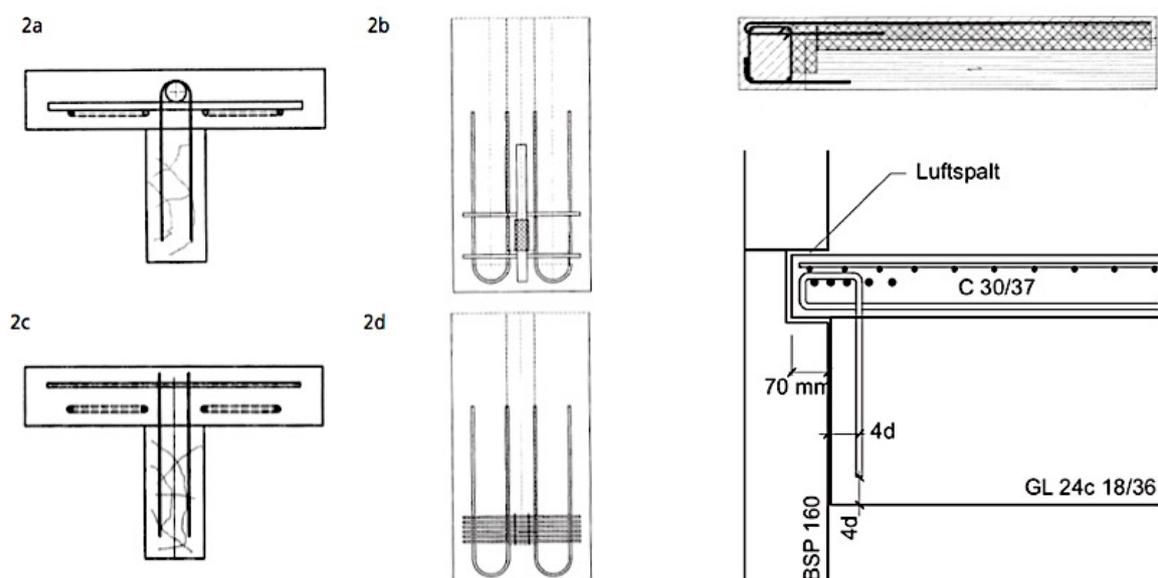


Abbildung 4-23: Anordnung der Bewehrung bei einer Betonauflagerung durch Hochhängung (links); Auflagerung über Betonrandbalken und stirnseitigen HBV-Schubverbinder und über die Betonplatte mittels Hochhängung (rechts) [82]

Laut den Prüfungen von Bathon in [82] an der MPA Wiesbaden für die Hochhängung nahm der Holzbalken 73 % und die Betonplatte 23 % der Querkraft auf. Anhand dieser Ergebnisse wurde ein rechnerischer Ansatz für die Aufteilung der Kräfte in den Teilquerschnitten erarbeitet. Die Kräfte teilen sich gemäß Gl. (4-1) und Gl. (4-2) auf. Ein großer Vorteil dieser Methode ist, dass durch das „Ausklinken“ des Holzbauteils die Leitungsführung erleichtert wird und Durchbrüche verhindert werden können [82].

$$Q_{\text{Holz}} = Q_{\text{Auflager}} * \frac{(EI)_{\text{Holz}}}{(EI)_{\text{eff}}} \quad \text{Gl. (4-1)}$$

$$Q_{\text{Beton}} = Q_{\text{Auflager}} * \frac{(EI)_{\text{Beton}}}{(EI)_{\text{eff}}} \quad \text{Gl. (4-2)}$$

In einer zweiten Untersuchungsreihe wurde das System mit einem stirnseitigen HBV-Schubverbinder untersucht. Dabei wurde die Betonplatte über die Holzbalken hinausgezogen und als bündiger Querbalken (Schließrost) an die Unterseite des Holzträgers angeschlossen. Zur Verstärkung des Auflagers wurde der Holzträger und der Querbalken aus Beton mit Gewindebolzen auf der Unterseite miteinander verbunden. Diese Ausführungsvariante kann auch als Platte ausgeführt werden. Dadurch können deckengleiche Unterzüge, Rand- oder Mittelaufleger erzeugt werden [82].

4-7 UNTERSTELLUNG DER DECKE

Eine Montageunterstützung in Feldmitte wirkt sich während des Betoniervorgangs bei Ortbeton positiv auf das Trag- und Verformungsverhalten aus. Ziel ist es das Holztragwerk während der Betonierphase bis zum Erreichen der erforderlichen Betondruckfestigkeit zu unterstützen. Durch eine Unterstützung innerhalb des mittleren Drittels der Spannweite des Tragwerks erübrigt sich in der Regel der Tragfähigkeitsnachweis für den Bauzustand (siehe Abbildung 4-24) [29].

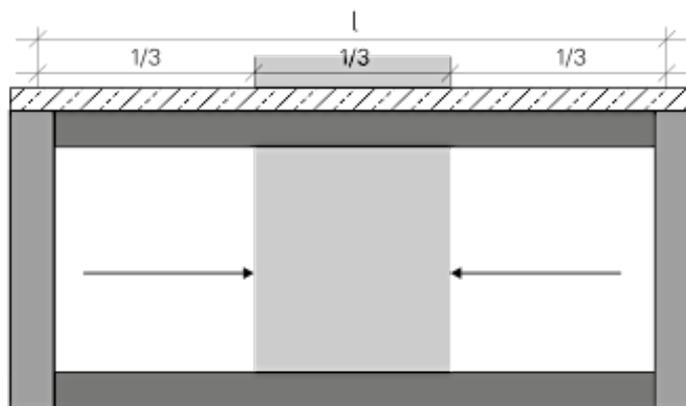


Abbildung 4-24: Unterstützung des Holztragwerks in der Betonierphase (Ortbeton) [29]

Eine Unterstützung des HBV-Tragwerks in Feldmitte ist laut [29] bis zu einer Stützweite $L < 6,5$ m ausreichend, da erst ab einer größeren Spannweite ein signifikanter Unterschied in den Verformungen feststellbar ist. Daraus kann geschlossen werden, dass es sinnvoll ist bei der Herstellung von Decken mit einer Stützweite von $L > 6,0-6,5$ m zwei bis drei Montagestützen vorzusehen.

Bei der Festlegung der Unterstützungsdauer müssen zwei Effekte berücksichtigt werden [29]:

- Je länger die HBV-Decke unterstützt wird, desto größer ist die zeitabhängige Zunahme des Elastizitätsmoduls und der Festigkeit des Betons, wodurch eine Verbesserung des Verbunds zu verzeichnen ist. Nach 14 Tagen ergibt sich keine signifikante Verbesserung des Tragverhaltens durch die Unterstützung und ergibt damit die obere Zeitgrenze.
- Im Gegensatz dazu steht die schwindbedingten größeren Zugkräfte im Beton, welche sich durch eine längere Unterstützung ergeben und gegebenenfalls zu Rissen führen können.

Dadurch schließen Schmidt et.al. in [29], dass eine Teilentlastung nach 5-7 Tagen erfolgen kann. Diese kann durch eine langsame kontinuierliche oder diskontinuierliche Stützenabsenkung (Entfernung in zwei Stufen) erfolgen. Frühestens wurde ein Zeitraum von 3 Tagen angegeben, ab dem begonnen werden kann die Stützen abzulassen. Prüfergebnisse und weiterführende Literatur kann in [29] gefunden werden.

Es muss jedoch angemerkt werden, dass die Erhärtungsdauer und das Schwinden des Betons von dessen Zusammensetzung abhängt und sich somit die erforderliche Unterstützungsdauer ändern kann. Der angeführte Vorschlag gilt für Normalbetone.

KAPITEL 5: BETRACHTUNG UNTERSCHIEDLICHER VERBUNDKONZEPTE

Verbundwirkung entsteht sobald zwei unterschiedliche Werkstoffe in Verbindung gebracht werden und sie statisch als ein Bauteil angesehen werden können. Hierbei kann zwischen Trägerverbund (Obergurt aus Beton und Untergurt Holzträger) und Decken- bzw. Flächenverbund (Obergurt Betonplatte und Untergurt Holzplatte) unterschieden werden. Beide Deckenarten besitzen Vor- und Nachteile und bringen Rahmenbedingungen für die auszuwählenden Verbindungsmittel mit sich. So sind z.B. stiftförmige Verbindungsmittel bei Brettstapeldecken nur begrenzt einsetzbar, da die Dicke der enthaltenen Bretter in der Brettstapeldecke meist nicht ausreicht um den notwendigen Randabstand einzuhalten. Es eignen sich hingegen Flachstahlschlösser, Kerven oder versetzte Bretthöhen innerhalb der Platte.

Heutzutage gibt es eine ganze Palette an neuer und innovativer Verbindungsmittel, welche für die HBV-Bauweise in Frage kommen können. Grundlegend können die Verbindungsmittel wie folgt eingeteilt werden:

- Stiftförmige Verbindungsmittel
- Stahlformteile
- Verbindungsmittel aus Holz
- Formschlüssige Verbindungsmittel
- Haftverbund
- Klebeverbund

Die einzelnen Verbindungsmittel werden über deren Wirkungsweise charakterisiert. Punktuelle bzw. stiftförmige Verbindungen werden durch Biegungs-, Scher- und Lochleibungskräfte beansprucht. Im Gegensatz dazu weisen kontinuierliche Verbindungen sowie formschlüssige Verbindungen und Haft- und Klebeverbindungen ein höheres Verschiebungsmodul (und eine höhere Schubtragfähigkeit) auf, was zu kleineren Verformungen führt. Diese sind meist auf Druck und Abscheren beansprucht. Zu den formschlüssigen Verbindungen zählen unter anderem Kerven, Aussparungen und Einschnitte im Holzbalken [23]. Die Effektivität der HBV-Konstruktion ist wesentlich von der Verbundsteifigkeit der Fuge (Nachgiebigkeit und Kraftaufnahme der Verbindungsmittel) abhängig. Je größer die relativen Verschiebungen in der Verbundfuge, desto geringer ist die Steifigkeit des Gesamtquerschnitts. Geht die relative Verschiebung der zwei Querschnitte zueinander gegen null, so kann die Verbundfuge als nahezu starr angenommen werden. Starre Verbindungen weisen ein großes Potential hinsichtlich Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit auf. Jedoch kann nur für Klebeverbindungen ein komplett starrer Verbund angesetzt werden. Im Wesentlichen lassen sich somit die Anforderungen an ein ideales Verbindungsmittel wie folgt zusammenfassen [83]:

- Hohe Tragfähigkeit.
- Hoher Verschiebungsmodul und damit eine hohe Steifigkeit des Verbundes.
- Hohe Duktilität: Holz (auf Zug) und Beton weisen ein sprödes Bruchverhalten auf, darum ist es von Vorteil, dass das Verbindungsmittel ein duktileres Versagen ermöglicht. Dies ist im Bauwesen wichtig um ein vorangekündigtes Versagen zu ermöglichen. Duktilität kann als Eigenschaft eines Werkstoffs klassifiziert werden, bei der sich der Werkstoff plastisch verformt.

- Geringe Herstellungs- und Montagekosten: Ist ein Verbindungsmittel sehr aufwendig einzubauen und kostenintensiv wird es nicht zum Einsatz kommen. Niedrige Materialpreise, leichte und ortsunabhängige Bezugsmöglichkeit fördern den Einsatz des Verbindungsmittels.
- Wichtig ist, dass das Verbindungsmittel, das durch die Exzentrizität des Anschlusses hervorgerufene Versatzmoment aufnehmen kann. Dies erfolgt durch eine sachgemäße Rückverankerung im Beton und im Holz.

5-1 VERBINDUNGSMITTEL UND VERBUNDKONZEPTE

5-1.1 STIFFFÖRMIGE VERBINDUNGSMITTEL

Sechskantholzschraube (35°) mit Dübel besonderer Bauart [84]

Die Sechskantholzschraube wurde in einer Neigung zur Holzfasere von 35° zusammen mit einem Dübel besonderer Bauart vorgebohrt ins Holz geschraubt. Zur Verbesserung der Verankerung im Beton wurde am Schraubenkopf eine Unterlegscheibe angeheftet.

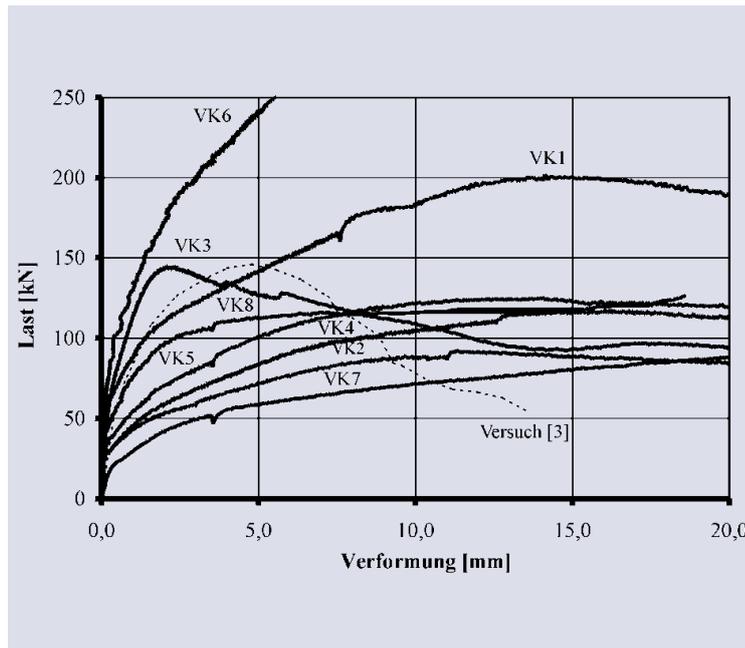


Abbildung 5-1: Last-Verschiebungskurve (VK3) [84]

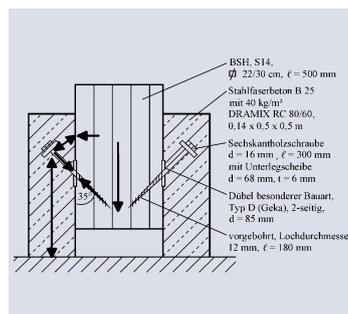


Abbildung 5-2: 35° geneigte Sechskantholzschraube mit Dübel besonderer Bauart und Unterlegscheibe [84] - Versuchsaufbau und Kräfteverteilung (links); Darstellung des Verbindungsmittels (rechts)

Verbindungsmittel	Anschluss	F _{max} [kN]	K _{0,4} [kN/mm]	K _{0,6} [kN/mm]	Materialien	Versagensart
Sechskantholzschraube (35°) Ø 16/300 mm mit Unterlegscheibe d/t = 68/6 mm	Einbindelänge im Holz 180 mm	72,7	126,0	74,8	Stahlfaserbeton (B 25) BSH (S14)	Versagen der Schraube auf Herausziehen Holz

Tabelle 5-1: Mechanische Kennwerte für 35° geneigte Sechskantholzschrauben mit Dübel besonderer Bauart

Sechskantholzschrauben (90°)

Untersucht wurden verschiedene Arten von Sechskantholzschrauben. Unter anderem eine Sechskantholzschraube mit einer angeschweißten Unterlegscheibe um den Ausbruchkegel im Beton zu vergrößern und somit die Durchstanzlast zu erhöhen. In [85] wurden drei Versagensarten von sechskantholzschraubenähnlichen Verbindungsmitteln analysiert und Berechnungsvorschläge angegeben. Zudem konnte nachgewiesen werden, dass die maximale Tragfähigkeit und der Vierschiebungsmodul direkt proportional zum Durchmesser der Sechskantholzschraube ist.

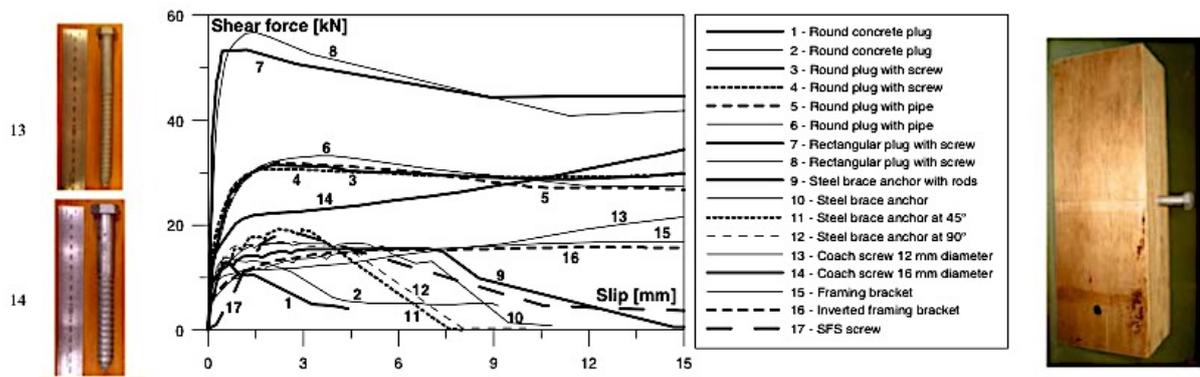


Abbildung 5-3: Last-Verschiebungskurve von Sechskantholzschrauben mit Normalbeton (13,14 im Diagramm) [61]

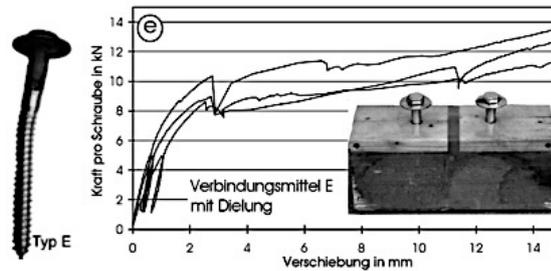


Abbildung 5-4: Last-Verschiebungskurve von Sechskantholzschrauben mit aufgeschweißter Unterlegscheibe mit Leichtbeton [19]

Verbindungsmittel	Anschluss	F _{max} [kN]	K _{0,4} [kN/mm]	K _{0,6} [kN/mm]	K _{0,8} [kN/mm]	Material	Versagensart
Sechskantschraube Ø 16/180 mit Unterlegscheiben d _s = 50 mm [19]	-	12,6	6,83	4,97	2,02	LC 20/22	Versagen des Betons
Sechskantschraube Ø 12/120 mm mit zweiseitigem Einpressdübel Typ C, d = 75 mm [23]	-	14,5	10,5	-	-	-	-
Sechskantschraube Ø 12/120 mm mit einseitigem Einpressdübel Typ C, d = 75 mm [23]	-	12,5	22,5	-	-	-	-

Tabelle 5-2: Mechanische Kennwerte verschiedener Sechskantholzschrauben 1/2

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	Material	Versagensart
Sechskantschraube Ø 8/120 mm [85]	Einbindelänge Holz 80 mm	27,41	7,55	-	-	C45; $f_{Holz} = 44,9$ MPa, $\rho_{Holz} = 552,1$ kg/m ³	-
Sechskantschraube Ø 12/120 mm [85]		39,66	11,00	-	-		-
Sechskantschraube Ø 16/120 mm [85]		61,29	31,18	-	-		-
Sechskantschraube Ø 16/155 mm [61]	Einbindelänge Holz 105 mm; vorgebohrt	34,2	88,3	21,4	2,7	NB (Zylinder- druckfestigkeit $f_{c,k} = 30,4$ N/mm ²) Furnierschichtholz ($\rho = 603$ kg/m ³)	Duktiler Versagen: Nach dem anfänglichen Versagen des Holzes wurde die Schraube auf Zug beansprucht Spalten des Holzes und verbiegen der Schraube
Sechskantschraube Ø 16/165 mm [61]	Einbindelänge Holz 115 mm; vorgebohrt	21,5	195,5	2,9	1,7		

Tabelle 5-3: Mechanische Kennwerte verschiedener Sechskantholzschrauben 2/2

Würth FT-Verbinder [86]

Der FT-Verbinder von Würth ermöglicht einen Verguss mit Nassbeton auf der Baustelle, wurde aber primär für den Einbau in Betonfertigteilen entwickelt um eine bauseitige Verschraubung von Beton und Holz zu ermöglichen. Die mechanischen Kennwerte können der ETA 13/0029 [145] entnommen werden.



Abbildung 5-5: Darstellung des Würth FT-Verbinder [86]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Versagensart
FT-Verbinder [83]	Würth ASSY plus VG Ø 10	31,71	9,0	Kombination aus Versagen des Holzes auf Lochleibung und Abreißen der Schraube

Tabelle 5-4: Mechanische Kennwerte des FT-Verbinder

SFSintec VB-Verbundsystem [40]

Das bauaufsichtlich zugelassene System Z-9.1-342 (ETA-13/0699) [139], [146] wurde so konzipiert, dass die selbstbohrenden Spezialgewindeschrauben fachwerkartig angeordnet werden können. Durch diese Anordnung der Verbundelemente entsteht im Auflagerbereich eine wesentlich geringere Verschiebung im Vergleich zu anderen Verbundlösung oder senkrecht eingeschraubten HBV-Schrauben. Der Schlupf am Beginn der Lasteinwirkung wird ebenfalls minimiert. Somit kann eine höhere Steifigkeit erzielt werden.

Die Anwendungsbereiche des VB-Verbinders sind Vollholz aus Nadelholz, Brettschichtholz, Brettsperrholz und Furnierschichtholz. Das Verbindungsmittel wird vorwiegend bei ruhenden Lasten

innerhalb der NK 1 und 2 bei einer Holzfeuchte unter 20 % verwendet. Die Zwischenschicht (nichttragende Holzschalung) darf die Gesamtdicke von 50 mm nicht überschreiten. Die Verbundelemente können ohne Vorbohrung eingeschraubt werden und müssen eine Einschraubtiefe von über 60 cm besitzen. Die Schrauben werden paarweise in einem Neigungswinkel von 40°-50° und 130°-135° eingeschraubt und können im Auflagerbereich bis auf einer Länge von maximal 50 cm in einem Neigungswinkel von 45°-50° und 85°-90° eingeschraubt werden. Bei einer Abstufung der Verbindungsmittel dürfen die Abstände den vierfachen Wert der minimalen gewählten Abstände nicht überschreiten. Es wird eine Zugbewehrung unter den Verbundschraubenköpfen gefordert. Die Betonplatte darf maximal 30 cm und minimal 6 cm (bei erforderlichen Querkraftbewehrung mindestens 7 cm) haben.

In [40] können konstruktive Anforderungen sowie Verschiebungsmodule und die charakteristischen Tragfähigkeiten in Abhängigkeit der verwendeten Schalung gefunden werden. Die Schrauben müssen paarweise eingeschraubt werden. Der Mindestabstand zwischen den Verbindungsmittel ist $e = 8,0$ cm. Aus [40] wurden zur Auswertung und Klassifikation der Verbindungsmittel maßgebende Werte für die Holzgüte C24 entnommen. Der Verschiebungsmodul für den ULS Nachweis kann mit $2/3 K_{0,4(\text{ser})}$ angenommen werden. Der Verschiebungsmodul kann zu $K_{\text{ser},135^\circ/45^\circ} = 240 \cdot I_{\text{eff}}$ [N/mm] und die charakteristische Tragfähigkeit $F_{\text{RK},135^\circ/45^\circ} = 1,414 \cdot \min[13000; 90 \cdot I_{\text{eff}} \cdot (\rho/350)^{0,8}]$ [N] berechnet werden (I_{eff} in [mm], ρ in [kg/m³]). Die angeführten mechanischen Kennwerte gelten für Mindestholzgüte von C24.

Verbindungsmittel	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]
SFS VB 48-7,5 x 100-135°/45°	12,10	22,80	15,20
SFS VB 48-7,5 x 100-90°/45°	8,55	9,50	6,33
SFS VB 48-7,5 x 165-135°/45°	13,00	32,40	21,60
SFS VB 48-7,5 x 165-90°/45°	12,15	13,5	9,00

Tabelle 5-5: Mechanische Kennwerte des SFS-intec VB-Verbundsystems

HBV-Schrauben

Die Werte der Schubtragfähigkeit und des Verschiebungsmoduls wurden aus [83] entnommen und gelten pro Schraube ohne Trennschicht. Die Formeln für die Berechnung der Verschiebungsmoduln für die jeweiligen Schrauben wurden aus [39] entnommen.

Verbindungsmittel	Berechnung des Verschiebungsmoduls [kN/mm]	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Versagensart
TCC Ø 7,3/150 mm-45°	$K_{\text{ser},45^\circ, \text{ mit Trennschicht}} = 0,4 \cdot (\rho_k \cdot d_1)^{0,2} \cdot I_{\text{eff}}^{0,4}$ (kg/m ³ ; mm; mm) $K_{\text{ser},45^\circ, \text{ ohne Trennschicht}} = 1,4 \cdot (\rho_k \cdot d_1)^{0,2} \cdot I_{\text{eff}}^{0,4}$ (kg/m ³ ; mm; mm)	8,32	42,4	Kombination aus Versagen des Holzes auf Lochleibung, Herausziehen der Schraube und Stahlbruch
TCC Ø 8/180 mm-45°		10,64	47,24	
TCC Ø 9/180 mm-45°		11,29	48,36	
TCC Ø 12/210 mm-45°		15,37	55,11	
TIMCO II-45°	$K_{\text{ser},45^\circ} = 0,13 \cdot I_{\text{eff}}$ (mm)	8,13	12,74	
TIMCO III-45°		12,35	16,9	

Tabelle 5-6: Mechanische Kennwerte verschiedener HBV-Schrauben 1/2

Verbindungsmittel	Berechnung des Verschiebungsmoduls [kN/mm]	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Versagensart
Rapid T-Con \varnothing 8/155 mm-45°	$K_{ser,90^\circ} = 2 (t_s = 0)$ bzw. $0,7 (t_s > 0)$	10,0	9,0	Kombination aus Versagen des Holzes auf Lochleibung, Herausziehen der Schraube und Stahlbruch
Rapid T-Con \varnothing 8/205 mm-45°	$K_{ser,45^\circ} = 0,09 * l_{eff} (mm)$	10,0	9,0	
StarDrive GPR-45°	-	10,0	9,0	
SWG Timtec* VG Plus	$K_{ser,45^\circ} = 0,1 * l_{eff} (mm)$	-	-	
Sfix-3-Schubfix-Schraube	$K_{ser,90^\circ} = 2 (t_s = 0)$ bzw. $0,7 (t_s > 0)$ $K_{ser,45^\circ} = 0,09 * l_{eff} (mm)$	-	-	
Würth ASSY® Plus VG \varnothing 8 mm	$K_{ser,\varnothing=8,90^\circ} = 2,0 (t_s = 0)$ bzw. $0,7 (t_s > 0)$	15,16	20,0	
Würth ASSY® Plus VG \varnothing 10 mm	$K_{ser,\varnothing=10,90^\circ} = 2,4 (t_s = 0)$ bzw. $0,8 (t_s > 0)$ $K_{ser,\varnothing=8,45^\circ} = 0,045 * l_{eff} (mm)$ $K_{ser,\varnothing=10,45^\circ} = 0,1 * l_{eff} (mm)$	17,23	9,0	

Tabelle 5-7: Mechanische Kennwerte verschiedener HBV-Schrauben 2/2

SFS und Timco-II mit Leichtbeton und Furnierschichtholz [19]

Das System A) besteht aus 2 Schrauben mit Mittelbund zur Begrenzung der Einschraubtiefe, wobei eine der zwei Schrauben entgegen dem Schubfluss angeordnet wird. Beide Schrauben vom System SFS Intec sind im Winkel von 45° zur Faserrichtung angeordnet. Das System B) besteht aus einem Schraubenpaar ohne Mittelbund jedoch mit einem profilierten Schraubenschaft. Beide Schrauben vom System Timco werden in Richtung der Schubkraft im Winkel von 45° zur Faserrichtung eingeschraubt. Getestet werden die Schrauben mit einem Leichtbeton.

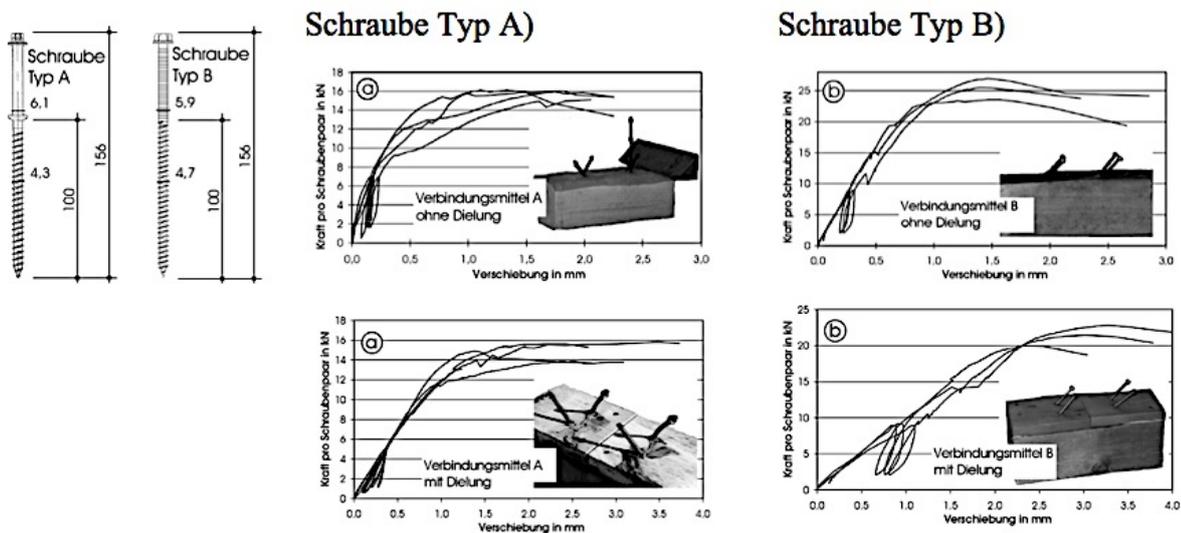


Abbildung 5-6: Last-Verschiebungskurve für SFS Intec VB-Verbundsystemschrauben und Timco-II Schrauben im Leichtbeton [19]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max}^* [kN]	$R_{T,k}^*$ [kN]	$K_{0,4}^*$ [kN/mm]	$K_{0,6}^*$ [kN/mm]	$K_{0,8}^*$ [kN/mm]	Materialien	Versagensart
Schraube Typ A) [19] SFS VB-48-7,5-100	Ohne Dielung	15,81	14,6	40,28	29,29	21,50	LC 20/22 Fichte S10	Versagen Beton
Schraube Typ A) [19] SFS VB-48-7,5-100	Mit Dielung	15,05	12,7	15,08	13,96	12,32		
Schraube Typ B) [19] Timco-II	Ohne Dielung	25,35	20,8	33,08	29,68	26,99		
Schraube Typ B) [19] Timco-II	Mit Dielung	21,66	18,3	9,93	9,31	9,05		

* Die Mechanischen Kennwerte gelten pro Schraubenpaar

Tabelle 5-8: Mechanische Kennwerte für Timco II und SFSintec VB-Verbundsystemschrauben mit Leichtbeton und Furnierschichtholz

Schrauben für dünne Betondecken [20]

Laut den Autoren in [20] konnte gezeigt werden, dass bei Lasten $F < 0,4F_{max}$ vor allem die Neigung der Schrauben Einfluss auf die Steifigkeit hat, wo hingegen bei Wiederbelastung und größerer Last die Plattendicke maßgebend wird. Dies weist darauf hin, dass eine Verdrehung oder Verformung in der Platte erfolgen muss, wobei dies vor allem bei dünnen Platten beobachtet werden kann. Weiters konnte festgestellt werden, dass die Verdichtung der Betonplatte kein Problem ist, da die Verbindungsmittel diese Imperfektionen ohne wesentlichem Leistungsverlust ausgleichen können. Der Einfluss der Dichte des Holzes steigt in diesen Prüfungen mit der Plattendicke. Bei den Prüfungen wurden selbstbohrenden Holzschrauben vom Typ HECO Topix verwendet.

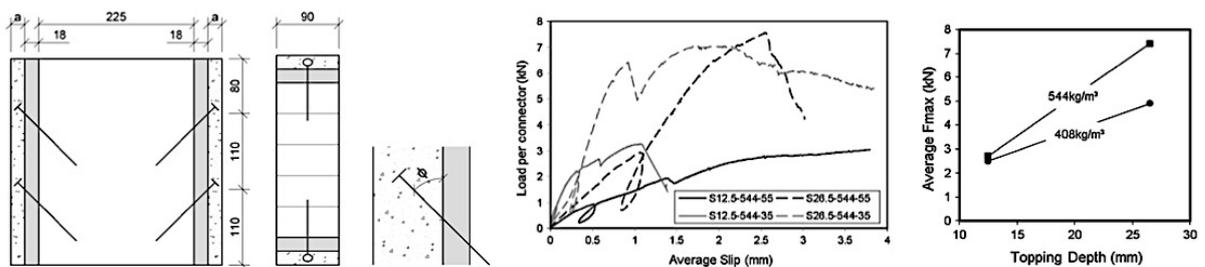


Abbildung 5-7: Darstellung der Schrauben für dünne Deckschichten (links); Last-Verschiebungskurve (Mitte); Zusammenhang aus F_{max} , dicke Deckschicht und Rohdichte des Holzes (rechts) [20]

Verbindungsmittel	Versuchsaufbau	F_{max} [kN]	R_k [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	K_e [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	Beton	Versagensart
HECO selbstbohrende Schrauben Topix, \varnothing 6,0/80 mm	S12,5-408-35°	2,27	1,66	6,14	9,16	4,59	SFB ($f_c=69,0$ N/mm ² , $f_t = 7,9$ N/mm ²)	Herausziehen des Schraubenkopfes von der Platte oder durch Rissbildung in der Platte durch die verursachte Verdrehung im Schraubenkopf – spröde (Einschraubwinkel 55°) Schrauben mit 35° versagten meistens auf Herausziehen vom Holz – duktil
	S12,5-408-55°	2,72	2,08	2,75	7,33	1,36		
Zwischenschicht 1,8 cm Spanplatte	S12,5-544-35°	2,68	2,21	7,52	11,33	3,78	BSH	
	S12,5-544-55°	2,71	2,33	1,77	4,34	1,22		
HECO selbstbohrende Schrauben Topix, \varnothing 6,0/100 mm	S26,5-408-35°	4,42	3,90	7,52	14,36	6,76		
	S26,5-408-55°	5,36	5,04	4,48	8,06	4,33		
Zwischenschicht 1,8 cm Spanplatte	S26,5-544-35°	7,27	6,85	6,67	15,93	7,98		
	S26,5-544-55°	7,55	6,77	4,10	8,72	5,06		

Tabelle 5-9: Mechanische Kennwerte für Schrauben in Verbindung mit dünnen Deckschichten

Nägel [11]

Nägel sind unter anderem eine der ältesten Verbindungsmittel die für die HBV-Bauweise herangezogen wurden. Erste Anwendungen, für den Zweck einer Sanierung von alten Holzdecken, gehen bis 1960 zurück. Das nichtlineare Verformungsverhalten beginnt bei $1/3 F_{max}$. Im Vergleich zu den zwei Fließgelenken in einer Holz-Holz Verbindung, bilden Nägel im HBV nur ein Fließgelenk aus und weisen somit eine höhere Steifigkeit auf (approximativ zwei Mal höher). Eine Weiterentwicklung des Verbindungsmittels sind Rillennägel. Diese Nägel werden vor allem für vorgefertigte Holzbalken-Beton-Decken in Schweden und Deutschland verwendet, sind bei Sanierungen ebenfalls eine gute Lösung und besitzen eine Zulassung Z-9.1-331 [135]. Die Nägel werden in zwei Reihen und versetzt angeordnet.

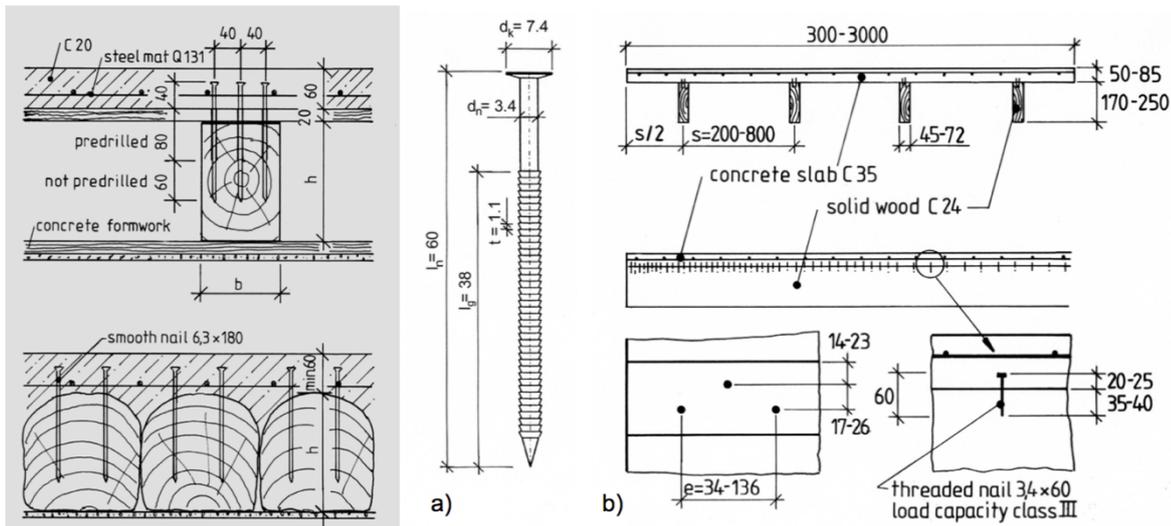


Abbildung 5-8: Anwendung glatter Nägel zur Sanierung alter Holzdecken (links); Rillennägel für Fertigteilplatten (rechts) [11]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Materialien	Versagensart
Glatte Nägel 6,3/180 mm [11]	Einbettung im Beton 4 cm und 12-14 cm im Holz (teilweise vorgebohrt)	3,4 – 3,8	3,0	NB C20 Für Holz im Bestand	Herausziehen der Nägel und Versagen des Holzes auf Lochleibung
Rillennägel 3,4/60 mm [11]	Einbettung von 2-2,5 cm im Beton und 3,5-4 cm im Holz	1,2	1,2	NB C35 KVH C24	
Nägel 6/180 mm (90°) [23]	-	4,8	1,7	-	-
Nägel 6/180 mm unter (45°) [23]	-	2,75	4,5	-	-

Tabelle 5-10: Mechanische Kennwerte für Nägel

Senkrechte Dübelverbindungen [13]

Es wurden Dübelverbindungen mit verschiedenen Holzarten, darunter Fichte, Kastanie und maritimer Kiefer in Kombination mit normalfesten bzw. hochfesten Betonen und Leichtbetonen geprüft. Die Stahlstangen wurden im Durchmesser variiert. Bei den profilierten Stahlstangen wurden in den Versuchen zwei Verbindungsmittel im Abstand von 150 mm pro Scherversuch angebracht und hatten eine Stahlgüte S500. Alle Bei den glatten Stahlstangen wurde jeweils ein Verbindungsmittel pro Scherversuch angebracht (Stahlgüte unbekannt). Aus die Last-Verschiebungskurve in Abbildung 5-9 ist repräsentativ für die gesamte Prüfserie. Es ist ersichtlich, dass senkrechte Dübelverbindungen ein ausgesprochen plastisches Verhalten aufzeigen. Nicht angeführt, aber in der Arbeit von Dias [13] enthalten sind Untersuchungen am Langzeitverhalten sowie an analytischen und FE Rechenmodellen für Dübelverbindungen.

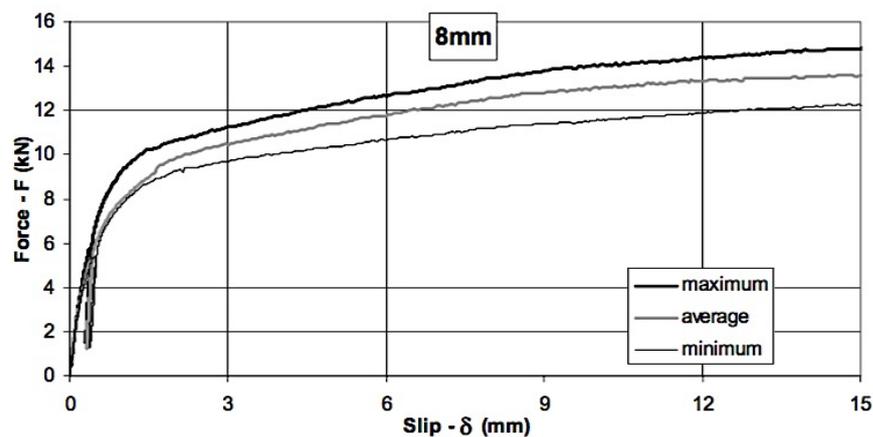


Abbildung 5-9: Last-Verschiebungskurve für glatte Stahlstange $d_s = 8$ mm

Verbindungsmittel	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Materialien
Glatte Stahlstange $d_s = 8$ mm	13,6	11,5	Fichte ($\rho = 454$ kN/m ³) und C25/30
Glatte Stahlstange $d_s = 10$ mm	22,6	15,2	Fichte ($\rho = 454$ kN/m ³) und C25/30
Glatte Stahlstange $d_s = 10$ mm	23,6	13,8	Fichte ($\rho = 454$ kN/m ³) und C50/60
Glatte Stahlstange $d_s = 10$ mm	25,5	24,4	Maritime ($\rho = 605$ kN/m ³) Kiefer und C25/30
Glatte Stahlstange $d_s = 10$ mm	26,2	30,5	Kastanie ($\rho = 566$ kN/m ³) und C25/30
Glatte Stahlstange $d_s = 10$ mm	18,5	16,1	Fichte ($\rho = 454$ kN/m ³) und LC16/18
Profilierte Stahlstange $d_s = 10$ mm	68,8	34,2	Fichte ($\rho = 454$ kN/m ³) und C30/37
Profilierte Stahlstange $d_s = 10$ mm (mit Zwischenschicht 20 mm)	63,3	26,2	Fichte ($\rho = 454$ kN/m ³) und C30/37

Tabelle 5-11: Mechanische Kennwerte für senkrechte Dübelverbindungen

Eingeklebte stabförmige Verbindungsmittel

Für eingeklebte Stäbe wurden verschiedene Systeme untersucht und entwickelt. Darunter eingeklebte Gewindestangen mit und ohne einen ergänzten Kopf aus Muttern und Stahlscheiben (geneigt), um die Verankerung im Beton zu verbessern, hakenförmige Gewindestangen und der X-Verbinder (kreuzweise eingeklebte, geneigte, hakenförmige Betonrippenstähe) sowie Betonstahlanker (gebogener senkrecht eingeklebter Betonstahl). X-Verbinder sind, als Zug- und Druckstäbe wirkende, kreuzweise im Winkel von 45° eingeklebte Betonrippenstähe. Durch eine Einbindung in die Bewehrung kann der Verschiebungsmodul wesentlich gesteigert werden.

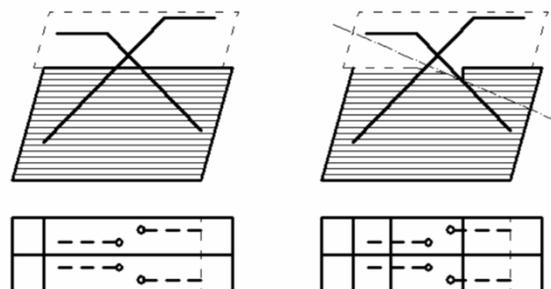
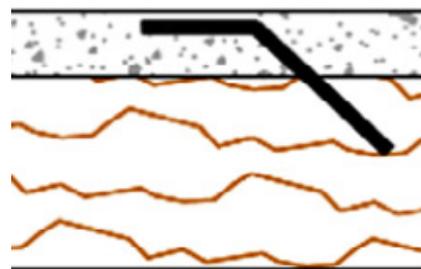


Abbildung 5-10: Darstellung der geneigten, eingeklebten Gewindestange mit Kopf aus Muttern und Stahlscheiben (oben links) [39]; Hakenförmige eingeklebte Gewindestange (oben rechts) [87]; eingeklebter Betonstahlanker (unten links) [22]; X-Verbinder mit und ohne Nocke (unten rechts) [42]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Materialien
Eingeklebte geneigte Gewindestange mit Kopf aus Muttern und Stahlscheiben [39]	-	-	114,00	-
Eingeklebte geneigte Gewindestange M24 [16]	-	70,0	134,0	B25 Brettschicht-holz
Eingeklebte geneigte Gewindestange [88]	-	62,2	103,0	-
Hakenförmige eingeklebte Gewindestange [87]	-	46,8	57,1	Vollholz Leichtbeton
X-Verbinder pro Stabpaar [42]	d = 14 mm eingeklebter Betonrippenstahl Als Zug- und Druckstab kreuzweise im Winkel von 45° angeordnet	400,0	150	Gl28h, C25/30
X-Verbinder pro Stabpaar [39]	Einbindung in die Bewehrung	-	1015,0	-
X-Verbinder pro Stabpaar mit Kerbe [39]	Einbindung in die Bewehrung	-	1095,0	-

Tabelle 5-12: Mechanische Kennwerte für eingeklebte stabförmige Verbindungsmittel

In der Prüferie der Betonstahlanker wurden Betonstähle mit unterschiedlichem Durchmesser ($d = 8,0, 10,0, 12,5$ mm) und unterschiedliche Plattendicken ($h = 7,0, 10,0$ cm) der Mineraldeckschicht wurden untersucht [22].

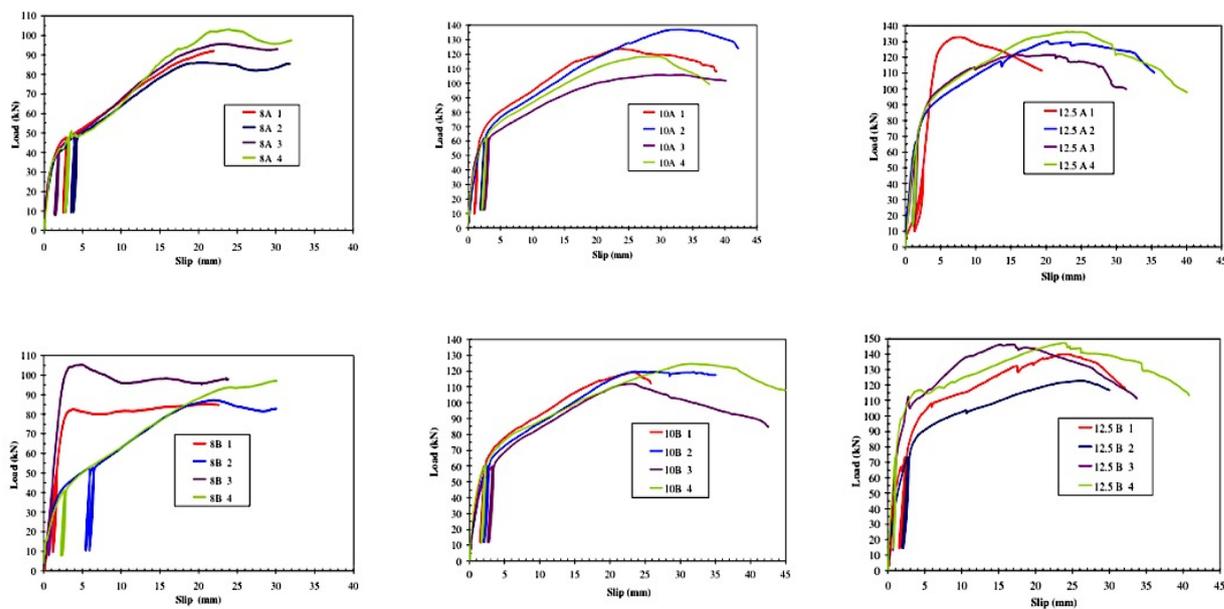


Abbildung 5-11: Last-Verschiebungskurve eingeklebter Betonstahlanker [22]

Verbindungsmittel	Verankerung	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Plattendicke	Materialien	Versagensart
Gebogener Betonstahlanker $d_s = 8,0$ mm (8,0A) [22]	Einbindelänge in den Beton laut EC4 4 * d_s des Betonstahls; Für Holz laut EC5 10 * d_s Stäbe wurden mit Epoxidharz-kleber in ein vorgebohrtes Loch eingeklebt	94,4	30,88	7,0 cm	Brettschicht- holz und Normalton	Duktiles Versagen Verformung des Betonstahlankers und eindrücken des Holzes Lokale Risse im Beton an der Krafteinleitungsstelle der Verbindungsmittel, vor allem bei dünneren Plattenaufbauten
Gebogene Betonstahlanker $d_s = 8,0$ mm (8,0B) [22]		93,73	34,24	10,0 cm		
Gebogener Betonstahlanker $d_s = 10,0$ mm (10,0A) [22]		121,39	45,08	7,0 cm		
Gebogener Betonstahlanker $d_s = 10,0$ mm (10,0B) [22]		118,99	35,24	10,0 cm		
Gebogener Betonstahlanker $d_s = 12,5$ mm (12,5A) [22]		130,20	45,56	7,0 cm		
Gebogener Betonstahlanker $d_s = 12,5$ mm (12,5B) [22]		139,06	79,32	10,0 cm		

Tabelle 5-13: Mechanische Kennwerte für eingeklebte Stahlanker

5-1.2 STAHLFORMTEILE

System PETER COX: LPR[®] und FLAP[®] [90]

Das System LPR[®] basiert auf ein V-förmig ausgebildetes Stahlblech, welches auf beiden Seiten angeschraubt werden kann. Das V-förmige Stahlblech besitzt runde Ausnehmungen an den Seiten um die Bewehrung einzubinden. Das System FLAP[®] besteht aus im Holz und Beton eingebetteten und mit Beton gefüllten Stahlrohren. In der Broschüre wurde ein Verschiebungsmodul $K_{u1} = 0,1516$ kN/mm pro mm LPR[®]-Verbinder 40 und einem Schraubenabstand von 80 mm sowie ein Verschiebungsmodul $K_{u2} = 0,0947$ kN/mm pro mm LPR[®]-Verbinder 40 (umgedrehtes V-Profil) und einem Schraubenabstand von 80 mm angegeben. Für die FLAP[®] Verbinder 108 wurde ein Verschiebungsmodul $K_{u3} = 1,836$ kN/mm pro mm bei einem Abstand der Verbindungsmittel von 150 mm angegeben.

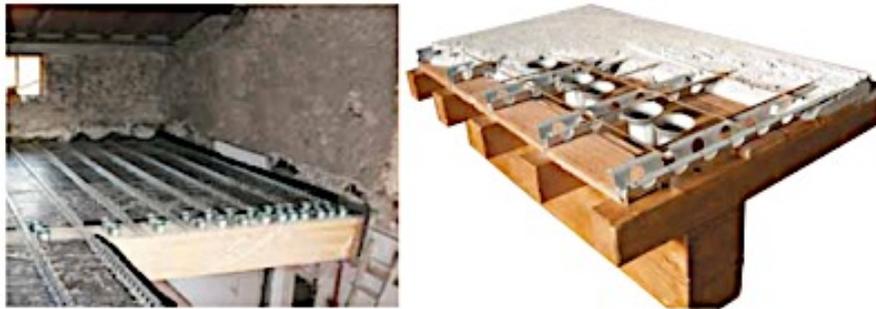


Abbildung 5-12: System PETER COX: LPR[®] und FLAP[®] [90]

Bertsche-Verbundanker [39]

Das Verbindungsmittel besteht aus einem speziellen Stahlanker, welcher über Vergussmörtel in Aussparungen mit dem Holz verbunden wird. Holzschrauben sichern das Stahlteil gegen Abheben und abgebogene Betonstähle verbinden das Stahlteil mit dem Beton. Die Anwendung einer Rückhängebewehrung aus Bewehrungsstäben kann bei richtiger Anordnung ein sehr effektives Verbundsystem darstellt

. Die Schubkräfte werden über Druck parallel zur Faser in das Holz eingeleitet. Für eine Bemessung liegen Tabellen vor aber es konnten keine Angaben hinsichtlich Verschiebungsmodul oder Schubtragfähigkeit gefunden werden.

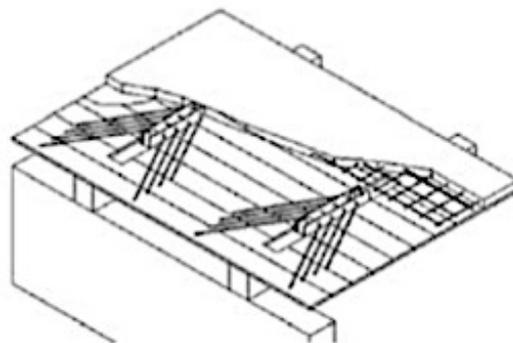


Abbildung 5-13: Darstellung des Bertsche-Verbundankers [39]

Stehendes Schubblech mit handelsüblichen Holzschrauben 45° [19]

Geprüft wurde ein mit handelsüblichen Holzschrauben befestigtes stehendes Schubblech mit Leichtbeton und einer 2 cm dicken Dielung. Die Schrauben wurden in einem Winkel von 45° in Richtung des Schubflusses befestigt.

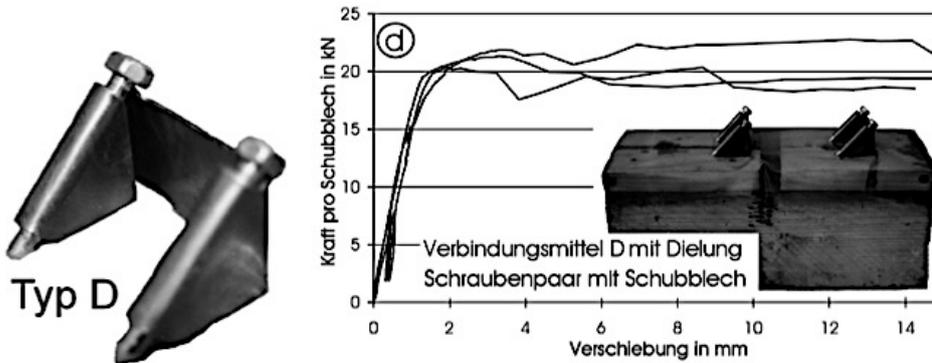


Abbildung 5-14: Last-Verschiebungskurve für Schubblech mit Holzschrauben [19]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$R_{T,k}$ [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	Beton	Versagensart
Schubblech b/h = 40/30 mm	Zwei handelsübliche Holzschrauben $\varnothing = 6/150$ mm im Winkel von 45°	21,49	18,3	18,61	17,25	15,32	LC 20/22 Fichte S10	Versagen Beton

Tabelle 5-14: Mechanische Kennwerte des Schubblechs mit Holzschrauben

Balkenschuh [84]

Der Balkenschuh zeichnet sich dadurch aus, dass er leicht anzubringen - Aufnageln mittels Kammnägeln - und preisgünstig beziehbar ist. Nachteilig ist die größere Breite des Verbindungsmittels. Das Tragverhalten des Balkenschuhs wird wesentlich vom Tragverhalten der verwendeten Nägel bestimmt. Die Richtung des Balkenschuhs hat keinen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten der Verbindung. In Abbildung 5-3 (15,16 im Diagramm) wird die Last-Verschiebungskurve des Balkenschuhs dargestellt.



Abbildung 5-15: Darstellung des in [61] geprüften Balkenschuh

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	Materialien	Versagens-art
BMF 90 x 235 IL [84]	BMF-Kammnägel 4/60 mm	100,5	54,7	21,0	-	Nadelholz S10	Duktileres Verhalten
Balkenschuh Pryda FB47/76' [61]	6 x gerillte Nägel 3/40 mm	16,8	27,8	9,6	4,7	NB (Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,k} = 30,4$ N/mm ²) Furnierschichtholz $\rho = 603$ kg/m ³	Kombination aus Holzversagen auf Lochleibung und Herausziehen der Nägel
Umgedrehter Balkenschuh Pryda FB47/76' [61]	6 x gerillte Nägel 3/40 mm	15,8	37,8	13,1	7,1		

Tabelle 5-15: Mechanische Kennwerte des Balkenschuhs

Balkenträger [84]

Es wurden jeweils zwei Balkenträger schräg zur Balkenachse angeordnet aufgenagelt. Ein durchgesteckter Stabstahl kann die Krafteinleitung in den Beton verbessern. Es wurde Nadelholz der Sortierklasse S10 und Stahlfaserbeton B25 verwendet. Die Last-Verschiebungskurve ist in Abbildung 5-1 (VK6) dargestellt.

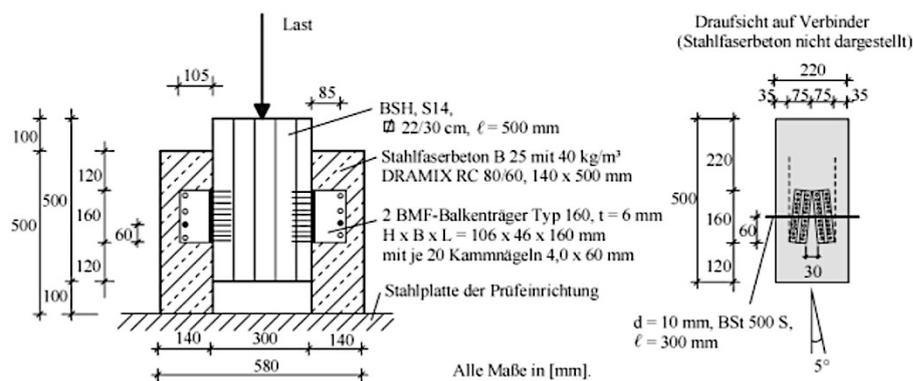


Abbildung 5-16: Darstellung und Versuchsaufbau des Balkenträgers [84]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	Versagensart
Je 2 BMF Typ 160, mit Stabstahl $d_s = 10$ mm	BMF-Kammnägel 4/60 mm	160,0	67,5	37,0	Kombination aus Holzversagen und Herausziehen der Nägel

Tabelle 5-16: Mechanische Kennwerte des Balkenträgers

Lochbänder [84]

Die Lochbänder werden wellenförmig in vier parallellaufenden und längs gegeneinander versetzten Streifen auf die Holzbalken genagelt. Es wurde Nadelholz der Sortierklasse S10 verwendet und Stahlfaserbeton B25 verwendet. Die Last-Verschiebungskurve ist in Abbildung 5-1 (VK8) dargestellt.



Abbildung 5-17: Darstellung der Lochbänder [84]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	Versagensart
Je 4 wellenförmige Lochbänder	Kammnägel 6/60 mm	77,5	49,5	26,0	Kombination aus Holzversagen und Herausziehen der Nägel

Tabelle 5-17: Mechanische Kennwerte der Lochbänder

Winkelverbinder [84]

Winkelverbinder können ebenfalls aufgenagelt werden und ermöglichen somit einen kostengünstigen und schnellen Einbau. Zudem können sie mit durchgesteckten Betonstahl eine höhere Tragfähigkeit erreichen und es wird die Feldbewehrung am Auflagern nicht behindert. Es wurde Nadelholz der Sortierklasse S10 verwendet und Stahlfaserbeton B25 verwendet. Die Last-Verschiebungskurve ist in Abbildung 5-1 (VK4 und VK5) dargestellt.



Abbildung 5-18: Darstellung des Winkelverbinders mit und ohne Rippenstahl als Verstärkung [84]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	Versagensart
BMF Typ 105	BMF-Kammnägel 4/60 mm	58,8	21,6	10,7	Kombination aus Holzversagen und Herausziehen der Nägel
BMF Typ 105 mit Rippe, $d_s = 8$ mm	BMF-Kammnägel 4/60 mm	63,1	29,4	15,6	

Tabelle 5-18: Mechanische Kennwerte der Winkelverbinder

Stahlknagge [84]

Die aufgenagelte Stahlknagge besitzt eine geringe Größe und überzeugt durch eine gute Verankerung im Beton. Auch dieses Verbindungsmittel wird aufgenagelt. Es wurde Nadelholz der Sortierklasse S10 verwendet und Stahlfaserbeton B25 verwendet. Die Last-Verschiebungskurve ist in Abbildung 5-1 (VK2) dargestellt.

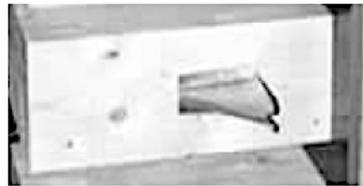


Abbildung 5-19: Darstellung der aufgenagelten Stahlknagge [84]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	Versagensart
BMF Typ 130 b/h = 10/20	BMF-Kammnägel 4/60 mm	46,4	27,8	26,0	Kombination aus Holzversagen und Abreißen der Nägel

Tabelle 5-19: Mechanische Kennwerte der Stahlknagge

Quer aufgeschraubtes I-Profil [16]

Der I-Träger wurde quer zur Balkenlängsrichtung mit vier Universalschrauben M16 befestigt. Dabei hatte der Beton eine Druckfestigkeit von 25 N/mm² (keine Angaben zum Holz).

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]
I-Träger (l/h = 300/100 mm)	Vier 75 mm lange Universalschrauben M16	170,0	409,0

Tabelle 5-20: Mechanische Kennwerte des quer aufgeschraubten I-Profils

L-Profil [61]

Verschiedene Anordnungen des L-Profiles wurden getestet, sowie wurde versucht die Verankerung im Beton durch quer angeordnete Stäbe in den L-Profilen zu verbessern. Aufgrund des Versagens der Befestigungsschrauben, konnte jedoch keine wesentliche Steigerung der mechanischen Werte erzielt werden. Was wiederum darauf schliessen ließ, dass das L-Profil ohne Verstärkungsmaßnahmen bereits einen guten Verbund mit dem Beton einging. In Abbildung 5-3 (9, 10, 11, 12 im Diagramm) wird die Last-Verschiebungskurve des Balkenschuhs dargestellt.



Abbildung 5-20: Darstellung der in [61] geprüften L-Profil

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	Material	Versagensart
L-Profil mit Verstärkungsstangen (horizontal)	4 x Schrauben $\varnothing 5,5/45$ mm	15,3	156,9	125,8	20,6	NB (Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,k} = 30,4$ N/mm ²) Furnierschichtholz ($\rho = 603$ kg/m ³)	Sprödes Versagen
L-Profil	4 x Schrauben $\varnothing 5,5/45$ mm	16,6	170,3	158,1	18,8		Sprödes Versagen
L-Profil 45°	4 x Schrauben $\varnothing 5,5/45$ mm	19,3	77,2	30,3	17,2		Sprödes Versagen
L-Profil 90°	4 x Schrauben $\varnothing 5,5/45$ mm	16,3	271,7	155,2	30,3		Sprödes Versagen

Tabelle 5-21: Mechanische Kennwerte des L-Profils

Tecnaría

Das Verbindungsmittel ist einfach herzustellen und einzubauen zudem relativ günstig. Das Verbindungsmittel besitzt eine technische Genehmigung 3.1/17-915_V1 der CCFAT des 21 März 2012 der Firma Tecnaría.

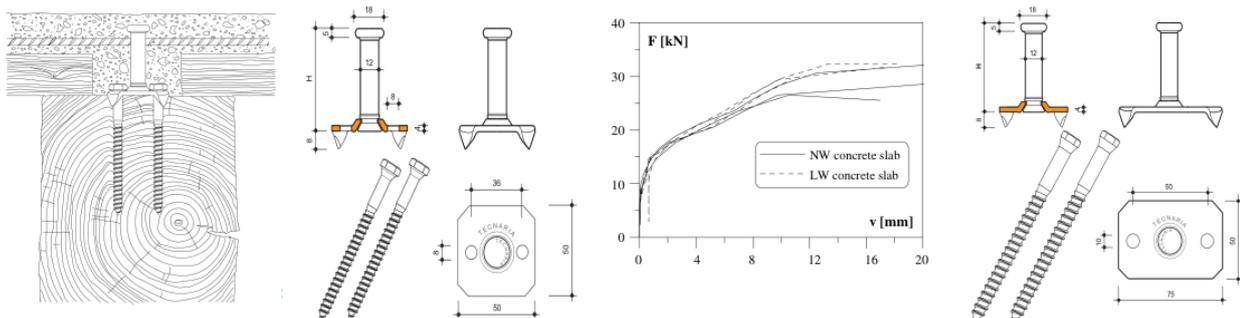


Abbildung 5-21: Tecnaría; Links: Connettore BASE (links) [67]; Last-Verschiebungskurve (Mitte) [91]; Connettore MAXI (rechts)[67]

Das Verbindungsmittel zeigt, durch die ins Holz geramnten, umgebogenen Ecken, geringe Verschiebungen vor allem bei niedrigen Querkräften ($F < 0,2 F_{max}$). Zwischen Normalbeton und Leichtbeton konnten keine markanten Unterschiede festgestellt werden, da sich das Versagen meistens an der Schnittstelle Verbindungsmittel-Holz abspielte. Die Langzeitversuche beeinflussten das Tragverhalten im geringen Maße [91]. Laut den Autoren in [91] kann der Effekt des Kriechens für eine Zeitdauer von 50 Jahren mit einem Kriechbeiwert von $\varphi = 0,5$ abgeschätzt werden, insofern die Decke NK1 oder NK2 zugeordnet werden kann. Das mechano-sorptive Kriechverhalten hat hingegen einen großen Einfluss und sollte mit $\varphi_{ms} = 1,5$ angesetzt werden (NK 3). Damit ergibt sich der Kriechbeiwert für die NK3 aus $\varphi_{tot} = 0,5 + 1,5 = 2$.

Angaben des Herstellers [67]

Die Stahldübel für Tecnaría Conettore BASE sind in verschiedenen Höhen von 30, 40, 60, 70, 80, 105, 125, 150, 175 und 200 mm erhältlich. Die Schrauben ($d=8$ mm) sind in den Längen 70, 100 und 120 mm verfügbar. Die Stahldübel für Tecnaría Conettore MAXI sind mit den gleichen Höhen des Model BASE erhältlich. Die Schrauben ($d=10$ mm) sind in den Längen 100, 120 und 140 mm verfügbar.

Verbindungsmittel	Anschluss	F _{max} [kN]	K _{0,4} [kN/mm]	K _{0,6} [kN/mm]	Material
Tecnaria Connettore BASE 4x50x50 mm	Ohne Dielung	17,2	17,9	9,99	C16, Gl24h und höher
Tecnaria Connettore BASE 4x50x50 mm	Dielung 2 cm	8,96	4,0	2,49	
Tecnaria Connettore BASE 4x50x50 mm	Dielung 4 cm	5,86	1,43	1,2	
Tecnaria Connettore MAXI 4x75x75 mm	Ohne Dielung	19,3	18,6	10,4	
Tecnaria Connettore MAXI 4x75x75 mm	Dielung 2 cm	15,0	7,68	4,35	
Tecnaria Connettore MAXI 4x75x75 mm	Dielung 4 cm	11,3	3,06	2,66	

Tabelle 5-22: Mechanische Kennwerte des Verbindungsmittels Tecnaria 1/2

Zusätzlich zu den vom Hersteller angegebenen mechanischen Kennwerten wurde das Verbindungsmittel in verschiedenen Papers geprüft. Folglich werden auszugsweise die Ergebnisse der Scherversuche aus [91] und [19] mit Normal und Leichtbeton dargestellt.

Verbindungsmittel	Anschluss	F _{max} [kN]	K _{0,4} [kN/mm]	K _{0,6} [kN/mm]	K _{0,8} [kN/mm]	Beton	Versagensart
12 mm Stahldübel aufgeschweißt auf eine 4mm dicke, 50 x 50 mm Stahlplatte mit 7 mm lange umgebogene Ecken [91]	2 x 8 mm dicke Schrauben mit einer Länge von 110 mm	28,4	23,526	9,187	3,659	C25/30 Gl28h	Herausziehen der Schrauben aus dem Brett-schicht-holzbalken
		30,9	18,455	6,460	3,587	LC9/11 Gl28h	
Fußplatte 50x50 mit 60 mm hohen Kopfbolzendübel [19]	10x120 mm Holzschrauben +Dielung 2 cm	19,32	20,38	10,07	3,815	LC 20/22 Fichte S10	Versagen des Betons
Fußplatte 50x50 mit 40 mm hohen Kopfbolzendübel [19]	10x120 mm Holzschrauben +Dielung 2 cm	17,85	20,98	13,95	12,26		Versagen des Betons

Tabelle 5-23: Mechanische Kennwerte des Verbindungsmittels Tecnaria 2/2

Dübelleisten [42]

Die Verankerung der Dübelleisten im Holzbauteil erfolgt zumeist über passend ausgearbeitete Vertiefungen oder/und durch Schrauben, wobei drauf zu achten ist, dass auf Grund der geringen Lochleibungsfestigkeit des Holzes bei kleinen Kräfteinleitungsfläche (wie zum Beispiel bei Schrauben) das Verbindungsmittel nachgiebiger ausfallen kann. Um den Anfangsschlupf gering zu halten ist es wichtig eine hohe Passgenauigkeit der Dübelleiste und der Vertiefung anzustreben. Zudem können durch zusätzlichem Anbringen von Schrauben, bei Dübelleisten in Vertiefungen, die vertikalen Abtriebskräfte (durch Verdrehung der Fußplatte (siehe Abbildung 5-22 (rechts)) aufgenommen werden bzw. der Fugenöffnung entgegengewirkt werden. Die Verankerung im Beton erfolgt durch die Kopfbolzendübel, dessen Tragwirkung bereits durch standardisierte Anwendungen im Stahl-Beton-Verbund sehr ausgereift sind. Die hohen örtlichen Pressungen am Fuß des Dübels führt dazu, dass eine Relativverschiebung zwischen Dübel und Beton entsteht. Bei ausreichender Verankerung des Dübels im Beton wird der Dübel bei zunehmender Relativverschiebung auf Biegung beansprucht und die Druckkraft verschiebt sich vom Fuß des Dübels in das Innere der Betonplatte. Das Versagen kann in weiterer Folge

(siehe Abbildung 5-22 (links)), abhängig von der Verankerung des Dübels in der Betonplatte als Biegebruchs des Dübels oder als kegelförmiges Herausbrechen des Betons um den Dübel erfolgen. Holzseitig kann das Verbindungsmittel durch Abscheren des Vorholzes oder auf Holzdruckversagen parallel zur Faser Versagen [16] (siehe Abbildung 5-22).

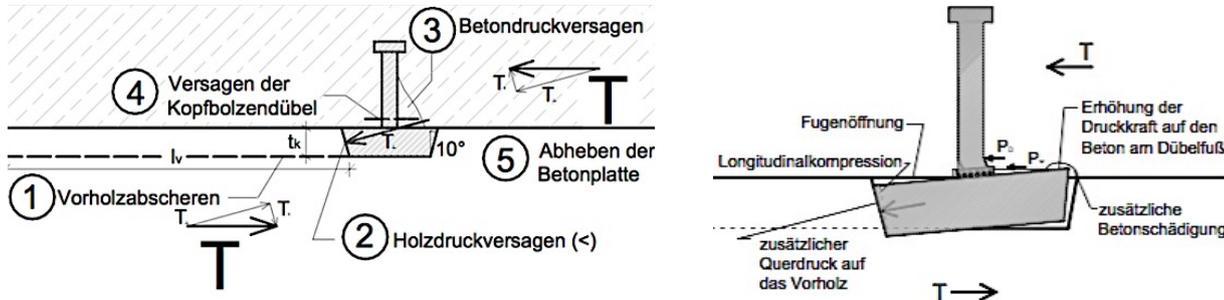


Abbildung 5-22: Versagensmechanismen der Dübelleiste (links); Verdrehung der Fußplatte der Dübelleiste (rechts) [42]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Materialien
Dübelleiste (b = 200 mm) mit 2 cm dicker Stahlplatte und aufgeschweißten Kopfbolzendübel $\varnothing = 19$ mm	2 cm und 10° geneigte Kerbe zum Einfügen der Dübelleiste	120,00	100,00	C25/30; G128h
Stahlplatte (l/b=300/200 mm) vier Kopfbolzen $\varnothing = 16$ mm [16]	mit 12 Universal-schrauben $\varnothing 7/260$ mm	467,0	466,0	C40/30; BSH aus Lärche

Tabelle 5-24: Mechanische Kennwerte für Dübelleisten

In [42] analysiert Simon im Detail durch Versuche und FE-Simulationen verschiedene Ausführungsvarianten von Dübelleisten hinsichtlich des Kurzzeit- und Langzeittragverhaltens und unter dynamischen Belastung für die Anwendung bei Brückentragwerken. Die Versuchsergebnisse werden in Abbildung 5-24 aufgezeigt.

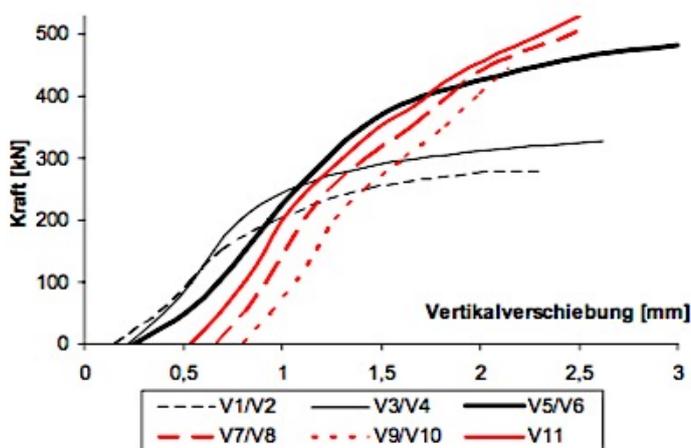
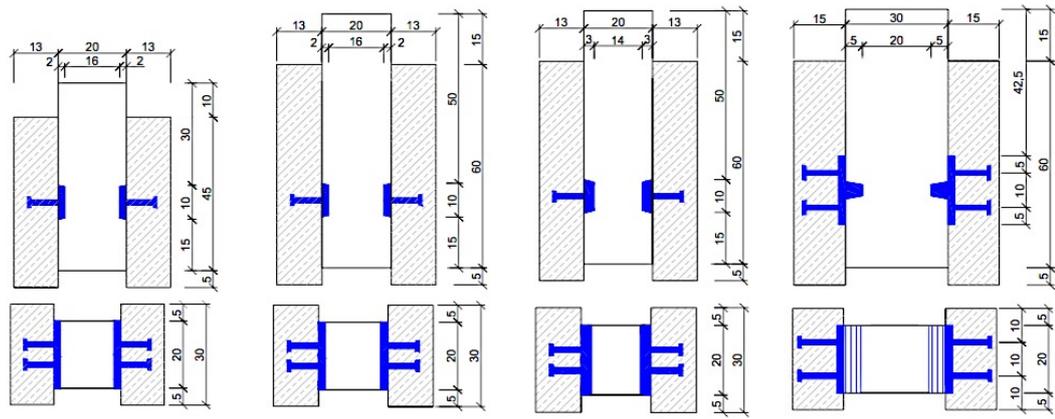


Abbildung 5-23: Last-Verschiebungskurve der in [42] geprüften Dübelleisten



Holz: V1: GL24h V2: GL36h	V3: GL24h V4: GL36h	V5: GL24h V6: GL36h	V7, 9, 11: GL24h V8,10: GL36h
Beton: C30/37	C30/37	C30/37	V7, 8, 11: C30/37 V9,10: C35/45
Kopfbolzendübel: je 2Ø19/VM	je 2Ø19/VM	je 2Ø19/VM	V7-10: je 4Ø13/VM V11: je 4Ø16/VM
Anzahl Probekörper: V1: 3 Stück/V2: 2 Stück	V3/4: je 2 Stück	V5/6: je 2 Stück	V7-11: je 3 Stück

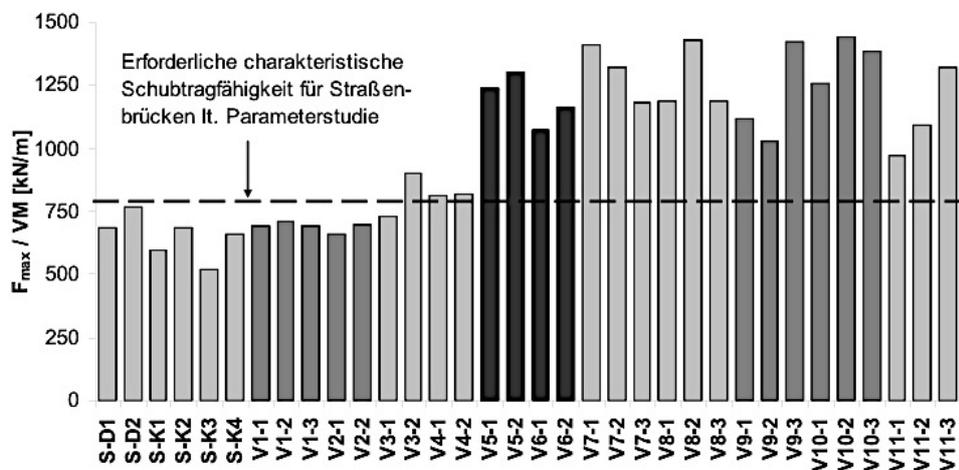
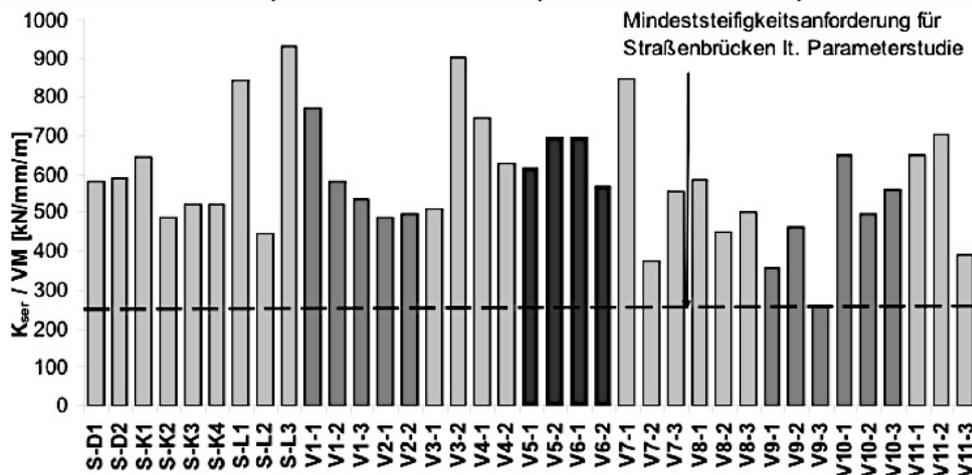


Abbildung 5-24: Versuchskonfiguration der Dübelleisten mit entsprechendem Verschiebungsmoduln und Schubtragfähigkeiten [42]

HSB[®]-Verbinder [92]

Der HSB-Verbinder besteht aus einer Legierung aus Aluminium mit einer Fußplatte mit 65 mm Durchmesser und einem 70 mm langen „Dübel“ mit 60 mm Durchmesser am Kopfende, welcher im Beton eingebettet wird. Die Verbindungsmittel werden normalerweise in einem Abstand von 300-700 mm angeordnet. Der HSB[®]- Verbinder wird mittels eines Gewindenagels am Holzbalken befestigt, welcher jedoch bei der Berechnung nicht berücksichtigt wird. Die Kraft wird über die 15 mm im Holz eingebettete kreisförmige Fußplatte übertragen. Bei einer Kraft kleiner gleich $0,4 \cdot F_{est}$ verhält sich das Verbindungsmittel sehr steif. Es konnten fünf verschiedene Versagensarten beobachtet werden: i) Versagen des Verbindungsmittels, ii) Versagen des Holzes auf Druck parallel zur Faser, iii) Block-Scherversagen des Holzringes, iiiii) Block-Scherversagen des Holzes zwischen den Verbindungsmitteln, iiiiii) Block-Scherversagen am Ende des Holzbalkens.

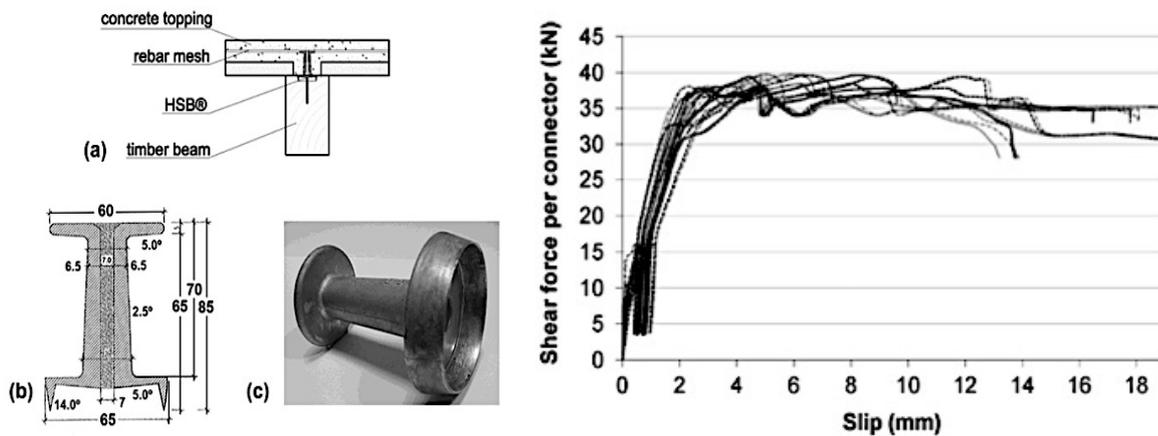


Abbildung 5-25: Aufbau und Last-Verschiebungskurve des HSB[®]-Verbinders [92]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	K_1 [kN/mm]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	Materialien	Versagensart
HSB [®] - Verbindungsmittel	Nagel mit Gewinde	37,04	23,32	19,50	18,97	17,02	GL24h und C20/25	Sprödes Versagen des Holzes

Tabelle 5-25: Mechanische Kennwerte des HSB[®]-Verbinders

Leiste mit geneigten Stahlrohren und selbstbohrenden Holzschrauben [93]

Um einen optimalen Verbund zu erzeugen wurden die Stahlrohre des Verbindungsmittels 45° hinsichtlich der Längsachse des Holzbalkens geneigt. Die Lastabtragung des Verbindungsmittels erfolgt über die Ausziehfestigkeit der Schraube aus dem Holz auf Zug und auf Abscheren der Schraube. Auf Grund der Neigung der Schraube wird eine Druckkraft zwischen Holz und Betonplatte erzeugt, durch die eine Reibungskraft in der Verbundfuge entsteht. Diese wirkt sich positiv auf die Steifigkeit aus. Der größere Durchmesser und das Ausfüllen des Rohres durch schnellerhärtenden Zement haben nur eine geringere Steigerung der Steifigkeit bewirkt.

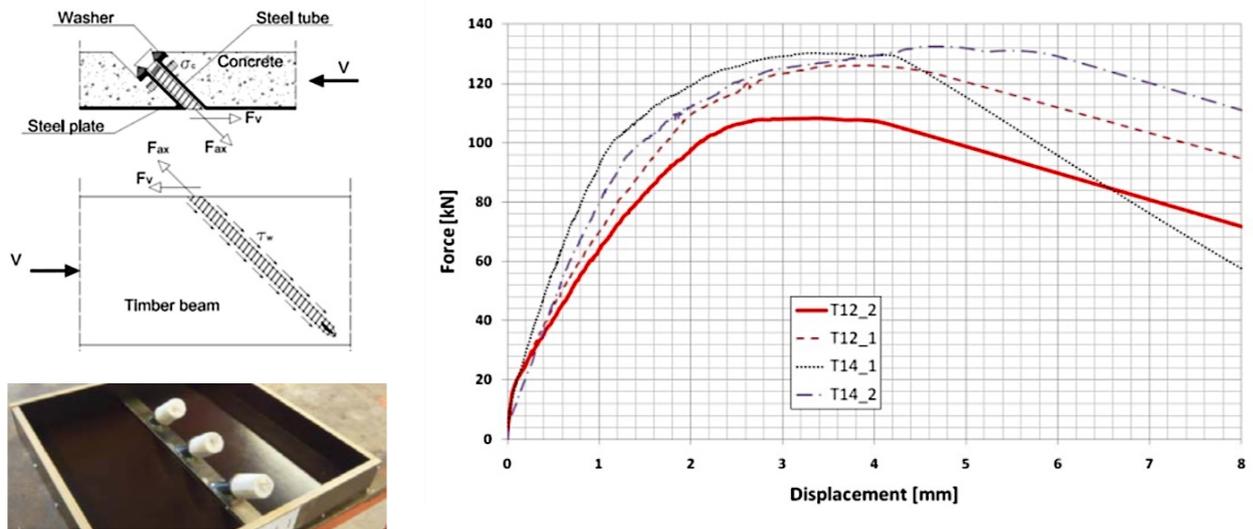


Abbildung 5-26: Last-Verschiebungskurve der Leiste mit geneigten Stahlrohren [93]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	Materialien	Versagensart
T12 mit $d_{Rohr} = 12$ mm S 355	Selbstbohrende Holzschrauben $\varnothing 11/250$ mm, Vorgespannt auf 160 Nm	39,0	43,0	29,0	Fertigteilplatte ($h = 5$ cm) aus SFB $f_c = 57,6$ N/mm ² GL32h Balken	Erfolgte nach einer großen Verformung durch zwei Mechanismen 1. Spalten des Holzbalkens 2. Stahlbruch in der Schraube
		F_{max} [kN/m]	$K_{0,4}$ [kN/mm/m]	$K_{0,6}$ [kN/mm/m]		
		Bei 10 VM/m 391,0	Bei 10 VM/m 435,0	Bei 10 VM/m 292,0		
T14 mit $d_{Rohr} = 14$ mm S 355	Selbstbohrende Holzschrauben $\varnothing 11/250$, Vorgespannt auf 160 Nm, Ausgießen des Rohrs mit schnell- erhärtenden Zement	44,0	45,0	34,0		
		F_{max} [kN/m]	$K_{0,4}$ [kN/mm/m]	$K_{0,6}$ [kN/mm/m]		
		Bei 10 VM/m 438,0	Bei 10 VM/m 450,0	Bei 10 VM/m 342,0		

Tabelle 5-26: Mechanische Kennwerte der Leiste mit geneigten Stahlrohren

Nagelplatten

Für das Verbindungsmittel Nagelplatte wurden Tests an zwei verschiedene Versuchsaufbauten durchgeführt. In Stuttgart wurden die nicht modifizierte seitlich am Holzbalken angebrachte Nagelplatte (unverbogen und ohne Entfernung der Nägel im Beton) und in Karlsruhe wurde die L-förmig gebogene Nagelplatte getestet [11]. Eine L-förmige Nagelplatte wurde in [18] in eine Fertigteilbetonplatte (C20/25) einbetoniert und mit einer Hydraulikpresse auf den Holzquerschnitt (Gl28c) gepresst. Ein Nachteil dieses Verfahrens sind die Risse, die sich beim Anbringen der Fertigteilplatte ergeben haben.

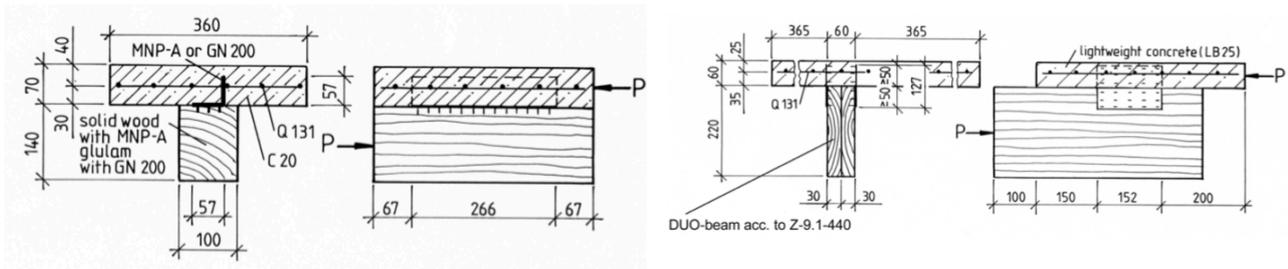


Abbildung 5-27: Versuchsaufbau für das Verbindungsmittel Nagelplatte (links: Karlsruhe; rechts: Stuttgart) [11]

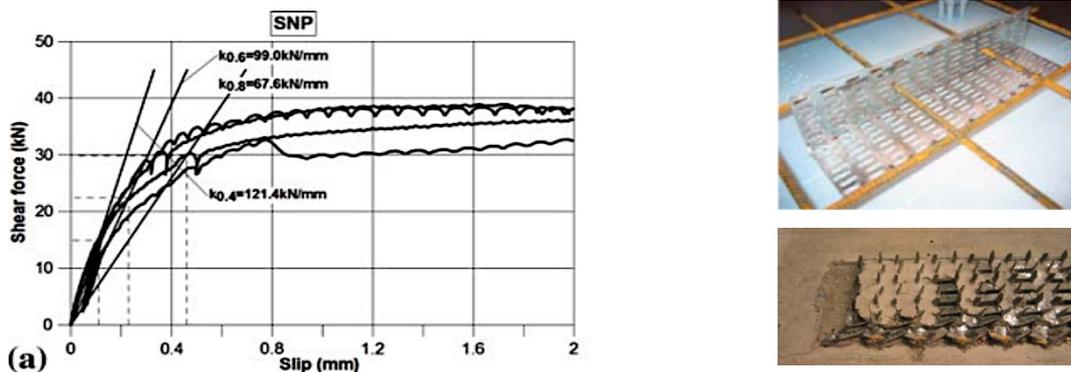


Abbildung 5-28: Versuchsaufbau und Last-Verschiebungskurve für die in [18] getestete Nagelplatte

Verbindungsmittel	Institut	F_{max} [kN] Pro cm Nagelplatte	$K_{0,4}$ [kN/mm] Pro cm Nagelplatte	F_{max} [kN] Pro Nagelplatte	$K_{0,4}$ [kN/mm] pro Nagelplatte	Versagensart
GN 200 114 x 266 [11]	Karlsruhe	2,0	1,87	53,5	50,0	Versagen der Nagelplatte
MNP-A [11]		1,8	1,84	47,9	49,0	
Wolf 15N [11]	Stuttgart	2,1	1,84	31,5	28,0	
Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	Versagensart
55 x 55 x 250 mm Nagelplatte, Nägel 8 mm lang, gebogen in einem Winkel von 90° [18]	-	37,3	121,4	99,0	67,6	Duktiles Versagen durch plastische Verformung der Nägel

Tabelle 5-27: Mechanische Kennwerte der Nagelplatten

Das Dennert HBV-Element, mit der Zulassung Z-9.1-474 [144], besteht aus zwei unmodifizierten Nagelplatten, welche seitlich am Holzbalken befestigt und in die Betonplatte verankert werden. Verwendet wird das Verbindungsmittel in einer besonderen Decken- und Wandkonstruktion, in der die Betonplatte auf Zug belastet wird. Aus [39] kann für ein Dennert HBV-Element (Z-9.1-474 [144]) pro Nagelplattenpaar ein Verschiebungsmodul von $K_{ser} = 46 \text{ kN/mm}$ angesetzt werden

Modifizierte Nagelplatte [94]

In [94] wurde eine doppelseitige Nagelplatte getestet, welche zwischen zwei Furnierschichtholzträger eingeklemmt wurde. Der in den Beton reichende Teil der Nagelplatte besteht aus einem gelochten Stahlblech.

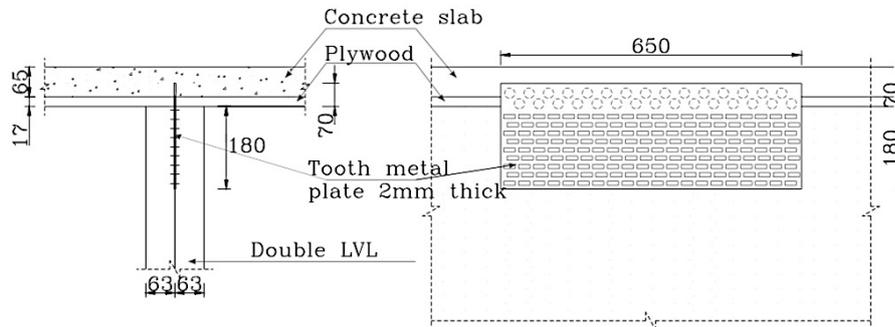


Abbildung 5-29: Doppelseitige Nagelplatte mit gelochtem Stahlblech [94]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]
Doppelseitige Nagelplatte mit gelochtem Stahlblech $l = 650$ mm	Eingeklemmt zwischen zwei Furnierschichtholzträgern	163,9	378,0	276,0	127,0
Doppelseitige Nagelplatte mit gelochtem Stahlblech $l = 325$ mm	Eingeklemmt zwischen zwei Furnierschichtholzträgern	81,1	480,0	508,0	53,4
Doppelseitige Nagelplatte mit gelochtem Stahlblech $l = 150$ mm	Eingeklemmt zwischen zwei Furnierschichtholzträgern	47,9	54,3	38,7	31,2

Tabelle 5-28: Mechanische Kennwerte der doppelseitigen Nagelplatte mit gelochtem Stahlblech

HBV[®]-Schubverbinder (Streckmetallstreifen)

HBV[®]-Schubverbinder ist ein ausgereiftes HBV-Verbundsystem, welches bereits in vielen Fällen zum Einsatz gekommen ist. Laut der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (Z-9.1-557 [143]) können Deckensysteme von über 15 m, Einfeldträger, Mehrfeldträger, Durchlaufträger, Kragarme, Dächer, Wandelemente und gebogene Träger hergestellt werden. Die Einbindung am Auflager darf mit angemessenen Verstärkungen über die Betonplatte erfolgen. Der große Vorteil dieses Verbindungsmittels ist die kontinuierliche Übertragung der Schubkraft und ein sehr steifer Verbund. Es ist möglich eine beliebige Zwischenschicht (Schalung, Dämmung) kleiner als 30 mm einzubauen. Es ist darauf zu achten, dass beim Betonieren eine Feuchtigkeitssperre eingebaut wird um das Holz vor Feuchteintrag zu schützen. In den Beton können Leerrohre, Elektroinstallationen und Fußbodenheizungen eingebaut werden. Die Verbindungselemente dienen sowohl zur Einleitung der Querkräfte als auch als Abstandhalter für die Baustahlmatte. Der HBV[®]-Schubverbinder wurde an der MPA Wiesbaden geprüft und die Werte wurden durch weitere Prüfungen an der TU München offiziell bestätigt [95]. Prüfergebnisse konnten auch in anderen Literaturquellen gefunden werden, wobei die Werte mit geringen Schwankungen sehr gut korrelierten. Unter anderem siehe [18], [8], [12], [83].

