

DIPLOMARBEIT

Master's Thesis

Ressourceneffiziente Verbundsysteme bei Holz-Beton- Verbund-Rippendecken

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Florian Hölzl

Matr.Nr.: 1027634

unter der Anleitung von

Assistant Professor Dipl.-Ing. Dr.techn. Alireza Fadai

Dipl.-Ing. Christoph Radlherr

Institut für Architekturwissenschaften Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau
Forschungsbereich Holzbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/259.2, A-1040 Wien

Danksagung

Diese Arbeit stellt den Abschluss meiner Studienzeit an der Technischen Universität Wien dar. Aus diesem Grund möchte ich mich an dieser Stelle bei allen bedanken, die zu meinem Studium und dieser Arbeit beigetragen und mich tatkräftig unterstützt haben.

Mein größter Dank richtet sich an meine Freundin *Nina*, meine Mama *Gudrun*, meinen Papa *Michael* sowie an meine restliche Familie. Ohne die Unterstützung meiner Freundin in den letzten Monaten wäre der Abschluss meines Studiums nicht in dieser Art und Weise möglich gewesen. Auch meine Eltern trugen durch ihren Rat, ihre Erfahrung, ihre Fürsorge und ihre ständige Unterstützung, nicht nur finanziell, einen großen Teil zu meinem erfolgreichen Abschluss bei. An dieser Stelle möchte ich auch meinen Onkel *Johannes* erwähnen, der mich auf dieses Studium gebracht hat. Nicht zu vergessen sind meine Freunde, auf welche ich immer zählen kann und die mir auch durch so manche schweren Zeiten geholfen haben. Zu erwähnen wären an dieser Stelle: *Boa, Matthias, Julian, Stocki*, alle Studienkollegen welche ich im Laufe der Zeit kennen und zu schätzen gelernt habe, der Rest unserer Mountainbikegruppe den „*Old Dirt Basterds*“ und noch viele mehr.

In Bezug auf meine Diplomarbeit möchte ich Herrn *Assistant Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. Alireza Fadai* und Herrn *Dipl. Ing. Christoph Radlherr* für die gewissenhafte Betreuung sowie der raschen und guten Korrektur meiner Arbeit bedanken. Auch Herrn *Dr. Johann Scheibenreiter*, welcher mir mit seinem Fachwissen zur Seite stand, möchte ich meinen Dank aussprechen. Abschließend noch ein kurzer Dank an *Martin* für die Hilfe beim Verfassen des Abstracts.

Kurzfassung

Im Allgemeinen werden in dieser Arbeit Holz-Beton-Verbund-Konstruktionen, genauer, Holz-Beton-Verbund-Rippendecken im Neubau, behandelt. Durch die ideale Ausnutzung der einzelnen Materialeigenschaften, Beton auf Druck und Holz auf Zug, verfügen diese Konstruktionen über hervorragende technische Eigenschaften. Unter Berücksichtigung dieser Eigenschaften kommt es zur Ermittlung von ressourceneffizienten Rippendeckenquerschnitten aus Holz-Beton-Verbund. Dabei spielt vor allem die Verbindung der beiden Komponenten, und somit die verwendeten Verbindungsmittel eine wesentliche Rolle. Zur Herstellung von solchen Konstruktionen können verschiedene Arten von Verbindungsmittel verwendet werden. Im Zuge dieser Arbeit werden Verbundschrauben und Schubkerven genauer betrachtet. Bei den Verbundschrauben erfolgt der Verbund über das einbetonierte der Schraubenköpfe in die Betonplatte, Schubkerven erzeugen durch das Ausbetonieren der Kerven selbst einen Formschluss, welcher für die Kraftübertragung sorgt. Bei der Betrachtung der unterschiedlichen Verbindungsmittel stellt sich folgende Frage: Welches der beiden Verbindungsmittel stellt für die betrachteten Spannweiten von sechs, acht und zehn Metern die effizientere Wahl dar?

Um diese Frage zu beantworten werden, unter der Annahme von Randbedingungen und mit der Hilfe von veränderlichen Parametern, Optimierungen durchgeführt. Das Ziel der Optimierungen ist es, in Betracht auf Material und Verbund, sowie Arbeitszeit und Wirtschaftlichkeit, ressourceneffiziente Systeme zu erstellen. Bei Systemen mit Verbundschrauben führen die Optimierungen, bezogen auf die untersuchten Spannweiten, zu idealen Schraubenabständen sowie der dazugehörigen Anzahl an Verbindungsmittelreihen. Systeme mit Verbundkerven erhalten durch die Variation der Vorholzlängen sowie der Kervenanzahl die effizientesten Querschnitte. Dabei wird auf eine gleichmäßige Kraftverteilung in den einzelnen Kerven geachtet.

Die Durchführung der Optimierungen erfolgt in erster Linie aus technischer Sicht. Als Abrundung der Untersuchungen wird eine kurze wirtschaftliche Betrachtung aller behandelten Querschnitte durchgeführt.

Durch die vorgenommenen Optimierungen werden die ressourceneffizientesten Querschnitte für die untersuchten Verbindungsmittel festgestellt. Anhand der Gegenüberstellung der Ergebnisse der beiden Verbindungsmittelarten, sowohl aus technischer, als auch aus wirtschaftlicher Sicht, kann schlussendlich eine Aussage über das geeignete Verbindungsmittel für die jeweiligen Spannweiten getroffen werden.

Abstract

In general, this thesis deals with timber-concrete-composite structures, more specifically, timber-concrete-composite rib floors in new constructions. This form of construction combines the advantages of both materials. Resource-efficient ribbed cross-sections made out of wood-concrete composite are established through taking the material characteristics into account. Thereby, the connection between the two components plays an essential role. Various types of fastening elements can be used to establish such constructions. This thesis focuses on the usage of screws and grooves as a method to connect timber and concrete. When using screws, the bond is made via the drilled screw heads, which are being set in concrete slab. Grooves generate a form lock through concreting the moulded timber, which ensures the transmission of the working load. When analysing the different types of connection, following question arises: Which connection type is the most efficient choice for the considered spans of six, eight and ten meters?

In order to answer this question, optimizations are implemented through assumptions of boundary conditions and variable parameters. The optimizations aim to create resource-efficient systems in terms of material properties and interconnection, as well as working time and cost-efficiency. For systems with screws, the optimizations, based on the spans examined, lead to an ideal screw spacing and the corresponding number of rows of connectors. Groove systems will get the most efficient cross sections by varying groove lengths and numbers. Here, the focus mainly lies on an even force distribution in the individual grooves.

The optimization is primarily being reflected upon the technical perspective. However, the economic aspect of all examined cross sections is being analysed to complement the thesis.

By means of the various optimizations, the most resource-efficient cross-sections for the tested connection techniques are being specified. Based on a final comparison of all results, a statement about the most suitable connection for respective spans, from a technical, as well as from an economical perspective, can be made.

Inhalt

1	Einleitung.....	1
1.1	Motivation	1
1.2	Ziele.....	1
2	Holz-Beton-Verbund-Rippendecken	3
2.1	Stand der Technik.....	5
2.2	Verwendete Baustoffe	6
2.2.1	Brettschichtholz.....	6
2.2.2	Beton	8
2.2.3	Verbundschrauben.....	10
2.3	Einsatzbereiche von Holz-Beton-Rippendecken.....	10
2.3.1	Einsatzbereich Sanierung	11
2.3.2	Einsatzbereich Neubau.....	11
2.4	Vorteile von Holz-Beton-Rippendecken	12
2.4.1	Bauphysik.....	12
2.4.1.1	Schallschutz	12
2.4.1.2	Brandschutz.....	13
2.4.2	Statik.....	14
2.4.3	Bauablauf und Baukosten.....	15
2.5	Arten von Verbindungsmittel im HBV-Rippendeckenbau	15
2.5.1	Grundlagen des Holz-Beton-Verbundbaus in Österreich.....	16
2.5.2	Zulassungen.....	16
2.5.2.1	Die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ).....	16
2.5.2.2	Die Europäische Technische Bewertung (ETA).....	17
2.5.3	Verbindungsmittel mit Zulassungen	17
2.5.3.1	Star-Drive und RAPID Schrauben und deren Anforderungen laut allgemeiner bauaufsichtlichen Zulassung	18
2.5.3.2	SFS VB Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen.....	22
2.5.3.3	Gegenüberstellung der Verbindungsmittel und deren Zulassungen	33
2.5.3.4	HBV Schubverbinder – eingeklebte Lochbleche.....	34
2.5.4	Verbindungsmittel ohne Zulassung.....	35
2.5.4.1	Schubkerven.....	35
2.5.4.2	Kopfbolzendübel.....	39
2.6	Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen.....	39
2.7	Auflagerausbildung	40
3	Holz-Beton-Verbund-Rippendecken mit Verbundschrauben.....	42
3.1	Bemessungstool „Verbundquerschnittsbemessung“ Version 16.9.1.....	42
3.1.1	Nachgiebiger Verbund – Das Gamma Verfahren	44

3.1.2	Das Stabwerkmodell von Rautenstrauch et al.....	47
3.1.3	Vergleich Gamma Verfahren mit Stabwerksmodell	49
3.2	Die Optimierung der Rippendecke im Neubau mithilfe des Bemessungstools.....	51
3.2.1	Die Grundidee der Optimierung.....	51
3.2.2	Die Vorgehensweise im Überblick	51
3.2.3	Der erste Weg durch die Bemessung	52
3.2.4	Deckenaufbau und Lastannahmen für die Nutzlasten.....	55
3.2.5	Wahl der Deckenabmessungen	55
3.2.6	Spannweiten und statisches System	56
3.2.7	Konstante und Parameter	57
3.2.7.1	unveränderliche Konstante.....	57
3.2.7.2	veränderliche Parameter.....	59
3.2.7.3	Verbindungsmittelabstände.....	59
3.2.7.4	Verbindungsmittelreihen.....	61
3.2.7.5	Anwendung der Verbindungsmittelabstände und -reihen.....	63
3.2.7.6	Abmessungen der Brettschichtholzträger	64
3.2.8	Die Ermittlung der Holzquerschnitte	64
3.2.9	Zu führende Nachweise.....	64
3.2.9.1	Schwingungsnachweise	65
3.2.10	Die Bemessung der ermittelten Querschnitte mittels γ -Verfahren.....	66
3.2.10.1	Bemessung der Träger mit 6m Spannweite	67
3.2.10.2	Bemessung der Träger mit 8m Spannweite	70
3.2.10.3	Bemessung der Träger mit 10m Spannweite	73
3.3	Ergebnisse der Bemessungen	75
3.4	Der detaillierte Weg durch die Bemessung	79
4	HBV – Rippendecken mit Schubkernen	82
4.1	Die verwendeten Verschiebungsmoduln – Kerneigenschaften	82
4.2	Berechnung mittels Stabwerksmodell und Ergebnisse.....	82
4.2.1	Der Weg der Berechnung.....	83
4.2.2	Verwendete Holzquerschnitte	84
4.2.3	Kernenabmessungen.....	84
4.2.4	Die Kerneanzahl	85
4.2.5	Vorholzlänge	85
4.2.6	Stabsteifigkeiten	88
4.2.7	Der Verschiebungsmodul.....	88
4.2.8	Das Langzeitverhalten.....	88
4.2.9	Zu führende Nachweise.....	89
4.2.10	Nachweis der Schubkernen	90

4.2.11	Die Bemessung der vorhandenen Querschnitte mittels Stabwerkmodell	92
4.2.11.1	Bemessung der Decken mit 6m Spannweite und drei Kerven.....	93
4.2.11.2	Bemessung der Decken mit 8m Spannweite und vier Kerven.....	97
4.2.11.3	Bemessung der Decken mit 10m Spannweite und fünf Kerven	101
4.2.12	Interpretation	104
4.2.13	Optimierung der Querschnitte mit Kerven bei einem Balkenabstand von 120cm 105	
4.2.13.1	Erhöhung der Trägerbreite.....	105
4.2.13.2	Erhöhung der Kervenanzahl	105
4.2.13.3	Querschnittsanpassung bei Spannweite 8m und 120cm Balkenabstand...	106
4.2.13.4	Querschnittsanpassung bei Spannweite 10m und 120cm Balkenabstand.	109
4.2.13.5	Ermittelte Trägerabmessungen	113
4.3	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	113
4.4	Ergebnisse der Bemessungen	114
5	Ergebnisanalyse mit wirtschaftlicher Betrachtung und Ausblick.....	117
5.1	Gegenüberstellung aus technischer Sicht	117
5.1.1	Balkenabstand von 60cm	117
5.1.2	Balkenabstand von 120cm	117
5.2	Wirtschaftliche Betrachtung	118
5.2.1	Kosten für die einzelnen Bauteile	119
5.2.1.1	Brettschichtholz	119
5.2.1.2	Beton	119
5.2.1.3	Baustahlgitter	119
5.2.1.4	Schrauben.....	119
5.2.1.5	Kerven.....	119
5.2.2	Systeme mit einer Spannweite von 6m	119
5.2.3	Systeme mit einer Spannweite von 8m	120
5.2.4	Systeme mit einer Spannweite von 10m	121
5.3	Zusammenfassung	122
5.4	Ausblick.....	123
	Literaturverzeichnis.....	125
	Abbildungsverzeichnis	128
	Tabellenverzeichnis.....	129

1 Einleitung

1.1 Motivation

In Österreich, wie auch in vielen anderen Ländern, hat der Massivbau in Bereichen wie Wohnungsbau oder Bürobau eine klare Vormachtstellung. Dies ist vorwiegend den wirtschaftlichen Vorteilen der Massivbauweise gegenüber anderen geschuldet. Da aber immer öfter Abstand von einer rein wirtschaftlichen Betrachtung genommen wird und auch ökologische Aspekte in Betracht gezogen werden, ergeben sich bessere Chancen für andere Bauweisen. Aus diesem Umdenken heraus stellt sich die Frage, was man zu dieser positiven Entwicklung beitragen kann. Die Weiterentwicklung, beziehungsweise Verbesserung von alternativen Bauweisen dient in diesem Fall als gute Möglichkeit.