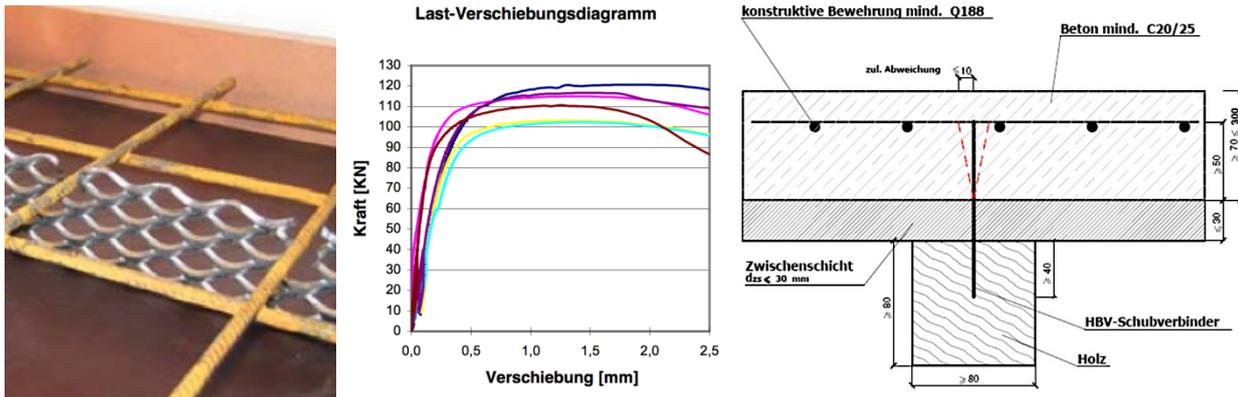


Abbildung 5-30: Streckmetallstreifen (links) [18]; Last-Verschiebungskurve HBV®-Schubverbinder (Mitte) [12]; Konstruktive Vorschläge für den HBV®-Schubverbinder (rechts) [95]

Für eine genaue Berechnung des Verschiebungsmoduls mit und ohne einer Zwischenschicht können die in Tabelle 5-40 aufgelisteten Formeln aus [12] verwendet werden:

Parameter	Zeitpunkt	Einheit	Wert
Verschiebungsmodul K_{ser} für Nachweise der Tragfähigkeit	$t = 0$	N / mm	$825 - 250 (d_{zs})^{0,2}$
	$t = \infty$	N / mm	$2/3 \cdot [825 - 250 (d_{zs})^{0,2}]$
Verschiebungsmodul K_u für Nachweise der Gebrauchstauglichkeit	$t = 0$	N / mm	$1/2 \cdot [825 - 250 (d_{zs})^{0,2}]$
	$t = \infty$	N / mm	$1/2 \cdot 2/3 \cdot [825 - 250 (d_{zs})^{0,2}]$
zulässige Schubkraft zul. T		N	$90 - 4,5 (d_{zs})^{0,5}$

Tabelle 5-29: Mechanische Kennwerte für das HBV®-System mit d_{zs} = Dicke der Zwischenschicht in mm [12]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	Materialien	Versagensart
Durchgehendes Streckmetall pro 500 mm [18]	50 mm im Beton eingebettet und 50 mm mit epoxid-Kleber im Holz	81,2	483,8	449,4	396,0	-	Versagen, mit plötzlichem Kraftabfall nach dem Erreichen der maximalen Scherkraft.
HBV-Schubverbinder pro 500 mm [12]	Verklebung Zweikomponentenkleber auf Epoxidharzbasis	110,0	412,0	206,0	-	Nadelholz S11 Beton C35 ST37-2 $f_{y,k}=240 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Streckmetalls in der Verbundfuge.

Tabelle 5-30: Mechanische Kennwerte für den HBV®-Schubverbinder

Stahlrohre mit angeschweißten Stahlplatten [18]

Ziel der Untersuchungen in [18] war es, einen hohen Vorfertigungsgrad und einer „trockenen“ Bauweise von HBV-Konstruktionen zu erzielen. Darum wurden Verbindungsmittel entwickelt und geprüft, um einen nachträglichen Verbund der Holzbalken und Betonplatte auf der Baustelle zu ermöglichen. Das Verbindungsmittel A) (Stahlrohr mit angeschweißter Stahlplatte) wurde in die Betonplatte vergossen und im Nachhinein mit einer Schraube am Holzbalken, mit einer Vorspannung von 130 Nm, befestigt. Das Verbindungsmittel B) (Stahlrohr mit zwei angeschweißten Stahlplatten) baut auf dem gleichen Prinzip des Verbindungsmittel A) auf, jedoch wurde das Verbindungsmittel in Kombination mit einer Kerbe eingesetzt. Die Vergusstasche in der Betonplatte für die Kerbe wurde im Nachhinein Betoniert. Nach der

Aushärtung des Betons wurde die Schraube, mit einer Vorspannung von 130 Nm, angebracht. Das Verbindungsmittel C) (Stahlrohr mit zwei angeschweißten Stahlplatten) wurde nach dem Herstellen der Betonplatte in ein vorgebohrtes, auf 2/3 der Höhe mit Zwei-Komponenten-Epoxidharzkleber (StoBPE 465/464) gefülltes, Loch mit dem Holzträger verbunden. Der Beton hatte eine Festigkeit von C20/25 und der Brettschichtholz balken hatte eine Güteklasse von GI28c.

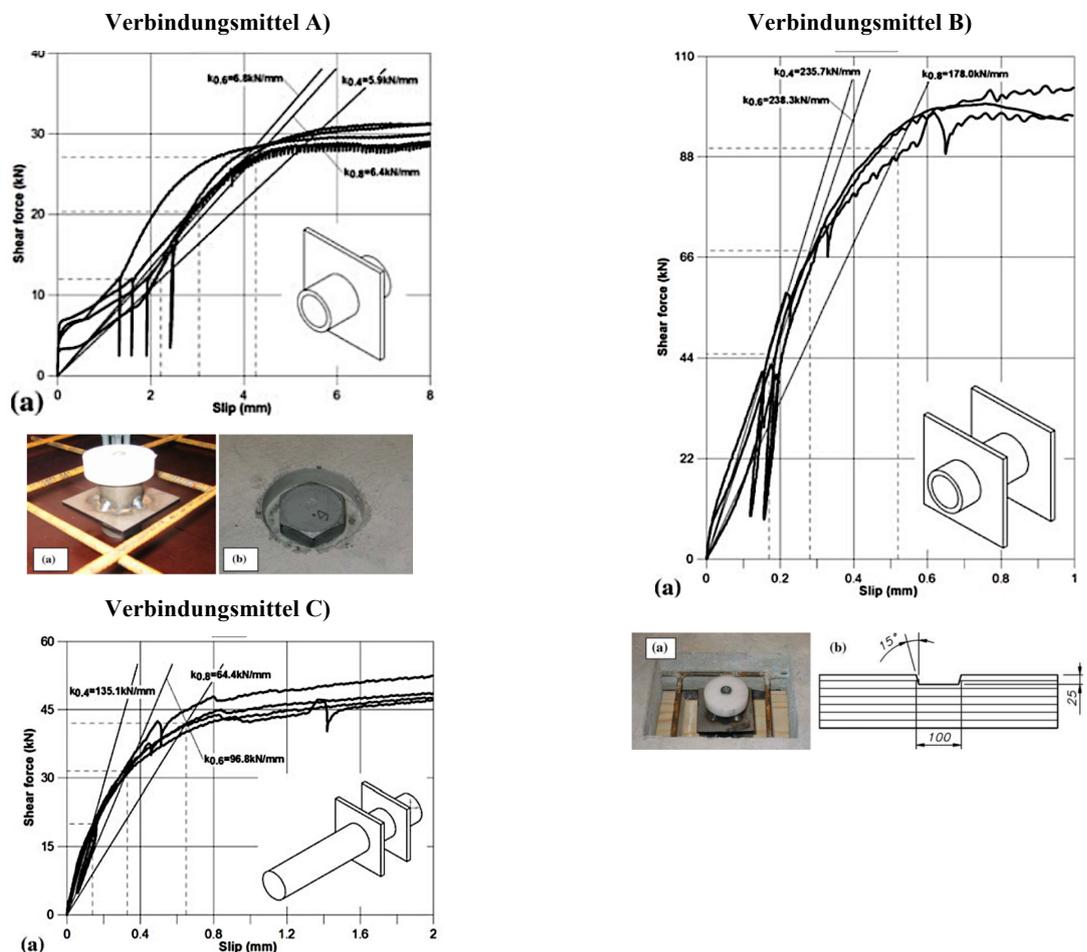


Abbildung 5-31: Last-Verschiebungskurven der Stahlrohre mit aufgeschweißten Platten [18]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{\max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	Versagensart
A) $d_s/l = 20/47$ mm Stahlrohr mit Stahlplatte	$\varnothing = 20/120$ mm Sechskantholz- schraube Vorspannung von 130 Nm	33,9	5,9	6,8	6,4	Duktiles Verhalten des Verbindungsmittels. Nach 15 mm Verformung Ausreißen der Schraube.
B) $d_s/l = 20/67$ mm Stahlrohr mit zwei Stahlplatten in Verbindung mit einer Kerve (15° geneigt, $l/t =$ $100/25$ mm)	$\varnothing = 20/160$ mm Sechskantholz- schraube Verfüllen der 115×120 mm Vergusstasche in der Betonplatte	110,6	235,7	234,4	178,0	Nahezu lineares Verhalten der Last- Verschiebungskurve, mit duktilem Verhalten nach Erreichen der max. Kraft. Nach dem Versagen der Betonnocke in der Verbindungsfuge wirkt die Schraube als Anker.

Tabelle 5-31: Mechanische Kennwerte für Stahlrohre mit aufgeschweißten Platten 1/2

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	Versagensart
C) $d_s/l = 20/120$ mm Stahlrohr mit zwei Stahlplatten	50 mm im Beton verankert, 70 mm mit epoxid- Kleber im Holz eingeklebt	52,5	135,1	96,8	64,4	Elastisch-plastisches und duktileres Verformungsverhalten, wie es bei Dübelverbindungen vorkommt. Versuchsabbruch bei Rissbildung in der Betonplatte und bei 15 mm Verschiebung.

Tabelle 5-32: Mechanische Kennwerte für Stahlrohre mit aufgeschweißten Platten 2/2

90° gefaltete Stahlplatten [18]

Ein weiterer Ansatz in [18] eine hohe Vorfertigungstiefe und eine „trockene“ Bauweise zu erzielen waren 90° gefaltete Stahlplatten. Die Stahlplatten wurden in die Fertigteilplatte einbetoniert und im Nachhinein mechanisch (Verbindungsmittel D) oder durch Verklebung (Verbindungsmittel E; Zwei-Komponenten-Epoxidharzkleber StoBPE 465/464) mit dem Holzträger verbunden. Die um 90° gefalteten Flansche der Stahlplatte wirken als Anker in der Betonplatte. Der Beton hatte eine Festigkeit von C20/25 und der Brett-schichtholz-balken hatte eine Güteklasse von Gl28c.

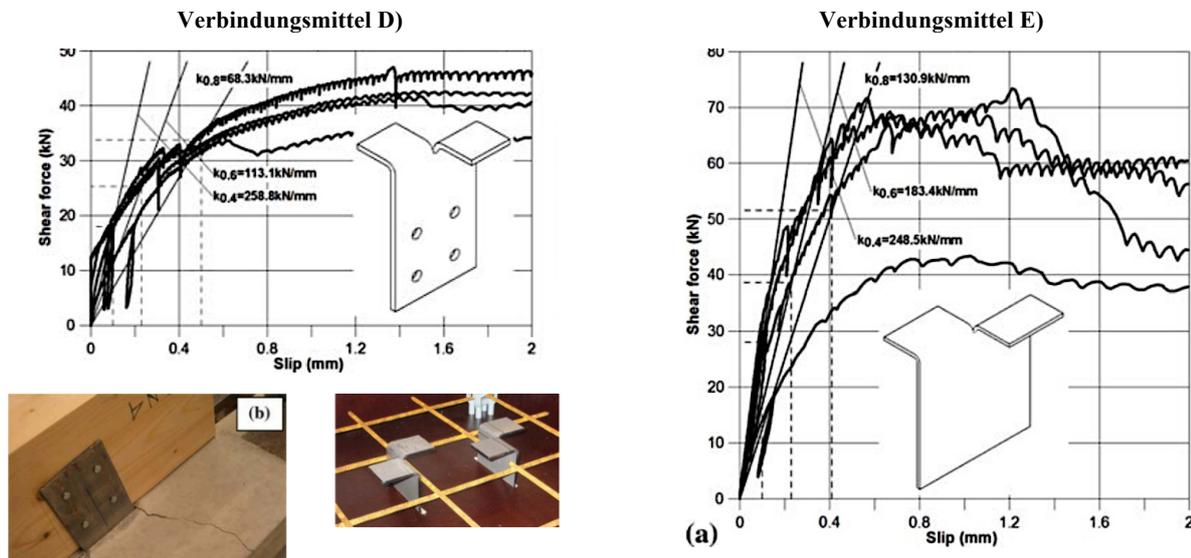


Abbildung 5-32: Last-Verschiebungskurven der um 90° gefalteten Stahlplatten [18]

Verbindungs- mittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	Versagensart
D) Zwei gefaltete Stahlbleche	50 mm im Beton verankert, und mit acht 4,5/75 mm Schaftnägel am Holz befestigt	42,3	258,8	113,1	68,3	Plastisches Verhalten (duktil) nach 1 mm aufgrund des Plastizierens der Nägel. Versuchsabbruch nach dem Einreißen des Betons, aufgrund der Rotation der Stahlplatte.
E) 115 mm breites gefaltetes Stahlblech	50 mm im Beton, 70 mm mit Epoxidharzkleber im Holz verankert	64,4	248,5	183,4	130,9	Versagen durch Reißen der Betonplatte. Nach dem Erreichen der maximalen Scherkraft gab es ein promptes Abfallen der Kraft auch wenn das System noch weiter tragfähig war; sprödes Versagen

Tabelle 5-33: Mechanische Kennwerte der um 90° gefalteten Stahlplatten

Demontierbare HBV-Decken mit stiftförmigen Verbindungsmitteln [96]

Die verwendeten Materialien waren Furnierschichtholz (Materialfestigkeiten siehe [96]) in verschiedenen Breiten (45, 63, 75 mm) und sowohl Normalbeton als auch Stahlfaserbeton (40 MPa Zylinderdruckfestigkeit). Die Länge und der Durchmesser der Stahlfasern waren 60 mm und 0,9 mm. Das Ziel der Untersuchungen war Verbundsysteme zu analysieren, welche sich für HBV-Decken eignen, bei denen die Betonplatte und der Holzträger separat vorgefertigt und auf der Baustelle verbunden werden können. Zudem war ein weiteres Kriterium, dass die HBV-Decke wieder auseinandergenommen werden kann.

Die Bolzen der Verbundsysteme wurden auf 40 % ihrer Zugtragfähigkeit vorgespannt und die Löcher in der Platte wurden 2 mm größer ausgebildet um die Bautoleranzen auszugleichen. Am Ende der Versuche wurde von den Autoren erkannt, dass die Vorspannung keinen signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten der Verbindung hat. Es gab bis zum Erreichen der Maximalkraft kein Abheben der Platte. Weiters konnte geschlossen werden, dass die Typen B und C die größten charakteristischen Schubtragfähigkeiten aufweisen. Typ A wurde aufgrund der verhältnismäßig hohen Steifigkeit und charakteristischen Schubtragfähigkeit als sehr geeignet eingestuft. Die Bauteilversuche ergaben, dass die entwickelten Systeme eine gute Lösung für demontierbare Verbundsysteme liefern. Es konnte nachgewiesen werden, dass ein Abbau und Wiederaufbau der HBV-Prüfkörper, sei es nach ULS- oder SLS-Belastung, keine maßgebenden Verluste in der Tragfähigkeit und Steifigkeit verursacht.

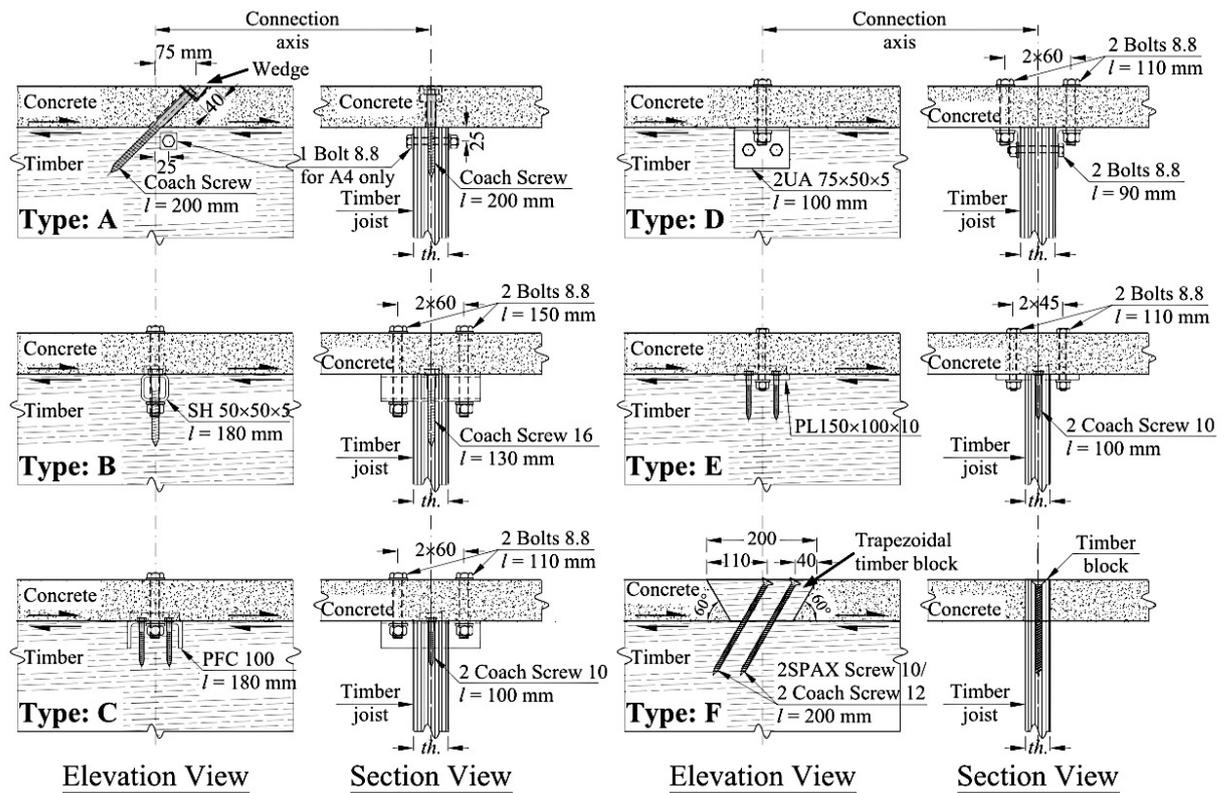


Abbildung 5-33: Darstellung der Verbundsysteme für demontierbare Deckensysteme [96]

Typ	Beschreibung der Verbundsysteme
A)	Eine Plastikhülle wird 45° in die Betonplatte vor dem Betonieren eingelegt und ein Keilförmiger Einschnitt für den Schraubenkopf ermöglicht einen direkten Kontakt mit der Betonplatte. Mit den vorgefertigten Löchern in der Platte kann der Holzbalken vorgebohrt werden. Durch die Neigung der Schrauben kann eine Vorspannung angebracht werden, die eine Reibung zwischen Platte und Balken ermöglicht.
B)	Es wurde eine Kerbe in den Balken eingefräst und ein quadratisches Hohlkammernprofil (SH50x50x5) wurde eingesetzt und mit Ø 16/130 mm Schrauben am Balken befestigt. Die Betonplatte wird durch hochfeste Bolzen 8.8 befestigt.
C)	Ein ähnlicher Aufbau wie bei B) wurde verwendet, jedoch wurde das Hohlkastenprofil mit einem U-Profil (PFC 100) getauscht und mit zwei Schrauben Ø 10/100 mm fixiert. Die Betonplatte wurde mit jeweils zwei Bolzen aus hochfestem Stahl 8.8 befestigt.
D)	Zwei L-Profile (2UA75x50x5) wurde am Holzbalken mit zwei Bolzen aus hochfestem Stahl 8.8 befestigt (eins pro Seite des Holzbalkens). Die Betonplatte wurde ebenfalls mit zwei Bolzen 8.8 an die L-Profile befestigt. Diese Verbindung beschleunigt den Bauprozess.
E)	Der Aufbau ist ähnlich wie C) nur, dass das U-Profil mit einer geraden Stahlplatte (PL150x100x10) ausgetauscht wurde, was den Bauprozess beschleunigt und die Toleranzen erhöht. Die Betonplatte wurde mit zwei Bolzen 8.8 befestigt.
F)	Die Holzknagge ist ein trapezförmiger Holzblock mit einer 60° zur Faser geneigten Flanke, welcher dieselbe Höhe wie die Betonplatte (75mm) und die Breite des Holzbalkens besitzt. Befestigt wird die Holzknagge mit 2 Schrauben (45°). Diese Verbindung erlaubt Toleranzen und ermöglicht einen schnellen Bauablauf.

Tabelle 5-34: Beschreibung der Verbundsysteme für demontierbare Deckensysteme

Verbindungsmittel	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	Beton	Versagensart
A1) $b_{Balken} = 45$ mm, Schraube 12 mm	38,9	89,1	39,6	25,7	NB	Das Versagen ist ein Zusammenspiel zwischen Druckversagen und Reißen des Holzes sowie Risse in der Betonplatte. Die Schrauben haben sich verbogen.
A2) $b_{Balken} = 63$ mm, Schraube 12 mm	38,0	162,3	59,5	31,4	NB	
A3) $b_{Balken} = 63$ mm, Schraube 16 mm	51,6	235,4	99,8	67,5	NB	
A4) $b_{Balken} = 63$ mm, Schraube 16 mm, Holzbalken durch einen Bolzen verstärkt	58,9	82,8	48,1	35,8	NB	
B1) $b_{Balken} = 63$ mm, 2 Bolzen 12 mm	87,6	114,2	71,5	45,4	FB	Das Versagen ist ein Zusammenspiel zwischen Druckversagen des Holzes sowie Risse in der Betonplatte. Die Bolzen haben sich verbogen.
B2) $b_{Balken} = 63$ mm, 2 Bolzen 12 mm	103,4	75,8	40,7	25,6	NB	
B3) $b_{Balken} = 63$ mm, 2 Bolzen 16 mm	96,6	134,3	75,2	53,1	FB	
B4) $b_{Balken} = 63$ mm, 2 Bolzen 16 mm	113,2	130,3	65,6	42,6	NB	
B5) $b_{Balken} = 63$ mm, 2 Bolzen 12 mm, Verklebung des Hohlkastenprofils an den Holzbalken	100,0	76,7	32,2	21,3	NB	

Tabelle 5-35: Mechanische Kennwerte für die demontierbaren Deckensysteme 1/2

Verbindungsmittel	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	Beton	Versagensart
C1) $b_{Balken} = 45$ mm, 2 bolts 12 mm	96,6	84,6	37,2	22,5	NB	Das Versagen ist ein Zusammenspiel zwischen Druckversagen des Holzes sowie Risse in der Betonplatte. Die Bolzen und das Stahlprofil haben sich verbogen.
C2) $b_{Balken} = 63$ mm, 2 bolts 12 mm	113,0	64,2	35,4	24,5	NB	
D1) $b_{Balken} = 45$ mm, 4 Bolzen 12 mm	75,3	337,5	29,6	16,7	NB	Das Versagen ist ein Zusammenspiel zwischen Druckversagen des Holzes sowie Risse in der Betonplatte. Die Bolzen und das Stahlprofil haben sich verbogen
D2) $b_{Balken} = 63$ mm, 4 Bolzen 12 mm	88,6	569,7	34,9	16,9	NB	
E1) $b_{Balken} = 45$ mm, 2 Bolzen 12 mm	46,2	271,8	41,1	23,6	NB	Das Versagen ist ein Zusammenspiel zwischen Druckversagen und Reißen des Holzes Die Bolzen und das Stahlplatte haben sich nicht verbogen. Und die Betonplatte hatte keine Risse.
F1) $b_{Balken} = 63$ mm, 2 Schrauben 12mm,	53,0	89,7	8,8	3,7	NB	Das Versagen ist ein Zusammenspiel zwischen Druckversagen des Holzes sowie Risse in der Betonplatte. Die Bolzen haben sich verbogen.
F2) $b_{Balken} = 45$ mm, 2 SPAX Schrauben 10mm	34,7	134,8	37,8	18,0	NB	

Tabelle 5-36: Mechanische Kennwerte für die demontierbaren Deckensysteme 2/2

Flachstahlschlösser [97]

Die Flachstahlschlösser besaßen eine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-473 [142]. Bei dem Verbindungsmittel handelt es sich um verzinkte Flachstähle, meist mit einer Stahlgüte S235, welche quer zur Spannrichtung der Brettstapelelemente bzw. Holzplatte (quer zur Faserrichtung) in Sägeschlitz eingetrieben werden. Der Verschiebungsmodul dieser Verbindung ist gegenüber stiftförmiger Verbindungen sehr hoch und nimmt mit zunehmender Betongüte zu. Wirtschaftlich ist diese Verbindung bis zu einer Stützweite von zehn Meter und hat den Vorteil eines geringen Herstellungsaufwands. Die Anordnung der Flachstahlschlösser folgt nicht dem idealisierten Schubkraftverlauf, sondern wird am Auflagerbereich konzentriert. Dadurch ergibt sich eine punktuelle, nachgiebige Verbindung. Untersucht wurden zwei Varianten für den Aufbau der Brettstapelelemente: Typ F) Brettstapelelemente ohne aufgestellter Brettlamelle und Typ FL) Brettstapelelemente mit aufgestellter Brettlamelle (siehe Abbildung 5-34).

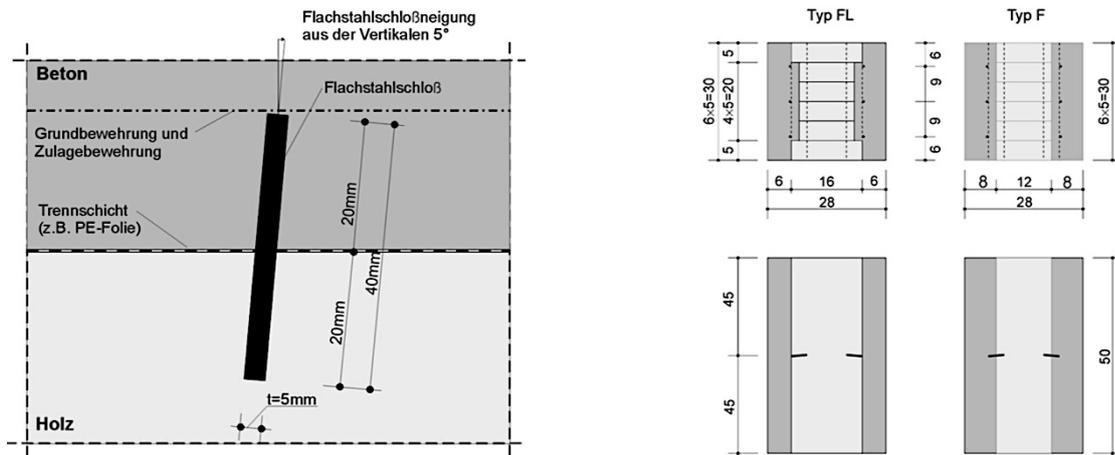


Abbildung 5-34: Aufbau der Versuche und Abmessungen der Flachstahlschlösser [97]

Das durch das Exzentrizitätsmoment bedingte Öffnen der Verbundfuge kann zwar nicht ausgeschlossen werden, ist jedoch bis zum Versagen der Flachstahlschlösser klein und kann darum vernachlässigt werden. Obwohl bei den Scherversuchen – durch die geringere Kontaktfläche des Flachstahlschlösses mit dem Beton – der Typ FL geringere Werte für den Verschiebungsmodul aufweist, stellte sich heraus, dass bei den Bauteilversuchen für den Typ FL) eine höhere Kraft aufgebracht werden muss um eine Durchbiegung von $1/300$ zu erreichen im Vergleich zu Typ F). Die höhere Steifigkeit der Decke kommt davon, dass durch die aufgestellten Bretter eine Klemmwirkung erzielt wird und sich die Betonplatte verkeilen kann.

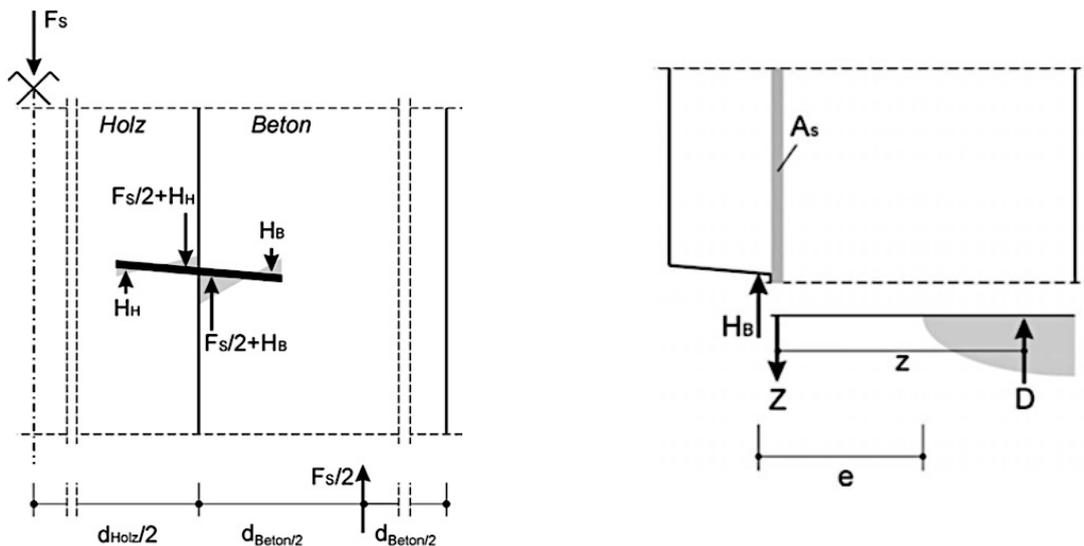


Abbildung 5-35: Kräfteaufteilung bei Flachstahlschlösser [97]

Die Übertragung der Schubkraft erfolgt hauptsächlich durch Biegung des Flachstahls. Das Kräftegleichgewicht (siehe Abbildung 5-35) wird durch die Einspannung des Stahls in den Beton und Holzquerschnitt realisiert. Durch den höheren E-Modul des Betons und folglich höhere Steifigkeit erfolgt die Einspannung hauptsächlich im Beton, solange dieser keine größere Schädigung aufweist. Dieses Verhalten verursacht eine zusätzliche Zugkraft im Beton, welche bei der Bewehrungsanordnung über den Flachstählen berücksichtigt werden muss. Schräg zu den Reaktionsstellen an den Flachstahlschlössern bilden sich geneigte Druckstreben, sowohl im Holz als auch im Beton auswelche, zusätzlich mit der

Klemmwirkung und der Reibung, ein Herausziehen der Schlösser verhindert. Dies verhindert das Abheben der Betonplatte vom Holz im Bereich der Flachstahlschlösser, insofern das Betongefüge nicht beschädigt wird. Das Versagen erfolgt durch herausbrechen einer Betonscholle auf der lastabgewandten Seite der Flachstahlschlösser. Die Kraft-Verschiebungskurve (siehe Abbildung 5-36) ist bis zu 80% der Höchstlast nahezu linear, worauf ein plastisches Verhalten folgt.

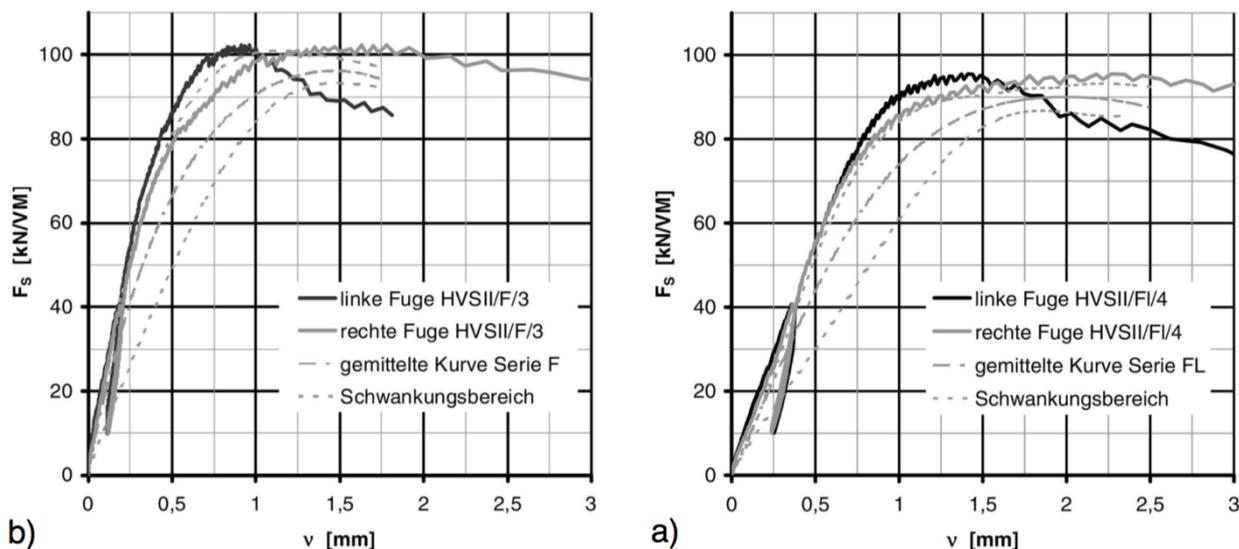


Abbildung 5-36: Last-Verschiebungskurve: Typ F (links); Typ FL (rechts) [97]

Verbindungsmittel	F_{max} [kN] b=30cm	F_{max} [mm] b=100cm	$K_{0,4}$ [kN/mm] b= 30cm	$K_{0,4}$ [kN/mm] b= 100cm	Materialien	Versagensart
Typ F) Flachstahlschloss	98,0	326,7	161,8	539,3	Bretter S 10	Bei Überschreiten der Betonfestigkeit, herausbrechen einer Betonscholle
Typ FL) Flachstahlschloss mit aufgestellter Brettlamelle	91,0	303,3	97,6	325,3	Praxis-üblicher Beton	
Flachstahlschloss Z-9.1-473 [142]	-	290	353	-	-	

Tabelle 5-37: Mechanische Kennwerte der Flachstahlschlösser

5-1.3 VERBINDUNGSMITTEL AUS HOLZ

Holzknaggen

In [13] untersuchte Dias rechteckige Holzknaggen aus Kunstharzfurnierschichtholz und Eichenholz, wobei sich herausstellte, dass die geprüften Verbindungsmittel sehr gute mechanische Eigenschaften aufwiesen. Die Last-Verschiebungskurve zeigte ein nahezu linear elastisches Verhalten bis hin zum spröden Versagen der Holzknagge. Das Versagen erfolgte durch Scherversagen des Holzes nahe der Klebefuge. In den durchgeführten Vorversuchen stellte sich heraus, dass die Geometrie des Verbindungsmittels einen Einfluss auf die Steifigkeit und übertragbare Scherkraft haben (siehe [13]). Durch die Verwendung von stiftförmigen Verbindungsmittel (wie zum Beispiel Schrauben und Nägel) zusätzlich zur Verklebung könnte das Nachbruchverhalten optimiert werden und ein duktiles Versagen erzeugt werden.

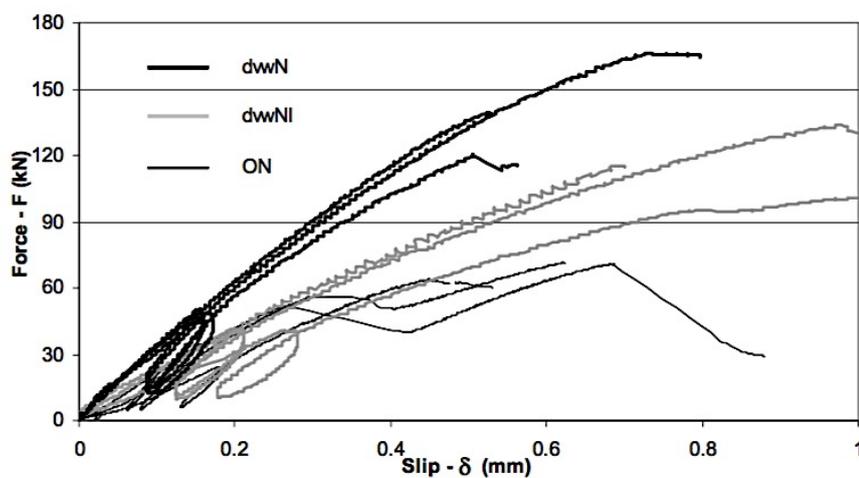


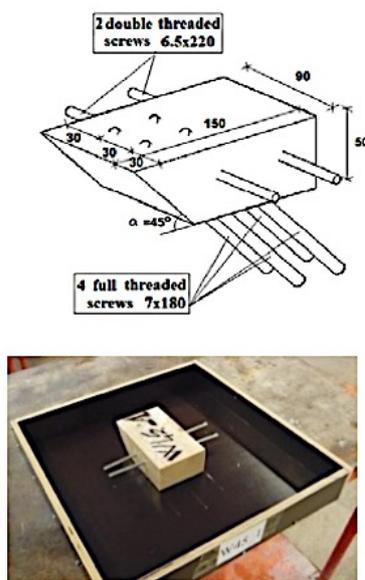
Abbildung 5-37: Last-Verschiebungskurve der Eichenknagge (ON), der Kunstharzfurnierschichtholzknagge ohne (dvwN) und mit Zwischenschicht (dvwNI) [13]

Verbindungsmittel	Anschluss	F _{max} [kN]	K _{0,4} [kN/mm]	K _{0,6} [kN/mm]	Materialien	Versagensart
Je 2 Holzknaggen (Nadelholz S10) b/h/l = 90(100)/60/120 mm [84]	BMF-Nägel 6/150 mm (6 pro Knagge); vorgebohrt	84,9	4,1	1,85	Stahlfaser-B25 BSH S14	Kombination aus Versagen des Holzes auf Lochleibung und Abreißen der Nägel
Eichen-Knagge (ρ _{Knagge} = 900 kN/m ³) 100x100x15 mm [13]	Verklebung	59,5	175,2	-	C25/30 Fichte C18	Scherversagen des Holzes nahe der Klebefuge
Kunstharzfurnierschichtholz (ρ _{Knagge} = 1200 kN/m ³) Knagge 100x100x15 mm [13]	Verklebung	138,6	304,8	-	C30/37 Fichte C18	
Kunstharzfurnierschichtholz (ρ _{Knagge} = 1200 kN/m ³) Knagge 100x100x35 mm [13]	Verklebung mit 2 cm Zwischenschicht (Schalung)	116,2	199,9	-		

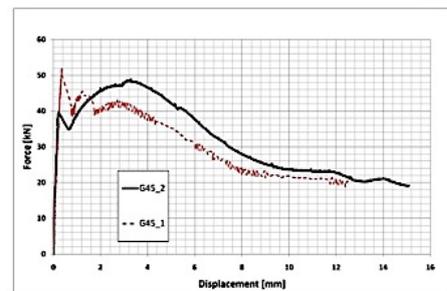
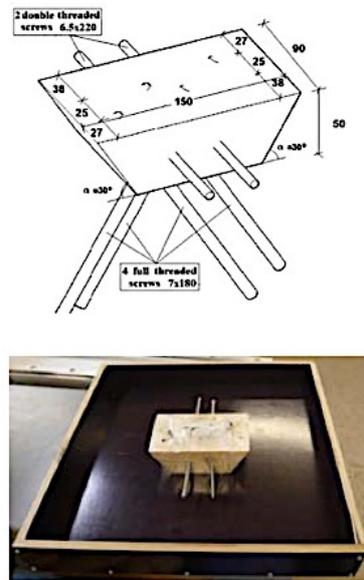
Tabelle 5-38: Mechanische Kennwerte der rechteckigen Holzknagge

Als weiterer Ansatz für die Ausführung von Holzknaggen können die in [93] untersuchten schwalbenförmig hinterschnittenen Holzknaggen genannt werden. Drei Arten von Holzknaggen wurden getestet, für zwei der drei Verbindungsmittel wurde Fichtenholz der Sortierklasse C24 verwendet und für das dritte wurde mit Furfurylalkohol imprägnierte Buche verwendet. Durch die Imprägnierung kann der Furfurylalkohol, aufgrund der Polarität in den Zellwänden, in das Holz eindringen und dort polymerisieren. Dies schützt das Holz einerseits vor dem biologischen Abbau und andererseits erhöht es die Festigkeit und Formstabilität des Holzes. Die Knaggen $l/b/h = 150/90/50$ mm wurden seitlich je mit zwei selbstbohrenden Schrauben $\varnothing 6,5/220$ mm verstärkt. Einerseits um das Aufspalten der Knagge zu verhindern und andererseits um eine bessere Verankerung im Beton gewährleisten zu können. Das Verbindungsmittel kann in der Betonplatte miteinbetoniert werden und auf der Baustelle mit dem/der Holzbalken/platte verbunden werden. Es wurden zwei verschiedene Aufbauten des Verbindungsmittels getestet: i) Typ 1: Einseitig hinterschnittene Holzknagge mit parallel angeordneten und geneigten Schrauben. Die Schrauben werden auf Abscheren und Zug beansprucht. Sowohl im Verbindungsmittel (Knagge) als auch am Balken ist die Ausziehfestigkeit der Schraube aus dem Holz maßgebend. Durch die Neigung der Schrauben entsteht Reibung in der Zwischenschicht, die sich positiv auf die Steifigkeit der Verbundkonstruktion auswirkt. ii) Typ2: Zweiseitig hinterschnittene Holzknagge mit kreuzweise angeordneten Schrauben. Die Schrauben werden auf Zug und auf Druck beansprucht. Durch diese Anordnung der Schrauben entsteht bei der Belastung eine Rotation im Verbindungsmittel, die sich negativ auf die Tragwirkung auswirkt.

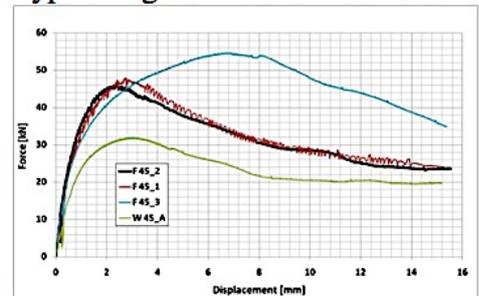
Typ 1



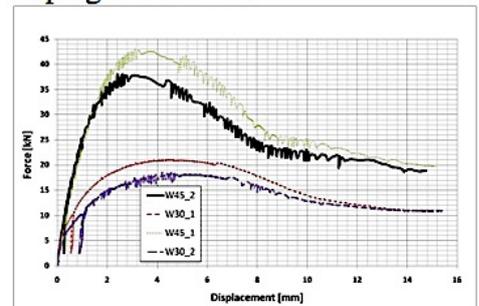
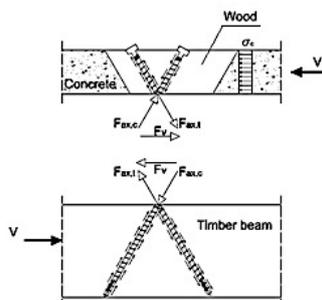
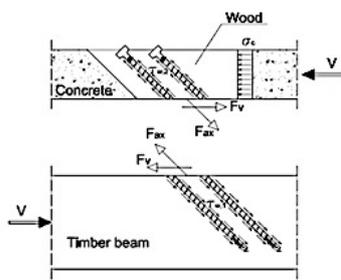
Typ 2



Typ 1: Angeschraubt und verklebt



Typ 1: Angeschraubt; W45_A Fichte, F45 mit Furfurylalkohol imprägnierte Buche



W30 = Typ 1, W45 = Typ 2

Abbildung 5-38: Aufbau und Last-Verschiebungskurve der schwalbenförmig hinterschnittenen Holzknagge [93]

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	Materialien	Versagensart
Typ 1: mit Furfurylalkohol imprägnierte Buche; verschraubt	Vier Ø 7/180 mm selbstbohrende Holzschrauben ($f_u = 1256$ MPa)	50,0	49,0	36,0	Fertigteilplatte (h = 5 cm) aus SFB $f_c = 57,6$ N/mm ²	Herausziehen der Schrauben vom Holzbalken
Typ 1: C24 Fichte, verschraubt und verklebt	Vier Ø 7/180 mm selbstbohrende Holzschrauben ($f_u = 1256$ MPa); Verklebung	51,0	222,0	188,0	GL32h Balken	Versagen der Klebeverbindung und folglich herausziehen der Schrauben aus der Knagge
Typ 1: C24 Fichte, verschraubt	Vier Ø 7/180 mm selbstbohrende Holzschrauben ($f_u = 1256$ MPa)	32,0	32,0	28,0		Herausziehen der Schrauben aus der Knagge
Typ 1: C24 Fichte, verschraubt	Vier Ø 7/180 mm selbstbohrende Holzschrauben ($f_u = 1256$ MPa)	41,0	29,0	25,0		Herausziehen der Schrauben aus der Knagge
Typ 2: C24 Fichte, verschraubt	Vier Ø 7/180 mm selbstbohrende Holzschrauben ($f_u = 1256$ MPa)	20,0	18,0	12,0		Aufgrund großer Verdrehungen der Holzknagge

Tabelle 5-39: Mechanische Kennwerte der schwalbenförmig hinterschnittenen Holzknagge

Eingeklebtes perforiertes Sperrholz [98]

Beim neuartigen Verbindungsmittel handelt es sich um ein eingeklebtes perforiertes wasserabweisendes Sperrholz mit einer Dicke von 8 mm. Die Perforierungen erlauben es eine Bewehrung im Verbindungsmittel zu integrieren. Die Verklebte Seite des Verbindungsmittels wurde durch Rillen so modifiziert um einen besseren Klebeverbund herstellen zu können. In Abbildung 5-39 sind die Maße und das Verbindungsmittel selbst dargestellt. Die Last-Verschiebungskurve kann durch die Auswahl des Klebstoffes gesteuert werden. Es wurden zwei verschiedene Klebstoffe getestet: i) SMP (Silyl Modified Polymere) Zweikomponenten Kleber ($E = 3$ MPa, Schertragfähigkeit = 2 MPa) und ii) ein Polyurethan (PUR) Einkomponentenkleber PURBOND[®]. Aus den erhaltenen Prüfwerten sowie FE-Simulationen konnten die Autoren bestätigen, dass die Schubtragfähigkeit des Klebstoffes einen maßgeblichen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften des Verbindungsmittels haben. Zudem konnte ein nahezu lineares Verhalten der Last-Verschiebungskurve bis zu einer Belastung von $0,6 F_{max}$ festgestellt werden.

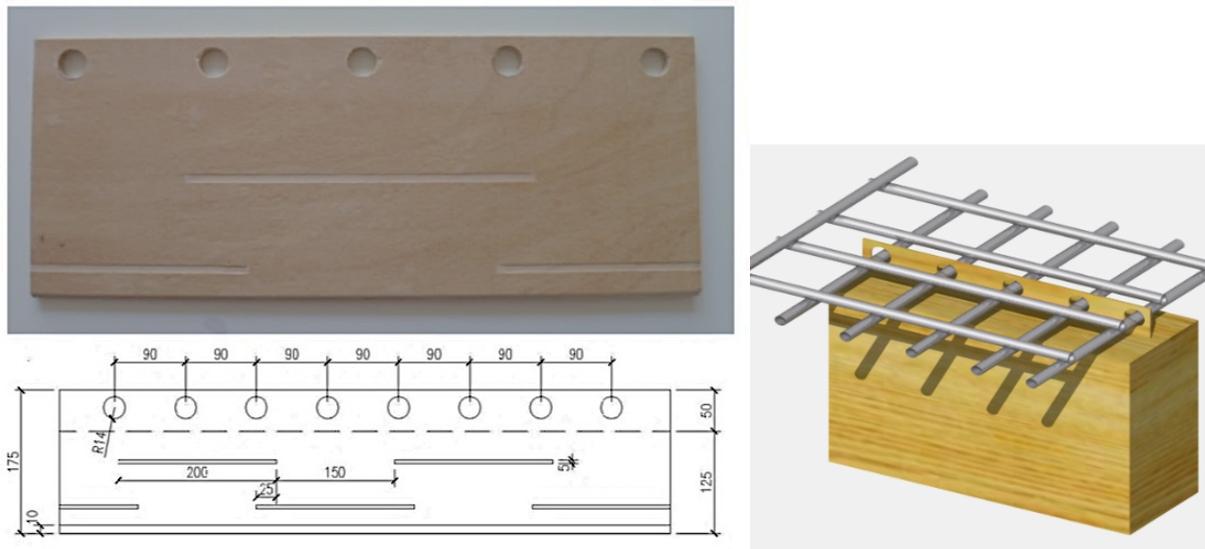


Abbildung 5-39: Abmessungen des eingeklebten perforierten Sperrholzes [98]

Verbindungsmittel	F_{\max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	Material	Versagensart
Eingeklebtes perforiertes Sperrholz (PUR)	51,9	45,5	40,9	28,4	C50; G124h; PUR	Versagen des Verbindungsmittels, geringe Verschiebung (< 7 mm)
Eingeklebtes perforiertes Sperrholz (SMP)	33,1	13,8	12,7	9,5	C50; G124h; SMP	Große Verschiebung (> 20 mm)

Tabelle 5-40: Mechanische Kennwerte des eingeklebten perforierten Sperrholzes

5-1.4 FORMSCHLÜSSIGE VERBINDUNGSMITTEL

Stahfaserverstärkter-UHPFRC-Zylinder mit Stahlkern [99]

Bei diesem Verbindungsmittel handelt es sich um einen UHPFRC-Zylinder mit Stahlkern. Dabei wird die charakteristische Tragfähigkeit des Verbindungsmittels vom Stahlkern beeinflusst und die Steifigkeit vom Durchmesser der Betonhülle. Dank der günstigen Eigenschaften des UHPFRC (ultrahochfester faserverstärkter Beton) kann eine Kraftweiterleitung auch nach Mikrorissen in der Betonhülle erfolgen. Um das Verbindungsmittel an die Anforderungen hinsichtlich Steifigkeit und Tragfähigkeit eines bestimmten Systems anzupassen kann der Durchmesser des Stahlkerns und/oder des Betonmantels variiert werden, sowie die geforderte Duktilität der Verbindung erreicht werden (siehe Abbildung 5-40). Dieses Verhalten kann dadurch erklärt werden, dass im Fall eines Stahldübels die Steifigkeit ungefähr linear proportional zum Durchmesser und die maximale Widerstandskraft proportional zur Quadratwurzel des Durchmessers ist. Das Verbindungsmittel wird im Werk vorgefertigt und in ein vorgebohrtes Loch im Holzbalken eingefügt. Die normalbewehrte Betonplatte wird vor Ort betoniert und ermöglicht das Anbringen einer verlorenen Schalung am Balken. Aus den Ergebnissen der Prüfungen stellen die Autoren in [99] fest, dass eine Erhöhung des Stahldurchmessers von $d_s = 5$ mm auf $d_s = 10,2$ mm die maximal aufnehmbare Kraft um rund 80 % steigert und die Erhöhung des Durchmessers des Betonmantels von $d_s = 25,4$ mm auf $d_s = 34,9$ mm die Steifigkeit um rund 67 % steigert. Der Betonstahl eignet sich aufgrund der niedrigeren Ergebnisse bei den Prüfungen schlechter als die Gewindestangen für die Herstellung des Verbindungsmittels – das Verbindungsmittel mit Gewindestangen konnte eine 75 % höhere Steifigkeit erreichen. Dies hängt mit dem schlechteren Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton zusammen. Als Verbesserungsvorschlag führen die Autoren an, die Toleranzen und Lücken zwischen Holz und dem Verbindungsmittel mit Epoxidharz oder einem Lückenfüller zu schließen, um den Schlupf bei Erstbelastung zu reduzieren.

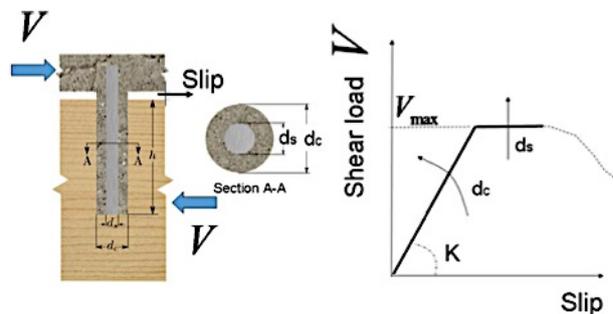


Abbildung 5-40: Aufbau des UHPFRC-Zylinders mit Stahlkern und idealisierte Last-Verschiebungskurve [99]

Verbindungsmittel	b_c [mm]	h_c [mm]	d_c [mm]	d_s [mm]	h_w [mm]	Stahl*
A)	80	40	25,4	0	95	-
B)	80	40	25,4	5	95	GS
C)	80	40	25,4	10,2	95	GS
D)	80	40	25,4	10	95	BS
E)	80	40	34,9	5	135	GS
F)	80	40	34,9	10,2	135	GS
G)	80	40	34,9	10	135	BS

*Gewindestange = GW ($f_y=568$ N/mm²), Betonstahl = BS ($f_y=434$ N/mm²)

Tabelle 5-41: Aufbau der Prüfkörper des UHPFRC-Zylinders mit Stahlkern

Verbindungsmittel	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	v_u [mm]	Materialien	Versagensart
A)	8,44	22,4	3,0	Betonplatte: $f_c = 41 \text{ N/mm}^2$; $E = 12400,0 \text{ MPa}$	Scherversagen des Verbindungsmittels in der Scherfuge
B)	17,26	20,2	7,55		
C)	33,66	31,6	11,65	Verbinder: UHPFRC (2% Stahlfaser-gehalt) $f_c = 150 \text{ N/mm}^2$; $f_t = 14,2 \text{ N/mm}^2$; $E = 50000,0 \text{ MPa}$	Herausziehen des Betonstahls vom Schaft des Verbindungsmittels
D)	28,43	18,0	>15		
E)	27,94	42,15	1,45	Holzbalken: NordicLam 24F-ES/NPG $f_c = 54,8 \text{ N/mm}^2$; $f_t = 30,8 \text{ N/mm}^2$; $f_b = 45,9 \text{ N/mm}^2$; $E = 50000,0 \text{ MPa}$	Scherversagen des Verbindungsmittels in der Scherfuge
F)	51,24	52,8	12		
G)	50,11	29,9	>15		

Tabelle 5-42: Mechanische Kennwerte des UHPFRC-Zylinders mit Stahlkern

Runde verstärkte Betonnocken (mit Schraube oder Stahlrohr) [61]

Aus den Ergebnissen ist ersichtlich, dass die Verstärkung der Nocken, sei es mit Schrauben oder Stahlrohren eine deutliche Verbesserung der Werte, Duktilität und Widerstand, des Verbindungsmittels bewirkt. Zudem ist bei der Verstärkung mit einem stiftförmigen Verbindungsmittel ersichtlich, dass das post-peak Verhalten verbessert werden kann. Dies kommt davon, dass die Schraube nach dem Versagen der Kerne die Platte und den Balken zusammenhält, sodass der Kräfteverlust nicht so rapide erfolgt. Bei der Verbindung mit einem Stahlrohr erfolgt ein Abheben der Platte nach dem Versagen der Verbindung [61].

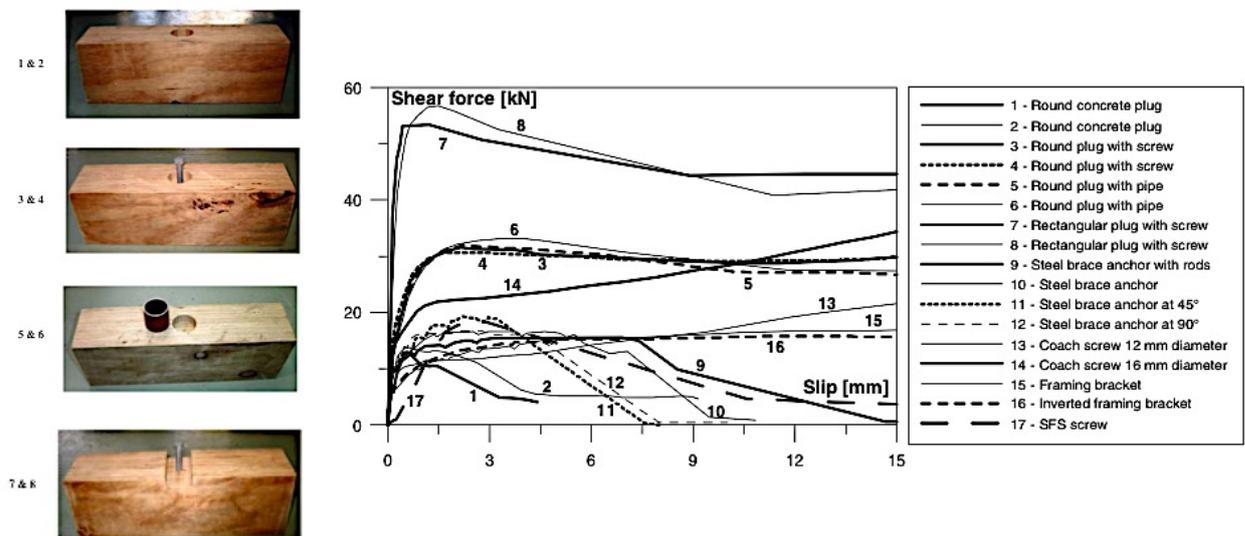


Abbildung 5-41: Last Verschiebungskurve verschiedener Betonnocken [61]

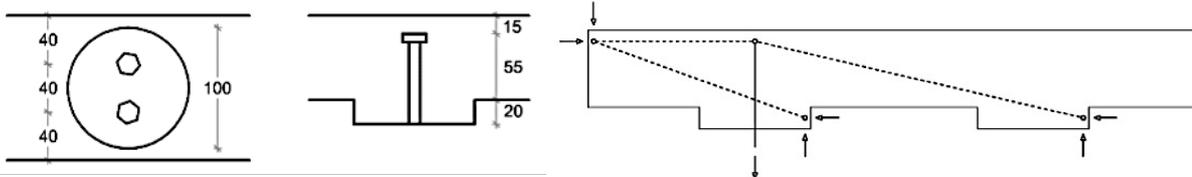


Abbildung 5-42: Aufbau runde Betonnocke mit Schrauben (links); Vereinfachtes Modell der Kräfte (rechts) [100]

Laut Seller in [100] übernehmen die Schrauben in den Nocken neben den Zugkräften auch Kräfte in Balkenrichtung und reduzieren die Schubspannungen im Vorholz. Die aufnehmbare Kraft der Schraube wird im großen Maß von der Größe des Schraubkopfes bestimmt. Je größer dieser wird desto größer ist der Ausbruchskegel im Beton und damit verbunden die aufnehmbare Zugkraft der Schraube. Die Schrauben wirken als Zugglieder. Der Verlauf der Zug- und Druckstreben wird in Abbildung 5-42 schematisch aufgezeigt. Seller konnte aus den Prüfungen schließen, dass die tiefe der Kerne, im Gegensatz zur Breite (Durchmesser), keine wesentliche Steigerung der Tragfähigkeit der Nocke bewirkt. Dies hängt damit zusammen, dass die Nockentiefe die Scherfläche des Betons nicht erhöht. Zudem konnte erkannt werden, dass die Anordnung der Schrauben kaum einen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Verbindungsmittels hat. Die Verwendung von Schrauben hat im Vergleich zu unbewehrten Nocken eine Verdopplung der Tragfähigkeit gebracht.

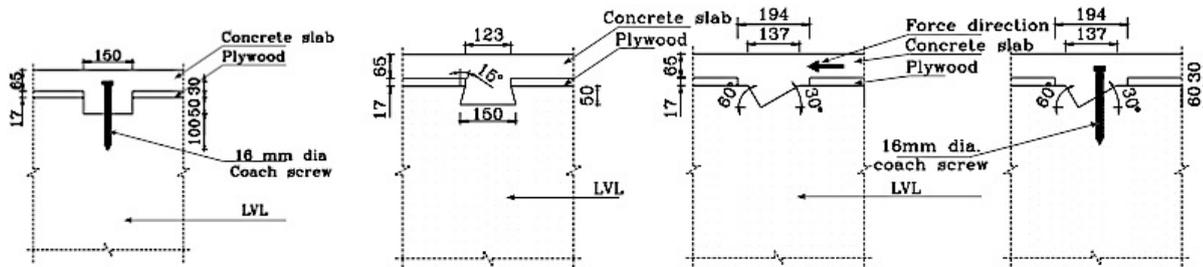


Abbildung 5-43: Rechteckige Betonnocke mit Schraube (links); Hinterschnittene Betonnocke (Mitte links); Dreieckige Betonnocke 30°_60° (Mitte rechts); Dreieckige Betonnocke 30°_60° mit Schraube (rechts) [94]

Weitere Ausführungsvarianten von Nocken (siehe Abbildung 5-43) wurden von Chuan [94] versuchstechnisch und analytisch untersucht. Dabei wurden unterschiedliche Geometrien der Nocken sowie der Einfluss der Schraubenanordnung und des Schraubendurchmessers, hinsichtlich Lang- und Kurzzeittragverhalten, untersucht. Ein Konzept für ein HBV-Halbfertigteil, bestehend aus Furnierschichtholz (LVL), wurde vorgeschlagen.

Verbindungsmittel	Anschluss	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	$K_{0,8}$ [kN/mm]	Material	Versagensart
Runde Nocke d/t = 60/60 mm mit Stahlrohr [85]	Stahlrohr d/t = 60/2 mm	84,0	27,5	26,2	-	C 40/50, G124h	-
Runde Nocke d/t = 48,5/20 mm ohne Verstärkung [61]	-	13,2	83,1	42,6	36,9	NB (Zylinder- druckfestigkeit $f_{c,k} = 30,4$ N/mm ²)	Sprödes Versagen
Runde Nocke d/t = 48,5/20 mm mit Schraube [61]	Schraub Ø 12/150 mm, vorgebohrt, 100 mm Einbettung	31,4	105,9	56,3	39,1	Furnier- schichtholz $\rho = 603$ kg/m ³	Duktilen Versagen
Runde Nocke d/t = 48,5/20 mm mit Stahlrohr [61]	40 mm hohes Stahlrohr	32,6	66,6	42,5	29,7		Duktilen Versagen

Tabelle 5-43: Mechanische Kennwerte für verstärkte Betonnocken 1/2

Verbindungsmittel	Anschluss	F _{max} [kN]	K _{0,4} [kN/mm]	K _{0,6} [kN/mm]	K _{0,8} [kN/mm]	Material	Versagensart
Elascon HPC-Hybridnocke [39]	In Holz eingelassenes, teilweise mit polymerverfülltes Stahlrohr	-	19,3	-	-	-	-
Betonnocke Ø 70 mm verstärkt mit Stabstahl [16]	zentrisch eingebauter Stabstahl Ø 20 mm	51,0	80,0	-	-	Beton B25; Nadelvollholz	-
Rechteckige Nocke b/l/t = 105/50/16,5 mm mit Schraube [61]	Schraub Ø 12/150 mm, vorgebohrt, 103 mm Einbettung	54,9	297,0	197,3	148,5	NB (Zylinderdruckfestigkeit f _{c,k} = 30,4 N/mm ²) Furnierschichtholz ρ = 603 kg/m ³	Duktiles Versagen durch Mitwirken der Schraube

Tabelle 5-44: Mechanische Kennwerte für verstärkte Betonnocken 2/2

Verbindungsmittel	Anschluss	F _{max} [kN]	K _{0,4} [kN/mm]	K _{0,6} [kN/mm]	K _{0,8} [kN/mm]	Material
Rechteckige Nocke l/t/b=150/50/63 [94]	Schraube Ø = 16 mm	73,0	80,2	75,4	61,7	Furnierschichtholz
Rechteckige Nocke l/t/b=50/50/63 [94]	Schraube Ø = 16 mm	46,0	38,2	34,5	27,5	
Rechteckige Nocke l/t/b=150/25/63 [94]	Schraube Ø = 16 mm	71,8	113,0	102,0	76,1	
Rechteckige Nocke l/t/b=150/50/63 [94]	Schraube Ø = 12 mm	66,0	77,9	74,5	62,3	
Rechteckige Nocke l/t/b=150/50/63 [94]	Schraube Ø = 16 mm mit 140 mm Einbettung im Holz	84,2	211,0	145,0	95,0	
Hinterschnittene Nocke l/t/b=150/50/63 [94]	-	20,5	51,1	28,1	33,5	
Dreieckige Nocke 30°_60° l/t/b=137/60/63 [94]	-	40,2	101,0	57,3	37,9	
Dreieckige Nocke 30°_60° l/t/b=137/60/63 [94]	Schraube Ø = 16 mm	82,6	123,0	104,0	75,4	
Rechteckige Nocke l/t/b=150/50/63 aus schwindarmen Beton [94]	Schraube Ø = 16 mm	68,8	67,0	66,9	56,1	
Rechteckige Nocke l/t/b=150/50/126 und 2 Furnierschichtholzträger [94]	Schraube Ø = 16 mm	128,0	218,0	183,0	119,0	

Tabelle 5-45: Mechanische Kennwerte diverser Nockenvarianten nach [94]

Aus dem direkten Vergleich verschiedener Verbindungsmittel schließt Glaser [16], dass Konsol-Nocken ein sehr wirtschaftliches Verbundsystem darstellen, welche einen hohen Vorfertigungsgrad und geringe Materialkosten aufweisen. Das Verbindungsmittel kann einfach, durch variieren der Anordnung und Geometrie an spezifische Anforderungen verschiedener Systeme angepasst werden. Darum optimiert Glaser das Verbindungsmittel und entwickelt die Polymerbetonnocke. Wie in Abbildung 5-44 gesehen werden kann, besteht die Polymerbetonnocke aus einem Bewehrungselement, Polymerbeton und grob gebrochenem Splitt auf der Oberfläche. Der Splitt auf der Oberfläche dient dem Zwecke die Rauigkeit und somit den Verbund zwischen Polymerbetonnocke und Betondeckschicht zu verbessern. Bewehrt wird das Verbindungselement mit U-förmig aufgebogenen und durch Querstäbe miteinander verbundenen Betonstahlstäben. Verankert wird der Bewehrungskorb in Ausfräsungen, welche in Balkenlängsrichtung angebracht werden. Für ausführlichere Informationen wird auf die Arbeit von Glaser [16] verwiesen.

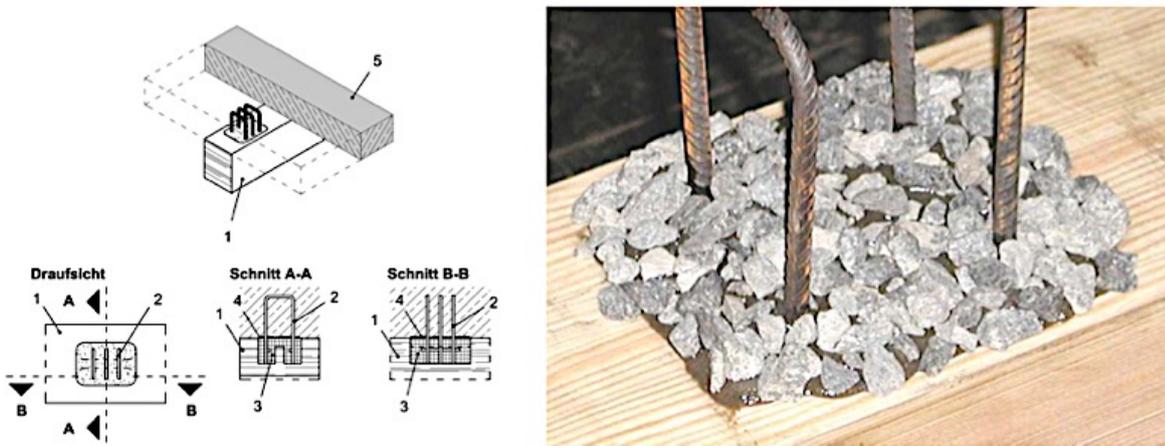


Abbildung 5-44: Polymerbetonnocke nach Glaser [16]

Verbindungsmittel	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Material
Konsol-Nocke ($b/l/t = 160/100/70$ mm) aus [16]	150,0	148,0	Beton C16/20; Balken aus Nadelvollholz S10
Optimierte Konsol-Nocke (Prüfungen Glaser [16])	70,7-177,6	222,0-360,0	Materialeigenschaften variieren siehe [16]
Polymerbetonnocke mit U-förmigen Bewehrungskorb $d_s = 6$ mm (ca. $b/l/t = 120/140/50$ mm) [16]	128,5 - 221,8 *	500,0 - 1286,0 *	

* Werte variieren je nach Nockenabmessungen sowie Art des Bewehrungskorbs (und Rauigkeit der Oberfläche bei den Polymerbetonnocken)

Tabelle 5-46: Mechanische Kennwerte der Konsol-Nocken und Polymerbetonnocken

Natterer/Hoeft [Natterer/Hoeft-92 in [16]] entwickelten ein Verbindungsmittel, welches durch Formschluss in Kombination mit Quervorspannung ein sehr leistungsfähiges Verbundsystem ergibt. Bei diesem Verbundsystem wird ein Stahldübel in ein vorgebohrtes Loch der Holzkonstruktion geklebt. Vor dem Betonieren wird eine Hülse um den Schaft des Dübels gelegt. Nach dem Abhärten des Betons wird der Dübel festgeschraubt, was einen besseren Kontakt der Materialien und ein Anbringen einer Vorspannkraft ermöglicht. Das duktile Bruchverhalten wird der Resttragfähigkeit des eingeklebten Dübels zugeschrieben. Die Kerbe wird 15° geneigt hergestellt um eine Spannungskonzentration am Fuß der Kerbe zu vermeiden. Vor dem Versagen der Kerbe nimmt der Stahldübel die nach oben gerichtete Auflagerkraft auf und verhindert somit ein Abheben der Platte [103], [16].

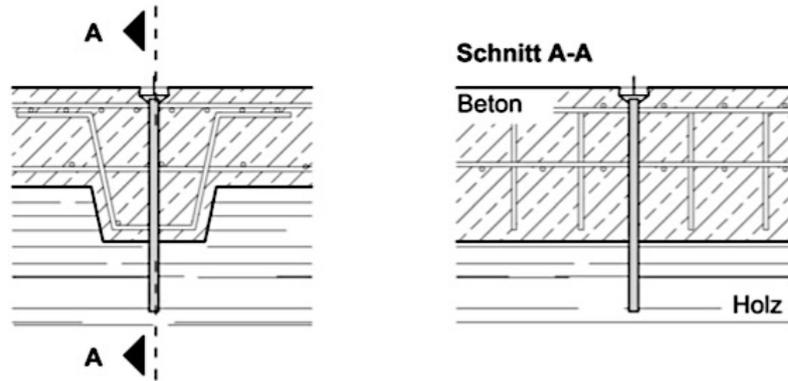


Abbildung 5-45: Kerbe mit eingeleimten Hilti-Dübel zum Vorspannen [16]

Verbindungsmittel	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Material
Kerbe mit eingeleimten Hilti-Dübel zum Vorspannen $b = 160$ mm [16]	120,0	1000,0	Konstruktionsvollholz

Tabelle 5-47: Mechanische Kennwerte der Kerbe mit eingeleimten Hilti-Dübel zum Vorspannen

Kerven und eingeschnittene Nuten des SwissWoodConcreteDecks [73]

Die Untersuchungen zielten darauf ab die Kerbe für den Einsatz an Holzträgern zu optimieren. Dabei wurden verschiedene Parameter in den Versuchen variiert: i) Radius R ii) Länge L iii) Anzahl der Kerven n . Die Breite und Tiefe der Kerbe blieb konstant $b/t = 80/30$ mm. Andere Parameter wurden als vernachlässigbar betrachtet. Kein wesentlicher Unterschied ergab sich bei Prüfkörper mit und ohne Radius. Es gab zwei verschiedene Versagensarten: i) ein plötzlicher Lastabfall in der Verbindung ii) Lastabtragung auch nach dem ersten Versagen, jedoch mit geringerer Steifigkeit.

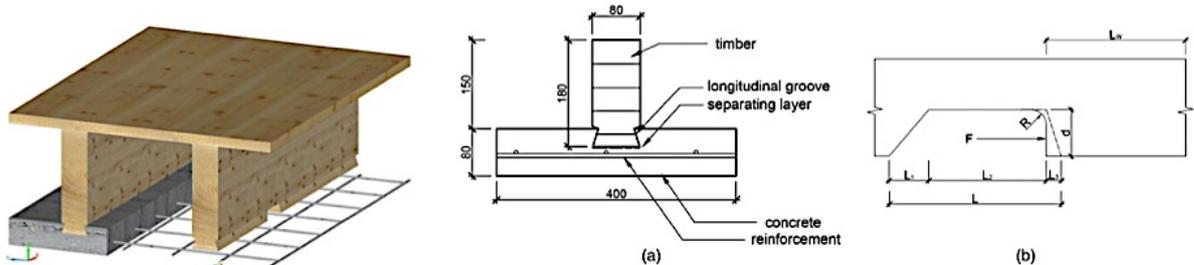


Abbildung 5-46: Aufbau SwissWoodConcreteDeck [73]

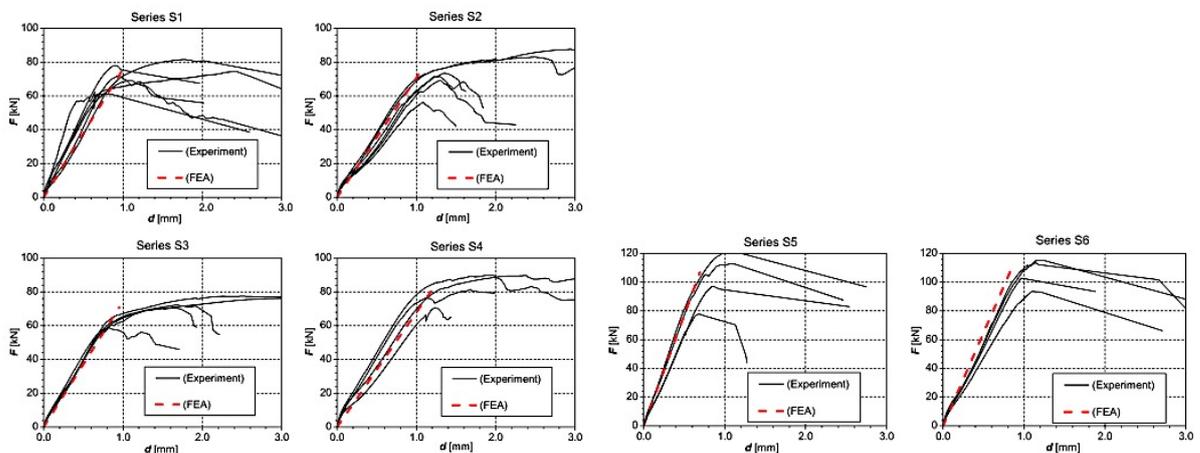


Abbildung 5-47: Last-Verschiebungskurve rechteckiger Kerven (SwissWoodConcreteDeck) [73]

Verbindungsmittel	n	R [mm]	L [mm]	L_w [mm]	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Materialien	Versagensart
S1)	1	0	203,0 ($L_1/L_2 = 100/103$)	379,0	74,4	84,5	SCC 60/65; GL24h	Das Versagen im Holz war Spröde durch Abscheren der Kerne. Im Beton gab es keine Anzeichen eines Versagens.
S2)	1	10	203,0 ($L_1/L_2 = 100/103$)	379,0	73,0	69,8		
S3)	1	0	100,0 ($L_1/L_2 = 25/75$)	379,0	71,0	78,9		
S4)	1	10	100,0 ($L_1/L_2 = 25/75$)	379,0	82,9	73,4		
S5)	2	0	100,0 ($L_1/L_2 = 25/75$)	150/300	106,9	133,0		
S6)	2	10	100,0 ($L_1/L_2 = 25/75$)	150/300	107,4	105,8		

Tabelle 5-48: Mechanische Kennwerte rechteckiger Kerne (SwissWoodConcreteDeck)

Zugversuche

Um die Tragfähigkeit der hinterschnitten Nuten nachzuweisen, wurden Zugversuche (siehe Abbildung 5-48) durchgeführt. Die mittlere Höchstkraft war 2,64 kN was einer bei Bieg vertikal auf die HBV-Decke wirkenden Kraft von 43,9 kN/m entspricht. Es wurden zwei verschiedene Versagensarten beobachtet: i) reines Holzversagen ii) Zusammenspiel aus Holz- und Betonversagen. Das Holzversagen fing meistens an den Kernen an und erstreckte sich über die Jahresringe. Das Betonversagen ging von den Nuten aus und erfolgte nach einer größeren Verformung in einem Winkel von 30°-60°.

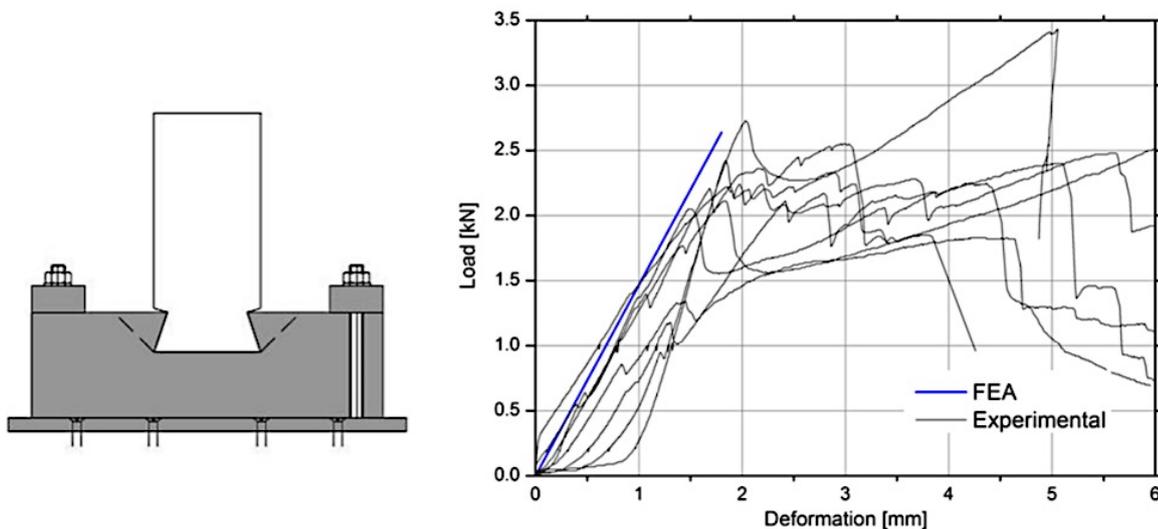


Abbildung 5-48: Zugversuche des SwissWoodConcreteDecks [73]

Schubnocken aus hochfestem Beton [101]

Die Forschungsinitiative ZukunftBau startete ein Forschungsprojekt zur Analyse des Trag- und Verformungsverhalten von Schubnocken aus hochfestem Beton für HBV-Träger. Die Betonnocken sind um 10° seitlich geneigt um ein Abheben der Betonplatte vom Holzbalken zu verhindern. Insgesamt wurden vier verschiedene Schubnockenvarianten ausgearbeitet und geprüft. In Abbildung 5-49 wurden die verschiedenen Ausführungen dargestellt: a) V3_RK28S: Bewehrte hinterschnittene rechteckige Betonnocke mit gebogenen Betonstahlstäben $d_s = 6$ mm $b/l/t = 9/15/2,8$ cm; $b_{\text{hinterschnitten}} = 10,5$ cm; b) V3_ZS28D: Bewehrte runde 10° geneigte Betonnocke mit gerollter Mikrobewehrung $d/t = 6/2,8$ cm; c) V3_ZS28R: Bewehrte runde 10° geneigte Betonnocke mit gelochtem Rundrohr aus Baustahl $d/t = 6/2,8$ cm; d) V3_ZS60A: Bewehrte runde 10° geneigte Betonnocke mit modifizierten Doppelkopfanke

$d/t = 6/6$ cm. Die Idee hinter den Verbundsystemen war die Herstellung von Halbfertigteilen welche auf der Baustelle mit Ortbeton zu einer Deckenplatte ergänzt werden. Neben den Scherversuchen wurden in [101] auch Versuche an Verbundträgern durchgeführt. Daraus kann abgeleitet werden, dass mit zunehmender Anzahl an Verbindungsmittel die Steifigkeit des HBV-Trägers steigt und mit abnehmender Plattendicke die Steifigkeit sinkt. Maßgebend war das Holzversagen, darum sollte die Holzgüte gesteigert werden um eine höhere Traglast zu erreichen.

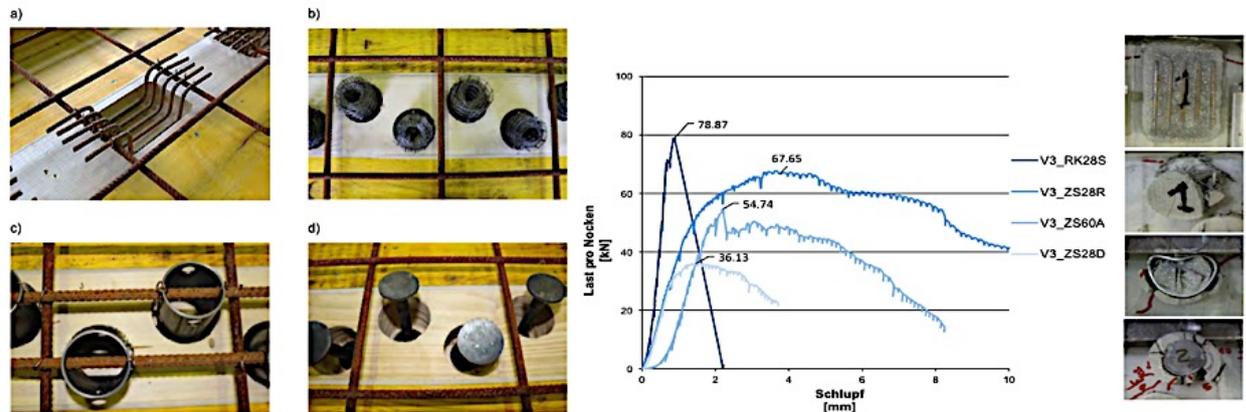


Abbildung 5-49: Darstellung der Probekörper und Last-Verschiebungskurven der Betonnocken aus hochfestem Beton [101]

Verbindungsmittel	F_{max} [kN]	K_i [kN/mm]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Materialien	Versagen
a) V3_RK28S: Bewehrte hinterschnittene rechteckige Betonnocke mit gebogenen Betonstahlstäben $d_s = 6$ mm $b/l/t = 9/15/2,8$ cm; $b_{hinterschnitten} = 10,5$ cm	81,88	75,11	92,14	Konstruktionsvollholz aus Fichte $E = 11000$ N/mm ² , $f_t = 95$ N/mm ² , $f_m = 80$ N/mm ² , $f_c = 45$ N/mm ² , $f_v = 10$ N/mm ² Hochfester Beton $f_c = 100-110$ N/mm ²	Bei den unbewehrten Nocken trat ein Abscheren der Betonnocken als Versagensmodus auf Bei den bewehrten Nocken trat ein Abscheren des Vorholzes auf
a1) Unbewehrte hinterschnittene rechteckige Betonnocke $b/l/t = 9/15/2,8$ cm; $b_{hinterschnitten} = 10,5$ cm	44,37	-	38,35		
b) V3_ZS28D: Bewehrte runde 10° geneigte Betonnocke mit gerollter Mikrobewehrung $d/t = 6/2,8$ cm	36,57	32,84	30,2		
b1) Unbewehrte runde 10° geneigte Betonnocke $d/t = 6/2,8$ cm	12,29	-	17,96		
c) V3_ZS28R: Bewehrte runde 10° geneigte Betonnocke mit gelochtem Rundrohr aus Baustahl $d/t = 6/2,8$ cm	63,84	40,39	32,34		
c1) Unbewehrte runde 10° geneigte Betonnocke $d/t = 6/2,8$ cm	12,29	-	17,96		
d) V3_ZS60A: Bewehrte runde 10° geneigte Betonnocke mit modifizierten Doppelkopfanker $d/t = 6/6$ cm	53,63	22,35	22,72		
d1) Unbewehrte runde 10° geneigte Betonnocke mit modifizierten Doppelkopfanker $d/t = 6/6$ cm	17,8	-	17,08		

Tabelle 5-49: Mechanische Kennwerte der Schubnocken aus hochfestem Beton

Kerven in Furnierschichtholzplatten aus Buche [102]

Die Materialeigenschaften von Buchenholz und Laubholz im Allgemeinen sind besser als die der Nadelhölzer. Durch den Homogenisierungseffekt bei der Produktion des Furnierschichtholzes kann eine höhere Zuverlässigkeit der mechanischen Eigenschaften des Materials erreicht werden. Die Formstabilität kann durch Einführen von Querlagen deutlich verbessert werden. Diese Eigenschaften ermöglichen eine Reduzierung der Plattendicke bei HBV-Konstruktionen (Furnierschichtholzplatte aus Buche: Zugfestigkeit 40 N/mm^2 und E-Modul 11800 N/mm^2 parallel zur Faserrichtung).

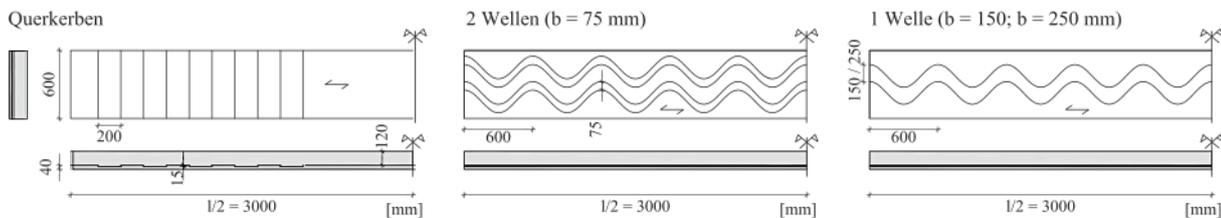


Abbildung 5-50: Unterschiedliche Ausführungsvarianten der Kerven [102]

Um eine ein günstiges Verbundsystem zu erzielen wurden in [102] acht 4-Punkt Biegeversuche mit verschiedenen, in Abbildung 5-50 dargestellten, Abmessungen und Formen der Kerven durchgeführt. Das verwendete Furnierschichtholz hatte 20 % Querlagen und die Betonplatte besaß eine Netzarmerung gegen das Betonschwinden. Die Kerntiefe wurde einheitlich auf 15 mm festgelegt. Bei den Versuchen konnte bis um Sprödbrechversagen ein linear-elastisches Tragverhalten beobachtet werden.

- Querkerven wiesen die höchste Steifigkeit und Tragfähigkeit auf. Das Versagen trat als Biegezugversagen der Holzplatte auf, wobei die Kerven bis zum Schluss intakt blieben.
 $F_u = 52,5 \text{ kN}$, $q_R = 32,5 \text{ kN/m}^2$
- Eine wellenförmige Vertiefung (längs): Das Versagen erfolgte durch Abscheren des Vorholzes im Zusammenspiel mit einem Ablösen der Betonplatte von der Holzplatte. Die Verbindung wies größere horizontale Relativverschiebungen zwischen den Materialien und eine größere Durchbiegung sowie kleinere Bruchkräfte auf.
 $b_{\text{Kerwe}} = 150 \text{ mm}$: $F_u = 47 \text{ kN}$, $q_R = 29 \text{ kN/m}^2$
 $b_{\text{Kerwe}} = 250 \text{ mm}$: $F_u = 40 \text{ kN}$, $q_R = 26 \text{ kN/m}^2$; mit stiftförmigen Verbindungsmitteln gegen Abheben verstärkt: $F_u = 49 \text{ kN}$, $q_R = 30 \text{ kN/m}^2$
- Zwei wellenförmige Vertiefungen: Das Versagen trat aufgrund eines Längsschubbruchs des Betons in den wellenförmigen Vertiefungen ein.
 $F_u = 31,0 \text{ kN}$, $q_R = 21,0 \text{ kN/m}^2$; mit stiftförmigen Verbindungsmitteln gegen Abheben verstärkt:
 $F_u = 47,0 \text{ kN}$, $q_R = 29,0 \text{ kN/m}^2$

Durch das bessere Tragverhalten der Querkerven, wurde von den Autoren entschieden die Scherversuche an rechteckigen Kerven durchzuführen.

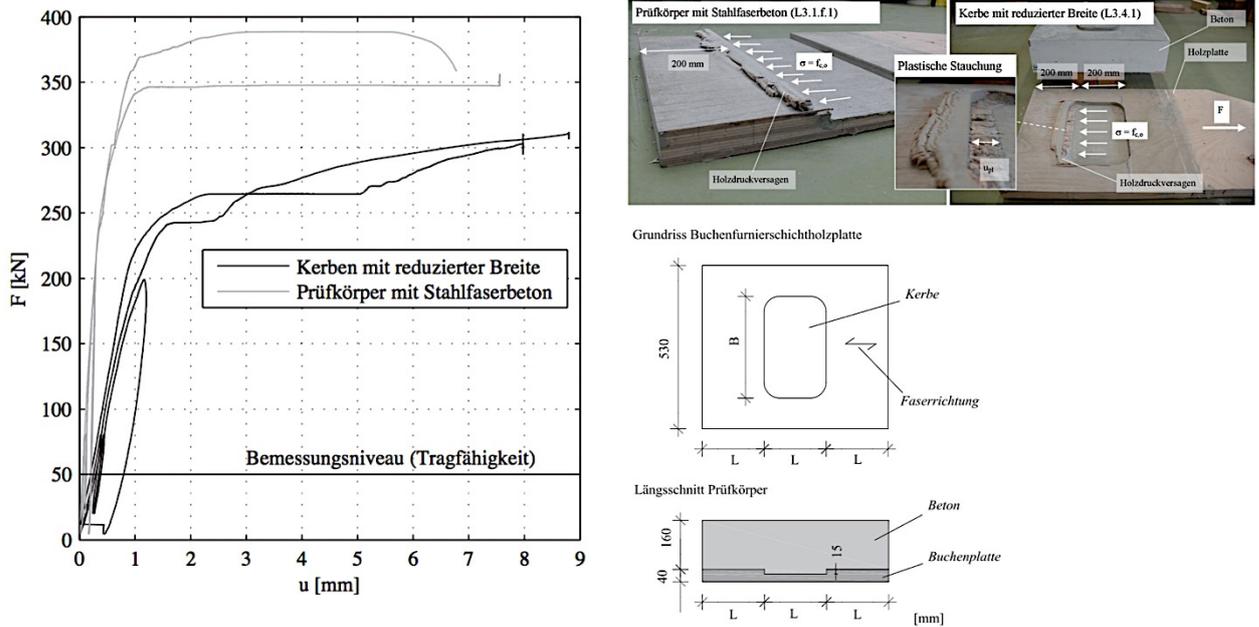


Abbildung 5-51: Aufbau, Versagensmechanismen und Last-Verschiebungskurve der Kerben in Verbindung mit Furnierschichtholzplatten [102]

Verbindungsmittel	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Material	Versagensart
A) Kerbe $l/b/t = 200/530/15$ mm	393,0	653,5	Normalbeton C50/60 Netzarmierung 6/150 mm Buchenfurnierschichtholzplatte $d=40$ mm	Abscheren Vorholz, spröde
B) Kerbe $l/b/t = 200/530/15$ mm	372,0	772,0	Stahlfaserbeton C35/45 Buchenfurnierschichtholzplatte $d=40$ mm	Holzdruckversagen , duktil
C) Kerbe $l/b/t = 200/330/15$ mm	310,0	210,0	Normalbeton C50/60 Netzarmierung 6/150 mm Buchenfurnierschichtholzplatte $d=40$ mm	Holzdruckversagen , duktil
D) Kerbe $l/b/t = 100/530/15$ mm	259,0-366,0	569,0-1010,0	Normalbeton C50/60 Netzarmierung 6/150 mm Buchenfurnierschichtholzplatte $d=40$ mm	Abscheren Vorholz, spröde
E) Kerbe $l/b/t = 100/530/15$ mm	368,5	928,0-591,0	Stahlfaserbeton C35/45 Buchenfurnierschichtholzplatte $d=40$ mm	Abscheren Vorholz, spröde
F) Kerbe $l/b/t = 100/330/15$ mm	318,5	184,5	Normalbeton C50/60 Stahlmatte 6/150 mm Buchenfurnierschichtholzplatte $d=40$ mm	Abscheren Vorholz, Schubversagen Beton, spröde

Tabelle 5-50: Mechanische Kennwerte verschiedener Kerben in Verbindung mit Furnierschichtholzplatten

Bei Kerben mit einer reduzierten Breite oder bei Prüfkörpern mit Stahlfaserbeton konnte ein duktiler Verhalten beobachtet werden. Dies erfolgte durch ein Druckversagen des Vorholzes parallel zur Faserrichtung und hängt mit der Geometrie der Kerbe und den Materialeigenschaften der Teilquerschnitte

zusammen. Voraussetzungen sind: i) Eine Vorholzlänge von mindestens 200 mm, ii) stahlfaserverstärkter Beton zur Verbesserung der duktilen Eigenschaften, iii) und die Reduzierung der Kervenbreite um die Druckspannungen an der Berührungsfläche zu erhöhen. Zu beachten ist, dass das Abscheren des Vorholzes ein Rollschubversgen der mittleren Querlage des Furnierschichtholzes war. Da die Schubfestigkeit quer zur Faserrichtung kleiner ist, spielt die Anzahl und die Lage der Querschichten eine wichtige Rolle in der Ausbildung und Dimensionierung des Verbundsystems.

Kerven für Brettstapel-Beton-Verbunddecken [103]

Basierend auf dem vorher bereits erklärtem Prinzip der Kervenausführung von Natterer/Hoeft (siehe Abbildung 5-52) werden hier die mechanischen Kennwerte für das Verbundsystem in Verbindung mit Brettstapелеlementen angegeben.

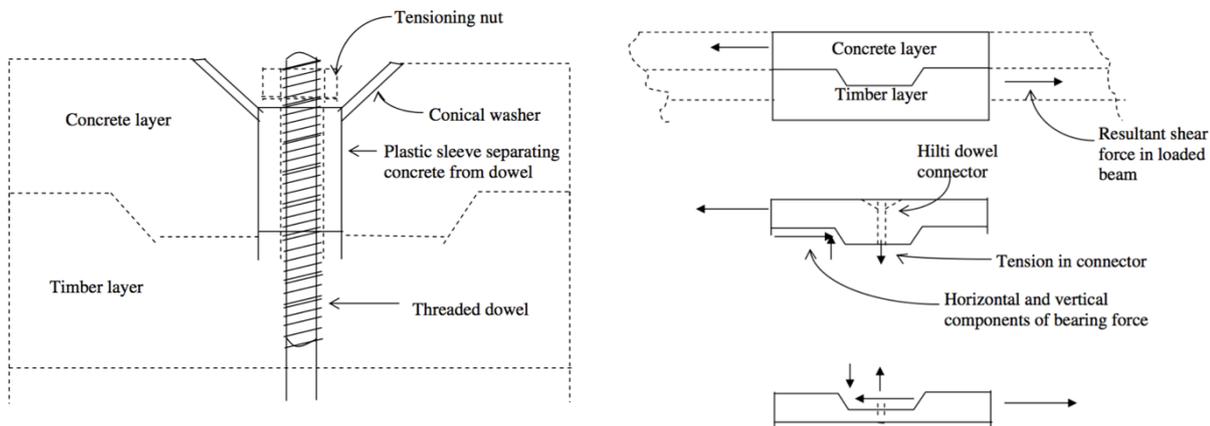


Abbildung 5-52: Aufbau mit Dübel verstärkter Kerven für Brettstapel-Beton-Verbunddecken [103]

Verbindungsmittel	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Material
Kerve in Brettstapелеlement mit Dübel $b_{Bezug} = 267$ mm [103]	29,5	1210	NB C33
Kerve in Brettstapелеlement mit Dübel $b_{Bezug} = 305$ mm [103]	29,8	1250	Fichtenholz
Brettstapeldecke mit Kerve ohne Verstärkung $b_{Bezug} = 1000$ mm [39]	266,0	568,0	C25/30 Holzgüte C24

Tabelle 5-51: Mechanische Kennwerte für mit Dübel verstärkte Kerven

In der Literatur vorhandene Ansätze für die Berechnung der Tragfähigkeit und des Verschiebungsmoduls von Kerven

Kerven wurden von einer großen Anzahl von Autoren untersucht und es liegen derzeit verschiedene Vorschläge zur Berechnung vom Verbindungsmittel Kerve vor (unter anderem [104], [72], [39], [105], [106]). Zurzeit gibt es jedoch noch keine genormten Bemessungsverfahren oder standardisierte mechanische Kennwerte. In den meisten Fällen handelt es sich bei den untersuchten Systemen um Brettstapel-Beton-Verbunddecken oder Holzbalken-Beton-Verbunddecken. Laut Kudla (Kudla 2015 in [72]) liegt die maximale Tragfähigkeit F_{max} dieser Systeme zwischen 500 und 730 kN/m. Der Verschiebungsmodul kann zwischen 800 und 1800 kN/mm/m abgeschätzt werden. Der Vorschlag für die Annahme eines Verschiebungsmodul von Kudla et.al. in [106] liegt bei Einhaltung der nachfolgenden Bedingungen bei $K_{ser} = 1500$ kN/mm/m:

- Eine Mindestbetonfestigkeit von C 20/25 laut EN 1992-1-1
- Eine Mindestholzgüte von Gl24h für BSH und C 24 für Brettstapel
- Anordnung „stehender“ Brettlamellen
- Die Kervertiefe sollte sich zwischen $20 \text{ mm} \leq t_v \leq 40 \text{ mm}$ befinden
- Die Kerwenbreite sollte sich zwischen $150 \text{ mm} \leq l_k \leq 200 \text{ mm}$ befinden
- Die Vorholzlänge sollte mindestens $l_v = 15 t_v$ betragen
- Die Steigungswinkel sollten sich zwischen 90° und 100° befinden. Wobei laut [104] und [39] ein Steigungswinkel zwischen 80° und 115° keine signifikante Steigerung der Tragfähigkeit bewirkt.
- Schrauben können als Zugsicherung angebracht werden haben jedoch bei einem Durchmesser kleiner gleich 12 mm keinen Einfluss auf den Verschiebungsmodul; außer sie werden zu Verstärkung des Vorholzes in einem Abstand kleiner gleich 50 mm senkrecht zur Lastabtragungsrichtung eingeschraubt.
- Bei linear verlaufenden Last-Verschiebungskurven (mindestens bis $0,6 F_{\max}$) kann $K_{\text{ser}} = K_u$ angenommen werden. Wird die Kerbe auf Druckversagen des Holzes bemessen und weist eine nichtlineare Last-Verschiebungskurve auf, muss der Verschiebungsmodul, K_u , für die Nachweise der Tragfähigkeit angepasst werden. Laut Norm (ÖNORM EN 1995-1-1 [130]) kann K_u mit $2/3 K_{\text{ser}}$ angenommen werden.
- Laut [72] wird von einer Zwischenschicht abgeraten, und die Reibung sollte nicht für die Bemessung berücksichtigt werden.
- Die Verwendung von schwindarmen Beton ist vorteilhaft.

Für Kerben ohne Schrauben schlägt Michelfelder in [104] unter Einhaltung der in ihrer Dissertation erarbeiteten Bedingungen einen Verschiebungsmodul $K_{\text{ser}} = K_u = 429 \text{ kN/mm/m}$ für Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit einer Holzgüte von C16 vor (für C18 $\rightarrow 475 \text{ kN/mm/m}$; C20 $\rightarrow 520 \text{ kN/mm/m}$; C24 $\rightarrow 568 \text{ kN/mm/m}$). Des Weiteren hat sich in den Untersuchungen von Michelfelder herausgestellt, dass der Verschiebungsmodul für den Tragfähigkeitsnachweis ungemindert übernommen werden kann. Ebenso kann auf eine Zugsicherung mittels Schrauben verzichtet werden, da diese keinen maßgebenden Einfluss auf das Tragverhalten aufweisen. Für die Berechnung der charakteristischen Tragfähigkeit sollten die verschiedenen, in Abbildung 5-53 dargestellten Versagensmechanismen der Kerbe betrachtet werden. Dabei können zum Beispiel in den Arbeiten [39], [104], [105] Berechnungsvorschläge gefunden werden.

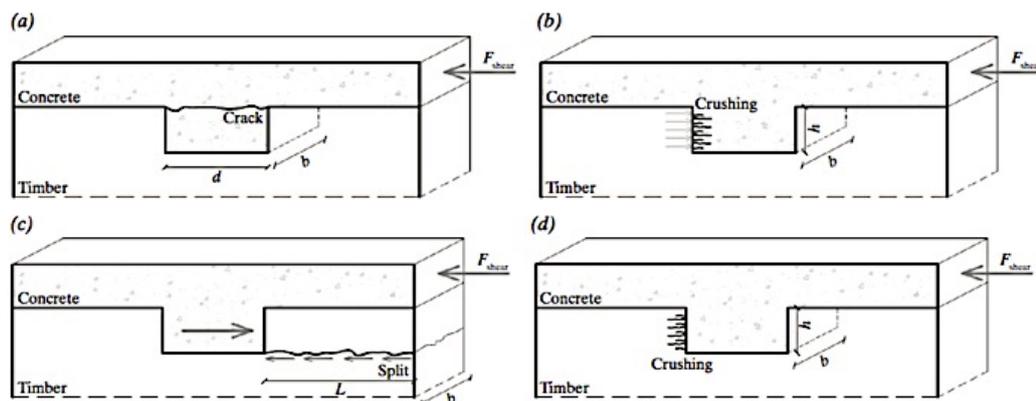


Abbildung 5-53: Versagensmechanismen der Kerbe: a) Schubversagen der Betonkonsole b) Druckversagen des Betons c) Abscheren des Vorholzes d) Druckversagen des Holzes

Da BSP ein immer öfter verwendeter Holzwerkstoff ist, jedoch die Möglichkeit der zweiachsigen Lastabtragung im HBV noch nicht berücksichtigt werden konnte, wurden in [72] Lösungen für eine zweiachsige Lastabtragung untersucht. Es kamen dabei Schrauben und Kerben als Verbindungsmittel zum Einsatz. Für die Bestimmung der mechanischen Kennwerte wurden sowohl FE-Simulationen, als auch Scherversuche durchgeführt. Dabei konnte von den Autoren festgestellt werden, dass zwischen Simulation und Scherversuchen eine sehr gute Übereinstimmung des Verhaltens der Kerbe vorlag. Die ermittelten Kennwerte können auch für eine einachsige Lastabtragung herangezogen werden. Bei der Ausbildung von Kerben in Kombination mit BSP müssen gewisse grundlegende Faktoren berücksichtigt

werden. Die Druck- und Schubfestigkeit des Holzes ist quer zur Faser geringer als in Faserrichtung, was dazu führt, dass die Einleitung der Schubkraft in das BSP parallel zu Faserausrichtung erfolgen sollte. Zudem sollte für eine optimale Übertragung der Schubspannung auf die Querlage (verfügbare Länge zur Übertragung der Schubspannungen in die Querlage erhöht sich) die Brettlage in der die Kerbe eingeschnitten wird nicht durchtrennt werden. Der Restquerschnitt wirkt als Rückverankerung des Vorholzes. Zimmer [39] merkt in seinen ingenieurmäßigen Überlegungen zum Verbindungsmittel Kerbe an, dass vereinfacht angenommen dieser Restquerschnitt vollständig die Kervenkraft aufnimmt. Damit kann ein Zugspannungsnachweis, der durch die Kerbe beanspruchten Lamelle, geführt werden. Wird die Deckenlage durchtrennt muss für den Nachweis der Vorholzlänge die Rollschubfestigkeit der Querlage eingesetzt werden [39] (siehe Abbildung 5-54 und Abbildung 5-55). Wird die Last nicht faserparallel eingeleitet, sondern direkt in die Querlage, ist der Verschiebungsmodul und die maximale Kraft deutlich geringer. Zudem kann es durch Nuten, oder bei nicht seitenverklebten Querlagen zu einem Ausfallen der Kerbe kommen. Anhand der durchgeführten Simulationen ist erkenntlich, dass die schubweichere Querlage den Verschiebungsmodul im Vergleich zu einem rein längs orientiertem Holzwerkstoff deutlich reduziert (laut [72] verringert sich der Vierschiebungsmodul um mehr als 50%). Es sollte bei der Kerventiefe zudem drauf geachtet werden, dass der Hebel zwischen Verbindungspunkt und Betonlage nicht zu groß wird, um das entstehende Moment ohne einer Zugsicherung aufnehmen zu können und ein Abheben der Platte zu verhindern.

Verbindungsmittel	F_{max} [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	Material
TYP A) Kerbe BSP (40/20/40/20/40) ohne durchtrennter Decklage b/l/t = 1000/200/20 mm; $l_v = 250$ mm [72]	-	802,0 ⁺	C 20/25; Holzgüte C 24
TYP B) Kerbe BSP (20/20/40/20/40) mit durchtrennter Decklage b/l/t = 1000/200/20 mm; $l_v = 250$ mm [72]	370,0*	6765,5*	

* nach 120 Tagen Lagerung geprüft; + Aus FE-Modell errechnete Steifigkeit

Tabelle 5-52: Mechanische Kennwerte von Kerven in BSP [72]

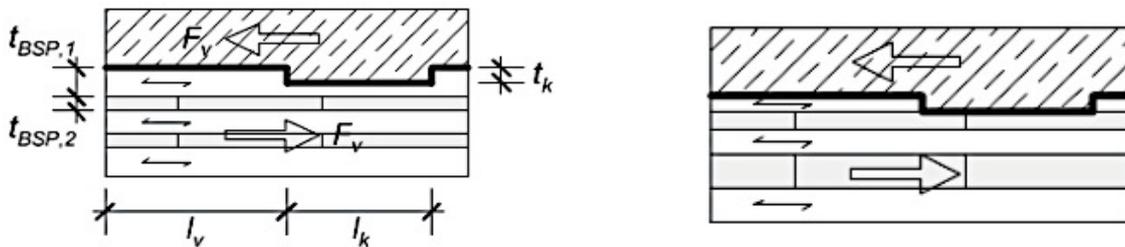


Abbildung 5-54: Kerbe BSP TYP A) Deckenlage nicht durchtrennt (links) und TYP B) Deckenlage durchtrennt (rechts) [72]

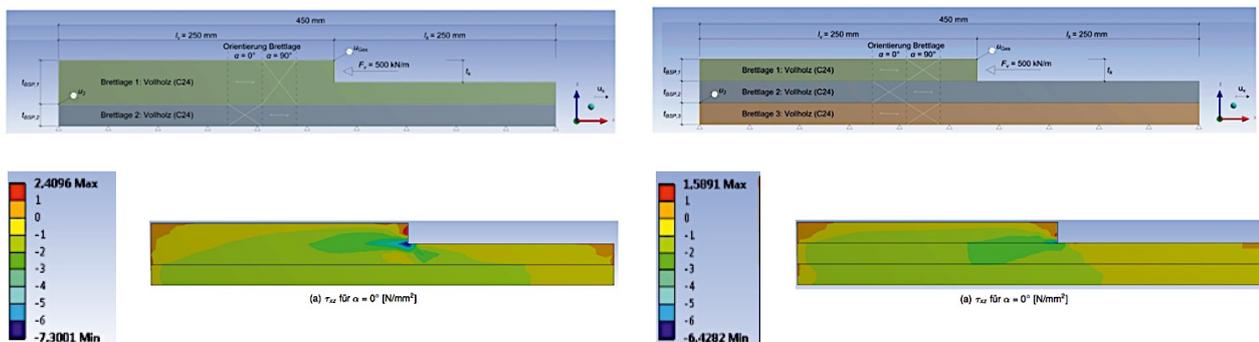


Abbildung 5-55: FE-Ergebnisse der Kerbe BSP TYP A) Deckenlage nicht durchtrennt (links) und TYP B) Deckenlage durchtrennt (rechts); Darstellung der Schubspannungen bei einer Belastung der Kervenflanke von 500 kN/m [72]

5-1.5 HAFTVERBUND

Brettstapelelemente mit versetzten bzw. profilierten sägerauen Lamellen [107]

Lehman untersuchte in seiner Arbeit [107] das Kurz- und Langzeittragverhalten der Brettstapelelemente mit versetzten Lamellen. Es wurden zwei Ausführungsvarianten versetzter Lamellen gewählt. Einerseits die reinen sägerauen Lamellen und andererseits die sägerauen Lamellen mit seitlicher Profilierung. Der Verbund bei HBV-Strukturen setzt sich aus verschiedenen Teilen zusammen: i) Haftung und ii) Reibung. Letztere hängt wesentlich von der Verzahnung des Holzes mit dem Beton ab und ist, ähnlich den Klebeverbindungen, von der Oberflächenbeschaffenheit der Materialien abhängig. Allgemein kann gesagt werden, dass eine raue Oberfläche das Verbundverhalten verbessert. Der Beton ist im Einbauzustand nicht fest, darum ist die Oberflächenbeschaffenheit des Holzes die maßgebende Größe zur Bestimmung der übertragbaren Schubkraft infolge Reibung. Durch spezielle Holzbearbeitungsmöglichkeiten (z.B. Hobeln) oder unterschiedlichen Sägetechniken kann die Rauigkeit der Holzoberfläche und somit der Verbund erhöht werden. Kann auf einer Holzoberfläche eine Rautiefe $R_z > 90 \mu\text{m}$ nachgewiesen werden kann laut Lehman ein Reibungswert von $\mu = 0,8 - 1,0$ zur Ermittlung der Reibungskräfte angenommen werden. Bei HBV-Tragwerken entstehen neben Schubkräften auch Zugkräfte senkrecht zur Fuge. Um diese aufnehmen zu können wurden verschiedene Varianten vorgestellt. Diese reichen von senkrechte Nocken mit Schwalbenschwanzförmigen Rändern [[mein_1] in [107]], über trapezförmige, parallel zu Spannrichtung aufgeklebte (auch schraubpressverklebte oder angeschraubte) Leisten bis höhenversetzten Lamellenanordnungen der Brettstapeldecke (mit oder ohne seitlichen Profilierung) (Lehman [107]). Die angeführten Lösungen mittels Haftverbund wurden für Brettstapeldecken erarbeitet, bei denen stiftförmige Verbindungsmittel aufgrund der schwer einzuhaltenden Randabstände und der teuren Ausführung nicht sehr geeignet sind. Der Haftverbund kann nicht als starrer Verbund angesehen werden, weshalb durch Lehman eine Rückrechnung der Messwerte aus den Biegeversuchen auf einen effektiven Wirkungsgrad γ_{app} erfolgt. Die Arbeit liefert umfangreiche Forschungsergebnisse sowie ein vereinfachtes Nachweiskonzept. In dieser Arbeit werden nur die mittleren scheinbaren Verschiebungsmoduln, der effektive Wirkungsgrad und die Schubfestigkeit ausgewählter Versuchsergebnisse angegeben und für genauere Informationen auf die Arbeit von Lehman verwiesen.

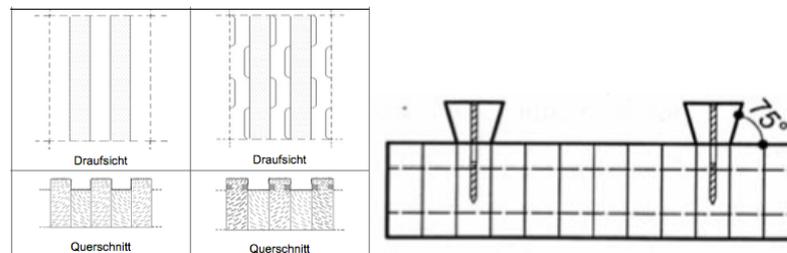


Abbildung 5-56: Bild 1: höhenversetzte Lamellen des Brettstapelelements mit und ohne Profilierung; Bild 2: trapezförmig hinterschnittene Leisten [107]

Verbindungsmittel	$K_{s,Ko,app} = C$ [kN/mm]	γ_{app}	$f_{i,s,mean}^*$
Brettstapelelemente mit höhenversetzten Lamellen $b = 52$ cm	1330,0	0,292	0,310
Brettstapelelemente mit höhenversetzten profilierten Lamellen $b = 52$ cm	1368,0	0,298	0,42
trapezförmige, parallel zu Spannrichtung aufgeklebte (auch schraubpressverklebt oder angeschraubt) Leisten (pro 100 cm Leiste)	279,0 - 1222,0	-	-

*Werten beziehen sich auf die Haftung (ohne Reibung)

Tabelle 5-53: Mechanische Kennwerte des Haftverbundes

5-1.6 KLEBEVERBUND

Die Steifigkeit der Verbundfuge bei punktuellen Verbindungen hängt maßgeblich von der Geometrie und der Verteilung der Verbindungsmittel ab. Eine Klebeverbindung erzeugt im Vergleich dazu einen kontinuierlicheren Verbund, womit eine konstante Übertragung der Schubkräfte über die gesamte Kontaktfläche und eine Verringerung der Spannungskonzentrationen ermöglicht werden. Die Einführung von hochfesten- und ultrahochfesten Betone in Verbindung mit einer Klebefuge ermöglichen die Tragfähigkeit von HBV-Konstruktionen zu erhöhen. Die höheren Materialfestigkeiten der Betone in Kombination mit nicht benötigten Verankerungslängen von Verbindungsmitteln und der dadurch vermiedenen Ausbildung von Zugspannungen – aufgrund punktueller Krafteinleitung – im Beton, ermöglichen geringere Bauteildicken der mineralischen Deckschicht. Weiterführende Untersuchungen zu HBV-Decken aus UHPC Betonen und Klebeverbindungen kann in Schäfers [108] gefunden werden. Die Steifigkeit der Klebeverbindung hängt unter anderem vom verwendeten Kleber und der Dicke der Klebefuge ab. Um eine dauerhafte Verklebung hinsichtlich Langzeitverhalten erzeugen zu können, sollte die Klebefuge möglichst dünn ausgebildet werden (bestenfalls < 1 mm). Durch dickere Klebefugen erhöhen sich die Effekte des Langzeitverhaltens (Kriechen und Schwinden) [109]. Ein Phänomen, das sich bei Klebeverbindungen sehr ungünstig auswirkt ist der Reißverschlussseffekt. Durch die steife Verbindung sind Kräfteumlagerungen in der Klebefuge kaum möglich. Wird die Schertragfähigkeit in einem Punkt überschritten versagt die Klebefuge wie ein Reißverschluss. Optimaler Weise sollte die Klebeverbindung ausschließlich auf Abscheren belastet werden. Zugkräfte in der Klebefuge können zu Spannungsspitzen und zu einem Abschälen der Teilquerschnitte führen und als Folge daraus zu einem plötzlichen Versagen. Es wird empfohlen zur Sicherung der Verbundwirkung mechanische Verbindungsmittel zu verwenden [16]. Anhand der gefundenen Literatur werden vier Produktionsverfahren abgebildet:

- Methode a) **„Nass auf Nass“-Verfahren:** Der Klebstoff wird auf dem Holzbalken aufgetragen, welcher auf den noch frischen Beton gelegt wird.
- Methode b) **„Nass auf Nass“-Verfahren:** Der Klebstoff wird auf dem Holzbalken aufgetragen und der Beton wird auf den Holzbalken gegossen.
- Methode c) **Trockenes Verfahren:** Der Holzbalken wird auf die bereits vorgefertigte Betonplatte geklebt.
- Methode d) **Trockenes Verfahren mit zusätzlichen mechanischem Verbund:** Der Holzbalken wird auf die bereits vorgefertigte Betonplatte geklebt und zusätzlich mit mechanischen Verbindungsmitteln befestigt.

Die Oberflächenbehandlung der Materialien spielt im Klebeverbund eine wesentliche Rolle. Je rauer die Oberflächen, desto wirksamer wird die Verklebung. Die Oberflächenbehandlung kann zum Beispiel bei der Betonplatte durch Sandstrahlen und bei der/dem Holzplatten/balken durch Hobeln bewerkstelligt werden. Um die Klebefuge rechnerisch zu erfassen gibt es zwei Möglichkeiten: i) die Theorie des verschieblichen Verbundes von Volkersen und die darauf basierende von Gustafsson et.al. entwickelte Bemessungsgleichung für in Holz eingeklebte Stäbe. Die Gleichungen resultieren aus dem Lösen der Differentialgleichung der Theorie des verschieblichen Verbundes mit der Annahme verschiedener Randbedingungen und unter anderem des linearen Verbundansatzes. ii) Durch Anwendung der linear elastischen Bruchmechanik kann die Maximallast F_{\max} für Druck-Druck-Körper berechnet werden. Dabei gilt, dass bei Fortschreiten eines Risses der Länge a dieselbe Energie frei wird, welche für das Entkoppeln der Fläche $b \cdot a$ erforderlich ist. Bei dieser Methode ist die Bruchlast unabhängig von der lokalen Scherfestigkeit τ_f und der Länge des Verbundes l . Sie hängt nur von der Bruchenergie G_f ab [110], [108].

Aus den 3- und 4- Punktbiegeprüfungen in [111] stellte sich heraus, dass bei einer geeigneten Wahl der Geometrie und des Klebers sich das Versagen nicht in der Verbundfuge ausbildet sondern durch ein Versagen der Teilquerschnitte erfolgt. Die Schubkraft des Klebers wird zumeist bei einer geeigneten Geometrie und einer guten Verklebung nicht überschritten, da die Schubspannungen verglichen mit den Biegespannungen geringer sind. Ebenfalls zeigt das lineare Verhalten der Last-Verformungskurven, dass ein Gamma Faktor von 1,0 bei der Berechnung gerechtfertigt ist. Die Last-Verschiebungskurve weist

leichte Nichtlinearitäten auf und ist wesentlich von der Holzart und der Verbundlänge der Klebefuge abhängig [110].

Um den Einfluss einer Leitungsführung in der Betonplatte in Verbindung mit einer Klebeverbindung beurteilen zu können, wurden in [112] Leerrohre in Längs- und Querrichtung in 5 m lange Prüfkörper eingelegt und anhand eines 4-Punkt-Biegeversuchs geprüft. Dabei wurde erkannt, dass der Serie PL in Abbildung 5-57 (links) durch Druckversagen des Beton und nicht in der Verbundfuge versagte. Die längs eingelegten Rohre wiesen im Vergleich zu Prüfkörper ohne Rohre keinen großen Tragverlust auf. Im Gegenzug dazu versagten die Versuchskörper in der Serie PT in Abbildung 5-57 (rechts) durch ein kombiniertes Versagen der Klebefuge und des Betons auf Druck. Die Querrohre unterbrechen den Kraftfluss und haben somit einen größeren Einfluss auf das Tragverhalten des Bauteils. Dabei spielt die Dimension und die Anordnung der Rohre eine wichtige Rolle [112].

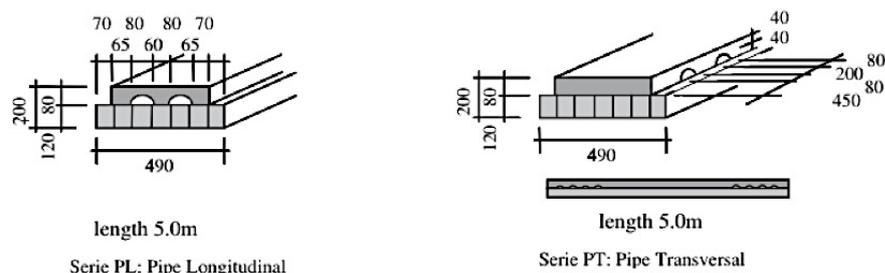


Abbildung 5-57: *Querschnittsabmessungen der durchgeführten Versuche für Nass-Nass Klebeverbindungen mit längs (links) und quer eingelegten Rohren (rechts)* [112]

Methode a) und b) „nass auf nass“-Verfahren

Für das „nass auf nass“-Verfahren konnten verschiedene Ansätze gefunden werden. Erler-92 (in Glaser [16]) untersuchte die Möglichkeit einen Holzbalken mit einem Polymerbeton, ein Kiessand gefülltes Reaktionsharz, zu verkleben, jedoch war die Ausführung in der Praxis zu teuer wurde darum nicht weiterverfolgt. Das Schweizer Unternehmen SIKA hat einen Kleber entwickelt, welcher für ein „nass auf nass“-Verfahren geeignet ist und in den Versuchen gute Ergebnisse erzielen konnte. Anzumerken ist, dass der Klebstoff noch nicht auf dem Markt erhältlich ist. Für die Anwendung des „nass auf nass“-Verfahrens wurden von den Autoren in [112] gewisse Rahmenbedingungen erarbeitet: i) Der Beton soll sorgfältig und an verschiedenen Punkten von geringer Höhe eingegossen werden, um eine Verdrängung des Klebers gering zu halten; ii) der Rüttler sollte die Kontaktfläche Beton-Klebefuge nicht berühren; iii) der Zeitraum zwischen Auftragen des Klebers und Gießen des Betons hat einen großen Einfluss auf die Vermischung des Klebers mit dem Beton, darum wird ein Mindestzeitintervall zwischen den zwei Prozessen von 90 min (± 20 min) vorgeschlagen; iiiii) aufgrund des Betonschwindens sollte die Plattendicke auf 20 cm beschränkt werden. Durch das Betonschwinden entstanden in den Versuchen Risse in der Platte, welche jedoch laut den Autoren keinen großen Einfluss auf das Tragverhalten hatten. Zudem konnte beobachtet werden, dass beim selbstverdichtenden Beton eine größere Vermischung des Betons mit dem Kleber, verglichen mit Normalbeton, auftrat [112]. Von Schmid et.al. in [111] wurden zwei unterschiedliche „nass auf nass“-Verfahren untersucht, nämlich die Methode a) und b), dabei wurde die Methode a) bei der die Holzbalken auf den Frischbeton gelegt werden, auf Grund der geringen übertragbaren Schubspannungen, als ungeeignet eingestuft. Als Grund dafür können die Anhäufungen von Wasser und Sand, welche sich auf der Oberfläche nahe der Klebefuge ansammeln, vermutet werden. Eine weitere Erkenntnis war, dass der Kleber als wasserundurchlässige Schicht wirkt und somit keine wesentliche Feuchtigkeitszunahme im Holzbalken zu messen war. Ein Vorteil der Methode des „nass auf nass“-Verfahrens, ist der Ausgleich von Unebenheiten. Dadurch kann ein unregelmäßiger Verbund verhindert werden.

Kleber	Fugendicke [mm]	Materialien	τ_{mean} [N/mm ²]	Versagen	Herstellung
Sikadur 31 CF Rapid® [111]	1	Gl24h; LC 30/33	0,52	Versagen Beton	Methode a)
Sikadur 31 CF Rapid® [111]	2		1,58		Methode a)
Sikadur 31 CF Rapid® [111]	1		4,71	Kombiniertes Versagen des Betons und des Holzes nahe an der Klebefuge	Methode b)
Sikadur 31 CF Rapid® [111]	2		5,41		Methode b)
2 Komponenten Epoxidharzkleber der Firma Sika AG [112]	-	C 25/30; Holklasse C24	2,97	50% Klebeversagen 50% Betonversagen	Methode b)
2 Komponenten Epoxidharzkleber der Firma Sika AG [112]	-	SCC C30/36; Holklasse C24	2,10	80% Klebeversagen 20% Betonversagen	Methode b)
2 Komponenten Epoxidharzkleber SikaDur T35 LVP [113]		BSP C24; LC 20/22	5,27	Vorwiegend Versagen im Beton nahe der Klebefuge	Methode b)

Tabelle 5-54: Mechanische Kennwerte für Klebstoffe bei Anwendung des „nass auf nass“-Verfahrens

Methode c) und d) trockenes Verfahren

Um den Alterungsprozess verschiedener Kleber analysieren zu können und eine Eignung für den HBV festzustellen wurden in [109] unter verschiedenen Klimabedingungen zu den Zeitpunkten $t = 0$ und $t = 1$ a push-out Tests an Epoxidharzen, Polyurethanklebern und Acrylkleber durchgeführt. Es ist wichtig, dass die Schubfestigkeit der Kleber so groß ist, dass ein Versagen in der Klebefuge ausgeschlossen werden kann. Aus Tabelle 5-55 wird ersichtlich, dass durch die Epoxidharzkleber, trotz eines Abfalls der Schubfestigkeit um ca. 30 %, die besten Werte erzielt werden konnten. Auch von weiteren Autoren wurde für die Klebeverbindungen Epoxidharz als geeignet empfunden. Durch den Epoxidharzkleber können dünne Klebefugen erzeugt und zugleich durch dessen fugenfüllende Eigenschaften auch Maßtoleranzen ausgeglichen werden, die auch bei sorgfältiger Vorfertigung auftreten [110]. Es wurde gezeigt, dass die Steifigkeit des Klebers nicht maßgebend die Steifigkeit der Verbundkonstruktion beeinflusst, jedoch ein Kleber mit einer geringeren Steifigkeit Spannungskonzentrationen verringern kann [109].

Durch unebenes Schwinden der Betonplatte und Krümmungen der Holzbalken/platten kann ein kontinuierlicher Verbund nicht immer garantiert werden. Daraus kann stellenweis eine dickere Klebefuge resultieren um die Unebenheiten auszugleichen [111]. Durch die Methode d) bei der eine Schraube 30-60 min nach dem Verkleben der Teilquerschnitte hinzugefügt wurde, konnte eine höhere Versagenslast bei zusätzlich günstigem Nachbruchverhalten erreicht werden. Die Schraube begünstigen es eine kontinuierliche Verklebung, indem ein guter Kontakt der Teilquerschnitte bei der Erhärtung hergestellt werden kann [114].

Kleber	Fugendicke [mm]	Material	Alterung [a]	τ [N/mm ²]	Versagensart
Epoxidharz Sikadur 30	2	GI24h; UHPC $f_c = 150 \text{ N/mm}^2$	t = 0	6,7	30% Beton 75% Holz
			t = 1	4,7	25-50% Beton 75-50% Holz
Epoxidharz Sikadur 330	2		t = 0	6,6	50% Beton 50% Holz
			t = 1	4,7	0-95% Beton 5-100% Holz
Polyurethan SikaForce 7550L15	2		t = 0	1,1	50% Beton 50% Fuge Kleber/Holz
			t = 1	0,41	Fuge Kleber/Holz
Modifizierter Acrylkleber SikaFast	2		t = 0	4,9	50% Fuge Kleber/Beton 50% Fuge Kleber/Holz
			t = 1	3,4	Fuge Kleber/Holz

Tabelle 5-55: Mechanische Kennwerte verschiedener Klebstoffe bei Anwendung des trockenen Verfahrens 1/2 (vergleiche [109])

Kleber	Fugendicke [mm]	Materialien	τ_{mean} [N/mm ²]	Versagen	Herstellung
Sikadur 31 CF Rapid® [111]	3	GI24h; LC 30/33	1,25	-	Methode c)
2-Komponenten Epoxidharzkleber Sikadur 330 [114]	-	FSH; Holzgüte \geq C30	4,74	Vorwiegend Versagen im Beton nahe der Klebefuge	Methode c)
2-Komponenten Epoxidharzkleber Sikadur 330 verstärkt mit einer Holzschraube 90° d/l=12/200 mm Einbettung 125 mm [114]	-		7,32		Methode d)
Epoxidharz Sikadur 330 [110]	1,5	Fichte GL24h; UHPC $f_c = 152,4 \text{ N/mm}^2$	4,38 *	Versagen im Holz	Methode c)
Epoxidharz Sikadur 330 [110]	1,5	FSH; UHPC $f_c = 152,4 \text{ N/mm}^2$	4,85 *	Versagen im Holz	Methode c)

* Gemittelte Werte aus verschiedenen Prüfkörperlängen

Tabelle 5-56: Mechanische Kennwerte verschiedener Klebstoffe bei Anwendung des trockenen Verfahrens 2/2

5-2 VERGLEICH DER LEISTUNGSFÄHIGKEIT VERSCHIEDENER VERBUNDKONZEPTE

Die bis dato systematisch erfassten Verbundkonzepte werden im Laufe dieses Kapitels analysiert und hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit vergleichend betrachtet. Ein Ansatz zum Vergleich verschiedener Verbundkonzepte wurde erarbeitet und an Beispielen konnte gezeigt werden, wie diese rechnerisch erfasst werden können. Zudem wird eine Parameterstudie ausgewählter Faktoren (Querschnittsabmessungen, mechanische Kennwerte der Verbindungsmittel und Materialeigenschaften) durchgeführt um deren Einfluss auf die effektive Biegesteifigkeit zu bestimmen.

5-2.1 PARAMETERSTUDIE ZUM EINFLUSS EINZELNER FAKTOREN AUF DIE EFFEKTIVE BIEGESTEIFIGKEIT DER VERBUNDKONSTRUKTION

Bei weitgespannten Deckensystemen sind die SLS Nachweise häufig der limitierende Faktor. Die ULS Nachweise können in der Regel leichter erfüllt werden. Dies verdeutlicht auch die in Abbildung 5-58 dargestellte Auslastung der Nachweise einer 8 m gespannten einfeldrigen Brettstapel-Beton-Verbunddecke, welche laut dem modifizierten Gamma-Verfahren nach Schänzlin (siehe Kapitel 3-4.1 und 3-5.1.2) in Anhang D1 berechnet wurde. Die Querschnittshöhen werden im Wesentlichen durch die Anforderungen des Schwingungs- und Durchbiegungsnachweises limitiert.

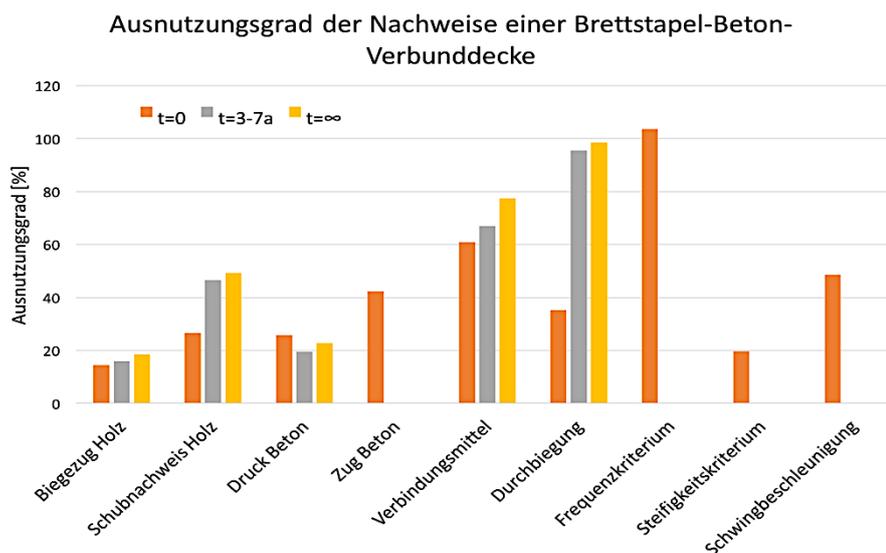


Abbildung 5-58: Darstellung der Ausnutzungsgrade einer $l = 8$ m gespannten einfeldrigen Brettstapel-Beton-Verbunddecke ($h_{\text{Beton}}/h_{\text{Holz}} = 12/22$ cm; Holzgüte C30; Betongüte C40/50; HBV®-Schubverbinder)

Die im Massivholzbau oftmals eingesetzten Brettsperrholzdecken (BSP-Decken) werden ebenfalls durch die Grenzwerte der Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit limitiert. Aus der in [115] durchgeführten Berechnung der „Grenzspannweiten“ an verschiedenen Aufbauten einer fünfschichtigen BSP-Decke konnte erkannt werden, dass die Spannweiten bei Betrachtung der SLS Nachweise im Vergleich zu den ULS-Nachweisen (Grenzzustand der Tragfähigkeit) um teilweise mehr als die Hälfte reduziert werden. Dies führt zu wirtschaftlichen Spannweiten von BSP-Decken von bis zu 5-6 m. Eine Stahlbetondecke aus Ortbeton kann in einem Spannweitenbereich von bis zu 6-8 m ebenfalls sehr wirtschaftlich ausgeführt werden, wobei angemerkt werden soll, dass durch verschiedene Einflussfaktoren die Verhältnisse variieren können. Nichts desto trotz kann daraus abgeleitet werden, dass für HBV-Decken im Neubau – vor allem im mehrgeschossigen Wohnbau - ein Spannweitenbereich von über 6 m interessant wird. Durch die Gewichtsreduzierung über die geringere Höhe der Betondecke und die höhere Steifigkeit die durch den Beton im Vergleich zu einer reinen Holzdecke hinzukommt wird,

wird der Grundstein für die Entwicklung weitgespannter HBV-Decken gelegt. Ziel für eine Verwirklichung einer wirtschaftlichen, weitgespannten HBV-Decke sind optimierte Querschnittshöhen, die Erfüllung der SLS und ULS Nachweise sowie die in dieser Arbeit nicht näher betrachteten bauphysikalischen Anforderungen (wie zum Beispiel die Schallübertragung und der Brandschutz) und eine möglichst günstige und einfache Herstellung. In [57] erstellen die Autoren einen Vorschlag zur Vordimensionierung der Querschnittshöhen für HBV-Flachdecken über die Grenzschlankheit (siehe Tabelle 5-57). Die berechnete Höhe der Platte sollte in Folge auf Beton- und Holzquerschnitt aufgeteilt werden. Dabei wird empfohlen die neutrale Achse möglichst nahe an die Verbundfuge zu legen. Als erste Annahme empfehlen die Autoren eine Aufteilung von 40 zu 60 % in Bezug auf Beton- und Holzquerschnitt [57].

$g_a + p$ [kN/m ²]	2,5	3	4	5	6	7
Schlankheit $\lambda = l/d$ infolge						
Stat. Bemessung	32	31	30	29	29	28
Dyn. Bemessung	30	29	29	29	28	27

Tabelle 5-57: Vorbemessungstabelle mit empfohlener Grenzschlankheit [57]

Allgemein kann gesagt werden, dass eine hohe effektive Biegesteifigkeit sowohl Vorteile für die SLS als auch für die ULS Nachweise mit sich bringt und somit bei einer Neukonzeptionierung einer HBV-Verbunddecke anzustreben ist. Bei einer hohen Steifigkeit der Verbundfuge müssen jedoch die höhere Verbindungsmittelbelastung berücksichtigt werden. Aus der Formel Gl. (5-1) für die Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit laut dem Gamma-Verfahren (siehe Kapitel 3-4.1) können einige Einflussfaktoren herausgelesen werden, welche eine Erhöhung derselben bewirken (Vergleiche [115]):

$$EI_{eff} = E_2 [n_1 * I_1 + I_2 + n_1 * \gamma_1 * A_1 * a_1^2 + \gamma_2 * A_2 * a_2^2] \quad \text{Gl. (5-1)}$$

- Ein hoher E-Modul beider Werkstoffe.
- Große Abmessungen der Querschnittswerte (Höhe und Breite) der Teilquerschnitte ergeben höhere Flächenträgheitsmomente I_i und Flächen A_i .
- Ein großer Abstand der Schwerpunkte der Teilquerschnitte zum Gesamtschwerpunkt des Bauteils (Faktoren a_1 und a_2). Idealerweise befindet sich der Gesamtschwerpunkt des Bauteils nahe der Verbundfuge.
- Eine hohe Steifigkeit der Verbundfuge, welche sich durch einen γ_1 -Faktor möglichst nahe an 1,0 (starrer Verbund) ergibt. Dies kann durch einen hohen Verschiebungsmodul K oder einen geringen effektiven Verbindungsmittelabstand e_{eff} – bei einem kleineren Verschiebungsmodul - erzielt werden. Wobei ein hoher Verschiebungsmodul anzustreben ist, da ein geringer Verbindungsmittelabstand zu einer hohen Anzahl an Verbindungsmittel führt und das System, je nach Montageaufwand des Verbindungsmittels, unwirtschaftlicher werden kann.

Um den Einfluss der aufgelisteten Faktoren quantifizieren zu können wurde eine Parameterstudie durchgeführt. Dabei wurden die Höhe der Betonplatte, die Höhe des Holzbalkens, die Breite des Holzbalkens, die E-Moduln des Holzes und des Betons sowie der γ_1 -Faktor variiert und einem Referenzquerschnitt gegenübergestellt. Die gewonnenen Erkenntnisse konnten in weiterer Folge für die Dimensionierung und Optimierung der Querschnitte zur Berechnung der Verbindungsmittelanzahl und des Wirkungsgrades herangezogen werden. Für den Referenzquerschnitt wurde ein Holzbalken-Beton-Verbundquerschnitt mit den Plattenabmessungen von $b_B/h_B = 60/8$ cm und den Balkenabmessungen von $b_H/h_H = 12/20$ cm gewählt. Der Beton hatte eine Festigkeit von C20/25 und für den Brettschichtholzbalken wurde eine Güteklasse von Gl24h angenommen. Der Referenzquerschnitt bildet die untere Grenze für die Parameterstudie, das heißt, dass abwechselnd die Werte bzw. die Parameter gesteigert wurden. So wurde die Plattendicke von 8 cm bis 20 cm, die Balkenhöhe von 20 cm bis 30 cm, die Balkenbreite von 12 cm bis 20 cm und der γ_1 -Faktor von 0,0 (kein Verbund) bis 1,0 (starrer Verbund) variiert. Für den E-Modul wurden zwei Referenzquerschnitte herangezogen. Den Ersten bildete der

bereits genannte und der Zweite hatte die Plattenabmessungen von $b_B/h_B = 60/15$ cm und die Balkenabmessungen von $b_H/h_H = 16/24$ cm. Der Referenzquerschnitt wurde geändert um festzustellen ob sich bei einer größeren Fläche der Einzelquerschnitte der Einfluss des E-Moduls auf die effektive Biegesteifigkeit stärker auswirkt. In weiterer Folge wurde die Parameterstudie auch an einer Brettstapel-Beton-Verbund-Decke durchgeführt. Bei dieser Variante hatte die Betonplatte des ersten Referenzquerschnitts die Abmessungen $b_B/h_B = 100/8$ cm und die Brettstapeldecke $b_H/h_H = 100/12$ cm während der zweite Referenzquerschnitt die Abmessungen $b_B/h_B = 100/16$ cm und $b_H/h_H = 100/24$ cm besaß. Der Beton hatte eine Festigkeit von C20/25 und für die Brettstapeldecke wurde eine Güteklasse von C16 gewählt. Für alle Berechnungen der effektiven Biegesteifigkeit, mit Ausnahme der Serie mit der Variation des γ_1 -Faktors, wurde ein γ_1 -Faktor von $\gamma_1 = 0,5$ zugrunde gelegt. In Tabelle 5-58 und Tabelle 5-59 wurden die Ergebnisse der Holzbalken- bzw. Brettstapel-Beton-Verbund-Decken tabellarisch dargestellt und in Abbildung 5-59 bis Abbildung 5-61 für die Holzbalken-Beton-Verbund-Decke graphisch aufgearbeitet.

Parameterstudie über den Einfluss verschiedener Faktoren auf die effektive Biegesteifigkeit der Holzbalken-Beton-Verbund-Decke						
Höhe Betonplatte	8,00	10,00	12,00	15,00	20,00	cm
$EI_{eff,ber}$	5,63	7,21	9,19	13,06	22,57	10^7 kNcm ²
$EI_{eff,ber} / EI_{eff,ref}$	100,00	128,08	163,14	231,91	400,85	%
Höhe Holzbalken	20,00	22,00	24,00	26,00	28,00	30,00 cm
$EI_{eff,ber}$	5,63	6,84	8,21	9,77	11,51	13,44 10^7 kNcm ²
$EI_{eff,ber} / EI_{eff,ref}$	100,00	121,42	145,86	173,46	204,36	238,70 %
Breite Holzbalken	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00	cm
$EI_{eff,ber}$	5,63	6,24	6,81	7,34	7,85	10^7 kNcm ²
$EI_{eff,ber} / EI_{eff,ref}$ in %	100,00	110,77	120,86	130,35	139,32	%
E-Modul Beton	3.000,00	3.100,00	3.300,00	3.400,00	3.500,00	3.600,00 kN/cm ²
$EI_{eff,ber}$ (hb=8cm; hh/bh=20/12 cm)	5,63	5,69	5,81	5,87	5,92	5,98 10^7 kNcm ²
$EI_{eff,ber} / EI_{eff,ref}$ (hb=8cm; hh/bh=20/12 cm)	100,00	101,09	103,18	104,19	105,17	106,13 %
$EI_{eff,ber}$ (hb=8cm; hh/bh=20/12 cm)	19,94	20,21	20,74	20,99	21,25	21,50 10^7 kNcm ²
$EI_{eff,ber} / EI_{eff,ref}$ (hb=15cm; hh/bh=24/16 cm)	100,00	101,36	104,01	105,31	106,58	107,83 %
E-Modul Holz	1.160,00	1.260,00	1.370,00	kN/cm ²		
$EI_{eff,ber}$ (hb=8cm; hh/bh=20/12 cm)	5,63	5,95	6,29	10^7 kNcm ²		
$EI_{eff,ber} / EI_{eff,ref}$ (hb=8cm; hh/bh=20/12 cm)	100,00	105,66	111,67	%		
$EI_{eff,ber}$ (hb=8cm; hh/bh=20/12 cm)	19,94	20,93	21,98	10^7 kNcm ²		
$EI_{eff,ber} / EI_{eff,ref}$ (hb=15cm; hh/bh=24/16 cm)	100,00	104,98	110,26	%		
Gamma-Faktor	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50 /
$EI_{eff,ber}$	1,70	3,56	4,47	5,01	5,37	5,63 10^7 kNcm ²
$\Delta EI_{(y=x)} = EI_{eff,ber} - EI_{eff,ref}$	0,00	1,86	2,77	3,32	3,68	3,94 10^7 kNcm ²
$\Delta EI_{(y=x)} / \Delta EI_{(y=1,0)}$	0,00	40,68	60,68	72,57	80,45	86,06 %
Gamma-Faktor	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	/
$EI_{eff,ber}$	5,82	5,97	6,09	6,19	6,27	10^7 kNcm ²
$\Delta EI_{(y=x)} = EI_{eff,ber} - EI_{eff,ref}$	4,13	4,28	4,39	4,49	4,57	10^7 kNcm ²
$\Delta EI_{(y=x)} / \Delta EI_{(y=1,0)}$	90,25	93,51	96,11	98,23	100,00	%

Tabelle 5-58: Berechnungsergebnisse der Parameterstudie zur effektiven Biegesteifigkeit der Holzbalken-Beton-Verbund-Decke

Parameterstudie über den Einfluss verschiedener Faktoren auf die effektive Biegesteifigkeit der Brettstapel-Beton-Verbund-Decke							
Höhe Beton	8,00	10,00	12,00	15,00	20,00	cm	
$EI_{\text{eff,ber}}$	7,77	10,73	14,49	21,85	39,77	10^7 kNcm^2	
$EI_{\text{eff,ber}}/EI_{\text{eff,ref}}$	100,00	138,24	186,57	281,42	512,15	%	
Höhe Holzbalken	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00	22,00	cm
$EI_{\text{eff,ber}}$	7,77	10,12	12,93	16,23	20,05	24,43	10^7 kNcm^2
$EI_{\text{eff,ber}}/EI_{\text{eff,ref}}$	100,00	130,31	166,50	209,00	258,24	314,64	%
E-Modul Beton	3.000,00	3.100,00	3.300,00	3.400,00	3.500,00	3.600,00	kN/cm^2
$EI_{\text{eff,ber}} \text{ (hb=8cm; hh=12 cm)}$	7,77	7,89	8,12	8,23	8,34	8,45	10^7 kNcm^2
$EI_{\text{eff,ber}}/EI_{\text{eff,ref}} \text{ (hb=8cm; hh=12 cm)}$	100,00	101,55	104,54	105,99	107,40	108,79	%
$EI_{\text{eff,ber}} \text{ (hb=16cm; hh=24 cm)}$	62,12	63,08	64,94	65,84	66,72	67,58	10^7 kNcm^2
$EI_{\text{eff,ber}}/EI_{\text{eff,ref}} \text{ (hb=16cm; hh=24cm)}$	100,00	101,55	104,54	105,99	107,40	108,79	%
E-Modul Holz	800,00	1.100,00	1.200,00				kN/cm^2
$EI_{\text{eff,ber}} \text{ (hb=8cm; hh=12 cm)}$	7,77	9,15	9,55				10^7 kNcm^2
$EI_{\text{eff,ber}}/EI_{\text{eff,ref}} \text{ (hb=8cm; hh=12 cm)}$	100,00	117,83	123,03				%
$EI_{\text{eff,ber}} \text{ (hb=16cm; hh=24 cm)}$	62,12	73,20	76,43				10^7 kNcm^2
$EI_{\text{eff,ber}}/EI_{\text{eff,ref}} \text{ (hb=16cm; hh=24cm)}$	100,00	117,83	123,03				%
Gamma-Faktor	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	/
$EI_{\text{eff,ber}}$	2,43	4,35	5,63	6,55	7,23	7,77	10^7 kNcm^2
$\Delta EI_{(y=x)} = EI_{\text{eff,ber}} - EI_{\text{eff,ref}}$	0,00	1,92	3,20	4,11	4,80	5,33	10^7 kNcm^2
$\Delta EI_{(y=x)}/\Delta EI_{(y=1,0)}$	0,00	28,00	46,67	60,00	70,00	77,78	%
Gamma-Faktor	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	/	
$EI_{\text{eff,ber}}$	8,19	8,54	8,83	9,08	9,29	10^7 kNcm^2	
$\Delta EI_{(y=x)} = EI_{\text{eff,ber}} - EI_{\text{eff,ref}}$	5,76	6,11	6,40	6,65	6,86	10^7 kNcm^2	
$\Delta EI_{(y=x)}/\Delta EI_{(y=1,0)}$	84,00	89,09	93,33	96,92	100,00	%	

Tabelle 5-59: Berechnungsergebnisse der Parameterstudie zur effektiven Biegesteifigkeit der Brettstapel-Beton-Verbund-Decke

Aus dem Vergleich der Ergebnisse für HBV-Decken aus Brettstapel oder Holzbalken ist ersichtlich, dass die Variation der Parameter beider Varianten die effektive Biegesteifigkeit der Deckenkonstruktion im annähernd gleichen Verhältnis verbessern. Durch die größere Beton- und Holzfläche der Flachdecke, bei Berücksichtigung eines ein-Meter-Streifens, kann die Flachdecke mit einer höheren effektiven Biegesteifigkeit trotz geringerer Bauhöhe im Vergleich zur Balkendecke überzeugen. Dank der größeren Steifigkeit und höheren Masse der Flachdecke können die SLS Kriterien (vor allem der Schwingungsnachweis) einfacher erfüllt werden.

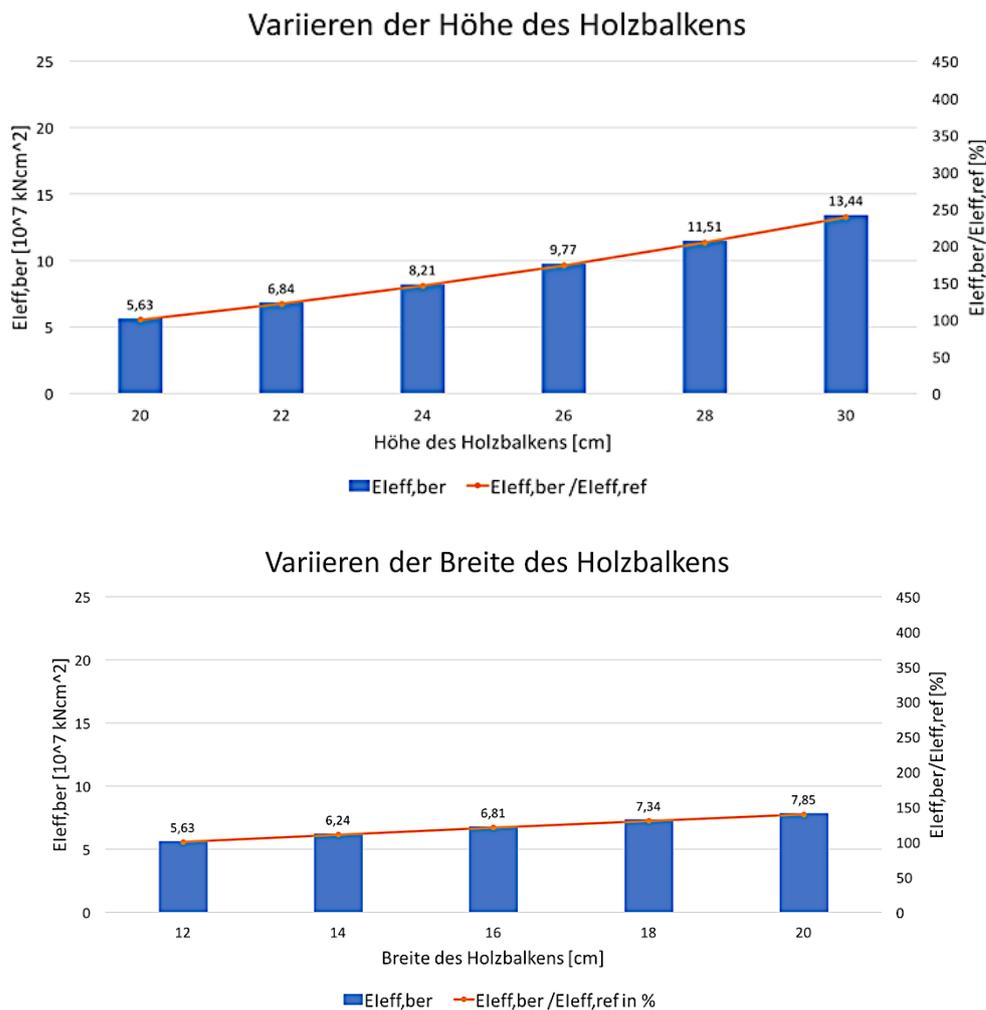


Abbildung 5-59: Darstellung der effektiven Biegesteifigkeit bei variierender Höhe des Holzquerschnitts (links) und bei variierender Breite des Holzquerschnitts (rechts)

Maßgeblich wird die effektive Biegesteifigkeit von der Höhe der Querschnitte und die Fugensteifigkeit beeinflusst. Einerseits erhöhen sich durch eine größere Höhe die Flächenträgheitsmomente I_i und Flächen A_i sowie die Schwerpunktsabstände. Durch eine Erhöhung der Betonplattenhöhe von 10 cm auf 20 cm bei der Holzbalken-Decke erhöht sich die effektive Biegesteifigkeit um 213 % (270 % für Brettstapel-Decke). Bei einer Erhöhung von 10 cm auf 15 cm steigt die effektive Biegesteifigkeit um 80 % (104 % für Brettstapel-Decke) (siehe Abbildung 5-59 (links)). Die Änderung der Höhe des Holzquerschnitts von 20 cm auf 30 cm bewirkte eine Steigerung der effektiven Biegesteifigkeit von 139 %. Daraus kann geschlossen werden, dass aufgrund des höheren E-Moduls des Betons die Steigerung der Höhe des Betonquerschnitts einen größeren Einfluss auf die effektive Biegesteifigkeit hat. Im Verhältnis zur Variation der Höhe hat eine größere Breite des Holzquerschnitts einen geringeren, weil linear, Einfluss (siehe Abbildung 5-59 (rechts)).

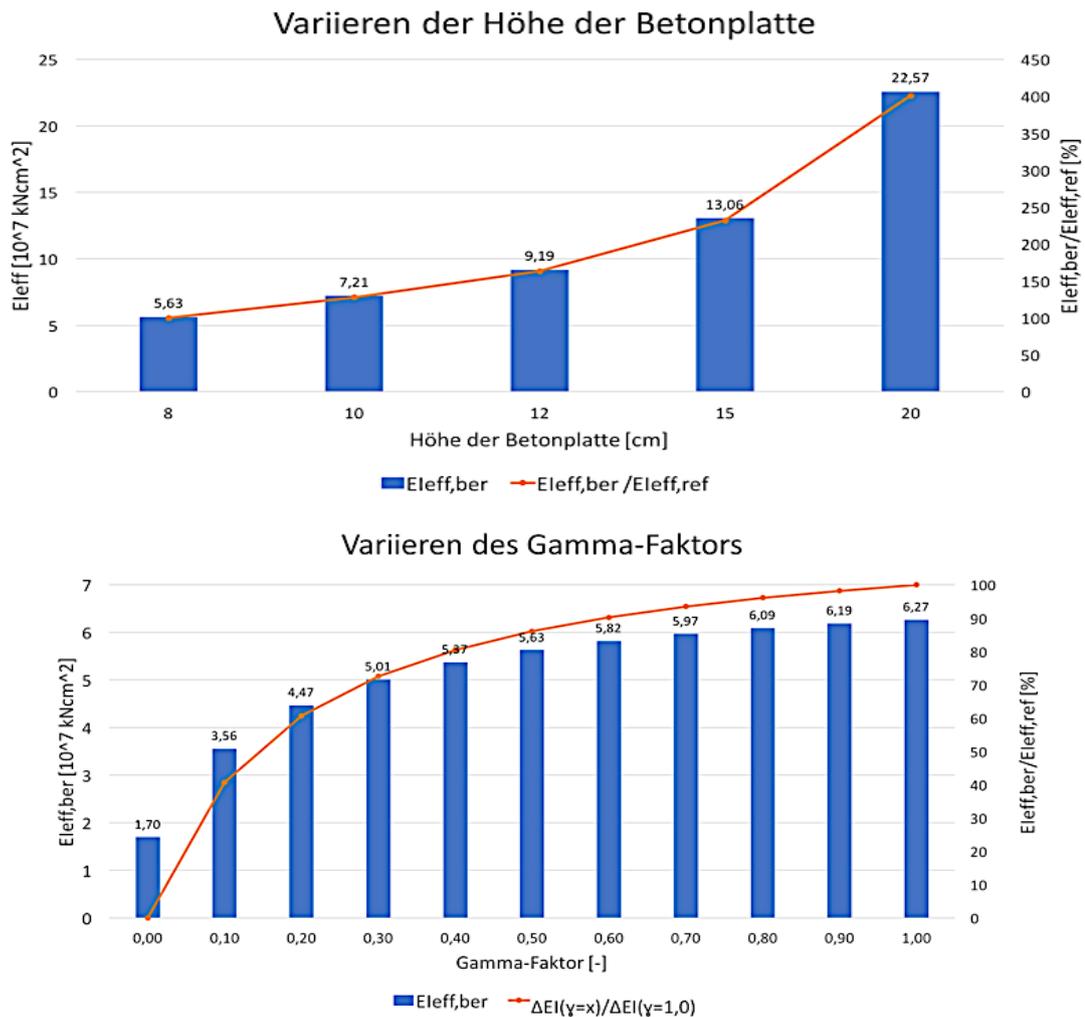


Abbildung 5-60: Darstellung der effektiven Biegesteifigkeit bei variierender Höhe des Betonquerschnitts (oben); Darstellung der effektiven Biegesteifigkeit bei variierendem γ_1 -Faktor (unten)

Durch eine große Verbundsteifigkeit kann ebenfalls die effektive Biegesteifigkeit wesentlich gesteigert werden. In Abbildung 5-60 (rechts) ist ersichtlich, dass die Zunahme der effektiven Biegesteifigkeit von $\gamma_1 = 0,0$ bis $\gamma_1 = 0,5$ deutlich größer als von $\gamma_1 = 0,5$ bis $\gamma_1 = 1,0$. Aufgrund der geringeren Steigerung ab $\gamma_1 = 0,5$ erscheint die Wahl des Gamma-Faktors zwischen $0,4 \geq \gamma_1 \geq 0,6$ für die Parameterstudie zur Klassifikation der Verbindungsmittel sinnvoll. Dadurch kann bei mäßigem Aufwand an Verbindungsmitteln ein relativ hoher Wirkungsgrad erzielt werden (siehe Kapitel 5-2.2). Die Steigerung des E-Moduls, sei es von Holz als auch von Beton, hat bei gleichbleibendem Querschnitt keinen erheblichen Einfluss auf die effektive Biegesteifigkeit der Verbundkonstruktion (vergleiche Abbildung 5-61).

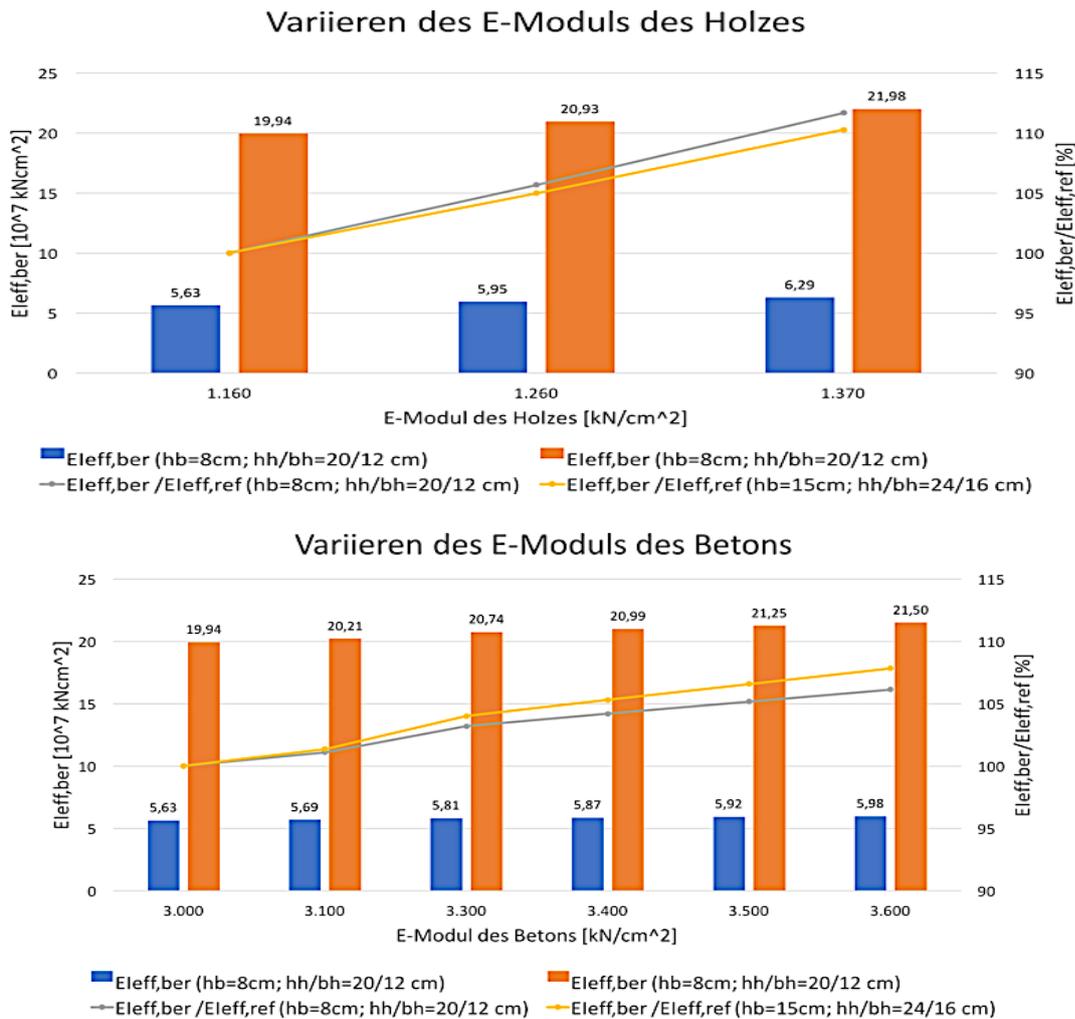


Abbildung 5-61: Darstellung der effektiven Biegesteifigkeit bei variierendem E-Modul des Holzes (oben) und des Betons (unten)

5-2.2 PARAMETERSTUDIE ZUR BETRACHTUNG DER EFFIZIENZ VERSCHIEDENER VERBINDUNGSMITTEL

Im Kapitel 5-1 wurde ein detaillierter Einblick in verschiedene Verbundkonzepte gegeben. Dabei wurden sowohl bereits bekannte und zugelassene als auch innovative Verbundsysteme angeführt und systematisch erfasst. Die angeführten mechanischen Kennwerte wurden aus Publizierungen, Prüfberichten, Dissertationen und Forschungsberichten entnommen, und sind meist Prüfergebnisse aus Scherversuchen. Daraus ergibt sich eine große Schwankung der Werte, da verschiedene Parameter – wie Materialeigenschaften, Prüfmethode oder Verbindungsmittelanordnung – die Ergebnisse beeinflussen. Dies macht einen Vergleich der Leistungsfähigkeit verschiedener Verbindungsmittel sowie deren Analyse kompliziert. Für einen direkten Vergleich der Verbindungsmittel muss die Fugensteifigkeit k [kN/mm²] der einzelnen Verbindungsmittel erfasst werden. Zur Berechnung derselben müssen jedoch die Verbindungsmittelabstände längs und quer zur Tragrichtung berechnet werden. Der Verbindungsmittelabstand wird von mehreren Faktoren – unter anderem den Schubspannungen in der Verbundfuge, den Mindestabständen, der vorausgesetzten Fugensteifigkeit, den Einbaubedingungen, den geometrischen Verhältnissen – beeinflusst und ist von der Tragfähigkeit und den Verschiebungsmodul K_{ser} und K_u abhängig. In der einhergehenden Berechnung zur Klassifikation der Verbindungsmittel wurde versucht aus den in Kapitel 5-1, erfassten verschiedenen Verbundkonzepten jene Werte heranzuziehen, bei denen die Versuche an ähnlichen Materialien durchgeführt wurden. Da eine möglichst große Bandbreite

an Verbundlösungen herangezogen werden sollte, konnte nicht garantiert werden, dass alle mechanischen Kennwerte aus Versuchen mit denselben Beton- bzw. Holzfestigkeit stammen. Somit können gewisse Verbindungsmittel aufgrund der Materialeigenschaften höhere bzw. tiefere Werte aufweisen als für die Berechnung der gewählten Deckenaufbauten angenommen wurde. Ziel der Berechnung war keine Dimensionierung der Deckensysteme oder der genauen Verbindungsmittelanzahl, für welche detaillierte Nachweise, wie reduzierter Querschnitt, konzentrierte Spannungseinleitungen, Verbindungsmittel abhängige Nachweise, Berücksichtigung der Last-Verschiebungskurve der Verbindungsmittel, Langzeitverhalten, Dauerhaftigkeit der Bauteile oder Robustheit gefordert werden, sondern die Abschätzung der Verbindungsmittelanzahl und dessen Wirkungsgrad, bestimmt von den versuchstechnisch ermittelten, mechanischen Kennwerten. Die Ermittlung der Verbindungsmittelanzahl, sowie dessen Wirkungsgrad, welcher im folgenden Kapitel 5-2.2.1 noch näher definiert wird, ermöglicht es die Verbindungsmittel miteinander zu vergleichen und dafür wird eine näherungsweise Berechnung für ausreichend empfunden. Durch die in dieser Arbeit erarbeiteten Voraussetzung eines „Idealen Verbindungsmittels“ wurden folgende Kriterien festgelegt, welche bei der Klassifikation der Verbindungsmittel herangezogen werden können:

- Hohe Tragfähigkeit
- Hoher Verschiebungsmodul und damit eine hohe Steifigkeit des Verbundes
- Duktilität
- Gutes Langzeitverhalten
- Geringe Herstellungs- und Montagekosten (Wirtschaftlichkeit)
- Geringe Verbindungsmittelanzahl

Es ist unwahrscheinlich, dass ein Verbindungsmittel alle Voraussetzungen erfüllen kann, es muss immer ein Kompromiss zwischen den Kriterien gefunden werden. Dabei kommt es oftmals auf die Verwendung des Deckenelements, die Herstellungsart und auf die Deckengeometrie der Deckenkonstruktion an, welches Verbindungsmittel am geeignetsten ist. In dieser Arbeit liegt der Fokus auf den Wohnbau, genauer auf den mehrgeschossigen Wohnungsneubau, und die Auswahl der Parameter für die Berechnung wurden darauf abgestimmt.

5-2.2.1 Annahmen für die Durchführung der Parameterstudie

Beim erstellten Excel-Sheet zur Berechnung der Verbindungsmittelanzahl und des Wirkungsgrades wurden folgende Grundbedingungen erarbeitet. Ziel war eine möglichst hohe Fugensteifigkeit. Deshalb wurde ein Gamma-Faktor für die SLS-Nachweise (K_{ser}) zwischen 0,4 und 0,6 und für die ULS-Nachweise (K_u) zwischen 0,3 und 0,5 gefordert. Dieser Faktor erscheint dem Autor als sinnvoll, da er zumeist von einer großen Bandbreite von Verbindungsmittel eingehalten werden kann und andererseits ein höherer Gamma-Faktor einen Mehraufwand an Verbindungsmittel mit sich zieht, jedoch die Steifigkeit im Vergleich geringer zunimmt (siehe Kapitel 5-2.1). Durch die Wahl dieser Gamma-Faktoren konnte ein Wirkungsgrad der HBV Balken- und Flachdecke von 70 bis 80 % erzielt werden. Ausgegangen wurde von einem linear-elastischen Tragverhalten der HBV-Decke. Dadurch kann das Verbindungsmittel anhand von zwei Werten klassifiziert werden. Einerseits den Verschiebungsmodul, welcher maßgebend für die Fugensteifigkeit ist und die effektive Biegesteifigkeit beeinflusst. Andererseits die maximale Tragfähigkeit des Verbindungsmittels, die die Übertragung der Schubkräfte gewährleisten muss. Durch die Festlegung dieser Werte und des linear-elastischen Tragverhalten ergibt sich eine bilineare Last-Verschiebungskurve des Verbindungsmittels. In weiterer Folge wurde versucht die verschiedenen Kriterien heranzuziehen und einen gemeinsamen, vergleichbaren Wert zu berechnen, um die genannten Faktor zu betrachten und die Leistungsfähigkeit der Verbindungsmittel beschreiben zu können. Als Berechnungsverfahren wurde das Gamma-Verfahren gewählt, welches im Eurocode und in den nationalen Normen verankert ist, sowie in mehreren Dissertationen und Zulassungen zu finden ist und für eine Vorbemessung hinreichende Ergebnisse liefert (siehe Kapitel 3-5.1).

Durch die festgelegten Kriterien konnte aus den Anforderungen für die SLS-Nachweise das geforderte effektive Flächenträgheitsmoment rückgerechnet werden. Dabei wurde einerseits die Einhaltung der Durchbiegung und andererseits die Einhaltung der minimalen Eigenfrequenz gefordert, wobei die

Einhaltung des Steifigkeitskriteriums und der Schwingbeschleunigung nachgewiesen wurde. Dadurch errechnet sich das geforderte effektive Flächenträgheitsmoment für die SLS-Kriterien, unter Annahme der Gleichungen für die Durchbiegung und für die Schwingungsanforderung aus Kapitel 3-7.4), zu Gl. (5-2) und Gl. (5-3). Für die Berechnung der Schwingungsnachweise (Steifigkeitskriterium und Schwingbeschleunigung) wird auf das Kapitel 3-7.4 verwiesen.

$$I_{eff,gefordert,Durchbiegung} = \frac{5 * q * l^4}{384 * E_2 * \left[\frac{w_{gr}}{k_{nl}} - 0,15 * \frac{q * l^2}{G_2 * A_2} \right]} \quad \text{Gl. (5-2)}$$

$$I_{eff,gefordert,Frequenzkriterium} = \frac{m}{E_2} * \left(\frac{2 * l^2 * f_{1,min}}{\pi} \right)^2 \quad \text{Gl. (5-3)}$$

Für die maximal mögliche Durchbiegung wurde $w_{gr} = l/300$ und als minimale Eigenfrequenz $f_{1,min} = 4,5$ festgelegt. Zusätzlich zu den aus dem SLS geforderten Flächenträgheitsmomenten wurden die Flächenträgheitsmomente für das Zugkriterium berechnet, sodass $\sigma_{Zug,Beton}/f_{ctm} \leq 1,0$ erfüllt werden konnte. Die Bedingung des umgerissenen Betons wurde auf der sicheren Seite liegend eingefügt, da der Einfluss der Rissbildung auf den Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel noch nicht hinreichend erforscht wurde und schwer in Zahlen zu fassen wäre. Zudem wurde noch ein Flächenträgheitsmoment berechnet, welches sich durch eine notwendige Erhöhung des Gamma-Faktors ergeben könnte - zum Beispiel für die Einhaltung der Schwingbeschleunigung. Für die beiden zuletzt genannten Faktoren wurde der Gamma-Wert iterativ bestimmt und war somit bereits bekannt. Wurde das Flächenträgheitsmoment für die Durchbiegung oder das Frequenzkriterium maßgebend konnte mit Hilfe von Gl. (5-4) und dem Excel-Solver der geforderte Gamma-Wert berechnet werden. Der Excel-Solver variierte den Gamma-Parameter bis das Ergebnis der Gl. (5-4) gegen null ging (siehe Abbildung 5-62).

$$I_{eff,berechnet} - I_{eff,gefordert} = n_1 * I_1 + I_2 + n_1 * \gamma_1 * A_1 * \left(\frac{h_1 + h_2}{2} - \frac{n_1 * \gamma_1 * A_1 * (h_1 + h_2)}{2 * (n_1 * \gamma_1 * A_1 + A_2)} \right)^2 + \gamma_2 * A_2 * \left(\frac{n_1 * \gamma_1 * A_1 * (h_1 + h_2)}{2 * (n_1 * \gamma_1 * A_1 + A_2)} \right)^2 - I_{eff,gefordert} \quad \text{Gl. (5-4)}$$

Berechnung γ_{Sf}	y1=	0,36000			
			$I_{eff,ber} =$	308.876,39	cm ⁴
	$I_{eff,ber} - I_{eff,gef}$	-31.425,54645			
	k=	1,78			
	w_{vorh}	1,66	≤	$w_{grenz}=l/300=$	3,33

Berechnung γ_{Sf}	y1=	0,50000			
			$I_{eff,ber} =$	340.301,93	cm ⁴
	$I_{eff,ber} - I_{eff,gef}$	0,00000			
	k=	1,00			
	w_{vorh}	1,66	≤	$w_{grenz}=l/300=$	3,33

Blau Zelle = \$D\$16 im Solver; Rote Zelle \$D\$18 im Solver

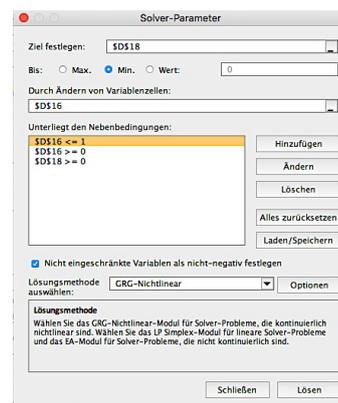


Abbildung 5-62: Verwendete Parameter im Excel-Solver

Aus den maßgebenden Gamma-Werten konnte die Fugensteifigkeit k berechnet werden und daraus der effektive Verbindungsmittelabstand Gl. (5-5) und Gl. (5-6):

$$k_{\text{gefordert}} = \frac{1}{\gamma_{1,\text{gefordert}}} - 1 \quad \text{Gl. (5-5)}$$

$$e_{\text{eff,gefordert}} = \frac{l^2 * K * n_R * k_{\text{gefordert}}}{\pi^2 * E_1 * A_1} \quad \text{Gl. (5-6)}$$

n_R Anzahl der Reihen der Verbindungsmittel am untersuchten HBV-Element

Weiters mussten die Kriterien erarbeitet werden, die für die Berechnung des effektiven Verbindungsmittelabstands maßgebend werden können. Es wurden folgende effektive Verbindungsmittelabstände berücksichtigt:

Kriterium a)	$e_{\text{eff,SLS}}$	(BLAU)
Kriterium b)	$e_{\text{eff,ULS}}$	(GRÜN)
Kriterium c)	$e_{\text{eff,Mindestabstände}}$	(VIOLETT)
Kriterium d)	$e_{\text{eff,Zugkriterium}}$	(ORANGE)

Mit der Erfüllung des Kriterium a) wurden die Anforderungen (gefordertes effektives Flächenträgheitsmoment) der SLS-Nachweise erfüllt. Für die Berechnung der Fugensteifigkeit k wurde der Verschiebungsmodul K_{ser} (K bei $0,4 F_{\text{max}}$) berücksichtigt. Durch das Kriterium b) wurde überprüft ob die Tragfähigkeit des Verbindungsmittels ausreicht um die Schubkraft in der Verbundfuge aufzunehmen. Dabei wird der Verschiebungsmodul K_u (K bei $0,6 F_{\text{max}}$) verwendet und eine einmalige Abstufung (pro Viertel Trägerlänge) der Verbindungsmittel vorgenommen. Der effektive Verbindungsmittelabstand für eine über die Länge annähernd gleichmäßig verteiltes Verbindungsmittel wird laut dem gewichteten Mittel nach Kenel (Gl. (3-20)) berechnet. Für Verbindungsmittel welche im äußeren Drittel der HBV-Decke konzentriert sind erfolgt die Berechnung nach der von Michelfelder (Gl. (3-21)) erarbeiteten Formel. Die Gleichung wurde mittels einer Regressionsanalyse für Kerven in Brettstapel-Beton-Verbunddecken ermittelt. Unter Einhaltung der von ihr vorgegebenen Abmessungen und Verbindungsmittelanordnung (siehe [39]) wurde dieser Ansatz auch für andere Verbindungsmittel (Kerven, Flachstahlschlösser, Dübelleisten) näherungsweise herangezogen. Das Kriterium b) für $e_{\text{eff,ULS}}$ wurde zwei Mal iterativ berechnet. Dies beruhte auf der Annahme, dass der Schubfluss in der Verbundfuge t_i , aus der $e_{\text{eff,ULS}}$ rückgerechnet wurde ($e_{\text{eff,ULS}} = F_{\text{max}} * n_R / t_i$; vergleiche Gl. (3-32)), das erste Mal mit $e_{\text{eff,SLS}}$ berechnet wurde und $e_{\text{eff,ULS}}$ sich jedoch im maßgebenden Fall verringert. Der geringere Verbindungsmittelabstand führt dazu, dass sich der Schubfluss bedingt durch einen größeren Gamma-Faktor erhöht. Eine zweimalige Iteration wurde für die Vergleichszwecke als ausreichend genau empfunden. Das Kriterium b) berücksichtigt somit den Verschiebungsmodul K_u und die maximal übertragbare Kraft F_{max} der Verbindungsmittel (ULS-Nachweise). Das Kriterium c) sind die Mindestabstände, die sich für das Verbindungsmittel durch die Abmessungen, Einbauabstände oder der geforderten Vorholzlängen ergeben. Falls eine Zulassung oder Empfehlungen in der Literatur gefunden wurden, wurden diese herangezogen, ansonsten wurden die Abstände durch ingenieurmäßige Überlegungen abgeschätzt. Für eine Abschätzung wurde zumeist die Verbindungsmittellänge und je nach Verbindungsmittel bei Stahlbauteilen ein Abstand der Verbindungsmittel zueinander von 10 cm und bei Nocken 20 cm gewählt. Das Kriterium d) wird vom Gamma-Faktor definiert, welcher erforderlich ist um im Beton den Zugnachweis positiv zu erfüllen. Die Verbindungsmittelabstände wurden mit dem Verschiebungsmodul K_u berechnet.

Aus der Literatur wurden für die mechanischen Kennwerte der Verbindungsmittel, falls vorhanden, die Mittelwerte herangezogen, ansonsten, bei unterschiedlichen Varianten, die für das Verbindungsmittel günstigsten Werte. Für K_{ser} wurde der Verschiebungsmodul bei $0,4 F_{\text{max}}$ verwendet und für K_u , falls vorhanden, der Verschiebungsmodul bei $0,6 F_{\text{max}}$ oder mittels des, im Eurocode empfohlenen, Verhältnisses von $2/3 K_{\text{ser}}$ berechnet (siehe Kapitel 3-2.1). Als resultierender Verbindungsmittelabstand $e_{\text{eff,final}}$ für die Berechnung der Verbindungsmittelanzahl und der Durchführung der Nachweise (Biegezug Holz, einachsiger Schub Holz, Druckspannungen Beton, Zugspannungen Beton; Formeln siehe Kapitel 3-7.2) wurde der minimale Wert der vier Kriterien herangezogen. Mit dem resultierenden

Verbindungsmittelabstand und dem Verschiebungsmodul K_u wurde das effektive Flächenträgheitsmoment $I_{eff,\gamma,VM}$ berechnet und daraus laut Gleichung Gl. (5-7) der Wirkungsgrad χ .

$$\chi = \frac{I_{eff,VM} - I_{eff,\gamma=0}}{I_{eff,\gamma=1} - I_{eff,\gamma=0}} * 100 \quad \text{Gl. (5-7)}$$

Der Wirkungsgrad beschreibt somit die erreichte Verbundwirkung von 0 % (kein Verbund) bis 100 % (starrer Verbund) analog der Darstellung in Abbildung 5-60 (rechts). Der Wirkungsgrad steht in direkter Beziehung mit dem eingangs festgelegten Gamma-Faktors, beschreibt den Verbund jedoch anschaulich von Seiten der Querschnittstragfähigkeit. Zwar wurde eingangs der Gamma-Faktor und somit der Wirkungsgrad vorgegeben, jedoch kann dieser im Endergebnis, je nach Verbindungsmittel variieren und ermöglicht so ein weiteres Beurteilungskriterium.

Die getroffenen Annahmen sind für die meisten Verbindungsmittel gültig jedoch muss bei Verbindungsmittel wie Kerven, Dübelleisten oder Flachstahlschlösser, welche am äußersten Drittel konzentriert sind, sowie für den Klebe- bzw. Haftverbund einige Annahmen ergänzt werden. Für Verbindungsmittel, die im äußersten Drittel konzentriert sind, wurden die Annahmen von Michelfelder [39] für die Berechnung von e_{eff} und für die Anordnung der Kerven angenommen. Für den Haftverbund wurde der in der Arbeit von Lehmann empfohlene, aus den Versuchen rückgerechnete, anwendbare Gamma-Faktor mit dem geforderten Gamma-Faktor verglichen. Der Haftverbund kann nicht als starrer Verbund angesehen werden, was zu einer Rückrechnung der Messwerte aus den Biegeversuchen eines effektiven Wirkungsgrades in der Arbeit von Lehmann führt [107]. Der Klebeverbund kann als starrer Verbund angenommen werden. Somit konnten die wirkenden Schubspannungen in der Verbundfuge berechnet werden und diese den aufnehmbaren Schubspannungen des Klebeverbunds gegenübergestellt werden.

Die Querschnitte für die Balkendecke wurden so gewählt, dass die oben genannten Kriterien erfüllt werden konnten. Es ist anzumerken, dass die Querschnittsabmessungen durch eine unterschiedliche Querschnittsauswahl sowie Deckenform (siehe Kapitel 4-5) optimiert werden könnten. Die Höhe der Betonplatte wurde zwischen 6 cm und 20 cm beschränkt die Holzquerschnitte wurde in 2 cm Schritten gesteigert oder reduziert. Für die Wahl der Materialien wurde eine Güteklasse des Betons von C40/50 gewählt um die Einhaltung der Zugnachweise im Beton und Verbindungsmittel mit hochfesten Materialeigenschaften berücksichtigen zu können. Der Holzbalken hatte eine Güteklasse von GL32h. Für die Flachdecke (Brettstapel-Beton-Verbunddecke) wurden die von Michelfelder vorgeschlagenen Höhenverhältnisse bestmöglich übernommen. Für die Höhe des Brettstapels $h_H = 0,6 h_{ges}$ und für die Höhe der Betonplatte $h_B = 0,4 h_{ges}$. Für den Beton wurde eine Güteklasse von C40/50 und für das Holz von C24 angesetzt. Da bei der Berechnung der Flachdecke auf Michelfelders Annahmen zurückgegriffen wurde, erschien es dem Autor als sinnvoll die Brettstapel-Beton-Verbunddecke zu verwenden, da diese Ausführungsvariante der Decke mit dem Gamma-Verfahren gut erfasst werden kann. Die Tabelle 5-60 und Tabelle 5-61 zeigen die gewählten Querschnittsabmessungen für die verschiedenen HBV-Decken.

	$b_B = 60 \text{ cm}$	$L = 6 \text{ m}$	$L = 8 \text{ m}$	$L = 10 \text{ m}$	$L = 12 \text{ m}$	
HBV- Balkendecke	$h_H =$	22	28	34	40	cm
	$b_H =$	16	20	20	24	cm
	$h_B =$	8	12	14	15	cm
	$h_{ges} = h_H + h_B =$	30	40	48	55	cm

Tabelle 5-60: Querschnittsabmessungen der untersuchten Holzbalken-Beton-Verbunddecken

HBV- Flachdecke	$b_{\text{Decke}} = 100 \text{ cm}$	$L = 6 \text{ m}$	$L = 8 \text{ m}$	$L = 10 \text{ m}$	$L = 12 \text{ m}$	
	$h_{\text{H}} =$	14	18	22	28	cm
	$h_{\text{B}} =$	8	12	12	16	cm
	$h_{\text{ges}} = h_{\text{H}} + h_{\text{B}} =$	22	30	34	44	cm

Tabelle 5-61: Querschnittsabmessungen der untersuchten Brettstapel-Beton-Verbunddecken

Hinsichtlich der Lastannahmen wurde einerseits das Eigengewicht der Decke berücksichtigt und andererseits eine Nutzlast von 2 kN/m^2 entsprechend für Wohn- und Büroflächen gemäß der Kategorie A1 und B1. Weiters wurde ein Zuschlag für Trennwände von $0,8 \text{ kN/m}^2$ und ein leichter Fußbodenaufbau bestehend aus Zementestrich und einer Trittschalldämmung festgelegt. Die charakteristische Lastfallkombination wurde für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ermittelt. Zur genaueren Beschreibung wird auf das Kapitel 3-7.4 verwiesen. In der Tabelle 5-62 wurde die Berechnung der Lastkombinationen und der maßgebenden Schnittkräfte dargestellt.

Lastannahmen Holzbalken-Beton-Verbunddecke $l = 8 \text{ m}$																															
Eigengewicht					Nutzlasten					Charakteristische Lastfallkombination																					
					Einflussbreite Decke $e = 0,60 \text{ m}$					<table border="1"> <tr> <th>Einwirkung</th> <th>ψ_0</th> <th>ψ_1</th> <th>ψ_2</th> </tr> <tr> <td>Wohnräume A1</td> <td>0,70</td> <td>0,50</td> <td>0,30</td> </tr> <tr> <td>Trennwände</td> <td>0,70</td> <td>0,50</td> <td>0,30</td> </tr> <tr> <td>0,00</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>0,00</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>		Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30	Trennwände	0,70	0,50	0,30	0,00				0,00			
Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2																												
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30																												
Trennwände	0,70	0,50	0,30																												
0,00																															
0,00																															
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	γ_{Material} [kN/m ³]	Last [kN/m ²]	Aufbau	Last [kN/m ²]	Last [kN/m ²]																								
Zementestrich	0,06	0,60	22,00	0,79	Wohnräume A1	2,00 $q_{1,k}$	1,20																								
Trittschalldämmung	0,03	0,60	0,40	0,01	Trennwände	0,80 $q_{2,k}$	0,48																								
Beton	0,12	0,60	25,00	1,80		$q_{3,k}$	0,00																								
Holz	0,26	0,20	5,00	0,26		$q_{4,k}$	0,00																								
				0,00		$q_{5,k}$	0,00																								
				0,00		$q_{6,k}$	0,00																								
SUMME $g_{1,k} =$				2,86 kN/m²	SUMME $q_{\text{ges},k} =$		1,68 kN/m²																								
$p_{\text{GZG},d,t} = \sum_{j \geq 1} \gamma_g * g_{k,j} + \gamma_g * q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_q * \psi_{0,j} * q_{k,i} + p_{\text{std},t}$					Charakteristische LFK		GZT	GZG																							
							6,16	4,40	kN/m																						
					V_1 [kN]	V_2 [kN]	M_d [kNm]																								
					24,66	12,33 kN	4.931,14 kNm																								
					pro $l/4 = 200,00 \text{ cm}$ Deckenstreifen																										
					<table border="1"> <tr> <th colspan="2">Teilsicherheitsbeiwerte</th> <th>γ</th> </tr> <tr> <td colspan="2">Eigengewicht</td> <td>1,35</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Nutzlast</td> <td>1,50</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Eigengewicht</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Nutzlast</td> <td>1,00</td> </tr> </table>					Teilsicherheitsbeiwerte		γ	Eigengewicht		1,35	Nutzlast		1,50	Eigengewicht		1,00	Nutzlast		1,00							
Teilsicherheitsbeiwerte		γ																													
Eigengewicht		1,35																													
Nutzlast		1,50																													
Eigengewicht		1,00																													
Nutzlast		1,00																													

Tabelle 5-62: Darstellung der Lastannahmen und der Berechnung der maßgebenden Schnittgrößen für das Kurzzeittragverhalten der Balkendecke

5-2.2.2 Ergebnisse der Parameterstudie

Für die Durchführung der Parameterstudie wurden die Gamma-Faktoren für das Zugkriterium und für die Erfüllung der SLS Nachweise bei allen Längen konstant gehalten und die Querschnitte der Decken für die Erfüllung der Nachweise in Abhängigkeit der Länge erhöht. Dabei zeigte sich der Zusammenhang, dass sich trotz gleicher Voraussetzungen der Abstand e_{eff} der Verbindungsmittel bei größer werdender Spannweite vergrößert. Basierend auf dem Gamma-Verfahren berechnet sich e_{eff} nach Gl. (5-5), worin die Spannweite l im Zähler quadriert wird. Die Fläche des Betonquerschnitts steht im Nenner und wirkt sich dadurch vermindern auf e_{eff} aus. Eine kleinere Fläche des Betons sowie eine größere Länge der Decke erhöht somit den möglichen Verbindungsmittelabstand und umgekehrt. In Abbildung 5-63 im linken Diagramm ist ersichtlich, dass bei einer Fläche $A_1 = 800 \text{ cm}^2$ und einer Länge $l = 6 \text{ m}$ der Verbindungsmittelabstand $e_{\text{eff}} = 7,82 \text{ cm}$ betragen muss um einen Gamma-Wert von 0,6 zu erzielen. Im Vergleich dazu beträgt der Verbindungsmittelabstand $e_{\text{eff}} = 15,44 \text{ cm}$ bei einer Fläche $A_1 = 800 \text{ cm}^2$ und einer Länge $l = 8 \text{ m}$ um einen Gamma-Wert von 0,6 zu erzielen.