Basierend darauf entstand die Motivation Holz-Beton-Verbundbauweisen dahingehend zu verbessern und so ein konkurrenzfähigeres Produkt zu schaffen. Im genaueren wird dabei auf Holz-Beton-Verbunddecken als Rippendecken im Neubau eingegangen. Durch die ideale Ausnutzung der vorhandenen Baustoffe, Holz auf Zug und Beton auf Druck, ergeben sich hier durch die Verwendung von Holz nicht nur ökologische, sondern auch statische Vorteile. Die Gegenüberstellung zweier Systeme in Holz-Beton-Verbundbauweise soll unter anderem dazu dienen, eine möglichst optimale Bauweise für Holz-Beton-Verbund-Rippendecken zu finden.

1.2 Ziele

Um die Konkurrenzfähigkeit von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen im Deckenbau zu steigern, ist es in erster Linie notwendig, verschiedene Holz-Beton-Verbundsysteme zu vergleichen und deren Vorteile gegenüber anderen zu ermitteln. Im Zuge dieser Arbeit wird ein Vergleich der Verbindung zwischen Holz und Beton durchgeführt. Als allgemeines System wird die Bauweise der Holz-Beton-Verbund-Rippendecke gewählt. Dabei handelt es sich um Holzträger, welche von einer Betonplatte überspannt und mit dieser verbunden werden. Um den Verbund dieser beiden Materialien herzustellen sind verschiedene Ausführungen möglich. Für einen guten Überblick werden zwei Verbindungsmittel gewählt und diese gegenübergestellt. Dabei handelt es sich einerseits um Verbundschrauben, welche in den Holzträger eingeschraubt werden und über die einbetonierten Schraubenschäfte den Verbund herstellen, und andererseits um Kerfen, Einkerbungen im Holzträger, durch welche ein Formschluss zwischen Holz und Beton erzeugt wird.

Um konkretere Anforderungen zu definieren werden Randbedingungen an die Konstruktion vorgegeben. Die untersuchten Decken sollen in Neubauten der Klasse 4 und 5 bei Wohnbauten oder Bürobauten zum Einsatz kommen und dabei Spannweiten bis zu zehn Metern überspannen.

Auch der häufige Einsatz von Fertigteilen und deren Vorteile ist zu berücksichtigen. Dies führt unter anderem dazu, dass bei den Systemen mit Schraubenverbindungen keine Schalung zum Einsatz kommt.

Aufgrund dieser Randbedingungen wird im ersten Schritt eine Optimierung der Systeme mit Verbundschrauben durchgeführt und diese dann mit den Systemen mit Kervenverbindungen verglichen. Dabei soll sich zeigen, welches der beiden Systeme bei Neubauten, in Sachen Statik aber auch in Sachen Wirtschaftlichkeit, konkurrenzfähiger ist und somit eine mögliche Alternative zum Massivbau bildet.

Mitunter soll eine erste Einschätzung getroffen werden, ob der Einsatz von Verbundschrauben im Bereich Neubau bei Rippendecken soweit optimiert werden kann, dass dieser konkurrenzfähig ist und somit Schraubenanzahlen für bestimmte Systemkonfigurationen angegeben werden können.

Eine allgemein gültige Lösung kann durch die Arbeit nicht erwartet werden, jedoch sollen sich Ansätze ergeben, welche statische, als auch ökologische Vorteile gegenüber einer Massivbauweise aufweisen und demnach auch zur Anwendung kommen können.

2 Holz-Beton-Verbund-Rippendecken

Die Holz-Beton-Verbundbauweise (HBV) zeichnet sich dadurch aus, dass zwei räumlich getrennte Querschnitte aus Beton und Holz mit speziellen Verbindungsmittel wie zum Beispiel Schrauben, Bleche oder formschlüssigem Verbund zu einem Verbundquerschnitt zusammengefügt werden. Durch die Aufteilung in Holz und Beton werden die jeweiligen Materialien so beansprucht, dass man ihre günstigsten Materialeigenschaften ausnützt. So übernehmen bei den biegebeanspruchten Bauteilen in der Regel die Holzquerschnitte die Zugbeanspruchungen, während der Beton für die Übertragung der Druckspannungen zuständig ist. Die Verbindungsmittel, welche zwischen den Querschnitten angeordnet sind, stellen die Verbindung der beiden Teile her, und dienen zur Übertragung der Schubkräfte zwischen Holz und Beton. Durch die Verbindung der beiden Elemente ist eine Erhöhung der Tragfähigkeit und Steifigkeit um das 2- bis 5-fache im Vergleich zu einfachen Balken-Tragwerken ohne Verbund möglich. Diese Erhöhung kommt vor allem bei Sanierungen von Altbaudecken zum Einsatz. [2]

Um statische Berechnungen durchführen zu können, sind Systemkennwerte für die Schubtragfähigkeit und den Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel notwendig. Diese müssen, wenn nicht vorhanden, im Vorfeld durch Versuche ermittelt werden. Bei Verbindungsmitteln, bei denen bereits eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung vorliegt, wurden diese Systemkennwerte bereits im Zuge der Zulassungsversuche ermittelt und können der Zulassung entnommen werden. Zusätzlich zu den Systemkennwerten enthalten die Zulassungen Informationen bezüglich der Anwendbarkeit der einzelnen Systeme. Bis jetzt sind neun allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (abZ) und zwei europäische technische Zulassungen (ETA) von Verbindungsmittelsysteme für die Anwendung im Bereich des Neubaus von Geschossdecken erteilt worden. Diese Systeme sind in **Tabelle 1** dargestellt.

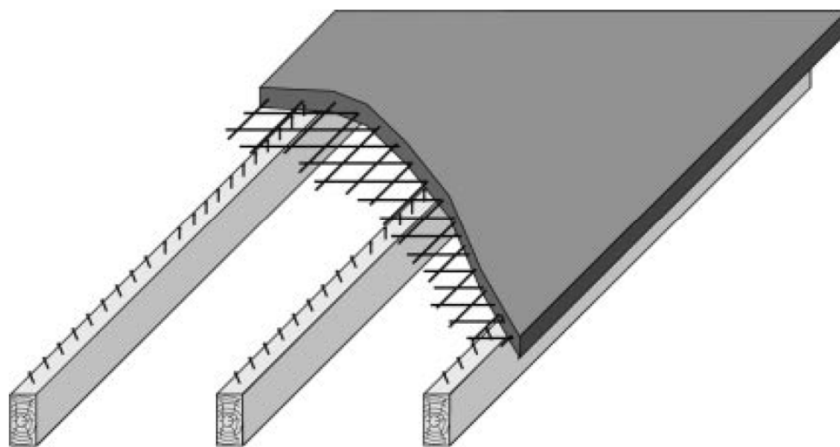


Abbildung 1: HBV-Rippendecke mit Schrauben als Verbindungsmittel

Bei der Herstellung von HBV-Decken ist auf einige allgemeine konstruktive Hinweise zu achten. So wird bei der Herstellung der Verbindung, außer bei Kernen oder Versätzen als Verbindungsmittel, betonseitig, das aus dem Holz herausragende Teil des Verbindungsmittels im gegossenen Frischbeton verankert. Dieser Beton muss laut den zugrundeliegenden Zulassungen mindestens einer Betondruckfestigkeitsklasse von C20/25 entsprechen. Die Betonplatte, in welcher eine rissverteilende Mattenbewehrung, sowie gegebenenfalls eine zusätzliche Bewehrung zur Aufnahme von Zugspannungen eingelegt wird, wird in den meisten Fällen in einer Dicke zwischen 6 und 20cm ausgeführt.

HBV-Decken können in vielen verschiedenen Ausführungsvarianten erstellt werden. Unter anderem als HBV-Kastendecken, HBV-Plattendecken oder HBV-Rippendecken. HBV-Rippendecken können auch als HBV-Balkendecken bezeichnet werden. Im Zuge dieser Arbeit werden HBV-Rippendecken und die dafür geeigneten Verbindungsmittel genauer untersucht. Bei HBV-Rippendecken handelt es sich um Decken mit einer obenliegenden Betonplatte, welche mit darunterliegenden, in einem Raster angeordneten Holzbalken, in Verbindung stehen. (siehe *Abbildung 1*) Diese Deckenart wird entweder auf der Baustelle aus Ortbeton hergestellt werden, oft aber werden aber die Deckenelemente im Werk vorgefertigt und anschließend auf der Baustelle versetzt. Nach dem Versetzen der einzelnen Elemente ist die Herstellung der Scheibenwirkung, durch Ausbetonieren der Vergusstaschen notwendig. Die geschaffenen Freiräume zwischen den einzelnen Holzbalken können unter anderem zur Verbesserung des Schallschutzes genützt werden. Weiters ist zu erwähnen, dass kein weiterer Verbau der Untersicht benötigt wird. [1]

Zulassungsnummer	Zulassungsgegenstand	Antragsteller
Z-9.1-342	SFS VB Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen	SFS intec AG
Z-9.1-445*	Timco II und III Schrauben als Verbindungsmittel für das Timco Holz-Beton-Verbundsystem	Sieglinde Amrath Timco® Vertrieb Deutschland
Z-9.1-557	Holz-Beton-Verbundsystem mit eingeklebten HBV-Schubverbindern	TiComTec GmbH
Z-9.1-603	TCC Schrauben als Verbindungsmittel für das TCC Holz-Beton-Verbundsystem	Com-Ing AG
Z-9.1-648	Würth ASSYplus VG Schrauben als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen	Adolf Würth GmbH & Co. KG
Z-9.1-845	StarDrive und RAPID Schrauben als Verbindungsmittel für das Schmid Schrauben HolzBetonVerbundsystem	Schmid Schrauben Hainfeld GmbH
Z-9.1-851	BiFri Verbund-Anker als Verbindungsmittel für das FRIEDRICH Holz-Beton-Verbundsystem	Friedrich UG Verbundsysteme
Z-9.1-857	Sfix-3 Schubfix-Schraube als Verbindungsmittel für das Elascor Holz-Beton-Verbund-System (Sfix-3 Elascor HBVSystem)	Elascor GmbH
Z-9.1-861	Hobet Schrauben als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundsysteme	SIHGA® GmbH
Z-9.1-862	PMJ-6090 Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundsystemen	PMJ-tec AG
ETA-13/0029	Würth ASSY plus VG Schrauben	Adolf Würth GmbH & Co. KG
ETA-13/0699	SFS VB Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen	SFS intec AG

Tabelle 1: Zulassungen von Holz-Beton-Verbund Verbindungsmittel, *: Zulassung ist am 16.03.2017 abgelaufen;

2.1 Stand der Technik

In vielen unterschiedlichen Bereichen wird Forschung im HBV-Bau, Bereich Geschoßdecken-neubau, betrieben und thematisiert. Die Vielfalt der Forschung reicht von der Entwicklung der Verbindungsmittel über die Herleitung von Berechnungs- und Modellierungsansätzen, bis zur Untersuchung der bauphysikalischen Eigenschaften.

Besonders die Weiterentwicklung in Sachen Vorfertigung ist für die Herstellung von HBV-Rippendecken von großer Bedeutung. Diese Entwicklung kann in drei Evolutionsschritten angegeben werden. Jede Steigerung der Evolution führt zu einer Erhöhung des Vorfertigungsgrads. Schritt eins setzt vorgefertigte Holzelemente voraus, welche dann auf der Baustelle mit einer Ortbetonschicht verbunden werden. Um die Vorfertigung noch einen Schritt weiter zu bringen und so auch die Herstellung von Holz- und Betonelementen (wegen unterschiedlicher Verarbeitungen der einzelnen Materialien in Bezug auf zum Beispiel Feuchtigkeit) zu trennen, wird im zweiten Schritt die Herstellung von HBV-Decken mit vorgefertigten Holzelementen und Stahlbetonfertigteilen entwickelt. Hierfür werden Fertigteil-Verbinder in die Betonfertigteile eingelassen, durch welche dann die Betonplatten mit den Holzbalken verschraubt werden. Diese Methode wurde unter anderem von der Firma Würth entwickelt und kann in [4] genauer nachgeschlagen werden. Der letzte Schritt der Entwicklung führt zu vorgefertigten Holzelementen, welche schon im Werk mit einer aufgetragenen Ortbetonschicht hergestellt werden. Diese erzeugten Fertigteile werden dann versetzfertig auf die Baustelle transportiert.

Auch die Verfahren zur Bemessung von HBV-Decken wurden weiterentwickelt und haben sich bewährt. Nennenswert ist das „Gamma – Verfahren“ und das „Stabwerksmodell nach Rautenstrauch“ [5], welche beide zur späteren Berechnung der HBV-Rippendecken verwendet werden. Dabei ist anzumerken, dass das „Gamma – Verfahren“ einen kontinuierlichen Verbund der beiden Querschnitte voraussetzt und das Stabwerksmodell für die Berechnung von diskontinuierlich angeordneten Schubkernen entwickelt wurde.

Durch das unterschiedliche Kriech- und Schwindverhalten von Holz und Beton sind Untersuchungen bezüglich des Langzeitverhaltens von großer Bedeutung. Unter anderem H. J. Blaß und M. Romani haben sich weitgehend mit dem Langzeitverhalten von Holz-Beton-Konstruktionen [6] beschäftigt und deren Erkenntnisse dienen oft als Grundlage für weitere Betrachtungen.

Untersuchungen zum Brandverhalten, Schallschutz, Wärmeschutz und Schwingungsverhalten tragen zur Weiterentwicklung vom HBV-Bau bei.

In Sachen Brandschutz wurde in Österreich durch die dritte Ausgabe von 2015 der OIB – Richtlinie 2 „Brandschutz“ hinsichtlich der Anforderungen in der Gebäudeklasse 5 inhaltliche Verbesserungen durchgeführt. Die Nichtbrennbarkeitsanforderung für Gebäude mit maximal sechs oberirdischen Geschoßen ist teilweise entfallen. Dies führt dazu, dass HBV-Decken auch in Gebäuden bis zu sechs Obergeschoßen ohne zusätzliches Brandschutzkonzept möglich sind. [7]

2.2 Verwendete Baustoffe

Um einen kurzen Überblick über die verwendeten Baustoffe zu bekommen, wird auf diese in den folgenden Kapiteln kurz eingegangen. Dabei werden folgende Stoffe behandelt: Brettschichtholz, Beton sowie die verwendeten Verbundschrauben.

Die Verwendung von Brettschichtholz im Gegensatz zu zum Beispiel Konstruktionsvollholz zum Beispiel beruht auf den benötigten Trägerabmessungen. Diese liegen bei einer der betrachteten Spannweiten in einem für Konstruktionsholz nicht umsetzbaren Bereich. Somit wird, um eine einheitlich Wahl zu treffen, Brettschichtholz für alle behandelten Systeme gewählt.

2.2.1 Brettschichtholz

Brettschichtholz wird aus mindestens drei faserparallel miteinander verklebten und getrockneten Holzbrettlamellen hergestellt. Diese Lamellen bestehen überwiegend aus Nadelholz, vereinzelt kommt auch Pappelholz zur Anwendung. Durch Keilzinkung werden die technisch getrockneten Lamellen miteinander verbunden. Die maximale Dicke einer Lamelle ist für die Nutzungsklassen 1 und 2, aufgrund trocknungsbedingter Zwängungsspannungen in den Leimfugen, auf 45mm beschränkt. In der Praxis kommen meist Lamellen mit einer Dicke von 40mm zum Einsatz. Daraus ergeben sich Vorzugsquerschnitte (siehe **Abbildung 2**), welche auch bei Holz-Beton-Verbundträgern dieser Arbeit verwendet werden.

Brettschichtholz												
Höhe (mm)	Breite (mm)											
	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280
80												
120												
160												
200												
240												
280												
320												
360												
400												
440												
480												
520												
560												
600												
640												
680												
720												

Abbildung 2: Vorzugsquerschnitte von Brettschichtholzträgern

Durch die miteinander verklebten Lamellen entstehen meist Träger mit rechteckigem Querschnitt, es lassen sich aber auch Bauteile mit veränderlichen Querschnitten herstellen.

Die Holzfeuchte der Träger darf bei der Lieferung den Wert von 15% nicht überschreiten.

Bei Brettschichtholz kommt es außerdem zur Unterscheidung zwischen homogener (z.B. GL 24h) oder kombinierter (z.B. GL 24c) Ausführung. Diese Angaben beziehen sich auf die Festigkeiten der einzelnen Lamellen. Bei einem homogenen Querschnitt besitzen alle Lamellen die gleiche Holzfestigkeitsklasse. Bei kombinierten jedoch, unterscheiden sich die Holzfestigkeitsklassen. Hier kommen die äußeren Lamellen mit einer höheren Holzfestigkeitsklasse als die im Kernbereich zur Anwendung. Dabei müssen mindestens zwei äußere Lamellen mit höhere Festigkeitsklasse vorhanden sein. Die Aufteilung der einzelnen Festigkeitsklassen ist in **Abbildung 3** am Beispiel eines GL 24 Brettschichtholzträgers zu sehen.

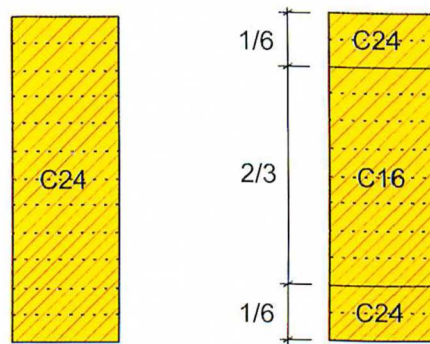


Abbildung 3: Lamellenverteilung am Querschnitt: links ein GL 24h, rechts ein GL 24c

Als hochwertiger Ingenieurbaustoff hat Brettschichtholz Konstruktionsvollholz in vielen Anwendungsfeldern verdrängt. Folgende Vorteile von Brettschichtholz sind dabei anzuführen:

- **Abmessungen**

Da die Lamellen quasi endlos hergestellt werden können gibt es bei den Abmessungen von Brettschichtholz nahezu keine Einschränkungen. Es können Träger mit Höhen bis zu zwei Metern und Längen von bis zu 40 Metern hergestellt werden. Hierbei werden die Maximalabmessungen in erster Linie von den Größen der Hobelmaschinen sowie den Produktionsräumen beschränkt. Auch die Transportabmessungen von höchstens 16m Länge, 2,5m Breite und 3m Höhe müssen berücksichtigt werden. Bei Überschreitungen sind zusätzliche Transportmaßnahmen notwendig.

- **Kombiniertes Brettschichtholz**

Wie bereits erwähnt können Brettschichtholzträger als kombinierte Träger hergestellt werden. Durch die Verwendung von Lamellen mit geringeren Festigkeitsklassen im inneren Bereich der Träger kommt es somit zu einer wirtschaftlicheren Nutzung des vorhandenen Brettmaterials.

- Holzfeuchte

Da beim Klebevorgang zur Herstellung von Brettschichtholzträgern eine Holzfeuchte von höchstens 15% benötigt wird, werden die Lamellen bereits zuvor auf eine Feuchte von ungefähr 12% getrocknet. Durch die vorhandene Ausgleichsfeuchte im Holz von ungefähr 9-12% in beheizten Innenräumen, kommt es zu keinen Schäden im Bauwerk durch nachträgliches Austrocknen des Holzes

- Festigkeit und Steifigkeit

Durch die Herstellung der Träger werden Äste über den gesamten Träger verteilt. Dies führt zu einer besseren Verteilung von Fehlstellen und zu einem homogeneren Materialverhalten. Dadurch können höhere Festigkeiten bei gleichzeitig reduzierter Streuung erzielt werden. [31], [32]

In Österreich legt die europäische Norm ÖNORM EN 14080:2013 die Leistungsanforderung an geklebte Schichtholzprodukten fest. In dieser werden sieben unterschiedliche Festigkeitsklassen für homogene sowie für kombinierte Träger festgelegt. Für die Arbeit werden homogene Brettschichtholzträger der Klasse GL 24h gewählt.

Weiters müssen auch die Produktion sowie die CE – Kennzeichnung gemäß der Norm durchgeführt werden. [33]

2.2.2 Beton

Beton ist ein künstlicher Baustoff welcher aus Wasser, Bindemittel, grober und feiner Gesteinskörnungen, sowie mit oder ohne Zugabe von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen hergestellt wird. Dabei werden die Gesteinskörnungen durch das anorganische Bindemittel zu einem künstlichen Konglomerat vergittert.

Nach dem Erhärtungszustand des Betons kann dieser in folgende Gruppen unterschieden werden:

- Frischbeton: fertig gemischter Beton, welcher verarbeitet und verdichtet werden kann.
- Festbeton: gehärteter Beton, welcher eine gewisse Festigkeit entwickelt hat.

Weiters kann Beton, welcher in den meisten Fällen vor Ort oder im Betonwerk hergestellt wird, nach dem Ort der Einbringung unterschieden werden. Bei Ortbeton wird der Beton am endgültigen Ort des Bauteils eingebracht. Im Vergleich dazu werden Bauteile aus Fertigteilbeton in Werken produziert und im ausgehärteten Zustand, versetzfertig an die Baustelle geliefert. Diese Produktionsart wird auch bei Holz-Beton-Verbunddecken angewendet und spielt dort eine nicht zu vernachlässigende Rolle, auf welche in dieser Arbeit noch eingegangen wird.

Die Druckfestigkeit ist neben der Dauerhaftigkeit in vielen Fällen die wichtigste Eigenschaft von Beton. Diese hängt in erster Linie von der Zementsteinfestigkeit ab. Für die Größe der entstehenden Druckfestigkeit sind im wesentlichen folgende Einflüsse ausschlaggebend:

- Zusammensetzung:
 - Zementeigenschaften
 - Wasserbindemittelwert
 - Zusatzmittel und/oder Zusatzstoffe
- Erhärtungsbedingungen:
 - Vorhandene Feuchte
 - Temperatur
 - Hydratationsdauer

Ein genaueres Eingehen auf die einzelnen Einflüsse würde den Rahmen dieser Arbeit sprengen, kann aber in der angeführten Literatur (siehe [34], [35], [36]) nachgeschlagen werden.

Aufgrund der Wichtigkeit der Druckfestigkeit erfolgt die Einteilung von Beton in den meisten Fällen über die Betonfestigkeitsklassen. Die Druckfestigkeiten zur Einteilung werden an Proben im Alter von 28 Tagen genommen. Dabei handelt es sich um Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm für die Ermittlung von $f_{ck,cyl}$, sowie um Würfel mit einer Kantenlänge von 150mm zur Ermittlung von $f_{ck,cube}$. Aus diesen Ermittlungen ergeben sich die in **Abbildung 4** ersichtlichen Festigkeitsklassen.