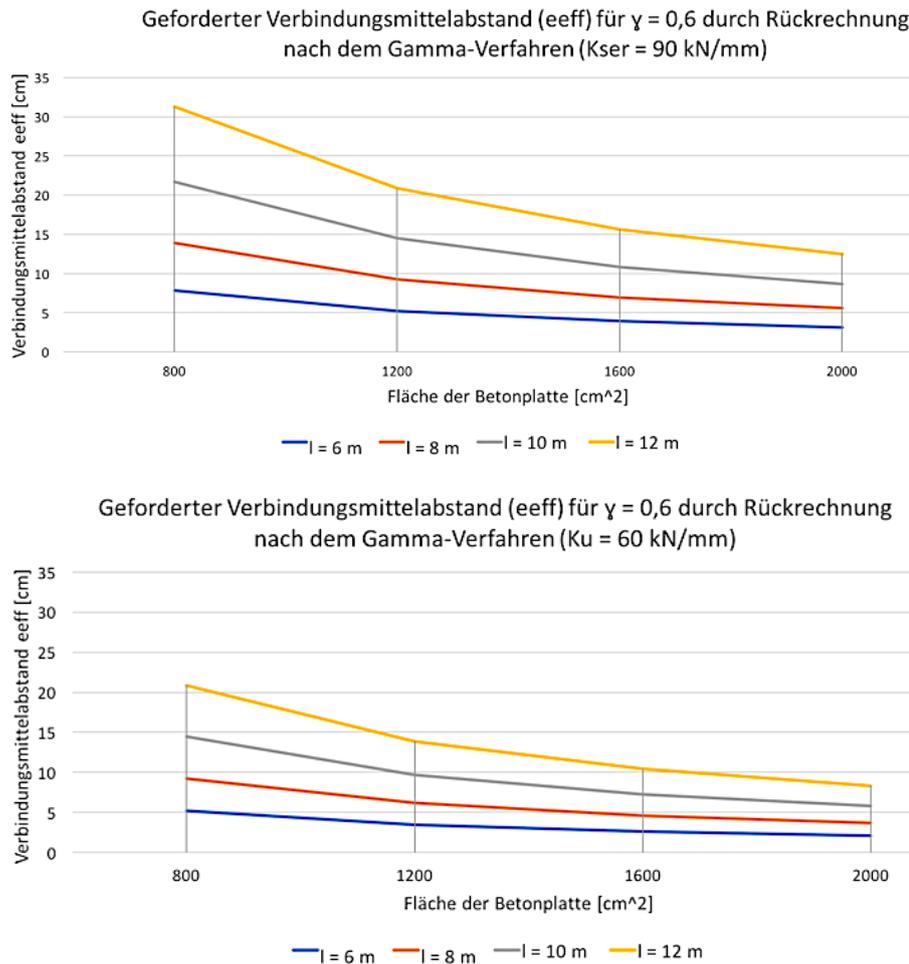


Abbildung 5-63: Einfluss des Verhältnisses \dot{F}/A_1 auf die Berechnung von e_{eff}

Im Anhang B5 bis B12 wurden die Berechnungen für die Ermittlung des effektiven Verbindungsmittelabstands und des Wirkungsgrads der verschiedenen Deckensysteme dargestellt. Die Ergebnisse des resultierenden effektiven Verbindungsmittelabstands und der Verbindungsmittelanzahl pro Meter sowie der zugehörige Wirkungsgrad für die verschiedenen Verbindungsmittel wurden in Tabelle 5-66, Tabelle 5-67 (Brettstapel-Beton-Verbunddecken) und Tabelle 5-63 bzw. Tabelle 5-64 (Holzbalken-Beton-Verbunddecken) und in dargestellt. Die Abmessungen der Querschnitte wurden in Tabelle 5-60 und Tabelle 5-61 angegeben.

Zusätzlich zum effektiven Verbindungsmittelabstand wurde das Kriterium (a), b) oder d)) angegeben, welches maßgebend für die Wahl des Verbindungsmittelabstands wurde. Konnten von einem Verbindungsmittel die Mindestabstände nicht eingehalten werden (Kriterium c) nicht erfüllt), so wurde das Verbindungsmittel als „nicht geeignet“ eingestuft (Abkürzung in den Tabellen: „n.g.“). Wurde das Verbindungsmittel als geeignet eingestuft, so wurde das als „ge.“ abgekürzt.

Vergleich der Verbindungsmittelanzahl bei variieren der Spannweite der Holzbalken-Beton-Verbunddecke unter konstantem Gamma-Faktor ($\gamma_{SLS,gef} = 0,55$; $\gamma_{ULS,gef} = 0,35$)												
l.f.n.r., Beschreibung der Verbindungsmittel	Effektiver Abstand der Verbindungsmittel e_{eff} [cm]			Anzahl der Verbindungsmittel pro Meter Trägerlänge			Wirkungsgrad der Verbindungsmittel [%]					
	l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m	l = 12 m	l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m	l = 12 m	l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m	l = 12 m
	Stiftförmige Verbindungen											
1 Sechskantboltschraube/Dübel BMF 90x 235 IL (d/l=16/300) mit Unterlegscheibe (d/f=68/6)	22,38 a)	26,53 a)	34,96 a)	47,75 a)	5,00	4,00	3,00	3,00	78,33	75,66	75,40	71,13
2 Sechskantschraube (d/l= 16x155 mm)	8,63 d)	10,23 d)	13,70 d)	18,41 d)	12,00	10,00	8,00	6,00	72,84	69,76	69,11	64,64
3 Sechskantboltschraube (d/l=8/120mm; Einbindelänge 80 mm)	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
4 Sechskantboltschraube (d/l=10/120mm; Einbindelänge 80 mm)	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
5 Sechskantboltschraube (d/l=12/120mm; Einbindelänge 80 mm)	11,08 a)	13,13 a)	17,30 a)	23,63 a)	19,00	15,25	12,00	9,00	80,23	77,73	77,49	73,45
6 FT-V erbinde	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
7 Schräg einglegte Plastikhülle mit nachträglicher Verschraubung bBalken= 63 mm, ds= 1, l=200mm	47,98 d)	56,87 d)	76,16 d)	84,38 b)	5,00	3,75	3,00	3,00	72,84	69,76	69,11	68,92
8 Schräg einglegte Plastikhülle mit nachträglicher Verschraubung bBalken= 63 mm, ds =12, l=200mm	80,48 d)	95,39 d)	127,75 d)	112,68 b)	3,00	2,25	2,00	2,00	72,84	69,76	69,11	73,58
9 Würth ASSY 8 mm	n.g.	n.g.	8,42 a)	11,10 a)	n.g.	23,75	19,00	14,00	0,00	77,73	77,49	73,45
10 Würth ASSY 10 mm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
11 SFS VB 48-7,5 x 100 135°/45°	8,10 a)	9,60 a)	12,65 a)	17,28 a)	25,00	21,00	16,00	12,00	80,23	77,73	77,49	73,45
12 SFS VB 48-7,5 x 165 135°/45°	11,51 a)	13,64 a)	17,98 a)	23,94 b)	18,00	14,75	12,00	9,00	80,23	77,73	77,49	73,94
13 TCC 7,3 x 150 mm 45°	15,06 a)	17,85 a)	15,45 b)	13,28 b)	14,00	11,25	13,00	16,00	80,23	77,73	83,98	87,00
14 TCC 8 x 180 mm 45°	16,78 a)	19,89 a)	19,78 b)	17,48 b)	12,00	10,25	11,00	12,00	80,23	77,73	82,02	85,00
15 TCC 9 x 180 mm 45°	17,18 a)	20,36 a)	21,95 b)	18,54 b)	12,00	10,00	10,00	11,00	80,23	77,73	80,80	84,54
16 TCC 12 x 210 mm 45°	19,58 a)	23,21 a)	30,58 a)	26,11 b)	11,00	8,75	7,00	8,00	80,23	77,73	77,49	81,57
17 TIMCO II 45°	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
18 TIMCO III 45°	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
19 Glatte Nägel 6/180 90°	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
20 Glatte Nägel 6/180 45°	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
21 Glatte Nägel 6,3 x 180	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
22 Rignschrafnägel 3,4 x 60	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
23 Glatte Stahlstange ds= 8 mm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
24 Glatte Stahlstange ds= 10 mm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
25 Profilierte Stahlstange ds= 10 mm	14,28 a)	16,93 a)	22,31 a)	30,47 a)	15,00	12,00	9,00	7,00	80,23	77,73	77,49	73,45
26 Eingeklebte geeignete Gewindestange M24	23,80 a)	28,21 a)	37,18 a)	50,78 a)	5,00	3,75	3,00	2,00	80,23	77,73	77,49	73,45
27 Hakenförmige eingeklebte Gewindestange	20,29 a)	24,04 a)	31,68 a)	43,28 a)	10,00	8,50	7,00	5,00	80,23	77,73	77,49	73,45
28 Hakenförmige eingeklebte Betonstahl ds= 8 mm	25,39 a)	30,09 a)	32,92 b)	27,13 b)	4,00	3,50	4,00	4,00	80,23	77,73	80,57	84,67
29 Gebogene Betonstahlanker ds= 8,0 mm, hc= 10 cm	12,16 a)	14,42 a)	19,00 a)	25,95 a)	17,00	14,00	11,00	8,00	80,23	77,73	77,49	73,45
30 Gebogene Betonstahlanker ds= 10,0 mm, hc= 10 cm	12,52 a)	14,84 a)	19,55 a)	26,71 a)	16,00	13,50	11,00	8,00	80,23	77,73	77,49	73,45
31 Gebogene Betonstahlanker ds= 12,5 mm, hc= 10 cm	28,18 a)	33,40 a)	44,01 a)	60,12 a)	8,00	6,00	5,00	4,00	80,23	77,73	77,49	73,45
32 X-V erbinde (d=14mm eingeklebter Betonstahl als Zug- und Druckstab kreuzweise im Winkel von 45°)	26,65 a)	31,58 a)	41,62 a)	56,85 a)	4,00	3,25	3,00	2,00	80,23	77,73	77,49	73,45

Tabelle 5-63: Vergleich der Verbindungsmittel bei variieren der Spannweite der Holzbalken-Beton-Verbunddecke 1/3

Vergleich der Verbindungsmittelanzahl bei variieren der Spannweite der Holzbalken-Beton-Verbunddecke unter konstantem Gamma-Faktor ($\gamma_{SLS,gef} = 0,55$; $\gamma_{ULS,gef} = 0,35$)												
Ifr.nr.	Beschreibung der Verbindungsmittel	Effektiver Abstand der Verbindungsmittel e_{eff} [cm]			Anzahl der Verbindungsmittel pro Meter Trägerlänge			Wirkungsgrad der Verbindungsmittel [%]				
		l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m	l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m	l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m		
		l = 12 m	l = 12 m	l = 12 m	l = 12 m	l = 12 m	l = 12 m	l = 12 m	l = 12 m	l = 12 m		
Stahlformteile												
33	Quer aufgeschraubter I-Träger h/b = 100/300 mm	n.g.	n.g.	124,00	a)	1,75	2,00	1,00	0,00	77,73	77,49	73,45
34	Stehendes Schubblech b/h = 40/30 mm	n.g.	n.g.	10,33	a)	n.g.	20,00	15,00	0,00	0,00	77,49	73,45
35	Balkenschuh BMF 90 x 235 IL [74]	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
36	Umgedrehter Balkenschuh Pryda FB47/76'	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
37	2x Balkenträger BMF Typ 160, mit Stabstahl ds= 10 mm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
38	4 x Lochbänder BMF 20 x 15 mm, wellenförmig	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	68,55
39	Winkelverbinder BMF Typ 105 mit Rippe und Stabstahl ds= 8 mm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	68,77
40	Stahlnagel BMF Typ 130 b/h = 10/20 S10 Nadelholz	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	79,51
41	Tecnaria Connettore BASE 4x50x50 mm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	69,65
42	Tecnaria Connettore MAXI 4x75x75 mm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	74,27
43	Leiste mit geneigten Stahlrohre T12 mit d= 12 mm S 355 für Fertigteilplatte hc=5cm	15,28	a)	18,11	a)	23,86	a)	32,59	a)	14,00	11,25	9,00
44	Leiste mit geneigten Stahlrohre T14 mit d= 14 mm S 355 für Fertigteilplatte hc=5cm	15,99	a)	18,95	a)	24,97	a)	34,11	a)	13,00	10,75	9,00
45	Nagelplatte GN 200 [Z-9.1-230] 114 x 266 90°	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
46	Nagelplatte MNP-A [Z-9.1-273] 90°	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
47	2 x Nagelplatte Wolf 15N [Z-9.1-210] Beidseitig auf den Balken genagelt	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
48	Nagelplatte 55 x 55 x 250 mm, Nägel 8 mm lang, gebogen in einem Winkel von 90°	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	81,03	80,81	83,17
49	Doppelseitige Nagelplatte mit gelochtem Stahlblech 150 mm Einklemmt zwischen zwei Furnierschichtholzbalken	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	78,63
50	HSB-Verbindungsmittel	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
51	HBV-Schubverbinder l=500 mm	73,19	a)	86,74	a)	114,31	a)	120,68	b)	2,00	1,25	1,00
52	Stahlrohr (ds 20x47mm) mit angeschweißter Stahlplatte, verschraubt	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
53	Stahlrohr (ds 20x67mm) mit zwei angeschweißten Stahlplatten, verschraubt in Kerne	83,74	a)	99,25	a)	130,79	a)	178,65	a)	3,00	2,25	2,00
54	Stahlrohr (ds 20x120mm) mit zwei angeschweißten Stahlplatten, eingeklebt	48,00	a)	56,89	a)	74,97	a)	102,40	a)	5,00	3,75	3,00
55	Zwei gefaltete Stahlbleche in Fertigteilplatte (angenagelt)	45,60	d)	54,05	d)	68,94	a)	56,64	b)	3,00	2,00	3,00
56	Gefaltetes Stahlblech b= 115 mm in Fertigteilplatte (eingeklebt)	44,14	a)	52,32	a)	68,94	a)	56,64	b)	3,00	2,00	2,00
57	L-Profil mit horizontalen Verstärkungsstangen aus Betonstahl	41,56	n.g.	31,10	b)	26,25	b)	21,79	b)	5,00	6,50	8,00
58	L-Profil	44,27	n.g.	33,40	b)	28,46	b)	23,94	b)	5,00	6,00	8,00
59	Dübelleiste in Kerne eingesetzt (Stahlplatte t/b= 20/200 mm mit aufgeschweißten Kopfbolzen d=19 mm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
60	Dübelleiste in Kerne eingesetzt (Stahlplatte (l/b)= 300/200 mm) mit & vier Kopfbolzen Ø 16 mm	57,95	a)	98,11	a)	129,29	a)	211,92	a)	2,00	1,25	1,00

Tabelle 5-64: Vergleich der Verbindungsmittel bei variieren der Spannweite der Holzbalken-Beton-Verbunddecke 2/3

Vergleich der Verbindungsmittelanzahl bei variieren der Spannweite der Holzbalken-Beton-Verbunddecke unter konstantem Gamma-Faktor ($\gamma_{SLS,gef} = 0,55$; $\gamma_{ULS,gef} = 0,35$)													
lf.nr.	Beschreibung der Verbindungsmittel	Effektiver Abstand der Verbindungsmittel e_{eff} [cm]			Anzahl der Verbindungsmittel pro Meter Trägerlänge			Wirkungsgrad der Verbindungsmittel [%]					
		l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m	l = 12 m	l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m	l = 12 m	l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m	l = 12 m
Bauteile aus Holz													
61	Schwalbenförmig hinterschnittene Furnierschichtholzknaagge (b/h/l = 45/75/200)	30,48	36,13	48,39	65,03	7,00	5,75	5,00	4,00	72,84	69,76	69,11	64,64
62	Schwalbenförmig hinterschnittene Holzknaagge mit Furfurylalkohol imprägnierte Buche; verschraubt (b/h/l=90/50/150)	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	75,30
63	Schwalbenförmig hinterschnittene Holzknaagge C24 Fichte, verschraubt und verklebt (b/h/l=90/50/150)	78,87	93,48	111,67	89,60	3,00	2,25	2,00	3,00	83,76	81,60	82,82	86,84
64	Schwalbenförmig hinterschnittene Holzknaagge C24 Fichte, verschraubt (b/h/l=90/50/150)	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
65	Schwalbenförmig hinterschnittene Kunstharzfurnierschichtholzknaagge 100x100x15 mm3	112,73	133,61	176,07	240,49	2,00	1,50	2,00	1,00	85,89	83,97	83,77	80,58
66	Rechteckige Eichenknaagge 100x100x15 mm3 verklebt	28,64	33,94	44,72	57,82	4,00	3,00	3,00	2,00	80,23	77,73	77,49	74,51
67	Rechteckige Kunstharzfurnierschichtholzknaagge 100x100x15 mm3 verklebt	56,37	66,80	88,03	120,25	2,00	1,50	2,00	1,00	80,23	77,73	77,49	73,45
68	Eingeklebtes perforiertes Sperrholz l=400 mm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
Kerben bzw. Formschlüssige Verbindungsmittel													
69	Runde Nocke d = 48,5 und t = 20 mm ohne Verstärkung	29,52	32,25	25,23	21,74	7,00	6,25	8,00	10,00	75,73	74,44	82,87	86,04
70	Runde Nocke d = 48,5 und t = 20 mit einer Schraube als Verstärkung	37,62	44,59	58,76	63,61	6,00	4,50	4,00	4,00	76,40	73,57	73,29	73,57
71	Runde Nocke d = 48,5 und t = 20 mit einem Stahlrohr als Verstärkung	23,66	28,04	36,96	50,48	9,00	7,25	6,00	4,00	79,53	76,97	76,71	72,59
72	Runde Nocke d/t = 100/20 mm mit 2 mittig angesetzten Schrauben d/l = 10/120 mm	n.g.	n.g.	20,00	36,00	n.g.	5,00	4,00	3,00	0,00	77,73	77,49	73,45
73	Rechteckige Nocke l/t = 50/16,5 mm mit Schraube	52,76	62,53	55,15	46,08	2,00	1,75	2,00	3,00	80,18	77,67	83,67	87,07
74	UHPFR-Cylinder (bc/hc/dc=80/40/25 mm) mit Stahlkern (ds/hw=10,2/95 mm)	n.g.	n.g.	17,53	23,95	n.g.	n.g.	12,00	9,00	0,00	0,00	77,49	73,45
75	UHPFR-Cylinder (bc/hc/dc=80/40/35mm) mit Stahlkern (ds/hw=10,2/135 mm)	18,76	22,23	29,30	40,02	11,00	9,00	7,00	5,00	80,23	77,73	77,49	73,45
76	Hinterschnittene bewehrte Betonnocke mit Betonstahl ds= 6 mm b/t/l= 9/2,8/15 cm; bhinterschnitt=10,5 cm	n.g.	n.g.	25,56	34,92	n.g.	n.g.	4,00	3,00	0,00	0,00	77,49	73,45
77	Bewehrte runde 10° geneigte Betonnocke mit gerollter Mikrobewehrung d/t= 6/2,8 cm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
78	Bewehrte runde 10° geneigte Betonnocke mit gleichem Rundrohr aus Baustahl d/t= 6/2,8 cm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
79	Bewehrte runde 10° geneigte Betonnocke mit modifizierten Doppelkopfanker d/t= 6/6 cm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
80	Polymerbetonnocke (t = 50 mm) mit U-förmigen bewehrungskorb ds= 6 mm ca. b/l = 120/140 mm (MIN)	88,82	105,27	138,72	128,80	2,00	1,00	1,00	1,00	80,23	77,73	77,49	80,27
81	Polymerbetonnocke (t = 50 mm) mit U-förmigen bewehrungskorb ds= 6 mm ca. b/l = 120/140 mm (MAX)	228,45	270,75	301,89	231,25	1,00	0,50	1,00	1,00	80,23	77,73	80,27	85,36
82	Rechteckige Nocke l/t/b=150/50/63	n.g.	n.g.	33,77	44,50	n.g.	6,00	5,00	4,00	0,00	83,12	82,92	79,60
83	Rechteckige Nocke l/t/b=50/50/63	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
84	Rechteckige Nocke l/t/b=150/25/63	40,15	47,58	62,70	85,65	5,00	4,25	4,00	3,00	84,61	82,54	82,33	78,93
85	Rechteckige Nocke l/t/b=150/50/63	n.g.	n.g.	32,80	43,23	n.g.	6,25	5,00	4,00	0,00	83,36	83,16	79,87
86	Rechteckige Nocke l/t/b=150/50/63	74,96	88,85	117,08	159,92	3,00	2,50	2,00	2,00	80,71	78,26	78,01	74,04
87	Hinterschnittene Nocke l/t/b=150/50/63	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	69,53
88	Dreieckige Nocke 30° 60° l/t/b=137/60/63	35,88	42,53	56,04	76,55	6,00	4,75	4,00	3,00	77,55	74,82	74,55	70,19
89	Dreieckige Nocke 30° 60° l/t/b=137/60/63	43,70	51,79	68,25	93,23	5,00	4,00	3,00	3,00	83,73	81,58	81,36	77,82
90	Rechteckige Nocke l/t/b=150/50/126 aus schwindarmen Beton	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
91	Rechteckige Nocke l/t/b=150/50/126 und 2 Furnierschichtholzträger	38,73	45,90	60,48	82,61	3,00	2,25	2,00	2,00	83,64	81,47	81,25	77,70
92	Betonnocke Ø 70 mm & zentrisch eingebauter Stabstahl Ø 20 mm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	73,45
93	Konsolenocke (160 mm x 100 mm x 70 mm)	n.g.	n.g.	31,16	41,06	n.g.	3,25	3,00	2,00	0,00	77,73	77,49	73,45
94	Konsolenocke eigenversuche R. Glaser (MIN)	39,44	46,74	61,59	67,36	3,00	2,25	2,00	2,00	80,23	77,73	77,49	77,56
95	Konsolenocke eigenversuche R. Glaser (MAX)	63,95	75,79	99,88	136,43	2,00	1,50	2,00	1,00	80,23	77,73	77,49	73,45
96	Rechteckige Kerbe SwissWoodConcreteDeck l/b/t=100/80/30 mm	n.g.	n.g.	33,22	43,78	n.g.	6,25	5,00	4,00	0,00	77,73	77,49	73,45
Klebeverbund													
97	"Nass auf Nass"-Verfahren Sikadur 31 CF Rapid dfuge=1 mm Methode b)	0,21	0,25	0,28	0,32	-	-	-	-	100,00	100,00	100,00	100,00
98	"Nass auf Nass"-Verfahren 2K Epoxidharzkleber der Firma Sika AG Methode b)	0,47	0,56	0,62	0,71	-	-	-	-	100,00	100,00	100,00	100,00
99	Epoxidharzkleber Sikadur 330 dfuge=1,5	0,23	0,27	0,30	0,34	-	-	-	-	100,00	100,00	100,00	100,00

Tabelle 5-65: Vergleich der Verbindungsmittel bei variieren der Spannweite der Holzbalken-Beton-Verbunddecke 3/3

Vergleich der Verbindungsmittelanzahl bei variieren der Spannweite der Brettstapel-Beton-Verbunddecke unter konstantem Gamma-Faktor ($\gamma_{SLS,gef} = 0,6$; $\gamma_{ULS,gef} = 0,43$)														
Ifr.nr.	Beschreibung der Verbindungsmittel	Effektiver Abstand der Verbindungsmittel e_{eff} [cm]					Anzahl der Verbindungsmittel pro Meter Trägerlänge					Wirkungsgrad der Verbindungsmittel [%]		
		Stiftförmige Verbindungen					Anzahl der Verbindungsmittel pro Meter Trägerlänge					Wirkungsgrad der Verbindungsmittel [%]		
		l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m	l = 12 m	l = 12 m	l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m	l = 12 m	l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m	l = 12 m
Stiftförmige Verbindungen														
1	Sechskantschraube (d/l = 16x155 mm)	14,78 d)	17,52 d)	26,93 d)	29,56 d)	28,00	23,00	15,00	14,00	66,80	68,96	66,52	66,80	
2	Sechskantholzschraube (d/l=8/120mm; Einbindelänge 80 mm)	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00	
3	Sechskantholzschraube (d/l=10/120mm; Einbindelänge 80 mm)	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00	
4	Sechskantholzschraube (d/l=12/120mm; Einbindelänge 80 mm)	10,83 a)	12,84 a)	20,06 a)	21,66 a)	37,00	32,00	20,00	19,00	72,73	74,65	72,15	72,73	
5	FT-V erbinde	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00	
6	Würth ASSY 8 mm	n.g.	n.g.	8,23 a)	12,87 a)	13,90 a)	n.g.	49,00	32,00	0,00	74,65	72,15	72,73	
7	Würth ASSY 10 mm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00	
8	SFS VB 48-7,5 x 100 135°/45°	n.g.	n.g.	9,39 a)	14,67 a)	15,84 a)	n.g.	43,00	28,00	0,00	74,65	72,15	72,73	
9	SFS VB 48-7,5 x 165 135°/45°	11,26 a)	13,34 a)	20,84 a)	22,51 a)	36,00	30,00	20,00	18,00	72,73	74,65	72,15	72,73	
10	TCC 7,3 x 150 mm 45°	14,73 a)	17,46 a)	13,38 b)	12,27 b)	28,00	23,00	30,00	33,00	72,73	74,65	84,08	86,49	
11	TCC 8 x 180 mm 45°	16,41 a)	19,45 a)	18,70 b)	16,47 b)	25,00	21,00	22,00	25,00	72,73	74,65	80,81	84,16	
12	TCC 9 x 180 mm 45°	16,80 a)	19,91 a)	19,78 b)	17,53 b)	21,00	18,00	21,00	23,00	72,73	74,65	80,30	83,64	
13	TCC 12 x 210 mm 45°	19,14 a)	22,69 a)	29,57 b)	26,04 b)	21,00	18,00	14,00	16,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
14	TIMCO II 45°	n.g.	n.g.	8,20 a)	8,85 a)	n.g.	n.g.	49,00	46,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
15	TIMCO III 45°	n.g.	n.g.	10,87 a)	11,74 a)	n.g.	n.g.	37,00	35,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Stahlformteile														
16	Stehendes Schubblech b/h = 40/30 mm	n.g.	n.g.	11,97 a)	12,93 a)	n.g.	n.g.	34,00	31,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
17	Balkenschuh BMF 90 x 235 IL [74]	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00	
18	Umgedrehter Balkenschuh Pryda FB47/76'	n.g.	n.g.	16,49 d)	18,10 d)	n.g.	n.g.	25,00	23,00	0,00	0,00	66,52	66,80	
19	2x Balkenträger BMF Typ 160, mit Stabstahl ds= 10 mm	n.g.	n.g.	n.g.	43,42 a)	46,90 a)	n.g.	10,00	9,00	0,00	0,00	68,05	68,68	
20	4 x Lochbänder BMF 20 x 15 mm, wellenförmig	17,20 a)	20,38 a)	31,84 a)	34,39 a)	24,00	20,00	13,00	12,00	67,75	69,88	67,12	67,75	
21	Winkelverbinder BMF Typ 105 mit Rippe und Stabstahl ds= 8 mm	n.g.	n.g.	n.g.	20,43 a)	n.g.	n.g.	n.g.	20,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
22	Stahlknagge BMF Typ 130 b/h = 10/20 S10 Nadelholz	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00	
23	Tecnaria Connettore BASE 4x50x50 mm	n.g.	n.g.	11,52 a)	12,44 a)	n.g.	n.g.	35,00	33,00	0,00	0,00	68,25	68,87	
24	Tecnaria Connettore MAXI 4x75x75 mm	n.g.	n.g.	11,97 a)	12,92 a)	n.g.	n.g.	34,00	31,00	0,00	0,00	68,48	69,10	
25	Leiste mit geneigten Stahlrohre T12 mit d= 12 mm S 355 für Fertigteilplatte hc=5cm	14,94 a)	17,70 a)	27,66 a)	29,88 a)	27,00	23,00	15,00	14,00	72,96	74,87	72,38	72,96	
26	Leiste mit geneigten Stahlrohre T14 mit d= 14 mm S 355 für Fertigteilplatte hc=5cm	15,63 a)	18,53 a)	28,95 a)	31,26 a)	26,00	22,00	14,00	13,00	75,14	76,94	74,60	75,14	
27	Nagelplatte GN 200 (Z-9.1-230) 114 x 266 90°	n.g.	n.g.	32,17 a)	34,74 a)	n.g.	n.g.	13,00	12,00	0,00	0,00	72,15	72,73	
28	Nagelplatte MNP-A (Z-9.1-273) 90°	n.g.	n.g.	18,01 a)	19,45 a)	n.g.	n.g.	23,00	21,00	0,00	0,00	72,15	72,73	
29	2 x Nagelplatte Wolf (Z-9.1-210) Beidseitig auf den Balken genagelt	n.g.	n.g.	75,98 b)	64,95 b)	10,00	9,00	6,00	7,00	76,54	78,27	76,51	80,90	
30	Nagelplatte 55 x 55 x 250 mm, Nägel 8 mm lang, gebogen in einem Winkel von 90°	42,17 a)	49,98 a)	34,93 a)	37,73 a)	22,00	18,00	12,00	11,00	74,03	75,89	73,47	74,03	
31	Doppelseitige Nagelplatte mit gelochtem Stahlblech 150 mm Einklemmt zwischen zwei Furnierschichtholzbalken	18,86 a)	22,36 a)	34,93 a)	37,73 a)	22,00	18,00	12,00	11,00	74,03	75,89	73,47	74,03	
32	HSB-Verbindungsmittel	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00	
33	HBV-Schubverbinder l=500 mm	142,29 d)	168,64 d)	259,24 d)	284,58 d)	3,00	3,00	2,00	2,00	66,80	68,96	66,52	66,80	
34	Stahlrohr (ds 20x47mm) mit angeschweißter Stahlplatte, verschraubt	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00	
35	Stahlrohr (ds 20x67mm) mit zwei angeschweißten Stahlplatten, verschraubt in Kerne	81,88 a)	97,04 a)	151,63 a)	163,76 a)	5,00	5,00	3,00	3,00	79,91	81,46	79,44	79,91	
36	Stahlrohr (ds 20x120mm) mit zwei angeschweißten Stahlplatten, eingeklebt	46,93 a)	55,62 a)	86,91 a)	93,86 a)	9,00	8,00	5,00	5,00	74,13	75,99	73,58	74,13	
37	L-Profil mit horizontalen Versärkungsstangen aus Betonstahl	36,80 b)	28,93 b)	23,04 b)	21,74 b)	11,00	14,00	18,00	19,00	82,61	88,77	93,18	94,15	
38	L-Profil	39,08 b)	31,21 b)	25,23 b)	22,86 b)	11,00	13,00	16,00	18,00	84,90	90,21	94,00	95,05	
39	Dübelleiste in Kerne eingesetzt (Stahlplatte l/b= 20/200 mm mit aufgeschweißten Kopfbolzen d=19 mm	n.g.	n.g.	80,41 a)	86,85 a)	n.g.	n.g.	2,00	2,00	0,00	74,65	72,15	72,73	
40	Flachstahlschlösser ohne aufgestellter Brettlamellen	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00	
41	Flachstahlschlösser mit aufgestellter Brettlamellen	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00	
42	Dübelleiste in Kerne eingesetzt (Stahlplatte (l/b/t= 300/200/20 mm) mit & vier Kopfbolzen Ø 16 mm	ge. a)	ge. a)	ge. a)	ge. a)	1,00	0,75	0,60	0,50	77,13	81,53	85,85	87,09	

Tabelle 5-66: Vergleich der Verbindungsmittel bei variieren der Spannweite der Brettstapel-Beton-Verbunddecke 1/2

Vergleich der Verbindungsmittelanzahl bei variieren der Spannweite der Brettstapel-Beton-Verbunddecke unter konstantem Gamma-Faktor ($\gamma_{SLS,gef} = 0,6$; $\gamma_{ULS,gef} = 0,43$)																	
If.nr.	Beschreibung der Verbindungsmittel	Effektiver Abstand der Verbindungsmittel e_{eff} [cm]			Anzahl der Verbindungsmittel pro Meter Trägerlänge			Wirkungsgrad der Verbindungsmittel [%]									
		l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m	l = 12 m	l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m	l = 12 m	l = 6 m	l = 8 m	l = 10 m	l = 12 m				
Bauteile aus Holz																	
43	Schwalbenförmig hinterschnittene Furnierschichtholzknaagge (b/h/l = 45/75/200)	n.g.	n.g.	30,94	d)	47,57	d)	52,22	d)	n.g.	13,00	9,00	8,00	0,00	68,96	66,52	66,80
44	Schwalbenförmig hinterschnittene Holzknagge mit Furfurylalkohol imprägnierte Buche; verschraubt (b/h/l=90/50/150)	n.g.	n.g.	77,12	a)	31,52	a)	34,04	a)	n.g.	13,00	13,00	12,00	0,00	0,00	74,06	74,61
45	Schwalbenförmig hinterschnittene Holzknagge C24 Fichte, verschraubt und verklebt (b/h/l=90/50/150)	n.g.	n.g.	91,40	a)	100,79	b)	87,08	b)	n.g.	6,00	5,00	4,00	77,21	78,90	82,34	85,71
46	Schwalbenförmig hinterschnittene Holzknagge C24 Fichte, verschraubt (b/h/l=90/50/150)	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
47	Schwalbenförmig hinterschnittene Kunstharzfurnierschichtholzknaagge 100x100x15 mm3	110,23	a)	130,64	a)	204,12	a)	220,45	a)	n.g.	4,00	4,00	2,00	80,00	81,54	79,53	80,00
48	Rechteckige Eichenknagge 100x100x15 mm3 verklebt	56,00	a)	66,37	a)	103,70	a)	112,00	a)	n.g.	8,00	7,00	4,00	72,73	74,65	72,15	72,73
49	Rechteckige Kunstharzfurnierschichtholzknaagge 100x100x15 mm3 verklebt	110,23	a)	130,64	a)	204,12	a)	220,45	a)	n.g.	4,00	4,00	2,00	72,73	74,65	72,15	72,73
50	Eingeklebtes perforiertes Sperrholz l=400 mm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
Kerben bzw. Formschlüssige Verbindungsmittel																	
51	Kerbe nach Kudla (abgeschätzt max)	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	79,62	81,28
52	Kerbe nach Kudla (abgeschätzt min)	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
53	Kerbe in Brettstapелеlement mit eingeleimten Hilti-Dübel zum Vorspannen	ge.	a)	ge.	a)	ge.	a)	ge.	a)	n.g.	1,00	0,75	0,60	90,05	92,21	94,21	94,76
54	Kerbe in Brettstapелеlement mit Dübel	ge.	a)	ge.	a)	ge.	a)	ge.	a)	n.g.	1,00	0,75	0,60	85,17	88,26	91,18	91,99
55	Kerbe in Brettstapel l/t=200/20	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
Haftverbund																	
56	Brettstapелеlemente mit höhenversetzten Lamellen b=52 cm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
57	Brettstapелеlemente mit höhenversetzten profilierten Lamellen b=52 cm	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
58	Trapezförmige, parallel zu Spannrichtung Leisten (pro 100 cm Leiste) (MIN)	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	134,61	a)	145,38	a)	n.g.	n.g.	n.g.	2,40	2,17	0,00	0,00	72,15
59	Trapezförmige, parallel zu Spannrichtung Leisten (pro 100 cm Leiste) (MAX)	106,13	a)	125,78	a)	196,53	a)	212,25	a)	n.g.	1,00	1,00	0,60	0,50	72,73	74,65	72,15
Klebeverbund																	
		rmean < t1			rmean < t1			rmean < t1									
60	"Nass auf Nass"-Verfahren Sikadur 31 CF Rapid dfuge=1 mm Methode b)	0,47	0,53	0,62	0,66	0,62	0,66	0,66	0,66	ge.	ge.	ge.	ge.	100,00	100,00	100,00	100,00
61	"Nass auf Nass"-Verfahren 2K Epoxidharzkleber der Firma Sika AG Methode b)	1,06	1,20	1,38	1,48	1,38	1,48	1,48	1,48	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	0,00	0,00	0,00	0,00
62	Epoxidharzkleber Sikadur 330 dfuge=1,5	0,51	0,58	0,66	0,71	0,66	0,71	0,71	0,71	ge.	ge.	ge.	ge.	100,00	100,00	100,00	100,00

Tabelle 5-67: Vergleich der Verbindungsmittel bei variieren der Spannweite der Brettstapel-Beton-Verbunddecke 2/2

An diesem Punkt wurden nun, um einen direkten Vergleich der Verbindungsmittel zu ermöglichen, die Parameter, Verbindungsmittelanzahl und Wirkungsgrad, für die Holzbalken-Beton-Verbunddecke und die Brettstapel-Beton-Verbunddecke, bei einer Spannweite von 8 m für verschiedene Gamma-Faktoren, berechnet. Dabei wurden für die Brettstapel- und die Holzbalken-Beton-Verbunddecken dieselben Gamma-Werte gewählt. Die Querschnitte und die geforderten Gamma-Faktoren wurden so gewählt, dass die bestmögliche Auslastung der Decken erzielt werden konnte. Die Ergebnisse sind für einen besseren Vergleich in den Abbildung 5-66 bis Abbildung 5-65 graphisch aufgearbeitet worden. Es wird für genauere Angaben und Berechnungen auf den Anhang B1 bis B4 verwiesen.

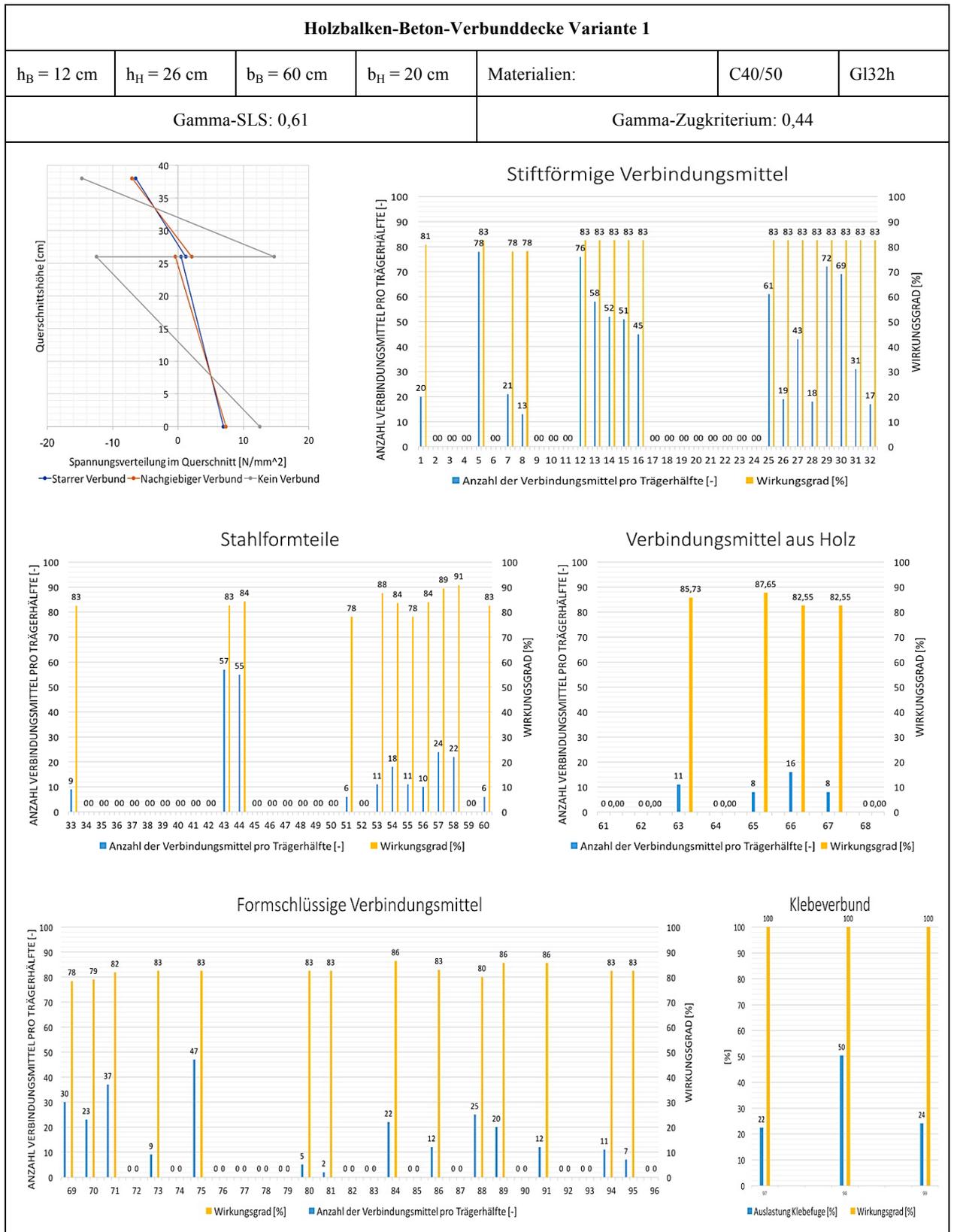


Abbildung 5-64: Datenblatt zu Anzahl der Verbindungsmittel pro Trägerhälfte und Wirkungsgrad für eine Holzbalken-Beton-Verbunddecke (Variante 1)

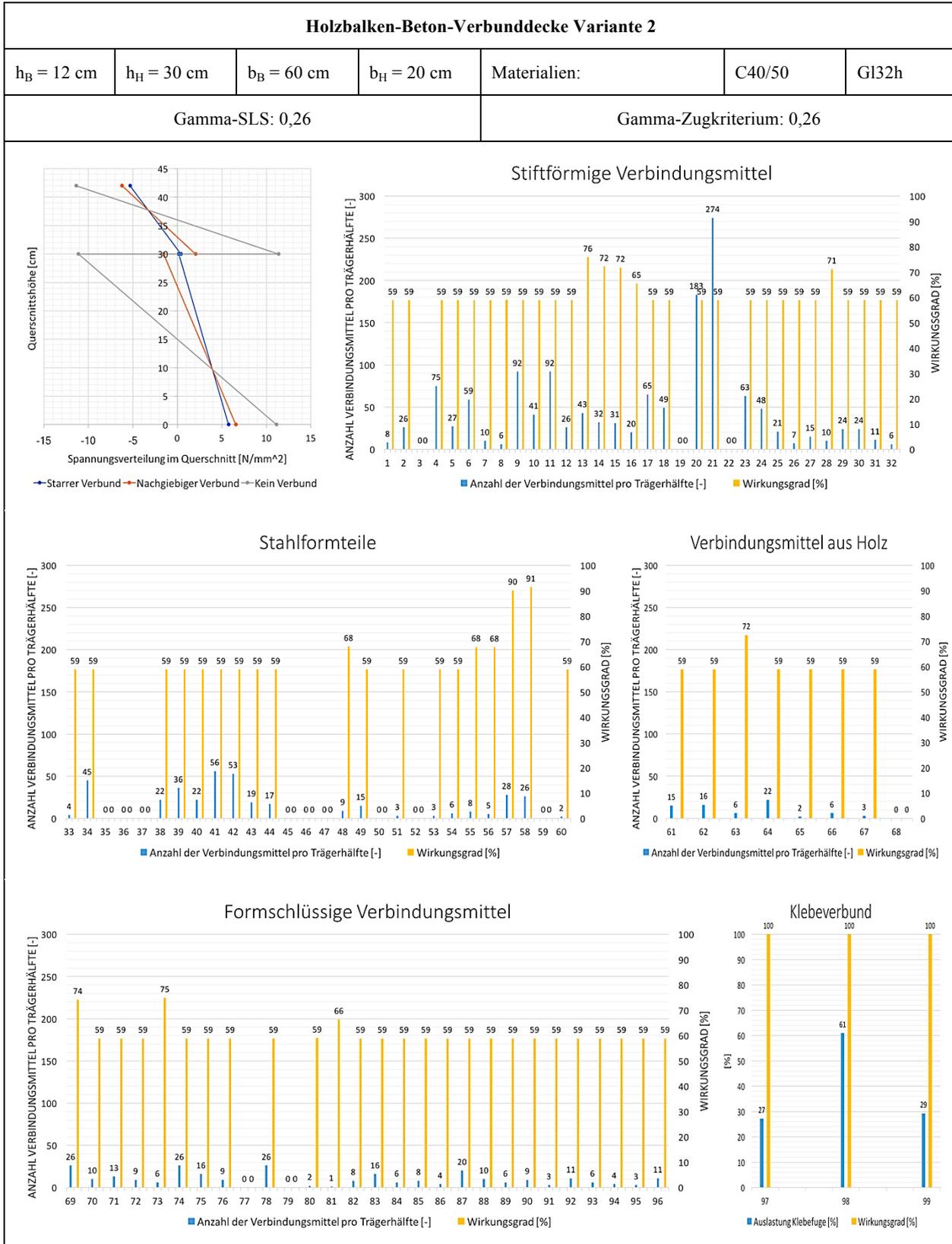


Abbildung 5-65: Datenblatt zu Anzahl der Verbindungsmittel pro Trägerhälfte und Wirkungsgrad für eine Holzbalken-Beton-Verbunddecke (Variante 2)

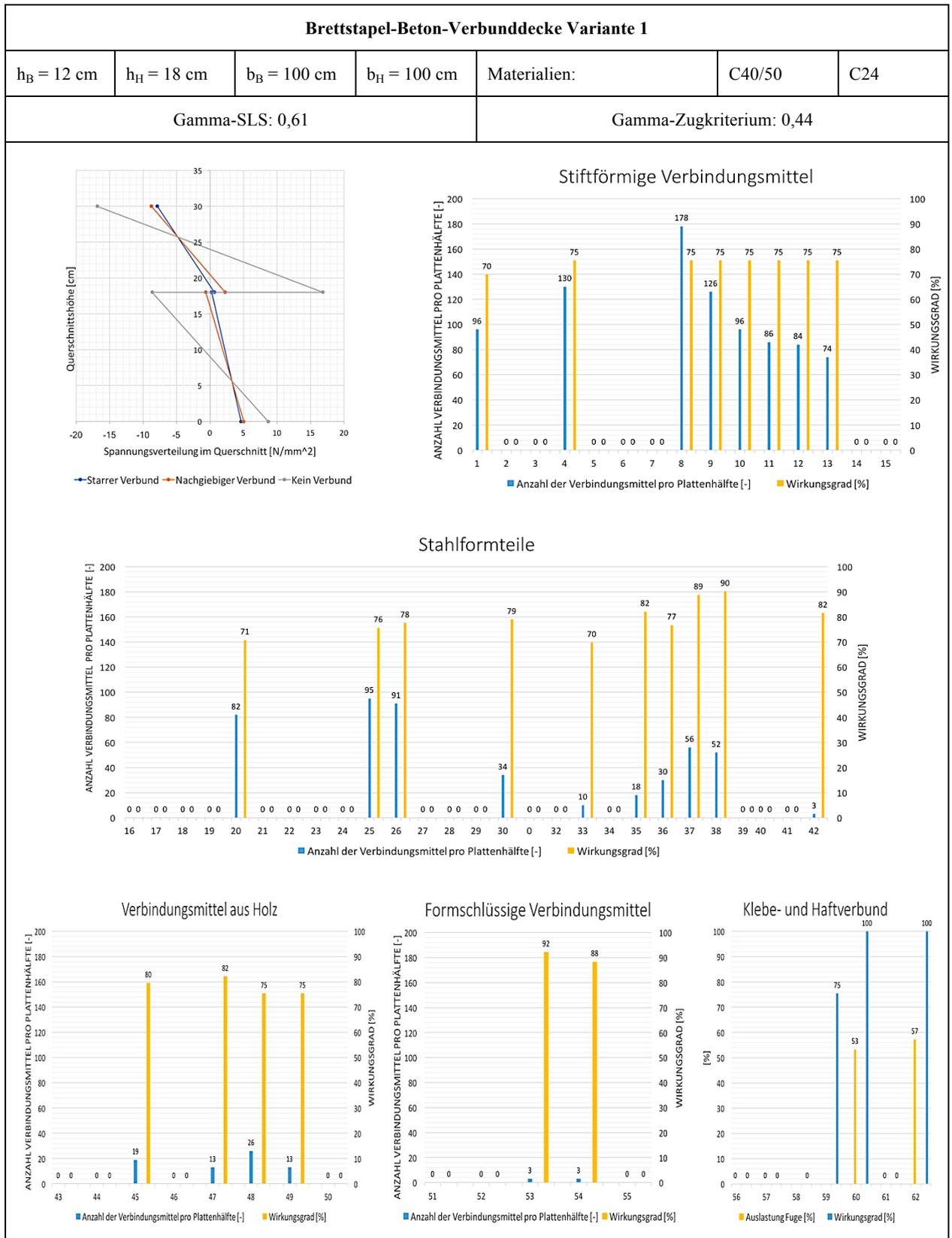


Abbildung 5-66: Datenblatt zu Anzahl der Verbindungsmittel pro Trägerhälfte und Wirkungsgrad für eine Brettstapel-Beton-Verbunddecke (Variante 1)

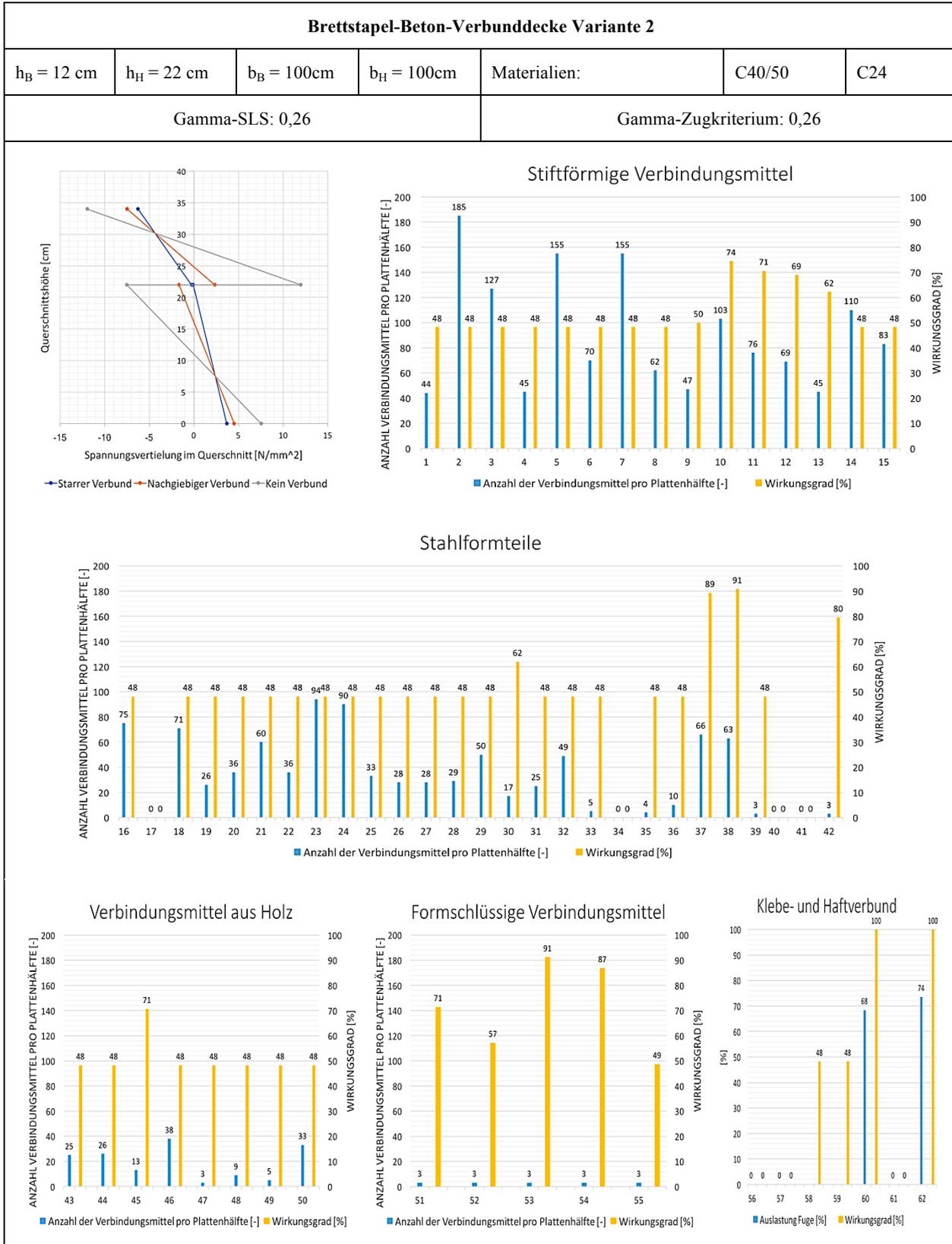


Abbildung 5-67: Datenblatt zu Anzahl der Verbindungsmittel pro Trägerhälfte und Wirkungsgrad für eine Brettstapel-Beton-Verbunddecke (Variante 2)

5-2.3 SCHLUSSFOLGERUNGEN UND AUSWERTUNG DER PARAMETERSTUDIE

Es ist aufgrund der vielen und unterschiedlichen Faktoren, welche bereits im Kapitel 5-2 und im Laufe der Masterarbeit näher erörtert wurden, schwer allgemeingültige Aussagen zur Leistungsfähigkeit einzelner Verbindungsmittel zu geben. Eine Klassifikation kann damit nur durch eine Vielzahl von Annahmen und Bedingungen erfolgen. Dadurch können die erarbeiteten Schlussfolgerungen auch nur für die getroffenen Annahmen als gültig erachtet werden. In der Tabelle 5-68 wurden jene Verbindungsmittel aufgelistet und sortiert, welche sich für die getroffenen Annahmen als geeignet herausgestellt haben. Die Verbindungsmittel wurden in aufsteigender Reihenfolge der Verbindungsmittelanzahl und nach absteigender Reihenfolge des Wirkungsgrades sortiert.

Holzbalken-Beton-Verbunddecke l= 8 m (Gamma-SLS = 0,61; Gamma-Zugkriterium = 0,44)					
Art	lf.nr.	Verbindungsmittel	Anzahl VM pro Trägerhälfte	Kriterium	Wirkungsgrad [%]
KL.	97	"Nass auf Nass"-Verfahren Sikadur 31 CF Rapid dfuge=1 mm Methode b)	0,22	ge.	100,00
KL.	99	Epoxidharzkleber Sikadur 330 dfuge=1,5	0,24	ge.	100,00
KL.	98	"Nass auf Nass"-Verfahren 2K Epoxidharzkleber der Firma Sika AG Methode b)	0,50	ge.	100,00
Form. VM	81	Polymerbetonnocke (t = 50 mm) mit U-förmigen bewehrungskorb ds= 6 mm ca. b/l = 120/140 mm (MAX)	2,00	a)	82,55
Form. VM	80	Polymerbetonnocke (t = 50 mm) mit U-förmigen bewehrungskorb ds= 6 mm ca. b/l = 120/140 mm (MIN)	5,00	a)	82,55
Stahlf.	60	Dübelsteife in Kerne eingesetzt (Stahlplatte (l/b/t= 300/200/20 mm) mit & vier Kopfbolzen Ø 16 mm	6,00	a)	82,55
Stahlf.	51	HBV-Schubverbinder l=500 mm	6,00	d)	78,09
Form. VM	95	Konsol-Nocke eigenversuche R. Glaser (MAX)	7,00	a)	82,55
VM aus H.	65	Schwalbenförmig hinterschnittene Kunstharzfurnierschichtholznagge 100x100x15 mm3	8,00	a)	87,65
VM aus H.	67	Rechteckige Kunstharzfurnierschichtholznagge 100x100x15 mm3 verklebt	8,00	a)	82,55
Stahlf.	33	Quer aufgeschraubter I-Träger h/b = 100/300 mm	9,00	a)	82,55
Form. VM	73	Rechteckige Nocke l/t = 50/16,5 mm mit Schraube	9,00	a)	82,50
Stahlf.	56	Gefaltetes Stahlblech b= 115 mm in Fertigteilplatte (eingeklebt)	10,00	a)	83,97
Stahlf.	53	Stahlrohr (ds 20x67mm) mit zwei angeschweißten Stahlplatten, verschraubt in Kerne	11,00	a)	87,59
VM aus H.	63	Schwalbenförmig hinterschnittene Holzknagge C24 Fichte, verschraubt und verklebt (b/h/l=90/50/ 150)	11,00	a)	85,73
Form. VM	94	Konsol-Nocke eigenversuche R. Glaser (MIN)	11,00	a)	82,55
Stahlf.	55	Zwei gefaltete Stahlbleche in Fertigteilplatte (angenagelt)	11,00	d)	78,09
Form. VM	91	Rechteckige Nocke l/t/b=150/50/126 und 2 Furnierschichtholzträger	12,00	a)	85,63
Form. VM	86	Rechteckige Nocke l/t/b=150/50/63	12,00	a)	82,98
St. VM	8	Schräg einglegte Plastikhülle mit nachträglicher Verschraubung bBalken= 63 mm, ds =16, l=200mm	13,00	d)	78,09
VM aus H.	66	Rechteckige Eichenknagge 100x100x15 mm3 verklebt	16,00	a)	82,55
St. VM	32	X-V erbinde (d =14mm eingeklebter Betonstahl als Zug- und Druckstab kreuzweise im Winkel von 45°)	17,00	a)	82,55
Stahlf.	54	Stahlrohr (ds 20x120mm) mit zwei angeschweißten Stahlplatten, eingeklebt	18,00	a)	83,57
St. VM	28	Hakenförmige eingeklebte Betonstahl ds= 8 mm	18,00	a)	82,55
St. VM	26	Eingeklebte geneigte Gewindestange M24	19,00	a)	82,55
Form. VM	89	Dreieckige Nocke 30° 60° l/t/b=137/60/63	20,00	a)	85,72
St. VM	1	Sechskantholzschraube/Dübel BMF 90x 235 IL (d/l =16/300) mit Unterlegschraube (d/t=68/6)	20,00	a)	80,82
St. VM	7	Schräg einglegte Plastikhülle mit nachträglicher Verschraubung bBalken= 63 mm,ds= 12, l=200mm	21,00	d)	78,09
Stahlf.	58	L-Profil	22,00	b)	90,89
Form. VM	84	Rechteckige Nocke l/t/b=150/25/63	22,00	a)	86,50
Form. VM	70	Runde Nocke d = 48,5 und t = 20 mit einer Schraube als Verstärkung	23,00	a)	79,05
Stahlf.	57	L-Profil mit horizontalen Verstärkungsstangen aus Betonstahl	24,00	b)	89,44
Form. VM	88	Dreieckige Nocke 30° 60° l/t/b=137/60/63	25,00	a)	80,10
Form. VM	69	Runde Nocke d = 48,5 und t = 20 mm ohne Verstärkung	30,00	a)	78,44
St. VM	31	Gebogene Betonstahlanker ds= 12,5 mm, hc= 10 cm	31,00	a)	82,55
Form. VM	71	Runde Nocke d = 48,5 und t = 20 mit einem Stahlrohr als Verstärkung	37,00	a)	81,91
St. VM	27	Hakenförmige eingeklebte Gewindestange	43,00	a)	82,55
St. VM	16	TCC 12 x 210 mm 45°	45,00	a)	82,55
Form. VM	75	UHPFRC-Zylinder (bc/hc/dc=80/40/35mm) mit Stahlkern (ds/hw=10,2/135 mm)	47,00	a)	82,55
St. VM	15	TCC 9 x 180 mm 45°	51,00	a)	82,55
St. VM	14	TCC 8 x 180 mm 45°	52,00	a)	82,55
Stahlf.	44	Leiste mit geneigten Stahlrohre T14 mit d= 14 mm S 355 für Fertigteilplatte hc=5cm	55,00	a)	84,28
Stahlf.	43	Leiste mit geneigten Stahlrohre T12 mit d= 12 mm S 355 für Fertigteilplatte hc=5cm	57,00	a)	82,72
St. VM	13	TCC 7,3 x 150 mm 45°	58,00	a)	82,55
St. VM	25	Profilierte Stahlstange ds= 10 mm	61,00	a)	82,55
St. VM	30	Gebogene Betonstahlanker ds= 10,0 mm , hc= 10 cm	69,00	a)	82,55
St. VM	29	Gebogene Betonstahlanker ds= 8,0 mm, hc= 10 cm	72,00	a)	82,55
St. VM	12	SFS VB 48-7,5 x 165 135°/45°	76,00	a)	82,55
St. VM	5	Sechskantholzschraube (d/l=12/120mm; Einbindelänge 80 mm)	78,00	a)	82,55

Legende: St. VM = Stiffförmige Verbindungsmittel; Stahlf. = Stahlformteile; VM aus H. = Verbindungsmittel aus Holz
 Form. VM = Formschlüssige Verbindungsmittel; KL = Klebeverbund; Haftv. = Haftverbund
 Dieser Wert stellt die Auslastung der Verbundfuge dar, nicht die Anzahl der Verbindungsmittel pro Trägerhälfte

Tabelle 5-68: Auflistung ausgewählter Verbindungsmittel für eine Holzbalken-Beton-Verbunddecke

Brettstapel-Beton-Verbunddecke l= 8 m (Gamma-SLS = 0,61; Gamma-Zugkriterium = 0,44)					
Art	If.nr.	Verbindungsmittel	Anzahl VM pro Trägerhälfte	Kriterium	Wirkungsgrad [%]
KL.	60	"Nass auf Nass"-Verfahren Sikadur 31 CF Rapid dfuge=1 mm Methode b)	0,53	ge.	100,00
KL.	62	Epoxidharzkleber Sikadur 330 dfuge=1,5	0,57	ge.	100,00
Form. VM	53	Kerbe in Brettstapelelement mit eingeleimten Hilti-Dübel zum Vorspannen	3,00	a)	92,21
Form. VM	54	Kerbe in Brettstapelelement mit Dübel	3,00	a)	88,26
Stahlf.	42	Dübelleiste in Kerbe eingesetzt (Stahlplatte (l/b/t= 300/200/20 mm) mit & vier Kopfbolzen Ø 16 mm	3,00	a)	81,53
Form. VM	59	Trapezförmige, parallel zu Spannrichtung angeordnete Leisten (pro 100 cm Leiste) (MAX)	4,00	a)	75,43
Stahlf.	33	HBV-Schubverbinder l=500 mm	10,00	d)	69,82
VM aus H.	47	Schwalbenförmig hinterschnittene Kunstharzfurnierschichtholzknagge 100x100x15 mm3	13,00	a)	82,16
VM aus H.	49	Rechteckige Kunstharzfurnierschichtholzknagge 100x100x15 mm3 verklebt	13,00	a)	75,43
Stahlf.	35	Stahlrohr (ds 20x67mm) mit zwei angeschweißten Stahlplatten, verschraubt in Kerbe	18,00	a)	82,08
VM aus H.	45	Schwalbenförmig hinterschnittene Holzknagge C24 Fichte, verschraubt und verklebt (b/h/l=90/50/ 150)	19,00	a)	79,59
VM aus H.	48	Rechteckige Eichenknagge 100x100x15 mm3 verklebt	26,00	a)	75,43
Stahlf.	36	Stahlrohr (ds 20x120mm) mit zwei angeschweißten Stahlplatten, eingeklebt	30,00	a)	76,74
Stahlf.	30	Nagelplatte 55 x 55 x 250 mm , Nägel 8 mm lang, gebogen in einem Winkel von 90°	34,00	a)	78,97
Stahlf.	38	L-Profil	52,00	b)	90,21
Stahlf.	37	L-Profil mit horizontalen Verstärkungsstangen aus Betonstahl	56,00	b)	88,77
St. VM	13	TCC 12 x 210 mm 45°	74,00	a)	75,43
Stahlf.	20	4 x Lochbänder BMF 20 x 15 mm, wellenförmig	82,00	a)	70,75
St. VM	12	TCC 9 x 180 mm 45°	84,00	a)	75,43
St. VM	11	TCC 8 x 180 mm 45°	86,00	a)	75,43
Stahlf.	26	Leiste mit geneigten Stahlrohre T14 mit d= 14 mm S 355 für Fertigteilplatte hc=5cm	91,00	a)	77,68
Stahlf.	25	Leiste mit geneigten Stahlrohre T12 mit d= 12 mm S 355 für Fertigteilplatte hc=5cm	95,00	a)	75,65
St. VM	10	TCC 7,3 x 150 mm 45°	96,00	a)	75,43
St. VM	1	Sechskantschraube (d/l= 16x155 mm)	96,00	d)	69,82
St. VM	9	SFS VB 48-7,5 x 165 135°/45°	126,00	a)	75,43
St. VM	4	Sechskantholzschraube (d/l=12/120mm; Einbindelänge 80 mm)	130,00	a)	75,43
St. VM	8	SFS VB 48-7,5 x 100 135°/45°	178,00	a)	75,43

Legende: St. VM = Stiffförmige Verbindungsmittel; Stahlf. = Stahlformteile; VM aus H. = Verbindungsmittel aus Holz
Form. VM = Formschlüssige Verbindungsmittel; KL. = Klebeverbund; Haftv. = Haftverbund
Dieser Wert stellt die Auslastung der Verbundfuge dar, nicht die Anzahl der Verbindungsmittel pro Trägerhälfte

Tabelle 5-69: Auflistung ausgewählter Verbindungsmittel für eine Brettstapel-Beton-Verbunddecke

Es ist ersichtlich, dass gewisse formschlüssige Verbindungsmittel, Stahlformteile und Klebeverbindungen im Vergleich zu stiffförmigen Verbindungsmittel mit wesentlich geringerer Anzahl an Verbindungsmittel einen hohen Wirkungsgrad erzielen können. Den höchsten Wirkungsgrad erzielt der Klebeverbund durch einen starren Verbund. Das Verbundsystem befindet sich derzeit noch in Forschungsphase, ergibt jedoch ein sehr interessantes und leistungsfähiges Verbundsystem. Geeignet ist der Klebeverbund besonders für Fertigteile. Ein Nachteil des Verbundsystems ist, dass die Auflagen für eine flächige Verklebung der Teilquerschnitte derzeit noch schwer auf der Baustelle erfüllt werden können.

Nach dem Klebeverbund können sowohl für HBV-Balkendecken sowie -Flachdecken formschlüssige Verbindungsmittel als ideale Verbindungsmittel genannt werden. Durch die Abmessungen der Kerben bzw. Nocken können die mechanischen Kennwerte (charakteristische Tragfähigkeit und Verschiebungsmodul) teilweise gesteuert und den Anforderungen angepasst werden. Die Schubkräfte werden bei formschlüssigen Verbindungen durch Verzahnung zwischen Holz und Beton übertragen. Prinzipiell kann aus den analysierten Verbundsystemen (siehe Kapitel 5-1) geschlossen werden, dass die Scherfläche, d.h. die Breite und Länge der Kerbe/Nocke und die Vorholzlänge die charakteristische Tragfähigkeit beeinflusst. Je größer die Fläche und die Materialgüte der Teilquerschnitte desto größer wird die aufnehmbare Kraft. Die charakteristische Tragfähigkeit kann ebenfalls durch eine Bewehrung – bei geeigneter Verankerung - deutlich erhöht werden. Dies kann zum Beispiel durch eine eingeklebtes U-förmiges Bewehrungsseisen, welches zusätzlich im Holz eingeklebt ist, erfolgen, wie es bei den Konsolenocken und Polymerbetonocken nach Glaser durchgeführt wurde. Die Verklebung im Holz stellt sich dabei laut Glaser nicht als kompliziert heraus, da sie nicht ständig unter Zug ist. Die von Natterer/Hoefl entwickelte, vorgespannte Kerbe erhöht den Verschiebungsmodul deutlich und verbessert die Gebrauchstauglichkeit durch Reduzierung des anfänglichen Schlupfs (vergleiche Glaser [16]). Mittels Schrauben können, durch gezielte Anordnung, der Verschiebungsmodul und die Duktilität bzw. das Nachbruchverhalten der Verbindung verbessert werden.

Es gibt zwei Ansätze für die Berechnung der Kerbe: 1) Die HBV-Decke wird so bemessen, dass ein Zugversagen der Holzplatte eintritt bevor die Höchstlast der Kerbe erreicht wird. Dadurch erhält man ein linear-elastisches Verhalten der Decke bis hin zum Bruch. 2) Die HBV-Decke wird darauf bemessen,

dass ein Zugversagen des Holzes erst nach dem Erreichen der Höchstlast der Kerne erreicht wird und diese sich duktil verformt hat (Holz versagt duktil auf Druck). Die Decke weist in diesem Fall ein linear-elastisches Verhalten auf Gebrauchsniveau und ein nichtlineares Verformungsverhalten bis zum Versagen auf [102]. Damit ist es möglich auch bei einem Verbindungsmittel mit hoher Tragfähigkeit und hohem Verschiebungsmodul eine gewisse Duktilität zu erzielen. Durch die geringe Verbindungsmittelanzahl und dem relativ einfachen Herstellungsprozess können im Vergleich zu anderen Verbindungsmitteln, je nach deren Einbauaufwand, in Abhängigkeit der Vorfertigungstiefe (siehe Kapitel 4-4), der Kosten der Verbindungsmittel und den gewünschten Wirkungsgrad, Zeiteinsparungen und wirtschaftliche Vorteile erzielt werden.

Formschlüssige Verbindungsmittel wie Kernen und Nocken reduzieren jedoch den Holzquerschnitt und führen dazu, dass die Nettonachweise bei hoher Auslastung maßgebend werden können. Holzknaggen erzielen in der Vergleichsrechnung ebenfalls gute Ergebnisse. Der Vorteil dieser Verbindungsmittel ist, dass keine Reduzierung des Holzquerschnitts erfolgt. Knaggen können ebenfalls werkseitig vorgefertigt oder auf der Baustelle angebracht werden und zu den formschlüssigen Verbindungsmitteln gezählt werden.

Bei Stahlformteilen schwankt die Verbindungsmittelanzahl stark. Grund dafür kann unter anderem die Art der Befestigung des Stahlformteils am Holzbalken genannt werden. Wird das Stahlformteil mit Schrauben oder Nägeln befestigt, ist der Verschiebungsmodul und die Tragfähigkeit oft von den mechanischen Eigenschaften der stiftförmigen Verbindungsmittel abhängig. Sehr gute Ergebnisse erzielen der HBV[®]-Schubverbinder, Dübelleisten, gefaltete, eingeklebte oder verschraubte Stahlplatten und Stahlrohre in Verbindung mit Kernen. Stahlformteile weisen ebenfalls eine geringere Verbindungsmittelanzahl im Vergleich zu stiftförmigen Verbindungsmitteln auf, jedoch müssen für einen genaueren Vergleich auch die erhöhten Kosten der Stahlformteile selbst und die Verbindungsmittel, welche zur Befestigung herangezogen werden, dem größeren Einbauaufwand gegenübergestellt werden.

Die bis dato genannten Verbindungsmittelkategorien konnten sowohl für Flachdecken als auch für Balkendecken überzeugende Ergebnisse liefern. Stiftförmige Verbindungsmittel hingegen weisen bei Flachdecken deutlich mehr Verbindungsmittel pro Plattenhälfte im Vergleich zu einer Balkendecke auf. Zudem können bei Flachdecken oftmals die, für die Verbindungsmittel geforderten, Randabstände oder Verankerungslängen nicht eingehalten werden. Bei Balkendecken erhöht sich zwar die Anzahl der verwendeten Verbindungsmittel im Vergleich zu den vorher genannten Verbundsystemen, jedoch können stiftförmige Verbindungsmittel, vor allem bei geringeren Verbundsteifigkeiten, eine attraktive Alternative darstellen. Sie liefern eine ökonomische Lösung, da zumeist die Kosten der Verbindungsmittel gering sind und je nach Verbindungsmittel der Einbau sehr schnell erfolgen kann. Stiftförmige Verbindungsmittel sind bei Sanierungen eine häufig eingesetzte und bewährte Lösung. Anzumerken ist, dass durch engere Verbindungsmittelabstände trotz geringerer Verschiebungsmoduln und Tragfähigkeiten hohe Wirkungsgrade erzielt werden können. Zudem können stiftförmige Verbindungsmittel dank der geringen Größe nebeneinander angeordnet werden, jedoch ist zu beachten, dass n-Schrauben sich gegenseitig beeinflussen und nicht immer die n-fache Erhöhung der mechanischen Kennwerte bewirken. Der Nachteil von eng gesetzten Verbindungsmitteln ist, dass die Tragfähigkeit nicht ausgeschöpft werden kann. Die Tragfähigkeit und die Duktilität des Verbindungsmittels ist immer dann ausschlaggebend für das Verhalten der Verbundkonstruktion, wenn die Kraft F_{\max} des Verbindungsmittels vor dem Versagen der Teilquerschnitte erfolgt. Auch wenn das Verbindungsmittel an sich ein duktileres Verhalten aufweist, kann durch ein vorzeitiges Holzversagen oder Betonversagen ein sprödes Gesamtversagen eintreten und die Eigenschaften des Verbindungsmittels können nicht zur Gänze ausgenutzt werden. Wird die plastische Tragfähigkeit der Verbindungsmittel (z.B. senkrecht eingebauter stiftförmiger Verbindungsmittel wie Dübel) berücksichtigt ergibt sich ein nichtlineares-Verhalten der Verbundkonstruktion. Dieses ist durch gängige Rechenverfahren schwer zu erfassen und bringt einen rechnerischen Mehraufwand mit sich.

In den Reihen der stiftförmigen Verbindungsmittel konnten geklebte Holz-Stahl-Verbindungen eine einfache und kostengünstige Möglichkeit für den HBV liefern. Darunter weisen eingeklebte Betonstahl- bzw. Gewindestangen hohe mechanische Kennwerte auf. Der Vorteil liegt in der geringen Querschnittsschwächung, die es wiederum ermöglicht beinahe den vollen Holzquerschnitt zu aktivieren.

Bei der Anwendung von im Holz eingeklebten Verbindungsmitteln gilt es laut [116] einige grundlegende Anforderungen zu erfüllen: i) Der Kleber muss den statischen Anforderungen genügen und die Klebefuge darf nicht versagen. ii) Der „klebstoffspezifische“ Temperatureinfluss muss für eine Warmbemessung berücksichtigt werden. iii) Durch das spröde Verhalten des Klebers und des Holzes sollte die Verbindung so ausgelegt werden, dass die Duktilität im Stahlbauteil liegt. iiiii) Das Kriechverhalten des Klebers kann nicht vernachlässigt werden.

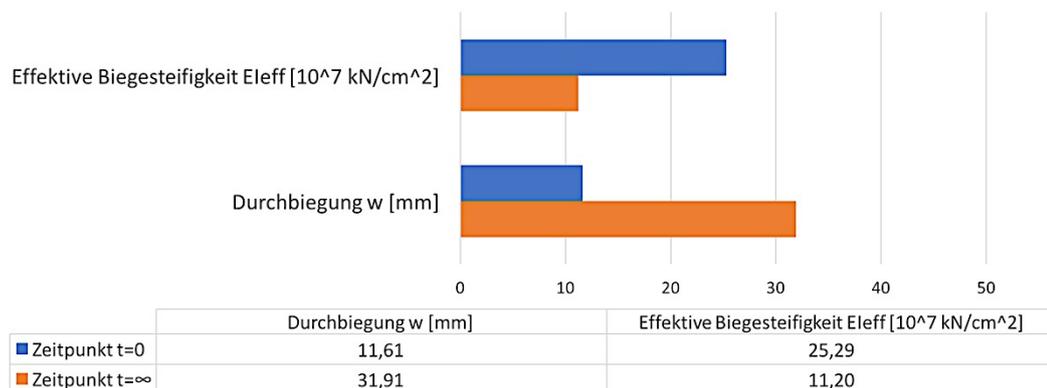
Weiters muss bei stiftförmigen Verbindungsmitteln der Einbauwinkel für die Beschreibung der Leistungsfähigkeit mitberücksichtigt werden. Stiftförmige Verbindungsmittel, welche auf Abscheren bzw. auf Biegung beansprucht werden, weisen selbst bei größeren Durchmessern einen geringeren Verschiebungsmodul im Vergleich zu schräg eingebauten Verbindungsmitteln auf. Senkrecht eingebaute Verbindungsmittel haben meist ein gutes duktilen Verhalten, jedoch erreichen sie die maximale Kraft bei einer exzessiv hohen Verformung und können somit die maximale Tragfähigkeit in einem HBV-System schwer erreichen. Verbindungsmittel welche als Zug- bzw. Druckelemente wirken besitzen einen höheren Verschiebungsmodul und eine höhere Tragfähigkeit, wobei diese Großteils vom Herausziehwiderstand und der Verankerungslänge abhängig sind. Eine Neigung zwischen 40° bis 60° bewirkt geringe Unterschiede hinsichtlich der Tragwirkung des Verbindungsmittels. Des Weiteren kann beobachtet werden, dass eine Holztäfelung die mechanischen Kennwerte verschiedener Verbundsysteme deutlich reduziert. Laut den Autoren in [20] wurde der Steifigkeitsverlust aufgrund einer Holztäfelung bei stiftförmigen Verbindungsmitteln wie folgt abgeschätzt. Van der Linden [in [20]] zeigte, dass eine Zwischenschicht von 28 mm einen Steifigkeitsverlust von bis zu 50 % verursacht. Dias [in [20]] zeigt auf, dass eine Zwischenschicht von 20 mm bis zu 35 % Steifigkeitsverlust mit sich bringt und Jorge et.al. [in [20]] haben in ihren Untersuchungen festgestellt, dass eine 25 mm dicke Zwischenschicht die Steifigkeit um 25-34 % senkt. Ein weiterer maßgebender Faktor zur Leistungsfähigkeit der stiftförmigen Verbindungsmittel ist die Verankerung im Beton und im Holz. Je tiefer die Einbettung desto höher die Tragfähigkeit und der Verschiebungsmodul.

Allgemein kann man sagen, dass die Tragfähigkeit und der Verschiebungsmodul bei stabförmigen Verbindungsmitteln mit punktueller Krafteinleitung (stiftförmige Verbindungsmittel und Stahlformteile) von der Lochleibungsfestigkeit des Holzes und des Betons beeinflusst wird. Die Lochleibungsfestigkeit des Betons ist zwar höher als die des Holzes, dennoch entstehen durch die hohen Druckkräfte am Fuß der Verbindungsmittel Spaltzugkräfte im Beton, welche Längsrisse erzeugen können. Darum sollte eine Spaltzugbewehrung im Beton vorgesehen werden. Die meisten stabförmigen Verbindungsmittel haben ein duktilen Verhalten, wodurch ein Abscheren des Verbindungsmittels bei senkrechter Anordnung selten eintritt. Häufiger versagt das Verbindungsmittel durch Herausziehen oder durch große Verformungen bei Überschreiten der Lochleibungsfestigkeit. Eine Zwischenschicht aus Holz reduziert den Verschiebungsmodul deutlich. Die Traglast des Verbindungsmittels kann durch bessere Verankerung im Beton und Holz erhöht werden. Einige Möglichkeiten das Verbindungsmittel im Beton besser zu verankern und den Ausbruchkegel zu vergrößern ist ein größerer Kopfdurchmesser und/oder ein Bewehrungsgitter, welches ein kegelförmiges Herausbrechen des Betons verhindert.

5-2.4 DETAILBERECHNUNG DER BRETTSTAPEL- UND HOLZBALLEN-BETON-VERBUNDECKE

Beim Vergleich der verschiedenen Verbundsysteme wurde nur das Kurzzeittragverhalten von HBV-Decken berücksichtigt, darum wurde eine detailliertere Berechnung anhand des modifizierten Gamma-Verfahrens nach Schänzlin (siehe Kapitel 3-5.1.2) durchgeführt um das Langzeitverhalten erfassen zu können. Es wurde eine Holzbalken- und eine Brettstapel-Beton-Verbunddecke näher betrachtet. Als Verbindungsmittel wurde der HBV[®]-Schubverbinder gewählt, welcher für beide Varianten in der Vergleichsrechnung gute Ergebnisse erzielen konnte und eine Zulassung besitzt. Zudem konnten für beide Deckenvarianten dieselben Werte des Verschiebungsmoduls und der Tragfähigkeit angesetzt werden. Betrachtet wurde ein Einfeldträger mit einer Spannweite von 8 m. Eine einmalige Abstufung der Verbindungsmittel, jeweils im Viertel der Trägerlänge, wurde vorgenommen. Für beide Deckenvarianten wurden für den Beton eine Güteklasse von C40/50 angenommen. Daraus ergab sich laut ÖNORM EN 1992-1-1:2015 [128] ein Kriechbeiwert von $\varphi_{\infty} = 2,4$ (Zement Klasse N, Erstbelastung nach 5 Tagen, trockene Innenräume RH = 50%) sowie eine Schwinddehnung von $\epsilon_{cs} = 50,27 \cdot 10^{-5}$. Für den Holzquerschnitt konnte eine Nutzungsklasse 1 und KLED „mittel“ für vertikale Nutzlasten angenommen werden. Daraus resultierte ein Modifikationsbeiwert $k_{mod} = 0,8$ und ein Verformungsbeiwert $k_{def} = 0,6$. Der Verformungsbeiwert $k_{def} = 0,6$ wurde als Kriechbeiwert für das Verbindungsmittel übernommen. Die Berechnung und die Nachweisführung erfolgt laut Kapitel 3-4.1, 3-5.1.2 und 3-6.

Vergleich der Durchbiegungen und der zugehörigen effektiven Biegesteifigkeiten zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$ einer Holzbalken-Beton-Verbunddecke



Vergleich der Durchbiegungen und der zugehörigen effektiven Biegesteifigkeiten zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$ einer Brettstapel-Beton-Verbunddecke

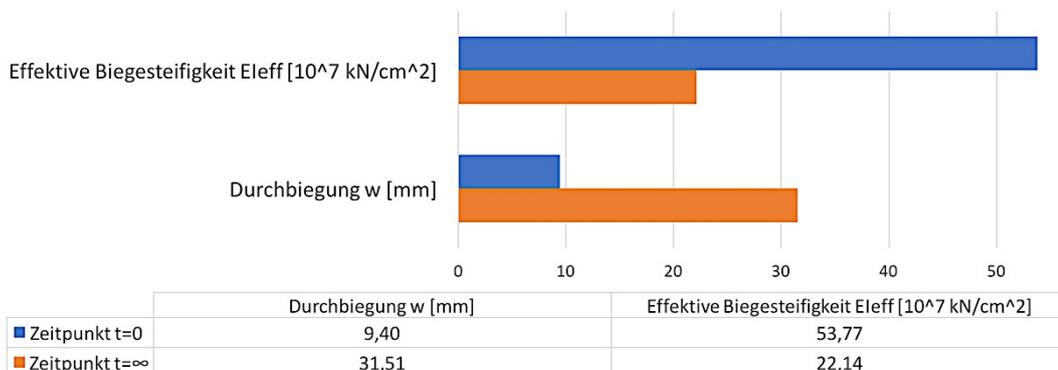


Abbildung 5-68: Vergleich der Durchbiegung und der zugehörigen effektiven Biegesteifigkeit zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$ für Holzbalken- (oben) und Brettstapel-Beton-Verbunddecken (unten)

Den Berechnungen in Anhang D und den in Abbildung 5-68 dargestellten Ergebnissen kann entnommen werden, dass das Langzeitverhalten von HBV-Konstruktionen einen wesentlichen Einfluss auf die Dimensionierung und Konzeptionierung von HBV-Decken hat. Durch das Kriechen der Materialien und der Verbindungsmittel, sowie dem Schwinden des Betons wird die effektive Biegesteifigkeit um ca. 60 % abgemindert. Durch die geringere Biegesteifigkeit und der zusätzlichen Ersatzlast, zur Berücksichtigung des Schwindens des Betons laut Schänzlin, erhöht sich die Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$ erheblich. Bei der Brettstapel-Beton-Verbunddecke liegt die Zunahme bei 236 % und bei der Holzbalken-Beton-Verbunddecke bei 175 %. Bei beiden Deckenvarianten war die Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$, mit einer Auslastung von ca. 100 %, der bemessungsrelevante Faktor. In der Vergleichsrechnung (Zeitpunkt $t = 0$) zur Ermittlung der Verbindungsmittelanzahl (siehe Kapitel 5-2.2) war das Einhalten der Schwingungsnachweise das maßgebende Kriterium zur Dimensionierung der Decken. Die in der Vergleichsrechnung zur Klassifikation der Verbindungsmittel ermittelte Verbindungsmittelanzahl konnte übernommen werden und es konnten die berechneten Gamma-Werte erzielt werden. Der Holzquerschnitt der Brettstapel-Beton-Verbunddecke musste zur Einhaltung des Durchbiegungsnachweises (Zeitpunkt $t = \infty$) angepasst werden – Erhöhung von 18 cm auf 22 cm. Für die Holzbalken-Beton-Verbunddecke konnten dieselben Werte übernommen werden. Im Unterschied zur Dimensionierung der Querschnitte wird bei Berücksichtigung des Langzeitverhaltens nicht der Schwingungsnachweis, sondern die Durchbiegung maßgebend. Zudem wurde eine Auslastung der Verbindungsmittel zum Zeitpunkt $t = \infty$ von ca. 80 % erzielt. Durch die Anpassung der Querschnitte zur Einhaltung der Durchbiegung konnten die restlichen Nachweise erfüllt werden. Weiters kann angemerkt werden, dass eine gute Auslastung der Materialeigenschaften erzielt werden konnte. Der maßgebende Nachweis der Tragfähigkeit war der Biegezugnachweis des Holzes, welcher eine Auslastung von 49 % für Brettstapel-Beton-Verbunddecken und 87 % bei Holzbalken-Beton-Verbunddecken ergab. Die Auslastung der Schubspannungen im Holz lag unter 50 %. Der Nachweis der Druckspannungen im Beton lag unter 40 %, was eine linear elastische Berechnung rechtfertigt. Der Zugnachweis des Betons konnte für beide Deckenvarianten erfüllt werden. Zudem kann erkannt werden, dass beim Nachweis des Langzeitverhaltens der Betonquerschnitt überdrückt wird, und somit Risse die sich im Zeitpunkt $t = 0$ ergeben wieder zugeedrückt werden. Der Brandnachweis kann für einen Zeitraum von 60 Minuten mit hohen Tragreserven eingehalten werden. Dies liegt einerseits an der reduzierten Last (ca. 60 % der ULS-Last), der Berechnung im Zeitpunkt $t = 0$ und der höheren Materialeigenschaften, die für das Holz für den Brandnachweis angesetzt werden dürfen.

KAPITEL 6: BR ETTSPERRHOLZ-BETON- VERBUDECKE MIT SCHUBKONSOLEN

Das flächenhafte Produkt Brettsperrholz (BSP) hat in den 80er- und 90er-Jahren Einzug in die Holz-Massivbauweise gefunden und ist derzeit ein Standardprodukt für die Planung und Konstruktion von Holzbauwerken. Für eine Einbindung des BSP in die Holz-Beton-Verbundbauweise müssen zu den bis dato getroffenen Annahmen, hinsichtlich Berechnung und Nachweisführung, Ergänzungen angeführt werden. Durch die unterschiedliche Anordnung der Brettlagen wird eine orthogonal alternierende geschichtete Struktur erzeugt, die als zweiachsig gespannte Decke eingesetzt werden kann. Leobus/Winter untersuchten in [72] die Möglichkeit einer zweiachsigen Tragwirkung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen (siehe Kapitel 5-1). Im Regelfall werden die als Platte wirkenden BSP-Elemente dennoch in eine Richtung gespannt [117]. Bedingt ist dies vor allem durch die geometrischen Abmessungen der Platte und den geometrischen Randbedingungen der Bauwerke [117]. Von dem weiten Spektrums an Informationen und Anwendungsmöglichkeiten von Brettsperrholz werden in dieser Arbeit nur die wichtigsten Elemente der Berechnung und Bemessung der Plattenbiegung von BSP in Zusammenhang mit HBV-Decken angeführt und für detaillierte Informationen auf die Literaturquellen [118] und [54] verwiesen.. In weiterer Folge werden einachsig gespannte Brettsperrholz-Beton-Verbunddecken (BBV-Decken) betrachtet, die mittels einer eindimensionalen Balkentheorie beschrieben werden können.

6-1 BERECHNUNG VON BSP-ELEMENTEN

Die rechtwinklig zueinander verklebten Bretter erzeugen ein flächenhaftes Holztragwerk mit Vorteilen hinsichtlich Schwinden und Quellen quer zur Faser. In den quer zur Spannrichtung liegenden Lagen, werden die Bretter auf Rollschub beansprucht. Aufgrund der schubweichen Querlagen, muss das Schubverhalten der Querlagen bei den Nachweisen der Tragfähigkeit (Rollschubnachweis) und der Gebrauchstauglichkeit (Erhöhung der Durchbiegung) berücksichtigt werden. Angenähert werden kann der schubnachgiebige, mehrschichtige Verbundbalken mit verschiedenen Rechenverfahren wie dem Schubanalogie-Verfahren, dem modifizierten Gamma-Verfahren oder dem Timoshenko-Balken. Laut den Untersuchungen in [117] bilden die aufgelisteten Rechenverfahren das Verhalten ausreichend genau ab, insofern ein Verhältnis $L/H \geq 15$ (Länge/Höhe der Decke) eingehalten wird.

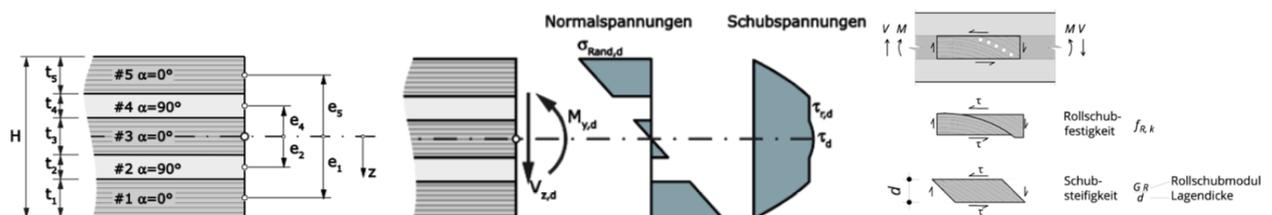


Abbildung 6-1: Querschnittsaufbau einer 5-schichtigen BSP-Decke (links) [117]; Normalspannungen und Schubspannungen einer 5-schichtigen BSP-Decken unter Biegung mit $E_{90} = 0$ (Mitte) [117]; Schubbeanspruchung der Längs- und Querlage (rechts) [118]

In dieser Arbeit wurde für die Berücksichtigung der Schubnachgiebigkeit der BSP-Platte in der HBV-Decke der Timoshenko-Balken gewählt. Bei der Berechnung der Biegesteifigkeit von BSP wird ein Netto-Querschnitt betrachtet bei dem den Querlagen ($\alpha = 90^\circ$) ein E-Modul $E_{90} = 0$ zugewiesen wird. Dadurch werden keine Längsspannungen von den Querlagen aufgenommen und man erhält eine Spannungsverteilung wie in Abbildung 6-1 (Mitte). Die Annahme von $E_{90} = 0$ kann durch Trocknungsrisse, planmäßige Entlastungsfugen und/oder nicht verklebte Brettstöße in den Querlagen gerechtfertigt werden, die nur bedingt eine Übertragung der Normalspannungen ermöglichen. Für die Schubsteifigkeit wird für die Längslagen der Schubmodul und für die Querlagen der Rollschubmodul angesetzt. Die Nachgiebigkeit der Querlagen wird durch den Schubkorrekturfaktor κ berücksichtigt. Dadurch kann die Biegesteifigkeit K_{clt} und die Schubsteifigkeit S_{clt} laut Gl. (6-1) bzw. Gl. (6-2) und Gl. (6-3) berechnet werden [117].

$$K_{clt} = \sum (I_i * E_i) + \sum (A_i * e_i^2 * E_i) \quad \text{Gl. (6-1)}$$

$$S_{clt} = S_{ges} * \kappa \quad \text{Gl. (6-2)}$$

$$S_{clt} = \sum (t_i * b_i * G_i) = \sum (G_i * A_i) \quad \text{Gl. (6-3)}$$

Durch die Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte verlaufen beim Timoshenko-Balken die Normalspannungen linear [117]. Damit können durch den Schubkorrekturfaktor und den Nachweis der Rollschubfestigkeit ($f_{r,clt,d}$) in der maßgebenden Querlage die Nachweise der Tragfähigkeit laut Kapitel 3-6 erfolgen.

Die größere Durchbiegung zufolge Schub wird von der Schichtanzahl, der Schichtanordnung und dem Dickenverhältnis der Brettlamellen (t_{90}/t_0) wesentlich beeinflusst [117]. Größenmäßig beträgt die Schubverformung weniger als 30 % der Biegeverformung [118]. In Abbildung 6-2 wird die Durchbiegung zufolge Verdrehung durch die Momentenbelastung und Gleitung zufolge der Querkraftbelastung dargestellt.

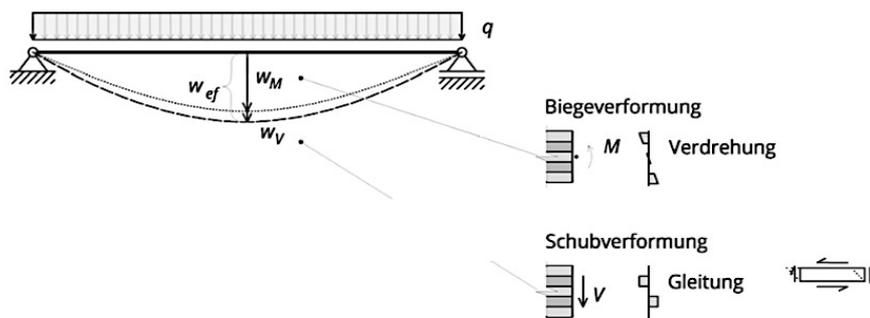


Abbildung 6-2: Darstellung der Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = 0$ aus Biege- und Schubverformung

Die Durchbiegung kann zum Zeitpunkt $t = 0$ allgemein laut Gl. (6-4) und im Fall eines Einfeldträgers mit einer gleichmäßigen Streckenlast laut Gl. (6-5) berechnet werden. Für die Berücksichtigung der Kriechverformungen des Langzeitverhaltens muss, aufgrund der senkrecht zur Faser beanspruchten Querlagen, ein erhöhter Verformungsbeiwert k_{def} angesetzt werden. Mit den ergänzten Formeln können die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit laut dem Kapitel 3-7.4 geführt werden.

$$w_{ef} = w_M + w_V = \frac{1}{K_{clt}} \int (M * M') dx + \frac{1}{S_{clt}} \int (V * V') dx \quad \text{Gl. (6-4)}$$

$$w_{eff} = \frac{5 * q * l^4}{364 * K_{clt}} + \frac{q * l^2}{8 * \kappa * \sum (G_i * A_i)} \quad \text{Gl. (6-5)}$$

6-2 GEGENÜBERSTELLUNG VERSCHIEDENER BERECHNUNGSVERFAHREN

Um die Anwendbarkeit des Rechenmodells des modifizierten Gamma-Verfahrens nach Schänzlin (siehe Kapitel 3-5.1.2) auch bei BSP-Holzquerschnitten zu untersuchen wurde das Rechenverfahren einem Stabwerkmodell gegenübergestellt. Untersucht wurde das Kurz- und Langzeittragverhalten einer BBV-Decke. Für die Berechnung des Langzeittragverhaltens wurde für das Gamma-Verfahren das modifizierte Gamma-Verfahren nach Schänzlin herangezogen und für das Stabwerkmodell zwei Varianten untersucht. Einerseits wurde das Langzeitverhalten nach Rautenstrauch (siehe Kapitel 3-5.3) und andererseits nach Schänzlin berechnet. Als Verbindungsmittel wurden SFS VB Schrauben gewählt um eine möglichst gleichmäßige Verteilung der Verbindungsmittel über die Verbundfuge zu erzielen und dadurch eine möglichst hohe Genauigkeit des Gamma-Verfahrens zu erreichen. Die Breite der untersuchten Decke war $b = 800$ mm und die Höhe $h = 300$ mm bei einer Spannweite von $l = 5400$ mm. Der Betonquerschnitt war 120 mm hoch und der BSP-Querschnitt 180 mm (Lamellenstärke $t = 36$ mm) und hatte einen 5-schichtigen Aufbau. Der Abstand zwischen den Verbindungsmitteln war $e_{\text{eff}} = 150$ mm und somit kleiner als $e_{\text{eff,max}} = 0,03 l = 162$ mm, was laut Rautenstrauch die oberste Grenze bildet um die Durchbiegung nach dem Gamma-Verfahren ohne größeren Fehler bestimmen zu können. Dem Beton wurde eine Betongüte von C30/37 zugewiesen und dem BSP eine Holzgüte von CL24h. Daraus ergab sich laut ÖNORM EN 1992-1-1:2015 [128] ein Kriechbeiwert für den Beton von $\varphi_{\infty} = 3,6$ (Zement Klasse N, Erstbelastung nach 5 Tagen, trockene Innenräume $RH = 50\%$) sowie eine Schwinddehnung von $\varepsilon_{\text{cs}} = 53,2 \cdot 10^{-5}$. Für den Holzquerschnitt wurde die Nutzungsklasse 1 und KLED „mittel“, für vertikale Nutzlasten, angenommen. Daraus resultierte laut ÖNORM EN 1995-1-1:2015 [130] ein Modifikationsbeiwert $k_{\text{mod}} = 0,8$ und ein Verformungsbeiwert von $k_{\text{def}} = 0,8$. Für die Kriechzahl der Verbindungsmittel wurde $\varphi_{\infty} = 0,8$ gewählt, ein Mittelwert aus den in Kapitel 3-5.4 aufgelisteten Kriechfaktoren. Das Gesamttragverhalten der HBV-Konstruktion wurde laut dem Gamma-Verfahren nach Schänzlin berechnet (laut Kapitel 3-4.1, 3-5.1.2) und die Nachgiebigkeit der schubweichen Lagen des BSP sowie die Spannungsverteilung im BSP-Querschnitt wurde laut den im Kapitel 6-1 angeführten Ergänzungen berücksichtigt. Für das Stabwerkmodell wurde die Spannungsermittlung und Modellierung des Systems laut Kapitel 3-4.3 und 3-5.4 durchgeführt. Die Nachweise der BBV-Decke wurden laut Kapitel 3-6 und den Ergänzungen in Kapitel 6-1 geführt. Die vollständigen Berechnungen können im Anhang C1 bis C4 gefunden werden.

		Gamma-Verfahren t=0		Stabwerkmodell t=0		Gamma-Verfahren t=∞		Stabwerkmodell Rautenstrauch t=∞		Stabwerkmodell Schänzlin t=∞	
Schnittgrößen	Normalkraft	107,17 kN		107,91 kN		163,67 kN		116,42 kN		119,88 kN	
	Moment Holz	7,61 kNm		7,48 kNm		16,00 kNm		14,61 kNm		14,95 kNm	
	Moment Beton	8,14 kNm		7,92 kNm		3,37 kNm		6,68 kNm		4,46 kNm	
		Werte	Auslastung [%]	Werte	Auslastung [%]	Werte	Auslastung [%]	Werte	Auslastung [%]	Werte	Auslastung [%]
Nachweise	Durchbiegung	5,20 mm	29,00	4,16 mm	23,00	16,93 mm	78,00	16,38 mm	76,00	16,67 mm	77,00
	Biegezug Holz	3,47 N/mm ²	25,00	3,44 N/mm ²	25,00	6,57 N/mm ²	46,00	5,62 N/mm ²	38,00	5,76 N/mm ²	39,00
	Rollschub	0,11 N/mm ²	13,00	0,10 N/mm ²	11,00	0,20 N/mm ²	22,00	0,13 N/mm ²	15,00	0,15 N/mm ²	16,00
	Schubspannung Holz	0,11 N/mm ²	8,00	0,11 N/mm ²	5,00	0,20 N/mm ²	14,00	0,14 N/mm ²	6,00	0,15 N/mm ²	7,00
	Druck Beton	-5,34 N/mm ²	27,00	-5,25 N/mm ²	26,00	-3,65 N/mm ²	18,00	-4,73 N/mm ²	24,00	-3,57 N/mm ²	18,00
	Zug Beton	3,10 N/mm ²	161,00	3,00 N/mm ²	155,00	0,24 N/mm ²	13,00	2,23 N/mm ²	115,00	1,07 N/mm ²	56,00
	Verbindungsmittel	11,91 kN	49,00	10,06 kN	44,00	18,19 kN	75,00	11,55 kN	48,00	12,07 kN	50,00

Tabelle 6-1: Darstellung der Ergebnisse für die Berechnung der BBV-Decke laut dem Gamma-Verfahren und dem Stabwerkmodell

In Tabelle 6-1 wurden die Ergebnisse der Berechnungen angeführt und in Abbildung 6-3 und Abbildung 6-4 graphisch aufgearbeitet. Es ist erkennbar, dass die berechneten Schnittkräfte und daraus resultierenden Spannungen zum Zeitpunkt $t = 0$ gut übereinstimmen und die Decke laut dem Gamma-Verfahren auf der sicheren Seite liegend bemessen werden kann. Die Durchbiegungen können ebenfalls mit dem Gamma-Verfahren sehr gut angenähert werden. Hinsichtlich des Langzeitverhaltens wird die Normalkraft in den Teilquerschnitten jedoch überschätzt und das Moment im Beton unterschätzt. Dies führt bei den Nachweisen des Betonquerschnitts, vor allem beim Zugnachweis, zu Unsicherheiten bei der

Bemessung des Querschnitts auf Zug. Man kann nicht davon ausgehen, dass der Betonquerschnitt laut den Berechnungen nach dem Gamma-Verfahren zum Zeitpunkt $t = \infty$ ungerissen ist, falls dies nicht bereits zum Zeitpunkt $t = 0$ nachgewiesen wurde. Die Durchbiegung kann zum Zeitpunkt $t = \infty$ ausreichend genau erfasst werden und der Holzquerschnitt kann auf der sicheren Seite liegend bemessen werden. Durch die erhöhte Normalkraft in den Teilquerschnitten ist die Auslastung des Biegezugnachweises beim Gamma-Verfahren im Holzquerschnitt höher als beim Biegezugnachweis mit den aus dem Stabwerkmodell resultierenden Schnittkräften. Anzumerken ist, dass die Zugfestigkeit des Betons, sowie die Schubkennwerte des Holzes sehr gering sind und dadurch kleine Abweichungen bei der Spannungsermittlung bereits zu einem großen Sprung bei der Auslastung der Nachweise (im Diagramm der Abbildung 6-4 dargestellt) führen kann.

Der Ansatz, das Verhalten der BBV-Decke mit dem modifizierten Gamma-Verfahren nach Schänzlin in Kombination mit der Berücksichtigung der Eigenschaften der BSP-Platte laut dem Timoschenko-Balken und dem dazugehörigen Schubkorrekturfaktors zu berechnen hat gute Ergebnisse geliefert. Es liegen jedoch gewisse Unstimmigkeiten vor, bei denen vom Autor vermutet wird, dass dessen Ursache die Nichteinhaltung verschiedener Randbedingung des Gamma-Verfahrens sind. Um das Verhalten akkurater zu erfassen, könnte versucht werden die BBV-Decke laut dem modifizierten Gamma-Verfahren für einen mehrschichtigen Aufbau mit mehr als fünf Lagen laut Anhang A.1 in [118] zu berechnen. Allgemein kann gesagt werden, dass das erarbeitete Modell ausreichend genaue Ergebnisse für eine Vorbemessung der BBV-Decke liefert. Für detaillierte Nachweise wird allgemein vorgeschlagen die aus der Vorbemessung erhaltene Decke mit einem Stabwerkmodell zu modellieren und mit den daraus erhaltenen Schnittkräften die Nachweise zu führen und gegebenenfalls Anpassungen der Deckenausführung durchzuführen bzw. die BBV-Decke zu optimieren.

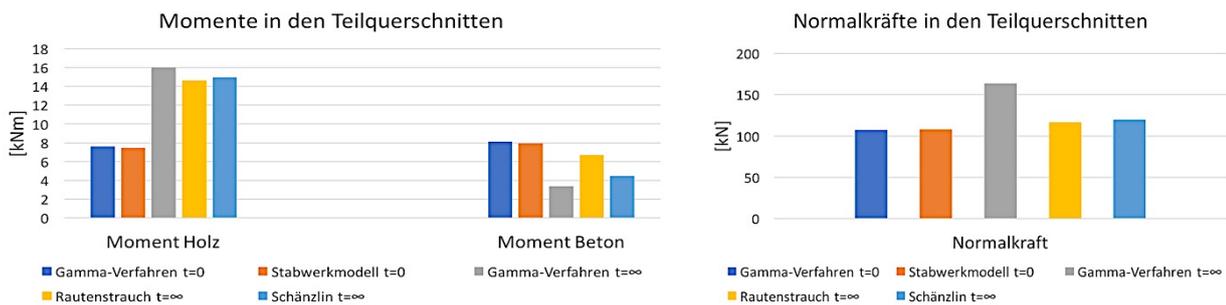


Abbildung 6-3: Gegenüberstellung der Schnittkräfte aus der Berechnung laut dem Gamma-Verfahren und dem Stabwerkmodell

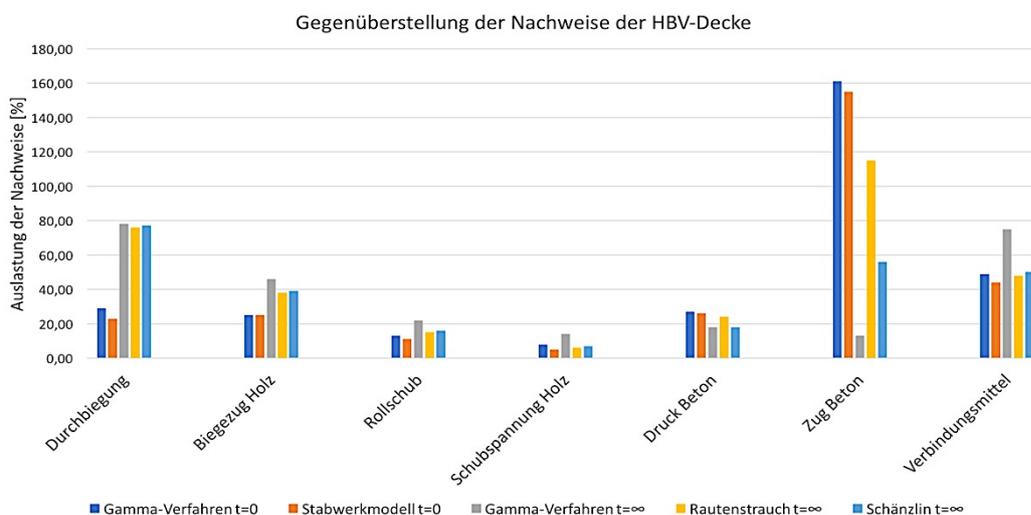


Abbildung 6-4: Gegenüberstellung der Nachweise aus der Berechnung laut dem Gamma-Verfahren und dem Stabwerkmodell

6-3 BERECHNUNGSMODELL DER BBV-DECKE MIT SCHUBKONSOLEN

Die Hasslacher Gruppe, durch Beteiligung am Unternehmen SWA-Systembauteile GmbH, Grambach/Steiermark, hat sich in Zusammenarbeit mit der holz.bau forschungs GmbH an der TU Graz entschlossen ein HBV-Bauteil zu entwickeln, welches die Vorteile des Brettspertholzes und des Betons vereint. Das modulare System wird von einem Kastenträger gebildet, bestehend aus einer über tropfenförmige Schubnocken an eine BSP-Platte verbundene Betonrippenplatte. Das System wurde so konzipiert, dass ein standardisiertes Produkt hergestellt werden kann und weist im mehrgeschossigen Wohn- und Bürobau große Vorteile auf [115]. Die Bestandteile des Systems sind [115]:

- **Betonrippenplatte:** Die Platte dient als Druckgurt und wird mit einer Baustahlmatte bewehrt. Der 120 mm breite Steg kann in seiner Höhe angepasst werden, um eventuelle Anforderungen an Tragfähigkeit oder Steifigkeit erfüllen zu können, und wird 60 mm in Hauptspanrichtung in die BSP-Platte eingefräst. Die seitlich am Steg (Gitterträger $d_s = 14$ mm) angebrachten Schubnocken stellen den Verbund durch Verzahnung mit der Holzplatte her. Der Steg wird quer zur Haupttragrichtung alle 800 mm angeordnet. Die Betonrippendecke muss im Zustand II (gerissener Zustand) berechnet werden. Die Festigkeit des Betons ist C30/37 und wurde mit Kunststoffasern ergänzt um die Schwinddehnung zu reduzieren.
- Die entstandenen **Hohlräume**, zwischen Betonplatte und BSP-Platte können ausgedämmt und als Installationskanäle für die Haustechnik herangezogen oder für eine Minimierung der Bauteilhöhe mit Beton ausgefüllt werden (zu beachten ist dabei das höhere Eigengewicht).
- Die **tropfenförmigen Schubkonsolen** wurden in den äußeren Dritteln der BBV-Decke angeordnet um eine optimale Übertragung der Schubspannungen zu ermöglichen. Die mechanischen Eigenschaften des Verbindungsmittels wurden sowohl an Scherprüfungen als auch mittels Biegeprüfungen untersucht. Aus den geprüften Varianten (siehe Prüfbericht [120] bzw. [115]) wurde die tropfenförmige, mit Bewehrung verstärkte und $b_{con} = 75$ mm breite Konsole als beste Lösung eingestuft. Das Verbindungsmittel wird in seiner Tragfähigkeit durch Überschreiten der Stirnholzpressung in Verbindung mit Scher- bzw. Rollschubversagen limitiert. Die tropfenförmige Form der Schubkonsole erhöht die Tragfähigkeit gegenüber der rechteckigen Form. Die Erhöhung der Konsolenbreite von 50 auf 75 mm ermöglicht eine höhere Lastübertragung dank der größeren Pressfläche. Eine Bewehrung der Konsole erhöht ebenfalls die Tragfähigkeit und die Steifigkeit.
- Die **BSP-Platte** weist einen 5-schichtigen Aufbau ($t = 20$ mm) und eine Gesamthöhe von 100 mm auf. Durch das Einfräsen des Steges der Betonrippenplatte in den BSP-Querschnitt wird der BSP-Querschnitt, aufgrund des geringen Abstandes zwischen dem Schwerpunkt der Verbundfuge und der BSP-Platte vorwiegend auf Zug beansprucht. Damit wirkt der Holzquerschnitt vorwiegend als „Zugband“.

Verbindungsmittel	F_k [kN]	$K_{0,4}$ [kN/mm]	$K_{0,6}$ [kN/mm]	Materialien
Konsole mit $b_{con} = 50$ mm	100,0	95,0	85,5	Beton C30/37; BSP CL24h
Konsole mit $b_{con} = 75$ mm	150,0	120,0	108,0	Beton C30/37; BSP CL24h

Tabelle 6-2: Mechanische Eigenschaften der tropfenförmigen Schubkonsolen [115]

Anhand der Biegeprüfungen wurden drei Prüfkörper mit verschiedenen Querschnitten untersucht. Ein Biegeprüfkörper aus Beton, ein 800 mm breiter BSP-Betonrippenplatten-Verbundquerschnitt (Hohlkasten) mit Schubkonsolen als Verbindungsmittel und ein 600 mm breiter BSP-Betonplatten-Verbundquerschnitt (ohne Hohlraum) mit Schubkonsolen als Verbindungsmittel. Rechnerisch untersucht und mit den Prüfergebnissen verglichen wurde der zweite oben genannte Querschnitt, welcher in Abbildung 6-5 (Mitte, rechts) dargestellt wurde. Die Länge der geprüften Decke betrug $l = 5540$ mm und die lichte Länge von $l = 5400$ mm. Die BSP-Platte hatte eine Höhe von $h = 100$ mm mit einer

Lamellendicke von $t = 20$ mm, eine Breite von $b = 800$ mm und einer Holzgüte von CL24h. Der Betonrippenplattenquerschnitt hatte eine Höhe von $h = 80$ mm und eine Breite von $b = 800$ mm. Der Steg besaß eine Höhe von $h = 160$ mm und eine Breite von $b = 120$ mm. Die Schubkonsolen wurden beidseitig im äußersten Drittel der BBV-Decke angeordnet. Der Beton hatte eine Güte von C30/37 [115].

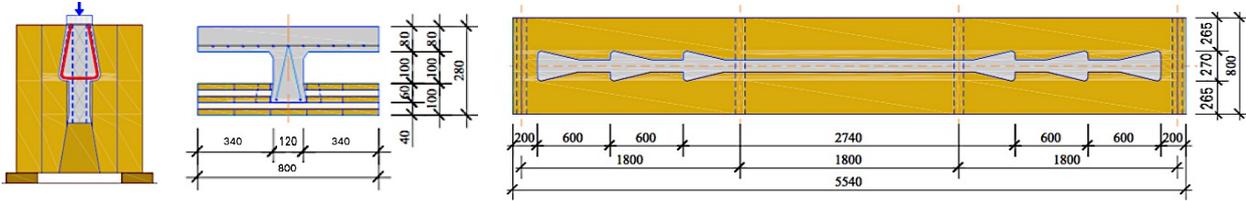


Abbildung 6-5: Aufbau der Schubprüfung der tropfenförmigen Schubkonsole (links); Querschnitt des untersuchten Prüfkörpers (Mitte); Grundriss der Prüfkörpergeometrie (rechts) [115](modifiziert)

Mittels eines Stabwerkmodells nach Rautenstrauch (siehe Kapitel 3-5.3) wurde die Vierpunkbiegeprüfung des in Abbildung 6-6 dargestellten Prüfkörpers nachgerechnet und den Prüfergebnissen gegenübergestellt. Aufgrund der diskreten Krafteinleitung konnte das Gamma-Verfahren nicht verwendet werden. Untersucht wurde das Kurzzeittragverhalten. Die Belastung des Stabwerkmodells kann in Abbildung 6-6 und Abbildung 6-7 herausgelesen werden. Die Prüfkraft wurde je nach betrachteten Fall variiert. Für die Berechnung der Durchbiegungen wurden die Kräfte $F_{0,4}$ und $F_{0,1}$ aufgebracht (siehe Tabelle 6-5). Für die Nachweise der Tragfähigkeit wurde einerseits die maximale Bruchlast F_{max} und andererseits jene Kraft angesetzt bei der die äußerste Lamelle des BSP-Elements auf Biegezug versagte. Die Teilsicherheitsfaktoren und der Modifikationsfaktor k_{mod} wurden mit 1,0 angenommen und die Mittelwerte der Materialkennwerte X_{mean} angesetzt. Es wurden zwei Modelle im Stabwerkprogramm RuckZuck eingegeben: Im ersten Fall wurde der Betonquerschnitt als ungerissen betrachtet und im zweiten Fall als gerissen. Die Schubkonsolen wurden mit einem Kragträgermodell abgebildet. Den Pendelstäben lag eine Dehnsteifigkeit von $EA = \infty$ zugrunde.

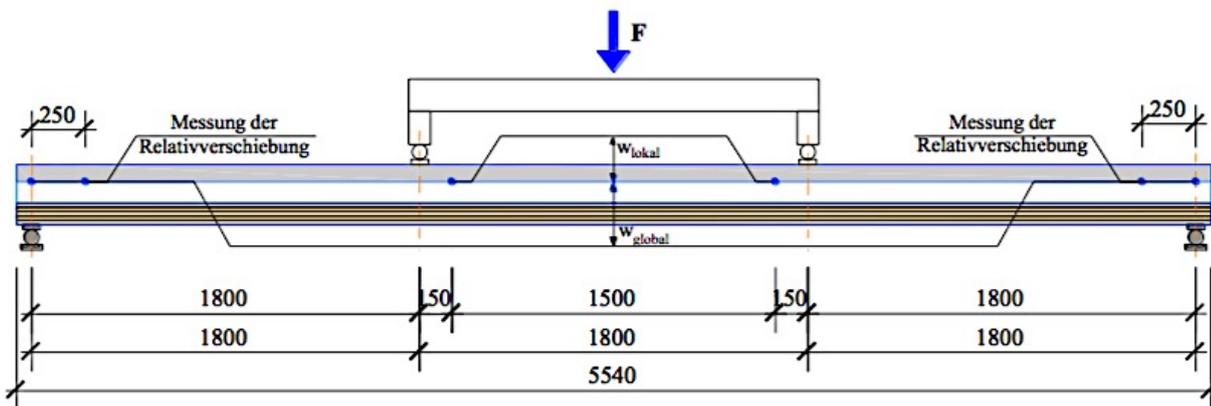


Abbildung 6-6: Prüfaufbau der Biegeprüfung [115]

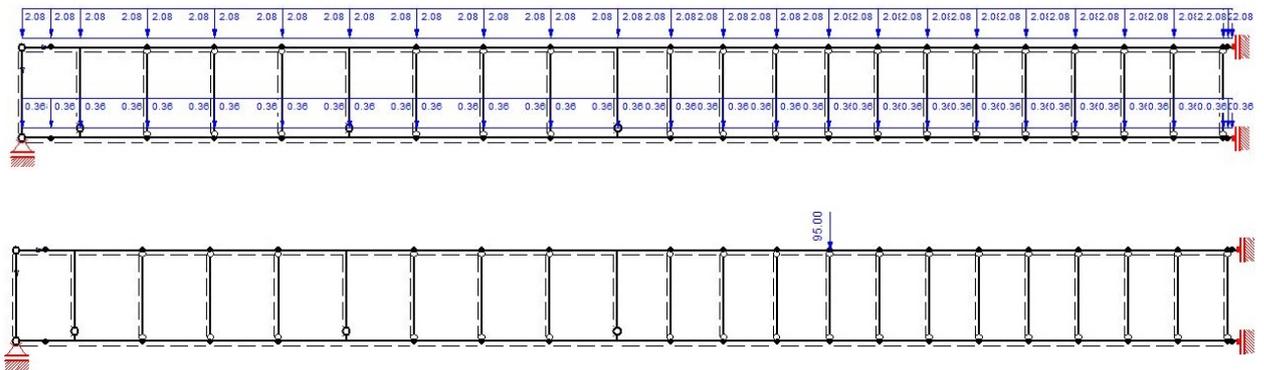


Abbildung 6-7: Stabwerkmodell mit diskreter Schubkräfteinleitung über die Schubkonsolen (Belastung: Eigengewicht und $F_{Anriss}/2$)

Aus den Nachweisen kann geschlossen werden, dass als erstes der charakteristische Wert der Tragfähigkeit der Schubkonsole ($F_{VM,Fmax} = 248,91 \text{ kN} \geq F_k = 150 \text{ kN}$, bzw. $F_{VM,FAnriss} = 231,4 \text{ kN} \geq F_k = 150 \text{ kN}$) bzw. der Nachweis der Stirnholzpressung (bei einer Prüfkraft von $F_{Anriss} = 190 \text{ kN}$ war die Auslastung des Nachweises 121 % und bei einer Prüfkraft von $F_{max} = 205 \text{ kN}$ war die Auslastung des Nachweises 130 %) überschritten wird. Daraus kann das in der Prüfplanung beabsichtigte Ausscheren des Vorholzes, welches auch bei der Prüfung als erstes Versagensmerkmal zu erkennen war, nachvollzogen werden. Der Nachweis der Biegezugspannung der untersten Lamelle der BSP-Platte konnte mit einer Auslastung von 99 % bei der dazugehörigen Prüfkraft $F_{Anriss} = 190 \text{ kN}$ erfüllt werden. Die Ergebnisse konnten somit eine gute Übereinstimmung mit den Prüfergebnissen erzielen. Für den Betonquerschnitt wurde der Zustand II angesetzt, d.h. der Querschnitt wurde bis auf die Druckzonenhöhe als gerissen angenommen und die abgeminderte Fläche sowie Biegesteifigkeit wurde für die Modellierung des Stabwerkmodells herangezogen. Die Druckzonenhöhe konnte über geometrische Formeln in Anlehnung an den von Augustin [115] erarbeiteten Ansätzen und mit folgenden Literaturquellen [121] und [122] berechnet werden. Die, für die Modellierung des Systems im Zustand II, angenommene Druckzonenhöhe des Betons und die im Weiteren aus der Biegebemessung (anhand der Schnittkräfte des Stabwerkmodells) berechneten Druckzonenhöhe aus der Biegebemessung stimmten gut überein (vergleiche Tabelle 6-3 und Tabelle 6-4).

Nachweise Brettsper Holz				
	Spannungen		Auslastung	
	[N/mm ²]	[-]		
Biegezugnachweis	24,396	0,99	< 1	erfüllt
Schubnachweis	0,432	0,09	< 1	erfüllt
Rollschubnachweis	0,417	0,22	< 1	erfüllt
Auflagerpressung	1,275	0,30	< 1	erfüllt
Druck Holzflanke (Konsole)	38,567	1,21	< 1	nicht erfüllt

Nachweise Plattenbalken im Zustand II								
	Spannungen		Auslastung					
	[N/mm ²]	[-]						
Druck Beton	30,4	0,8	< 1	erfüllt				
Bewehrungswahl								
h_{Steg}	0,16	m	b_{Platte}	0,8				
h_{Platte}	0,08	m	b_{Steg}	0,12				
d	0,218	m	h	0,24				
A_c	0,0832	m ²	A_{Platte}	0,064				
			f_{ctm}	2,90				
			f_{yk}	550				
			f_{yd}	550,00				
			A_{Steg}	0,0192				
			A_{smin}	0,36				
			A_{smin}	0,88				
			A_{smax}	33,28				
			$a_{\text{sw,min}}$	0,95				
	Gefordert	Gewählt	$A_{\text{s,vorh}}$	Erfüllt	$A_{\text{s,min}}$	Erfüllt	A_{smax}	Erfüllt
Längsbewehrung	0,54	2x14	3,08	JA	0,36	JA	33,28	JA
Querkraft	4,77	ø8/e=10	5,03	JA	0,95	JA		
Druckgurtanschluss	6,47	7xø12/e=100	7,92	JA				

Tabelle 6-3: Auszug aus der Berechnung des Anhangs C5 – Nachweise bei einer Prüfkraft $F_{\text{Anriss}} = 190 \text{ kN}$

Nachweise Brettsper Holz								
	Spannungen		Auslastung					
	[N/mm ²]	[-]						
Biegezugnachweis	26,230	1,07	< 1	nicht erfüllt				
Schubnachweis	0,464	0,10	< 1	erfüllt				
Rollschubnachweis	0,449	0,24	< 1	erfüllt				
Auflagerpressung	1,364	0,32	< 1	erfüllt				
Druck Holzflanke (Konsole)	41,485	1,30	< 1	nicht erfüllt				
Nachweise Plattenbalken im Zustand II								
	Spannungen		Auslastung					
	[N/mm ²]	[-]						
Druck Beton	30,400	0,80	< 1	erfüllt				
Bewehrungswahl								
h_{Steg}	0,16	m	b_{Platte}	0,8				
h_{Platte}	0,08	m	b_{Steg}	0,12				
d	0,218	m	h	0,24				
A_c	0,0832	m ²	A_{Platte}	0,064				
			f_{ctm}	2,90				
			f_{yk}	550				
			f_{yd}	550,00				
			A_{Steg}	0,019				
			A_{smin}	0,36				
			A_{smin}	0,88				
			A_{smax}	33,28				
			$a_{\text{sw,min}}$	0,95				
	Gefordert	Gewählt	$A_{\text{s,vorh}}$	Erfüllt	$A_{\text{s,min}}$	Erfüllt	A_{smax}	Erfüllt
Längsbewehrung	0,63	2x14	3,08	JA	0,36	JA	33,28	JA
Querkraft	4,77	ø8/e=10	5,03	JA	0,95	JA		
Druckgurtanschluss	6,95	7xø12/e=100	7,92	JA				

Tabelle 6-4: Auszug aus der Berechnung des Anhangs C6 – Nachweise bei einer Prüfkraft $F_{\text{max}} = 205 \text{ kN}$

Die Durchbiegungen konnten mit dem Modell ebenfalls gut eingegrenzt werden. Dabei wurden wie in Tabelle 6-5 die Durchbiegungen aus dem Modell mit dem Betonquerschnitt im Zustand I und im Zustand II überlagert und mit den aus der Prüfung gemessenen Durchbiegungen verglichen. Der Mittelwert der Durchbiegung der Prüfergebnisse und der Berechnung hatten eine relative Differenz von 2,81 %.

Durchbiegung											
$\Delta w^* = \Delta w_{ZII} \cdot \zeta + \Delta w_{ZI} \cdot (1 - \zeta)$		Widerstandsmoment Zi: $W_{u,ZI} = I_{eff,ZI} / z_{u,beton} =$		2,18E+06 mm ³		Rissmoment: $M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_{u,ZI} =$		6,34E+06 Nmm=		6,34 KNm	
$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2$		fluss der Belastungsdauer und der Lastwiederholung		1 für einmalige kurzzeitige Belastung							
Prüfergebnisse											
Prüfkörper	F _{max}	F _{Anriss}	F ₀₄	F ₀₁	ΔF	w ₀₄	w ₀₁	Δw _{Prüfung}			
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]			
NK_HBV_SWA_B2_01	205	185	65,4	19,5	45,9	13,9	3,31	10,59			
NK_HBV_SWA_B2_02	203	194	77,9	23,2	54,7	16,6	3,7	12,9			
NK_HBV_SWA_B2_03	206	192	79,1	24,5	54,6	19,8	4,45	15,35			
Mittelwerte	205	190	74,13	22,40	51,73	16,77	3,82	12,95			
Ergebnisse aus dem Stabwerkmodell											
Prüfkörper	F _{max} /z	F _{Anriss} /z	F ₀₄ /z	F ₀₁ /z	ΔF	w _{04,ZI}	w _{01,ZI}	Δw _{ZI}	w _{04,ZII}	w _{01,ZII}	Δw _{ZII}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
NK_HBV_SWA_B2_01	102,50	92,50	32,70	9,75	22,95	11,93	4,63	7,3	18,93	7,36	11,57
NK_HBV_SWA_B2_02	101,50	97,00	38,95	11,60	27,35	13,91	5,22	8,69	22,08	8,29	13,79
NK_HBV_SWA_B2_03	103,00	96,00	39,55	12,25	27,30	14,1	5,43	8,67	22,39	8,26	14,13
Mittelwerte	102,33	95,17	37,07	11,20	25,87						
Gegenüberstellung der Ergebnisse											
Prüfkörper	M _{F04/2}	M _{F01/2}	M _{cr}	ξ _{F04/2}	ξ _{F01/2}	Δw _{ZI}	Δw _{ZII}	Δw*	Δw _{Prüfung}	Δw _{Prüfung} - Δw*	rel. Differenz
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
NK_HBV_SWA_B2_01	16,43	6,52	6,34	0,851	0,056	7,3	11,57	10,94	10,59	-0,35	-3,26
NK_HBV_SWA_B2_02	19,13	7,32		0,890	0,251	8,69	13,79	13,23	12,9	-0,33	-2,56
NK_HBV_SWA_B2_03	19,93	7,6		0,899	0,305	8,67	14,13	13,58	15,35	1,77	11,54
Mittelwerte	18,50	7,15		0,883	0,214	8,22	13,16	12,58	12,95	0,36	2,81

Tabelle 6-5: Auszug aus der Berechnung des Anhangs C5 – Gegenüberstellung der Durchbiegung

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass mit dem verwendeten Modell die Prüfergebnisse gut angenähert und die Versagensmechanismen sowie die Durchbiegung gut nachvollzogen bzw. begründet werden konnten. Nicht betrachtet wurde das Langzeitverhalten, welches jedoch bei HBV-Konstruktionen einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise hat und somit zwingend für die Dimensionierung der Querschnitte betrachtet werden muss. Die vollständigen Berechnungen können im Anhang C5 und C6 gefunden werden. Anzumerken ist, dass die Einleitung der Kräfte von der Schubnocke in die BSP-Platte detaillierter nachgewiesen werden müsste um Aussagen über die kombinierten Versagensmechanismen des Abscherens des Vorholzes und Versagen auf Rollschub der Zwischenschichten treffen zu können.

KAPITEL 7: SCHLUSSBETRACHTUNG

Der erste Teil der Arbeit konnte einen kurzen Überblick über die ökologischen, historischen und bautechnischen Aspekte der Verbundbauweise geben. Anschließend wurden die Nachweisführung und Bemessung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen im Detail betrachtet. Dafür wurden verschiedene Berechnungsmodelle untersucht, welche den nachgiebigen Verbund der HBV-Konstruktionen hinreichend genau erfassen konnten. Aufgrund des unterschiedlichen rheologischen Verhaltens der Materialien und des nicht zu unterschätzenden Kriechverhaltens der Verbindungsmittel, stellte sich die Berücksichtigung des Langzeitverhaltens von HBV-Konstruktionen als mitunter aufwendig heraus. Das modifizierte Gamma-Verfahren (nach Schänzlin bzw. Glaser), das Schubanalogieverfahren, das Stabwerkmodell und die FEM Berechnung sind in der Praxis häufig angewandte Verfahren und können das Verhalten des HBV gut erfassen, wobei die Genauigkeit und der Aufwand der Berechnung vom Gamma-Verfahren (am geringsten) zur FEM (am höchsten) zunimmt. Bei der Betrachtung des Langzeitverhaltens von HBV-Konstruktionen muss die Interaktion des unterschiedlichen Langzeitverhaltens von Holz und Beton berücksichtigt werden, da es ein simultanes Ereignis ist, das sich gegenseitig beeinflusst. Aufgrund der unterschiedlichen zeitlichen Entwicklung der Kriechdehnung der beiden Materialien (Beton kriecht anfangs schneller als das Holz und ist nach sieben Jahren annähernd abgeschlossen) ergeben sich kriechbedingte Spannungsumlagerungen in den Querschnitten, wodurch die Nachweise für drei Zeitpunkte erfüllt werden müssen: $t = 0$, $t = 3-7 \text{ a}$ und $t = \infty$. Zusätzlich zum Kriechverhalten der beiden Werkstoffe, muss das Schwinden des Betons berücksichtigt werden, welches die Durchbiegung deutlich erhöht. Der derzeitige Forschungsstand ermöglicht es zwar das Langzeitverhalten ausreichend genau zu erfassen, jedoch liegt, durch eine genauere und wirtschaftlichere Vorgehensweise, bei der Berechnung des Langzeitverhaltens von HBV-Konstruktionen ein großes Optimierungspotential der Bauweise vor, da die Berechnung mitunter sehr konservativ ausfällt. Dies kann zum Beispiel durch reduzieren der Schwindverformung des Betons und der Kriechverformungen der HBV-Konstruktion erfolgen. Zusätzlich zu den allgemeinen Spannungsnachweisen von Holz und Beton müssen für HBV-Konstruktionen detaillierte Nachweise der reduzierten Querschnitte und konzentrierten Spannungseinleitungen sowie verbindungsmittelabhängige Nachweise unter Berücksichtigung der Last-Verschiebungskurve der Verbindungsmittel erfolgen. Des Weiteren muss die Dauerhaftigkeit, Duktilität und Robustheit der Bauteile sichergestellt werden. Allgemein kann gesagt werden, dass eine hohe effektive Biegesteifigkeit sowohl Vorteile für die SLS als auch für die ULS Nachweise mit sich bringt und somit bei einer Neukonzeptionierung von HBV-Verbunddecken anzustreben ist. Dies kann durch einen hohen E-Modul der Werkstoffe, große Abmessungen der Teilquerschnitte, einen großen Abstand der Schwerpunkte der Teilquerschnitte zum Gesamtschwerpunkt des Bauteils und einer hohen Steifigkeit der Verbundfuge erreicht werden. Weiters sollte die neutrale Achse des HBV-Querschnitts nahe an der Verbundfuge liegen um sicherzustellen, dass die günstigen Eigenschaften beider Materialien voll ausgenutzt werden können; d.h. der Beton ist vorwiegend unter Druck und das Holz vorwiegend unter Zug.

Ausführungsvarianten von HBV-Decken sind Rippendecken, Plattendecken, Kastendecken und slim-floor-Decken. Derzeit wird an einer Vielzahl von optimierten Deckenvarianten geforscht, vor allem an zweiachsig gespannten Deckensysteme; unter anderen die Kreuzrippendecke X-Floor von Blumer, die kervenartige Decke der Bs Ingenieure Ag, die zweiachsig gespannte Decken mit HBV-Schubverbinder der Firma TiComTec und die Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke mit eingefrästen Kerven bzw. der Hauptschubkraftsrichtung ausgerichteten Vollgewindeschrauben der TU München. Für die Ausführung des Holzquerschnitts können Konstruktionsvollholz (z.B. Brettstapel), Brettschichtholz, Brettsperrholz, Furnierschichtholz und Furniersperrholz verwendet werden. Für den Betonquerschnitt ergeben sich genaue Zielvorstellungen des „Idealbetons“, nämlich: gewichtsoptimiert, duktil, geringer Einfluss durch

Kriechen und Schwinden, gute Verarbeitbarkeit, gute Pumpbarkeit des Frischbetons und geringe Feuchtigkeitsabgabe. Betone welche teilweise diesen Kriterien entsprechen und für die HBV-Bauweise interessant sind, sind selbstverdichtende Betone, Stahlfaserbetone, konstruktive Leichtbetone, hochfeste und ultrahochfeste Betone sowie schnellabbindende Überbetone. Dabei muss jedoch beachtet werden, dass die erhöhten Kosten des Betons mit den gewonnenen Vorteilen im Einklang stehen. Ein weiterer wichtiger Punkt bei der Planung von HBV-Decken ist die Herstellung, welche den Bauablauf, die Leitungsverlegung (Gebäudetechnik) und Planung stark beeinflusst. Die Fertigung von HBV-Decken kann durch: i) vollständige Herstellung vor Ort, ii) Herstellung der Holzdecke als Fertigteil mit Ortbetonergänzung (Halbfertigteil), iii) vollständige Vorfertigung des HBV-Bauteils im Werk (Fertigteil), iiiii) vorgefertigte Holz- und Betonfertigteile, die auf der Baustelle verbunden werden, erfolgen.

Eine umfassende Recherche gibt, durch Betrachtung von gegenwärtig laufenden und abgeschlossenen F+E-Arbeiten, einen Einblick in die unterschiedlichen Verbundkonzepte, die in Folge systematisch erfasst, analysiert und hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit für eine Rippendecke und eine Flachdecke vergleichend betrachtet wurden. Die Verbindungsmittel können in stiftförmige Verbindungsmittel, Stahlformteile, Verbindungsmittel aus Holz, formschlüssige Verbindungsmittel und Haft- und Klebeverbund eingeteilt werden. Als Voraussetzung eines „idealen Verbindungsmittels“ wurden folgende Kriterien festgelegt, welche bei der Klassifikation der Leistungsfähigkeit herangezogen wurden: i) hohe Tragfähigkeit, ii) hoher Verschiebungsmodul, iii) Duktilität, iiiii) gutes Langzeitverhalten, iiiiii) geringe Verbindungsmittelanzahl und iiiiii) geringe Herstellungs- und Montagekosten (Wirtschaftlichkeit). Es wird hervorgehoben, dass die Kriterien stark von der Deckenausführung, der Herstellung und dem Verwendungszweck der Decke (Randbedingungen) abhängig sind. Wird von einem linear-elastischen Tragverhalten der HBV-Struktur ausgegangen, kann der Einfluss des Verbindungsmittels anhand von zwei Parametern erfasst werden. Der erste Parameter ist der Verschiebungsmodul, der für die Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit EI_{eff} verwendet wird, welche in weiterer Folge auf die Berechnung der Spannungen, Schubkräfte, Schwingungen und Durchbiegungen Einfluss hat. Der zweite Parameter ist die maximale aufnehmbare Kraft des Verbindungsmittels, die nicht überschritten werden darf. Die erfassten Verbindungsmittel wurden anhand eines, auf das modifizierte Gamma-Verfahren nach Schänzlin basierenden, erarbeiteten Modells hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit betrachtet. Mittels der Anzahl pro Trägerhälfte und des berechneten Wirkungsgrades wurden die Verbindungsmittel auf Basis der jeweiligen Effizienz verglichen. Es konnte sowohl bei Rippendecken als auch bei Flachdecken beobachtet werden, dass Verbindungsmittel mit einer hohen charakteristischen Tragfähigkeit und einem hohen Verschiebungsmodul durch eine geringere Anzahl von Verbindungsmittel pro Träger/Plattenhälfte positiv herausstechen. Das waren vor allem formschlüssige Verbindungsmittel, wie Kerven bzw. Nocken und Holzknaggen spezifischer Bauart, der Klebeverbund sowie Dübelleisten und der HBV[®]-Schubverbinder in den Reihen der Stahlbauteile. Betont wird nochmals, dass die Wahl der Verbindungsmittel von vielerlei Randbedingungen abhängig ist.

Für die Bemessung der Brettspertholz-Beton-Verbunddecke (BBV-Decke) wurde einerseits ein Ansatz mit dem Gamma-Verfahren verfolgt und andererseits wurde die BBV-Decke mit dem Stabwerkmodell abgebildet. Der Vergleich der Berechnungsergebnisse hat gezeigt, dass der Ansatz, das Verhalten der BBV-Decke mit dem modifizierten Gamma-Verfahren nach Schänzlin in Kombination mit der Berücksichtigung der Eigenschaften der BSP-Platte laut dem Timoschenko-Balken und des dazugehörigen Schubkorrekturfaktors gut übereinstimmte. Um das Verhalten akkurater zu erfassen, könnte versucht werden die BBV-Decke laut dem modifizierten Gamma-Verfahren für einen mehrschichtigen Aufbau mit mehr als fünf Lagen laut Anhang A.1 in [118] zu berechnen. Das angewandte Stabwerkmodell für die Berechnung der BBV-Decke mit Schubkonsolen stimmte mit den Prüfergebnissen gut überein und die Versagensmechanismen sowie die Durchbiegung konnten ausreichend genau erfasst bzw. begründet werden. Nicht betrachtet wurde das Langzeitverhalten, welches jedoch bei HBV-konstruktionen einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise hat und somit zwingend für die Dimensionierung der Decke betrachtet werden muss.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass durch den hohen Vorfertigungsgrad und der schnellen und – falls gewünscht – trockenen Bauweise ein hohes Potential für die HBV-Bauweise im Hochbau, vor allem im Wohnungsneubau und Büroneubau, vorliegt. Was jedoch noch fehlt ist eine genormte Regelung der Verbindungsmittel und eine Implementierung einer standardisierten Nachweisführung in den Normwerken um eine praxisnahe Anwendung zu fördern.

ANHANG A LITERATURVERZEICHNIS

- [1] W. Rug, "Holz-Beton-Verbundkonstruktionen", In: 17. Brandenburgischer Bauingenieurtag - Neues aus dem Holzbau, Technische Universität Cottbus, 2010.
- [2] E. Möller, "Tendenzen im Holzbau: Bauen mit Holz - Wege in die Zukunft?," Bautechnik, vol. 90, no. 1, pp. 42–46, 2013.
- [3] "pro:Holz - Arbeitsgemeinschaft der österreichischen Holzwirtschaft." [Online]. Available: <http://www.proholz.at>. [Accessed: 08-Apr-2017].
- [4] P. Ramsauer, "Nachhaltiges Bauen mit Beton - Ein Fachbeitrag für Architekten, Planer und Bauherren," 2. Auflage, BetonMarketing Deutschland GmbH, Steinhof, 2011. Available: <http://www.beton.org>.
- [5] M. Schäfers, "Entwicklung von hybriden Bauteilen aus Holz und hochfestem bzw. ultrahochfesten Betonen – Experimentelle und theoretische Untersuchungen," Dissertation, Universität Kassel, 2010.
- [6] D. Yeoh, M. Fragiaco, M. De Franceschi, and K. H. Boon, "State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review," J. Struct. Eng., vol. 137, no. 10, pp. 1085–1095, 2011.
- [7] A. Fadai and W. Winter, "Ressourceneffiziente Konstruktionen in Holzleichtbeton-Verbundbauweise," Bautechnik, vol. 91, no. 10, pp. 753–763, 2014.
- [8] "HBV®-Konstruktionen: Tragwerke in Holz-Beton-Verbundbauweise mit eingeklebten HBV®-Schubverbindern," Technisches Dossier HBV®-Systeme, TiComTec GmbH, 2015. Available: <http://www.ticomtec.de>.
- [9] W. Winter, K. Tavoussi, A. Fadai, F. R. Parada, and I. Prašnjak, "Development Of Prefabricated Timber-Steel-Concrete Ribbed Decks," World Conference on Timber Engineering, Wien, 2016.
- [10] G. Niedermeier et.al., "Massivbau in ganzer Breite: Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch," Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2005.
- [11] S. Aicher, W. Klock, G. Dill-Langer, and B. Radovic, "Nails and nailplates as shear connectors for timber-concrete composite constructions.," Otto-Graf J., vol. 14, no. 14, pp. 189–209, 2003.
- [12] L. Bathon, O. Bletz, D. Kocher, "Holz-Beton-Verbund als starre und duktile Verbindung," 10. Internationales Holzbau-Forum, Garmisch-Partenkirchen, 2004.
- [13] A.M.P.G. Dias, "Mechanical behaviour of timber concrete joints," Dissertation, Technische Universität Delft, 2005.
- [14] A. Guggenberger, D. Ronach, and F. Wölflinger, "Holz-Beton-Verbundkonstruktionen: Verstärkung einer Dippelbaumdecke," Beton- und Stahlbetonbau 98, Heft 10, pp. 633–634, 2003.
- [15] A. Frangi, "Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken," Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2001.
- [16] R. Glaser, "Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen," Dissertation, Technische Universität Cottbus, 2005.
- [17] G. Möller, "Betrachtungen zur Bemessung nachgiebig zusammengesetzter Querschnitte," Bautechnik 80, Heft 11, pp. 786–795, 2003.

- [18] E. Lukaszewska, H. Johnsson, and M. Fragiaco, "Performance of connections for prefabricated timber–concrete composite floors," *Mater. Struct.*, vol. 41, no. 9, pp. 1533–1550, 2008.
- [19] T. Faust and R. Selle, "Der Einfluß verschiedener Verbindungsmittel auf das Tragverhalten der Verbundfuge in Holz-Leichtbeton-Verbunddecken," *Bautechnik* 79, Heft 1, pp. 33–41, 2002.
- [20] J. Skinner, J. Bregulla, R. Harris, K. Paine, and P. Walker, "Screw connectors for thin topping, timber-concrete composites," *Mater. Struct.*, vol. 41, pp. 1891–1899, 2014.
- [21] G. Schickhofer, "Holzbau - Nachweisführungen für Konstruktionen aus Holz," Skript S-4-01B/2009, Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz, 2009.
- [22] E. Pires Carvalho and E. V. Mantilla Carrasco, "Influence of test specimen on experimental characterization of timber-concrete composite joints," *Constr. Build. Mater.*, vol. 24, no. 8, pp. 1313–1322, 2010.
- [23] K. Holschemacher, W. Rug, T. Pluntke, J. Sorg and F. Fischer, "Holz-Beton-Verbund," *Holzbauforum*, Leipzig, 2001.
- [24] J. Schmidt, W. Schneider, and R. Thiele, "Zum Kriechen von Holz/Beton-Verbundkonstruktionen," *Beton- und Stahlbetonbau* 98, Heft 7, pp. 399–407, 2003.
- [25] T. Ranz, "Ein feuchte- und temperaturabhängiger anisotroper Werkstoff: Holz," *Beiträge zur Materialtheorie*, Heft 2/07, Institut für Mechanik, Universität der Bundeswehr München, ISSN 1862-5703, 2007.
- [26] S. Scheerer and D. Proske, "Stahlbeton for Beginners," Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2005.
- [27] N. V. Tue, G. König and G. Schneck, "Grundlagen des Stahlbetonbaus: Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1," Vieweg+Teubner Verlag | Springer, Auflage 3, Wiesbaden, 2008.
- [28] W. Kaufmann, "Langzeiteinflüsse: Grundlagen - Wiederholung/Ergänzungen zu Stahlbeton I", Vorlesung Stahlbeton III, ETH Zürich, 2016.
- [29] J. Schmidt, R. Lämmel, C. Reuter, and M. Kaliske, "Einfluß des Kriechens und des Betonschwindens auf das Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundbalken – Ein erweiterter Bemessungsvorschlag und dessen Anwendungsgrenzen," *Bautechnik* 82, Heft 7, pp. 407–415, 2005.
- [30] R. Glaser, "Zur Notwendigkeit der Experimentellen Ermittlung des Kriechverhaltens von Schubverbindungsmitteln in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen," *Bautechnik* 86, Heft 2, pp. 120–122, 2009.
- [31] U. Kuhlmann, J. Schänzlin, and B. Michelfelder, "Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken," *Beton- und Stahlbetonbau* 99, Heft 4, pp. 262–271, 2004.
- [32] M. Gerold and U. Kuhlmann, "Holz als idealer Verbundpartner für den Baustoff Beton," *Bautechnik* 80, Heft 11, pp. 840–845, 2003.
- [33] U. Kuhlmann and J. Schänzlin, "Baukostensenkung durch Brettstapel-Beton-Verbunddecken," *Schlussbericht zum Forschungsvorhaben*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart.
- [34] L. Eisenhut and W. Seim, "Langzeitverhalten geklebter Bauteile aus Holz und hochfestem Beton bei natürlichem Klima," *Bautechnik* 93, Heft 11, pp. 807–816, 2016.
- [35] L. Eisenhut, "Geklebter Verbund aus Holz und hochfestem Beton – Untersuchungen zum Langzeitverhalten," *Dissertationsarbeit*, Schriftenreihe Bauwerkserhaltung und Holzbau, Heft 7, Universität Kassel, ISBN: 978-3-86219-995-2, 2005.

- [36] P. K. Rautenstrauch, M. Grosse, S. Lehmann, and R. Hartnack, "Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken," 6. Informationstag des IKI, Bauhaus-Universität Weimar, 2003.
- [37] M. Pfattner, "Holz-Beton-Verbundsysteme im Ingenieurholzbau – Gegenüberstellung der Verbundlösungen und Einsatz als Verstärkungsmaßnahme für Holzdecken im Bestand," Diplomarbeit, Technische Universität Graz, 2007.
- [38] A. Kenel, "Zur Berechnung von Holz/Beton-Verbundkonstruktionen - Entwicklung und Vergleich verschiedener Berechnungsmethoden," Forschungs- und Arbeitsbericht 115/42, EMPA Abteilung Holz, 2000.
- [39] S. E. Zimmer, "Teilbericht aus Deckensysteme | Recherche zum Stand der Forschung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen." Forschungsbericht, holz.bau forschungs gmbh, Technische Universität Graz, 2016
- [40] "SFS intec – Holz-Beton-Verbundsystem VB," Technische Dokumentation, Spillner Spezialbaustoffe GMBH, Deutschland, 2016.
- [41] A. Scholz, "Eigenspannungszustände an Verbundquerschnitten infolge von Dehnungsunterschieden – Anwendung eines neueren Rechenverfahrens auf einen bewährten Lösungsansatz," Bautechnik 81, Heft 3, pp. 180–188, 2004.
- [42] A. Simon, "Analyse zum Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise," Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2008.
- [43] H. J. Blaß and M. Romani, "Langzeitverhalten von Holz-Beton-Konstruktionen," Zusammenfassung Forschungsbericht, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktion, Universität Karlsruhe (TH) .
- [44] M. Grosse, R. Hartnack, and K. Rautenstrauch, "Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbunddecken Teil 2: Langzeittragverhalten," Bautechnik 80, Heft 10, pp. 693–701, 2003.
- [45] J. Müller and K. Rautenstrauch, "Tragverhalten der Dübelleistenverbindung für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken unter Kurzzeit-, Ermüdungs-, und Langzeitbeanspruchung," 5. HolzBauSpezial Brückenbau, 2014.
- [46] K. Holschemacher and F. Dehn, "Innovative Betone für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen," Bautechnik 81, Heft 11, pp. 874–879, 2004.
- [47] P. Jung, "Holz-Beton-Verbund Systeme Praxis und Tendenzen," 21. Internationales Holzbauforum IHF, 2015.
- [48] S. R. S. Monteiro, A. M. P. G. Dias, and S. M. R. Lopes, "Transverse distribution of internal forces in timber-concrete floors under external point and line loads," Constr. Build. Mater., vol. 102, pp. 1049–1059, 2016.
- [49] H. Kieslich and K. Holschemacher, "Transversal Load Sharing in Timber-Concrete Floors – Experimental and Numerical Investigations," World Conference Timber Engineering, Wien, 2016.
- [50] J. Schmidt, W. Schneider, and R. Thiele, "Zur Bemessung von Holz/Beton-Verbundbalken," Bautechnik 80, Heft 5, pp. 305–309, 2003.
- [51] E. Klingsch, M. Klippel, L. Boccadoro, A. Frangi, and M. Fontana, "Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken aus Buchenholz," Bautechnik 92, Heft 5, pp. 323–329, 2015.
- [52] W. Becker and T. Götz, "Konstruktive und brandschutztechnische Untersuchungen von Rippendecken in Holz-Beton-Verbundbauweise," Bautechnik 89, Heft 6, pp. 394–401, 2012.
- [53] M. Fontana, "Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken," Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, 2001

- [54] G. Schickhofer, T. Bogensperger, T. Moosbrugger, et.al., "BSPHandbuch: Holz-Massivbauweise in Brettspertholz," Verlag der Technischen Universität Graz, 2. Auflage, ISBN 978-3-85125-109-8, 2010.
- [55] A. Frangi and M. Fontana, "Versuche zum Tragverhalten von Holz-Beton- Verbunddecken bei Raumtemperatur und Normbrandbedingungen," Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, 2000.
- [56] A. Frangi and M. Fotana, "Brandschutz - Bemessung von Holz-Beton-Vebunddecken bis 60 Minuten Feuerwiderstand," Lignum, Schweizerische Holzwirtschaftskonferenz (Hrsg.), Zürich, 2001.
- [57] F. Schönborn, M. Flach, and J. Feix, "Bemessungsregeln und Ausführungshinweise für Schubkerven im Holz-Beton-Verbundbau," Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 6, pp. 385–393, 2011.
- [58] C. Martins, P. Santos, P. Almeida, L. Godinho, and A. Dias, "Acoustic performance of timber and timber-concrete floors," Constr. Build. Mater., vol. 101, pp. 684–691, 2015.
- [59] L. Bathon and O. Bletz, "Holz-Beton-Verbunddecken im Neubau – Aktueller Stand der Technik," Quadriga, 2009.
- [60] G. Schickhofer, "HOLZBAU – Der Roh- und Werkstoff Holz," Skript S-4-01A/2006, Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz, 2006.
- [61] B. L. Deam, M. Fragiaco, and A. H. Buchanan, "Connections for composite concrete slab and LVL flooring systems," Mater. Struct., vol. 41, no. 3, pp. 495–507, 2008.
- [62] A. Leib, "Erhöhte Vorfertigung durch Verkleben von Holz und Beton?," 21. Internationales Holzbau-Forum (IHF), Garmisch-Partenkirchen, 2015.
- [63] L. Costa, "Timber concrete composite floors with prefabricated Fiber Reinforced Concrete," Masterarbeit, Department of Structural Engineering, Lund Institute of Technology, 2011.
- [64] S. Hölzl, "Wirtschaftliche Betrachtung von Holz-Beton-Verbunddecken," Masterarbeit, Institut für Baubetrieb und Bauwirtschaft, Technische Universität Graz, 2014.
- [65] K.-U. Schober, "Untersuchungen zum Tragverhalten hybrider Verbundkonstruktionen aus Polymerbeton, faserverstärkten Kunststoffen und Holz," Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bauhaus-Universität Weimar, 2008.
- [66] R. Woschitz, "Beitrag zur Tragfähigkeitserhöhung alter Dippelbaumdecken in Trockenbauweise," Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität Wien, 1996.
- [67] "TECNARIA Sistemi di Connessione per il rinforzo di solai," Technische Dokumentaion, [Online], Aavailable: <http://www.tecnaria.com> [Accessed: 15-Sep-2017]
- [68] M. Braun, "Die moderne Slim-Floor Bauweise." Technische Dokumentation, ArcelorMittal, Luxemburg, 2009.
- [69] "Brettstapel-Beton-Verbund mit integriertem Slim-Floor-Profil," Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2007.
- [70] "Holz-Beton-Verbundkonstruktion," Patent, DE102013106918 B3, 2014.
- [71] "Zuschnitt 45," pro:Holz Austria, Wien, Ausgabe März 2012.
- [72] S. Loebus and S. Winter, "Zweiachsige Tragwirkung bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen-Entwicklung von Bemessungsverfahren und Konstruktionsdetails für zweiachsige Lastabtragung bei der Holz-Beton-Verbundbauweise," Abschlussbericht, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München, Fraunhofer IRB Verlag, ISBN 978-3-7388-0053-1, 2017

- [73] S. Hehl, T. Tannert, R. Meena, and T. Vallee, "Experimental and Numerical Investigations of Groove Connections for a Novel Timber-Concrete-Composite System," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 28, no. 6, p. A4014010, 2014.
- [74] Y. Ou, D. Fernando, J. Gattas, "Novel Hybrid FRP-Timber-Concrete Floor Panel System," 6th Asia-Pacific Conference on FRP in Structures, Singapore, 2017
- [75] M. Scheu, J. Scheffler, M. Jahreis, M. Oppel, and K. Rautenstrauch, "Ingenieurholzbau für mehrgeschossige Industriebauten – Konzept und Detaillösungen," *Bautechnik* 93, Heft 11, pp. 828–833, 2016.
- [76] L. Bathon and O. Bletz, "Holz-Beton-Verbund bei Wänden und Dächern – Eine aktuelle Übersicht zum Stand der Technik," *Holzbau quadriga*, pp. 48–52, 2/2009.
- [77] P. Haller, "Formholzprofile und textilbewehrter Beton: Ein neuer Verbundquerschnitt," *Beton- und Stahlbetonbau* 99, Heft 6, pp. 488–489, 2004.
- [78] J. L. Miotto and A. A. Dias, "Structural efficiency of full-scale timber-concrete composite beams strengthened with fiberglass reinforced polymer," *Compos. Struct.*, vol. 128, pp. 145–154, 2015.
- [79] M. Premrov and P. Dobrila, "Experimental analysis of timber-concrete composite beam strengthened with carbon fibres," *Constr. Build. Mater.*, vol. 37, pp. 499–506, 2012.
- [80] J. Balogh, "High Performance CFRP-Timber-Concrete Laminated Composite Members," *World Conference on Timber Engineering (WCTE)*, Wien, 2016
- [81] T. Strahm, "Teileingespannter Holz-Beton-Verbundträger mit armiertem Eschen Brettschichtholz," 17. Internationales Holzbau-Forum, Garmisch-Partenkirchen, 2011.
- [82] L. Bathon and O. Bletz-Mühldorfer, "Zur Auflagerung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen," *Holzbau quadriga*, pp. 43–48, 5/2010.
- [83] R. Bahmer and S. Hock, "Holz-Beton-Verbund: Aktueller Vergleich der Verbindungsmittel," *Ingenieurbüro Riener Bahmer*, 2015.
- [84] O. Hemmy and S. Droese, "Verbunddecke aus Holzbalken und Elementdecken mit Stahlfaseraufbeton: Versuche mit Verbundmitteln," *Bautechnik* 77, Heft 4, pp. 221–228, 2000.
- [85] R. Lacis and L. Ozola, "Performance of Timber-Concrete Portable Bridge With Circular Hollow Section Connectors," *World Conference of Timber Engineering (WCTE)*, Wien, 2016.
- [86] E. Henning, "Holz-Beton-Verbunddecken," *Technische Dokumentation, TimCon - Ingenieurbüro für Baustatik, Konstruktion, Software und Beratung, WÜRTH*, pp. 36–45.
- [87] C. Martins, A. M. P. G. Dias, R. Costa, and P. Santos, "Environmentally friendly high performance timber-concrete panel," *Constr. Build. Mater.*, vol. 102, pp. 1060–1069, 2016.
- [88] A. M. P. G. Dias and L. F. C. Jorge, "The effect of ductile connectors on the behaviour of timber-concrete composite beams," *Eng. Struct.*, vol. 33, no. 11, pp. 3033–3042, 2011.
- [89] K. Holschemacher, S. Klotz, and S. Köhler, "Verbunddecken aus Stahlfaserbeton und Holz," *Beton- und Stahlbetonbau* 99, Heft 1, pp. 10–15, 2004.
- [90] "Sistemataliccio LPR e connettore FLAP per il rinforzo dei solai di legno," *Peter Cox - Restauro Artistico - Monumentale*, Available: <http://www.petercoxitalia.it/rinforzo-solai/> [Accessed: 17-Okt-2017]
- [91] M. Fragiaco, C. Amadio, and L. Macorini, "Short- and long-term performance of the 'Tecnaria' stud connector for timber-concrete composite beams," *Mater. Struct.*, vol. 40, pp. 1013–1026, 2007.
- [92] J. L. Fernandez-Cabo, F. Arriaga, A. Majano-Majano, and G. Iñiguez-González, "Short-term performance of the HSB® shear plate-type connector for timber-concrete composite beams," *Constr. Build. Mater.*, vol. 30, pp. 455–462, 2012.

- [93] R. Crocetti, T. Sartori, and M. Flansbjerg, "Timber-Concrete Composite Structures With Prefabricated FRC Slab," World Conference on Timber Engineering (WTCE), Riva del Garda, 2010.
- [94] D. Y. E. Chuan, "Timber-Concrete Composite Floor System," Dissertation, Department of Civil and Natural Resources Engineering, University of Canterbury, 2010.
- [95] L. a. Bathon and O. Bletz, "Holz-Beton-Verbundsystem mit eingeklebten HBV-Schubverbindern," Bautechnik 82, Heft 5, pp. 322–327, 2005.
- [96] N. Khorsandnia, H. Valipour, J. Schänzlin, and K. Crews, "Experimental Investigations Of Deconstructable Timber–Concrete Composite Beams," J. Struct. Eng., vol. 142, no. 12, p. 4016130, 2016.
- [97] S. Lehmann, M. Grosse, and K. Rautenstrauch, "Neuartige Schubverbindung für Brettstapel-Beton-Verbunddeckenplatten," Bautechnik 80, Heft 6, 2003.
- [98] J. Daňková, P. Mec, and T. Majstříková, "Stiffness analysis of glued connection of the timber-concrete structure," Open Engineering, 6:241-249, 2016.
- [99] S. C. Auclair, L. Sorelli, and A. Salenikovich, "A new composite connector for timber-concrete composite structures," Constr. Build. Mater., vol. 112, pp. 84–92, 2016.
- [100] R. Selle, "Entwurf eines HBV-Deckensystems für Anwendungen im Neubau," Dissertation, Wirtschaftliche Fakultät der Universität Leipzig, 2016.
- [101] J. Schnell, C. Kohlmeyer, and F. Mikdad, "Untersuchung von Schubnocken aus hochfestem Beton zur Schubverbindung in Holzverbundträgern," Abschlussbericht, Technische Universität Kaiserslautern, Fraunhofer IRB Verlag, 2015.
- [102] L. Boccadoro and A. Frangi, "Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken aus Buche," Bautechnik 92, Heft 11, pp. 783–789, 2015.
- [103] R. Gutkowski, K. Brown, A. Shigidi, and J. Natterer, "Laboratory tests of composite wood-concrete beams," Constr. Build. Mater., vol. 22, no. 6, pp. 1059–1066, 2008.
- [104] B. C. Michelfelder, "Trag-und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken," Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2006.
- [105] C. Bedon and M. Fragiaco, "FE Modelling Of Notched Connections For Timber-Concrete Composite Structures," World Conference on Timber Engineering, Wien, 2016.
- [106] K. Kudla, S. Mönch, U. Kuhlmann, D. Volk, and T. Götz, "Investigations On The Slip Modulus Of A Notched Connection In Timber-Concrete Composite Floors," World Conference on Timber Engineering, Wien, 2016.
- [107] S. Lehmann, "Untersuchungen zur Bewertung von Verbundbauteilen aus Brettstapелеlementen im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten," Dissertation, Fakultät Bauingenieurwesen, Bauhaus-Universität Weimar, 2004.
- [108] M. Schäfers, "Entwicklung von hybriden Bauteilen aus Holz und hochfesten bzw. ultrahochfesten Betonen: Experimentelle und theoretische Untersuchungen," Dissertation, Schriftenreihe Bauwerkserhaltung und Holzbau, Fachbereich Bauingenieurwesen, Universität Kassel, 2010.
- [109] G. Youssef et al., "Analysis of the behaviour of a bonded joint between laminated wood and ultra high performance fibre reinforced concrete using push-out test," Constr. Build. Mater., vol. 53, pp. 381–391, 2014.
- [110] W. Seim and M. Schäfers, "Geklebte Verbundbauteile aus Holz und hoch- bzw. ultrahochfesten Betonen," Bautechnik 88, Heft 3, pp. 165–176, 2011.
- [111] V. Schmid, D. Zauft, and M. A. Polak, "Bonded Timber-Concrete Composite Floors With Lightweight Concrete," World Conference on Timber Engineering, Wien, 2016.

- [112] M. Brunner, M. Romer, and M. Schnüriger, "Timber-concrete-composite with an adhesive connector (wet on wet process)," *Mater. Struct.*, vol. 40, no. 1, pp. 119–126, 2007.
- [113] J. Kanócz and V. Bajzecerová, "CLT-Lightweight Concrete Composite Beam With Adhesive Connection," *World Conference on Timber Engineering*, Wien, 2016.
- [114] R. Shrestha, J. Mak, and K. Crews, "Experimental Investigation On Epoxy Bonded Shear Connection For Timber-Concrete Composites," *World Conference on Timber Engineering*, Auckland, 2012.
- [115] G. Jeitler and M. Augustin, "Brettsperrholz-Beton-Verbund Ermittlung der mechanischen Eigenschaften," *23. Internationales Holzbau-Forum IHF*, Garmisch-Partenkirchen, 2017.
- [116] R. Bahmer, "Geklebte Stahl/Holz/Verbindungen – starre Verbindung mit geringer Querschnittsschwächung," *1. Internationale Holzbrückentage*, Bad Wörishofen, 2010.
- [117] A. Thiel and G. Schickhofer, "Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz – Allgemeines zur Bauweise und Nachweise auf Basis des europäischen Normenkonzepts," *16. Internationales Holzbau-Forum*, Garmisch-Partenkirchen, 2010.
- [118] M. Wallner-Novak, J. Koppelhuber, and K. Pock, "Brettsperrholz Bemessung – Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode," *pro:Holz Austria*, ISBN 978-3-902320-96-4, 2013.
- [119] S. Winter, H. Kreuzinger, P. Mestek, "Teilprojekt 15: Flächen aus Brettstapeln, Brettsperrholz und Verbundkonstruktionen," *Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion*, Technische Universität München.
- [120] K. Bratulic and M. Augustin, "Formschlüssiger BSP-Beton-Verbund Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens mittels Schub- und Biegeprüfungen," *Prüfbericht*, Technische Universität Graz, 2017.
- [121] W. Potucek, G. Kidèry, and R. Fritze, "Sahlbetonbau - Teil 1: Grundlagen und Beispiele," 13th ed. Wien: Manz Verlag, 2012.
- [122] R. Fritze, G. F. Kidnèry, and W. Potucek, "Stahlbetonbau - Teil 2: Bemessungstabellen," 7th ed. Wien: Manz Verlag, 2016.
- [123] WoodBeton Gruppo Nulli, "Wood Beton: Componenti per l'edilizia." [Online]. Available: <http://www.woodbeton.it>.
- [124] SWA-Systembauteile GmbH, "Lignoton Deckensysteme - Die attraktiven Holz & Beton Hybriddecken." [Online]. Available: <http://swa-systembauteile.at/produkte/lignoton-deckensysteme/>. [Accessed: 15-Sep-2017].

Normen, Regelwerke und Zulassungen

- [125] ÖNORM EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2013-03-15.
- [126] ÖNORM B 1991-1-1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2017-02-01.
- [127] ÖNORM EN 1991-1-1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2011-09-01.
- [128] ÖNORM EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2015-02-15.

- [129] ÖNORM B 1995-1-1: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2015-06-15.
- [130] ÖNORM EN 1995-1-1: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2015-06-15.
- [131] ÖNORM B 1995-1-2: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Bemessung für den Brandfall – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1995-1-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2011-09-01.
- [132] ÖNORM EN 1995-1-2: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2011-09-01.
- [133] ÖNORM EN 26891: Holzbauwerke – Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln – Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO 6891:1983), Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 1991-08-01.
- [134] OIB Richtlinie 2: Brandschutz, 2015-03.
- [135] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: EW-Holz-Beton-Verbundelemente, Zulassung Nr. Z-9.1-331, Berlin, 1998.
- [136] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Star-Drive und RAPID Schrauben als Verbindungsmittel für das Schmid Schrauben Holz-Beton-Verbundsystem, Zulassung Nr. Z-9.1-845, Berlin, 2014.
- [137] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Würth ASSYplus VG Schrauben als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Zulassung Nr. Z-9.1-648, Berlin, 2012.
- [138] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: TCC Schrauben als Verbindungsmittel für das TCC Holz-Beton-Verbundsystem, Zulassung Nr. Z-9.1-603, Berlin, 2015.
- [139] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: SFS-Verbundschrauben VB-48-7,5 als Verbindungsmittel für das SFS Holz-Beton-Verbundsystem, Zulassung Nr. Z-9.1-342, Berlin, 2015.
- [140] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Timco II und III Schrauben als Verbindungsmittel für das Timco Holz-Beton-Verbundsystem, Zulassung Nr. Z-9.1-445, Berlin, 2017.
- [141] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: SWG Timtec VG Plus – Vollgewindeschrauben als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Zulassung Nr. Z-9.1-803, Berlin, 2010.
- [142] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Brettstapel-Beton- Verbunddecken mit Flachstahlschlössern, Zulassung Nr. Z-9.1-473, Berlin, 2010

- [143] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Holz-Beton-Verbundsystem mit eingeklebten HBV-Schubverbindern, Zulassung Nr. Z-9.1-557, Berlin, 2015.
- [144] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Dennert Holz-Beton Verbundelemente, Zulassung Nr. Z-9.1-474, Berlin, 2016.
- [145] Europäische Organisation für Technische Zulassungen: Europäische Technische Zulassung: Würth ASSY plus VG-Schrauben, Zulassung Nr. ETA 13/0029, Charlottenlund, 2013.
- [146] Europäische Organisation für Technische Zulassungen: Europäische Technische Zulassung für SFS VB Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton Verbundkonstruktionen, Zulassung Nr. ETA 13/0699, Berlin, 2013.

Quelle Titelbild

- [147] BUILD UP: The European Portal For Energy Efficiency In Buildings, “Life Cycle One Tower,” [Online]. Available: <http://www.buildup.eu/en/practices/cases/lifecycle-tower-one-building> [Accessed: 24-Jän.-2018].

ANHANG B BERECHNUNG DES WIRKUNGSGRADS UND DER VERBINDUNGSMITTELANZAHL

ANHANG B1) Berechnung des Wirkungsgrads und der Verbindungsmittelanzahl von Holzbalken-Beton-Verbunddecke (Länge = 8 m; Gamma-SLS = 0,61; Gamma-Zugkriterium = 0,44)

q_{char}	0,04 kN/cm	l	800,00 cm	h_1	12,00 cm	h_2	26,00 cm	$\sigma_{t,mean}$	85,00 kN/cm ²
$W_{dyn,ref}/300$	2,67 cm	E_1	3.500,00 kN/cm ²	b_1	60,00 cm	b_2	20,00 cm	k_{90}	1,12
$I_{eff,gef}$	179.639,43 cm ⁴	E_2	1.370,00 kN/cm ²	A_2	720,00 cm ²	A_3	520,00 cm ²	Breite Decke	6,00 m
$EI_{eff,gef}$	246.106.024,77 kNcm ²	n	2,55	I_1	8.640,00 cm ⁴	I_2	29.293,33 cm ⁴		

Berechnung des geforderten $I_{eff,gef}$ aus den Bedingungen für die Erfüllung des SLS Nachweises										
$I_{eff,SLS}$	$I_{eff,gef, aus Durchbiegung, W}$	63.831,05 cm ⁴	-	Schwingungsnachweis	m	285,92 kg/m ²	l	8,00 m	F	1.000,00 N
	$I_{eff,gef, aus Schwingung, f}$	70.156,71 cm ⁴	-		$EI_{eff,bar}$	24.610.602,48 Nm ² /m	E_k	5.040.000,00 Nm ² /m	$b_{p,gerichtet}$	4,89 m
	$I_{eff,gef, kombinierte Durchbiegung, Mix}$	74.864,73 cm ⁴	-		F_D	700,00 N	M^*	5.595,37 kg	ζ	0,03
	$I_{eff,gef, aus Schwingung, vertax}$	63.656,65 cm ⁴	-		a	0,06				
	$I_{eff,gef, aus gew. Gamma Faktor}$	179.639,43 cm ⁴	gew. Gamma Faktor maßg.		Eigenfrequenz $f_{1,gef}$	4,50 Hz	\leq	$f_{1,gerichtet}$	7,20 Hz	
	$I_{eff,gef, aus Zugkriterium}$	165.655,77 cm ⁴	-		Steffigkeitskr $W_{stat,gef}$	0,00025 m	\leq	$W_{stat,berchnet}$	0,00009 m	
				Schwingbes α	0,05000 m/s ²	\leq	$\alpha_{berchnet}$	0,0468 m/s ²	OK	

Berechnung χ_{ref}	χ_1	0,61000	
	$I_{eff,bar} - I_{eff,gef}$	0,00000	$I_{eff,bar}$ = 179.639,43 cm ⁴
	k	0,64	
	W_{dyn}	1,07	$W_{dyn,ref}/300$ = 2,67

Effektive Breite	b_w	20,00 cm	l_b	800,00 cm	$0,2 l_b$	160,00 cm
	$b_{1,2}$	20,00 cm	$b_{eff,1,2}$	20,00 cm	$0,2 b_{1,2}$	84,00 cm
	b_{eff}	60,00 cm			b_s	20,00 cm

$e_{ref} = e_{min} + e_{max} / l * (e_{max} - e_{min})$	Gewichtetes Mittel nach Kenel	e_{max} = 24,00 cm
		Nach Rautenstrauch max. Abstand VM
$e_{ref} = 1,14 e_{min} + 3,14 e_{max} / l * (e_{max} - e_{min})$	Verschlierter Verbindungsmitelabstand nach Michelfelder	

Nachweise	χ_1	Druck Beton	Zug Beton	Biegezug Holz	Schub Holz	Wirkungsgrad
	1,00	0,24	0,49	0,46	0,31	100,00 Starrer Verbund
	0,44000	0,26	0,89	0,48	0,29	78,09 Zugkriterium
	0,61000	0,25	0,70	0,47	0,30	87,65 gew. Gamma Faktor
	0,61	0,25	0,70	0,47	0,30	87,65 Geforderter Verbund
	0,00	0,55	6,31	0,75	0,26	0,00 Kein Verbund

Materialkennwerte									
Beton					Holz				
f_{ck}	f_{tk}	α_{cc}	Betongüte	40/50	Holzgüte	k_{mod}	γ	Lasteileitungsfaktor k_1	
40,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	1,00			GI32h	0,80	1,30	1,00	
f_{td}	f_{ctd}	χ_{rel}			$f_{m,k}$	Red. Randspannungen	$f_{t,0,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{v,k}$
26,67 N/mm ²	2,33 N/mm ²	1,50			32,00 N/mm ²	0,85	22,50 N/mm ²	29,00 N/mm ²	2,50 N/mm ²
					$f_{m,d=0}$	$f_{m,d=0,7 \leq t \leq 1000}$	$f_{t,0,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{v,d}$
					19,69 N/mm ²	16,74 N/mm ²	13,85 N/mm ²	17,85 N/mm ²	1,54 N/mm ²

Lastannahmen		
Eigengewicht	Nutzlasten	Charakteristische Lastfallkombination

Einflussbreite Decke $e = 0,60$ m				
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	$s_{max,ref}$ [kN/m ²]	Last [kN/m ²]
Zementestrich	0,06	0,60	22,00	0,79
Trittschalldämmung	0,03	0,60	0,40	0,01
Beton	0,12	0,60	25,00	1,80
Holz	0,26	0,20	5,00	0,26
				0,00
				0,00
SUMME $g_{k,k}$ =			2,86 kN/m ²	
Aufbau	Last [kN/m ²]			
Wohnräume A1	2,00 $q_{k,k}$			1,20
Trennwände	0,80 $q_{k,k}$			0,48
	$q_{k,k}$			0,00
	$q_{k,k}$			0,00
	$q_{k,k}$			0,00
SUMME $q_{k,k}$ =			1,68 kN/m ²	

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30
Trennwände	0,70	0,50	0,30
0,00			
0,00			

GZT	Teilsicherheitsbeiwerte		γ
	Eigengewicht		1,35
	Nutzlast		1,50
GZG	Eigengewicht		1,00
	Nutzlast		1,00

$P_{GZG,d,z} = \sum_{j=1}^n \gamma_G \cdot g_{k,j} + \gamma_G \cdot q_{k,1} + \sum_{i=1}^n \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot q_{k,i} + P_{side}$	GZT	GZG	
	Charakteristische LFK	6,16	4,40 kN/m
	V_k [kN]	24,66	12,33 kN
	M_k [kNm]		4,931,14 kNm
	pro l/4 =	200,00 cm Deckenstreifen	

ANHANG B2) Berechnung des Wirkungsgrads und der Verbindungsmittelanzahl von Holzbalken-Beton-Verbunddecke (Länge = 8 m; Gamma-SLS = 0,26; Gamma-Zugkriterium = 0,26)

$q_{char} =$	0,04 kN/cm	$l =$	800,00 cm	$h_1 =$	12,00 cm	$h_2 =$	30,00 cm	$G_{D,mean} =$	85,00 kN/cm ²
$W_{gruend}/300 =$	2,67 cm	$E_1 =$	3.500,00 kN/cm ²	$b_1 =$	60,00 cm	$b_2 =$	20,00 cm	$k_{el} =$	1,12
$I_{eff,gef} =$	184.434,16 cm ⁴	$E_2 =$	1.370,00 kN/cm ²	$A_1 =$	720,00 cm ²	$A_2 =$	600,00 cm ²	Breite Decke	6,00 m
$EI_{eff,gef} =$	252.674.802,60 kNcm ²	$n =$	2,55	$I_1 =$	8.640,00 cm ⁴	$I_2 =$	45.000,00 cm ⁴		

Berechnung des geforderten $I_{eff,gef}$ aus den Bedingungen für die Erfüllung des SLS Nachweises										
I _{eff,gef,SLS}	$I_{eff,gef,aus\ Durchbiegung, M} =$	64.411,97 cm ⁴	-	Schwingungsnachweis	$m =$	289,92 kg/m ²	$l =$	8,00 m	$F =$	1.000,00 N
	$I_{eff,gef,aus\ Schwingung, f} =$	71.138,19 cm ⁴	-		$E_{eff,ber} =$	25.267.480,26 Nm ² /m	$E_{eff} =$	5.040.000,00 Nm ² /m	$b_{gr,ber} =$	4,86 m
	$I_{eff,gef, kombinierte\ Durchbiegung, Mix} =$	75.152,29 cm ⁴	-		$F_{gr} =$	700,00 N	$M^* =$	5.636,41 kg	$\xi =$	0,03
	$I_{eff,gef,aus\ Schwingung, wstat} =$	64.077,23 cm ⁴	-		$\beta =$	0,06				
	$I_{eff,gef,aus\ gew.\ Gamma\ Faktor} =$	181.878,78 cm ⁴	-		Eigenfrequenz $f_{1,gef} =$	4,50 Hz	\leq	$f_{1,ber} =$	7,25 Hz	
	$I_{eff,gef,aus\ Zugkriterium} =$	184.434,16 cm ⁴	Zugkriterium maßgebend		Steifigkeitskr $W_{stat,gef} =$	0,00025 m	\leq	$W_{stat,ber} =$	0,00009 m	
				Schwingbescl $\alpha =$	0,05000 m/s ²	\leq	$\alpha_{ber} =$	0,0456 m/s ²	OK	

Berechnung χ_{rel}	$y_1 =$	0,26000		
	$I_{eff,ber} =$	184.434,16 cm ⁴		
	$I_{eff,ber} - I_{eff,gef} =$	0,00000		
	$k =$	2,85		
$W_{vorh} =$	1,05	\leq	$W_{gruend}/300 =$	2,67

Effektive Breite	$b_{e1} =$	20,00 cm	$l_1 =$	800,00 cm	$0,2 l_1 =$	160,00 cm
	$b_{e2} =$	20,00 cm	$b_{eff,1,2} =$	20,00 cm	$0,2 b + 0,1 l_1 =$	84,00 cm
	b eff =	60,00 cm			$b_1 =$	20,00 cm

$e_{eff} = e_{min} + e_{max} / n * (e_{max} - e_{min})$	Gewichtetes Mittel nach Kenel	$e_{max} =$	24,00 cm
		Nach Rautenstrauch max. Abstand VM	
$e_{eff} = 1,14 e_{min} + 3,14 e_{max} / n * (e_{max} - e_{min})$	Verschlirmer Verbindungsmitelabstand nach Michelfelder		

Nachweise	χ_k	Druck Beton	Zug Beton	Biegezug Holz	Schub Holz	Wirkungsgrad	
	1,00	0,20	0,17	0,38	0,29	100,00	Starrer Verbund
	0,26000	0,23	0,87	0,42	0,26	58,82	Zugkriterium
	0,25000	0,24	0,91	0,43	0,26	57,54	gew. Gamma Faktor
	0,26	0,23	0,87	0,42	0,26	58,82	Geforderter Verbund
	0,00	0,43	4,87	0,66	0,27	0,00	Kein Verbund

Materialkennwerte							
Beton				Holz			
f_{td}	f_{ctd}	α_{cc}	Betongüte	Holzgüte	k_{mod}	γ	Lastenteilungsfaktor k_k
40,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	1,00	C 40/50	GI32h	0,80	1,30	1,00
f_{td}	f_{ctd}	γ_{M5}		$f_{p,k}$	Red. Randspannungen	$f_{p,d}$	f_{k}
26,67 N/mm ²	2,33 N/mm ²	1,50		32,00 N/mm ²	0,85	22,50 N/mm ²	29,00 N/mm ²
				$f_{m,d,1-9}$	$f_{m,d,9-7,2,8,1,000}$	$f_{d,0,8}$	$f_{d,0,6}$
				19,69 N/mm ²	16,74 N/mm ²	13,85 N/mm ²	17,85 N/mm ²
						$f_{d,0,8}$	$f_{d,0,6}$
						13,85 N/mm ²	17,85 N/mm ²
							1,54 N/mm ²

Lastannahmen		
Eigengewicht	Nutzlasten	Charakteristische Lastfallkombination

Einfussbreite Decke e = 0,60 m				
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	$\gamma_{M,verm}$ [kN/m ²]	Last [kN/m ²]
Zementestrich	0,06	0,60	22,00	0,79
Trittschalldämmung	0,03	0,60	0,40	0,01
Beton	0,12	0,60	25,00	1,80
Holz	0,30	0,20	5,00	0,30
				0,00
				0,00
SUMME $g_{1,k} =$			2,90 kN/m ²	
Aufbau	Last [kN/m ²]	$q_{1,k}$	$q_{2,k}$	
Wohnräume A1	2,00	$q_{1,k}$	1,20	
Trennwände	0,80	$q_{2,k}$	0,48	
		$q_{3,k}$	0,00	
		$q_{4,k}$	0,00	
		$q_{5,k}$	0,00	
		$q_{6,k}$	0,00	
SUMME $q_{ek,k} =$		1,68 kN/m ²		

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30
Trennwände	0,70	0,50	0,30
0,00			
0,00			

GZT	Teilsicherheitsbeiwerte		γ
	Eigengewicht	Nutzlast	1,35
GZG	Eigengewicht	Nutzlast	1,50
	Eigengewicht	Nutzlast	1,00

$P_{ZG,d,1} = \sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} * g_{k,j} + \gamma_G * q_{k,1} + \sum_{j=1}^n \gamma_{Q,j} * \psi_{0,j} * q_{k,j} + P_{SID,1}$	
	Charakteristische LFK
	GZT 6,22
	GZG 4,44 kN/m
	V_1 [kN]
	24,87
	V_2 [kN]
	12,44 kN
	M_0 [kNm]
	4,974,34 kNm
	pro l/4 = 200,00 cm Deckenstreifen

ANHANG B3) Berechnung des Wirkungsgrads und der Verbindungsmittelanzahl von Brettstapel-Beton-Verbunddecke (Länge = 8 m; Gamma-SLS = 0,61; Gamma-Zugkriterium = 0,44)

$q_{char} =$	0,08 kN/cm	$l =$	800,00 cm	$h_1 =$	12,00 cm	$h_2 =$	18,00 cm	$G_{0,mean} =$	69,00 kN/cm ²
$W_{gr,ref} = l/300 =$	2,67 cm	$E_1 =$	3.500,00 kN/cm ²	$b_1 =$	100,00 cm	$b_2 =$	100,00 cm	$k_{90} =$	1,12
$I_{eff,gef} =$	310.339,52 cm ⁴	$E_2 =$	1.200,00 kN/cm ²	$A_3 =$	1.200,00 cm ²	$A_5 =$	1.800,00 cm ²	Breite Decke	6,00 m
$EI_{eff,gef} =$	372.407.420,58 kNm ²	$n =$	2,92	$I_1 =$	14.400,00 cm ⁴	$I_2 =$	48.600,00 cm ⁴	$e_{eff,korche} =$	160,00 cm

Berechnung des geforderten $I_{eff,gef}$ aus den Bedingungen für die Erfüllung des SLS Nachweises										
Längsachse	$I_{eff,gef}$ aus Durchbiegung, $M =$	129.193,78 cm ⁴	-	Schwingungsnachweis	$m =$	523,20 kg/m ²	$l =$	8,00 m	$F =$	1.000,00 N
	$I_{eff,gef}$ aus Schwingung, $I =$	146.565,49 cm ⁴	-		$EL_{eff,bar} =$	37.240.742,06 Nm ² /m	$EL_0 =$	5.040.000,00 Nm ² /m	$b_{y,gerichtet} =$	4,41 m
	$I_{eff,gef}$ kombinierte Durchbiegung, $M_{kr} =$	149.225,44 cm ⁴	-		$F_{0,2} =$	700,00 N	$M^* =$	9.231,62 kg	$\zeta =$	0,03
	$I_{eff,gef}$ aus Schwingung, $w_{stat} =$	80.604,10 cm ⁴	-		$\alpha =$	0,07				
	$I_{eff,gef}$ aus gew. Gamma Faktor	310.339,52 cm ⁴	gew. Gamma Faktor ma8g.		Eigenfrequenz $f_{1,gef} =$	4,50 Hz	\leq	$f_{1,berechnet} =$	6,55 Hz	
	$I_{eff,gef}$ aus Zugkriterium	277.336,53 cm ⁴	-		Steffrigkeitskr $W_{stat,gef} =$	0,00025 m	\leq	$W_{stat,berechnet} =$	0,00006 m	
				Schwingbeschr $\alpha =$	0,05000 m/s ²	\leq	$\alpha_{berechnet} =$	0,0368 m/s ²		

Berechnung χ_{eff}	
$y_1 =$	0,61000
$I_{eff,bar} - I_{eff,gef} =$	310.339,52 cm ⁴
$k =$	0,64
$W_{gr,ref} =$	2,67

Effektive Breite					
$b_w =$	100,00 cm	$l_0 =$	800,00 cm	$0,2 l_0 =$	160,00 cm
$b_{1,2} =$	0,00 cm	$b_{eff,1,2} =$	0,00 cm	$0,2 b + 0,1 l_0 =$	80,00 cm
$b_{eff} =$	100,00 cm			$b_e =$	0,00 cm

$e_{eff} = e_{min} + e_{max} / I^*(e_{max} - e_{min})$	Gewichtetes Mittel nach Kenel	$e_{max} =$	24,00 cm
		Nach Rautenstrauch max. Abstand VM	
$e_{eff} = 1,14 e_{min} + 3,14 e_{max} / I^*(e_{max} - e_{min})$	Verschmierter Verbindungsmittelabstand nach Michelfelder		

Nachweise	y_1	Druck Beton	Zug Beton	Biegezug Holz	Schub Holz	Wirkungsgrad	
		1,00	0,30	0,28	0,41	0,14	100,00
	0,44000	0,33	0,96	0,43	0,13	69,82	Zugkriterium
	0,61000	0,31	0,64	0,42	0,13	82,16	gew. Gamma Faktor
	0,61	0,31	0,64	0,42	0,13	82,16	Geforderter Verbund
	0,00	0,63	7,22	0,63	0,13	0,00	Kein Verbund

Materialkennwerte									
Beton					Holz				
f_{ck}	f_{tk}	α_c	Betongüte		Holzgüte	k_{mod}	γ	Lastenteilungsfaktor k_i	
40,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	1,00	C 40/50		C24	0,80	1,30	1,10	
f_{td}	f_{ctd}	γ_{rel}			$f_{m,k}$	Red. Randspannungen	$f_{c,0,k}$	$f_{c,0,k}$	
26,67 N/mm ²	2,33 N/mm ²	1,50			24,00 N/mm ²	0,85	14,00 N/mm ²	21,00 N/mm ²	
					$f_{m,d=0}$		$f_{c,0,d}$	$f_{c,0,d}$	
					16,25 N/mm ²	13,81 N/mm ²	9,48 N/mm ²	14,22 N/mm ²	
								1,56 N/mm ²	

Lastannahmen		
Eigengewicht	Nutzlasten	Charakteristische Lastfallkombination

Einflussbreite Decke $e =$ 1,00 m					
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	$\gamma_{material}$ [kN/m ³]	Last [kN/m ²]	
Zementestrich	0,06	1,00	22,00	1,32	
Trittschalldämmung	0,03	1,00	0,40	0,01	
Beton	0,12	1,00	25,00	3,00	
Holz	0,18	1,00	5,00	0,90	
				0,00	
				0,00	
SUMME $g_{k,k} =$			5,23 kN/m ²	SUMME $q_{k,k} =$	2,80 kN/m ²