Druckfestigkeitsklasse	$f_{ck,cyl}^{1)}$ [N/mm ²]	$f_{ck,cube}^{2)}$ [N/mm ²]
C8/10	8	10
C12/15	12	15
C16/20	16	20
C20/25	20	25
C25/30	25	30
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50
C45/55	45	55
C50/60	50	60
C55/67	55	67
C60/75	60	75
C70/85	70	85
C80/95	80	95

Abbildung 4: Betondruckfestigkeitsklassen für Normalbeton nach ÖN B 4710-1

Für die Betonplatte der Holz-Beton-Verbunddecke wurde die Festigkeitsklasse C25/30 gewählt. Dies beruht auf der Verwendung einer Plattenstärke von höchstens 10cm. Um Holzträger bei größeren Spannweite von zum Beispiel 10m, mit zu großen Holzquerschnittsflächen zu vermeiden, wird die Festigkeitsklasse des Betons von der in den Zulassungen vorgeschriebenen Festigkeitsklasse von C20/25 auf C25/30 erhöht. Weiters wurde in der vorliegenden Literatur vorwiegend die Betonfestigkeitsklasse C25/30 verwendet.

Beton kann zusätzlich in Expositionsklassen unterteilt werden. Dabei wird auf die einwirkenden Umwelteinflüsse Rücksicht genommen. Da es sich bei den behandelten Verbunddecken um Decken in Innenräumen handelt ist die Expositionsklasse XC1 ausreichend. Dabei handelt es sich um eine trockene Umgebung welche zum Beispiel für Bauteile in Innenräumen mit üblicher Luftfeuchte zutrifft. Die weiteren Expositionsklassen können der ÖNORM B 4710-1 entnommen werden. [34], [35], [36]

2.2.3 Verbundschrauben

Die Verbundschrauben, welche bei Holz-Beton-Verbunddecken dieser Arbeit zur Anwendung kommen, werden laut der bauaufsichtlichen Zulassung aus Kohlenstoffstahl hergestellt. Die Herstellung erfolgt nach der SSH Werksnorm, welche am Deutschen Institut für Bautechnik hinterlegt ist.

Für den Korrosionsschutz der Schrauben sorgt entweder eine Feuerverzinkung mit einer Schichtdicke von etwa 40 µm oder galvanische Überzüge. Diese Überzüge bestehen aus Kupfer, Zink oder Zink-Nickel mit einer Schichtdicke von 5 bis 12 µm.

Bei der Feuerverzinkung werden die zu verzinkenden Schrauben in verschiedenen Bädern nass-chemisch vorbehandelt. Beim eigentlichen Feuerverzinken im Anschluss, wird das zu verzinkende Gut in eine 450 °C heiße Zinkschmelze getaucht. Dabei entsteht durch die wechselseitige Diffusion des flüssigen Zinks mit der Stahloberfläche ein Überzug aus verschiedenartig zusammengesetzten Eisen-Zink-Legierungsschichten. Die oberste Legierungsschicht aus reinem Zink, bleibt beim Herausgeben des Guts aus dem Bad haften.

Der Vorteil der Feuerverzinkung liegt unter anderem darin, dass durch das Tauchverfahren, auch schwer zugängliche, korrosionsgefährdete Bereiche gut geschützt werden. Ecken und Kanten, zum Beispiel Gewingegänge bei Schrauben, weisen die gleiche Schichtdicke wie glatte Oberflächen auf. Feuerverzinken bietet somit ein hohes Maß an Zuverlässigkeit. [15], [37]

2.3 Einsatzbereiche von Holz-Beton-Rippendecken

Holz-Beton-Verbund – Rippendecken kommen sowohl bei Sanierungen als auch im Neubau zum Einsatz. Gerade bei Altbausanierungen von Holztrammedecken haben sich HBV – Decken mit Schrauben als Verbindungsmittel bewährt. Im Neubau kommt es nach einer zugrundeliegenden günstigen Planung für HBV, welche sich durch gleichmäßige Deckenabmessungen auszeichnet, zum Einsatz von Fertigteilelementen oder zur Verwendung von Stahlbetonfertigteilen welche dann auf der Baustelle mit den Holzbauteilen verbunden werden.

2.3.1 Einsatzbereich Sanierung

Durch die steigenden Anforderungen an bestehende Holzbalkendecken können diese Anforderungen in vielen Fällen nicht mehr erfüllt werden. Auch durch Umbaumaßnahmen oder Nutzungsänderungen erhöhen sich die Anforderungen an bestehende Decken. Die HBV-Bauweise stellt in solchen Situationen eine gute Möglichkeit dar, die zugrundeliegende Bausubstanz zu erhalten und das Trag- und Verformungsverhalten zu verbessern. Unterstellungen während der Herstellungen können bestehende Verformungen rückgängig machen. Die Lastabtragung bleibt auch nach der Sanierung unverändert bestehen. So kommt es zu keiner Änderung des Kraftflusses in den abtragenden Bauteilen, was vor allem bei historischen Gebäuden oft von großer Bedeutung ist. Die Sanierungsvorkehrungen tragen, neben den oben erwähnten Vorteilen, auch zur Verbesserung des Brand- und Schallschutzes bei. [8]

Als eine von vielen vorhandenen Möglichkeiten kommen HBV - Schubverbinder bei Sanierungsfällen zum Einsatz. Die Schubverbinder der Firma TiComTec, für welche eine Zulassung vorhanden ist, sind in **Tabelle 1** angeführt. Das Ertüchtigen von Holzbalkendecken erfolgt hierbei mit eingeklebten Schubverbindern. Das vorhandene Balkentragwerk wird weiterhin genutzt und in dieses werden die Verbinder eingebracht. So wird eine schubsteife Verbindung zwischen Holz und Beton hergestellt was zu deutlich verbesserten Eigenschaften in Bezug auf Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, eine Reduzierung der Durchbiegung um bis zu 70%, führt. Durch diese Sanierungsweise vermeidet man den kompletten Abbruch der Holzkonstruktion, sowie das aufwendige Erstellen neuer Betondeckenkonstruktionen. [9]

Auch HBV Schrauben in verschiedenen Stärken und Längen, sind mittlerweile eine ausgereifte und bewährte Technik. Diese lassen sich ohne Vorbohren in das Holz einbringen. Je nach System werden Schrauben paarweise im Winkel von $45^\circ/135^\circ$ oder einzeln im Winkel von 45° ins Holz eingebracht. Die im Altbau vorhandenen Schalungen können bestehen bleiben und dürfen laut der verschiedenen bauaufsichtlichen Zulassungen eine vorgeschriebene Dicke nicht überschreiten. In den meisten Fällen können mit diesem System Altbaudecken mit Spannweiten im Bereich von 4,0 bis 6,0m auf eine Verkehrslast von bis zu $5,0 \text{ kN/m}^2$ ertüchtigt werden. [2]

2.3.2 Einsatzbereich Neubau

Der Einsatz von HBV-Systemen im Neubau konzentriert sich aktuell noch auf flächige Verbundkonstruktionen sowohl mit Brettstapelelementen, als auch mit Brettsperrholzelementen. Durch diese Bauweise werden die hohen Anforderungen im mehrgeschossigen Wohn- und Gewerbebau erfüllt. Das Herstellen von Spannweiten bis zu 10m ist aufgrund der hohen Steifigkeiten der flächigen Verbundkonstruktion kein Problem. Die Erstellung von Betondecken führt

einerseits zu rauchdichten Ebenen und andererseits tragen diese als steife Scheiben zur Gebäudeaussteifung bei. Auch vorgefertigte Bauteile aus Holz und Beton kommen zum Einsatz. Diese Elemente werden im Werk vorgefertigt und kommen ausgehärtet und montagefertig auf die Baustelle. Hier ist auf die Fugenausbildung zwischen den Elementen zu achten. [9]

Im Neubau werden verschiedene Systemlösungen sowie verschiedene Verbindungsmittel verwendet. So können die Decken zum Beispiel als Balkendecken(Rippendecken), Plattendecken, Hohlkastenelemente oder auch als Akustikdeckenelementen ausgeführt werden. Oft verwendete Verbindungsmittel sind, wie auch schon bei den Sanierungen erwähnt, Schubverbinder. Diese werden im Holzleimwerk in die Holzbalken eingeklebt und stellen zusammen mit dem Klebstoff den Verbund zwischen Holz und Beton her. Die vorgefertigten Holzbalken sowie die Massivholzplatten, werden auf die Baustelle geliefert, dort verlegt und im Anschluss Bewehrung und Beton eingebaut. [10]

Als bereits ausgeführtes Projekt mit Rippendecken in Holz-Beton-Verbundbauweise ist der Life Cycle Tower One in Dornbirn zu nennen. Dabei kamen Holz-Beton-Verbund-Fertigteile mit Abmessungen von 8,1m auf 2,7m zum Einsatz. Der Verbund der beiden Materialien wurde hier durch eine Kombination aus Schrauben und Kerven ausgeführt. Die Gesamthöhe der Decke ergibt sich hier zu 36cm, welche sich aus 8cm Beton und 28cm Holz zusammensetzt. Aufgrund der vorgefertigten Bauteile konnte alle acht Geschoße in nur kürzester Zeit montiert werden. Auf die jeweiligen Vorteile der Bauweise wird in den folgenden Punkten noch genauer eingegangen. [25], [39]

2.4 Vorteile von Holz-Beton-Rippendecken

Die optimale Ausnützung der spezifischen Werkstoffeigenschaften der einzelnen Bestandteile ist einer von vielen Vorteilen von HBV – Konstruktionen. In den folgenden Unterpunkten wird auf diese genauer eingegangen.

2.4.1 Bauphysik

Im Bereich der Bauphysik sind besonders die Verbesserung des Schallschutzes, beziehungsweise die Erhöhung des Brandschutzes bei Sanierungsfällen erwähnenswert.

2.4.1.1 Schallschutz

Der Schallschutz ist eine wichtige bauphysikalische Größe bei Deckenkonstruktionen. Der jeweilige Aufbau, genauer die Schichtabfolge der Decken, ist hauptverantwortlich für den Schallschutz. Ein Deckenaufbau besteht in der Regel aus einem Belag, einem schwimmenden Estrich

sowie einer Trittschalldämmung. Dabei bilden die einzelnen Lagen in Verbindung mit der Konstruktion ein Masse-Feder-Masse-System. Die zwischen Estrich und Konstruktion liegende Trittschalldämmung wirkt in diesem Fall wie eine Feder. Durch die Erhöhung der Masse der Schichten werden die schaltechnischen Eigenschaften kontinuierlich und signifikant verbessert. Dennoch sind HBV-Decken immer noch deutlich leichter als Stahlbetondecken. Wählt man eine Trittschalldämmung, welche eine niedrige dynamische Steifigkeit aufweist, führt dies zu einer Verbesserung der Eigenschaften bei Frequenzen oberhalb der Resonanzfrequenz. Zur Erhöhung der Steifigkeit können Beton und Holz zwar verklebt werden, dies zieht jedoch eine Abnahme des Schallschutzes im Vergleich mit geschraubten Verbindungen mit sich. Im Vergleich zu Schüttungen bei Altbauten ist die Betonplatte von HBV-Konstruktionen nicht nur eine zusätzliche Schicht um die Masse zu erhöhen, sondern trägt durch die Steifigkeit in Verbindung mit dem Holz zur Erhöhung der Gesamtsteifigkeit bei. Außerdem können durch die Duktilität der Konstruktion Schwingungen gefedert werden. [4]

Durch die HBV-Bauweise sind bei bestehenden Holzbalkendecken Verbesserungen des Schallschutzes von bis 15 dB möglich. In diesen Fällen verändert sich der bestehende Schallschutz für Luftschall von 40 dB auf über 55 dB. Zugrundeliegende Messungen aus der Schweiz zeigen, dass bei Deckenaufbauten mit leistungsstarker Trittschalldämmung sowie federnd abgehängten Unterdecken Schallschutzwerte über 60 dB erreichbar sind. [11]

Weiters wirkt sich die Masse des Betons, sowohl bei Altbauten wie auch bei Neubauten, positiv auf den Luftschallschutz aus.