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30
Trennwände	0,70	0,50	0,30
0,00			
0,00			

GZT	Teilsicherheitsbeiwerte		γ
		Eigengewicht	1,35
	Nutzlast	1,50	
GZG	Eigengewicht	1,00	
	Nutzlast	1,00	

$P_{ZG,d,t} = \sum_{j=1}^n \gamma_g \cdot g_{k,j} + \gamma_g \cdot g_{k,1} + \sum_{i=1}^n \gamma_q \cdot \psi_{0,i} \cdot q_{k,i} + P_{d,i,t}$	GZT	GZG	
	Charakteristische LFK	10,90	7,79 kN/m
V_i [kN]	V_i [kN]	M_0 [kNm]	
43,61	21,81 kN	8,722,56 kNm	
pro l/4 =	200,00 cm Deckenstreifen		

ANHANG B4) Berechnung des Wirkungsgrads und der Verbindungsmittelanzahl von Brettstapel-Beton-Verbunddecke (Länge = 8 m; Gamma-SLS = 0,26; Gamma-Zugkriterium = 0,26)

q_{char}	=	0,08 kN/cm	l	=	800,00 cm	h_1	=	12,00 cm	h_2	=	22,00 cm	$G_{0,mean}$	=	69,00 kN/cm ²
$w_{grenz}/l/300$	=	2,67 cm	E_1	=	3.500,00 kN/cm ²	b_1	=	100,00 cm	b_2	=	100,00 cm	k_{rel}	=	1,12
$I_{eff,gef}$	=	318.786,85 cm ⁴	E_2	=	1.200,00 kN/cm ²	A_3	=	1.200,00 cm ²	A_3	=	2.200,00 cm ²	Breite Decke	=	6,00 m
$EI_{eff,ber}$	=	382.544.225,35 kNcm ²	n	=	2,92	I_1	=	14.400,00 cm ⁴	I_2	=	88.733,33 cm ⁴	$e_{eff,Kerbel}$	=	160,00 cm

Berechnung des geforderten $I_{eff,gef}$ aus den Bedingungen für die Erfüllung des SLS Nachweises													
$I_{eff,SLS}$	$I_{eff,gef}$ aus Durchbiegung, M	=	132.509,84 cm ⁴	-	m	=	543,20 kg/m ³	l	=	8,00 m	F	=	1.000,00 N
	$I_{eff,gef}$ aus Schwingung, f	=	152.168,14 cm ⁴	-	$EI_{eff,ber}$	=	38.254.422,54 Nm ² /m	EI_b	=	5.040.000,00 Nm ² /m	b_f gerechnet	=	4,38 m
	$I_{eff,gef}$ kombinierte Durchbiegung, M und f	=	152.419,53 cm ⁴	-	$F_{0,2}$	=	700,00 N	M^*	=	9.520,38 kg	ζ	=	0,03
	$I_{eff,gef}$ aus Schwingung, w_{stat}	=	81.147,09 cm ⁴	-	a	=	0,07						
	$I_{eff,gef}$ aus gew. Gamma-Faktor	=	295.570,37 cm ⁴	-	Eigenfrequenz $f_{1,gef}$	=	4,50 Hz	$f_{1,ber}$	=	6,51 Hz			
	$I_{eff,gef}$ aus Zugkriterium	=	318.786,85 cm ⁴	Zugkriterium maßgebend	Stiffigkeitskr $w_{stat,gr}$	=	0,00025 m	$w_{stat,ber}$	=	0,00006 m			
							Schwingbes α	=	0,05000 m/s ²	α_{ber}	=	0,0362 m/s ²	

Berechnung χ_{rel}			
y_1	=	0,26400	
$I_{eff,ber} - I_{eff,gef}$	=	318.786,85 cm ⁴	
$I_{eff,ber} - I_{eff,gef}$	=	0,00000	
k	=	2,79	
w_{grenz}	=	1,25	$w_{grenz}/l/300$ = 2,67

Effektive Breite								
$b_{1,1}$	=	100,00 cm	b_1	=	800,00 cm	$0,2 b_1$	=	160,00 cm
$b_{1,2}$	=	0,00 cm	$b_{eff,1,2}$	=	0,00 cm	$0,2 b_2 + 0,1 b_1$	=	80,00 cm
b eff	=	100,00 cm				b_2	=	0,00 cm

$e_{eff} = e_{min} + e_{max} / \gamma$ (e _{max} - e _{min})	Gewichtetes Mittel nach Kenel	e_{max}	=	24,00 cm
		Nach Rautenstrauch max. Abstand VM		
$e_{eff} = 1,14 e_{max} + 3,14 e_{min} / \gamma$ (e _{max} - e _{min})	Verschlirter Verbindungsmittelabstand nach Michelfelder			

Nachweise	γ_1	Druck Beton	Zug Beton	Biegezug Holz	Schub Holz	Wirkungsgrad	
	1,00	0,24	-0,12	0,33	0,13	100,00	Starrer Verbund
	0,26400	0,28	1,00	0,37	0,12	48,17	Zugkriterium
	0,22000	0,29	1,22	0,38	0,12	42,22	gew. Gamma Faktor
	0,26	0,28	1,00	0,37	0,12	48,17	Geforderter Verbund
	0,00	0,45	5,13	0,54	0,13	0,00	Kein Verbund

Materialkennwerte									
Beton					Holz				
f_{tk}	f_{ctm}	α_{ct}	Betongüte		Holzgüte	k_{mod}	γ	Lastenteilungsfaktor k_l	
40,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	1,00	C40/50		C24	0,80	1,30	1,10	
f_{td}	f_{td}	γ_{red}			$f_{m,k}$	Red. Randspannungen	$f_{D,k}$	$f_{D,k}$	$f_{D,k}$
26,67 N/mm ²	2,33 N/mm ²	1,50			24,00 N/mm ²	0,85	14,00 N/mm ²	21,00 N/mm ²	2,30 N/mm ²
					$f_{m,D+10}$	$f_{m,D+3-7p,8+10}$	$f_{D,D}$	$f_{D,D}$	$f_{D,D}$
					16,25 N/mm ²	13,81 N/mm ²	9,48 N/mm ²	14,22 N/mm ²	1,56 N/mm ²

Lastannahmen									
Eigengewicht					Nutzlasten			Charakteristische Lastfallkombination	
Einflussbreite Decke e = 1,00 m									
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	$\gamma_{Material}$ [kN/m ³]	Last [kN/m ²]	Aufbau	Last [kN/m ²]	$q_{1,k}$	$q_{2,k}$	$q_{3,k}$
Zementestrich	0,06	1,00	22,00	1,32	Wohnräume A1	2,00	2,00		
Trittschalldämmung	0,03	1,00	0,40	0,01	Trennwände	0,80	0,80		
Beton	0,12	1,00	25,00	3,00			0,00		
Holz	0,22	1,00	5,00	1,10			0,00		
				0,00			0,00		
				0,00			0,00		
SUMME $q_{G,k}$ =				5,43 kN/m ²	SUMME $q_{Q,k}$ =		2,80 kN/m ²		
		Teilsicherheitsbeiwerte		γ					
GZT	Eigengewicht		1,35						
GZG	Nutzlast		1,50						
	Eigengewicht		1,00						
	Nutzlast		1,00						

$P_{GZG,DLT} = \sum_{j=1}^n \gamma_g \cdot g_{k,j} + \gamma_g \cdot q_{k,1} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot \psi_{0,i} \cdot q_{k,i} + P_{sid,L}$	GZT	GZG	
	Charakteristische LFK	11,17	7,99 kN/m
V_1 [kN]	V_2 [kN]	M_0 [kNm]	
44,69	22,35 kN	8.938,56 kNm	
pro l/4 = 200,00 cm Deckenstreifen			

ANHANG B5) Berechnung des Wirkungsgrads und der Verbindungsmittelanzahl von Brettstapel-Beton-Verbunddecke (Länge = 6 m; Gamma-SLS = 0,6; Gamma-Zugkriterium = 0,43)

$E_{\text{Beton}} =$	0,07 kN/cm	$l =$	600,00 cm	$h_1 =$	8,00 cm	$h_2 =$	14,00 cm	$G_{\text{Beton}} =$	69,00 kN/cm ²
$W_{\text{ges}}/300 =$	2,00 cm	$E_1 =$	3.500,00 kN/cm ²	$b_1 =$	100,00 cm	$b_2 =$	100,00 cm	$R_{\text{Beton}} =$	1,12
$I_{\text{eff,gef}} =$	120.011,11 cm ⁴	$E_2 =$	1.200,00 kN/cm ²	$A_1 =$	800,00 cm ²	$A_2 =$	1.400,00 cm ²	Breite Decke = 6,00 m	
$E_{\text{eff,Beton}} =$	144.013.333,33 kNcm ²	$n =$	2,92	$I_1 =$	4.266,67 cm ⁴	$I_2 =$	22.866,67 cm ⁴	$E_{\text{eff,Kerke}} =$ 160,00 cm	

Berechnung des geforderten $I_{\text{eff,gef}}$ aus den Bedingungen für die Erfüllung des SLS Nachweises									
Mittelwert	$I_{\text{eff,gef, aus Durchbiegung, M}} =$	46.109,84 cm ⁴	-	$m =$	403,20 kg/m ²	$l =$	6,00 m	$F =$	1.000,00 N
	$I_{\text{eff,gef, aus Schwingung, } \tau} =$	35.737,94 cm ⁴	-	$E_{\text{eff,Beton}} =$	14.401.333,33 Nm ² /m	$E_{\text{eff}} =$	1.493.333,33 Nm ² /m	$b_{\text{gerechnet}} =$	3,10 m
	$I_{\text{eff,gef, kombinierte Durchbiegung/M}} =$	53.005,82 cm ⁴	-	$F_0 =$	700,00 N	$M^* =$	3.744,03 kg	$\xi =$	0,03
	$I_{\text{eff,gef, aus Schwingung, stat}} =$	48.461,20 cm ⁴	-	$a =$	0,04				
	$I_{\text{eff,gef, aus gew. Gamma-Faktor}} =$	120.011,11 cm ⁴	gew. Gamma Faktor maßg.						
$I_{\text{eff,gef, aus Zugkriterium}} =$		106.031,50 cm ⁴	-						
Schwingungsnachweis	$f_0 =$	4,50 Hz	\leq	$f_1 \text{ berechnet} =$	8,25 Hz				
	$f_1 \text{ berechnet} =$	0,00025 m	\leq	$W_{\text{stat, berechnet}} =$	0,00010 m				
	$W_{\text{stat, gef}} =$	0,05000 m/s ²	\leq	$R_{\text{berechnet}} =$	0,0460 m/s ²				
	$\alpha =$	0,04							

Berechnung χ_{eff}	$y_1 =$	0,60000	$I_{\text{eff,Beton}} =$	120.011,11 cm ⁴
	$I_{\text{eff,Beton}} - I_{\text{eff,gef}}$	0,00000		
	$k =$	0,67		
	W_{stat}	0,67	\leq	$W_{\text{ges}}/300 =$ 2,00

Effektive Breite	$b_{\text{eff}} =$	100,00 cm	$l_0 =$	600,00 cm	$0,2 l_0 =$	120,00 cm
	$b_{1,2} =$	0,00 cm	$b_{\text{eff},1,2} =$	0,00 cm	$0,2 b + 0,1 l_0 =$	60,00 cm
	$b \text{ eff} =$	100,00 cm				

$e_{\text{eff}} = E_{\text{Beton}} + E_{\text{Holz}} / (I^2 (E_{\text{Beton}} - E_{\text{Holz}}))$	Gewichtetes Mittel nach Kenel	$e_{\text{eff}} =$	18,00 cm
		Nach Rautenstrich max. Abstand VM	
$e_{\text{eff}} = 1,14 E_{\text{Beton}} + 3,14 E_{\text{Holz}} / (I^2 (E_{\text{Beton}} - E_{\text{Holz}}))$	Versmierter Verbindungsmittelabstand nach Michelfelder		

Nachweise	y_1	Druck Beton		Zug Beton		Biegezug Holz		Schub Holz		Wirkungsgrad	
		1,00	0,26	-0,05	0,36	0,12	100,00	Starrer Verbund			
0,43000	0,29	0,61	0,39	0,11	66,80	Zugkriterium					
0,60000	0,28	0,30	0,38	0,12	80,00	gew. Gamma Faktor					
0,60	0,28	0,30	0,38	0,12	80,00	Geforderter Verbund					
0,00	0,52	5,92	0,60	0,12	0,00	Kein Verbund					

Materialkennwerte										
Beton					Holz					
f_{td}	f_{tk}	α_{ct}	Betongüte		Holzgüte		k_{mod}	γ	Lasteilungsfaktor k_1	
40,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	1,00	C 40/50		C24		0,80	1,30	1,10	
f_{td}	f_{td}	γ_{M}			$f_{\text{m,k}}$	Red. Randspannungen		$f_{\text{d,k}}$	$f_{\text{d,k}}$	$f_{\text{d,k}}$
26,67 N/mm ²	2,33 N/mm ²	1,50			24,00 N/mm ²	0,85		14,00 N/mm ²	21,00 N/mm ²	2,30 N/mm ²
					$f_{\text{m,d}}$	$f_{\text{m,d}} = 0,7 \cdot f_{\text{m,k}}$	$f_{\text{d,d}}$	$f_{\text{d,d}}$	$f_{\text{d,d}}$	$f_{\text{d,d}}$
					16,25 N/mm ²	13,81 N/mm ²	9,48 N/mm ²	14,22 N/mm ²	14,22 N/mm ²	1,56 N/mm ²

Eigengewicht			Nutzlasten			Charakteristische Lastfallkombination		
--------------	--	--	------------	--	--	---------------------------------------	--	--

Einflussbreite Decke $e =$ 1,00 m					
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	$q_{\text{stat,ref}}$ [kN/m ²]	Last [kN/m ²]	
Zementestrich	0,06	1,00	22,00	2,00	2,00
Trittschalldämmung	0,03	1,00	0,40	0,01	0,01
Beton	0,08	1,00	25,00	2,00	0,00
Holz	0,14	1,00	5,00	0,70	0,00
				0,00	0,00
				0,00	0,00
SUMME q_{stat}			4,03 kN/m ²	SUMME $q_{\text{stat,k}}$ = 2,80 kN/m ²	

Einwirkung	ψ_2	ψ_1	ψ_0
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30
Trennwände	0,70	0,50	0,30
0,00			
0,00			

GZT	Teilsicherheitsbeiwerte		γ
	Eigengewicht	1,35	
GZG	Eigengewicht	1,50	
	Nutzlast	1,00	

$P_{\text{GZG,d}} = \sum_{j=1}^n \psi_0 \cdot G_{k,j} + \psi_0 \cdot G_{k,1} + \sum_{j=2}^n \psi_1 \cdot \psi_{0,j} \cdot G_{k,j} + P_{\text{D0,d}}$	GZT	GZG
Charakteristische LFK	9,28	6,59 kN/m
V_1 [kN]	V_2 [kN]	M_0 [kNm]
27,85	13,92 kN	4,177,44 kNm
pro l/6 = 150,00 cm Deckenstreifen		

ANHANG B6) Berechnung des Wirkungsgrads und der Verbindungsmittelanzahl von Brettstapel-Beton-Verbunddecke (Länge = 8 m; Gamma-SLS = 0,6; Gamma-Zugkriterium = 0,43)

q_{sur}	0,08	kN/cm	l_{eff}	800,00	cm	h_1	12,00	cm	h_2	18,00	cm	G_{beton}	69,00	kN/cm ²
$W_{beton}/300$	2,67	cm	E_1	3.500,00	kN/cm ²	b_1	100,00	cm	b_2	100,00	cm	k_{eff}	1,12	
$I_{eff,gef}$	308.676,92	cm ⁴	E_2	1.200,00	kN/cm ²	A_0	1.200,00	cm ²	A_0	1.800,00	cm ²	Breite Decke	6,00	m
$EI_{eff,gef}$	370.412.307,69	kNcm ²	n	2,92	-	I_1	14.400,00	cm ⁴	I_2	48.600,00	cm ⁴	$E_{eff,korrek}$	160,00	cm

Berechnung des geforderten $I_{eff,gef}$ aus den Bedingungen für die Erfüllung des SLS Nachweises													
Mittelwert	$I_{eff,gef, aus Durchbiegung, M}$	129.193,78	cm ⁴	-	s	523,20	kg/m ²	l_n	8,00	m	F	1.000,00	N
	$I_{eff,gef, aus Schwingung, t}$	146.565,49	cm ⁴	-	$E_{eff,gef}$	37.041.230,77	Nm ² /m	E_{eff}	5.040.000,00	Nm ² /m	$b_{Z,gerichtet}$	4,42	cm
	$I_{eff,gef, kombinierte Durchbiegung, M+K}$	149.225,44	cm ⁴	-	F_{sp}	700,00	N	M^*	9.244,03	kg	ζ	0,03	
	$I_{eff,gef, aus Schwingung, wstat}$	80.495,92	cm ⁴	-	a	0,07		Eigenfrequenz $f_{1,gef}$	4,50	Hz	$f_{1,berechnet}$	6,53	Hz
	$I_{eff,gef, aus gew. Gamma-Faktor}$	308.676,92	cm ⁴	gew. Gamma Faktor maßg.	Steifigkeitskr.	$W_{stat,gef}$	0,00025	m	\leq	$W_{stat,berechnet}$	0,00007	m	
$I_{eff,gef, aus Zugkriterium}$	275.025,11	cm ⁴	-	Schwingbesch.k	α	0,05000	m/s ²	\leq	Oberwert	0,0370	m/s ²		

Berechnung $x_{p,ef}$	y_1	0,60000	$I_{eff,gef}$	308.676,92	cm ⁴
	$I_{eff,bet}$	0,00000			
	k_{eff}	0,67			
	W_{stat}	1,26	\leq	$W_{beton}/300$	2,67

Effektive Breite	b_{eff}	100,00	cm	l_b	800,00	cm	$0,2 l_b$	160,00	cm
	$b_{1,2}$	0,00	cm	$b_{eff,1,2}$	0,00	cm	$0,2 b + 0,1 l_b$	80,00	cm
	b eff	100,00	cm	b_1	0,00	cm			

$E_{eff} = E_{beton} + E_{Holz} / (E_{beton} - E_{Holz})$	Gewichtetes Mittel nach Kessel	E_{beton}	24,00	cm
			Nach Rautenstrich max. Abstand VM	
$e_{eff} = 1,14 E_{beton} + 3,14 E_{Holz} / (E_{beton} + E_{Holz})$	Verschiebter Verbindungsmittelabstand nach Michelfelder			

Nachweise	γ_1	Druck Beton	Zug Beton	Biegezug Holz	Schub Holz	Wirkungsgrad	
	1,00	0,30	0,28	0,41	0,14	100,00	Starrer Verbund
	0,43000	0,33	0,99	0,44	0,13	68,96	Zugkriterium
	0,60000	0,31	0,65	0,43	0,13	81,54	gew. Gamma Faktor
	0,60	0,31	0,65	0,43	0,13	81,54	Geforderter Verbund
	0,00	0,63	7,22	0,63	0,13	0,00	Kein Verbund

Materialkennwerte									
Beton					Holz				
f_{tk}	f_{ctk}	α_{ct}	Betongüte	C 40/50	k_{mod}	γ	Lasteilungsfaktor k_1		
40,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	1,00			0,80	1,30	1,10		
f_{td}	f_{ctd}	γ_{M1}			Red. Randspannungen	$f_{t,0,1}$	$f_{t,0,2}$	$f_{t,k}$	
26,67 N/mm ²	2,33 N/mm ²	1,50			24,00 N/mm ²	0,85	14,00 N/mm ²	21,00 N/mm ²	2,30 N/mm ²
					$f_{t,d,1}$	$f_{t,d,2}$	$f_{t,d}$	$f_{t,d}$	$f_{t,d}$
					16,25 N/mm ²	13,81 N/mm ²	9,48 N/mm ²	14,22 N/mm ²	1,56 N/mm ²

Lastannahmen		
Eigengewicht	Nutzlasten	Charakteristische Lastfallkombination

Einflussbreite Decke $e = 1,00$ m				
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	s_{beton} [kN/m ²]	Last [kN/m ²]
Zementstrich	0,06	1,00	22,00	1,32
Trittschalldämmung	0,03	1,00	0,40	0,01
Beton	0,12	1,00	25,00	3,00
Holz	0,18	1,00	5,00	0,90
			0,00	0,00
			0,00	0,00
SUMME $g_{k,1}$			5,23	kN/m ²
Aufbau	Last [kN/m ²]	$q_{k,1}$	$q_{k,2}$	
Wohnräume A1	2,00	2,00	0,80	
Trennwände	0,80	0,80	0,00	
		0,00	0,00	
		0,00	0,00	
		0,00	0,00	
SUMME $q_{k,1}$			2,80	kN/m ²

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30
Trennwände	0,70	0,50	0,30
0,00			
0,00			

GZT	Teilsicherheitsbeiwerte		γ
	Eigengewicht		1,35
GZG	Eigengewicht		1,50
	Nutzlast		1,00

$P_{ZUG,1,1} = \sum_{j=1}^n \gamma_j \cdot g_{k,j} + \gamma_p \cdot q_{k,1} + \sum_{j=1}^n \gamma_j \cdot \psi_{0,j} \cdot q_{k,j} + P_{ZUG,1,2}$			
Charakteristische LFK		GZT	GZG
		10,90	7,79
		kN/m	
V_1 [kN]	V_2 [kN]	M_0 [kNm]	
43,61	21,81	8.722,56	kNm
pro l/6 = 200,00 cm Deckenstreifen			

ANHANG B7) Berechnung des Wirkungsgrads und der Verbindungsmittelanzahl von Brettstapel-Beton-Verbunddecke (Länge = 10 m; Gamma-SLS = 0,6; Gamma-Zugkriterium = 0,43)

$e_{\text{Bau}} =$	0,08	kN/cm	$l =$	1.000,00	cm	$h_1 =$	12,00	cm	$h_2 =$	22,00	cm	$G_{\text{Bauwerk}} =$	69,00	kN/cm ²
$W_{\text{ges}}/300 =$	3,33	cm	$E_1 =$	3.500,00	kN/cm ²	$b_1 =$	100,00	cm	$b_2 =$	100,00	cm	$k_{\text{Bau}} =$	1,12	
$I_{\text{eff,gef}} =$	441.240,31	cm ⁴	$E_2 =$	1.200,00	kN/cm ²	$A_0 =$	1.200,00	cm ²	$A_2 =$	2.200,00	cm ²	Breite Decke =	6,00	m
$EI_{\text{eff,gef}} =$	529.488.372,09	kNcm ²	$n =$	2,92		$I_1 =$	14.400,00	cm ⁴	$I_2 =$	88.733,33	cm ⁴	$R_{\text{eff,Verba}} =$	160,00	cm

Berechnung des geforderten $I_{\text{eff,gef}}$ aus den Bedingungen für die Erfüllung des SLS Nachweises													
I _{eff,SLS}	$I_{\text{eff,gef, aus Durchbiegung, M}} =$	258.808,29	cm ⁴	-	$m =$	543,20	kg/m ²	$l =$	10,00	m	$F =$	1.000,00	N
	$I_{\text{eff,gef, aus Schwingung, r}} =$	371.504,25	cm ⁴	-	$EI_{\text{eff,gef}} =$	52.948.837,21	Nm ² /m	$EI_0 =$	5.040.000,00	Nm ² /m	$b_{\text{Zugnachweis}} =$	5,05	m
	$I_{\text{eff,gef, kombinierte Durchbiegung, Mix}} =$	299.317,30	cm ⁴	-	$F_{\text{D}} =$	700,00	N	$M^* =$	13.714,52	kg	$\zeta =$	0,03	
	$I_{\text{eff,gef, aus Schwingung, wstat}} =$	137.526,59	cm ⁴	-	$a =$	0,14							
	$I_{\text{eff,gef, aus gew. Gamma-Faktor}} =$	441.240,31	cm ⁴	gew. Gamma Faktor maßg.	Eigenfrequenz $f_{1,gef} =$	4,50	Hz	\leq	$f_{1,berechnet} =$	4,90	Hz		
	$I_{\text{eff,gef, aus Zugkriterium}} =$	390.421,48	cm ⁴	-	Steifigkeitskr. $W_{\text{stat,gef}} =$	0,00025	m	\leq	$W_{\text{stat,berechnet}} =$	0,00008	m		
					Schwingbesch.k $\alpha =$	0,05000	m/s ²	\leq	$\alpha_{\text{berechnet}} =$	0,0478	m/s ²		

Berechnung χ_{eff}	$y_1 =$	0,60000		
	$I_{\text{eff,gef}} =$	441.240,31	cm ⁴	
	$I_{\text{eff,Bau}} - I_{\text{eff,gef}} =$	0,00000		
	$\chi_{\text{eff}} =$	0,67		
$W_{\text{stat}} =$	2,20	\leq	$W_{\text{stat,gef}}/300 =$	3,33

Effektive Breite	$b_{\text{eff}} =$	100,00	cm	$l_0 =$	1.000,00	cm	$0,2 l_0 =$	200,00	cm
	$b_{1,2} =$	0,00	cm	$b_{\text{eff},1,2} =$	0,00	cm	$0,2 b + 0,1 l_0 =$	100,00	cm
	b eff =	100,00	cm	$b_0 =$	0,00	cm			

$e_{\text{eff}} = E_{\text{Bau}} + e_{\text{Bau}} / I^* (e_{\text{max}} - e_{\text{min}})$	Gewichtetes Mittel nach Kessel	$e_{\text{max}} =$	30,00	cm
		Nach Rautenstrauch max. Abstand VM		
$e_{\text{eff}} = 1,14 e_{\text{Bau}} + 3,14 e_{\text{max}} / I^* (e_{\text{max}} - e_{\text{min}})$	Verschmierter Verbindungsmittelabstand nach Michelfelder			

Nachweise	γ_1	Druck Beton	Zug Beton	Biegezug Holz	Schub Holz	Wirkungsgrad	
		1,00	0,37	-0,19	0,51	0,16	100,00
	0,43400	0,41	0,73	0,55	0,15	66,52	Zugkriterium
	0,60000	0,39	0,31	0,53	0,15	79,53	gew. Gamma Faktor
	0,60	0,39	0,31	0,53	0,15	79,53	Geforderter Verbund
	0,00	0,70	8,01	0,85	0,17	0,00	Kein Verbund

Materialkennwerte									
Beton					Holz				
f_{tk}	f_{ctk}	α_{ctk}		Betongüte	Holzgüte	k_{mod}	γ	Lastenteilungsfaktor k_1	
40,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	1,00	-	C 40/50	C24	0,80	1,30	1,10	
f_{td}	f_{ctd}	γ_{ctd}			Red. Randspannungen	$f_{\text{d,k}}$	$f_{\text{d,k}}$	$f_{\text{d,k}}$	$f_{\text{d,k}}$
26,67 N/mm ²	2,33 N/mm ²	1,50	-		24,00 N/mm ²	0,85	14,00 N/mm ²	21,00 N/mm ²	2,30 N/mm ²
					$f_{\text{m,d,t=0}}$	$f_{\text{m,d,t=7,8,15=}}$	$f_{\text{d,t}}$	$f_{\text{d,t}}$	$f_{\text{d,t}}$
					16,25 N/mm ²	13,81 N/mm ²	9,48 N/mm ²	14,22 N/mm ²	1,56 N/mm ²

Lastannahmen		
Eigengewicht	Nutzlasten	Charakteristische Lastfallkombination

Einflussbreite Decke $e =$ 1,00 m				
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	k_{struktur} [kN/m ²]	Last [kN/m ²]
Zementestrich	0,06	1,00	22,00	1,32
Trittschalldämmung	0,03	1,00	0,40	0,01
Beton	0,12	1,00	25,00	3,00
Holz	0,22	1,00	5,00	1,10
				0,00
				0,00
SUMME $q_{k,0} =$			5,43	kN/m ²
SUMME $q_{k,1,2} =$			2,80	kN/m ²

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30
Trennwände	0,70	0,50	0,30
0,00			
0,00			

GZT	Teilsicherheitsbeiwerte		γ
	Eigengewicht		1,35
GZG	Nutzlast		1,50
	Eigengewicht		1,00
	Nutzlast		1,00

$P_{\text{ZUG,SLS}} = \sum_{j=1}^n \gamma_{0j} \cdot q_{k,j} + \gamma_{0j} \cdot q_{k,1} + \sum_{i=1}^m \gamma_{0i} \cdot \psi_{0i} \cdot q_{k,i} + P_{\text{stat}}$			
Charakteristische LFK		GZT	GZG
		11,17	7,99 kN/m
V_1 [kN]	V_2 [kN]	M_0 [kNm]	
55,87	27,93 kN	13,966,50 kNm	
pro 1/6 = 250,00 cm Deckenstreifen			

ANHANG B8) Berechnung des Wirkungsgrads und der Verbindungsmittelanzahl von Brettstapel-Beton-Verbunddecke (Länge = 12 m; Gamma-SLS = 0,6; Gamma-Zugkriterium = 0,43)

e_{bet}	0,09	kN/cm	l_0	1.200,00	cm	b_1	16,00	cm	h_1	28,00	cm	G_{beton}	69,00	kN/cm ²
$W_{\text{beton}}/300$	4,00	cm	E_1	3.500,00	kN/cm ²	b_2	100,00	cm	b_3	100,00	cm	k_{eff}	1,12	
$I_{\text{eff,gef}}$	960.088,89	cm ⁴	E_2	1.200,00	kN/cm ²	A_0	1.600,00	cm ²	A_0	2.800,00	cm ²	Breite Decke	6,00	m
$EI_{\text{eff,gef}}$	1.152.106.666,67	kNcm ²	n	2,92		I_1	34.133,33	cm ⁴	I_2	182.933,33	cm ⁴	$EI_{\text{eff,StB}}$	160,00	cm

Berechnung des geforderten $I_{\text{eff,gef}}$ aus den Bedingungen für die Erfüllung des SLS Nachweises													
$I_{\text{eff,gef,SLS}}$	$I_{\text{eff,gef}} \text{ aus Durchbiegung } l_0$	519.966,84	cm ⁴	-	$s =$	673,20	kg/m ³	$l_0 =$	12,00	m	$F =$	1.000,00	N
	$I_{\text{eff,gef}} \text{ aus Schwingung } t$	954.713,62	cm ⁴	-	$EI_{\text{eff,gef}}$	115.210.666,67	Nm ² /m	EI_0	11.946.666,67	Nm ² /m	$b_{\text{abgrchver}}$	6,00	m
	$I_{\text{eff,gef}} \text{ kombinierte Durchbiegung/Mey}$	602.934,15	cm ⁴	-	F_0	700,00	N	M^*	24.235,20	kg	$\zeta =$	0,03	
	$I_{\text{eff,gef}} \text{ aus Schwingung, statisch}$	200.000,00	cm ⁴	-	$a =$	0,16		f_1	4,50	Hz	$f_1 \text{ berechnung}$	4,51	Hz
	$I_{\text{eff,gef}} \text{ aus gew. Gamma-Faktor}$	960.088,89	cm ⁴	gew. Gamma Faktor maßg.	f_1	4,50	Hz	$W_{\text{stat,gef}}$	0,00025	m	$W_{\text{stat,berechnung}}$	0,00005	m
	$I_{\text{eff,gef}} \text{ aus Zugkriterium}$	848.252,00	cm ⁴	-	$\alpha =$	0,05000	m/s ²	$\alpha_{\text{berechnung}}$	0,0317	m/s ²			

Berechnung χ_{bet}	$y_1 =$	0,60000		
	$I_{\text{eff,bet}}$	960.088,89	cm ⁴	
	$I_{\text{eff,bet}} - I_{\text{eff,gef}}$	0,00000		
	$k =$	0,67		
W_{bet}	2,44	≤	$W_{\text{beton}}/300$	4,00

Effektive Breite	$b_w =$	100,00	cm	$l_0 =$	1.200,00	cm	$0,2 \cdot l_0 =$	240,00	cm
	$b_{1,2} =$	0,00	cm	$b_{\text{eff},1,2} =$	0,00	cm	$0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 =$	120,00	cm
	b eff =	100,00	cm	$b_2 =$			$b_3 =$	0,00	cm

$e_{\text{bet}} = e_{\text{min}} + e_{\text{max}} / (e_{\text{max}} - e_{\text{min}})$	Gewichtetes Mittel nach Kerner	e_{max}	36,00	cm
Nach Rautenstrauch max. Abstand VM				
$e_{\text{bet}} = 1,14 e_{\text{min}} + 3,14 e_{\text{max}} / (e_{\text{max}} - e_{\text{min}})$	Verschmierter Verbindungsmittelabstand nach Michelfelder			

Nachweise	y_1	1,00	Druck Beton	Zug Beton	Biegezug Holz	Schub Holz	Wirkungsgrad	
	y_2	0,37	-0,06	0,51	0,17	100,00	Starrer Verbund	
	y_3	0,43000	0,41	0,85	0,54	0,16	66,80	Zugkriterium
	y_4	0,60000	0,39	0,42	0,53	0,16	80,00	gew. Gamma Faktor
	y_5	0,60	0,39	0,42	0,53	0,16	80,00	Geforderter Verbund
	y_6	0,00	0,72	8,24	0,84	0,17	0,00	Kein Verbund

Materialkennwerte									
Beton					Holz				
f_{ck}	f_{ctk}	α_{ct}	Betongüte	Holzgüte	k_{mod}	γ	Lastleitungsfaktor k_l		
40,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	1,00	C 40/50	C24	0,80	1,30	1,10		
f_{td}	f_{ctd}	γ_{bet}		f_{ck}	Red. Randspannungen	$f_{\text{ck,k}}$	$f_{\text{ck,0,k}}$	$f_{\text{ck,0,k}}$	f_{ck}
26,67 N/mm ²	2,33 N/mm ²	1,50		24,00 N/mm ²	0,85	14,00 N/mm ²	21,00 N/mm ²	21,00 N/mm ²	2,30 N/mm ²
				$f_{\text{m,d} > 0}$	$f_{\text{m,d} > 3-7 \& 1-2}$	$f_{\text{m,d}}$	$f_{\text{m,d}}$	$f_{\text{m,d}}$	$f_{\text{m,d}}$
				16,25 N/mm ²	13,81 N/mm ²	9,48 N/mm ²	14,22 N/mm ²	14,22 N/mm ²	1,56 N/mm ²

Lastannahmen														
Eigengewicht					Nutzlasten					Charakteristische Lastfallkombination				
Einflussbreite Decke e = 1,00 m														
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	$q_{\text{beton}} \text{ (kN/m}^2 \text{)}$	Last [kN/m ²]	Aufbau	Last [kN/m ²]	q_{A1}	$q_{\text{Trennw.}}$	q_{Holz}	Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Zementestrich	0,06	1,00	22,00	1,32	Wohnräume A1	2,00	2,00			Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30	
Trittschalldämmung	0,03	1,00	0,40	0,01	Trennwände	0,80	0,80			Trennwände	0,70	0,50	0,30	
Beton	0,16	1,00	25,00	4,00						0,00				
Holz	0,28	1,00	5,00	1,40						0,00				
				0,00										
				0,00										
SUMME q_{bet}				6,73 kN/m ²	SUMME q_{nutz}				2,80 kN/m ²	Teilsicherheitsbeiwerte				
										γ				
									Eigengewicht		1,35			
									Nutzlast		1,50			
									Eigengewicht		1,00			
									Nutzlast		1,00			

$$P_{\text{ZUG,AE}} = \sum_{j=1}^n \gamma_{0j} \cdot q_{k,j} + \gamma_{0} \cdot q_{k,1} + \sum_{j=1}^n \gamma_{0j} \cdot \psi_{0j} \cdot q_{k,j} + P_{\text{AUG,AE}}$$

Charakteristische LFK		GZT	GZG
		12,93	9,29 kN/m
V_1 [kN]	V_2 [kN]	M_1 [kNm]	
77,57	38,78 kN	23.270,76	kNm
pro I/6 = 300,00 cm Deckenstreifen			

ANHANG B9) Berechnung des Wirkungsgrads und der Verbindungsmittelanzahl von Holzbalken-Beton-Verbunddecke (Länge = 6 m; Gamma-SLS = 0,55; Gamma-Zugkriterium = 0,35)

E_{beton}	0,04	kN/cm	l_1	600,00	cm	h_1	8,00	cm	h_2	22,00	cm	G_{beton}	85,00	kN/cm ²
$W_{grund}/300$	2,00	cm	E_1	3.500,00	kN/cm ²	b_1	60,00	cm	b_2	14,00	cm	$k_{s,1}$	1,12	
$I_{eff,bet}$	66.537,18	cm ⁴	E_2	1.370,00	kN/cm ²	A_b	480,00	cm ²	A_s	308,00	cm ²	Breite Decke	6,00	m
$E_{eff,bet}$	91.155.941,21	kNcm ²	n	2,55		I_1	2.560,00	cm ⁴	I_2	12.422,67	cm ⁴			

Berechnung des geforderten $I_{eff,gef}$ aus den Bedingungen für die Erfüllung des SLS Nachweises														
$I_{eff,gef,SLS}$	$I_{eff,gef}$ aus Durchbiegung w	25.867,55	cm ⁴	-	-	l_n	268,60	kg/m ²	I_n	6,00	m	F_n	1.000,00	N
	$I_{eff,gef}$ aus Schwingung τ	20.853,34	cm ⁴	-	-	$E_{I,eff}$	9.115.594,12	Nm ² /m	$E_{I,n}$	1.493.333,33	Nm ² /m	$b_{p,gerichtet}$	3,47	m
	$I_{eff,gef}$ kombinierte Durchbiegung/Mix	30.615,60	cm ⁴	-	-	F_{p0}	700,00	N	M^*	2.796,27	kg	ζ_n	0,03	
	$I_{eff,gef}$ aus Schwingung w_{stat}	37.861,73	cm ⁴	-	-	a	0,04		Eigenfrequenz $f_{1,gef}$	4,50	Hz	$f_{1,bet}$	8,04	Hz
	$I_{eff,gef}$ aus gew. Gamma Faktor	66.537,18	cm ⁴	gew. Gamma Faktor maßg.	-	Steifigkeitskr. $w_{stat,gef}$	0,00025	m	$w_{stat,bet}$	0,00014	m			
$I_{eff,gef}$ aus Zugkriterium	59.309,36	cm ⁴	-	-	Schwingbesch. k	0,05000	m/s ²	α	0,0670	m/s ²			OK	

Berechnung χ_{eff}	y_1	0,55000		
	$I_{eff,bet}$	66.537,18	cm ⁴	
	$I_{eff,bet} - I_{eff,gef}$	0,00000		
	k_{eff}	0,82		
$w_{k,eff}$	0,88	\leq	$w_{grund}/300$	2,00

Effektive Breite	b_{eff}	14,00	cm	b	600,00	cm	$0,2 \cdot b$	120,00	cm
	$b_{1,3}$	23,00	cm	$b_{eff,1,3}$	23,00	cm	$0,2 \cdot b + 0,1 \cdot b$	64,60	cm
	b_{eff}	60,00	cm				b_{eff}	23,00	cm

$e_{eff} = e_{min} + e_{max} / (e_{max} - e_{min})$	Gewichtetes Mittel nach Kernel	e_{max}	18,00	cm
Nach Rautenstrauch max. Abstand VM				
$e_{eff} = 1,14 e_{min} + 3,14 e_{max} / (e_{max} + e_{min})$	Verschmierter Verbindungsmittele Abstand nach Michelfelder			

Nachweise	y_1	Druck Beton	Zug Beton	Biegezug Holz	Schub Holz	Wirkungsgrad	
		1,00	0,24	0,39	0,55	0,41	100,00
	0,35000	0,27	0,89	0,58	0,38	72,84	Zugkriterium
	0,55000	0,25	0,62	0,56	0,39	85,89	gew. Gamma Faktor
	0,55	0,25	0,62	0,56	0,39	85,89	Geforderter Verbund
	0,00	0,54	6,16	0,92	0,37	0,00	Kein Verbund

Materialkennwerte									
Beton					Holz				
f_{td}	f_{td}	α_{cs}	Betongüte		Holzgüte	k_{mod}	γ	Lastleitungs faktor k_s	
40,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	1,00	C 40/50		GI32h	0,80	1,30	1,00	
f_{td}	f_{td}	γ_{rel}			Red. Randspannungen	$f_{c,0,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{t,k}$	
26,67 N/mm ²	2,33 N/mm ²	1,50			32,00 N/mm ²	0,85	22,50 N/mm ²	29,00 N/mm ²	2,50 N/mm ²
					$f_{m,d,0}$	$f_{m,d,0,1-3,7,8,10}$	$f_{c,0,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{t,d}$
					19,69 N/mm ²	16,74 N/mm ²	13,85 N/mm ²	17,85 N/mm ²	1,54 N/mm ²

Eigengewicht					Nutzlasten					Charakteristische Lastfallkombination				
Einflussbreite Decke $e = 0,60$ m														
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	$\gamma_{material}$ [kN/m ³]	Last [kN/m ²]	Aufbau	Last [kN/m ²]	$q_{1,k}$	$q_{2,k}$	$q_{3,k}$	Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Zementestrich	0,06	1,00	22,00	1,32	Wohnräume A1	2,00	2,00	1,20	0,00	Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30	
Trittschalldämmung	0,03	1,00	0,40	0,01	Trennwände	0,80	0,80	0,48	0,00	Trennwände	0,70	0,50	0,30	
Beton	0,08	0,60	25,00	1,20			$q_{4,k}$	0,00	0,00					
Holz	0,22	0,14	5,00	0,15			$q_{5,k}$	0,00	0,00					
				0,00			$q_{6,k}$	0,00	0,00					
				0,00			$q_{7,k}$	0,00	0,00					
SUMME $B_{k,1}$				2,69 kN/m ²	SUMME $q_{k,1}$				1,68 kN/m ²		Teilsicherheitsbeiwerte			γ
										Eigengewicht	1,35			
										Nutzlast	1,50			
										Eigengewicht	1,00			
										Nutzlast	1,00			

$P_{ZG,A,1} = \sum_{j=1}^n \gamma_j \cdot q_{k,j} + \gamma_p \cdot q_{k,1} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot \psi_{0,i} \cdot q_{k,i} + P_{stat}$	Charakteristische LFK	GZT	5,93	GZG	4,22	kN/m
	V_1 [kN]	V_2 [kN]	8,90	M_u [kNm]	2,668,55	kNm
	pro 1/6 =		150,00 cm Deckenstreifen			

BERECHNUNG DES WIRKUNGSGRADS UND DER VERBINDUNGSMITTELANZAHL

ANHANG B10) Berechnung des Wirkungsgrads und der Verbindungsmittelanzahl von Holzbalken-Beton-Verbunddecke (Länge = 8 m; Gamma-SLS = 0,55; Gamma-Zugkriterium = 0,35)

$q_{k,sp}$	0,05	kN/cm	l	800,00	cm	h_1	12,00	cm	h_2	28,00	cm	$G_{0,max}$	85,00	kN/cm ²
$W_{pl,red}/300$	2,67	cm	E_1	3.500,00	kN/cm ²	b_1	60,00	cm	b_2	20,00	cm	k_{eff}	1,12	
$I_{eff,gef}$	202.846,92	cm ⁴	E_2	1.370,00	kN/cm ²	A_1	720,00	cm ²	A_2	560,00	cm ²	Breite Decke	6,00	m
$E_{I,eff,gef}$	277.900.274,30	kNcm ⁴	n	2,55		I_1	8.640,00	cm ⁴	I_2	36.586,67	cm ⁴			

Berechnung des geforderten $I_{eff,gef}$ aus den Bedingungen für die Erfüllung des SLS Nachweises														
$I_{eff,gef,SLS}$	$I_{eff,gef}$ aus Durchbiegung M	71.859,31	cm ⁴	-	-	m	341,20	kg/m ²	l_e	8,00	m	F	1.000,00	N
	$I_{eff,gef}$ aus Schwingung f	83.720,86	cm ⁴	-	-	$E_{I,eff,gef}$	27.790.027,43	Nm ² /m	E_{I_1}	5.040.000,00	Nm ² /m	$b_{r,gerichtet}$	4,75	m
	$I_{eff,gef}$ kombinierte Durchbiegung M	84.440,73	cm ⁴	-	-	$F_{0,1}$	700,00	N	M^*	6.477,41	kg	ζ_0	0,03	
	$I_{eff,gef}$ aus Schwingung w_{stat}	65.619,88	cm ⁴	-	-	a	0,06							
	$I_{eff,gef}$ aus gew. Gamma Faktor	202.846,92	cm ⁴	gew. Gamma Faktor maßg.	-	Eigenfrequenz $f_{1,gef}$	4,50	Hz	\leq	$f_{1,berichtet}$	7,00	Hz		
	$I_{eff,gef}$ aus Zugkriterium	178.455,92	cm ⁴	-	-	Steifigkeitskr. $W_{stat,gef}$	0,00025	m	\leq	$W_{stat,berichtet}$	0,00008	m		
					Schwingbesch. α	0,05000	m/s ²	\leq	$\alpha_{berichtet}$	0,0437	m/s ²			OK

Berechnung k_{eff}	
y_1	0,55000
$I_{eff,ber} - I_{eff,gef}$	202.846,92
k_{eff}	0,82
$W_{pl,red}$	2,67

Effektive Breite	
b_{eff}	60,00
$b_{1,2}$	20,00
b_{eff}	20,00
$b_{1,2}$	20,00
b_{eff}	20,00
$b_{1,2}$	20,00

$e_{eff} = e_{min} + e_{max} / (1 + e_{max} - e_{min})$	Gewichtetes Mittel nach Kenel	e_{max}	24,00	cm
Nach Rautenstrich max. Abstand VM				
$e_{eff} = 1,14 e_{min} + 3,14 e_{max} / (1 + e_{max} - e_{min})$	Verschmierter Verbindungsmitelabstand nach Michelfelder			

Nachweise	y_1	Druck Beton		Zug Beton		Biegezug Holz		Schub Holz		Wirkungsgrad	
		γ_c	γ_s	γ_c	γ_s	γ_c	γ_s	γ_c	γ_s		
	1,00	0,25	0,35	0,47	0,34	100,00					Starrer Verbund
	0,35000	0,27	0,93	0,50	0,31	69,76					Zugkriterium
	0,55000	0,26	0,62	0,48	0,32	83,97					gew. Gamma Faktor
	0,55	0,26	0,62	0,48	0,32	83,97					Geforderter Verbund
	0,00	0,54	6,19	0,79	0,30	0,00					Kein Verbund

Materialkennwerte											
Beton						Holz					
f_{tk}	f_{td}	α_{ct}	Betongüte	Holzgüte	k_{mod}	γ	Lasteileitungsfaktor k_e				
40,00	3,50	1,00	C 40/50	GI32h	0,80	1,30	1,00				
f_{td}	f_{td}	γ_{rel}		f_{tk}	Red. Randspannungen	$f_{0,9k}$	$f_{0,9k}$	$f_{0,9k}$	$f_{0,9k}$	$f_{0,9k}$	$f_{0,9k}$
26,67	2,33	1,50		32,00	0,85	22,50	29,00	29,00	29,00	2,50	2,50
				$f_{m,d,1-0}$	$f_{m,d,1-3-7-9 & 1-10}$	$f_{0,9k}$	$f_{0,9k}$	$f_{0,9k}$	$f_{0,9k}$	$f_{0,9k}$	$f_{0,9k}$
				19,69	16,74	13,85	17,85	17,85	17,85	1,54	1,54

Lastannahmen		
Eigengewicht	Nutzlasten	Charakteristische Lastfallkombination

Einflussbreite Decke $e = 0,60$ m				
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	$q_{k,dead}$ [kN/m ²]	Last [kN/m ²]
Zementestrich	0,06	1,00	22,00	1,32
Trittschalldämmung	0,03	1,00	0,40	0,01
Beton	0,12	0,60	25,00	1,80
Holz	0,28	0,20	5,00	0,28
				0,00
				0,00
SUMME $q_{k,d}$			3,41	kN/m ²
Aufbau			Last [kN/m ²]	
Wohnräume A1			2,00	$q_{k,k}$
Trennwände			0,80	$q_{k,k}$
				$q_{k,k}$
SUMME $q_{k,sk}$			1,68	kN/m ²

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30
Trennwände	0,70	0,50	0,30
0,00			
0,00			

Teilsicherheitsbeiwerte		γ
GZT	Eigengewicht	1,35
	Nutzlast	1,50
GZG	Eigengewicht	1,00
	Nutzlast	1,00

$P_{ZSG,sk} = \sum_{j=1}^n \gamma_{Gj} \cdot G_{k,j} + \gamma_{G,1} \cdot G_{k,1} + \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j} + P_{D,Z}$				
Charakteristische LFK		GZT	GZG	
		6,91	4,95	kN/m
V_1 [kN]	V_2 [kN]	M_u [kNm]		
27,64	13,82	5,528,16		
pro 1/6 = 200,00 cm Deckenstreifen				

ANHANG B12) Berechnung des Wirkungsgrads und der Verbindungsmittelanzahl von Holzbalken-Beton-Verbunddecke (Länge = 12 m; Gamma-SLS = 0,55; Gamma-Zugkriterium = 0,35)

q_{char}	0,06 kN/cm	l	1.200,00 cm	h_1	15,00 cm	h_2	40,00 cm	G_{beton}	85,00 kN/cm ²
$W_{dyn}/300$	4,00 cm	E_1	3.500,00 kN/cm ²	b_1	60,00 cm	b_2	24,00 cm	k_{dyn}	1,12
$I_{eff,gef}$	583.814,34 cm ⁴	E_2	1.370,00 kN/cm ²	A_1	900,00 cm ²	A_2	960,00 cm ²	Breite Decken	6,00 m
$E_{eff,bar}$	799.825.640,07 kNcm ²	n	2,55	I_1	16.875,00 cm ⁴	I_2	128.000,00 cm ⁴		

Berechnung des geforderten $I_{eff,gef}$ aus den Bedingungen für die Erfüllung des SLS Nachweises									
$I_{eff,gef,SLS}$	$I_{eff,gef,aus\ Durchbiegung\ M}$	274.384,78 cm ⁴	-	m	406,20 kg/m ²	l_n	12,00 m	F_s	1.000,00 N
	$I_{eff,gef,aus\ Schwingung\ t}$	504.579,51 cm ⁴	-	$E_{eff,bar}$	79.982.564,01 Nm ² /m	E_{dyn}	9.843.750,00 Nm ² /m	b_{dyn}	6,00 m
	$I_{eff,gef,kombinierte\ Durchbiegung\ M\ u\ t}$	322.283,41 cm ⁴	-	F_{sp}	700,00 N	M^*	14.623,20 kg	ζ_e	0,03
	$I_{eff,gef,aus\ Schwingung\ w_{stat}}$	175.182,48 cm ⁴	gew. Gamma Faktor maßg.	a	0,14				
	$I_{eff,gef,aus\ gew.\ Gamma\ Faktor}$	583.814,34 cm ⁴		Eigenfrequenz $f_{1,gef}$	4,50 Hz	$f_{1,berechnet}$	4,84 Hz		
	$I_{eff,gef,aus\ Zugkriterium}$	502.175,96 cm ⁴		Steifigkeitskr. $W_{stat,gef}$	0,00025 m	$W_{stat,berechnet}$	0,00008 m		
			Schwingbesch. K_{α}	0,05000 m/s ²	α	0,0460 m/s ²			

Berechnung x_{eff}	y_1	0,55000	$I_{eff,bar}$	583.814,34 cm ⁴
	$I_{eff,bar} - I_{eff,gef}$	0,00000		
	ke	0,82		
	W_{dyn}	2,12	$W_{dyn}/300$	4,00

Effektive Breite	b_{eff}	24,00 cm	l_n	1.200,00 cm	$0,2 l_n$	240,00 cm
	$b_{1,2}$	18,00 cm	$b_{eff,1,2}$	18,00 cm	$0,2 b + 0,1 l_n$	123,60 cm
	b eff	60,00 cm			b_2	18,00 cm

$e_{eff} = e_{min} + E_{min} / I^* (E_{max} - E_{min})$	Gewichtetes Mittel nach Kennel	e_{max}	36,00 cm
		Nach Rautenstrauch max. Abstand VM	
$e_{eff} = 1,14 e_{min} + 3,14 e_{max} / I^* (E_{max} - E_{min})$	Verschmierter Verbindungsmittelabstand nach Michelfelder		

Nachweise	y_1	Druck Beton	Zug Beton	Biegezug Holz	Schub Holz	Wirkungsgrad	
	1,00	0,31	-0,13	0,53	0,35	100,00	Starrer Verbund
	0,35000	0,34	0,69	0,59	0,32	64,64	Zugkriterium
	0,55000	0,32	0,26	0,56	0,33	80,58	gew. Gamma Faktor
	0,55	0,32	0,26	0,56	0,33	80,58	Geforderter Verbund
	0,00	0,59	6,73	0,98	0,35	0,00	Kein Verbund

Materialeigenschaften										
Beton					Holz					
f_{tk}	f_{ts}	α_{ct}	Betongüte		k_{mod}	γ	Lastleitungsfaktor k_l			
40,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	1,00	C 40/50		0,80	1,30	1,00			
					Red. Randspannungen	f_{tk}	f_{tk}	f_{td}		
						32,00 N/mm ²	0,85	22,50 N/mm ²	29,00 N/mm ²	2,50 N/mm ²
26,67 N/mm ²	2,33 N/mm ²	1,50				$f_{tk,0,90}$	$f_{tk,0,90,0,90}$	$f_{td,0,90}$	$f_{td,0,90}$	f_{td}
						19,69 N/mm ²	16,74 N/mm ²	13,85 N/mm ²	17,85 N/mm ²	1,54 N/mm ²

Lastannahmen		
Eigengewicht	Nutzlasten	Charakteristische Lastfallkombination

Einflussbreite Decke $e = 0,60$ m				
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	$\gamma_{vermehrt}$ [kN/m ²]	Last [kN/m ²]
Zementestrich	0,06	1,00	22,00	1,32
Trittschalldämmung	0,03	1,00	0,40	0,01
Beton	0,15	0,60	25,00	2,25
Holz	0,40	0,24	5,00	0,48
				0,00
				0,00
SUMME $g_{k,1}$			4,06 kN/m ²	
SUMME $q_{k,1,2}$			1,68 kN/m ²	

Einwirkung	W_0	W_1	W_2
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30
Trennwände	0,70	0,50	0,30
	0,00		
	0,00		

GZT	Teilsicherheitsbeiwerte		γ
	Eigengewicht		
GZG	Eigengewicht		1,00
	Nutzlast		1,50

$P_{GZG,AS} = \sum_{j=1}^n \gamma_g \cdot B_{k,j} + \gamma_g \cdot q_{k,1} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot \psi_{0,i} \cdot q_{k,i} + P_{std,t}$	
Charakteristische LFK	GZT: 7,79 GZG: 5,60 kN/m
V_1 [kN]	46,73
V_2 [kN]	23,36 kN
M_0 [kNm]	14,017,86 kNm
pro 1/6 =	300,00 cm Deckenstreifen

ANHANG C BERECHNUNGSMODELLE FÜR BRETTSPRRHOLZ-BETON- VERBUNDDECKE

C-1 Berechnung mittels Gamma-Verfahren nach Schänzlin

Nachweisführung für eine Brettstapel-Beton-Verbunddecke mit HBV-Schubverbinder								
Querschnittsabmessungen Decke								
DECKENART	Länge Decke	Breite Decke	Einflussbreite	Auflagerlänge	Höhe Steg	Breite Steg		
Plattendecke	5,40 m	7,00 m	80,00 cm	20,00 cm	0,00 cm	0,00 cm		
Statisches System	Spannweite	Höhe Holz	Breite Holz	Höhe Beton	Breite Beton	Höhe Schubkonsole		
Einfeldträger	540,00 cm	18,00 cm	80,00 cm	12,00 cm	80,00 cm	0,00 cm		
Anordnung der konstant Verteilten Verbindungsmittel								
emin=	15,00 cm	emax=	15,00 cm	$e_{eff} = e_{min} + e_{max} / L * (e_{max} - e_{min}) =$		15,00 cm		
Mitwirkende Breite								
b_w	b_1	$b_{eff,1}$	b_2	$b_{eff,2}$	b_0	b_{eff}		
0,00 cm	40,00	40,00	40,00	40,00	540,00 cm	80,00 cm		
Anforderungen für die Angenommene mitwirkende Breiten des Betonquerschnitts sind erfüllt								
Materialkennwerte								
Beton								
Betongüte	Schwinddehnung	Materialkriechzahl	$E_{0,mean}$	α_{cc}	γ_M			
C30/37	-53,24 *10 ⁻⁵	3,60	3300,00 kN/cm ²	1,00	1,50			
f_{ctk}	f_{ctk}	f_{ctd}	f_{ctd}					
30,00 N/mm ²	2,90 N/mm ²	20,00 N/mm ²	1,93 N/mm ²					
Holz								
Nutzungsklasse:	NK1							
Holzgüte	Ausgangsfeuchte	Materialkriechzahl	E-Modul	k_{mod}	γ	Lasteileitungsfaktor k_i		
Cl24h	9,00 %	0,80	1160,00 kN/cm ²	0,80	1,25	1,10		
$f_{m,k}$	Red. Randspannungen	$f_{t,0,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,k}$	$k_{c,90}$	$f_{c,90,k}$		
24,00 N/mm ²	1,00	16,00 N/mm ²	24,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	1,30 N/mm ²	2,50 N/mm ²		
$f_{m,d,t=0}$	$f_{m,d,t=3-7a \& t=\infty}$	$f_{t,0,d}$	$f_{t,0,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,90,d}$	$G_{r,mean}$		
16,90 N/mm ²	16,90 N/mm ²	10,24 N/mm ²	15,36 N/mm ²	2,24 N/mm ²	1,60 N/mm ²	10,00 kN/cm ²		
k_{01}	$G_{0,mean}$	$f_{t,k} W_0 / t_0 \geq 4:1$	$f_{t,d} W_0 / t_0 \geq 4:1$	$\kappa =$				
1,00	65,00 kN/cm ²	1,40 N/mm ²	0,90 N/mm ²	0,3475				
Verbindungsmittel								
2 Reihen Verbindungsmittel 25 cm								
Art des Verbinders	K_{ser}	K_u	e_{eff}	R_k	R_d	γ_M		
SFS Schrauben	45,60 kN/mm	30,40 kN/mm	15,00 cm	kN	24,24 kN	1,30		
b_{steg}	b_{con}	$t_{konsole}$	$b_{ges,konsole}$					
0,00 cm	0,00 cm	0,00 cm	0,00 cm					
Schwingungen								
Deckenklasse I bzw. II	Querverteilung der Decke JA oder NEIN	F_0	F	ζ				
I	NEIN	700,00 N	1000,00 N	0,03				
Langzeitverhalten								
	Zeit	$k_{f,red}$	$\Delta E_{t,d}$	$\psi_{H,V}$	$\psi_{B,V}$	$\phi_{H,V}$	$\phi_{B,V}$	ϕ_{VM}
GZT	t=0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	t=3-7a	0,50	26,62 *10 ⁻⁵	0,50	1,90	0,40	6,84	0,80
	t=∞	0,80	42,59 *10 ⁻⁵	1,00	2,00	0,80	7,20	0,80
GZG	t=0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	t=∞	0,80	42,59 *10 ⁻⁵	1,00	1,50	0,80	5,40	0,80
	Zeit	E_1	E_2	n_1	K_u [kN/mm]	K_{ser} [kN/mm]		
GZT	t=0	3300,00	1160,00	2,84	30,40	-		
	t=3-7a	420,92	828,57	0,51	16,89	-		
	t=∞	402,44	644,44	0,62	16,89	-		
GZG	t=0	3300,00	1160,00	2,84	-	45,60		
	t=∞	515,63	644,44	0,80	-	25,33		

Schwerpunktberechnung BSP									
Schichtbezeichnung	1	2	3	4	5	$t_b =$	36,00 mm	$b_{Decke} =$	800 mm
Schichtdicken	36,00	36,00	36,00	36,00	36,00	mm	$w_b =$	150,00	mm
E0 / E90	11.600,00	0,00	11.600,00	0,00	11.600,00	N/mm ²			
G_{mean}	650,00	0,00	650,00	0,00	650,00	N/mm ²	w_b/t_b	4,17	> 4
$G_{mean} w_b/t_b \geq 4:1$	0,00	100,00	0,00	100,00	0,00	N/mm ²		erfüllt	
Schwerpunktabstand (zs-z _i)	72,00	36,00	0,00	-36,00	-72,00	mm			

Schicht	h_i	b_{iL}	b_{iR}	n_i	A_{ni}	z_i	A_{nz_i}	I_{ni}	$A_n(z_i z_i)^2$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
1	36,00	800,00	0,00	1,00	28.800,00	18,00	518.400,0	3.110.400,0	149.299.200,0
2	36,00	800,00	0,00	0,00	0,00	54,00	0,0	0,0	0,0
3	36,00	800,00	0,00	1,00	28.800,00	90,00	2.592.000,0	3.110.400,0	0,0
4	36,00	800,00	0,00	0,00	0,00	126,00	0,0	0,0	0,0
5	36,00	800,00	0,00	1,00	28.800,00	162,00	4.665.600,0	3.110.400,0	149.299.200,0
Σ	180,00				86.400,00		7.776.000,0	9.331.200,0	298.598.400,0

$E_{v0} =$	11600,00	N/mm ²			$A =$	57.600,00	[mm ²]
$z_{s0} =$	90,00	mm			$A_0 =$	86.400,00	[mm ²]
$z_{s0} =$	90,00	mm					
$I_{eff} =$	3,08E+08	mm ⁴	30.792,96	cm ⁴			
$E_{eff} =$	3,57E+12	Nmm ²	$K_{clt} = E (\Sigma I_{i,d} + \Sigma A_i * e_i^2)$				
$S_{clt} =$	2,15E+07	N	$S_{clt} = \kappa (\Sigma A_i * G_i)$				

Lastannahmen										
Eigengewicht					Nutzlasten					
					Einflussbreite Decke e = 0,80 m					
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	$\gamma_{Material}$ [kN/m ³]	Last [kN/m ²]	Aufbau	Last [kN/m ²]				
Zementestrich	0,06	0,80	22,00	1,06	Wohnräume A1	2,00	$q_{1,k}$	1,60		
Trittschalldämmung	0,03	0,80	0,40	0,01	Trennwände	0,80	$q_{2,k}$	0,64		
Beton	0,12	0,80	25,00	2,40			$q_{3,k}$	0,00		
Holz	0,18	0,80	5,00	0,72			$q_{4,k}$	0,00		
				0,00			$q_{5,k}$	0,00		
				0,00			$q_{6,k}$	0,00		
SUMME $\bar{g}_{1,k} =$				4,19	kN/m ²	SUMME $q_{ges,k} =$				
				$\bar{g}_{1,d} =$	5,65	kN/m ²	$q_{k,d} =$			
						3,84				

Ersatzlast									
GZT					GZG				
$\gamma_{1,t=0}$	$\gamma_{1,t=3-7a}$	$\gamma_{1,t=\infty}$	$\gamma_{1,t=0}$	$\gamma_{1,t=\infty}$					
0,159	0,452	0,463	0,221	0,502					
$C_{p,sld,t=0}$	$C_{p,sld,t=0}$	$C_{p,sld,t=3-7a}$	$C_{p,sld,t=3-7a}$	$C_{p,sld,t=\infty}$	$C_{p,sld,t=\infty}$	$C_{p,sld,t=0}$	$C_{p,sld,t=0}$	$C_{p,sld,t=\infty}$	$C_{p,sld,t=\infty}$
88,27	1,000	69,20	0,962	64,07	0,942	122,65	1,000	82,27	0,926
kN/cm	-	kN/cm	-	kN/cm	-	kN/cm	-	kN/cm	-
$P_{sld,t=0}$	$P_{sld,t=3-7a}$	$P_{sld,t=\infty}$	$P_{sld,t=0}$	$P_{sld,t=\infty}$					
0,00	1,84	2,73	0,00	3,50	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m

Lastfallkombinationen									
Einwirkung				Teilsicherheitsbeiwerte			γ		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2	GZT	Eigengewicht			1,35	
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30		Nutzlast			1,50	
Trennwände	0,70	0,50	0,30	GZG	Eigengewicht			1,00	
0,00					Nutzlast			1,00	
0,00									

Charakteristische Lastfallkombination							Quasi-Ständige Lastfallkombination						
$P_{GZG,d,t} = \sum_{j=1} \gamma_g * g_{k,j} + \gamma_q * q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_q * \psi_{0,i} * q_{k,i} + P_{sld,t}$							$P_{GZG,d,t} = \sum_{j=1} \gamma_g * g_{k,j} + \sum_{i=1} \gamma_q * \psi_{2,i} * q_{k,i} + P_{sld,t}$						
		GZT					GZG						
		t=0	t=3-7a	t=∞			t=0	t=3-7a	t=∞				
Charakt. LFK		8,72	10,56	11,45	6,23		8,08	9,74		9,74	[kN/m]		
quasi-ständige LFK		6,66	8,50	9,39	4,86		6,70	8,36		8,36	[kN/m]		

Nachweise								
Nachweise der Tragfähigkeit								
Holzquerschnitt	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung		
	t=0		t=3-7a		t=∞			
Zug in Faserrichtung	JA	0,12	JA	0,16	JA	0,18		
Biegezug	JA	0,25	JA	0,44	JA	0,46		
Rollschub	JA	0,13	JA	0,21	JA	0,22		
Schubspannung einachsig	JA	0,08	JA	0,13	JA	0,14		
Auflagerpressung	JA	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00		
Beton	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung		
	t=0		t=3-7a		t=∞			
Druck	JA	0,27	JA	0,15	JA	0,18		
Zug	Beton geriss	1,61	JA	0,08	JA	0,13		
Verbindungsmitel	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung		
	t=0		t=3-7a		t=∞			
	JA	0,49	JA	0,63	JA	0,75		
Nachweise der Gebrauchstauglichkeit								
Durchbiegung								
Durchbiegung	NW erfüllt	Auslastung	Werte	Grenzwert	NW erfüllt	Auslastung	Werte	Grenzwert
	t=0				t=∞			
W _{inst}	JA	0,29	5,20	l/300	-	-	-	l/300
W _{qu-st}	-	-	-	l/250	JA	0,78	16,93	l/250
Schwingung								
Schwingung	NW erfüllt	Auslastung	Wert					
	t=0							
Frequenzkriterium	JA	0,67	12,01	Hz				
Steifigkeitskriterium	JA	0,20	0,05	mm				
Schwingbeschleunigung	JA	0,21	0,01	m/s ²				

Berechnung Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit							
Zeitpunkt t=0							
$\chi_1 = 1/(1+k) =$	0,2209		$\chi_2 =$	1,00			
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_s) =$	3,53						
$a_2 = (n_1 * \chi_1 * A_1 * (h_1 + h_2)) / (2 * (n_1 * \chi_1 * A_1 + \chi_2 * A_2)) =$	6,17		cm				
$a_1 = (h_1 + h_2)/2 - a_2 =$	8,83		cm				
$I_{eff} =$	143.492,18	cm ⁴					
$E_2 I_{eff} =$	166.450.927,08	kNcm ²					
Zeitpunkt t=∞							
$\chi_1 = 1/(1+k) =$	0,502		$\chi_2 =$	1,00			
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_s) =$	0,99						
$a_2 = (n_1 * \chi_1 * A_1 * (h_1 + h_2)) / (2 * (n_1 * \chi_1 * A_1 + \chi_2 * A_2)) =$	4,63		cm				
$a_1 = (h_1 + h_2)/2 - a_2 =$	10,37		cm				
$I_{eff} =$	92.572,60	cm ⁴					
$E_2 I_{eff} =$	59.657.896,27	kNcm ²					
Durchbiegung							
				$p_{charakt}$ [kN/m]	p_{qu-st} [kN/m]		
$w_{1,0,t=0}$	0,835	mm	t=0	6,23	4,86		
$w_{1,0,t=3-7a}$	1,994	mm	t=3-7a	8,08	6,70		
$w_{1,0,t=\infty}$	2,025	mm	t=∞	9,74	8,36		
				Grenzwert		NW erfüllt	
	w_{inst} [mm]	w_{qu-st} [mm]		w_{inst} [mm]	w_{qu-st} [mm]	w_{inst}	w_{qu-st}
t=0	5,20	4,05		18,00	18,00	JA	JA
t=3-7a	16,10	13,36		21,60	21,60	JA	JA
t=∞	19,72	16,93		21,60	21,60	JA	JA

Schwingungen						
m=	418,56	kg/m ²	F=	1.000,00	N	
L=	5,40	m	(EI) _{l,t=0}	20.806.365,89	Nm ² /m	
b=	7,00	m	(EI) _{b,t=0}	3.801.600,00	Nm ² /m	
100/b=	1,25	[cm/cm]	Reiner Betonquerschnitt ohne Holzquerschnitt			
F ₀ =	700,00	N	M* =	3.627,15	kg	
α=	0,01		ζ=	0,03	-	
Definition						
Querverteilungswirkung JA bzw. NEIN :					NEIN	
Dekenklasse I bzw. II:					I	
Mitwirkende Plattenbreite b _f =		3,21	m			
Nachweise						
			Grenzwert		NW erfüllt	Auslastung
f ₁ =	12,01	Hz	8,00	Hz	JA	0,67
w _{stat} =	0,0491	mm	0,25	mm	JA	0,20
a _{rms} =	0,0105	m/s ²	0,05	m/s ²	JA	0,21

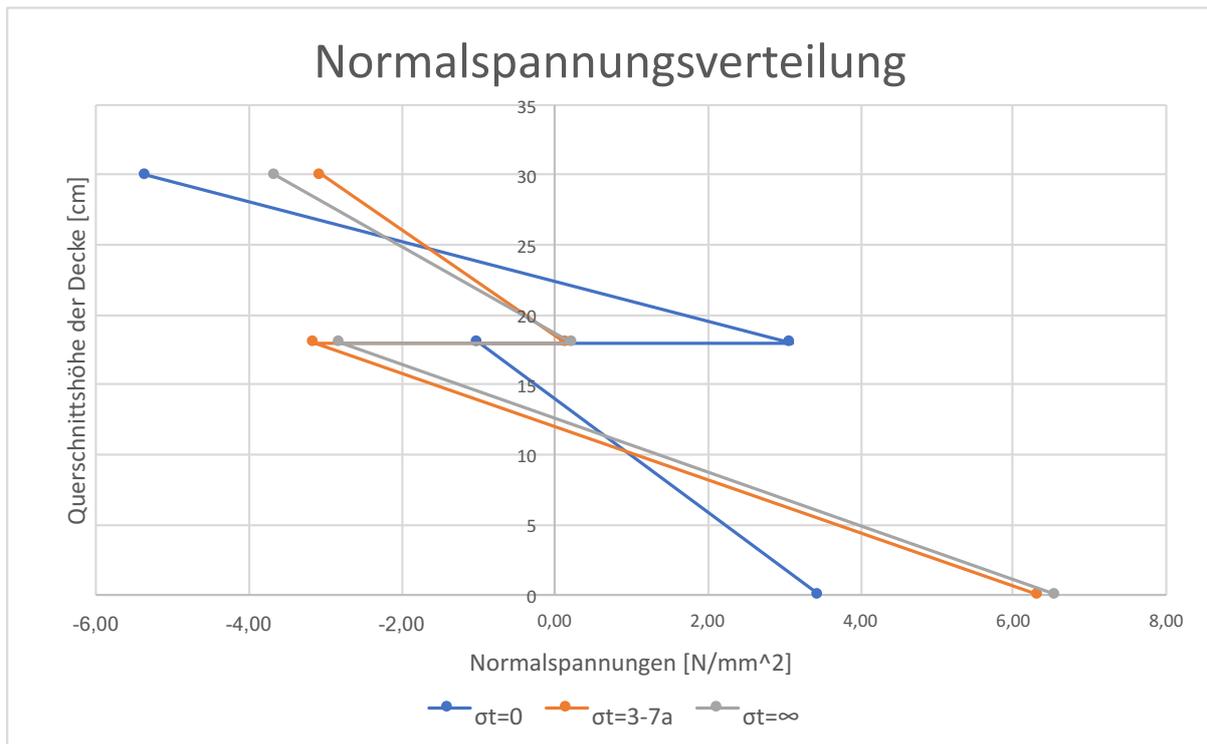
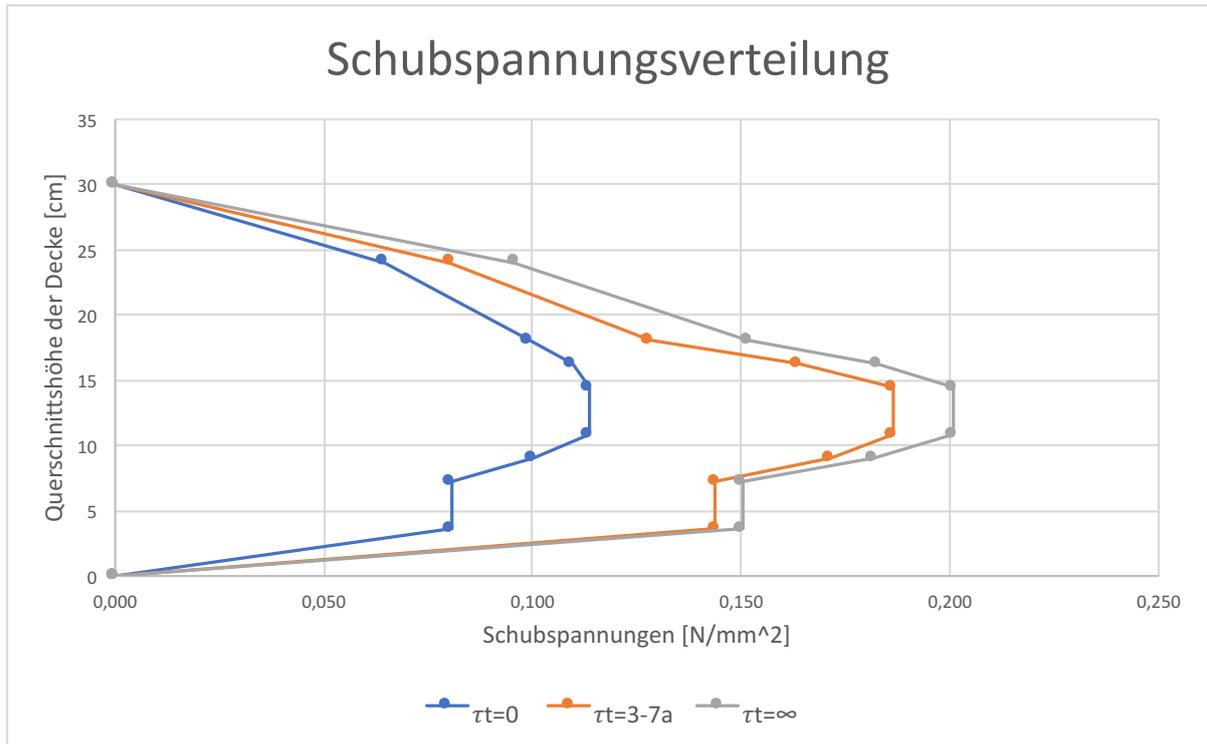
Berechnung Tragfähigkeit t=0			
$\chi_1 = 1/(1+k) =$	0,159	$\chi_2 =$	1,00
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_s) =$	5,29		
$a_2 = (n_1 * \chi_1 * A_1 * (h_1 * h_2)) / (2 * (n_1 * \chi_1 * A_1 + \chi_2 * A_2)) =$	5,02	cm	
$a_1 = (h_1 + h_2)/2 - a_2 =$	9,98	cm	
$I_{eff} =$	128.578,70	cm ⁴	
$E_2 I_{eff} =$	149.151.291,94	kNcm ²	
Berechnung Tragfähigkeit t=3-7a			
$\chi_1 = 1/(1+k) =$	0,452	$\chi_2 =$	1,00
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_s) =$	1,21		
$a_2 = (n_1 * \chi_1 * A_1 * (h_1 * h_2)) / (2 * (n_1 * \chi_1 * A_1 + \chi_2 * A_2)) =$	3,05	cm	
$a_1 = (h_1 + h_2)/2 - a_2 =$	11,95	cm	
$I_{eff} =$	73.227,57	cm ⁴	
$E_2 I_{eff} =$	60.674.271,31	kNcm ²	
Berechnung Tragfähigkeit t=∞			
$\chi_1 = 1/(1+k) =$	0,463	$\chi_2 =$	1,00
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_s) =$	1,16		
$a_2 = (n_1 * \chi_1 * A_1 * (h_1 * h_2)) / (2 * (n_1 * \chi_1 * A_1 + \chi_2 * A_2)) =$	3,65	cm	
$a_1 = (h_1 + h_2)/2 - a_2 =$	11,35	cm	
$I_{eff} =$	80.321,97	cm ⁴	
$E_2 I_{eff} =$	51.763.045,88	kNcm ²	

Nachweise				
Statisches System				
	t=0	t=3-7a	t=∞	
$q_{char} =$	8,72	10,56	11,45	kN/m
$q_{char} =$	0,09	0,11	0,11	kN/cm
L=	540,00	cm		
	t=0	t=3-7a	t=∞	
$M_d = q \cdot l^2 / 8 =$	3.179,37	3.850,78	4.174,11	kNcm
$V_d = q \cdot l / 2 =$	23,55	28,52	30,92	kN
$F_{c,90,d} =$	23.550,91			N
Statisches Moment zur Ermittlung der Schubspannungen				
	t=0	t=3-7a	t=∞	
S_{fuge}	9.584,20	11.475,34	10.900,61	cm ³
$S_{2,max}$	7.858,45	5.804,74	6.396,04	cm ³
Kontrolle Gesamtschwerpunkt im Holz:				
	OK	OK	OK	
Schnittgrößen				
	t=0	t=3-7a	t=∞	
$M_{1,d} =$	810,37	307,75	373,85	kNcm
$M_{2,d} =$	761,42	1.619,30	1.600,23	kNcm
$N_{1,d} =$	-107,17	-138,42	-163,67	kN
$N_{2,d} =$	107,17	138,42	163,67	kN

Spannungen						
Holzquerschnitt						
$\sigma_{M,o,2,d} =$	-2,23	-4,73	-4,68	N/mm^2		
$\sigma_{N,2,d} =$	1,24	1,60	1,89	N/mm^2		
$\sigma_{M,u,2,d} =$	2,23	4,73	4,68	N/mm^2		
$\tau_{max2} =$	0,180	0,283	0,308	N/mm^2		
Betonquerschnitt						
$\sigma_{o,1,d} =$	-4,22	-1,60	-1,95	N/mm^2		
$\sigma_{N,1,d} =$	-1,12	-1,44	-1,70	N/mm^2		
$\sigma_{u,1,d} =$	4,22	1,60	1,95	N/mm^2		
Verbindungsmittel						
$t =$	0,079	0,103	0,121	N/mm^2		
$F_{VM} =$	11,91	15,38	18,19	kN		
Randspannungen						
Holz	t=0	t=3-7a	t= ∞			
$\sigma_{o,2,d} =$	-0,99	-3,13	-2,78	N/mm^2		
$\sigma_{u,2,d} =$	3,47	6,33	6,57	N/mm^2		
Beton	t=0	t=3-7a	t= ∞			
$\sigma_{o,1,d} =$	-5,34	-3,04	-3,65	N/mm^2		
$\sigma_{u,1,d} =$	3,10	0,16	0,24	N/mm^2		
Nachweisföhrung						
Holzquerschnitt	NW erföllt	Auslastung	NW erföllt	Auslastung	NW erföllt	Auslastung
	t=0		t=3-7a		t= ∞	
Zug in Faserrichtung	JA	0,12	JA	0,16	JA	0,18
Rollschub	JA	0,13	JA	0,21	JA	0,22
Biegezug	JA	0,25	JA	0,44	JA	0,46
Schubspannung einseitig	JA	0,08	JA	0,13	JA	0,14
Auflagerpressung	JA	0,07				
Beton	NW erföllt	Auslastung	NW erföllt	Auslastung	NW erföllt	Auslastung
	t=0		t=3-7a		t= ∞	
Druck	JA	0,27	JA	0,15	JA	0,18
Zug	Beton gerissen	1,61	JA	0,08	JA	0,13
Verbindungsmittel	NW erföllt	Auslastung	NW erföllt	Auslastung	NW erföllt	Auslastung
	t=0		t=0		t=0	
	JA	0,49	JA	0,63	JA	0,75

Darstellung der Spannungsverteilung im QS							
Querschnittshöhe		Spannungsverteilung					
		$\sigma_{t=0}$	$\sigma_{t=3-7a}$	$\sigma_{t=\infty}$			
[cm]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			
30,00		-5,34	-3,04	-3,65			
18,00		3,10	0,16	0,24			
18,00		-0,99	-3,13	-2,78			
0,00		3,47	6,33	6,57			
b2=	80,00	[cm]	b1=	80,00	[cm]		
Schichtbezeichnung		1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	
Schichtdicken		3,60	3,60	3,60	3,60	3,60	
	h*	hges	zi	S	$\tau_{t=0}$	$t_{Fuge,t=0}$	
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[N/mm ²]	[kN/cm]	
0		1,00	0,00	0,00	0,00	0,000	
5	3,60	1,00	3,60	12,22	3.518,34	0,081	
4	3,60	0,00	7,20	8,62	3.518,34	0,081	
3b	1,80	1,00	9,00	5,92	4.370,31	0,100	
3a	1,80	1,00	10,80	4,12	4.963,08	0,114	
2	3,60	0,00	14,40	1,42	4.963,08	0,114	
1b	1,80	1,00	16,20	-1,28	4.778,25	0,109	
1a	1,80	1,00	18,00	-3,08	4.334,22	0,099	0,79
6	6,00	2,84	18,00	6,98	9.584,20	0,099	0,79
7	6,00	2,84	24,00	12,98	6.232,10	0,065	
0	-		30,00	0,00	0,00	0,000	

	h*		hges	zi	S	$\tau_{t=3-7a}$	t_{Fuge,t=0}
	[cm]		[cm]	[cm]	[cm ³]	[N/mm ²]	[kN/cm]
0		1,00	0,00	0,00	0,00	0,000	
5	3,60	1,00	3,60	10,25	2.951,00	0,144	
4	3,60	0,00	7,20	6,65	2.951,00	0,144	
3b	1,80	1,00	9,00	3,95	3.519,30	0,171	
3a	1,80	1,00	10,80	2,15	3.828,39	0,186	
2	3,60	0,00	14,40	-0,55	3.828,39	0,186	
1b	1,80	1,00	16,20	-3,25	3.359,89	0,164	
1a	1,80	1,00	18,00	-5,05	2.632,19	0,13	1,03
6	6,00	0,51	18,00	8,95	11.475,34	0,128	1,03
7	6,00	0,51	24,00	14,95	7.177,67	0,080	
0	-		30,00	0,00	0,00	0,000	
	h*		hges	zi	S	$\tau_{t=\infty}$	t_{Fuge,t=0}
	[cm]		[cm]	[cm]	[cm ³]	[N/mm ²]	[kN/cm]
0		1,00	0,00	0,00	0,00	0,000	
5	3,60	1,00	3,60	10,85	3.123,42	0,150	
4	3,60	0,00	7,20	7,25	3.123,42	0,150	
3b	1,80	1,00	9,00	4,55	3.777,92	0,182	
3a	1,80	1,00	10,80	2,75	4.173,23	0,201	
2	3,60	0,00	14,40	0,05	4.173,23	0,201	
1b	1,80	1,00	16,20	-2,65	3.790,94	0,182	
1a	1,80	1,00	18,00	-4,45	3.149,45	0,152	1,21
6	6,00	0,62	18,00	8,35	10.900,61	0,152	1,21
7	6,00	0,62	24,00	14,35	6.890,31	0,096	
0	-		30,00	0,00	0,00	0,000	



C-2 Berechnung mittels Stabwerkmodell zum Zeitpunkt t=0

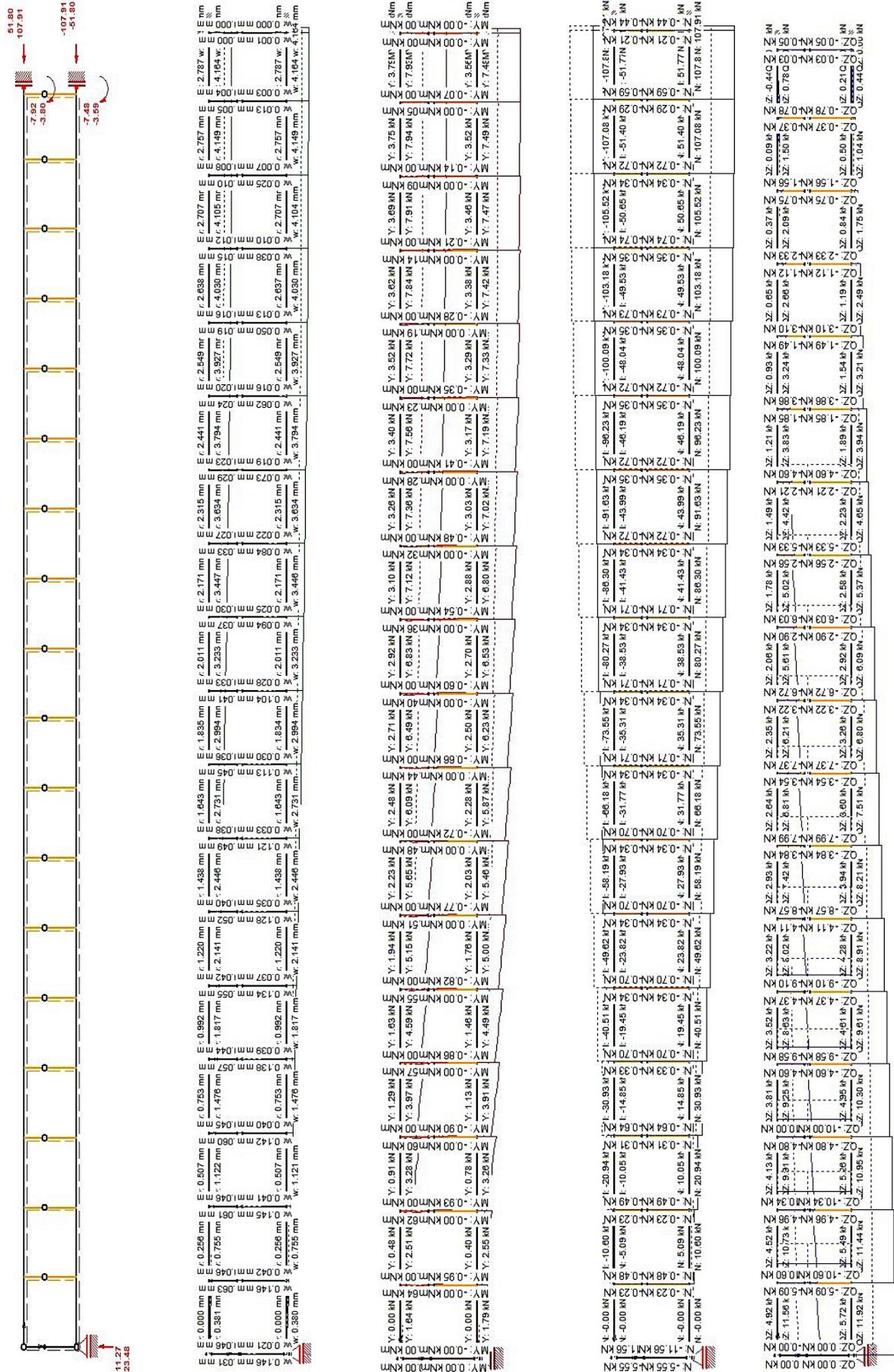
Nachweisführung einer Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke t=0												
Nachweise												
Nachweise Brettsperrholz			Nachweise Beton			Nachweise Verbindungsmittel						
Biegezugnachweis	0,25	< 1	erfüllt	Druck	0,26	< 1	erfüllt	Tragfähigkeit Verbindungsmittel	0,44	< 1	erfüllt	
Schubnachweis	0,05	< 1	erfüllt	Zug	1,55	< 1	nicht erfüllt					
Rollschubnachweis	0,11	< 1	erfüllt									
Auflagerpressung	0,07	< 1	erfüllt									
Durchbiegung												
l=	5400	mm										
w=	4,164	mm	<=	l/3000=	18	mm	erfüllt	Auslastung=	0,23			
Eingabeparameter Stabwerkmodell												
Holzquerschnitt		Betonquerschnitt		Verbindungsmittel		Schwerpunktabstände						
Ev=	11.600.000	kn/m ²	Ev=	33.000.000	kn/m ²	Ev=	33.000.000	kn/m ²	zh=	90,00	mm	
Ieff=	30.793	cm ⁴	Ieff=	11.520	cm ⁴	IVM,SLS=	44	cm ⁴	zb=	60,00	mm	
A=	864	cm ²	A=	960	cm ²	IVM,ULS=	29	cm ⁴	zQS=	150,00	mm	
Sc ₁₁ =	21517,20	kn				A=	1	cm ²				
Belastung		Langzeitverhalten Rautenstrauch		Langzeitverhalten Schänzlin		ULS		SLS				
SUMME g1,k =	4,19	kn/m	E1,t=∞=	8.867.358,96	kn/m ²	E1,t=∞=	4.024.390	kn/m ²	E1,t=∞=	5.156.250	kn/m ²	
qk1=	1,60	kn	E2,t=∞=	7.228.401,19	kn/m ²	E2,t=∞=	6.444.444	kn/m ²	E2,t=∞=	6.444.444	kn/m ²	
qk2=	0,64	kn	IVM,SLS=	24,18	cm ⁴	IVM,ULS=	16,12	cm ⁴	IVM,SLS=	24,18	cm ⁴	
			IVM,ULS=	16,12	cm ⁴	IVM,ULS=	16,12	cm ⁴	IVM,SLS=	24,18	cm ⁴	
			Ev=	33.000.000,00	kn/m ²	ΔT=	-44,37		ΔT=	-44,37		
			ΔT=	-44,37								
Querschnittsabmessungen Decke												
DECKENART	Länge Decke	Breite Decke	Einflussbreite	Auflagerlänge	Höhe Steg	Breite Steg						
Plattendecke	5,40	m	7,00	m	80,00	cm	20,00	cm	0,00	cm	0,00	cm
Statisches System	Spannweite	Höhe Holz	Breite Holz	Höhe Beton	Breite Beton	Höhe Schubkonsole						
Einfeldträger	540,00	cm	18,00	cm	80,00	cm	12,00	cm	80,00	cm	0,00	cm
Anordnung der konstant Verteilten Verbindungsmittel												
em _{min} =	15,00	cm	em _{max} =	15,00	cm	e _{eff} =e _{min} +e _{max} /L*(e _{max} -e _{min})=		15,00	cm			
Mitwirkende Breite												
b _h	b ₁	b _{h,1}	b ₂	b _{h,2}	b ₁	b _{eff}						
0,00	cm	40,00	40,00	cm	40,00	cm	540,00	cm	80,00	cm		
Anforderungen für die Angenommene mitwirkende Breite des Betonquerschnitts sind erfüllt												
Materialkennwerte												
Beton												
Betongüte	Schwinddehnung	Materialkriechzahl	E _{0,mean}	α _{ct}	γ _{rel,Beton}	γ _{rel,Stahl}						
C30/37	-5,32E-04	3,60	3300,00	kn/cm ²	1,00	1,50	1,15					
f _{tk}	f _{cm}	f _{td}	f _{td}	f _{tk}	f _{td}	α _t						
30,00	N/mm ²	2,90	N/mm ²	20,00	N/mm ²	1,93	N/mm ²	550,00	478,26	1,20E-05	1/K	
Holz												
Nutzungsklasse:	NK1											
Holzgüte	Ausgangsfeuchte	Materialkriechzahl	E-Modul	k _{mod}	γ	Lasteileitungsfaktor k ₁						
CI24h	9,00	%	0,80	1160,00	kn/cm ²	0,80	1,25	1,10				
f _{0,k}	Red. Randspannungen	f _{0,k}	f _{0,k}	f _{0,k}	k _{c,90}	f _{c,90,k}						
24,00	N/mm ²	1,00	16,00	N/mm ²	24,00	N/mm ²	3,50	N/mm ²	1,30	N/mm ²	2,50	N/mm ²
f _{m,d,t=0}	f _{m,d,t=3-7/9 & t=∞}	f _{0,d}	f _{0,d}	f _{0,d}	f _{c,d}	f _{c,d}	f _{c,90,d}					
16,90	N/mm ²	16,90	N/mm ²	10,24	N/mm ²	15,36	N/mm ²	2,24	N/mm ²	1,60	N/mm ²	
k ₀	G _{0,mean}	G _{0,mean}	f _{1,k} W ₀ /b ₀ ≥4:1	f _{1,d} W ₀ /b ₀ ≥4:1	k							
1,12	65,00	kn/cm ²	10,00	kn/cm ²	1,40	N/mm ²	0,90	N/mm ²	0,35			
Schicht 1	Schicht 2	Schicht 3	Schicht 4	Schicht 5	b _{bas,ges}							
3,60	cm	3,60	cm	3,60	cm	3,60	cm	3,60	cm	18,00	cm	
Verbindungsmittel												
Art des Verbinders	K _{ser}	K ₀	e _{eff}	R _k	R _d	γ _M						
SFS Schrauben	45,60	kn/mm	30,40	kn/mm	15,00	cm	R _k	kn	24,24	kn	1,30	
b _{steg}	b _{kon}	f _{konsole}	b _{bas,Konsole}	Materialkriechzahl								
0,00	cm	0,00	cm	0,00	cm	0,80						