2.4.1.2 Brandschutz

Die dritte Ausgabe der OIB-Richtlinie 2, „Brandschutz“, wurde hauptsächlich Anforderungen der Gebäudeklasse 5 betreffend verändert. Diese Änderung führt dazu, dass bei Gebäuden mit maximal sechs oberirdischen Geschossen die Nichtbrennbarkeitsanforderungen teilweise entfallen. Dies ist ein wichtiger Schritt nach vorne und ermöglicht neue Anwendungen des Holzbaus sowie des Holz-beton-Verbundbaus.

Die Genaueren Anforderungen an Decken der Gebäudeklasse 5 mit maximal 6 oberirdischen Geschossen sind in **Tabelle 3** dargestellt. Dabei gelten die Kurzzeichen laut **Tabelle 2**.

Kurzzeichen	Bedeutung
R	Tragfähigkeit
E	Raumabschluss
I	Wärmedämmung
I ₂	Wärmedämmung (keine Temperaturmessung innerhalb eines 100 mm breiten Randbereiches des Türblattes)
30, 60, 90	Feuerwiderstandsdauer [min]
S _a , S _m	Begrenzung der Rauchdurchlässigkeit (Dichtheit, Leckrate)
C	Klasse für selbstschließende Eigenschaft einschließlich Dauerfunktion

Tabelle 2: Kurzzeichenerläuterungen

Gebäudeklassen (GK)	GK 1	GK 2	GK 3	GK 4	GK 5 ≤ 6 oberirdische Geschoße	GK 5 > 6 oberirdische Geschoße
1 Tragende Bauteile (ausgenommen Decken und brandabschnittsbildende Wände)						
1.1 im obersten Geschoß	–	R 30	R 30	R 30	R 60	R 60
1.2 in sonstigen oberirdischen Geschoßen	R 30 (1)	R 30	R 60	R 60	R 90	R 90 und A2
1.3 in unterirdischen Geschoßen	R 60	R 60	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2
2 Trennwände (ausgenommen Wände von Treppenhäusern)						
2.1 im obersten Geschoß	–	REI 30, EI 30	REI 30, EI 30	REI 60, EI 60	REI 60, EI 60	REI 60, EI 60
2.2 in oberirdischen Geschoßen	–	REI 30, EI 30	REI 60, EI 60	REI 60, EI 60	REI 90 EI 90	REI 90 und A2 EI 90 und A2
2.3 in unterirdischen Geschoßen	–	REI 60, EI 60	REI 90 und A2 EI 90 und A2	REI 90 und A2 EI 90 und A2	REI 90 und A2 EI 90 und A2	REI 90 und A2 EI 90 und A2
2.4 zwischen Wohnungen bzw. Betriebseinheiten in Reihenhäusern	nicht zutreffend	REI 60, EI 60	nicht zutreffend	REI 60, EI 60	nicht zutreffend	nicht zutreffend
3 Brandabschnittsbildende Wände und Decken						
3.1 Brandabschnittsbildende Wände an der Nachbargrundstücks- bzw. Bauplatzgrenze	REI 60 EI 60	REI 90 (2) EI 90 (2)	REI 90 und A2 EI 90 und A2	REI 90 und A2 EI 90 und A2	REI 90 und A2 EI 90 und A2	REI 90 und A2 EI 90 und A2
3.2 Sonstige brandabschnittsbildende Wände oder Decken	nicht zutreffend	REI 90 EI 90	REI 90 EI 90	REI 90 EI 90	REI 90 EI 90	REI 90 und A2 EI 90 und A2
4 Decken und Dachschrägen mit einer Neigung ≤60°						
4.1 Decken über dem obersten Geschoß	–	R 30	R 30	R 30	R 60	R 60
4.2 Trenndecken über dem obersten Geschoß	–	REI 30	REI 30	REI 60	REI 60	REI 60
4.3 Trenndecken über sonstigen oberirdischen Geschoßen	–	REI 30	REI 60	REI 60	REI 90	REI 90 und A2
4.4 Decken innerhalb von Wohnungen bzw. Betriebseinheiten in oberirdischen Geschoßen	R 30 (1)	R 30	R 30	R 30	R 60	R 90 und A2
4.5 Decken über unterirdischen Geschoßen	R 60	REI 60 (3)	REI 90 und A2	REI 90 und A2	REI 90 und A2	REI 90 und A2
5 Balkonplatten	–	–	–	R 30 oder A2	R 30 oder A2	R 30 und A2 (4)

Tabelle 3: Anforderungen an den Feuerwiderstand von Bauteilen

Durch die flächige Betonplatte bei HBV-Deckenkonstruktionen können gute Brandschutzwerte erzielt werden. Da diese Platten dicht ausgeführt werden, bilden sie auch einen guten Abschluss gegenüber Rauch. [7]

Zur Einhaltung der Widerstandsklasse REI90 der Deckenelemente des Life Cycle Tower wurden die Prüfnachweise nach DIN EN 13501 geführt. Auch die Verwendung der Stützträger im Auflagerbereich aus Beton (siehe **Punkt 2.7 Abbildung 16**), auf welche die Deckenelemente aufgelagert werden, tragen zum Brandschutz bei.

Weiters sei noch zu erwähnen, dass das Stiegenhaus aus brandschutztechnischen Gründen aus Stahlbeton ausgeführt wurde. [38]

2.4.2 Statik

Auch aus statischer Sicht bieten HBV-Konstruktionen Vorteile. Im Gegensatz zu Stahlbetondecken, welche in der Baupraxis mit einer gerissenen Zugzone gerechnet werden, geht man bei HBV-Konstruktionen von einer ungerissenen Zugzone mit hoher Festigkeit aus. Das Holz des Verbundes führt zu einer Reduzierung des Eigengewichts. So können HBV-Rippendeckensysteme den Betonanteil im Vergleich zum Massivdecken um bis zu 50 bis 60% reduzieren und sind trotzdem noch in der Lage, bei Konstruktionsstärken von 40 bis 50cm, Spannweiten mit bis zu 10m wirtschaftlich zu bewältigen. Das Holz in der Zugzone führt zu geringeren Kriechverformungen. Das Biegekriechen von Holz ist in der Regel um 20% geringer als das Druckkriechen. [41]

Durch den Beton in der Druckzone kommt es zu einer hohen Drucktragfähigkeit, die Platte wirkt aussteifend und die spezifischen Beton-Druckkräfte werden optimal ausgenutzt. Generell kommt es zu einer sehr hohen Systemsteifigkeit und -festigkeit durch den in die Deckenkonstruktion integrierten Beton.

Die Deckenverformungen sind durch die Biegesteifigkeit bei vergleichsweise geringem Eigengewicht gering.

Auch die oben bereits erwähnte optimale Ausnutzung der spezifischen Werkstoffeigenschaften der einzelnen Bestandteile kann zu den statischen Vorteilen gezählt werden. Hierbei übernimmt das Holz die Übertragung der Zugkräfte, der Beton die Übertragung der Druckkräfte und die Verbindungsmittel die Scherkräfte in der Fuge bei statischen Einfeldsystemen.

In Bezug auf die Verbindungsmittel kommt es zu dem Vorteil, dass wenn diese duktil ausgeführt werden, es zu einer Sicherheit im Bruchzustand kommt. [1], [12], [13]

Ob Schrauben, Schubkerven, Schubverbinder oder andere Verbindungsmittel aus statischer Sicht am Besten geeignet sind, kann pauschal nicht beantwortet werden.

2.4.3 Bauablauf und Baukosten

Durch den hohen Vorfertigungsgrad einzelner HBV-Bauteile, sowie dem Fakt, dass bei der Errichtung von Gebäuden mit HBV-Bauweise der Rohbau gleich der Ausbau ist, kommt es zu einer Verkürzung der Bauzeit gegenüber Massivbaukonstruktionen. Dies führt auch zu einer hohen Genauigkeit und die bereits fertige Unteransicht nach der Herstellung bietet nachweislich wirtschaftlichere Systemansätze.

Auch die Schwierigkeit, auf die der Holzbauer in Verbindung mit der Verwendung von Frischbeton trifft, führt zu einer ständigen Weiterentwicklung von vorgefertigten HBV-Elementen. Die eindringende Feuchtigkeit sowie die Notwendigkeit von Unterstellungen sind zwei der vorhandenen Probleme aus bautechnischer Sicht. [13], [1];

Bei dem unter Punkt 2.3.2 erwähnten Life Cycle Tower kam es durch die Vorfertigung der Bauteile (die Deckenelemente sowie die Fassadenelemente wurden hier vorgefertigt) zu einer massiven Zeitersparnis hinsichtlich des Hochziehens der Geschoße. Da das Verlegen eines Deckenelements nicht mehr als 5 Minuten in Anspruch nimmt, konnten die acht Geschoße in einer Zeit von nur 2 Wochen auf einer Unterkonstruktion aus Stahlbeton montiert werden. [39]

2.5 Arten von Verbindungsmittel im HBV-Rippendeckenbau

Die Steifigkeitseigenschaften der Verbundfugen bei HBV-Konstruktionen ist, neben den Materialeigenschaften der einzelnen Komponenten, besonders für die Gesamtsteifigkeit der Konstruktion verantwortlich. Da für die Fugensteifigkeit wiederum die Verbindungsmittel ausschlaggebend sind, kommt es im folgenden Kapitel zu einer Übersicht sowohl über Verbindungsmittel mit allgemeiner bautechnischer Zulassung, als auch über Verbindungsmittel ohne Zulassung. Auf die zugrundeliegenden Zulassungen wird ebenfalls kurz eingegangen.

2.5.1 Grundlagen des Holz-Beton-Verbundbaus in Österreich

Das Österreichische Institut für Bautechnik (OIB) hat sechs Richtlinien erarbeitet, die OIB – Richtlinien, in welchen die technischen Detailbestimmungen der einzelnen Bauordnungen ausgelagert sind.

Diese Richtlinien werden in den Bauvorschriften aller Bundesländer als verbindlich erklärt.

Wird eine Bauart in den OIB – Richtlinien nicht behandelt, wird der Stand der Technik aus anderen technischen Normen wie den ÖNORMEN, europäischen Normen oder Richtlinien entnommen.

Im Falle von Holz-Beton-Verbund-Konstruktionen ergibt sich folgende Situation. Die jeweiligen Bauteile, Holz und Beton, werden in den ÖNORMEN geregelt. Die Verbindungsmittel jedoch, sind weder in den OIB – Richtlinien noch in den ÖNORMEN enthalten.

Ausnahme bilden hier die beiden Verbindungsmittel im HBV-Bau, welche eine Europäische technische Bewertung (ETA) besitzen. Dadurch können diese beiden Verbindungsmittel europaweit eingesetzt werden. Für alle anderen Verbindungsmittel ist bei jedem Bauantrag die Eignung für das verwendete Verbindungsmittel zu erbringen. Dies erfolgt zum Beispiel durch das Gutachten eines Sachverständigen (beispielsweise ein Ziviltechniker). Solche Gutachten stützen sich gegebenenfalls auf die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) des Deutschen Bauinstituts für Technik, welche in den folgenden Kapiteln behandelt werden. [27]

2.5.2 Zulassungen

Aktuell gibt es am deutschen Institut für Bautechnik neun gültige allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (abZ) im Bereich HBV-Deckenbau. Diese Zulassungen werden für nicht geregelte Bauprodukte sowie Bauarten auf der Grundlage der jeweiligen Landesbauordnungen erteilt. Diese Zulassungen gelten in der Regel fünf Jahre, können aber auf Antrag verlängert werden. Weiters können auch Europäische Technische Bewertungen (ETA) für nicht geregelte Bauprodukte und Bausätze, auf Basis der EU-Bauproduktverordnung durch das Institut ausgestellt werden. Solche Bewertungen sind Bereich HBV-Deckenbau zwei bekannt. [14]

2.5.2.1 Die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ)

Für Bauprodukte und Bauarten, für welche es keine anerkannten Regeln der Technik, insbesondere DIN-Normen, gibt, beziehungsweise sie von diesen abweichen, werden allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen im Anwendungsbereich der Landesbauordnungen erteilt. Diese gelten als zuverlässige Verwendbarkeitsnachweise von Bauprodukten, sowie als Anwendbarkeitsnachweise von Bauarten im Hinblick auf bautechnische Anforderungen an die Bauwerke. Ein gültiger Zulassungsbescheid besteht aus folgenden Teilen:

- Beschreibung des Zulassungsgegenstands
- Spezifikation des Anwendungsbereichs
- Bestimmungen für das Bauprodukt (Eigenschaften, Herstellung, Verpackung, Kennzeichnung, Übereinstimmungsnachweis)
- ggf. Regelungen zu Entwurf und Bemessung, zu Ausführung und Nutzung, Unterhalt und Wartung.

Diese Bescheide werden in sogenannte Zulassungsbereiche unterteilt. Die für diese Arbeit relevanten Zulassungen befinden sich in Bereich neun, Holzbau und Holzwerkstoffe, Sachgebiet Holzbau. Laut aktuellem Stand befinden sich, wie bereits erwähnt, neun Zulassungen im Bereich HBV-Bau, welche für diese Arbeit interessant sind. [14]

2.5.2.2 Die Europäische Technische Bewertung (ETA)

Für Hersteller eines Bauprodukts, welches in keiner harmonisierten Norm vorliegt, bietet die Europäische Technische Bewertung einen alternativen Weg zur CE – Kennzeichnung. Auch wenn wesentliche Leistungsmerkmale eines Produkts von einer harmonisierten Norm nicht abgedeckt sind oder sich das laut Norm vorgesehene Bewertungsverfahren für ein Leistungsmerkmal nicht verwendet werden kann, kann eine ETA zur gewünschten Zulassung führen.

Ziel des Antragstellers einer ETA ist es, sein Produkt europaweit vertreiben zu können. Die durch die ETA erhaltene CE – Kennzeichnung liefert einem den uneingeschränkten Zugang zum europäischen Markt. Das ETA – Verfahren ist ein europaweites anerkanntes, unabhängiges Verfahren zur Bewertung der wesentlichen Leistungsmerkmale eines Bauprodukts und beruht auf der Rechtsgrundlage der Verordnung (EU) Nr. 305/2011 (Bauproduktenverordnung). Die zeitliche Beschränkung einer ETA ist unbegrenzt.

Bei den ETA erfolgt die Einteilung in Haupt- und Produktgruppen. In der Gruppe 13, Produkte aus Bauholz für tragende Zwecke und Holzverbindungsmittel, befinden sich die zwei Zulassungen für HBV-Konstruktionen. [14]

2.5.3 Verbindungsmittel mit Zulassungen

Um einen kurzen Überblick über die vorhandenen Verbindungsmittel im HBV-Bau zu liefern, werden zwei Verbindungsmittel und deren Zulassungen genauer betrachtet. Hierbei handelt es sich einerseits um die Zulassung der Firma Schmid Schrauben Hainfeld GmbH mit der Zulassungsnummer: Z-9.1-845; sowie um die Zulassung der SFS intec AG, für welche sowohl eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, als auch eine Europäische Technische Bewertung vorliegt. In diesem Fall wird auch auf die Unterschiede der beiden Zulassungen eingegangen.

2.5.3.1 Star-Drive und RAPID Schrauben und deren Anforderungen laut allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung

Die Zulassung der Schrauben wurde am 10. April 2014 erteilt und ist somit bis 10. April 2019 gültig.

Bei dem Zulassungsgegenstand handelt es sich um Star-Drive und RAPID Schrauben, welche aus Stahl in der Form und den Abmessungen laut **Abbildung 5** hergestellt werden

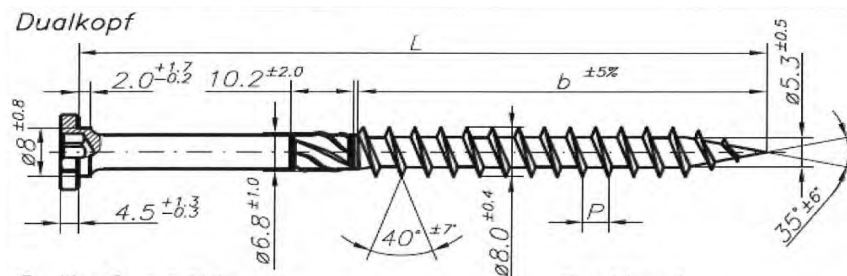


Abbildung 5: Star Drive und Rapidschrauben

und zur Verbindung von Beton mit Holzbauteilen aus Brettschichtholz, Brettsperrholz, Vollholz oder Furnierschichtholz aus Nadelholz zu Holz-Beton-Verbundelementen dienen.

Der Anwendungsbereich der Schrauben umfasst aus statischer Sicht nur Einfeld-Biegeträger mit oberliegender druckbeanspruchter Betonplatte bei tragenden Konstruktionen. Diese sind nach den folgenden Normen zu bemessen:

- **DIN EN 1995-1-1:2010-12:** Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- **DIN EN 1995-1-1/NA:2010-12:** Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken › Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- **DIN EN 1992-1-1:2011-01:** Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- **DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01:** Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- **DIN EN 206-1:2001-07 : Beton - Teil 1:** Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- **DIN EN 206-1/A1:2004-10**
- **DIN EN 206-1/A2:2005-09**

- **DIN 1045-2:2008-08:** Tragwerke aus Beton. Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
- **DIN 1045-3:2008-08:** Tragwerke aus Beton. Stahlbeton und Spannbeton - Teil 3: Bauausführung
- **DIN 1055-3:2006-03:** Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten [15]

Betonanforderungen laut abZ:

Der Beton der Betonplatte muss mindestens eine Festigkeit der Klasse C20/25 nach DIN EN 206-1 in Verbindung mit DIN 1045-2 aufweisen und die Nenngröße des Größtkorns des Betonzuschlags der Betonplatte darf nicht größer als 16mm sein.

Die Teilquerschnitte aus Beton dürfen mit dem Rechenwert des Elastizitätsmodul E_{cm} nach DIN 1045-1 oder DIN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA angesetzt werden. Berücksichtigt man jedoch bei den Schnittgrößen des Stabwerks die Verformungen (nach Theorie 2. Ordnung), ist dieser Wert für E_{cm} durch den globalen Sicherheitsbeiwert $\gamma_m=1,4$ zu dividieren.

Alle Nachweise sind für den Anfangszustand ($t=0$) und für die Zeit $t=\infty$ zu führen. Durch die Abminderung des Elastizitätsmoduls kann das Kriechen des Betons berücksichtigt werden.

Die Einflüsse des Schwindens sowie der Kriechverformungen sind zu berücksichtigen. Das Schwinden kann rechnerisch über eine Abkühlung der Betonplatte miteinfließen.

Durch eine geeignete Annahme der mittragenden Breite der Betonplatte ist die Schubverzerrung zu berücksichtigen.

Beanspruchungen für Schub aus der Querkraft sind am Betonquerschnitt nachzuweisen und die Betonplatte ist in Querrichtung auf Tragfähigkeit nachzuweisen.

Die Mindestdicke der Betonplatte beträgt 70mm und darf einen Maximalwert von 300mm nicht erreichen. Die Höhe der Betonplatte ist zusätzlich mit einer maximalen Höhe von 70% des Holzbauteils beschränkt.

Die Bewehrung im Bereich der Verbindungsmittel muss mindestens eine Betonstahlmatte DIN 488-4 – B500A – 150x6 – 150x6 nach DIN 488-4 vorweisen, sofern die Bemessungen der Platte nicht mehr ergeben. Die Anordnung der Bewehrung erfolgt unterhalb der Verbundschraubenköpfe mit der nach DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA erforderlichen Betondeckung.

Ab einer Plattendicke von >100 mm und bei der Ausführung mit Fertigteilplatten ist eine Zusatzbewehrung anzuordnen.

Zum Schutz des Holzes vor Feuchtigkeit darf zwischen Betonplatte und Holz, Bauteil oder Schalung, eine Trennlage eingebracht werden. Die erlaubte Schalung zwischen Beton und Holzbauteil darf eine Gesamtdicke von 50mm nicht überschreiten.

Um Verformungen zu vermeiden, muss die Konstruktion bis zum Erreichen einer ausreichenden Betonfestigkeit unterstützt werden. [15]

Holzanforderungen laut abZ:

Aus folgenden Holzbaustoffen kann das Holzbauteil hergestellt werden:

- Vollholz (Nadelholz) nach DIN 4074-1° oder nach DIN EN 14081-1" in Verbindung mit DIN 20000-5", das mindestens der Sortierklasse S10 oder der Festigkeitsklasse C24 entspricht,
- Brettschichtholz nach DIN 1052,
- Brettspertholz nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung oder
- Furnierschichtholz (Nadelholz) nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung.

Die Teilquerschnitte aus Holz oder Holzwerkstoffen dürfen den Rechenwert des Elastizitätsmodul $E_{0,mean}$ nach DIN EN 1995-1-1 mit DIN EN 1995 1-1/NA beziehungsweise nach den jeweiligen bauaufsichtlichen Zulassungen für Furnierschicht- oder Brettspertholz, betragen. Berücksichtigt man jedoch bei den Schnittgrößen des Stabwerks die Verformungen (nach Theorie 2. Ordnung), ist dieser Wert für E_{cm} durch den globalen Sicherheitsbeiwert $\gamma_m=1,4$ zu dividieren.

Alle Nachweise sind für den Anfangszustand ($t=0$) und für die Zeit $t=\infty$ zu führen. Durch die Abminderung des Elastizitätsmoduls können sowohl Kriechen, als auch Feuchteänderungen des Holzes berücksichtigt werden.

Am Holzquerschnitt sind, gleich wie im Betonquerschnitt, die Beanspruchungen für Schub aus der Querkraft nachzuweisen.

Außerdem ist der Schubspannungsnachweis in der Umrissfläche der Schraube am Holzbauteil zu führen.

Die gesamte Holz-Beton-Verbundkonstruktion ist auf den Holzbalken aufzulagern. [15]

Schraubenanforderungen laut abZ:

Die Form, Maße und Abmaße der Schrauben sind in **Abbildung 5** dargestellt. Diese müssen aus Kohlenstoffstahl nach der Werksnorm hergestellt werden. Die Schrauben müssen einen charakteristischen Wert für die Zugtragfähigkeit von 22,0 kN und einen charakteristischen Wert für das Fließmoment von 22,6 Nm besitzen. Weiters muss ein Biegewinkel von $\alpha \geq 45$ der Schrauben ohne abzubrechen möglich sein. Die Schrauben sind entweder feuerverzinkt mit einer Schichtdicke von mehr als 40 μm oder haben Überzüge aus Zink, Kupfer oder Zink- Nickel mit Schichtdicken zwischen 5 und 12 μm .

Der Rechenwert für das Anfangsverschiebungsmodul zum Zeitpunkt $t=0$ einer Schraube für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist in **Tabelle 4** ersichtlich. Diese Werte müssen für den Nachweis der Tragfähigkeit mit $2/3$ multipliziert werden. Dabei ist zu beachten, dass die maximal einsetzbare Gewindelänge im Holzbauteil eine Länge von 100mm nicht überschreiten darf und somit der Maximalwert einer Schraube unter 45° , für das Anfangsverschiebungsmodul, 9000 N/mm beträgt.

Schraubenanordnung Neigungswinkel (s. Anlage 3)	Anfangsverschiebungsmodul k_{ser} [N/mm]
90°	2000 für $t_s = 0$; 700 für $t_s > 0$
45°	$90 \cdot l_{ef}$

Hierin bedeuten:

t_s = Dicke der Schalung incl. Trennlage in mm

l_{ef} = Gewindelänge im Holzbauteil mit der Schraubenspitze in mm, maximal jedoch nur 100 mm

Tabelle 4: Anfangsverschiebungsmodul

Der charakteristische Wert der Schubtragfähigkeit kann **Tabelle 5** entnommen werden.