Lastannahmen																																																																																														
Eigengewicht					Nutzlasten																																																																																									
					Einflussbreite Decke e = 0,80 m																																																																																									
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Aufbau</th> <th>Höhe [m]</th> <th>Breite [m]</th> <th>Masse/ml [kN/m³]</th> <th>Last [kN/m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Zementestrich</td><td>0,06</td><td>0,80</td><td>22,00</td><td>1,06</td></tr> <tr><td>Trittschalldämmung</td><td>0,03</td><td>0,80</td><td>0,40</td><td>0,01</td></tr> <tr><td>Beton Q1</td><td>0,12</td><td>0,80</td><td>25,00</td><td>2,40</td></tr> <tr><td>Beton Q2</td><td>0,00</td><td>0,00</td><td>25,00</td><td>0,00</td></tr> <tr><td>Holz Q1</td><td>0,11</td><td>0,80</td><td>5,00</td><td>0,43</td></tr> <tr><td>Holz Q2</td><td>0,07</td><td>0,80</td><td>5,00</td><td>0,29</td></tr> <tr><td colspan="4" style="text-align: right;">SUMME $g_{k,j}$ =</td><td>4,19 kN/m</td></tr> <tr><td colspan="4" style="text-align: right;">$g_{k,d}$ =</td><td>5,65 kN/m</td></tr> </tbody> </table>					Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	Masse/ml [kN/m ³]	Last [kN/m]	Zementestrich	0,06	0,80	22,00	1,06	Trittschalldämmung	0,03	0,80	0,40	0,01	Beton Q1	0,12	0,80	25,00	2,40	Beton Q2	0,00	0,00	25,00	0,00	Holz Q1	0,11	0,80	5,00	0,43	Holz Q2	0,07	0,80	5,00	0,29	SUMME $g_{k,j}$ =				4,19 kN/m	$g_{k,d}$ =				5,65 kN/m	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Aufbau</th> <th>Last [kN/m²]</th> <th>$q_{k,j}$</th> <th>$q_{k,i}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Wohnräume A1</td><td>2,00</td><td></td><td>1,60</td></tr> <tr><td>Trennwände</td><td>0,80</td><td></td><td>0,64</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$q_{k,j}$</td><td>0,00</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$q_{k,i}$</td><td>0,00</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$q_{k,j}$</td><td>0,00</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$q_{k,i}$</td><td>0,00</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: right;">SUMME $q_{k,j,k}$ =</td><td>2,24 kN/m²</td><td></td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: right;">$q_{k,d}$ =</td><td>3,07 kN/m²</td><td></td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: right;">Fmax, Versuch=</td><td>0 kN</td><td></td></tr> </tbody> </table>					Aufbau	Last [kN/m ²]	$q_{k,j}$	$q_{k,i}$	Wohnräume A1	2,00		1,60	Trennwände	0,80		0,64			$q_{k,j}$	0,00			$q_{k,i}$	0,00			$q_{k,j}$	0,00			$q_{k,i}$	0,00	SUMME $q_{k,j,k}$ =		2,24 kN/m ²		$q_{k,d}$ =		3,07 kN/m ²		Fmax, Versuch=		0 kN	
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	Masse/ml [kN/m ³]	Last [kN/m]																																																																																										
Zementestrich	0,06	0,80	22,00	1,06																																																																																										
Trittschalldämmung	0,03	0,80	0,40	0,01																																																																																										
Beton Q1	0,12	0,80	25,00	2,40																																																																																										
Beton Q2	0,00	0,00	25,00	0,00																																																																																										
Holz Q1	0,11	0,80	5,00	0,43																																																																																										
Holz Q2	0,07	0,80	5,00	0,29																																																																																										
SUMME $g_{k,j}$ =				4,19 kN/m																																																																																										
$g_{k,d}$ =				5,65 kN/m																																																																																										
Aufbau	Last [kN/m ²]	$q_{k,j}$	$q_{k,i}$																																																																																											
Wohnräume A1	2,00		1,60																																																																																											
Trennwände	0,80		0,64																																																																																											
		$q_{k,j}$	0,00																																																																																											
		$q_{k,i}$	0,00																																																																																											
		$q_{k,j}$	0,00																																																																																											
		$q_{k,i}$	0,00																																																																																											
SUMME $q_{k,j,k}$ =		2,24 kN/m ²																																																																																												
$q_{k,d}$ =		3,07 kN/m ²																																																																																												
Fmax, Versuch=		0 kN																																																																																												
Lastfallkombinationen																																																																																														
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Einwirkung</th> <th>$\psi_{0,j}$</th> <th>$\psi_{1,j}$</th> <th>$\psi_{2,j}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Wohnräume A1</td><td>0,70</td><td>0,50</td><td>0,30</td></tr> <tr><td>Trennwände</td><td>0,70</td><td>0,50</td><td>0,30</td></tr> <tr><td>0,00</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,00</td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>					Einwirkung	$\psi_{0,j}$	$\psi_{1,j}$	$\psi_{2,j}$	Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30	Trennwände	0,70	0,50	0,30	0,00				0,00				<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Teilsicherheitsbeiwerte</th> <th>γ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>GZT</td><td>Eigengewicht</td><td>1,35</td></tr> <tr><td></td><td>Nutzlast</td><td>1,50</td></tr> <tr><td>GZG</td><td>Eigengewicht</td><td>1,00</td></tr> <tr><td></td><td>Nutzlast</td><td>1,00</td></tr> </tbody> </table>						Teilsicherheitsbeiwerte	γ	GZT	Eigengewicht	1,35		Nutzlast	1,50	GZG	Eigengewicht	1,00		Nutzlast	1,00																																																		
Einwirkung	$\psi_{0,j}$	$\psi_{1,j}$	$\psi_{2,j}$																																																																																											
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30																																																																																											
Trennwände	0,70	0,50	0,30																																																																																											
0,00																																																																																														
0,00																																																																																														
	Teilsicherheitsbeiwerte	γ																																																																																												
GZT	Eigengewicht	1,35																																																																																												
	Nutzlast	1,50																																																																																												
GZG	Eigengewicht	1,00																																																																																												
	Nutzlast	1,00																																																																																												
Charakteristische Lastfallkombination					Quasi-Ständige Lastfallkombination																																																																																									
$P_{GZG,i,t} = \sum_{j=1}^n \gamma_g \cdot \theta_{k,j} + \gamma_g \cdot q_{k,1} + \sum_{i=1}^n \gamma_q \cdot \psi_{0,j} \cdot q_{k,i}$					$P_{GZG,i,t} = \sum_{j=1}^n \gamma_g \cdot \theta_{k,j} + \sum_{i=1}^n \gamma_q \cdot \psi_{2,j} \cdot q_{k,i}$																																																																																									
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="3">GZT</th> <th colspan="3">GZG</th> </tr> <tr> <th>t=0</th> <th>t=3-7a</th> <th>t=∞</th> <th>t=0</th> <th>t=3-7a</th> <th>t=∞</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Charakt. LFK</td><td>8,72</td><td></td><td></td><td>5,98</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>quasi-ständige LFK</td><td>8,00</td><td></td><td></td><td>4,86</td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>						GZT			GZG			t=0	t=3-7a	t=∞	t=0	t=3-7a	t=∞	Charakt. LFK	8,72			5,98			quasi-ständige LFK	8,00			4,86																																																																	
	GZT			GZG																																																																																										
	t=0	t=3-7a	t=∞	t=0	t=3-7a	t=∞																																																																																								
Charakt. LFK	8,72			5,98																																																																																										
quasi-ständige LFK	8,00			4,86																																																																																										
Ergebnisse statisches System																																																																																														
Schnittkräfte HBV-Verbunddecke																																																																																														
Schnittkräfte Brettsperrholz		Zugehörige Normalkraft		Schnittkräfte Beton			Auflagerkraft																																																																																							
$M_{max,d}$	7,48 kNm	$N_{zugehörig,d,VM2}$	0 kN	$M_{max,d}$	7,92 kNm	$A_{max,d}$	23,48 kN																																																																																							
$M_{min,d,VM1}$	0 kNm	$N_{zugehörig,d,VM2}$	0 kN	$M_{min,d,VM1}$	0 kNm																																																																																									
$M_{min,d,VM2}$	0 kNm	$N_{zugehörig,d,VM2}$	0 kN	$M_{min,d,VM2}$	0 kNm																																																																																									
$M_{min,d,VM3}$	0 kNm	$N_{zugehörig,d,VM3}$	0 kN	$M_{min,d,VM3}$	0 kNm																																																																																									
$V_{max,d}$	11,92 kN	Druckkraft Beton; Zugkraft Holz		$V_{max,d}$	11,56 kN																																																																																									
$N_{max,d}$	107,91 kN			$N_{max,d}$	107,91 kN																																																																																									
$V_{auflage,d}$	23,48 kN																																																																																													
Verbindungsmitel																																																																																														
Alle 6 VM abgelesen																																																																																														
$N_{min,d,VM2}$	10,6 kN	$e_{1,j}$	15 mm	$t_{1,j}$	706,67 N/mm																																																																																									
$N_{min,d,VM2}$	8,57 kN	$e_{2,j}$	15 mm	$t_{2,j}$	571,33 N/mm																																																																																									
$N_{min,d,VM3}$	4,6 kN	$e_{3,j}$	15 mm	$t_{3,j}$	306,67 N/mm																																																																																									
Biegesteifigkeiten des Verbindungsmittel für die Berechnung mittels Stabwerksmodell																																																																																														
b_{VM}	0 mm	$z_{1,j}$	90,00 mm	Referenzmodul $E_V =$		33.000.000,00 kN/m ²	33000,00 N/mm ²																																																																																							
$b_{VM,akt,d}$	0 mm	$z_{2,j}$	60,00 mm	$E_{VM,SL1}$		1,44E+10 Nmm ²																																																																																								
$b_{VM,bund,d}$	0 mm	$z_{VM,bund,d}$	0 mm	$E_{VM,SL2}$		9,58E+09 Nmm ²																																																																																								
$K_{1,j}$	45,6 kN/mm	z_{Q2}	150,00 mm	$I_{VM,SL1}$		4,35E+05 mm ⁴	43,53 cm ⁴																																																																																							
$K_{2,j}$	30,4 kN/mm	h_{VM}	300,00 mm	$I_{VM,SL2}$		2,90E+05 mm ⁴	29,02 cm ⁴																																																																																							
				$d^* = (64 \cdot I_{VM,SL1} / \pi)^{1/4}$		5,46E+01 mm	5,46 cm																																																																																							
				$d^* = (64 \cdot I_{VM,SL2} / \pi)^{1/4}$		4,93E+01 mm	4,93 cm																																																																																							
<small>d* ist der äquivalente Kreisdurchmesser</small>																																																																																														

Biegesteifigkeiten der Brettsperrholzplatte für die Berechnung mittels Stabwerksmodell										
Eingeschnittene Lagen:	0,00	$b_{1,1}$	400,00 mm	$b_{1,2}$	400,00 mm					
		$b_{2,1}$	400,00 mm	$b_{2,2}$	400,00 mm					
		$b_{3,1}$	400,00 mm	$b_{3,2}$	400,00 mm					
		$b_{4,1}$	400,00 mm	$b_{4,2}$	400,00 mm					
		$b_{5,1}$	400,00 mm	$b_{5,2}$	400,00 mm					
Schichtbezeichnung	1	2	3	4	5	t_s	36,00 mm	b_{Bocke}	800 mm	
Schichtdicken	36,00	36,00	36,00	36,00	36,00	w_s	150,00 mm			
E0 / E90	11.600,00	0,00	11.600,00	0,00	11.600,00	N/mm ²				
G_{mittel}	650,00	0,00	650,00	0,00	650,00	N/mm ²		w_s/t_s	4,17 > 4	
$G_{\text{mittel}} \cdot w_s/t_s \geq 4 \cdot 1$	0,00	100,00	0,00	100,00	0,00	N/mm ²		erfüllt		
Schwerpunktsabstand (z _s -z _i)	72,00	36,00	0,00	-36,00	-72,00					
Schwerpunktsberechnung										
Schicht	i	h_i	b_i	b_{ei}	n_i	A_{ni}	z_i	A_{nz}	I_{ni}	$A_n(z_i-z_s)^2$
		[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
1		36,00	400,00	400,00	1,00	28.800,00	18,00	518.400,00	3.110.400,00	149.299.200,00
2		36,00	400,00	400,00	0,00	0,00	54,00	0,00	0,00	0,00
3		36,00	400,00	400,00	1,00	28.800,00	90,00	2.592.000,00	3.110.400,00	0,00
4		36,00	400,00	400,00	0,00	0,00	126,00	0,00	0,00	0,00
5		36,00	400,00	400,00	1,00	28.800,00	162,00	4.665.600,00	3.110.400,00	149.299.200,00
Σ		180,00				86.400,00		7.776.000,00	9.331.200,00	298.598.400,00
E_v		11600,00	N/mm ² =		11.600.000,00	kN/m ² =				
$z_{s,0}$		90,00	mm							
$z_{s,1}$		90,00	mm							
I_{eff}		3,08E+08	mm ⁴ =		30792,96	cm ⁴				
E_{eff}		3,57E+12	Nmm ²		KcIt = E ($\Sigma I_i \cdot d + \Sigma A_i \cdot e_i^2$)					
$S_{c,1}$		2,15E+07	N		ScIt = $\kappa (\Sigma A_i \cdot G_i)$					
Spannungen im Brettsperrholzquerschnitt										
Schicht	i	h^*	h_{ges}	b	$R_{s, Schub}$	n	s	τ_{sg}	$h_{\text{Anstellung}}$	
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[N/mm ²]	[mm]	
			0,00		0,00		0,00	0,000	180,00	
1		36,00	36,00	800,00	72,00	1,00	2.073.600,00	0,100	144,00	
2		36,00	72,00	800,00	36,00	0,00	2.073.600,00	0,100	108,00	
3A		18,00	90,00	800,00	9,00	1,00	2.203.200,00	0,107	90,00	
3B		18,00	108,00	800,00	-9,00	1,00	2.073.600,00	0,100	72,00	
4		36,00	144,00	800,00	-36,00	0,00	2.073.600,00	0,100	36,00	
5		36,00	180,00	800,00	-72,00	1,00	0,00	0,000	0,00	
Σ		180,00								
$S_i = A_i \cdot (z_s - z_i)$										
Schicht	i	h^*	$z_{\text{Moment, oben}}$	$\sigma_{t=0,M}$	$\sigma_{t=0,N}$	$\sigma_{t=0, res}$				
		[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
		180		0,00	0,00	0,00				
1oben		180	90,00	-2,19	1,25	-0,94				
1unten		144	54,00	-1,31	1,25	-0,06				
2oben		144	0,00	0,00	0,00	0,00				
2unten		108	0,00	0,00	0,00	0,00				
3oben		108	18,00	-0,44	1,25	0,81				
3unten		72	18,00	0,44	1,25	1,69				
4oben		72	0,00	0,00	0,00	0,00				
4unten		36	0,00	0,00	0,00	0,00				
5oben		36	54,00	1,31	1,25	2,56				
5unten		0	90,00	2,19	1,25	3,44				
		0	0,00	0,00	0,00	0,00				
Biegesteifigkeiten der Betonplatte für die Berechnung mittels Stabwerksmodell										
E_{Beton}		33000,00	N/mm ²		h_{Beton}	0,00		mm		
h_{Beton}		120,00	mm		$h_{\text{Schubbock}}$	0,00		mm		
b_{Beton}		800,00	mm		b_{Stab}	0,00		mm		
Schwerpunktsberechnung Beton										
Nr.	i	h_i	b_{ei}	b_i	n_i	A_{ni}	z_i	A_{nz}	I_{ni}	$A_n(z_i-z_s)^2$
		[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
1,00		120,00	800,00	0,00	1,00	96.000,00	60,00	5.760.000,00	115.200.000,00	0,00
2,00		0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	120,00	0,00	0,00	0,00
3,00		0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	120,00	0,00	0,00	0,00
4,00		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,00		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Σ		120,00				96.000,00		5.760.000,00	115.200.000,00	0,00
E_v		33.000,00	N/mm ² =		33.000.000,00	kN/m ²				
$z_{s,0}$		60,00	mm							
$z_{s,1}$		60,00	mm							
I_{eff}		1,15E+08	mm ⁴ =		11.520,00	cm ⁴				
E_{eff}		3,80E+12	Nmm ²							

Langzeitverhalten nach Rautenstrauch			
g/q=	0,65	=>	kl= 0,7*g/q+0,3 = 0,76
E _{1,t=0} =	8.867.358,96	kN/m ²	
E _{1,t=∞} =	7.228.401,19	kN/m ²	
Ermittlung der Temperaturlast für den Lastfall Schwinden			
ΔT=	-4,44E+01		
Abminderung der Verschiebungsmodul			
K _{ser,t=0} =	25,33	kN/mm	z _z = 90,00 mm
K _{ser,t=∞} =	16,89	kN/mm	z _z = 60,00 mm
			z _{verbodftage} = 0 mm
			z _{ag} = 150,00 mm
			h _{bet} = 300,00 mm
Referenzmodul E _v =		33.000.000,00	kN/m ² = 33000,00 N/mm ²
E _{1,M,SLE} =		7,98E+09	N/mm ²
E _{1,M,UL} =		5,32E+09	N/mm ²
I _{M,SLE} =		2,42E+05	mm ⁴ = 24,18 cm ⁴
I _{M,UL} =		1,61E+05	mm ⁴ = 16,12 cm ⁴
d*=[64*I _{M,SLE} /π] ^(1/4) =		4,71E+01	mm= 4,71 cm
d*=[64*I _{M,UL} /π] ^(1/4) =		4,26E+01	mm= 4,26 cm
d* ist der äquivalente Kreisdurchmesser			

Langzeitverhalten nach Schänzlin										
	Zeit	k _{res}	Δε _{sh}	ψ _{h,LV}	ψ _{b,LV}	φ _{h,V}	φ _{b,V}	φ _{h,V}	φ _{b,V}	φ _{V,M}
GZT	t=0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	t=3-7a	0,50	2,66E-04	0,50	1,90	0,40	6,84	0,80	0,80	0,80
	t=∞	0,80	4,26E-04	1,00	2,00	0,80	7,20	0,80	0,80	0,80
GZG	t=0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	t=∞	0,80	4,26E-04	1,00	1,50	0,80	5,40	0,80	0,80	0,80
	Zeit	E ₁	E ₂	K _u (kN/mm)	K _{ser} (kN/mm)					
		kN/m ²	kN/m ²							
GZT	t=0	33.000.000	11.600.000	30,40	-					
	t=3-7a	4.209.184	8.285.714	16,89	-					
	t=∞	4.024.390	6.444.444	16,89	-					
GZG	t=0	33.000.000	11.600.000	-	45,60					
	t=∞	5.156.250	6.444.444	-	25,33					
Referenzmodul E _v =		33.000.000,00	kN/m ² = 33000,00 N/mm ²							
E _{1,M,SLE} =		7,98E+09	N/mm ²							
E _{1,M,UL} =		5,32E+09	N/mm ²							
I _{M,SLE} =		2,42E+05	mm ⁴ = 24,18 cm ⁴							
I _{M,UL} =		1,61E+05	mm ⁴ = 16,12 cm ⁴							
d*=[64*I _{M,SLE} /π] ^(1/4) =		4,71E+01	mm= 4,71 cm							
d*=[64*I _{M,UL} /π] ^(1/4) =		4,26E+01	mm= 4,26 cm							
d* ist der äquivalente Kreisdurchmesser										



C-3 Berechnung mittels Stabwerkmodell bei Berücksichtigung des Langzeitverhaltens nach Rautenstrauch

Nachweisführung einer Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke $t=\infty$ nach Rautenstrauch												
Nachweise												
Nachweise Brettsperrholz			Nachweise Beton			Nachweise Verbindungsmittel						
Biegezugnachweis	0,38 < 1	erfüllt	Druck	0,23 < 1	erfüllt	Tragfähigkeit Verbindungsmittel	0,48 < 1	erfüllt				
Schubnachweis	0,06 < 1	erfüllt	Zug	1,17 < 1	nicht erfüllt							
Rollschubnachweis	0,15 < 1	erfüllt										
Auflagerpressung	0,07 < 1	erfüllt										
Durchbiegung												
l=	5400	mm										
w=	16,382	mm	≤	l/250=	21,6	mm	erfüllt	Auslastung =	0,76			
Eingabeparameter Stabwerkmodell												
Holzquerschnitt		Betonquerschnitt		Verbindungsmittel		Schwerpunktabstände						
Ev=	11.600.000	kN/m ²	Ev=	33.000.000	kN/m ²	Ev=	33.000.000	kN/m ²	zh=	90,00	mm	
Ieff=	30.793	cm ⁴	Ieff=	11.520	cm ⁴	IVM,SLS=	44	cm ⁴	zb=	60,00	mm	
A=	864	cm ²	A=	960	cm ²	IVM,ULS=	29	cm ⁴	zQS=	150,00	mm	
S _{cl} =	21517,20	kN				A=	1	cm ⁴				
Belastung			Langzeitverhalten Rautenstrauch			Langzeitverhalten Schänzlin						
SUMME g _{1,k} =	4,19	kN/m	E1,t=∞=	8.867.358,96	kN/m ²	ULS		SLS				
qk1=	1,60	kN	E2,t=∞=	7.228.401,19	kN/m ²	E1,t=∞=	4.024.390	kN/m ²	E1,t=∞=	5.156.250	kN/m ²	
qk2=	0,64	kN	IVM,SLS=	24,18	cm ⁴	E2,t=∞=	6.444.444	kN/m ²	E2,t=∞=	6.444.444	kN/m ²	
			IVM,ULS=	16,12	cm ⁴	IVM,ULS=	16,12	cm ⁴	IVM,SLS=	24,18	cm ⁴	
			Ev=	33.000.000,00	kN/m ²	ΔT=	-44,37		ΔT=	-44,37		
			ΔT=	-44,37								
Querschnittsabmessungen Decke												
DECKENART	Länge Decke	Breite Decke	Einflussbreite	Auflagerlänge	Höhe Steg	Breite Steg						
Plattendecke	5,40	m	7,00	m	80,00	cm	20,00	cm	0,00	cm		
Statisches System	Spannweite	Höhe Holz	Breite Holz	Höhe Beton	Breite Beton	Höhe Schubkonsole						
Einfeldträger	540,00	cm	18,00	cm	80,00	cm	12,00	cm	80,00	cm		
Anordnung der konstant verteilten Verbindungsmittel												
emin=	15,00	cm	emax=	15,00	cm	$e_{eff} = e_{min} + e_{max} / L * (e_{max} - e_{min}) =$				15,00	cm	
Mitwirkende Breite												
b _w	b ₁	b _{eff,1}	b ₂	b _{eff,2}	l ₀	b _{eff}						
0,00	cm	40,00	cm	40,00	cm	40,00	cm	540,00	cm	80,00	cm	
Anforderungen für die Angenommene mitwirkende Breite des Betonquerschnitts sind erfüllt												
Materialkennwerte												
Beton												
Betongüte	Schwinddehnung	Materialkriechzahl	E _{0,mean}	α _{cc}	γ _{lt,Beton}	γ _{lt,Stahl}						
C30/37	-5,32E-04	3,60	3300,00	kN/cm ²	1,00	1,50	1,15					
f _{yk}	f _{ctm}	f _{ctd}	f _{ctd}	f _{yk}	f _{yd}	α _s						
30,00	N/mm ²	2,90	N/mm ²	20,00	N/mm ²	1,93	N/mm ²	550,00	478,26	1,20E-05	1/K	
Holz												
Nutzungsklasse:	NK1											
Holzgüte	Ausgangfeuchte	Materialkriechzahl	E-Modul	k _{mod}	γ	Lastleitungsfaktor k ₁						
C124h	9,00	%	0,80	1160,00	kN/cm ²	0,80	1,25	1,10	1,10			
f _{m,k}	Red. Randspannungen	f _{c0,k}	f _{c0,k}	f _{yk}	k _{c,90}	f _{c,90,k}						
24,00	N/mm ²	1,00	16,00	N/mm ²	24,00	N/mm ²	3,50	N/mm ²	1,30	N/mm ²	2,50	N/mm ²
f _{m,d,t=0}	f _{m,d,t=3-7h & t=∞}	f _{c0,d}	f _{c0,d}	f _{yd}	f _{c,90,d}							
16,90	N/mm ²	16,90	N/mm ²	10,24	N/mm ²	15,36	N/mm ²	2,24	N/mm ²	1,60	N/mm ²	
k _{rel}	G _{0,mean}	G _{0,mean}	f _{yk} W ₀ /t ₀ ≥4:1	k								
1,12	65,00	kN/cm ²	10,00	kN/cm ²	1,40	N/mm ²	0,90	N/mm ²	0,35			
Schicht 1	Schicht2	Schicht 3	Schicht 4	Schicht 5								
3,60	cm	3,60	cm	3,60	cm	3,60	cm	3,60	cm	18,00	cm	
Verbindungsmittel												
Alle 50 cm wird eine Reihe HBV-Schubverbinder eingebaut, darum wird der Verschiebungsmodul pro m Platte angegeben												
Art des Verbinders	K _{sep}	K _v	e _{eff}	R _k	R _d	γ _M						
SFS Schrauben	45,60	kN/mm	30,40	kN/mm	15,00	cm	kN	24,24	kN	1,30		
b _{Steg}	b _{cm}	t _{Konsole}	b _{ges,Konsole}	Materialkriechzahl								
0,00	cm	0,00	cm	0,00	cm	0,80						

Lastannahmen																																								
Eigengewicht			Nutzlasten																																					
			Einflussbreite Decke e = 0,80 m																																					
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	$\gamma_{k,material}$ [kN/m ³]	Last [kN/m]																																				
Zementestrich	0,06	0,80	22,00	1,06																																				
Trittschalldämmung	0,03	0,80	0,40	0,01																																				
Beton Q1	0,12	0,80	25,00	2,40																																				
Beton Q2	0,00	0,00	25,00	0,00																																				
Holz Q1	0,11	0,80	5,00	0,43																																				
Holz Q2	0,07	0,80	5,00	0,29																																				
SUMME $g_{k,i}$ =			4,19 kN/m																																					
$g_{1,d}$ =			5,65 kN/m																																					
Aufbau	Last [kN/m ²]																																							
Wohnräume A1	2,00	$q_{k,i}$	1,60																																					
Trennwände	0,80	$q_{k,i}$	0,64																																					
		$q_{k,i}$	0,00																																					
		$q_{k,i}$	0,00																																					
		$q_{k,i}$	0,00																																					
		$q_{k,i}$	0,00																																					
SUMME $q_{ges,k}$ =			2,24 kN/m ²																																					
$q_{k,d}$ =			3,07 kN/m ²																																					
Fmax, Versuch =			0 kN																																					
Lastfallkombinationen																																								
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Einwirkung</th> <th>ψ_0</th> <th>ψ_1</th> <th>ψ_2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Wohnräume A1</td> <td>0,70</td> <td>0,50</td> <td>0,30</td> </tr> <tr> <td>Trennwände</td> <td>0,70</td> <td>0,50</td> <td>0,30</td> </tr> <tr> <td>0,00</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>0,00</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>			Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30	Trennwände	0,70	0,50	0,30	0,00				0,00				<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Teilsicherheitsbeiwerte</th> <th>γ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>GZT</td> <td>Eigengewicht</td> <td>1,35</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Nutzlast</td> <td>1,50</td> </tr> <tr> <td>GZG</td> <td>Eigengewicht</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Nutzlast</td> <td>1,00</td> </tr> </tbody> </table>			Teilsicherheitsbeiwerte		γ	GZT	Eigengewicht	1,35		Nutzlast	1,50	GZG	Eigengewicht	1,00		Nutzlast	1,00
Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2																																					
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30																																					
Trennwände	0,70	0,50	0,30																																					
0,00																																								
0,00																																								
Teilsicherheitsbeiwerte		γ																																						
GZT	Eigengewicht	1,35																																						
	Nutzlast	1,50																																						
GZG	Eigengewicht	1,00																																						
	Nutzlast	1,00																																						
Charakteristische Lastfallkombination			Quasi-Ständige Lastfallkombination																																					
$P_{GZG,d,t} = \sum_{j=1}^n \gamma_g * g_{k,j} + \gamma_g * q_{k,1} + \sum_{i>1}^n \gamma_q * \psi_{0,i} * q_{k,i}$			$P_{GZG,d,t} = \sum_{j=1}^n \gamma_g * g_{k,j} + \sum_{i=1}^n \gamma_q * \psi_{2,i} * q_{k,i}$																																					
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">GZT</th> <th colspan="2">GZG</th> <th rowspan="2"></th> </tr> <tr> <th>t=0</th> <th>t=3-7a</th> <th>t=0</th> <th>t=3-7a</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Charakt. LFK</td> <td>8,72</td> <td></td> <td>5,98</td> <td></td> <td>[kN/m]</td> </tr> <tr> <td>quasi-ständige LFK</td> <td>8,00</td> <td></td> <td>4,86</td> <td></td> <td>[kN/m]</td> </tr> </tbody> </table>				GZT		GZG			t=0	t=3-7a	t=0	t=3-7a	Charakt. LFK	8,72		5,98		[kN/m]	quasi-ständige LFK	8,00		4,86		[kN/m]																
	GZT			GZG																																				
	t=0	t=3-7a	t=0	t=3-7a																																				
Charakt. LFK	8,72		5,98		[kN/m]																																			
quasi-ständige LFK	8,00		4,86		[kN/m]																																			
Ergebnisse statisches System																																								
Schnittkräfte HBV-Verbunddecke																																								
Schnittkräfte Brettsperrholz		Zugehörige Normalkraft		Schnittkräfte Beton																																				
				Auflagerkraft																																				
$M_{max,d}$	14,61 kNm	$N_{zugehörig,d,VM1}$	0 kN	$M_{max,d}$	6,68 kNm																																			
$M_{min,d,VM1}$	0 kNm	$N_{zugehörig,d,VM2}$	0 kN	$M_{min,d,VM1}$	0 kNm																																			
$M_{min,d,VM2}$	0 kNm	$N_{zugehörig,d,VM3}$	0 kN	$M_{min,d,VM2}$	0 kNm																																			
$M_{min,d,VM3}$	0 kNm	$N_{zugehörig,d,VM4}$	0 kN	$M_{min,d,VM3}$	0 kNm																																			
$V_{max,d}$	15,6 kN	Druckkraft Beton; Zugkraft Holz		$V_{max,d}$	8,2 kN																																			
$N_{max,d}$	116,42 kN			$N_{max,d}$	116,42 kN																																			
$V_{auflage,d}$	23,48 kN																																							
Verbindungsmittel																																								
Alle 6 VM abgelesen																																								
$N_{min,d,VM1}$	11,55 kN	e_1	15 mm	t_1	770,00 N/mm																																			
$N_{min,d,VM2}$	9,25 kN	e_2	15 mm	t_2	616,67 N/mm																																			
$N_{min,d,VM3}$	4,92 kN	e_3	15 mm	t_3	328,00 N/mm																																			

Biegesteifigkeiten des Verbindungsmittel für die Berechnung mittels Stabwerksmodell			
$b_{\text{eff}} =$	0 mm	$z_{\text{eff}} =$	90,00 mm
$b_{\text{Brennstoff}} =$	0 mm	$z_{\text{eff}} =$	60,00 mm
$b_{\text{Schubkante}} =$	0 mm	$z_{\text{Verbindung}} =$	0 mm
$K_{\text{eff}} =$	45,6 kN/mm	$z_{\text{eff}} =$	150,00 mm
$K_{\text{B}} =$	30,4 kN/mm	$h_{\text{Beton}} =$	300,00 mm

Referenzemodul $E_v =$			
$E_{I, \text{M, SLT}} =$	33.000.000,00	$\text{kN/m}^2 =$	33000,00
$E_{I, \text{M, ULT}} =$	1,44E+10	$\text{N/mm}^2 =$	
$E_{I, \text{M, SLT}} =$	9,58E+09	$\text{Nmm}^2 =$	
$I_{\text{M, SLT}} =$	4,35E+05	$\text{mm}^4 =$	43,53 cm^4
$I_{\text{M, ULT}} =$	2,90E+05	$\text{mm}^4 =$	29,02 cm^4
$d^* = (64 * I_{\text{M, SLT}} / \pi)^{1/4} =$	5,46E+01	$\text{mm} =$	5,46 cm
$d^* = (64 * I_{\text{M, ULT}} / \pi)^{1/4} =$	4,93E+01	$\text{mm} =$	4,93 cm

d^* ist der äquivalente Kreisdurchmesser

Biegesteifigkeiten der Brettsperrholzplatte für die Berechnung mittels Stabwerksmodell											
Eingeschnittene Lagen:	0,00	$b_{11} =$	400,00 mm	$b_{21} =$	400,00 mm	$b_{31} =$	400,00 mm	$b_{41} =$	400,00 mm	$b_{51} =$	400,00 mm
		$b_{12} =$	400,00 mm	$b_{22} =$	400,00 mm	$b_{32} =$	400,00 mm	$b_{42} =$	400,00 mm	$b_{52} =$	400,00 mm
		$b_{13} =$	400,00 mm	$b_{23} =$	400,00 mm	$b_{33} =$	400,00 mm	$b_{43} =$	400,00 mm	$b_{53} =$	400,00 mm
		$b_{14} =$	400,00 mm	$b_{24} =$	400,00 mm	$b_{34} =$	400,00 mm	$b_{44} =$	400,00 mm	$b_{54} =$	400,00 mm
		$b_{15} =$	400,00 mm	$b_{25} =$	400,00 mm	$b_{35} =$	400,00 mm	$b_{45} =$	400,00 mm	$b_{55} =$	400,00 mm

Schichtbezeichnung	1	2	3	4	5	$t_s =$	36,00 mm	$b_{\text{Decke}} =$	800 mm
Schichtdicken	36,00	36,00	36,00	36,00	36,00	$w_k =$	150,00 mm		
EO / E90	11.600,00	0,00	11.600,00	0,00	11.600,00	w_k / t_s	4,17	> 4	erfüllt
$G_{\text{Brennstoff}}$	650,00	0,00	650,00	0,00	650,00				
G_{Schub}	0,00	100,00	0,00	100,00	0,00				
Schwerpunktsabstand (zs-zl)	72,00	36,00	0,00	-36,00	-72,00				

Schwerpunktsberechnung									
Schicht	h	b_l	b_s	n	A_n	z	$A_n z$	I_n	$A_n(z-z_l)^2$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
1	36,00	400,00	400,00	1,00	28.800,00	18,00	518.400,00	3.110.400,00	149.299.200,00
2	36,00	400,00	400,00	0,00	0,00	54,00	0,00	0,00	0,00
3	36,00	400,00	400,00	1,00	28.800,00	90,00	2.592.000,00	3.110.400,00	0,00
4	36,00	400,00	400,00	0,00	0,00	126,00	0,00	0,00	0,00
5	36,00	400,00	400,00	1,00	28.800,00	162,00	4.665.600,00	3.110.400,00	149.299.200,00
Σ	180,00				86.400,00		7.776.000,00	9.331.200,00	298.598.400,00

$E_v =$	11600,00	$\text{N/mm}^2 =$	11.600.000,00	$\text{kN/m}^2 =$		$A_s =$	57.600,00	[mm ²]
$z_{\text{eff}} =$	90,00	mm				$A_s =$	86.400,00	[mm ²]
$z_{\text{eff}} =$	90,00	mm						
$I_{\text{eff}} =$	3,08E+08	$\text{mm}^4 =$	30792,96	$\text{cm}^4 =$				
$E_{\text{eff}} =$	3,57E+12	$\text{Nmm}^2 =$						
$S_{\text{eff}} =$	2,15E+07	$\text{N} =$						

$K_{\text{eff}} = E (\Sigma I_i / l + \Sigma A_i \cdot e_i^2)$
 $S_{\text{eff}} = \kappa (\Sigma A_i \cdot G_i)$

Spannungen im Brettsperrholzquerschnitt									
Schicht	h*	h _{ges}	b	z_{Schub}	n	S	τ_{so}	$\tau_{\text{Darstellung}}$	
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[N/mm ²]		
		0,00	800,00	72,00	1,00	2.073.600,00	0,000	180,00	
1	36,00	36,00	800,00	72,00	1,00	2.073.600,00	0,131	144,00	
2	36,00	72,00	800,00	36,00	0,00	2.073.600,00	0,131	108,00	
3A	18,00	90,00	800,00	9,00	1,00	2.203.200,00	0,140	90,00	
3B	18,00	108,00	800,00	-9,00	1,00	2.073.600,00	0,131	72,00	
4	36,00	144,00	800,00	-36,00	0,00	2.073.600,00	0,131	36,00	
5	36,00	180,00	800,00	-72,00	1,00	0,00	0,000	0,00	
Σ	180,00								

$S_i = A_i \cdot (z_s - z_i)$

Schicht	h*	z_{Momenten}	$\sigma_{t=0, M}$	$\sigma_{t=0, N}$	$\sigma_{t=0, res}$
[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	180,00		0,00	0,00	0,00
1oben	180,00	90,00	-4,27	1,35	-2,92
1unten	144,00	54,00	-2,56	1,35	-1,21
2oben	144,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2unten	108,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3oben	108,00	18,00	-0,85	1,35	0,49
3unten	72,00	18,00	0,85	1,35	2,20
4oben	72,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4unten	36,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5oben	36,00	54,00	2,56	1,35	3,91
5unten	0,00	90,00	4,27	1,35	5,62
	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

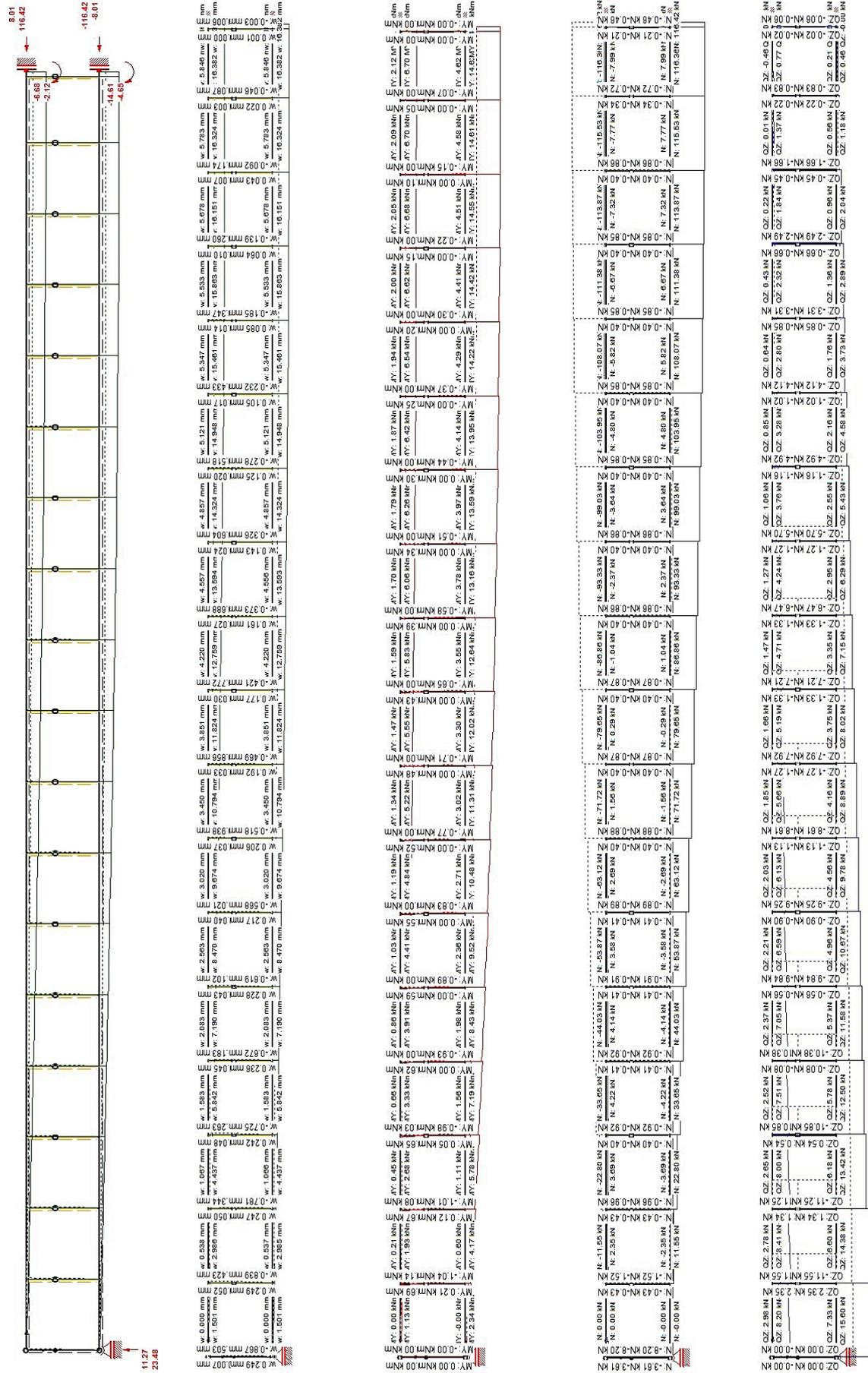
Biegesteifigkeiten der Betonplatte für die Berechnung mittels Stabwerksmodell									
$E_{\text{Beton}} =$	33000,00	$\text{N/mm}^2 =$		$h_{\text{B, Stab}} =$	0,00	mm			
$h_{\text{B, Platte}} =$	120,00	mm		$h_{\text{B, Schubkante}} =$	0,00	mm			
$b_{\text{B, Platte}} =$	800,00	mm		$b_{\text{B, Stab}} =$	0,00	mm			

Schwerpunktsberechnung Beton									
Nr.	h	b_{B}	b_l	n	A_n	z	$A_n z$	I_n	$A_n(z-z_l)^2$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
1,00	120,00	800,00	0,00	1,00	96.000,00	60,00	5.760.000,00	115.200.000,00	0,00
2,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	120,00	0,00	0,00	0,00
3,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	120,00	0,00	0,00	0,00
4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Σ	120,00				96.000,00		5.760.000,00	115.200.000,00	0,00

$E_v =$	33.000,00	$\text{N/mm}^2 =$	33.000.000,00	$\text{kN/m}^2 =$	
$z_{\text{eff}} =$	60,00	mm			
$z_{\text{eff}} =$	60,00	mm			
$I_{\text{eff}} =$	1,15E+08	$\text{mm}^4 =$	11.520,00	$\text{cm}^4 =$	
$E_{\text{eff}} =$	3,80E+12	$\text{Nmm}^2 =$			

Langzeitverhalten nach Rautenstrach				
$g/q =$	0,65	\Rightarrow	$k_L = 0,7 \cdot g/q + 0,3 =$ 0,76	
$E_{1,LSL} =$	8.867.358,96	kN/m^2		
$E_{2,LSL} =$	7.228.401,19	kN/m^2		
Ermittlung der Temperaturlast für den Lastfall Schwinden				
$\Delta T =$	-4,44E+01			
Abminderung der Verschiebungsmodul				
$K_{ser,LSL} =$	25,33	kN/mm	$z_{ls} =$ 90,00 mm	
$K_{ser,LSL} =$	16,89	kN/mm	$z_{ls} =$ 60,00 mm	
			$z_{Verbundstrach} =$ 0 mm	
			$z_{sp} =$ 150,00 mm	
			$z_{bet} =$ 300,00 mm	
		Referenzemodul $E_v =$	33.000.000,00 kN/m^2	33000,00 N/mm^2
		$E_{1,VM,LSL} =$	7,98E+09	Nmm^2
		$E_{1,VM,LSL} =$	5,32E+09	Nmm^2
		$I_{VM,LSL} =$	2,42E+05	$\text{mm}^4 =$ 24,18 cm^4
		$I_{VM,LSL} =$	1,61E+05	$\text{mm}^4 =$ 16,12 cm^4
		$d^* = (64 \cdot I_{VM,LSL} / \pi)^{1/4} =$	4,71E+01	$\text{mm} =$ 4,71 cm
		$d^* = (64 \cdot I_{VM,LSL} / \pi)^{1/4} =$	4,26E+01	$\text{mm} =$ 4,26 cm
<small>d^* ist der äquivalente Kreisdurchmesser</small>				

Langzeitverhalten nach Schänzlin									
	Zeit	$k_{s,rel}$	$\Delta E_{s,D}$	$\psi_{s,V}$	$\psi_{s,V}$	$\phi_{s,V}$	$\phi_{s,V}$	$\phi_{s,V}$	$\phi_{s,V}$
GZT	t=0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	t=3-7a	0,50	2,66E-04	0,50	1,90	0,40	6,84	0,80	0,80
	t=∞	0,80	4,26E-04	1,00	2,00	0,80	7,20	0,80	0,80
GZG	t=0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	t=∞	0,80	4,26E-04	1,00	1,50	0,80	5,40	0,80	0,80
	Zeit	E_1	E_2	K_U [kN/mm]	K_{Ser} [kN/mm]				
		kN/m^2	kN/m^2						
GZT	t=0	33.000.000	11.600.000	30,40	-				
	t=3-7a	4.209.184	8.285.714	16,89	-				
	t=∞	4.024.390	6.444.444	16,89	-				
GZG	t=0	33.000.000	11.600.000	-	45,60				
	t=∞	5.156.250	6.444.444	-	25,33				
		Referenzemodul $E_v =$	33.000.000,00 kN/m^2	33000,00 N/mm^2					
		$E_{1,VM,LSL} =$	7,98E+09	Nmm^2					
		$E_{1,VM,LSL} =$	5,32E+09	Nmm^2					
		$I_{VM,LSL} =$	2,42E+05	$\text{mm}^4 =$ 24,18 cm^4					
		$I_{VM,LSL} =$	1,61E+05	$\text{mm}^4 =$ 16,12 cm^4					
		$d^* = (64 \cdot I_{VM,LSL} / \pi)^{1/4} =$	4,71E+01	$\text{mm} =$ 4,71 cm					
		$d^* = (64 \cdot I_{VM,LSL} / \pi)^{1/4} =$	4,26E+01	$\text{mm} =$ 4,26 cm					
<small>d^* ist der äquivalente Kreisdurchmesser</small>									



C-4 Berechnung mittels Stabwerkmodell bei Berücksichtigung des Langzeitverhaltens nach Schänzlin

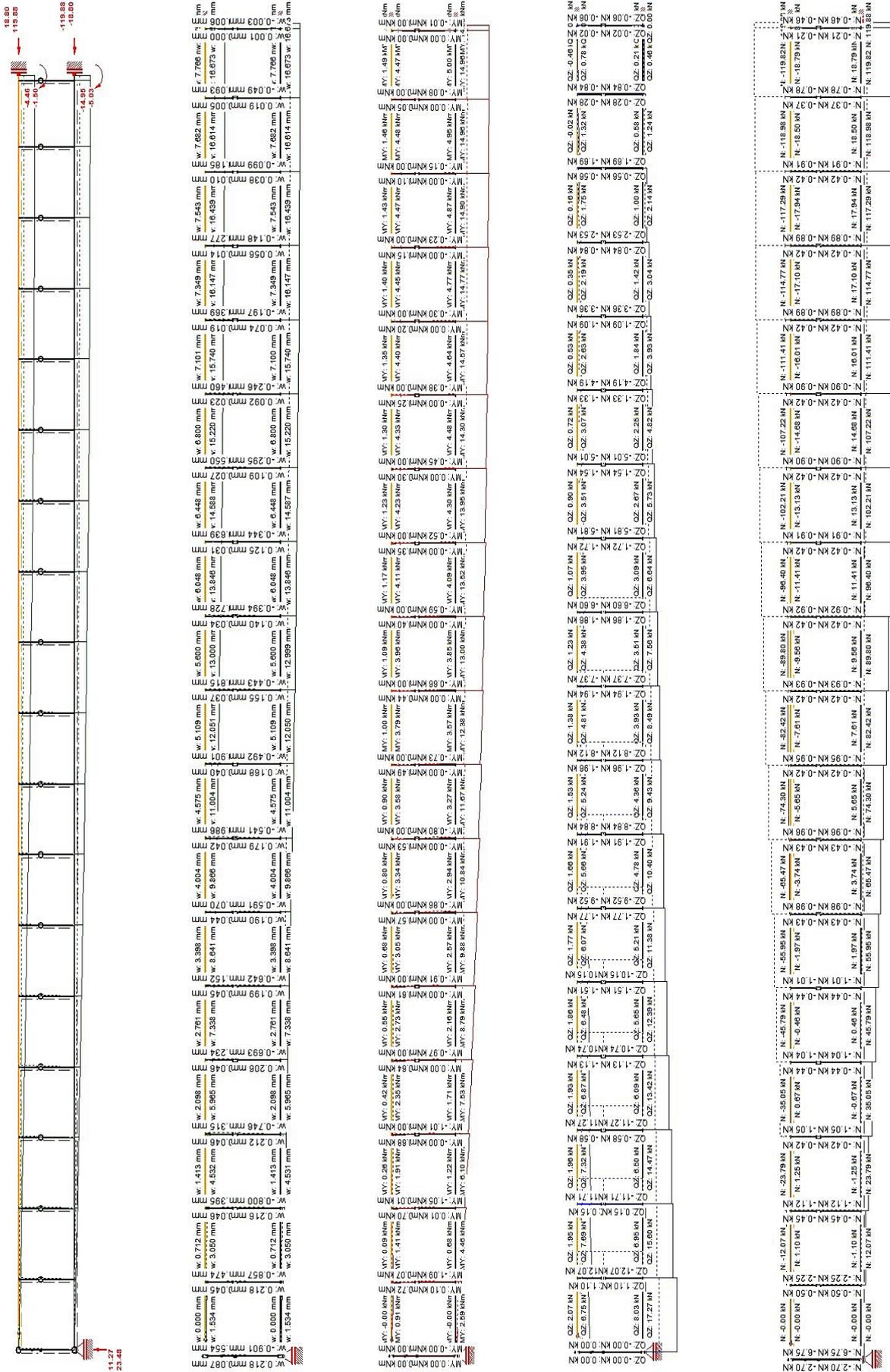
Nachweisführung einer Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke $t=\infty$ nach Schänzlin									
Nachweise									
Nachweise Brettsperrholz			Nachweise Beton			Nachweise Verbindungsmittel			
Biegezugnachweis	0,39 < 1	erfüllt	Druck	0,18 < 1	erfüllt	Tragfähigkeit Verbindungsmittel	0,50 < 1	erfüllt	
Schubnachweis	0,07 < 1	erfüllt	Zug	0,56 < 1	erfüllt				
Rollschubnachweis	0,16 < 1	erfüllt							
Auflagerpressung	0,07 < 1	erfüllt							
Durchbiegung									
l=	5400 mm								
w=	16,673 mm	<=	l/250=	21,6 mm	erfüllt	Auslastung=	0,77		
Eingabeparameter Stabwerkmodell									
Holzquerschnitt		Betonquerschnitt		Verbindungsmittel		Schwerpunktabstände			
Ev=	11.600.000 kN/m ²	Ev=	33.000.000 kN/m ²	Ev=	33.000.000 kN/m ²	zh=	90,00 mm		
Ieff=	30.793 cm ⁴	Ieff=	11.520 cm ⁴	IVM,SLS=	44 cm ⁴	zb=	60,00 mm		
A=	864 cm ²	A=	960 cm ²	IVM,ULS=	29 cm ⁴	zQS=	150,00 mm		
S _{z1} =	21517,20 kN			A=	1 cm ²				
Belastung		Langzeitverhalten Rautenstrauch			Langzeitverhalten Schänzlin				
SUMME g _{1,k} =	4,19 kN/m	E1,t=∞=	8.867.358,96 kN/m ²		ULS		SLS		
qk1=	1,60 kN	E2,t=∞=	7.228.401,19 kN/m ²		E1,t=∞=	4.024.390 kN/m ²	E1,t=∞=	5.156.250 kN/m ²	
qk2=	0,64 kN	IVM,SLS=	24,18 cm ⁴		E2,t=∞=	6.444.444 kN/m ²	E2,t=∞=	6.444.444 kN/m ²	
		IVM,ULS=	16,12 cm ⁴		IVM,ULS=	16,12 cm ⁴	IVM,SLS=	24,18 cm ⁴	
		Ev=	33.000.000,00 kN/m ²		ΔT=	-44,37	ΔT=	-44,37	
		ΔT=	-44,37						
Querschnittsabmessungen Decke									
DECKENART	Länge Decke	Breite Decke	Einflussbreite	Auflagerlänge	Höhe Steg	Breite Steg			
Plattendecke	5,40 m	7,00 m	80,00 cm	20,00 cm	0,00 cm	0,00 cm			
Statisches System	Spannweite	Höhe Holz	Breite Holz	Höhe Beton	Breite Beton	Höhe Schubkonsole			
Einfeldträger	540,00 cm	18,00 cm	80,00 cm	12,00 cm	80,00 cm	0,00 cm			
Anordnung der konstant Verteilten Verbindungsmittel									
emin=	15,00 cm	emax=	15,00 cm	e _{eff} =e _{min} +e _{max} /L*(e _{max} -e _{min})=		15,00 cm			
Mitwirkende Breite									
b _w	b ₁	b _{eff,1}	b ₂	b _{eff,2}	b ₀	b _{eff}			
0,00 cm	40,00	40,00	40,00	40,00	540,00 cm	80,00 cm			
Anforderungen für die Angenommene mitwirkende Breite des Betonquerschnitts sind erfüllt									
Materialkennwerte									
Beton									
Betongüte	Schwinddehnung	Materialkriechzahl	E _{0,mean}	α _{cc}	γ _{M,Beton}	γ _{M,Stahl}			
C30/37	-5,32E-04	3,60	3300,00 kN/cm ²	1,00	1,50	1,15			
f _{yk}	f _{ctm}	f _{ctd}	f _{ctd}	f _{yk}	f _{td}	α _r			
30,00 N/mm ²	2,90 N/mm ²	20,00 N/mm ²	1,93 N/mm ²	550,00	478,26	1,20E-05 1/K			
Holz									
Nutzungsklasse:	NK1								
Holzgüte	Ausgangsfuchte	Materialkriechzahl	E-Modul	k _{mod}	γ	Lastleitungsfaktor k ₁			
C124h	9,00 %	0,80	1160,00 kN/cm ²	0,80	1,25	1,10			
f _{yk}	Red. Randspannungen	f _{ed,k}	f _{ed,k}	f _{yk}	k _{c,90}	f _{c,90,k}			
24,00 N/mm ²	1,00	16,00 N/mm ²	24,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	1,30 N/mm ²	2,50 N/mm ²			
f _{m,d,t=0}	f _{m,d,t=3-7a & t=∞}	f _{0,d}	f _{0,d}	f _{0,d}	f _{c,90,d}				
16,90 N/mm ²	16,90 N/mm ²	10,24 N/mm ²	15,36 N/mm ²	2,24 N/mm ²	1,60 N/mm ²				
k ₀₁	G _{0,mean}	G _{r,mean}	f _{r,k} W ₀ /t ₀ ≥4:1	f _{r,d} W ₀ /t ₀ ≥4:1	κ				
1,12	65,00 kN/cm ²	10,00 kN/cm ²	1,40 N/mm ²	0,90 N/mm ²	0,35				
Schicht 1	Schicht2	Schicht 3	Schicht 4	Schicht 5	h _{ges,ges}				
3,60 cm	3,60 cm	3,60 cm	3,60 cm	3,60 cm	18,00 cm				
Verbindungsmittel									
Art des Verbinders	K _{ser}	K ₀	e _{eff}	P _k	R _d	γ _M			
SFS Schrauben	45,60 kN/mm	30,40 kN/mm	15,00 cm	kN	24,24 kN	1,30			
b _{ges}	b _{0,ges}	t _{konsole}	b _{ges,Konsole}	Materialkriechzahl					
0,00 cm	0,00 cm	0,00 cm	0,00 cm	0,80					

Lastannahmen											
Eigengewicht					Nutzlasten						
					Einflussbreite Decke e = 0,80 m						
					Aufbau Last [kN/m²]						
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	$\gamma_{k,material}$ [kN/m³]	Last [kN/m]	Aufbau	Last [kN/m²]					
Zementestrich	0,06	0,80	22,00	1,06	Wohnräume A1	2,00	$q_{k,1}$	1,60			
Trittschalldämmung	0,03	0,80	0,40	0,01	Trennwände	0,80	$q_{k,2}$	0,64			
Beton Q1	0,12	0,80	25,00	2,40			$q_{k,3}$	0,00			
Beton Q2	0,00	0,00	25,00	0,00			$q_{k,4}$	0,00			
Holz Q1	0,11	0,80	5,00	0,43			$q_{k,5}$	0,00			
Holz Q2	0,07	0,80	5,00	0,29			$q_{k,6}$	0,00			
SUMME $g_{k,1}$ =				4,19 kN/m	SUMME $q_{ges,k}$ =		2,24 kN/m²				
$g_{1,d}$ =				5,65 kN/m	$q_{k,d}$ =		3,07 kN/m²				
					Fmax, Versuch = 0 kN						
Lastfallkombinationen											
Einwirkung				ψ_0	ψ_1	ψ_2	Teilsicherheitsbeiwerte			γ	
Wohnräume A1				0,70	0,50	0,30	Eigengewicht			1,35	
Trennwände				0,70	0,50	0,30	Nutzlast			1,50	
0,00							Eigengewicht			1,00	
0,00							Nutzlast			1,00	
Charakteristische Lastfallkombination					Quasi-Ständige Lastfallkombination						
$P_{GZG,d,t} = \sum_{j=1}^n \gamma_g \cdot g_{k,j} + \gamma_g \cdot q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_q \cdot \psi_{0,i} \cdot q_{k,i}$					$P_{GZG,d,t} = \sum_{j=1}^n \gamma_g \cdot g_{k,j} + \sum_{i>1} \gamma_q \cdot \psi_{2,i} \cdot q_{k,i}$						
GZT					GZG						
	t=0	t=3-7a	t=∞		t=0	t=3-7a	t=∞				
Charakt. LFK	8,72			5,98					[kN/m]		
quasi-ständige LFK	8,00			4,86					[kN/m]		
Ergebnisse statisches System											
Schnittkräfte HBV-Verbunddecke											
Schnittkräfte Brettsperrholz			Zugehörige Normalkraft			Schnittkräfte Beton			Auflagerkraft		
$M_{max,d}$	14,95 kNm		$N_{zugehörig,d,VM1}$	0 kN		$M_{max,d}$	4,46 kNm		$A_{ax,d}$	23,48 kN	
$M_{min,d,VM1}$	0 kNm		$N_{zugehörig,d,VM2}$	0 kN		$M_{min,d,VM1}$	0 kNm				
$M_{min,d,VM3}$	0 kNm		$N_{zugehörig,d,VM2}$	0 kN		$M_{min,d,VM2}$	0 kNm				
$M_{min,d,VM3}$	0 kNm		$N_{zugehörig,d,VM2}$	0 kN		$M_{min,d,VM3}$	0 kNm				
$V_{max,d}$	17,27 kN		Druckkraft Beton; Zugkraft Holz			$V_{max,d}$	6,75 kN				
$N_{max,d}$	119,88 kN					$N_{max,d}$	119,88 kN				
$V_{auflage,d}$	23,48 kN										
Verbindungsmittel											
Alle 6 VM abgelesen											
$N_{max,d,VM1}$	12,07 kN	$e_{1,r}$	15 mm	$t_{1,r}$	804,67 N/mm						
$N_{min,d,VM2}$	9,52 kN	$e_{1,r}$	15 mm	$t_{1,r}$	634,67 N/mm						
$N_{min,d,VM3}$	5,01 kN	$e_{1,r}$	15 mm	$t_{1,r}$	334,00 N/mm						
Biegesteifigkeiten des Verbindungsmittel für die Berechnung mittels Stabwerksmodell											
b_{schl}	0 mm	$z_{1,r}$	90,00 mm	Referenzmodul $E_v = 33.000.000,00 \text{ kN/m}^2 = 33000,00 \text{ N/mm}^2$							
b_{risik}	0 mm	$z_{2,r}$	60,00 mm	$E_{I,VM,SLS}$	1,44E+10 Nmm²						
$b_{schl,console}$	0 mm	$z_{verbundflage}$	0 mm	$E_{I,VM,SLS}$	9,58E+09 Nmm²						
K_{sp}	45,6 kN/mm	z_{sp}	150,00 mm	$I_{VM,SLS}$	4,35E+05 mm⁴ = 43,53 cm⁴						
$K_{1,r}$	30,4 kN/mm	h_{ges}	300,00 mm	$I_{VM,SLS}$	2,90E+05 mm⁴ = 29,02 cm⁴						
				$d^* = (64 \cdot I_{VM,SLS} / \pi)^{(1/4)}$	5,46E+01 mm = 5,46 cm						
				$d^* = (64 \cdot I_{VM,SLS} / \pi)^{(1/4)}$	4,93E+01 mm = 4,93 cm						
d* ist der äquivalente Kreisdurchmesser											

Biegesteifigkeiten der Brettsperrholzplatte für die Berechnung mittels Stabwerksmodell											
Eingeschnittene Lagen:	0,00	b _{1,F}	400,00	mm	b _{3,F}	400,00	mm				
		b _{2,F}	400,00	mm	b _{4,F}	400,00	mm				
		b _{2,F}	400,00	mm	b _{4,F}	400,00	mm				
		b _{2,F}	400,00	mm	b _{3,F}	400,00	mm				
		b _{3,F}	400,00	mm	b _{3,F}	400,00	mm				
Schichtbezeichnung	1	2	3	4	5	t _F	36,00	mm	b _{Decke}	800	mm
Schichtdicken	36,00	36,00	36,00	36,00	36,00	mm	w _F	150,00	mm		
E0 / E90	11.600,00	0,00	11.600,00	0,00	11.600,00	N/mm ²					
G _{res,an}	650,00	0,00	650,00	0,00	650,00	N/mm ²	w _F /t _F	4,17	> 4		
G _{res,an} w _F /t _F ≥ 4:1	0,00	100,00	0,00	100,00	0,00	N/mm ²			erfüllt		
Schwerpunktsabstand (z _s -z _i)	72,00	36,00	0,00	-36,00	-72,00	mm					
Schwerpunktsberechnung											
Schicht	h	b _l	b _{ik}	n	A _n	z _i	A _n z _i	I _n	A _n (z _i -z _s) ²		
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ⁴]	
1	36,00	400,00	400,00	1,00	28.800,00	18,00	518.400,00	3.110.400,00	149.299.200,00		
2	36,00	400,00	400,00	0,00	0,00	54,00	0,00	0,00	0,00		
3	36,00	400,00	400,00	1,00	28.800,00	90,00	2.592.000,00	3.110.400,00	0,00		
4	36,00	400,00	400,00	0,00	0,00	126,00	0,00	0,00	0,00		
5	36,00	400,00	400,00	1,00	28.800,00	162,00	4.665.600,00	3.110.400,00	149.299.200,00		
Σ	180,00				86.400,00		7.776.000,00	9.331.200,00	298.598.400,00		
E _v	11600,00	N/mm ²	11.600.000,00	kn/m ²			A _s	57.600,00	mm ²		
z _{top}	90,00	mm					A _F	86.400,00	mm ²		
z _{bot}	90,00	mm									
I _{eff}	3,08E+08	mm ⁴	30792,96	cm ⁴							
E _{eff}	3,57E+12	Nmm ²	Kclt = E (Σ I _i d + Σ A _i * e _i ²)								
S _{eff}	2,15E+07	N	Sclt = κ (Σ A _i * G _i)								
Spannungen im Brettsperrholzquerschnitt											
Schicht	h*	h _{ges}	b	z _{schub}	n	S	τ _{so}	τ _{vorstellung}			
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[N/mm ²]				
		0,00		0,00			0,00	0,000	180,00		
1	36,00	36,00	800,00	72,00	1,00	2.073.600,00	0,145	0,145	144,00		
2	36,00	72,00	800,00	36,00	0,00	2.073.600,00	0,145	0,145	108,00		
3A	18,00	90,00	800,00	9,00	1,00	2.203.200,00	0,154	0,154	90,00		
3B	18,00	108,00	800,00	-9,00	1,00	2.073.600,00	0,145	0,145	72,00		
4	36,00	144,00	800,00	-36,00	0,00	2.073.600,00	0,145	0,145	36,00		
5	36,00	180,00	800,00	-72,00	1,00	0,00	0,000	0,000	0,00		
Σ	180,00										
S _i = A _i * (z _s - z _i)											
Schicht	h*	z _{Moment,oben}	σ _{0=M}	σ _{0=N}	σ _{0=res}						
	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						
	180,00		0,00	0,00	0,00						
1oben	180,00	90,00	-4,37	1,39	-2,98						
1unten	144,00	54,00	-2,62	1,39	-1,23						
2oben	144,00	0,00	0,00	0,00	0,00						
2unten	108,00	0,00	0,00	0,00	0,00						
3oben	108,00	18,00	-0,87	1,39	0,51						
3unten	72,00	18,00	0,87	1,39	2,26						
4oben	72,00	0,00	0,00	0,00	0,00						
4unten	36,00	0,00	0,00	0,00	0,00						
5oben	36,00	54,00	2,62	1,39	4,01						
5unten	0,00	90,00	4,37	1,39	5,76						
	0,00		0,00	0,00	0,00						
Biegesteifigkeiten der Betonplatte für die Berechnung mittels Stabwerksmodell											
E _{beton}	33000,00	N/mm ²	h _{Steg}	0,00	mm						
h _{Platte}	120,00	mm	h _{Schubbocke}	0,00	mm						
b _{Platte}	800,00	mm	b _{Steg}	0,00	mm						
Schwerpunktsberechnung Beton											
Nr.	h	b _e	b _i	n	A _n	z _i	A _n z _i	I _n	A _n (z _i -z _s) ²		
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ⁴]	
1,00	120,00	800,00	0,00	1,00	96.000,00	60,00	5.760.000,00	115.200.000,00	0,00		
2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
3,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
Σ	120,00				96.000,00		5.760.000,00	115.200.000,00	0,00		
E _v	33.000,00	N/mm ²	33.000.000,00	kn/m ²							
z _{top}	60,00	mm									
z _{bot}	60,00	mm									
I _{eff}	1,15E+08	mm ⁴	11.520,00	cm ⁴							
E _{eff}	3,80E+12	Nmm ²									

Langzeitverhalten nach Rautenstrach			
g/q=	0,65	=>	kl= 0,7*g/q+0,3 = 0,76
E _{1,unw} =	8.867.358,96	kN/m ²	
E _{2,unw} =	7.228.401,19	kN/m ²	
Ermittlung der Temperaturlast für den Lastfall Schwinden			
ΔT=	-4,44E+01		
Abminderung der Verschiebungsmodul			
K _{ser,t=0} =	25,33	kN/mm	z _e = 90,00 mm
K _{ser,t=∞} =	16,89	kN/mm	z _e = 60,00 mm
			z _{verbundlag} = 0 mm
			z _{cp} = 150,00 mm
			r _{bet} = 300,00 mm
		Referenzemodul Ev=	33.000.000,00 kN/m ²
		E _{1,VM,SL5} =	7,98E+09 Nmm ²
		E _{1,VM,UL5} =	5,32E+09 Nmm ²
		I _{VM,SL5} =	2,42E+05 mm ⁴ = 24,18 cm ⁴
		I _{VM,UL5} =	1,61E+05 mm ⁴ = 16,12 cm ⁴
		d*=(64*I _{VM,SL5} /π) ^(1/4) =	4,71E+01 mm = 4,71 cm
		d*=(64*I _{VM,UL5} /π) ^(1/4) =	4,26E+01 mm = 4,26 cm
d* ist der äquivalente Kreisdurchmesser			

Langzeitverhalten nach Schänzlin									
	Zeit	k _{s,res}	Δε _{sh,D}	ψ _{h,v}	ψ _{a,v}	φ _{h,v}	φ _{a,v}	φ _{VM}	
GZT	t=0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	t=3-7a	0,50	2,66E-04	0,50	1,90	0,40	6,84	0,80	0,80
	t=∞	0,80	4,26E-04	1,00	2,00	0,80	7,20	0,80	0,80
GZG	t=0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	t=∞	0,80	4,26E-04	1,00	1,50	0,80	5,40	0,80	0,80
	Zeit	E ₁	E ₂	K _u [kN/mm]	K _{ser} [kN/mm]				
		kN/m ²	kN/m ²						
GZT	t=0	33.000.000	11.600.000		30,40				
	t=3-7a	4.209.184	8.285.714		16,89				
	t=∞	4.024.390	6.444.444		16,89				
GZG	t=0	33.000.000	11.600.000			45,60			
	t=∞	5.156.250	6.444.444			25,33			
		Referenzemodul Ev=	33.000.000,00 kN/m ²	33000,00 N/mm ²					
		E _{1,VM,SL5} =	7,98E+09 Nmm ²						
		E _{1,VM,UL5} =	5,32E+09 Nmm ²						
		I _{VM,SL5} =	2,42E+05 mm ⁴ = 24,18 cm ⁴						
		I _{VM,UL5} =	1,61E+05 mm ⁴ = 16,12 cm ⁴						
		d*=(64*I _{VM,SL5} /π) ^(1/4) =	4,71E+01 mm = 4,71 cm						
		d*=(64*I _{VM,UL5} /π) ^(1/4) =	4,26E+01 mm = 4,26 cm						
					d* ist der äquivalente Kreisdurchmesser				



C-5 Berechnung einer Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke mit Schubkonsolen (Prüflast: $F_{Anriss} = 190 \text{ kN}$)

Nachweisführung für eine Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke mit Schubkonsolen

Querschnittsabmessungen Decke						
DECKENART	Länge Decke	Breite Decke	Einflussbreite	Auflagerlänge	Höhe Steg	Breite Steg
Plattendecke	5,40 m	7,00 m	80,00 cm	10,00 cm	10,00 cm	12,00 cm
Statisches System	Spannweite	Höhe Holz	Breite Holz	Höhe Beton	Breite Beton	Höhe Schubkonsole
Einfeldträger	540,00 cm	10,00 cm	80,00 cm	8,00 cm	80,00 cm	6,00 cm

Mitwirkende Breite						
b_w	b_t	$b_{eff,1}$	b_2	$b_{eff,2}$	l_0	b_{eff}
12,00 cm	34,00 cm	34,00 cm	34,00 cm	34,00 cm	540,00 cm	80,00 cm
Anforderungen für die Angenommene mitwirkende Breiten des Betonquerschnitts sind erfüllt						

Materialkennwerte				
Beton				
Betongüte	E_{cm}	α_{cc}	$\gamma_{M,Beton}$	$\gamma_{M,Stahl}$
C30/37	3.300,00 kN/cm ²	1,00	1,00	1,00
f_{cm}	f_{ctm}	f_{ctd}	f_{ctd}	f_{yk}
38,00 N/mm ²	2,90 N/mm ²	38,00 N/mm ²	2,90 N/mm ²	550,00
Anzahl Bewehrungsstäbe	Durchmesser d_s	Überdeckung c_s	f_{yk}	E_{st}
2,00	14,00 mm	1,50 cm	550,00	20.000,00 kN/cm ²

Holz						
Nutzungsklasse:	NK1					
Holzgüte	E-Modul	$G_{0,mean}$	$G_{v,mean}$	k_{mod}	γ	Lastenteilungsfaktor k_t
CI24h	1160,00 kN/cm ²	65,00 kN/cm ²	10,00 kN/cm ²	1,00	1,00	1,00
$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{v,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{r,k} W_0/t_0 \geq 4:1$	$k_{c,90}$
24,00 N/mm ²	16,00 N/mm ²	24,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	2,50 N/mm ²	1,40 N/mm ²	1,30 N/mm ²
$f_{m,mean}$	$f_{t,mean}$	$f_{c,mean}$	$f_{v,mean}$	$f_{t,90,mean}$	$f_{r,mean} W_0/t_0 \geq 4:1$	
31,86 N/mm ²	21,24 N/mm ²	31,86 N/mm ²	4,65 N/mm ²	3,32 N/mm ²	1,86 N/mm ²	
Schicht 1	Schicht2	Schicht 3	Schicht 4	Schicht 5	$h_{BSP,ges}$	
2,00 cm	2,00 cm	2,00 cm	2,00 cm	2,00 cm	10,00 cm	

Verbindungsmittel			
Alle 50 cm wird eine Reihe HBV-Schubverbinder eingebaut, darum wird der Verschiebungsmodul pro m Platte angegeben			
Art des Verbinders	K_{BSP}	K_v	e_{eff}
Schubkonsole	120,00 kN/mm	108,00 kN/mm	0,00 cm
b_{Steg}	b_{BSP}	$t_{Konsole}$	$b_{ges,Konsole}$
12,00 cm	7,50 cm	6,00 cm	27,00 cm

Lastannahmen				
Eigengewicht			Nutzlasten	
			Einflussbreite Decke e = 0,80 m	
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	$\gamma_{Material}$ [kN/m ³]	Last [kN/m]
Zementestrich	0,00	0,80	22,00	0,00
Trittschalldämmung	0,00	0,80	0,40	0,00
Beton Q1	0,08	0,80	25,00	1,60
Beton Q2	0,16	0,12	25,00	0,48
Holz Q1	0,06	0,68	5,00	0,20
Holz Q2	0,04	0,80	5,00	0,16
SUMME $q_{G,k}$ =			2,44 kN/m	
Aufbau	Last [kN/m ²]			
Wohnräume A1	0,00	$q_{1,k}$	0,00	
Trennwände	0,00	$q_{2,k}$	0,00	
		$q_{3,k}$	0,00	
		$q_{4,k}$	0,00	
		$q_{5,k}$	0,00	
		$q_{6,k}$	0,00	
SUMME $q_{Nutz,k}$ =			0,00 kN/m ²	

Lastfallkombinationen			
Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30
Trennwände	0,70	0,50	0,30
0,00			
0,00			
GZT	Teilsicherheitsbeiwerte		γ
	Eigengewicht		1,35
	Nutzlast		1,50
GZG	Eigengewicht		1,00
	Nutzlast		1,00

Charakteristische Lastfallkombination		Quasi-Ständige Lastfallkombination	
$P_{GZG,AE} = \sum_{j=1}^n \gamma_g \cdot q_{k,j} + \gamma_g \cdot q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot \psi_{0,i} \cdot q_{k,i} + P_{SID,i}$		$P_{GZG,AE} = \sum_{j=1}^n \gamma_g \cdot q_{k,j} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot \psi_{2,i} \cdot q_{k,i} + P_{SID,i}$	
	GZT t=0	GZG t=0	
Charakt. LFK	3,30	2,44	[kN/m]
quasi-ständige LFK	3,30	2,44	[kN/m]

Ergebnisse statisches System

Schnittkräfte Brettsperrholz		Zugehörige Normalkraft		USL		Schnittkräfte Beton		Auflagerkraft	
$M_{max,d}^{\text{BSP}}$	10,12 kNm			$M_{max,d}^{\text{BSP}}$	43,36 kNm	A_{trag}^{BSP}	102 kN		
$M_{min,d,VM1}^{\text{BSP}}$	-3,29 kNm	$N_{zugehörig,d,VM1}^{\text{BSP}}$	189,95 kN	$M_{min,d,VM1}^{\text{BSP}}$	-22,00 kNm				
$M_{min,d,VM2}^{\text{BSP}}$	0,10 kNm	$N_{zugehörig,d,VM2}^{\text{BSP}}$	392,60 kN	$M_{min,d,VM2}^{\text{BSP}}$	-6,52 kNm				
$M_{min,d,VM3}^{\text{BSP}}$	0,16 kNm	$N_{zugehörig,d,VM3}^{\text{BSP}}$	624,00 kN	$M_{min,d,VM3}^{\text{BSP}}$	0,37 kNm				
$V_{max,d}^{\text{BSP}}$	22,81 kN	Druckkraft Beton, Zugkraft Holz		$V_{max,d}^{\text{BSP}}$	100,00 kN				
$N_{max,d}^{\text{BSP}}$	624,00 kN			$N_{max,d}^{\text{BSP}}$	624,00 kN				

Verbindungsmittel					
$N_{min,d,VM1}^{\text{BSP}}$	189,95 kN	e_1	430 mm	t_1	441,74 N/mm
$N_{min,d,VM2}^{\text{BSP}}$	202,65 kN	e_2	600 mm	t_2	337,75 N/mm
$N_{min,d,VM3}^{\text{BSP}}$	231,40 kN	e_3	1670 mm	t_3	138,56 N/mm

Biegesteifigkeiten des Verbindungsmittel für die Berechnung mittels Stabwerksmodell

Zustand I																			
b_{eff}^{BSP}	75 mm	z_1	22,22 mm	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Referenzemodul E_v</th> <th>33.000.000,00 kN/m²</th> <th>33000,00 N/mm²</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$E_{VM,SL1}^{\text{BSP}}$</td> <td>1,09E+11 Nmm²</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$E_{VM,UL1}^{\text{BSP}}$</td> <td>9,82E+10 Nmm²</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$I_{VM,SL1}^{\text{BSP}}$</td> <td>3,31E+06 mm⁴</td> <td>330,70 cm⁴</td> </tr> <tr> <td>$I_{VM,UL1}^{\text{BSP}}$</td> <td>2,98E+06 mm⁴</td> <td>297,63 cm⁴</td> </tr> </tbody> </table>	Referenzemodul E_v	33.000.000,00 kN/m ²	33000,00 N/mm ²	$E_{VM,SL1}^{\text{BSP}}$	1,09E+11 Nmm ²		$E_{VM,UL1}^{\text{BSP}}$	9,82E+10 Nmm ²		$I_{VM,SL1}^{\text{BSP}}$	3,31E+06 mm ⁴	330,70 cm ⁴	$I_{VM,UL1}^{\text{BSP}}$	2,98E+06 mm ⁴	297,63 cm ⁴
Referenzemodul E_v	33.000.000,00 kN/m ²	33000,00 N/mm ²																	
$E_{VM,SL1}^{\text{BSP}}$	1,09E+11 Nmm ²																		
$E_{VM,UL1}^{\text{BSP}}$	9,82E+10 Nmm ²																		
$I_{VM,SL1}^{\text{BSP}}$	3,31E+06 mm ⁴	330,70 cm ⁴																	
$I_{VM,UL1}^{\text{BSP}}$	2,98E+06 mm ⁴	297,63 cm ⁴																	
$b_{eff,konsol}^{\text{BSP}}$	120 mm	z_2	139,54 mm																
$b_{Schubkonsol}^{\text{BSP}}$	270 mm	$z_{Verbundfluge}$	30 mm																
K_{eff}	120,00 kN/mm	z_{eff}	161,77 mm																
K_s	108,00 kN/mm	h_{ges}	280,00 mm																

Mit Berücksichtigung der Gurtsteifigkeiten

Referenzemodul E_v		3,30E+07 kN/m ²	33000,00 N/mm ²							
Konsole	z_1	z_2	e_1	e_2	$E_{eff,b}$	$E_{eff,b,II}$	$E_{VM,SL1}^{\text{BSP}}$	$I_{VM,SL1}^{\text{BSP}}$	$I_{VM,UL1}^{\text{BSP}}$	$d^4=(64 \cdot I_{VM,UL1}^{\text{BSP}}) / \pi^4 (1/4)$
SLS	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ⁴]	[cm ⁴]	[cm]
116			0	300			1,11E+11	3,36E+06	336,16	9,10
215			300	300			1,10E+11	3,33E+06	333,41	9,08
314	22,22	139,54	300	1370	5,64E+11	1,06E+13	1,15E+11	3,48E+06	348,27	9,18
USL										
116			0	300			9,97E+10	3,02E+06	302,05	8,86
215			300	300			9,89E+10	3,00E+06	299,82	8,84
314	22,22	139,54	300	1300	5,64E+11	1,06E+13	1,03E+11	3,11E+06	310,79	8,92

Zustand II

b_{eff}^{BSP}	75 mm	z_1	22,22 mm	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Referenzemodul E_v</th> <th>33.000.000,00 kN/m²</th> <th>33000,00 N/mm²</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$E_{VM,SL2}^{\text{BSP}}$</td> <td>2,35E+11 Nmm²</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$E_{VM,UL2}^{\text{BSP}}$</td> <td>2,12E+11 Nmm²</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$I_{VM,SL2}^{\text{BSP}}$</td> <td>7,12E+06 mm⁴</td> <td>712,47 cm⁴</td> </tr> <tr> <td>$I_{VM,UL2}^{\text{BSP}}$</td> <td>6,41E+06 mm⁴</td> <td>641,22 cm⁴</td> </tr> </tbody> </table>	Referenzemodul E_v	33.000.000,00 kN/m ²	33000,00 N/mm ²	$E_{VM,SL2}^{\text{BSP}}$	2,35E+11 Nmm ²		$E_{VM,UL2}^{\text{BSP}}$	2,12E+11 Nmm ²		$I_{VM,SL2}^{\text{BSP}}$	7,12E+06 mm ⁴	712,47 cm ⁴	$I_{VM,UL2}^{\text{BSP}}$	6,41E+06 mm ⁴	641,22 cm ⁴
Referenzemodul E_v	33.000.000,00 kN/m ²	33000,00 N/mm ²																	
$E_{VM,SL2}^{\text{BSP}}$	2,35E+11 Nmm ²																		
$E_{VM,UL2}^{\text{BSP}}$	2,12E+11 Nmm ²																		
$I_{VM,SL2}^{\text{BSP}}$	7,12E+06 mm ⁴	712,47 cm ⁴																	
$I_{VM,UL2}^{\text{BSP}}$	6,41E+06 mm ⁴	641,22 cm ⁴																	
$b_{eff,konsol}^{\text{BSP}}$	120 mm	z_2	180,36 mm																
$b_{Schubkonsol}^{\text{BSP}}$	270 mm	$z_{Verbundfluge}$	30 mm																
K_{eff}	120,00 kN/mm	z_{eff}	202,58 mm																
K_s	108,00 kN/mm	h_{ges}	280,00 mm																

Mit Berücksichtigung der Gurtsteifigkeiten

Referenzemodul E_v		3,30E+07 kN/m ²	33000,00 N/mm ²							
Konsole	z_1	z_2	e_1	e_2	$E_{eff,b}$	$E_{eff,b,II}$	$E_{VM,SL2}^{\text{BSP}}$	$I_{VM,SL2}^{\text{BSP}}$	$I_{VM,UL2}^{\text{BSP}}$	$d^4=(64 \cdot I_{VM,UL2}^{\text{BSP}}) / \pi^4 (1/4)$
SLS	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ⁴]	[cm ⁴]	[cm]
116			0	300			2,57E+11	7,80E+06	779,60	11,23
215			300	300			2,46E+11	7,45E+06	744,52	11,10
314	22,22	180,36	300	1370	5,64E+11	2,41E+12	3,21E+11	9,73E+06	972,56	11,86
USL										
116			0	300			2,29E+11	6,95E+06	695,09	10,91
215			300	300			2,20E+11	6,67E+06	667,07	10,80
314	22,22	180,36	300	1300	5,64E+11	2,41E+12	2,73E+11	8,27E+06	826,78	11,39

Biegesteifigkeiten der Brettsperrholzplatte für die Berechnung mittels Stabwerksmodell

Eingeschnittene Lagen:		3,00	$b_{1,F}$	340,00 mm	$b_{3,F}$	340,00 mm
			$b_{2,F}$	340,00 mm	$b_{4,F}$	400,00 mm
b_{decke}	800 mm		$b_{2,F}$	340,00 mm	$b_{3,F}$	400,00 mm
			$b_{3,F}$	340,00 mm	$b_{4,F}$	400,00 mm
			$b_{3,F}$	340,00 mm	$b_{3,F}$	400,00 mm

Schichtbezeichnung	1	2	3	4	5	t_s	20,00 mm
Schichtdicken	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	w_0	150,00 mm
E0 / E90	11.600,00	0,00	11.600,00	0,00	11.600,00	w_0/t_s	7,50 > 4
$G_{min,23}$	650,00	0,00	650,00	0,00	650,00		erfüllt
$G_{min,23} \cdot w_0/t_s \geq 4:1$	0,00	100,00	0,00	100,00	0,00		
Schwerpunktsabstand (zs-z1)	42,22	22,22	2,22	-17,78	-37,78		

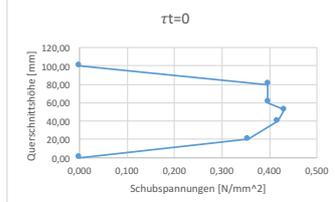
Schwerpunktsberechnung									
Schicht	h	b _i	b _{ik}	n _i	A _n	z _i	A _n z _i	I _n	A _n (z _i -z _i) ²
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
1	20,00	340,00	340,00	1,00	13.600,00	10,00	136.000,00	453.333,33	24.244.938,27
2	20,00	340,00	340,00	0,00	0,00	30,00	0,00	0,00	0,00
3	20,00	340,00	340,00	1,00	13.600,00	50,00	680.000,00	453.333,33	67.160,49
4	20,00	400,00	400,00	0,00	0,00	70,00	0,00	0,00	0,00
5	20,00	400,00	400,00	1,00	16.000,00	90,00	1.440.000,00	533.333,33	22.834.567,90
Σ	100,00				43.200,00		2.256.000,00	1.440.000,00	47.146.666,67

E _v	11600,00	N/mm ²	11.600.000,00	kN/m ²
z _{0,0}	52,22	mm		
z _{0,1}	47,78	mm		
I _{eff}	4,86E+07	mm ⁴	4858,67	cm ⁴
E _{l,eff}	5,64E+11	Nmm ²		

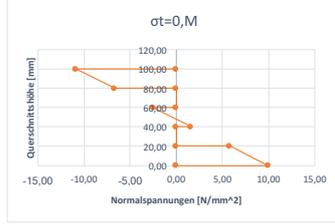
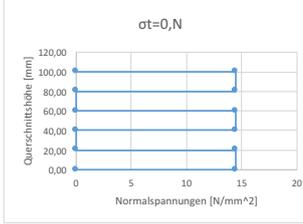
K_{lt} = E (Σ I_i d + Σ A_i e_i²)

Spannungen im Brettperholzquerschnitt									
Schicht	h*	h _{ges}	b	z _{i,schub}	n	s	τ _{z0}	h _{darstellung}	
[-]	[mm]	[mm]	mm	[mm]		[mm]	[N/mm ²]		
		0,00		0,00			0,00	0,000	100,00
1	20,00	20,00	680,00	42,22	1,00	574.222,22	0,396	0,396	80,00
2	20,00	40,00	680,00	22,22	0,00	574.222,22	0,396	0,396	60,00
3A	12,22	52,22	680,00	6,11	1,00	625.012,35	0,432	0,432	52,22
3B	7,78	60,00	680,00	-3,89	1,00	604.444,44	0,417	0,417	40,00
4	20,00	80,00	800,00	-17,78	0,00	604.444,44	0,355	0,355	20,00
5	20,00	100,00	800,00	-37,78	1,00	0,00	0,000	0,000	0,00
Σ	100,00								

S_i = A_i * (z_s - z_i)



Schicht	h*	z _i Moment,ober	σ _{e=0,M}	σ _{e=0,N}	σ _{e=0,res}
	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	100,00		0,00	0,00	0,00
1oben	100,00	52,22	-10,88	14,44	3,57
1unten	80,00	32,22	-6,71	14,44	7,73
2oben	80,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2unten	60,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3oben	60,00	12,22	-2,55	14,44	11,90
3unten	40,00	7,78	1,62	14,44	16,06
4oben	40,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4unten	20,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5oben	20,00	27,78	5,79	14,44	20,23
5unten	0,00	47,78	9,95	14,44	24,40
	0,00		0,00	0,00	0,00



Rollschub	
f _{e0,3} schächel	0,417 [N/mm ²]
f _{e0,r}	0,42 [N/mm ²]

Biegesteifigkeiten der Betonplatte für die Berechnung mittels Stabwerksmodell			
E _{beton}	33000,00	N/mm ²	100,00 mm
h _{B,Platte}	80,00	mm	h _{B,schubbocke} = 60,00 mm
b _{B,Platte}	800,00	mm	b _{B,schubbocke} = 120,00 mm

Schwerpunktsberechnung Beton									
Nr.	h	b _{ik}	b _i	n _i	A _n	z _i	A _n z _i	I _n	A _n (z _i -z _i) ²
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
Platte	80,00	800,00	0,00	1,00	6.40E+04	40,00	2.56E+06	3.41E+07	5.94E+07
Steg	100,00	120,00	0,00	1,00	1.20E+04	130,00	1.56E+06	1.00E+07	4.25E+07
Schubbocke	60,00	120,00	0,00	1,00	7.20E+03	210,00	1.51E+06	2.16E+06	1.40E+08
	Anzahl Stäbe n	d _i	A _s	n	A _n	z _i	A _n z _i	I _n	A _n (z _i -z _i) ²
Bewehrung	2,00	14,00	307,88	6,06	1.558,04	218,00	339.652,62	0,00	33.917.648,91
Σ	240,00				84.758,04		5.971.652,62	46.293.333,33	276.029.728,71

E _v	33.000,00	N/mm ²	33.000.000,00	kN/m ²
z _{0,0}	70,46	mm		
z _{0,1}	169,54	mm		
I _{eff}	3,22E+08	mm ⁴	32.232,31	cm ⁴
E _{l,eff}	1,06E+13	Nmm ²		

Berechnung der Biegesteifigkeit des Betonquerschnitts im Zustand II

A _{0,2}	307,88	mm ²
A _e =b*d	174.400,00	mm ²
ρ ₁ =A _s /A _e	0,00177	-
α _e	6,06	-
α _e *ρ ₁	0,01	-
d ₁	22,00	mm
d= h _v -d ₁	218,00	mm
b	800	mm

Unter Druck Beanspruchte Decke - Annahme Uechter Plattenbalken

$$\frac{\epsilon_{c0}}{\epsilon_{s1}} = \alpha_e \cdot \rho_1 \cdot \left[1 \pm \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \cdot \rho_1}} \right] = \frac{(\epsilon_{c0}/\epsilon_{s1})_t}{(\epsilon_{c0}/\epsilon_{s1})_b} = \frac{0,157}{-0,136}$$

$$\xi = \frac{1}{1 + \left(\frac{\epsilon_{c0}}{\epsilon_{s1}} \right)} = 0,136$$

$$x_{II} = \frac{A_s \cdot \alpha_e}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{A_s \cdot \alpha_e}} \right] = 29,64$$

Berechnung der Druckzonenhöhe im Zustand II:			
x _e =ξ*d	29,64	mm	≤ 80,00 mm
Berechnung des 'uechten' Plattenbalken als Rechtecksquerschnitt			
b _{Platte}	800,00	mm	
A _{0,1} =x _e *b _{Platte}	23.713,63	mm ²	
ξ=1-√(3)	0,955		
z=ξ*d	208,12	mm	
E _c	200.000,00	N/mm ²	
A _e	307,88	[mm ²]	
E _{l,eff}	33.000,00	N/mm ²	

$$EI_{II,c} = A_s \cdot E_s \cdot z_{II} \cdot (d - x_{II}) = 2,41E+12 \text{ Nmm}^2$$

$$I_{II} = \frac{EI_{II,c}}{E_c} = 7,31E+07 \text{ mm}^4 = 7,314,56 \text{ cm}^4$$

$$A_{0,1,c} = 24,021,50 \text{ mm}^2 = 240,22 \text{ cm}^2$$

Nachweise Brettsperrholz			
	Spannungen [N/mm ²]	Auslastung [-]	
Biegezugnachweis	24,396	0,99 < 1	erfüllt
Schubnachweis	0,432	0,09 < 1	erfüllt
Rollschubnachweis	0,417	0,22 < 1	erfüllt
Auflagerpressung	1,275	0,30 < 1	erfüllt
Druck Holzflanke	38,567	1,21 < 1	nicht erfüllt

Nachweise Plattenbalken im Zustand II									
Bewehrungswahl									
$h_{\text{BSP}}=$	0,16	$b_{\text{BSP}}=$	0,8	$f_{\text{yk}}=$	2,90	MN/m ²	$A_{\text{cmBSP}}=$	0,36	cm ²
$h_{\text{Beton}}=$	0,08	$b_{\text{BSP}}=$	0,12	$f_{\text{yk}}=$	550	MN/m ²	$A_{\text{cmBSP}}=$	0,88	cm ²
$d=$	0,218	$h=$	0,24	$f_{\text{yk}}=$	550,00	MN/m ²	$A_{\text{cmBSP}}=$	33,28	cm ²
$A_s=$	0,0832	$A_{\text{BSP}}=$	0,064	$A_{\text{BSP}}=$	0,0192	MN/m ²	$\rho_{\text{BSP}}=$	0,95	cm ² /m
Gefordert	Gewählt	As,vorh	Erfüllt	As,min	Erfüllt	As,max	Erfüllt	Bewehrungsgrad	
Längsbewehrung	0,54	2x14	3,08 JA	0,36	JA	33,28	JA	0,0037	
Querkraft	4,77	ø8/e=10	5,03 JA	0,95	JA			0,0037	
Druckgurtanschl	6,47	7xø12/e=10	7,92 JA					0,0060	

SLS			
$\Delta w^* = \Delta w_{ZH} \cdot \zeta + \Delta w_{ZL} \cdot (1 - \zeta)$	Wiederstandsmoment ZL:	$W_{u,ZL} = I_{eff,ZL} / z_{u,beton}$	2,18E+06 mm ²
	Rissmoment:	$M_{u,ZL} = f_{ctm} \cdot W_{u,ZL}$	6,34E+06 Nmm = 6,34 KNm
$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2$	Einfluss der Belastungsdauer und der Lastwiederholung $\beta =$		1 für einmalige kurzzeitige Belastung