Schraubenanordnung Neigungswinkel (s. Anlage 3)	T_k [N]
90° für $t_s > 0$	$f_{h,2,k} \cdot d \cdot t_s \left[\sqrt{1 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,2,k} \cdot d \cdot t_s^2} + \frac{f_{h,1,k}}{2 \cdot f_{h,2,k}}} - 1 \right]$
für $t_s = 0$	$\sqrt{4 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,2,k} \cdot d}$
45°	$100 \cdot l_{ef} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^{0,8}$

Hierin bedeuten:

T_k = charakteristischer Wert der Schubtragfähigkeit je Schraube in N

t_s = Dicke der Schalung incl. Trennlage in mm

$f_{h,1,k}$ = charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit der Schalung

$f_{h,2,k}$ = charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit des Balkens

$M_{y,k}$ = 22600 Nmm (charakteristischer Wert des Fließmomentes einer Schraube)

d = 8,0 mm = Gewindeaußendurchmesser der Schraube

l_{ef} = Gewindelänge im Holzbauteil mit der Schraubenspitze in mm, maximal jedoch nur 100 mm

ρ_k = charakteristische Rohdichte in kg/m³

Tabelle 5: Schubtragfähigkeitsberechnung

Beim Einbau gilt, dass die Schrauben, entsprechend **Abbildung 6**, unter einem Neigungswinkel α von 45° bis 50° oder von 85° bis 95° einzudrehen sind. Die Schrauben müssen nach der Montage auf Zug beansprucht werden. Die Mindesteindringtiefe des Schraubenkopfes in die Betonplatte beträgt bei einem Neigungswinkel von 45° mindestens 65mm, und bei einem Neigungswinkel von 90° mindestens 45mm. Dabei muss die Betondeckung der Schraubenköpfe mindestens 10mm betragen.

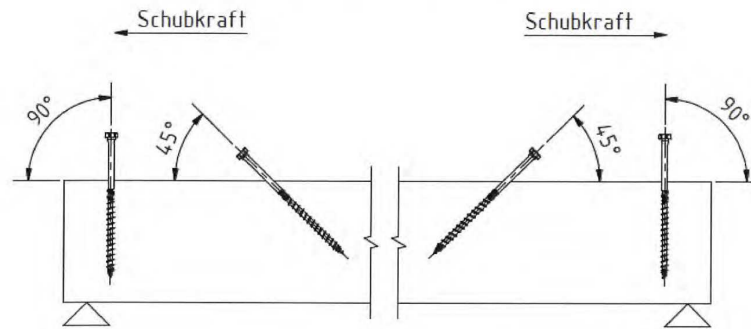


Abbildung 6: Schraubenanordnung

Kommt es zu einer Abstufung der Verbindungsmittelabstände gemäß der Querkraftlinie über die Trägerlänge, dürfen die maximalen Verbindungsmittelabstände den vierfachen Wert der kleinsten Abstände nicht überschreiten. [15]

Weiters sind folgende Schraubenabstände einzuhalten:

- Randabstand rechtwinklig zur Faserrichtung: $\geq 30\text{mm}$
- Abstand der Schrauben untereinander rechtwinklig zur Faserrichtung: $\geq 30\text{mm}$
- Abstand der Schrauben untereinander parallel der Faserrichtung: $\geq 100\text{mm}$
- Abstand der Schrauben zum beanspruchten Hirnholende: $\geq 40\text{mm}$

Allgemeine Anforderungen laut abZ:

Nur bei vorwiegend ruhenden Lasten dürfen die Schrauben als Verbindungsmittel verwendet werden. Den Einsatzbereich des HBV – Systems umfassen die Nutzungsklassen 1 und 2 nach DIN EN 1995-1-1.

Zur Berechnung der Schnittgrößen ist die Elastizitätstheorie zu verwenden. Die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel ist bei den Gebrauchstauglichkeits- und Tragfähigkeitsnachweisen zu beachten. Bei der Ermittlung der Schnittgrößen sind die Mittelwerte oder die Nennwerte der Elastizitäts- und Verschiebungsmoduln anzuwenden.

Der Nachweis der Tragfähigkeit der Teilquerschnitte aus Holz, Beton, Beton- und Baustahl wird mit den entsprechenden charakteristischen Festigkeiten oder deren Nennwerte geführt. [14]

2.5.3.2 SFS VB Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Für diese Verbindungsmittel liegt sowohl eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, als auch eine Europäische Technische Zulassung vor.

Die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung

Die Zulassung der Schrauben wurde am 23. Oktober 2015 erteilt und ist somit bis 23. Oktober 2020 gültig.

Bei dem Zulassungsgegenstand handelt es sich um SFS VB Schrauben nach ETA - 13/0699:2013-06-13 für die Verwendung bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Die Schrauben werden für die Verbindung von Beton mit Holzbauteilen aus Brettschichtholz, Brettsperrholz, Vollholz aus Nadel oder Laubholz oder Furnierschichtholz aus Nadelholz zu Holz-Beton-Verbundelementen verwendet.

Durch die ETA tragen die SFS VB Schrauben eine CE-Kennzeichnung.

Tragende Decken-, Dach- oder Wandkonstruktion für welche SFS VB Schrauben als Holzverbindungsmittel zum Einsatz kommen, sind nach folgenden Normen zu bemessen und auszuführen:

- **DIN EN 1995-1-1:2010-12 + A2:2014/7:** Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- **DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08:** Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken › Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- **DIN EN 1992-1-1:2011-01:** Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- **DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04:** Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- **DIN EN 206-1:2001-07 :** Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- **DIN EN 206-1/A1:2004-10**
- **DIN EN 206-1/A2:2005-09**
- **DIN 1045-2:2008-08:** Tragwerke aus Beton. Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
- **DIN EN 13670:2011-03:** Ausführung von Tragwerken aus Beton
- **DIN 1045-3:2012-03:** Tragwerke aus Beton. Stahlbeton und Spannbeton - Teil 3: Bauausführung

- **DIN 1055-3:2006-03:** Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten [16]

Betonanforderungen laut abZ:

Der Beton der Betonplatte muss mindestens eine Festigkeit der Klasse C20/25 nach DIN EN 206-1 in Verbindung mit DIN 1045-2 und DIN 1045-3 aufweisen und die Nenngröße des Größtkorns des Betonzuschlags der Betonplatte darf nicht größer als 16mm sein.

Man darf für die Teilquerschnitte aus Beton den Rechenwert des Elastizitätsmodul E_{cm} nach DIN 1045-1 oder DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA anwenden. Werden jedoch die Verformungen, nach Theorie 2. Ordnung, bei der Berechnung des Stabwerks berücksichtigt, so ist E_{cm} durch den Sicherheitsbeiwert für Baustoffeigenschaften $\gamma_m=1,4$ zu dividieren.

Alle Nachweise sind für den Anfangszustand ($t=0$) und für die Zeit $t \rightarrow \infty$ zu führen. Durch die Abminderung des Elastizitätsmoduls kann das Kriechen des Betons berücksichtigt werden.

Kriechverformungen und Schwinden des Betons müssen einkalkuliert werden. Über eine Abkühlung der Betonplatte kann das Schwinden des Betons berücksichtigt werden.

Durch die Annahme einer geeigneten mittragenden Breite ist die Schubverzerrung der Betonplatte zu berücksichtigen.

Der Nachweis der Betonplatte in Querrichtung ist zusätzlich zum Nachweis der Standsicherheit des Verbundsystems in Hauptrichtung zu führen.

Die Mindestdicke der Betonplatte beträgt 70mm und darf höchstens 300mm betragen. Ist keine Querbewehrung erforderlich, werden keine konzentrierten Einzel- oder Linienlasten in die Platte eingeleitet und beträgt der lichte Balkenabstand l_{licht} nicht mehr als die zehnfache Plattendicke d , ist eine Plattendicke von 60mm zulässig.

Die Bewehrung im Bereich der Verbindungsmittel muss mindestens eine Betonstahlmatte DIN 488-4 – B500A – 150x6 – 150x6 nach DIN 488-4 vorweisen, sofern die Bemessungen der Platte nicht mehr ergeben. Die Anordnung der Bewehrung erfolgt unterhalb der Verbundschraubenköpfe mit der nach DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA erforderlichen Betondeckung.

Ab einer Plattendicke $> 100\text{mm}$ und bei Ausführungen mit Fertigteilenelementen und Ortbeton ist eine Zusatzbewehrung auszuführen.

Zum Schutz des Holzes vor Feuchtigkeit darf zwischen Betonplatte und Holz, Bauteil oder Schalung, eine Trennlage eingebracht werden. Die nichttragende Schalung, welche zwischen Holzbauteil und Betonplatte eingebaut werden kann, darf eine maximale Gesamtdicke t_s inklusive Trennlage nicht überschreiten. Diese Gesamtdicke ergibt sich aus der Schraubengeometrie.

Folglich muss die Einschraubtiefe in das tragende Holz mindestens eine Länge von $6d$ (d = Außendurchmesser des Gewindes der Schraube) betragen.

Bis zum Erreichen einer ausreichenden Betonfestigkeit muss die Konstruktion unterstützt werden. [16]

Holzanforderungen laut abZ:

Aus folgenden Holzbaustoffen kann das Holzbauteil hergestellt werden:

- Vollholz aus Nadelholz nach DIN EN 14081-1 in Verbindung mit DIN 20000-5 der Festigkeitsklasse C14 bis C50 nach EN 338,
- Vollholz aus Laubholz nach DIN EN 14081-1 in Verbindung mit DIN 20000-5 der Festigkeitsklasse D18 bis D50 nach EN 338,
- Brettschichtholz nach DIN EN 14080 in Verbindung mit DIN 20000-3,
- Brettsperrholz nach bauaufsichtlichem Verwendbarkeitsnachweis oder
- Furnierschichtholz nach EN 14374 in Verbindung mit dem bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis.

Die Teilquerschnitte aus Holz oder Holzwerkstoffen dürfen den Rechenwert des Elastizitätsmodul $E_{0,mean}$ nach DIN EN 1995-1-1 mit DIN EN 1995 1-1/NA in Verbindung mit der jeweiligen Produktnorm beziehungsweise des jeweiligen bauaufsichtlichen Verwendungsnachweises für das Furnierschicht- oder Brettsperrholz, betragen. Berücksichtigt man jedoch bei den Schnittgrößen des Stabwerks die Verformungen (nach Theorie 2. Ordnung), ist dieser Wert für E_{cm} durch den globalen Sicherheitsbeiwert $\gamma_m=1,4$ zu dividieren.

Kriechverformungen und Feuchteänderungen und deren Einflüsse sind zu berücksichtigen.

Alle Nachweise sind für den Anfangszustand ($t=0$) und für die Zeit $t=\infty$ zu führen. Durch die Abminderung des Elastizitätsmoduls können sowohl Kriechen, als auch Feuchtigkeitsänderungen des Holzes berücksichtigt werden.

Zusätzlich ist ein Schubspannungsnachweis im Bereich der Schraubenumrissfläche zu führen.

Die gesamte Holz-Beton-Verbundkonstruktion ist auf den Holzbalken aufzulagern.

Das Holz ist bei der Herstellung der Holz-Beton-Verbundelemente trocken (Holzfeuchte $\leq 20\%$) zu verbauen. [16]

Schraubenanforderungen laut abZ:

Die Verwendung der SFS VB Schrauben kann sowohl als Schraubenpaar, als auch als einsinnige Verbindung (in einer Richtung geneigt angeordnete Zugschrauben) zum Einsatz kommen. Der Anwendungsbereich im Bezug auf den Korrosionsschutz wird in der Norm DIN EN 1995-1-1, Tabelle 4.1 in Verbindung mit DIN EN 1995-1-1/NA und DIN SPEC 1052 – 100 geregelt. Entsprechend der ETA-13/0699 sind die SFS VB Schrauben mit der CE – Kennzeichnung klassifiziert.

Bei einer Berücksichtigung der Verformungen nach Theorie 2. Ordnung bei der Berechnung der Schnittgrößen des Stabwerks, muss der mittlere Verschiebungsmodul $2/3 \cdot K_{ser}$ durch den Sicherheitsbeiwert für Baustoffeigenschaften $\gamma_m=1,4$ dividiert werden.

Die Rechenwerte des Anfangsverschiebungsmoduls zum Zeitpunkt $t=0$ eines Schraubenpaars sowie für eine einsinnige Anordnung zur Führung des Gebrauchstauglichkeitsnachweises sind **Tabelle 6** zu entnehmen.

Anordnung der SFS VB Schrauben α in °	K_{ser} in N/mm
$\pm 45^\circ$	$240 \cdot \ell_{ef}$
$45^\circ/90^\circ$	$100 \cdot \ell_{ef}$

Tabelle 6: SFS VB Schrauben aus gehärtetem Kohlenstoffstahl

Diese Werte sind jedoch für den Tragfähigkeitsnachweis um 1/3 zu minimieren

Charakteristische Werte der Schubtragfähigkeit F_{Rk} pro Schraubenpaar parallel zur Schubfuge für Holz-Beton-Verbundfugen, welche mit SFS VB Schrauben hergestellt wurden, sind in **Tabelle 7** ersichtlich.

Dabei gilt ein Wert von $k_\alpha=0,71$ bei einer einsinnigen Schraubenanordnung unter 45° .

F_{Rk} in N	
$F_{Rk} = k_\alpha \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} F_{ax,\alpha,Rk} \\ 13000 \end{array} \right.$	
mit:	
F_{Rk}	ist der charakteristische Wert der Tragfähigkeit parallel zur Verbundfuge je SFS VB Schraubenpaar in N;
k_α	ist der Faktor zur Berücksichtigung der Schraubenanordnung $k_\alpha = 1,414$ for $\alpha = \pm 45^\circ$ $k_\alpha = 1,0$ for $\alpha = 45^\circ/90^\circ$
$F_{ax,\alpha,Rk}$	ist der charakteristische Wert des Ausziehwidestands in N;
	$F_{ax,\alpha,Rk} = 90 \cdot \ell_{ef} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^{0,8}$ für SFS VB Schrauben in Nadelholz
	$F_{ax,\alpha,Rk} = 180 \cdot \ell_{ef} \cdot \left(\frac{\rho_k}{530} \right)^{0,8}$ für SFS VB Schrauben in vorgebohrtem Laubholz
ℓ_{ef}	ist die Einschraubtiefe der SFS VB Schrauben im Holzbauteil in mm, für die Schraubenanordnung $45^\circ/90^\circ$ ist ℓ_{ef} die Einschraubtiefe der 90° Schraube
ρ_k	ist der charakteristische Wert der Dichte des Holzbauteils in kg/m^3 ;
α	ist der Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung des Holzes.

Tabelle 7: Berechnung der Schubtragfähigkeit von SFS VB Schrauben

Sind nachfolgende Bedingungen erfüllt, darf der charakteristische Wert der Schubtragfähigkeit T_k bei einsinniger Schraubenanordnung um 25% erhöht werden:

- Einfeldträger als statisches System
- Vorwiegend ruhende Belastung

- Wenn die aus Gleichgewichtsgründen notwendige Druckkraft in der Verbundfuge zwischen Holz und Beton, entsprechend der Querkraftlinie durch einsinnige Anordnung der Verbundschrauben sichergestellt ist
- Und wenn sich keine Trennlage zwischen Holz und Beton vorhanden ist und somit ein kraftschlüssiger Kontakt zwischen Holz und Beton sichergestellt ist.

Bei Furnierschichtholz dürfen die SFS VB Schrauben, nur in die zulässigen Flächen laut den jeweiligen bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis, eingedreht werden.

Bei Brettsperrholz dürfen die SFS VB Schrauben in die Seitenflächen unter einem Winkel zwischen Holzfaserrichtung und Schraubenachse von 45° bis 90° eingedreht werden. Dieser Winkel muss beim eindrehen in die Schmalflächen 45° betragen.

In Nadelholz können die Schrauben ohne Vorbohren eingebracht werden. In Laubholz müssen Löcher mit einem Durchmesser von 4mm vorgebohrt werden.

Die Schrauben müssen entsprechend **Abbildung 7** angeordnet werden.

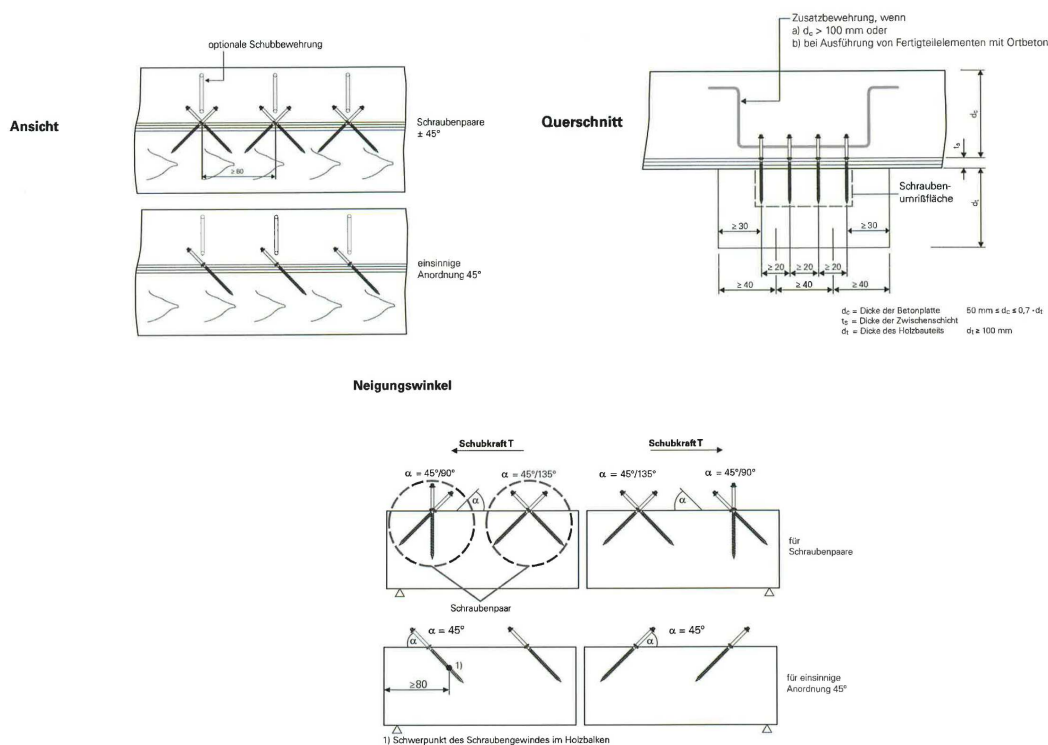


Abbildung 7: Anordnung von SFS VB Schrauben

Sind die Schrauben einsinnig unter 45° angeordnet, ist die deren Richtung so zu wählen, dass sie auf Zug beansprucht werden.

Die Abweichung zum entsprechenden Neigungswinkel α darf $\pm 5^\circ$ betragen. Für eine maximale Länge von 50cm dürfen Schrauben im Auflagerbereich mit der Schraubenanordnung $45^\circ/90^\circ$ angeordnet werden.

Ab der Eindrehbegrenzung muss sich der kopfseitige glatte Schaftteil der Schraube vollständig in der Betonplatte befinden.

Kommt es zu einer Abstufung der Verbindungsmittelabstände gemäß der Querkraftlinie über die Trägerlänge, dürfen die maximalen Verbindungsmittelabstände den vierfachen Wert der kleinsten Abstände nicht überschreiten. [16]

Die Abstände der Schrauben sind laut **Tabelle 8** zu wählen.

SFS VB Schraube	7,5 x ℓ
Schraubenabstand parallel zur Faserrichtung a_1	80
Schraubenabstand rechtwinklig zur Faserrichtung a_2	20
Endabstand (Hirnholzende) $a_{3,c}$	80
Randabstand $a_{4,c}$	30

Tabelle 8: Abstände der SFS VB Schrauben

Allgemeine Anforderungen laut abZ:

Nur bei vorwiegend ruhenden Lasten dürfen die Schrauben als Verbindungsmittel verwendet werden. Den Einsatzbereich des HBV – Systems umfassen die Nutzungsklassen 1 und 2 nach DIN EN 1995-1-1.

Zur Berechnung der Schnittgrößen ist die Elastizitätstheorie zu verwenden. Bei Einfeldträgern können die Querschnittswerte der Betonplatte für den ungerissenen Querschnitt (Zustand I) berücksichtigt werden. Wir die Betonplatte auf Biegezug beansprucht sind Querschnittswerte im Zustand II zu berücksichtigen.

Die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel ist bei den Gebrauchstauglichkeits- und Tragfähigkeitsnachweisen zu beachten. Bei der Ermittlung der Schnittgrößen sind die Mittelwerte oder die Nennwerte der Elastizitäts- und Verschiebungsmoduln anzuwenden. [16]

Die Europäische Technische Zulassung:

Die Zulassung wurde am 13. Juni 2013 vom Deutschen Institut für Bautechnik erteilt und gilt bis 13. Juni 2018.

Beschreibung des Produkts laut ETA:

In der Europäischen Technischen Zulassung werden die SFS VB Schrauben zur Herstellung von Holz-Beton Verbundkonstruktionen beurteilt. Die Schraube hat einen Durchmesser von 7,5 mm und eine Länge von 150 mm bis 215mm. Die genauen Geometrien sowie die Toleranzen sind in **Abbildung 8** ersichtlich. [17]

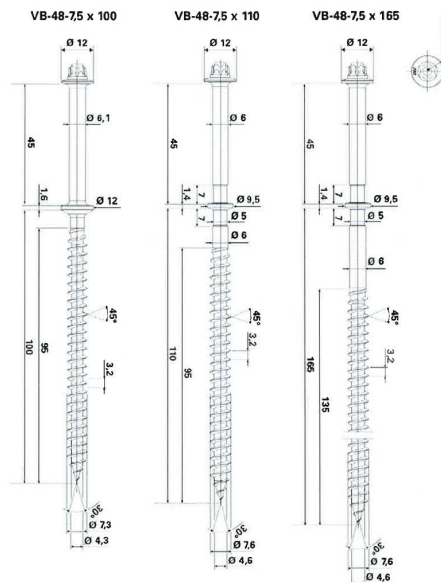


Abbildung 8: SFS VB Schrauben aus gehärtetem Kohlenstoffstahl

Betonanforderungen laut ETA:

Anforderungen laut Punkt II „Besondere Bestimmungen der Europäischen Technischen Zulassung“:

Herstellung einer Betonplatte nach EN 1992-1-1 mit einer Mindestbetonfestigkeitsklasse von C20/25. Die Konstruktion kann mit einer optionalen Zwischenlage zwischen Beton und Holz hergestellt werden. An den Rändern der Platte ist eine seitliche Schalung notwendig.

Die Betonplattendicke ist gemäß den Vorschriften über die Plattendicke am Verwendungsort (Nationaler Anhang) geregelt, darf jedoch nicht weniger als 50mm betragen. Die maximale Plattendicke ist mit 70% der Holzbauteildicke begrenzt. [17]

Anforderungen laut Anhängen:

Die Schnittgrößen sind mit den Mittelwerten oder den Nennwerten der Elastizitätsmoduln zu ermitteln.

Die Betonplatte ist über den Holzbaustoffen anzuordnen und die Konstruktion muss über das Holz aufgelagert werden.

Der Einfluss von Kriechen und Schwinden ist bei den Berechnungen der Konstruktion für die Grenzzustände der Tragfähigkeit sowie für die Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen. Beide Nachweise sind sowohl zum Zeitpunkt $t=0$ als auch zum Zeitpunkt $t=\infty$ zu führen.

Man kann den Einfluss durch Kriechen im Beton durch die Reduktion des Elastizitätsmoduls von Beton entsprechen EN 1995-1-1 berücksichtigen.

Die Tragfähigkeit der Betonschicht zwischen den einzelnen Holzbalken ist ebenfalls nachzuweisen. [17]

Holzanforderungen laut ETA:

Anforderungen laut Punkt II „Besondere Bestimmungen der Europäischen Technischen Zulassung“:

Die verwendeten Holzbaustoffe müssen aus folgenden Materialien bestehen:

- Brettschichtholz nach EN 14080
- Vollholz aus Nadelholz nach EN 14081-1
- Furnierschichtholz nach EN 14374
- Brettsperrholz nach europäischer technischer Zulassung

Das Holzbauteil hat eine Mindestdicke von 100 mm vorzuweisen.

Die üblichen Spannweiten betragen für Konstruktionen aus Nadelschnittholz bis zu 8m, aus Furnierschichtholz bis zu 10m und aus Brettschichtholz bis zu 14m, jedoch sind auch größere Spannweiten möglich. [17]

Anforderungen laut Anhängen:

Die Schnittgrößen sind mit den Mittelwerten oder den Nennwerten der Elastizitätsmoduln zu ermitteln.

Die Konstruktion ist auf den Holzbalken aufzulagern.

Der Einfluss von Schwinden und durch Feuchtigkeitsänderung ist bei den Berechnungen der Konstruktion für die Grenzzustände der Tragfähigkeit sowie für die Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen. Beide Nachweise sind sowohl zum Zeitpunkt $t=0$ als auch zum Zeitpunkt $t=\infty$ zu führen.

Man kann den Einfluss der Feuchtigkeitsänderung im Holz durch die Reduktion des