Prüfergebnisse									
Prüfkörper	F_{max} [kN]	F_{Anstz} [kN]	F_{St} [kN]	F_{St} [kN]	ΔF [kN]	W_{0t} [mm]	W_{0t} [mm]	$\Delta w_{\text{Prüfung}}$ [mm]	
NK_HBV_SWA_B2_01	205	185	65,4	19,5	45,9	13,9	3,31	10,59	
NK_HBV_SWA_B2_02	203	194	77,9	23,2	54,7	16,6	3,7	12,9	
NK_HBV_SWA_B2_03	206	192	79,1	24,5	54,6	19,8	4,45	15,35	
Mittelwerte	205	190	74,13	22,40	51,73	16,77	3,82	12,95	

Ergebnisse aus dem Stabwerksmodell											
Prüfkörper	$F_{\text{max}}/2$ [kN]	$F_{\text{Anstz}}/2$ [kN]	$F_{\text{St}}/2$ [kN]	$F_{\text{St}}/2$ [kN]	ΔF [kN]	$W_{0t,ZL}$ [mm]	$W_{0t,ZL}$ [mm]	Δw_{ZL} [mm]	$W_{0t,ZL}$ [mm]	$W_{0t,ZL}$ [mm]	Δw_{ZL} [mm]
NK_HBV_SWA_B2_01	102,50	92,50	32,70	9,75	22,95	11,93	4,63	7,3	18,93	7,36	11,57
NK_HBV_SWA_B2_02	101,50	97,00	38,95	11,60	27,35	13,91	5,22	8,69	22,08	8,29	13,79
NK_HBV_SWA_B2_03	103,00	96,00	39,55	12,25	27,30	14,1	5,43	8,67	22,39	8,26	14,13
Mittelwerte	102,33	95,17	37,07	11,20	25,87						

Gegenüberstellung der Ergebnisse											
Prüfkörper	$M_{\text{StZL}}/2$ [kNm]	$M_{\text{StZL}}/2$ [kNm]	$M_{u,ZL}$ [kNm]	$\zeta_{\text{StZL}}/2$ [-]	$\zeta_{\text{StZL}}/2$ [-]	Δw_{ZL} [mm]	Δw_{ZL} [mm]	Δw^* [mm]	$\Delta w_{\text{Prüfung}}$ [mm]	$\Delta w_{\text{Prüfung}} - \Delta w^*$ [mm]	rel. Differenz [%]
NK_HBV_SWA_B2_01	16,43	6,52	6,34	0,851	0,056	7,3	11,57	10,94	10,59	-0,35	-3,26
NK_HBV_SWA_B2_02	19,13	7,32		0,890	0,251	8,69	13,79	13,23	12,9	-0,33	-2,56
NK_HBV_SWA_B2_03	19,93	7,6		0,899	0,305	8,67	14,13	13,58	15,35	1,77	11,54
Mittelwerte	18,50	7,15		0,883	0,214	8,22	13,16	12,58	12,95	0,36	2,81

Bemessung des Betonquerschnitts					
$h_{platte} =$	0,08 m	$b_{platte} =$	0,8 m	$z_{s,o} =$	70,46 mm
$h_{steg} =$	0,16 m	$b_{steg} =$	0,12 m	$z_{s,u} =$	169,54 mm
$h_{ges} =$	0,24 m				
Biegebemessung					
benötigte Betondeckung:		Expositionsklasse gewählt:		XC1	
Bügelbewehrung gewählt:	$\phi =$	0 mm	$c_0 =$	1,5 cm	
Längsbewehrung gewählt:	$\phi =$	14 mm			
$c_{nom} = d_1 =$	2,2 cm				
Statische Nutzhöhe des querschnitts:					
$d =$	0,218 m	$\gamma_{M,Stahl} =$	1,00 MN/m ²	$f_{yk} =$	550,00 MN/m ²
Schnittkräfte					
$M_{max,d} =$	43,36 kNm				
$N_{max,d} =$	624 kN				
Druckzonenhöhe :		$x^{2*}(\lambda^2/2*\eta*f_{cd}*b_{platte}) - x*(d*\lambda*\eta*f_{cd}*b_{platte}) + (M+N*(z_{su,d_1})) = 0$			
$d =$	0,218 m	$\lambda =$	0,8	$f_{cd} =$	38,00 MN/m ²
$b_{platte} =$	0,8 m	$\eta =$	1	$f_{yd} =$	550,00 MN/m ²
$a =$	-9,73 *x ²	$D =$	22,84		
$b =$	5,30 *x	$x_1 =$	0,03		
$c =$	-0,14	$x_2 =$	0,52		
ausgewähltes x	$x =$	0,0269 m			
Kontrolle Stahldehnung		$\epsilon_c =$	3,5 ‰		
$\epsilon_s =$	24,90 ‰	>	4 ‰	Erfüllt: JA	
Erforderliche Stahlfäche:		$F_c = F_s - N =$	0,029 MN		
		$F_c =$	0,65		
		$A_{s,req} =$	0,54 cm ²		

Querkraftbemessung					
$V_{max,d} =$	100 kN	$b_{platte} =$	0,8 m	$b_{steg} =$	0,12 m
		$d =$	0,218 m	$A_{st} =$	3,08 cm ²
$f_{ck} =$	38,00 MN/m ²	$A_c = b_{steg} * d =$	0,02616 m ²	$N_{ed} =$	189,95 kN
$f_{cd} =$	38,00 MN/m ²	$f_{yd} =$	550,00 MN/m ²	$\gamma_{Rf} =$	1,00
	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_{Rf} =$		0,18		
	$k = 1 + (200/d[\text{mm}])^{1/2} =$		1,958 <	2 Erfüllt:	JA
	$\Rightarrow k =$		1,958		
	$\rho = A_{st}/(b_{steg} * d) =$		0,0118 <	0,02 Erfüllt:	JA
	$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$		0,5910		
	$k_1 =$		0,1500		
	$\bar{\sigma}_{cp} = N_{ed}/A_c =$		7,2611 < $0,2 * f_{cd}$	7,60 Erfüllt:	JA
	$\Rightarrow \bar{\sigma}_{cp} =$		7,2611		
	$V_{Rd,c1} = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_{steg} * d =$		0,061 MN		
				$\Rightarrow V_{Rd,c} =$	0,061 MN
	$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_{steg} * d =$		0,044 MN		
	Querkraftbewehrung erforderlich:		JA		
	$\Rightarrow V_{Rd,c} >$	$V_{ed,max}$			
Nachweis:	61,220 <	100,00	NW erfüllt:	NEIN	
Nachweis der Betondruckstrebe mit einem Druckstrebenwinkel von 31°					
Neigung der Schubbewehrung von 60°					
$\alpha =$	60 °	$\cot \alpha =$	0,577	$\sin \alpha =$	0,866
$\theta =$	31 °	$\tan \theta =$	0,601	$\cot \theta =$	1,664
$\alpha_{cw} =$	1	Für Tragwerke die nicht aus Spannbetonbau sind			
$z = 0,9 * d =$	0,196 m				
$v_1 = 0,6 * (1 - f_{ck}/250) =$	0,509				
$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_{steg} * z * v_1 * f_{cd} * (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) / (1 + \cot^2(\theta)) =$			0,271 MN	=	270,68 kN
Nachweis:	$V_{rd,max} >$	$V_{ed,max}$			
	270,68 >	100,00	NW erfüllt:	JA	
Erforderliche Querkraftbewehrung					
$a_{sw,erf} =$	4,77 cm ² /m				

Druckgurtanschluss					
$M_{x=av1} =$	45,17 kNm	$h_{platte} =$	8,00 cm	$b_{steg} =$	0,12 m
		$b_{platte} =$	0,8 m	$z =$	0,196 m
$f_{yd} =$	550,00 MN/m ²	$f_{ck} =$	38,00 MN/m ²	$f_{cd} =$	38,00 MN/m ²
Querkraftsnulldurchgang:		$x =$	0,55 m	$av1 =$	0,28 m
Zu übertragende Gurtkraft in Abhängigkeit des differenzmoments:					
$\Delta Fd =$	97,85 kN/m				
$Acc =$	0,064 m ²				
$Aca =$	0,027 m ²				
erforderliche Bewehrung					
$e =$	45,00 °	$cote =$	1,000	$sine =$	0,707
$as_{erf} =$	6,47 cm ² /m	$cose =$			0,707
Nachweis					
$v =$	0,5088 =>	$ved =$	4,45 <	9,6672	NW erfüllt: JA

Nachweis des negativen Moments der Schubkonsole					
$h_{platte} =$	0,08 m	$b_{platte} =$	0,8 m	$z_{s,o} =$	70,46 mm
$h_{steg} =$	0,16 m	$b_{steg} =$	0,12 m	$z_{s,u} =$	169,54 mm
$h_{ges} =$	0,24 m	$A_{plattenbalken} =$	83200 mm ²	$I_{eff,c,ZII} =$	3,22E+08 mm ⁴
Biegebemessung					
benötigte Betondeckung:		Expositionsklasse gewählt:		XC1	
Bügelbewehrung gewählt:	$\phi =$	0 mm	$c0 =$	1,5 cm	
Längsbewehrung gewählt:	$\phi =$	14 mm			
$cnom = d_1 =$	2,2 cm				
Statische Nutzhöhe des querschnitts:					
$d = h_{steg} + d_1 =$	0,182 m	$\gamma_{M,Stahl} =$	1,00 MN/m ²	$f_{yk} =$	550,00 MN/m ²
Schnittkräfte					
$M_{max,d} =$	22 kNm	$\alpha_c = M/W_{o,c} - N/A$	2,53 N/mm ²	$\leq f_{ctm} =$	2,90 erfüllt
$N_{max,d} =$	189,95 kN	$W_{o,c} =$	4,57E+06 mm ³		
keine Biegebemessung im Zustand II notwendig					

C-6 Berechnung einer Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke mit Schubkonsolen (Prüflast: $F_{max} = 205 \text{ kN}$)

Nachweisführung für eine Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke mit Schubkonsolen

Querschnittsabmessungen Decke						
DECKENART	Länge Decke	Breite Decke	Einflussbreite	Auflagerlänge	Höhe Steg	Breite Steg
Plattendecke	5,40 m	7,00 m	80,00 cm	10,00 cm	10,00 cm	12,00 cm
Statistisches System	Spannweite	Höhe Holz	Breite Holz	Höhe Beton	Breite Beton	Höhe Schubkonsole
Einfeldträger	540,00 cm	10,00 cm	80,00 cm	8,00 cm	80,00 cm	6,00 cm

Mitwirkende Breite						
b_w	b_t	$b_{eff,1}$	b_2	$b_{eff,2}$	l_0	b_{eff}
12,00 cm	34,00	34,00	34,00	34,00	540,00 cm	80,00 cm
Anforderungen für die Angenommene mitwirkende Breiten des Betonquerschnitts sind erfüllt						

Materialkennwerte				
Beton				
Betongüte	E_{cm}	α_{cc}	$\gamma_{M,Beton}$	$\gamma_{M,Stahl}$
C30/37	3.300,00 kN/cm ²	1,00	1,00	1,00
f_{cm}	f_{ctm}	f_{ctd}	f_{td}	f_{yk}
38,00 N/mm ²	2,90 N/mm ²	38,00 N/mm ²	2,90 N/mm ²	550,00
Anzahl Bewehrungsstäbe	Durchmesser d_s	Überdeckung c_s	f_{sd}	E_{sk}
2,00	14,00 mm	1,50 cm	550,00	20.000,00 kN/cm ²

Holz						
Nutzungsgruppe:	NK1					
Holzgüte	E-Modul	$G_{0,mean}$	$G_{1,mean}$	k_{mod}	γ	Lastenteilungsfaktor k_1
CI24h	1.160,00 kN/cm ²	65,00 kN/cm ²	10,00 kN/cm ²	1,00	1,00	1,00
$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{v,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{r,k} W_0 / t_0 \geq 4:1$	$k_{c,90}$
24,00 N/mm ²	16,00 N/mm ²	24,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	2,50 N/mm ²	1,40 N/mm ²	1,30 N/mm ²
$f_{m,mean}$	$f_{c,mean}$	$f_{t,mean}$	$f_{v,mean}$	$f_{c,90,mean}$	$f_{r,mean} W_0 / t_0 \geq 4:1$	
31,86 N/mm ²	21,24 N/mm ²	31,86 N/mm ²	4,65 N/mm ²	3,32 N/mm ²	1,86 N/mm ²	
Schicht 1	Schicht 2	Schicht 3	Schicht 4	Schicht 5	$h_{ESP,ges}$	
2,00 cm	2,00 cm	2,00 cm	2,00 cm	2,00 cm	10,00 cm	

Verbindungsmittel			
Alle 50 cm wird eine Reihe HBV-Schubverbinder eingebaut, darum wird der Verschiebungsmodul pro m Platte angegeben			
Art des Verbinders	K_{ser}	K_u	e_{eff}
Schubkonsole	120,00 kN/mm	108,00 kN/mm	0,00 cm
b_{steig}	b_{com}	$t_{konsole}$	$b_{ges, Konsole}$
12,00 cm	7,50 cm	6,00 cm	27,00 cm

Lastannahmen				
Eigengewicht			Nutzlasten	
			Einflussbreite Decke $e =$ 0,80 m	
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	$\gamma_{Material}$ [kN/m ³]	Last [kN/m]
Zementestrich	0,00	0,80	22,00	0,00
Trittschalldämmung	0,00	0,80	0,40	0,00
Beton Q1	0,08	0,80	25,00	1,60
Beton Q2	0,16	0,12	25,00	0,48
Holz Q1	0,06	0,68	5,00	0,20
Holz Q2	0,04	0,80	5,00	0,16
SUMME $g_{k,j} =$			2,44 kN/m	
Aufbau	Last [kN/m ²]			
Wohnräume A1	0,00	$q_{1,k}$	0,00	
Trennwände	0,00	$q_{2,k}$	0,00	
		$q_{3,k}$	0,00	
		$q_{4,k}$	0,00	
		$q_{5,k}$	0,00	
		$q_{6,k}$	0,00	
SUMME $q_{k,j} =$			0,00 kN/m ²	

Lastfallkombinationen			
Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30
Trennwände	0,70	0,50	0,30
0,00			
0,00			
GZT	Teilsicherheitsbeiwerte		γ
	Eigengewicht		1,35
	Nutzlast		1,50
GZG	Eigengewicht		1,00
	Nutzlast		1,00

Charakteristische Lastfallkombination		Quasi-ständige Lastfallkombination	
$P_{GZG,i,t} = \sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} \cdot g_{k,j} + \gamma_G \cdot q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_Q \cdot \psi_{0,j} \cdot q_{k,i} + P_{SID,i,t}$		$P_{GZG,i,t} = \sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} \cdot g_{k,j} + \sum_{i=1}^n \gamma_Q \cdot \psi_{2,j} \cdot q_{k,i} + P_{SID,i,t}$	
	GZT	GZG	
	t=0	t=0	
Charakt. LFK	3,30	2,44	[kN/m]
quasi-ständige LFK	3,30	2,44	[kN/m]

Ergebnisse statisches System

Schnittkräfte Brettsperrholz		Zugehörige Normalkraft		USL		Schnittkräfte Beton		Auflagerkraft	
$M_{max,d}^{\text{BSP}}$	10,88 kNm			$M_{max,d}^{\text{BSP}}$	46,6 kNm	$A_{max,d}^{\text{BSP}}$	109,1 kN		
$M_{min,d,VM1}^{\text{BSP}}$	-3,53 kNm	$N_{zugehörig,d,VM1}^{\text{BSP}}$	204,14 kN	$M_{min,d,VM1}^{\text{BSP}}$	-23,66 kNm				
$M_{min,d,VM2}^{\text{BSP}}$	0,1 kNm	$N_{zugehörig,d,VM2}^{\text{BSP}}$	422,02 kN	$M_{min,d,VM2}^{\text{BSP}}$	-7,03 kNm				
$M_{min,d,VM3}^{\text{BSP}}$	0,4 kNm	$N_{zugehörig,d,VM3}^{\text{BSP}}$	670,93 kN	$M_{min,d,VM3}^{\text{BSP}}$	0,37 kNm				
$V_{max,d}^{\text{BSP}}$	24,55 kN	Druckkraft Beton; Zugkraft Holz		$V_{max,d}^{\text{BSP}}$	100 kN				
$N_{max,d}^{\text{BSP}}$	670,93 kN			$N_{max,d}^{\text{BSP}}$	670,93 kN				

Verbindungsmittel					
$N_{min,d,VM1}^{\text{BSP}}$	204,14 kN	e_1	430 mm	t_1	474,74 N/mm
$N_{min,d,VM2}^{\text{BSP}}$	217,87 kN	e_2	600 mm	t_2	363,12 N/mm
$N_{min,d,VM3}^{\text{BSP}}$	248,91 kN	e_3	1670 mm	t_3	149,05 N/mm

Biegesteifigkeiten des Verbindungsmittel für die Berechnung mittels Stabwerksmodell

Zustand I					
b_{kon}^{BSP}	75 mm	z_0^{BSP}	22,22 mm	Referenzmodul $E_v = 33.000.000,00 \text{ kN/m}^2 = 33000,00 \text{ N/mm}^2$	$33000,00 \text{ N/mm}^2$
b_{stange}^{BSP}	120 mm	z_1^{BSP}	139,54 mm		
$b_{schubkonsole}^{\text{BSP}}$	270 mm	$z_{verbundflage}^{\text{BSP}}$	30 mm	$E_{I_{VM,SLS}}^{\text{BSP}}$	$1,09E+11 \text{ Nmm}^2$
K_{st}^{BSP}	120,00 kN/mm	z_{st}^{BSP}	161,77 mm	$E_{I_{VM,ULS}}^{\text{BSP}}$	$9,82E+10 \text{ Nmm}^2$
K_c^{BSP}	108,00 kN/mm	h_{bet}^{BSP}	280,00 mm	$I_{VM,SLS}^{\text{BSP}}$	$3,31E+06 \text{ mm}^4 = 330,70 \text{ cm}^4$
				$I_{VM,ULS}^{\text{BSP}}$	$2,98E+06 \text{ mm}^4 = 297,63 \text{ cm}^4$

Mit Berücksichtigung der Gurtsteifigkeiten

Referenzmodul $E_v = 3,30E+07 \text{ kN/m}^2 = 33000,00 \text{ N/mm}^2$	
Konsole	z_0 , z_1 , e_1 , e_2 , $E_{I_{st,b}}$, $E_{I_{st,s}}$, $E_{I_{VM,SLS}}$, $I_{VM,SLS}$, $I_{VM,ULS}$, $d^* = (64^4 \cdot I_{VM}/\pi^4)^{(1/4)}$
SLS	[mm], [mm], [mm], [mm], [N/mm ²], [N/mm ²], [N/mm ²], [mm ⁴], [mm ⁴], [cm]
1 6	0, 300, 5,64E+11, 1,06E+13, 1,11E+11, 3,36E+06, 336,16, 9,10
2 5	300, 300, 300, 300, 1,10E+11, 3,33E+06, 333,41, 9,08
3 4	22,22, 139,54, 300, 1370, 1,15E+11, 3,48E+06, 348,27, 9,18
ULS	
1 6	0, 300, 5,64E+11, 1,06E+13, 9,97E+10, 3,02E+06, 302,05, 8,86
2 5	300, 300, 300, 300, 9,89E+10, 3,00E+06, 299,82, 8,84
3 4	22,22, 139,54, 300, 1300, 1,03E+11, 3,11E+06, 310,79, 8,92

Zustand II

b_{kon}^{BSP}	75 mm	z_0^{BSP}	22,22 mm	Referenzmodul $E_v = 33.000.000,00 \text{ kN/m}^2 = 33000,00 \text{ N/mm}^2$	$33000,00 \text{ N/mm}^2$
b_{stange}^{BSP}	120 mm	z_1^{BSP}	180,36 mm		
$b_{schubkonsole}^{\text{BSP}}$	270 mm	$z_{verbundflage}^{\text{BSP}}$	30 mm	$E_{I_{VM,SLS}}^{\text{BSP}}$	$2,35E+11 \text{ Nmm}^2$
K_{st}^{BSP}	120,00 kN/mm	z_{st}^{BSP}	202,58 mm	$E_{I_{VM,ULS}}^{\text{BSP}}$	$2,12E+11 \text{ Nmm}^2$
K_c^{BSP}	108,00 kN/mm	h_{bet}^{BSP}	280,00 mm	$I_{VM,SLS}^{\text{BSP}}$	$7,12E+06 \text{ mm}^4 = 712,47 \text{ cm}^4$
				$I_{VM,ULS}^{\text{BSP}}$	$6,41E+06 \text{ mm}^4 = 641,22 \text{ cm}^4$

Mit Berücksichtigung der Gurtsteifigkeiten

Referenzmodul $E_v = 3,30E+07 \text{ kN/m}^2 = 33000,00 \text{ N/mm}^2$	
Konsole	z_0 , z_1 , e_1 , e_2 , $E_{I_{st,b}}$, $E_{I_{st,s}}$, $E_{I_{VM,SLS}}$, $I_{VM,SLS}$, $I_{VM,ULS}$, $d^* = (64^4 \cdot I_{VM}/\pi^4)^{(1/4)}$
SLS	[mm], [mm], [mm], [mm], [N/mm ²], [N/mm ²], [N/mm ²], [mm ⁴], [mm ⁴], [cm]
1 6	0, 300, 5,64E+11, 2,41E+12, 2,57E+11, 7,80E+06, 779,60, 11,23
2 5	300, 300, 300, 300, 2,46E+11, 7,45E+06, 744,52, 11,10
3 4	22,22, 180,36, 300, 1370, 3,21E+11, 9,73E+06, 972,56, 11,86
ULS	
1 6	0, 300, 5,64E+11, 2,41E+12, 2,29E+11, 6,95E+06, 695,09, 10,91
2 5	300, 300, 300, 300, 2,20E+11, 6,67E+06, 667,07, 10,80
3 4	22,22, 180,36, 300, 1300, 2,73E+11, 8,27E+06, 826,78, 11,39

Biegesteifigkeiten der Brettsperrholzplatte für die Berechnung mittels Stabwerksmodell

Eingeschnittene Lagen:		$b_{1,F}$		$b_{2,F}$		$b_{3,F}$	
	3,00	340,00 mm					
		$b_{1,F}$	$b_{1,F}$	$b_{2,F}$	$b_{2,F}$	$b_{3,F}$	$b_{3,F}$
b_{decke}^{BSP}	800 mm	340,00 mm					
		$b_{2,F}$	$b_{2,F}$	$b_{3,F}$	$b_{3,F}$	$b_{3,F}$	$b_{3,F}$
		340,00 mm					
		$b_{3,F}$	$b_{3,F}$	$b_{3,F}$	$b_{3,F}$	$b_{3,F}$	$b_{3,F}$
		340,00 mm					

Schichtbezeichnung	1	2	3	4	5	t_s	20,00 mm
Schichtdicken	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	w_s	150,00 mm
E0 / E90	11.600,00	0,00	11.600,00	0,00	11.600,00		
G_{max}	650,00	0,00	650,00	0,00	650,00	w_s/t_s	7,50 > 4
G_{max} $w_s/t_s \geq 4:1$	0,00	100,00	0,00	100,00	0,00		erfüllt
Schwerpunktsabstand (zs-zi)	42,22	22,22	2,22	-17,78	-37,78		

Schwerpunktsberechnung									
Schicht	h	b _l	b _{sk}	n	A _l	z	A _{nz}	I _l	A _l (z-z _i) ²
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
1	20,00	340,00	340,00	1,00	13.600,00	10,00	136.000,00	453.333,33	24.244.938,27
2	20,00	340,00	340,00	0,00	0,00	30,00	0,00	0,00	0,00
3	20,00	340,00	340,00	1,00	13.600,00	50,00	680.000,00	453.333,33	67.160,49
4	20,00	400,00	400,00	0,00	0,00	70,00	0,00	0,00	0,00
5	20,00	400,00	400,00	1,00	16.000,00	90,00	1.440.000,00	533.333,33	22.834.567,90
Σ	100,00				43.200,00		2.256.000,00	1.440.000,00	47.146.666,67

Ev=	11600,00	N/mm ² =	11.600.000,00	kN/m ² =
z _{cp} =	52,22	mm		
z _{wp} =	47,78	mm		
I _{eff} =	4,86E+07	mm ⁴ =	4858,67	cm ⁴
E _{l,eff} =	5,64E+11	Nmm ²		

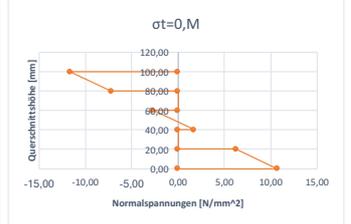
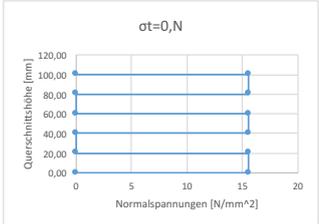
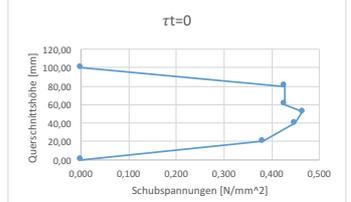
K_{lct} = E (Σ I_l / d + Σ A_i · e_i²)

Spannungen im Brettperholzquerschnitt								
Schicht	h*	h _{ges}	b	z _{schub}	n	S	τ _{EO}	h _{darstellung}
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[N/mm ²]	
		0,00		0,00		0,00	0,00	100,00
1	20,00	20,00	680,00	42,22	1,00	574.222,22	0,427	80,00
2	20,00	40,00	680,00	22,22	0,00	574.222,22	0,427	60,00
3A	12,22	52,22	680,00	6,11	1,00	625.012,35	0,464	52,22
3B	7,78	60,00	680,00	-3,89	1,00	604.444,44	0,449	40,00
4	20,00	80,00	800,00	-17,78	0,00	604.444,44	0,382	20,00
5	20,00	100,00	800,00	-37,78	1,00	0,00	0,00	0,00
Σ	100,00							

S_i = A_i · (z_s - z_i)

Schicht	h*	z _{Moment,abs}	σ _{0,M}	σ _{0,N}	σ _{0,ges}
	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	100,00		0,00	0,00	0,00
1oben	100,00	52,22	-11,69	15,53	3,84
1unten	80,00	32,22	-7,22	15,53	8,32
2oben	80,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2unten	60,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3oben	60,00	12,22	-2,74	15,53	12,79
3unten	40,00	7,78	1,74	15,53	17,27
4oben	40,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4unten	20,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5oben	20,00	27,78	6,22	15,53	21,75
5unten	0,00	47,78	10,70	15,53	26,23
	0,00		0,00	0,00	0,00

τ _{EO,3Schicht} =	0,449	[N/mm ²]
τ _{EO} =	0,45	[N/mm ²]



Biegesteifigkeiten der Betonplatte für die Berechnung mittels Stabwerksmodell			
E _{beton} =	33000,00	N/mm ²	h _{B,Stab} = 100,00 mm
h _{B,Platte} =	80,00	mm	h _{B,Schubnocke} = 60,00 mm
b _{B,Platte} =	800,00	mm	b _{B,Stab} = 120,00 mm

Schwerpunktsberechnung Beton									
Nr.	h	b _h	b _l	n	A _l	z	A _{nz}	I _l	A _l (z-z _i) ²
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
Platte	80,00	800,00	0,00	1,00	6,40E+04	40,00	2,56E+06	3,41E+07	5,94E+07
Steg	100,00	120,00	0,00	1,00	1,20E+04	130,00	1,56E+06	1,00E+07	4,25E+07
Schubnocke	60,00	120,00	0,00	1,00	7,20E+03	210,00	1,51E+06	2,16E+06	1,40E+08
	Anzahl Stäbe n	d	A _s	n	A _l	z	A _{nz}	I _l	A _l (z-z _i) ²
	[-]	[mm]	[mm ²]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm ⁴]
Bewehrung	2,00	14,00	307,88	6,06	1.558,04	218,00	339.652,62	0,00	33.917.648,91
Σ	240,00				84.758,04		5.971.652,62	46.293.333,33	276.029.728,71

Ev=	33.000,00	N/mm ² =	33.000.000,00	kN/m ²
z _{cp} =	70,46	mm		
z _{wp} =	169,54	mm		
I _{eff} =	3,22E+08	mm ⁴ =	32.232,31	cm ⁴
E _{l,eff} =	1,06E+13	Nmm ²		

Berechnung der Biegesteifigkeit des Betonquerschnitts im Zustand II			
A _{ct} =	307,88	mm ²	Unter Druck Beanspruchte Decke - Annahme Uechter Plattenbalken $\xi = \frac{1}{1 + \left(\frac{E_{c0}}{E_{s1}}\right)} = 0,136$
A _e =b*d=	174.400,00	mm ²	
ρ ₁ =A _{ct} /A _e =	0,00177	-	
α _e =	6,06	-	
α _e *ρ ₁ =	0,01	-	
d ₁ =	22,00	mm	
d= h-d ₁ =	218,00	mm	
b=	800	mm	
$X_{II} = \frac{A_s \cdot \alpha_e}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{A_s \cdot \alpha_e}} \right] = 29,64$			
Berechnung der Druckzonenhöhe im Zustand II: x ₀ =ξ*d = 29,64 mm ≤ 80,00 mm			
Berechnung des 'uechten' Plattenbalkens als Rechtecksquerschnitt			
b _{Platte} =	800,00	mm	
A _s =x ₀ *b _{Platte} =	23.713,63	mm ²	
ζ=1-√(3)=	0,955		
z=k*d=	208,12	mm	
E _s =	200.000,00	N/mm ²	
A _s =	307,88	[mm ²]	
E _{c,eff} =	33.000,00	N/mm ²	
$EI_{II,c} = A_s \cdot E_s \cdot z_{II} \cdot (d - x_{II}) = 2,41E+12 \text{ Nmm}^2$			
$I_{II} = \frac{EI_{II,c}}{E_c} = 7,31E+07 \text{ mm}^4 = 7.314,56 \text{ cm}^4$			
$A_{II,c} = 24.021,50 \text{ mm}^2 = 240,22 \text{ cm}^2$			

Nachweise Brettsper Holz			
	Spannungen [N/mm ²]	Auslastung [-]	
Biegezugnachweis	26,230	1,07 < 1	nicht erfüllt
Schubnachweis	0,464	0,10 < 1	erfüllt
Rollschubnachweis	0,449	0,24 < 1	erfüllt
Auflagerpressung	1,364	0,32 < 1	erfüllt
Druck Holzflanke	41,485	1,30 < 1	nicht erfüllt

Nachweise Plattenbalken im Zustand II											
Bewehrungswahl											
$h_{stat,II}^*$	0,16	m	$b_{stat,II}^*$	0,8	m	$f_{ct,II}^*$	2,90	MN/m ²	$A_{s,min}^*$	0,36	cm ²
$h_{stat,I}^*$	0,08	m	$b_{stat,I}^*$	0,12	m	$f_{ct,I}^*$	550	MN/m ²	$A_{s,min}^*$	0,88	cm ²
d=	0,218	m	h=	0,24	m	$f_{ct,II}^*$	550,00	MN/m ²	$A_{s,min}^*$	33,28	cm ²
A_s	0,0832	m ²	$A_{s,stat,II}^*$	0,064	m ²	$A_{s,stat,I}^*$	0,0192	MN/m ²	$A_{s,stat,II}^*$	0,95	cm ² /m
	Gefordert	Gewählt	As,vorh	Erfüllt	As,min	Erfüllt	Asmax	Erfüllt	Bewehrungsgrad		
Längsbewehrung	0,63	2x14	3,08	JA	0,36	JA	33,28	JA	0,0037		
Querkraft	4,77	ø8/e=10	5,03	JA	0,95	JA			0,0037		
Druckgurtansch	6,95	7xø12/e=100	7,92	JA					0,0060		

SLS			
$\Delta w^* = \Delta w_{ZII} \cdot \zeta + \Delta w_{ZI} \cdot (1 - \zeta)$	Widerstandsmoment ZI:	$W_{u,ZI} = I_{eff,ZI} / z_{u,beton}$	2,18E+06 mm ²
	Rissmoment :	$M_{cr} = f_{ct,II} \cdot W_{u,ZI}$	6,34E+06 Nmm= 6,34 KNm
$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2$	Einfluss der Belastungsdauer und der Lastwiederholung $\beta =$		1 für einmalige kurzzeitige Belastung

Prüfergebnisse								
Prüfkörper	F_{max} [kN]	$F_{stat,II}$ [kN]	F_{ct} [kN]	$F_{ct,II}$ [kN]	ΔF [kN]	W_{0I} [mm]	W_{0I} [mm]	$\Delta w_{Prüfung}$ [mm]
NK_HBV_SWA_B2_01	205	185	65,4	19,5	45,9	13,9	3,31	10,59
NK_HBV_SWA_B2_02	203	194	77,9	23,2	54,7	16,6	3,7	12,9
NK_HBV_SWA_B2_03	206	192	79,1	24,5	54,6	19,8	4,45	15,35
Mittelwerte	205	190	74,13	22,40	51,73	16,77	3,82	12,95

Ergebnisse aus dem Stabwerksmodell											
Prüfkörper	$F_{max}/2$ [kN]	$F_{stat,II}/2$ [kN]	$F_{ct}/2$ [kN]	$F_{ct,II}/2$ [kN]	ΔF [kN]	$W_{0I,ZI}$ [mm]	$W_{0I,ZI}$ [mm]	Δw_{0I} [mm]	$W_{0I,ZI}$ [mm]	$W_{0I,ZI}$ [mm]	Δw_{2I} [mm]
NK_HBV_SWA_B2_01	102,50	92,50	32,70	9,75	22,95	11,93	4,63	7,3	18,93	7,36	11,57
NK_HBV_SWA_B2_02	101,50	97,00	38,95	11,60	27,35	13,91	5,22	8,69	22,08	8,29	13,79
NK_HBV_SWA_B2_03	103,00	96,00	39,55	12,25	27,30	14,1	5,43	8,67	22,39	8,26	14,13
Mittelwerte	102,33	95,17	37,07	11,20	25,87						

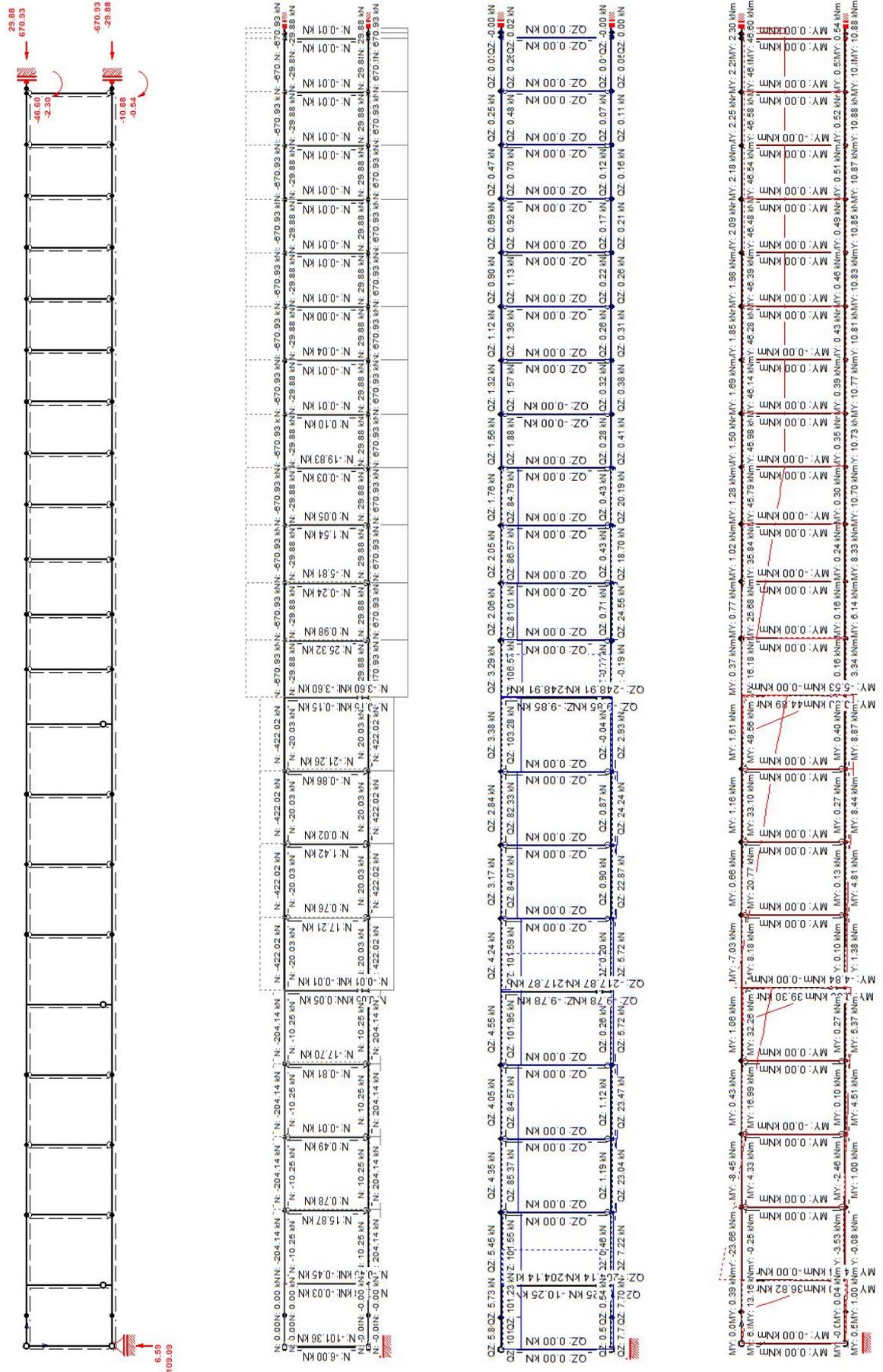
Gegenüberstellung der Ergebnisse											
Prüfkörper	$M_{stat,II}$ [kNm]	$M_{stat,I}$ [kNm]	M_{cr} [kNm]	$\zeta_{stat,II}$ [-]	$\zeta_{stat,I}$ [-]	Δw_{0I} [mm]	Δw_{2I} [mm]	Δw^* [mm]	$\Delta w_{Prüfung}$ [mm]	$\Delta w_{Prüfung} - \Delta w^*$ [mm]	rel. Differenz [%]
NK_HBV_SWA_B2_01	16,43	6,52	6,34	0,851	0,056	7,3	11,57	10,94	10,59	-0,35	-3,26
NK_HBV_SWA_B2_02	19,13	7,32		0,890	0,251	8,69	13,79	13,23	12,9	-0,33	-2,56
NK_HBV_SWA_B2_03	19,93	7,6		0,899	0,305	8,67	14,13	13,58	15,35	1,77	11,54
Mittelwerte	18,50	7,15		0,883	0,214	8,22	13,16	12,58	12,95	0,36	2,81

Bemessung des Betonquerschnitts					
$h_{platte} =$	0,08 m	$b_{platte} =$	0,8 m	$z_{s,o} =$	70,46 mm
$h_{steg} =$	0,16 m	$b_{steg} =$	0,12 m	$z_{s,u} =$	169,54 mm
$h_{ges} =$	0,24 m				
Biegebemessung					
benötigte Betondeckung:		Expositionsklasse gewählt:		XC1	
Bügelbewehrung gewählt:	$\phi =$	0 mm	$c_0 =$	1,5 cm	
Längsbewehrung gewählt:	$\phi =$	14 mm			
$c_{nom=d1} =$	2,2 cm				
Statische Nutzhöhe des querschnitts:					
$d =$	0,218 m	$\gamma_{M,Stahl} =$	1,00 MN/m ²	$f_{yk} =$	550,00 MN/m ²
Schnittkräfte					
$M_{max,d} =$	46,6 kNm				
$N_{max,d} =$	670,93 kN				
Druckzonenhöhe : $x^2 * (\lambda^2 / 2 * \eta * f_{cd} * b_{platte}) - x * (d * \lambda * \eta * f_{cd} * b_{platte}) + (M + N * (z_{su,d_i})) = 0$					
$d =$	0,218 m	$\lambda =$	0,8	$f_{cd} =$	38,00 MN/m ²
$b_{platte} =$	0,8 m	$\eta =$	1	$f_{yd} =$	550,00 MN/m ²
$a =$	-9,73 * x^2	$D =$	22,44		
$b =$	5,30 * x	$x_1 =$	0,03		
$c =$	-0,15	$x_2 =$	0,52		
ausgewähltes x	$x =$	0,0290 m			
Kontrolle Stahldehnung		$\epsilon_c =$	3,5 ‰		
$\epsilon_s =$	22,81 ‰	>	4 ‰	Erfüllt:	JA
Erforderliche Stahlfläche:		$F_c = F_s - N =$	0,034 MN		
		$F_c =$	0,71		
		$A_{s,req} =$	0,63 cm ²		

Querkraftbemessung am Auflager A					
$V_{max,d}$	100 kN	b_{platte}	0,8 m	b_{steg}	0,12 m
		d	0,218 m	A_s	3,08 cm ²
f_{ck}	38,00 MN/m ²	$A_c = b_{steg} * d$	0,02616 m ²	N_{ed}	204,14 kN
f_{cd}	38,00 MN/m ²	f_{yd}	550,00 MN/m ²	γ_M	1,00
	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_M$		0,18		
	$k = 1 + (200/d[mm])^{1/2}$		1,958 <	2 Erfüllt:	JA
	$\Rightarrow k =$		1,958		
	$\rho = A_s / (b_{steg} * d)$		0,0118 <	0,02 Erfüllt:	JA
	$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$		0,5910		
	$k_1 =$		0,1500		
	$\bar{\sigma}_{cp} = N_{ed} / A_c$		7,8035 < 0,2 * f_{cd}	7,60 Erfüllt:	NEIN
	$\Rightarrow \bar{\sigma}_{cp} =$		7,6000		
	$V_{Rd,c1} = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}] b_{steg} * d$		0,063 MN	$\Rightarrow V_{Rd,c} =$	0,063 MN
	$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_{steg} * d$		0,045 MN		
	Querkraftbewehrung erforderlich:		JA		
	$\Rightarrow V_{Rd,c} >$	$V_{ed,max}$			
Nachweis:	62,550 <	100,00	NW erfüllt:	NEIN	
Nachweis der Betondruckstrebe mit einem Druckstrebenwinkel von 31°					
Neigung der Schubbewehrung von 60°					
$\alpha =$	60 °	$\cot \alpha =$	0,577	$\sin \alpha =$	0,866
$\theta =$	31 °	$\tan \theta =$	0,601	$\cot \theta =$	1,664
$\alpha_{cw} =$	1	Für Tragwerke die nicht aus Spannbetonbau sind			
$z = 0,9 * d =$	0,196 m				
$v_1 = 0,6 * (1 - f_{ck} / 250) =$	0,509				
	$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_{steg} * z * v_1 * f_{cd} * (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) / (1 + \cot^2(\theta)) =$		0,271 MN	=	270,68 kN
Nachweis:	$V_{rd,max} >$	$V_{ed,max}$			
	270,68 >	100,00	NW erfüllt:	JA	
Erforderliche Querkraftbewehrung					
$asw_{erf} =$	4,77 cm ² /m				

Druckgurtanschluss					
$M_{x=av1} =$	48,56 kNm	$h_{platte} =$	8,00 cm	$b_{steg} =$	0,12 m
		$b_{platte} =$	0,8 m	$z =$	0,196 m
$f_{yd} =$	550,00 MN/m ²	$f_{ck} =$	38,00 MN/m ²	$f_{cd} =$	38,00 MN/m ²
Querkraftsnulldurchgang:		$x =$	0,55 m	$av1 =$	0,28 m
Zu übertragende Gurtkraft in Abhängigkeit des differenzmoments:					
$\Delta Fd =$	105,19 kN/m				
$Acc =$	0,064 m ²				
$Aca =$	0,027 m ²				
erforderliche Bewehrung					
$e =$	45,00 °	$cote =$	1,000	$sine =$	0,707
$as_{erf} =$	6,95 cm ² /m	$cose =$			0,707
Nachweis					
$v =$	0,5088 =>	$ved =$	4,78 <	9,6672	NW erfüllt: JA

Nachweis des negativen Moments der Schubkonsole					
$h_{platte} =$	0,08 m	$b_{platte} =$	0,8 m	$z_{s,o} =$	70,46 mm
$h_{steg} =$	0,16 m	$b_{steg} =$	0,12 m	$z_{s,u} =$	169,54 mm
$h_{ges} =$	0,24 m	$A_{plattenbalken} =$	83200 mm ²	$I_{eff,c,ZII} =$	3,22E+08 mm ⁴
Biegebemessung					
benötigte Betondeckung:		Expositionsklasse gewählt:		XC1	
Bügelbewehrung gewählt:	$\emptyset =$	0 mm	$c0 =$		1,5 cm
Längsbewehrung gewählt:	$\emptyset =$	14 mm			
$cnom = d_1 =$	2,2 cm				
Statische Nutzhöhe des querschnitts:					
$d = h_{steg} + d_1 =$	0,182 m	$\gamma_{M,Stahl} =$	1,00 MN/m ²	$f_{yk} =$	550,00 MN/m ²
Schnittkräfte					
$M_{max,d} =$	23,66 kNm	$\sigma_c = M/W_{o,c} - N/A$	2,72 N/mm ²	$\leq f_{ctm} =$	2,90 erfüllt
$N_{max,d} =$	204,14 kN	$W_{o,c} =$	4,57E+06 mm ³		
keine Biegebemessung im Zustand II notwendig					



ANHANG D BERECHNUNG BRETTSTAPEL- UND HOLZBALKEN-BETON-VERBUNDDECKE

D-1 Brettstapel-Beton-Verbunddecke laut dem modifizierten Gamma-Verfahren nach Schänzlin

Nachweisführung für eine Brettstapel-Beton-Verbunddecke mit HBV-Schubverbinder						
Querschnittsabmessungen Decke						
DECKENART	Länge Decke	Breite Decke	Einflussbreite der Balken	Auflagerlänge		
Plattendecke	8,00 m	7,00 m	100,00 cm	25,00 cm		
Statisches System	Spannweite	Höhe Holz	Breite Holz	Höhe Beton	Breite Beton	
Einfeldträger	800,00 cm	22,00 cm	100,00 cm	12,00 cm	100,00 cm	
Anordnung der konstant verteilten Verbindungsmittel						
emin=	75,00 cm	emax=	83,00 cm	$e_{eff}=e_{min}+e_{max}/L*(e_{max}-e_{min})=$	75,83 cm	HBV-Schubverbinder
Mitwirkende Breite						
b_w	b_1	$b_{eff,1}$	b_2	$b_{eff,2}$	b_0	b_{eff}
100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	600,00 cm	100,00
Anforderungen für die Angenommene mitwirkende Breite des Betonquerschnitts sind erfüllt						
Materialkennwerte						
Beton						
Betongüte	Schwinddehnung	Materialkriechzahl	E-Modul	α_{cc}	γ_M	
C40/50	$-50,27 * 10^{-5}$	2,40	3500,00 kN/cm ²	1,00	1,50	
f_{ctk}	f_{ctk}	f_{cd}	f_{ctd}			
40,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	26,67 N/mm ²	2,33 N/mm ²			
Holz						
Nutzungsklasse:	NK1					
Holzgüte	Ausgangsfeuchte	Materialkriechzahl	E-Modul	k_{mod}	γ	Lasteileitungsfaktor k_i
C30	9,00 %	0,60	1200,00 kN/cm ²	0,80	1,30	1,10
$f_{m,k}$	Red. Randspannungen	$f_{t0,k}$	$f_{c0,k}$	$f_{v,k}$	$k_{c,90}$	$f_{c,90,k}$
30,00 N/mm ²	0,85	18,00 N/mm ²	21,00 N/mm ²	2,30 N/mm ²	1,30	3,00 N/mm ²
$f_{m,d,t=0}$	$f_{m,d,t=3-7s \& t=\infty}$	$f_{t0,d}$	$f_{c0,d}$	$f_{v,d}$	$f_{c,90,d}$	k_{91}
20,31 N/mm ²	17,26 N/mm ²	11,08 N/mm ²	12,92 N/mm ²	1,42 N/mm ²	1,85 N/mm ²	1,12
$G_{0,mean}$						
75,00 kN/cm ²						
Verbindungsmittel						
Alle 50 cm wird eine Reihe HBV-Schubverbinder eingebaut, darum wird der Verschiebungsmodul pro m Platte angegeben						
Art des Verbinders	K_{ser}	K_u	e_{eff}	R_k	R_d	γ_M
HBV-Schubverbinder	824,00 kN/mm	412,00 kN/mm	75,83 cm	kN	220,00 kN	1,30
Länge	Breite	Tiefe				
50 cm	0,00 cm	0,00 cm				

Schwingungen				
Deckenklasse I bzw. II	Querverteilung der Decke JA oder NEIN	F ₀	F	ζ
I	NEIN	700,00 N	1000,00 N	0,03

Langzeitverhalten								
	Zeit	k _{s, res}	Δε _{s, ID}	ψ _{H, V}	ψ _{B, V}	φ _{HV}	φ _{BV}	φ _{VM}
GZT	t=0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	t=3-7a	0,50	25,14 * 10 ⁻⁵	0,50	1,90	0,30	4,56	0,60
	t=∞	0,80	40,22 * 10 ⁻⁵	1,00	2,00	0,60	4,80	0,60
GZG	t=0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	t=∞	0,80	40,22 * 10 ⁻⁵	1,00	1,50	0,60	3,60	0,60

	Zeit	E ₁	E ₂	n ₁	KU [kN/mm]	KSer [kN/mm]
GZT	t=0	3500,00	1200,00	2,92	412,00	-
	t=3-7a	629,50	923,08	0,68	257,50	-
	t=∞	603,45	750,00	0,80	257,50	-
GZG	t=0	3500,00	1200,00	2,92	-	824,00
	t=∞	760,87	750,00	1,01	-	515,00

Lastannahmen									
Eigengewicht					Nutzlasten				
					Einflussbreite Decke e = 1,00 m				
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	γ _{Material} [kN/m ³]	Last [kN/m ²]	Aufbau	Last [kN/m ²]	q _{1,k}	q _{2,k}	q _{3,k}
Zementestrich	0,06	1,00	22,00	1,32	Wohnräume A1	2,00	2,00		
Trittschalldämmung	0,03	1,00	0,40	0,01	Trennwände	0,80		0,80	
Beton	0,12	1,00	25,00	3,00			q _{3,k}		0,00
Holz	0,22	1,00	5,00	1,10			q _{4,k}		0,00
				0,00			q _{5,k}		0,00
				0,00			q _{6,k}		0,00
SUMME g _{l,k} =				5,43 kN/m ²	SUMME q _{ges,k} =		2,80 kN/m ²		
β _{s,d} =				7,33 kN/m ²	β _{k,d} =		3,84 kN/m ²		

Ersatzlast									
GZT					GZG				
γ _{1,t=0}	γ _{1,t=3-7a}	γ _{1,t=∞}	γ _{1,t=0}	γ _{1,t=∞}	0,456	0,745	0,753	0,627	0,828
C _{p,sID,t=0}	C _{p,sID,t=∞}	C _{p,sID,t=3-7a}	C _{p,sID,t=3-7a}	C _{p,sID,t=∞}	C _{p,sID,t=∞}	C _{p,sID,t=∞}	C _{p,sID,t=0}	C _{p,sID,t=0}	C _{p,sID,t=∞}
193,87	1,000	107,47	0,980	99,29	0,972	266,27	1,000	127,63	0,974
kN/cm	-	kN/cm	-	kN/cm	-	kN/cm	-	kN/cm	-
P _{sID,t=0}	P _{sID,t=3-7a}	P _{sID,t=∞}	P _{sID,t=0}	P _{sID,t=∞}	0,00 kN/m	2,70 kN/m	3,99 kN/m	0,00 kN/m	5,13 kN/m

Lastfallkombinationen									
Einwirkung				Teilsicherheitsbeiwerte			γ		
Wohnräume A1	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	GZT	Eigengewicht	1,35			
Trennwände	0,70	0,50	0,30		Nutzlast	1,50			
0,00	0,70	0,50	0,30	GZG	Eigengewicht	1,00			
0,00					Nutzlast	1,00			

Charakteristische Lastfallkombination							Quasi-Ständige Lastfallkombination						
$p_{CZG,d,t} = \sum_{j=1}^n \gamma_{g,j} * g_{k,j} + \gamma_g * q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{q,i} * \psi_{0,i} * q_{k,i} + p_{sID,t}$							$p_{CZG,d,t} = \sum_{j=1}^n \gamma_{g,j} * g_{k,j} + \sum_{i=1}^n \gamma_{q,i} * \psi_{2,i} * q_{k,i} + p_{sID,t}$						
		GZT					GZG						
	t=0	t=3-7a	t=∞	t=0	t=3-7a	t=∞							
Charakt. LFK	11,17	13,87	15,17	7,99	10,69	13,12	[kN/m]						
quasi-ständige LFK	8,59	11,29	12,59	6,27	8,97	11,40	[kN/m]						

Lastfall Brand							
k _{fi}	k _{mod,fi,MW}	k _{mod,fi,VM}	t _{fi,erf}	d _{red}	β ₀ bzw. β _{fi}	d _{char}	
1,15	1,00	1,00	60,00 Min	7,00 mm	0,70	mm/Min	
Beanspruchte Seiten	h _{red}	b _{red}	A _{2,red}	I _{2,red}	γ _M	K _{u,fi}	
1,00	17,80 cm	100,00 cm	1780,00 cm ²	46.997,93 cm ⁴	1,00	412,00 kN/mm	
f _{m,d,t=0,fi}	f _{m,d,t=3-7a & t=∞,fi}	f _{t,0,d,fi}	f _{c,0,d,fi}	f _{v,d,fi}	f _{e,80,d,fi}		
34,50 N/mm ²	29,33 N/mm ²	20,70 N/mm ²	24,15 N/mm ²	2,65 N/mm ²	3,45 N/mm ²		

Nachweise									
Nachweise der Tragfähigkeit					Nachweise im Brand				
Holzquerschnitt		NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung		
		t=0		t=3-7a		t=∞			
Zug in Faserrichtung	JA	0,14	JA	0,16	JA	0,18			
Druck in Faserrichtung	JA	0,00	JA	0,00	JA	0,00			
Biegezug	JA	0,27	JA	0,46	JA	0,49			
Schubspannung einachsig	JA	0,13	JA	0,18	JA	0,20			
Auflagerpressung	JA	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00			
Beton		NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung		
		t=0		t=3-7a		t=∞			
Druck	JA	0,26	JA	0,19	JA	0,23			
Zug	JA	0,42	JA	0,00	JA	0,00			
Verbindungsmittel		NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung		
		t=0		t=3-7a		t=∞			
	JA	0,61	JA	0,67	JA	0,77			
Nachweise der Gebrauchstauglichkeit									
Durchbiegung									
Durchbiegung		NW erfüllt	Auslastung	Werte	Grenzwert	NW erfüllt	Auslastung	Werte	Grenzwert
				t=0				t=∞	
w_{inst}	JA	0,35	9,40	l/300	-	-	-	31,51	l/300
w_{qu-st}	-	-	-	l/250	JA	0,98	31,51	l/250	
Schwingung									
Schwingung		NW erfüllt	Auslastung	Wert					
		t=0							
Frequenzkriterium	NEIN	1,04	7,72	Hz					
Steifigkeitskriterium	JA	0,20	0,05	mm					
Schwingbeschleunigung	JA	0,49	0,02	m/s ²					

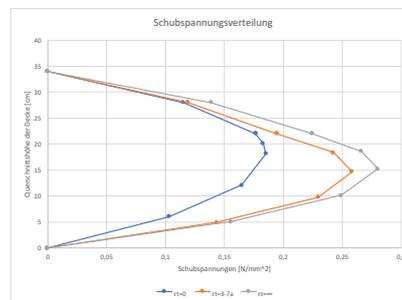
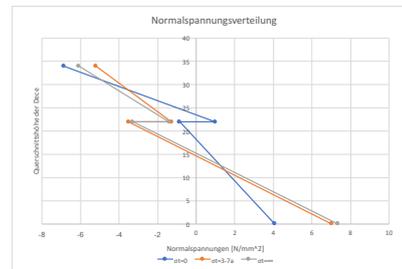
Berechnung Grenzzustand der Gebrauchtauglichkeit				
Zeitpunkt t=0				
$\chi_1 = 1/(1+k) =$	0,6265	$\chi_2 =$	1,00	
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_c) =$	0,60			
$a_2 = (n_1 * \chi_1 * A_1 * (h_1 + h_2)) / (2 * (n_1 * \chi_1 * A_1 + \chi_2 * A_2)) =$	8,49	cm		
$a_1 = (h_1 + h_2) / 2 - a_2 =$	8,51	cm		
$I_{eff} =$	448.120,50	cm ⁴		
$E_{I,eff} =$	537.744.596,51	kNcm ²		
Zeitpunkt t=∞				
$\chi_1 = 1/(1+k) =$	0,828	$\chi_2 =$	1,00	
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_c) =$	0,21			
$a_2 = (n_1 * \chi_1 * A_1 * (h_1 + h_2)) / (2 * (n_1 * \chi_1 * A_1 + \chi_2 * A_2)) =$	5,34	cm		
$a_1 = (h_1 + h_2) / 2 - a_2 =$	11,66	cm		
$I_{eff} =$	295.244,71	cm ⁴		
$E_{I,eff} =$	221.433.535,45	kNcm ²		
Durchbiegung				
			$P_{charakt}$ (kN/m)	P_{qu-st} (kN/m)
$W_{1,0',t=0}$	1,176	mm	t=0	7,99
$W_{1,0',t=3-7a}$	2,857	mm	t=3-7a	10,69
$W_{1,0',t=∞}$	2,763	mm	t=∞	13,12
				11,40
			Grenzwert	NW erfüllt
	W_{inst} (mm)	W_{qu-st} (mm)	W_{inst} (mm)	W_{qu-st} (mm)
t=0	9,40	7,38	26,67	26,67
t=3-7a	30,55	25,63	32,00	32,00
t=∞	36,26	31,51	32,00	32,00

Berechnung Tragfähigkeit t=0				
$\chi_1 = 1/(1+k) =$	0,456	$\chi_2 =$	1,00	
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_c) =$	1,19			
$a_2 = (n_1 * \chi_1 * A_1 * (h_1 + h_2)) / (2 * (n_1 * \chi_1 * A_1 + \chi_2 * A_2)) =$	7,15	cm		
$a_1 = (h_1 + h_2) / 2 - a_2 =$	9,85	cm		
$I_{eff} =$	398.113,04	cm ⁴		
$E_{I,eff} =$	477.735.642,31	kNcm ²		
Berechnung Tragfähigkeit t=3-7a				
$\chi_1 = 1/(1+k) =$	0,745	$\chi_2 =$	1,00	
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_c) =$	0,34			
$a_2 = (n_1 * \chi_1 * A_1 * (h_1 + h_2)) / (2 * (n_1 * \chi_1 * A_1 + \chi_2 * A_2)) =$	3,69	cm		
$a_1 = (h_1 + h_2) / 2 - a_2 =$	13,31	cm		
$I_{eff} =$	231.810,12	cm ⁴		
$E_{I,eff} =$	213.978.574,56	kNcm ²		
Berechnung Tragfähigkeit t=∞				
$\chi_1 = 1/(1+k) =$	0,753	$\chi_2 =$	1,00	
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_c) =$	0,33			
$a_2 = (n_1 * \chi_1 * A_1 * (h_1 + h_2)) / (2 * (n_1 * \chi_1 * A_1 + \chi_2 * A_2)) =$	4,22	cm		
$a_1 = (h_1 + h_2) / 2 - a_2 =$	12,78	cm		
$I_{eff} =$	250.945,90	cm ⁴		
$E_{I,eff} =$	188.209.422,51	kNcm ²		

Schwingungen				
m=	543,20	kg/m ²	F=	1.000,00
L=	8,00	m	(EI) _{t=0}	53.774.459,65
b=	7,00	m	(EI) _{b,t=0}	5.040.000,00
100/b=	1,00	[cm/cm]	Reiner Betonquerschnitt ohne Holzquerschnitt	
F ₀ =	700,00	N	M*=	8.743,41
α=	0,05		ζ=	0,03
Definition				
Querverteilungswirkung JA bzw. NEIN :				NEIN
Deckenklasse I bzw. II:				I
Mitwirkende Plattenbreite b _w =				4,02
Nachweise				
			Grenzwert	NW erfüllt
f ₁ =	7,72	Hz	8,00	Hz
W _{stat} =	0,0493	mm	0,25	mm
a _{rms} =	0,0243	m/s ²	0,05	m/s ²
				Auslastung
				1,04
				0,20
				0,49

Nachweise						
Statisches System						
	t=0	t=3-7a	t=∞			
q _{char} =	11,17	13,87	15,17 kN/m			
q _{char} =	0,11	0,14	0,15 kN/cm			
L=	800,00 cm					
	t=0	t=3-7a	t=∞			
M _d = q * l ² / 8 =	8.938,56	11.099,65	12.132,89 kNcm			
V _d = q * l / 2 =	44,69	55,50	60,66 kN			
F _{c,90,d} =	44.692,80		N			
Statisches Moment zur Ermittlung der Schubspannungen						
	t=0	t=3-7a	t=∞			
S _{lge}	11.820,97	15.975,41	15.335,32 cm ³			
S _{2,max}	16.469,65	10.785,64	11.583,29 cm ³			
Kontrolle Gesamtschwerpunkt im Holz:						
OK	OK	OK				
Schnittgrößen						
	t=0	t=3-7a	t=∞			
M _{1,d}	943,00	470,21	560,18 kNcm			
M _{2,d}	1.992,27	4.248,78	4.290,13 kNcm			
N _{1,d}	-353,13	-388,41	-448,93 kN			
N _{2,d}	353,13	388,41	448,93 kN			
Spannungen						
Holzquerschnitt						
σ _{M,0,2,d}	-2,47	-5,27	-5,32 N/mm ²			
σ _{N,2,d}	1,61	1,77	2,04 N/mm ²			
σ _{M,u,2,d}	2,47	5,27	5,32 N/mm ²			
τ _{max,2}	0,185	0,258	0,280 N/mm ²			
Betonquerschnitt						
σ _{0,1,d}	-3,93	-1,96	-2,33 N/mm ²			
σ _{N,1,d}	-2,94	-3,24	-3,74 N/mm ²			
σ _{0,1,d}	3,93	1,96	2,33 N/mm ²			
Verbindungsmitel						
t=	0,177	0,194	0,224 N/mm ²			
F _{VM}	133,89	147,27	170,21 kN			
Randspannungen						
Holz	t=0	t=3-7a	t=∞			
σ _{0,2,d}	-0,86	-3,50	-3,28 N/mm ²			
σ _{0,2,d}	4,07	7,03	7,36 N/mm ²			
Beton	t=0	t=3-7a	t=∞			
σ _{0,1,d}	-6,87	-5,20	-6,08 N/mm ²			
σ _{0,1,d}	0,99	-1,28	-1,41 N/mm ²			
Nachweisführung						
Holzquerschnitt	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslast
	t=0		t=3-7a		t=∞	
Zug in Faserrichtung	JA	0,14	JA	0,16	JA	0,18
Druck in Faserrichtung	JA	0,00	JA	0,00	JA	0,00
Biegezug	JA	0,27	JA	0,46	JA	0,49
Schubspannung einachs	JA	0,13	JA	0,18	JA	0,20
Auflagerpressung	JA	0,07				
Beton	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslast
	t=0		t=3-7a		t=∞	
Druck	JA	0,26	JA	0,19	JA	0,23
Zug	JA	0,42	JA	0,00	JA	0,00
Verbindungsmitel	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslast
	t=0		t=0		t=0	
JA	0,61	JA	0,67	JA	0,77	

Darstellung der Spannungsverteilung im QS						
Querschnittshöhe [cm]	Spannungsverteilung			τ _{0,0} [N/mm ²]	τ _{0,0,t=0} [kN/cm]	
	σ _{0,0} [N/mm ²]	σ _{0,2,0} [N/mm ²]	σ _{0,2,∞} [N/mm ²]			
34,00	-6,87	-5,20	-6,08			
22,00	0,99	-1,28	-1,41			
22,00	-0,86	-3,50	-3,28			
0,00	4,07	7,03	7,36			
b ₂ =	100,00 [cm]	b ₁ =	100,00 [cm]			
h*	hges	zi	S	τ _{0,0}	τ _{0,0,t=0}	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[N/mm ²]	[kN/cm]	
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
1,00	6,05	6,05	15,12	9.149,81	0,10	
2,00	6,05	12,10	9,07	14.639,69	0,16	
3,00	6,05	18,15	3,02	16.469,65	0,18	
4,00	1,93	20,07	-0,96	16.284,30	0,18	
5,00	1,93	22,00	-2,89	15.728,22	0,18	
6,00	6,00	22,00	6,85	11.820,97	0,18	
7,00	6,00	28,00	12,85	7.710,49	0,12	
0,00	-	34,00	0,00	0,00	0,00	
h*	hges	zi	S	τ _{0,0,t=0}	τ _{0,0,t=∞}	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[N/mm ²]	[kN/cm]	
0,00	-	0,00	0,00	0,00	0,00	
1,00	4,90	4,90	12,24	5.992,02	0,14	
2,00	4,90	9,79	7,34	9.587,23	0,23	
3,00	4,90	14,69	2,45	10.785,64	0,26	
4,00	3,66	18,34	-1,83	10.117,17	0,24	
5,00	3,66	22,00	-5,48	8.111,76	0,19	
6,00	6,00	22,00	10,31	15.975,41	0,19	
7,00	6,00	28,00	16,31	9.787,70	0,12	
0,00	-	34,00	0,00	0,00	0,00	
h*	hges	zi	S	τ _{0,0,t=∞}	τ _{0,0,t=∞}	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[N/mm ²]	[kN/cm]	
0,00	-	0,00	0,00	0,00	0,00	
1,00	5,07	5,07	12,68	6.435,16	0,16	
2,00	5,07	10,15	7,61	10.296,26	0,25	
3,00	5,07	15,22	2,54	11.583,29	0,28	
4,00	3,39	18,61	-1,69	11.008,78	0,27	
5,00	3,39	22,00	-5,08	9.285,25	0,22	
6,00	6,00	22,00	9,78	15.335,32	0,22	
7,00	6,00	28,00	15,78	9.467,66	0,14	
0,00	-	34,00	0,00	0,00	0,00	



Brandnachweis		
Berechnung Tragfähigkeit t=0		
$\chi_1 = 1/(1+k) =$	0,456	$\chi_2 =$ 1,00
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_s) =$	1,19	
$a_2 = (n_1 * \chi_1 * A_1 * (h_1 + h_2)) / (2 * (n_1 * \chi_1 * A_1 + \chi_2 * A_2)) =$	7,05 cm	
$a_1 = (h_1 + h_2) / 2 - a_2 =$	7,85 cm	
$I_{eff} =$	275.857,39	cm ⁴
$E_{I,eff} =$	331.028.866,68	kNcm ²
Statisches System		
$q_{qu-st.} =$	8,59	kN/m
$q_{qu-st.} =$	0,09	kN/cm
L=	800,00	cm
$M_d = q * l^2 / 8 =$	6.874,56	kNcm
$V_d = q * l / 2 =$	34,37	kN
Statisches Moment zur Ermittlung der Schubspannungen		
	t=0	Kontrolle Gesamtschwerpunkt im Holz:
$S_{1,fuge}$	9.425,46	OK
$S_{2,max}$	12.712,87	
$S_{2,fuge}$	12.540,90	

Schnittgrößen		
	t=0	
$M_{1,d} =$	1.046,67	kNcm
$M_{2,d} =$	1.171,22	kNcm
$N_{1,d} =$	-312,53	kN
$N_{2,d} =$	312,53	kN
Spannungen		Nachweise
Holzquerschnitt		Holzquerschnitt
$\sigma_{M,o,2,d} =$	-2,22	N/mm ²
$\sigma_{N,2,d} =$	1,42	N/mm ²
$\sigma_{M,u,2,d} =$	2,22	N/mm ²
$f_{max,2} =$	0,158	N/mm ²
Betonquerschnitt		Beton
$\sigma_{o,1,d} =$	-4,36	N/mm ²
$\sigma_{n,1,d} =$	-2,60	N/mm ²
$\sigma_{u,1,d} =$	4,36	N/mm ²
Verbindungsmittel		Verbindungsmittel
t=	1,56	kN/cm
$F_{VM} =$	118,50	kN
Randspannungen		Verbindungsmittel
Holz	t=0	
$\sigma_{o,2,d} =$	-0,80	N/mm ²
$\sigma_{u,2,d} =$	3,64	N/mm ²
Beton	t=0	
$\sigma_{o,1,d} =$	-6,97	N/mm ²
$\sigma_{u,1,d} =$	1,76	N/mm ²
		NW erfüllt
		Auslastung
		t=0
Zug in Faserrichtung	JA	0,07
Druck in Faserrichtung	JA	0,00
Biegezug	JA	0,13
Schubspannung einachsrig	JA	0,06
Auflagerpressung	JA	0,03
		NW erfüllt
		Auslastung
		t=0
Biegedruck	JA	0,26
Biegezug	JA	0,75
Querkraft	JA	
		NW erfüllt
		Auslastung
		t=0
Schubspannung NettoQS		0,54

D-2 Holzbalken-Beton-Verbunddecke laut dem modifizierten Gamma-Verfahren nach Schänzlin

Nachweisführung für eine Holzbalken-Beton-Verbunddecke mit HBV-Schubverbinder						
Querschnittsabmessungen Decke						
DECKENART	Länge Decke	Breite Decke	Einflussbreite der Balken	Auflagerlänge		
Plattendecke	8,00 m	7,00 m	60,00 cm	25,00 cm		
Statisches System	Spannweite	Höhe Holz	Breite Holz	Höhe Beton	Breite Beton	
Einfeldträger	800,00 cm	28,00 cm	20,00 cm	12,00 cm	60,00 cm	
Anordnung der konstant Verteilten Verbindungsmittel						
emin=	75,00 cm	emax=	83,00 cm	$e_{eff}=e_{min}+e_{max}/L*(e_{max}-e_{min})=$	75,83 cm	HBV-Schubverbinder
Mitwirkende Breite						
b_w	b_1	$b_{eff,1}$	b_2	$b_{eff,2}$	b_0	b_{eff}
20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	600,00 cm	60,00
Anforderungen für die Angenommene mitwirkende Breite des Betonquerschnitts sind erfüllt						
Materialkennwerte						
Beton						
Betongüte	Schwinddehnung	Materialkriechzahl	E-Modul	α_{cc}	γ_M	
C40/50	$-50,27 * 10^{-5}$	2,40	3500,00 kN/cm ²	1,00	1,50	
f_{ck}	f_{ctm}	f_{cd}	f_{ctd}			
40,00 N/mm ²	3,50 N/mm ²	26,67 N/mm ²	2,33 N/mm ²			
Holz						
Nutzungsklasse:	NK1					
Holzgüte	Ausgangsfeuchte	Materialkriechzahl	$E_{0,mean}$	k_{mod}	γ	Lasteilungsfaktor k_1
GI24h	9,00 %	0,60	1160,00 kN/cm ²	0,80	1,25	1,10
$f_{m,k}$	Red. Randspannungen	$f_{t,0,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{v,k}$	$k_{c,90}$	$f_{c,90,k}$
24,00 N/mm ²	0,85	16,50 N/mm ²	24,00 N/mm ²	2,50 N/mm ²	1,30 N/mm ²	2,70 N/mm ²
$f_{m,d,t=0}$	$f_{m,d,t=3-7a \& t=\infty}$	$f_{t,0,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{v,d}$	$f_{c,90,d}$	
16,90 N/mm ²	14,36 N/mm ²	10,56 N/mm ²	15,36 N/mm ²	1,60 N/mm ²	1,73 N/mm ²	
k_{N1}	$G_{0,mean}$					
1,12	72,00 kN/cm ²					
Verbindungsmittel						
Art des Verbinders	K_{ser}	K_y	e_{eff}	R_k	R_d	γ_M
HBV-Schubverbinder	412,00 kN/mm	206,00 kN/mm	75,83 cm	kN	110,00 kN	1,30
Länge	Breite	Tiefe				
50 cm	0,00 cm	0,00 cm				

Schwingungen				
Deckenklasse I bzw. II	Querverteilung der Decke JA oder NEIN	F ₀	F	ζ
I	NEIN	700,00 N	1000,00 N	0,03

Langzeitverhalten									
	Zeit	k _{s,res}	Δε _{sID}	ψ _{1,V}	ψ _{2,V}	ψ _{1V}	ψ _{BV}	ψ _{VM}	
GZT	t=0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	t=3-7a	0,50	25,14 *10 ⁻⁵	0,50	1,90	0,30	4,56	0,60	
	t=∞	0,80	40,22 *10 ⁻⁵	1,00	2,00	0,60	4,80	0,60	
GZG	t=0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	t=∞	0,80	40,22 *10 ⁻⁵	1,00	1,50	0,60	3,60	0,60	

	Zeit	E ₁	E ₂	n ₁	KU [kN/mm]	KSER [kN/mm]
GZT	t=0	3500,00	1160,00	3,02	206,00	-
	t=3-7a	629,50	892,31	0,71	128,75	-
	t=∞	603,45	725,00	0,83	128,75	-
GZG	t=0	3500,00	1160,00	3,02	-	412,00
	t=∞	760,87	725,00	1,05	-	257,50

Lastannahmen									
Eigengewicht					Nutzlasten				
					Einflussbreite Decke e = 0,60 m				
Aufbau	Höhe [m]	Breite [m]	γ _{Material} [kN/m ³]	Last [kN/m ²]	Aufbau	Last [kN/m ²]	q _{1,k}	q _{2,k}	q _{3,k}
Zementestrich	0,06	0,60	22,00	0,79	Wohnräume A1	2,00	1,20		
Trittschaldämmung	0,03	0,60	0,40	0,01	Trennwände	0,80	0,48		
Beton	0,12	0,60	25,00	1,80			0,00		
Holz	0,28	0,20	5,00	0,28			0,00		
				0,00			0,00		
				0,00			0,00		
SUMME g _{EL,k} =				2,88 kN/m ²	SUMME q _{ges,k} =		1,68 kN/m ²		
g _{s,d} =				3,89 kN/m ²	g _{k,d} =		3,84 kN/m ²		

Ersatzlast									
GZT					GZG				
γ _{1,t=0}	γ _{1,t=3-7a}	γ _{1,t=∞}	γ _{1,t=0}	γ _{1,t=∞}					
0,411	0,708	0,717	0,583	0,801					
C _{p,sID,t=0}	C _{p,sID,t=0}	C _{p,sID,t=3-7a}	C _{p,sID,t=3-7a}	C _{p,sID,t=∞}	C _{p,sID,t=∞}	C _{p,sID,t=0}	C _{p,sID,t=0}	C _{p,sID,t=∞}	C _{p,sID,t=∞}
65,54	1,000	51,93	0,961	46,42	0,947	92,87	1,000	57,59	0,954
kN/cm	-	kN/cm	-	kN/cm	-	kN/cm	-	kN/cm	-
P _{sID,t=0}	P _{sID,t=3-7a}	P _{sID,t=∞}	P _{sID,t=0}	P _{sID,t=∞}					
0,00 kN/m	1,31 kN/m	1,87 kN/m	0,00 kN/m	2,32 kN/m					

Lastfallkombinationen									
Einwirkung	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	Teilsicherheitsbeiwerte					
Wohnräume A1	0,70	0,50	0,30	GZT	Eigengewicht	1,35			
Trennwände	0,70	0,50	0,30	GZG	Nutzlast	1,50			
0,00					Eigengewicht	1,00			
0,00					Nutzlast	1,00			

Charakteristische Lastfallkombination						Quasi-Ständige Lastfallkombination					
$p_{GZG,d,t} = \sum_{j \geq 1} \gamma_g * g_{k,j} + \gamma_q * q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_q * \psi_{0,i} * q_{k,i} + p_{sID,t}$						$p_{GZG,d,t} = \sum_{j \geq 1} \gamma_g * g_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \gamma_q * \psi_{2,i} * q_{k,i} + p_{sID,t}$					
GZT			GZG			GZT			GZG		
t=0	t=3-7a	t=∞	t=0	t=3-7a	t=∞	t=0	t=3-7a	t=∞	t=0	t=3-7a	t=∞
Charakt. LFK	6,19	7,50	8,06	4,42	5,72	6,73	6,73	6,73	[kN/m]		
quasi-ständige LFK	4,64	5,95	6,51	3,38	4,69	5,70	5,70	5,70	[kN/m]		

Lastfall Brand							
k _{fi}	k _{mod,fi,MW}	k _{mod,fi,VM}	t _{fi,erf}	d _{red}	β ₀ bzw. β _n	d _{char}	
1,15	1,00	1,00	60,00 Min	7,00 mm	0,70 mm/Min	42,00 mm	
Beanspruchte Seiten	h _{red}	b _{red}	A _{2,red}	l _{2,red}	γ _M	K _{u,fi}	
3,00	23,80 cm	11,60 cm	276,08 cm ²	13.031,90 cm ⁴	1,00	206,00 kN/mm	
f _{m,d,t=0,fi}	f _{m,d,t=3-7a & t=∞,fi}	f _{t,0,d,fi}	f _{c,0,d,fi}	f _{v,d,fi}	f _{c,90,d,fi}		
27,60 N/mm ²	23,46 N/mm ²	18,98 N/mm ²	27,60 N/mm ²	2,88 N/mm ²	3,11 N/mm ²		

Nachweise									
Nachweise der Tragfähigkeit					Nachweise im Brand				
Holzquerschnitt		NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung		
		t=0		t=3-7a		t=∞			
Zug in Faserrichtung		JA	0,29	JA	0,35	JA	0,40		
Druck in Faserrichtung		JA	0,00	JA	0,00	JA	0,00		
Biegezug		JA	0,49	JA	0,82	JA	0,87		
Schubspannung einachsrig		JA	0,27	JA	0,36	JA	0,39		
Auflagerpressung		JA	0,22	0,00	0,00	0,00	0,00		
Beton		NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung		
		t=0		t=3-7a		t=∞			
Druck		JA	0,26	JA	0,19	JA	0,21		
Zug		JA	0,90	JA	0,00	JA	0,00		
Verbindungsmittel		NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung		
		t=0		t=3-7a		t=∞			
		JA	0,59	JA	0,72	JA	0,81		
Nachweise der Gebrauchstauglichkeit									
Durchbiegung									
Durchbiegung		NW erfüllt	Auslastung	Werte	Grenzwert	NW erfüllt	Auslastung	Werte	Grenzwert
		t=0				t=∞			
w _{inst}		JA	0,44	11,61	l/300	-	-	-	l/300
w _{qu-st}		-	-	-	l/250	JA	1,00	31,91	l/250
Schwingung									
Schwingung		NW erfüllt	Auslastung	Wert					
		t=0							
Frequenzkriterium		NEIN	1,10	7,27	Hz				
Steifigkeitskriterium		JA	0,35	0,09	mm				
Schwingbeschleunigung		JA	0,91	0,045	m/s ²				

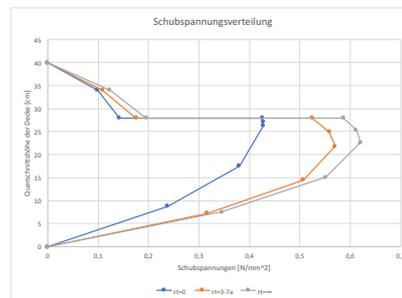
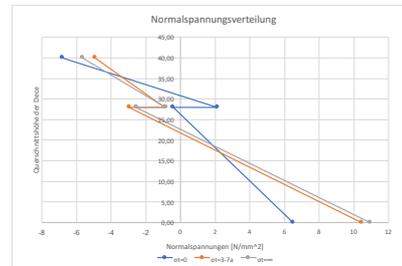
Berechnung Grenzzustand der Gebrauchtauglichkeit						
Zeitpunkt t=0						
$\gamma_1 = 1/(1+k) =$	0,5830	$\gamma_2 =$	1,00			
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_c) =$	0,72					
$a_2 = (n_1 * \gamma_1 * A_1 * (h_1 + h_2)) / (2 * (n_1 * \gamma_1 * A_1 + \gamma_2 * A_2)) =$	13,87	cm				
$a_1 = (h_1 + h_2)/2 - a_2 =$	6,13	cm				
$I_{eff} =$	217.978,63	cm ⁴				
$E_2 I_{eff} =$	252.855.216,01	kNcm ²				
Zeitpunkt t=∞						
$\gamma_1 = 1/(1+k) =$	0,801	$\gamma_2 =$	1,00			
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_c) =$	0,25					
$a_2 = (n_1 * \gamma_1 * A_1 * (h_1 + h_2)) / (2 * (n_1 * \gamma_1 * A_1 + \gamma_2 * A_2)) =$	10,39	cm				
$a_1 = (h_1 + h_2)/2 - a_2 =$	9,61	cm				
$I_{eff} =$	154.532,95	cm ⁴				
$E_2 I_{eff} =$	112.036.387,50	kNcm ²				
Durchbiegung						
		Pcharakt [kN/m]	P _{qu-st} [kN/m]			
$W_{1,0',t=0}$	2,629	mm	t=0			
			4,42			
			3,38			
$W_{1,0',t=3-7a}$	5,612	mm	t=3-7a			
			5,72			
			4,69			
$W_{1,0',t=∞}$	5,598	mm	t=∞			
			6,73			
			5,70			
		Grenzwert				
	W_{inst} [mm]	W_{qu-st} [mm]	W_{inst} [mm]			
			W_{qu-st} [mm]			
			NW erfüllt			
t=0	11,61	8,89	26,67	26,67	JA	JA
t=3-7a	32,10	26,31	32,00	32,00	NEIN	JA
t=∞	37,68	31,91	32,00	32,00	NEIN	JA

Berechnung Tragfähigkeit t=0			
$\gamma_1 = 1/(1+k) =$	0,411	$\gamma_2 =$	1,00
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_c) =$	1,43		
$a_2 = (n_1 * \gamma_1 * A_1 * (h_1 + h_2)) / (2 * (n_1 * \gamma_1 * A_1 + \gamma_2 * A_2)) =$	12,30	cm	
$a_1 = (h_1 + h_2)/2 - a_2 =$	7,70	cm	
$I_{eff} =$	200.371,76	cm ⁴	
$E_2 I_{eff} =$	232.431.244,91	kNcm ²	
Berechnung Tragfähigkeit t=3-7a			
$\gamma_1 = 1/(1+k) =$	0,708	$\gamma_2 =$	1,00
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_c) =$	0,41		
$a_2 = (n_1 * \gamma_1 * A_1 * (h_1 + h_2)) / (2 * (n_1 * \gamma_1 * A_1 + \gamma_2 * A_2)) =$	7,82	cm	
$a_1 = (h_1 + h_2)/2 - a_2 =$	12,18	cm	
$I_{eff} =$	125.237,24	cm ⁴	
$E_2 I_{eff} =$	111.750.148,86	kNcm ²	
Berechnung Tragfähigkeit t=∞			
$\gamma_1 = 1/(1+k) =$	0,717	$\gamma_2 =$	1,00
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_c) =$	0,39		
$a_2 = (n_1 * \gamma_1 * A_1 * (h_1 + h_2)) / (2 * (n_1 * \gamma_1 * A_1 + \gamma_2 * A_2)) =$	8,68	cm	
$a_1 = (h_1 + h_2)/2 - a_2 =$	11,32	cm	
$I_{eff} =$	133.607,15	cm ⁴	
$E_2 I_{eff} =$	96.865.186,27	kNcm ²	

Schwingungen			
m=	287,92	kg/m ²	F=
			1.000,00
L=	8,00	m	(EI) _{t=0}
			25.285.521,60
b=	7,00	m	(EI) _{b,t=0}
			5.040.000,00
100/b=	1,00	cm/cm	Reiner Betonquerschnitt ohne Holzquerschnitt
F ₀ =	700,00	N	M* =
			5.596,53
α=	0,05		ζ=
			0,03
Definition			
Querverteilungswirkung JA bzw. NEIN :			NEIN
Dekenklasse I bzw. II:			I
Mitwirkende Plattenbreite b _w =		4,86	m
Nachweise			
		Grenzwert	NW erfüllt
f ₁ =	7,27	Hz	8,00
			Hz
			NEIN
			Auslastung
W _{stat} =	0,0868	mm	0,25
			mm
			JA
a _{rms} =	0,0455	m/s ²	0,05
			m/s ²
			JA
			0,91

Nachweise						
Statisches System						
	t=0	t=3-7a	t=∞			
q_{stat}	6,19	7,50	8,06			
q_{stat}	0,06	0,07	0,08			
L=	800,00	cm				
	t=0	t=3-7a	t=∞			
$M_d = q \cdot l^2 / 8 =$	4.952,74	5.996,87	6.446,05			
$V_d = q \cdot l / 2 =$	24,76	29,98	32,23			
$F_{c,90,d} =$	24.763,68	N				
Statisches Moment zur Ermittlung der Schubspannungen						
	t=0	t=3-7a	t=∞			
S_{flage}	5.546,82	8.766,97	8.147,83			
$S_{2,max}$	6.914,84	4.762,72	5.145,44			
Kontrolle Gesamtschwerpunkt im Holz:						
OK	OK	OK				
Schnittgrößen						
	t=0	t=3-7a	t=∞			
$M_{1,d}$	644,37	291,87	346,96			
$M_{2,d}$	904,34	1.751,92	1.765,17			
$N_{1,d}$	-170,20	-209,79	-234,61			
$N_{2,d}$	170,20	209,79	234,61			
Spannungen						
Holzquerschnitt						
$\sigma_{M,2,d}$	-3,46	-6,70	-6,75			
$\sigma_{N,2,d}$	3,04	3,75	4,19			
$\sigma_{M,1,d}$	3,46	6,70	6,75			
$\tau_{max,2}$	0,427	0,570	0,621			
Betonquerschnitt						
$\sigma_{s,1,d}$	-4,47	-2,03	-2,41			
$\sigma_{N,1,d}$	-2,36	-2,91	-3,26			
$\sigma_{s,1,d}$	4,47	2,03	2,41			
Verbindungsmitel						
t=	0,085	0,105	0,117			
F_{VM}	64,53	79,54	88,95			
Randspannungen						
Holz	t=0	t=3-7a	t=∞			
$\sigma_{o,2,d}$	-0,42	-2,96	-2,56			
$\sigma_{u,2,d}$	6,50	10,45	10,94			
Beton	t=0	t=3-7a	t=∞			
$\sigma_{s,1,d}$	-6,84	-4,94	-5,67			
$\sigma_{s,1,d}$	2,11	-0,89	-0,85			
Nachweisführung						
Holzquerschnitt	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung
	t=0		t=3-7a		t=∞	
Zug in Faserrichtung	JA	0,29	JA	0,35	JA	0,40
Druck in Faserrichtung	JA	0,00	JA	0,00	JA	0,00
Biegezug	JA	0,49	JA	0,82	JA	0,87
Schubspannung einachsrig	JA	0,27	JA	0,36	JA	0,39
Auflagerpressung	JA	0,22				
Beton	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung
	t=0		t=3-7a		t=∞	
Druck	JA	0,26	JA	0,19	JA	0,21
Zug	JA	0,90	JA	0,00	JA	0,00
Verbindungsmitel	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung	NW erfüllt	Auslastung
	t=0		t=0		t=0	
	JA	0,59	JA	0,72	JA	0,81

Darstellung der Spannungsverteilung im QS						
Querschnittshöhe [cm]	Spannungsverteilung			S [cm ³]	$\tau_{t=0}$ [N/mm ²]	$\tau_{flage,t=0}$ [kN/cm]
	$\sigma_{t=0}$ [N/mm ²]	$\sigma_{t=3-7a}$ [N/mm ²]	$\sigma_{t=\infty}$ [N/mm ²]			
40,00	-6,84	-4,94	-5,67			
28,00	2,11	-0,89	-0,85			
28,00	-0,42	-2,96	-2,56			
0,00	6,50	10,45	10,94			
b2=	20,00 [cm]	b1=	60,00 [cm]			
	h* [cm]	hges [cm]	zi [cm]	S [cm ³]	$\tau_{t=3-7a}$ [N/mm ²]	$\tau_{flage,t=3-7a}$ [kN/cm]
0,00	-	0,00	0,00	0,00	0,000	
1,00	8,77	8,77	21,91	3.841,58	0,237	
2,00	8,77	17,53	13,15	6.146,52	0,380	
3,00	8,77	26,30	4,38	6.914,84	0,427	
4,00	0,85	27,15	-0,43	6.907,58	0,427	
5,00	0,85	28,00	-1,28	6.885,81	0,426	0,85
6,00	6,00	28,00	4,70	5.546,82	0,142	0,85
7,00	6,00	34,00	10,70	3.853,41	0,099	
0,00	-	40,00	0,00	0,00	0,000	
	h* [cm]	hges [cm]	zi [cm]	S [cm ³]	$\tau_{t=3-7a}$ [N/mm ²]	$\tau_{flage,t=3-7a}$ [kN/cm]
0,00	-	0,00	0,00	0,00	0,000	
1,00	7,27	7,27	18,19	2.645,96	0,317	
2,00	7,27	14,55	10,91	4.233,53	0,507	
3,00	7,27	21,82	3,64	4.762,72	0,570	
4,00	3,09	24,91	-1,54	4.667,35	0,559	
5,00	3,09	28,00	-4,63	4.381,25	0,524	1,05
6,00	6,00	28,00	9,18	8.766,97	0,175	1,05
7,00	6,00	34,00	15,18	5.463,48	0,109	
0,00	-	40,00	0,00	0,00	0,000	
	h* [cm]	hges [cm]	zi [cm]	S [cm ³]	$\tau_{t=\infty}$ [N/mm ²]	$\tau_{flage,t=\infty}$ [kN/cm]
0,00	-	0,00	0,00	0,00	0,000	
1,00	7,56	7,56	18,90	2.858,58	0,345	
2,00	7,56	15,12	11,34	4.573,73	0,552	
3,00	7,56	22,68	3,78	5.145,44	0,621	
4,00	2,66	25,34	-1,33	5.074,78	0,612	
5,00	2,66	28,00	-3,99	4.862,80	0,587	1,17
6,00	6,00	28,00	8,32	8.147,83	0,196	1,17
7,00	6,00	34,00	14,32	5.153,92	0,124	
0,00	-	40,00	0,00	0,00	0,000	



Brandnachweis			
Berechnung Tragfähigkeit t=0			
$X_1 = 1/(1+k) =$	0,411	$X_2 =$	1,00
$k = (\pi^2 * E_1 * A_1 * e_{eff}) / (L^2 * K_s) =$	1,43		
$a_2 = (n_1 * X_1 * A_1 * (h_1 + h_2)) / (2 * (n_1 * X_1 * A_1 + X_2 * A_2)) =$	13,68	cm	
$a_1 = (h_1 + h_2) / 2 - a_2 =$	4,22	cm	
$I_{eff} =$	106.684,37	cm ⁴	
$E_{I,eff} =$	123.753.867,20	kNcm ²	
Statisches System			
$q_{qu-st} =$	4,64	kN/m	
$q_{qu-st} =$	0,05	kN/cm	
$L =$	800,00	cm	
$M_d = q * l^2 / 8 =$	3.714,34	kNcm	
$V_d = q * l / 2 =$	18,57	kN	
Statisches Moment zur Ermittlung der Schubspannungen			
	t=0	Kontrolle Gesamtschwerpunkt im Holz:	
S_{fuge}	3.041,42	ACHTUNG	
$S_{2,max}$	3.793,90		
$S_{2,fuge}$	3.775,61		

Schnittgrößen			
	t=0		
$M_{1,d} =$	907,62	kNcm	
$M_{2,d} =$	453,72	kNcm	
$N_{1,d} =$	-131,45	kN	
$N_{2,d} =$	131,45	kN	
Spannungen		Nachweise	
Holzquerschnitt			
$\sigma_{M,o,2,d} =$	-4,14	N/mm ²	
$\sigma_{N,2,d} =$	2,35	N/mm ²	
$\sigma_{M,u,2,d} =$	4,14	N/mm ²	
$f_{max,2} =$	0,569	N/mm ²	
Betonquerschnitt			
$\sigma_{o,1,d} =$	-6,30	N/mm ²	
$\sigma_{N,1,d} =$	-1,83	N/mm ²	
$\sigma_{u,1,d} =$	6,30	N/mm ²	
Verbindungsmittel			
$t =$	0,66	kN/cm	
$F_{VM} =$	49,84	kN	
Randspannungen			
Holz	t=0		
$\sigma_{o,2,d} =$	-1,80	N/mm ²	
$\sigma_{u,2,d} =$	6,49	N/mm ²	
Beton	t=0		
$\sigma_{o,1,d} =$	-8,13	N/mm ²	
$\sigma_{u,1,d} =$	4,48	N/mm ²	
Holzquerschnitt		NW erfüllt	Auslastung
		t=0	
Zug in Faserrichtung	JA		0,12
Druck in Faserrichtung	JA		0,00
Biegezug	JA		0,27
Schubspannung einachsrig		JA	0,20
Auflagerpressung		JA	0,16
Beton		NW erfüllt	Auslastung
		t=0	
Biegedruck	JA		0,30
Biegezug	Beton geriss		1,92
Querkraft	JA		
Verbindungsmittel		NW erfüllt	Auslastung
		t=0	
Schubspannung NettoQS		JA	0,45

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe

S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | F – Forschungsberichte
V – Vorträge, Tagungen | M – Masterarbeiten

Institutskennzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl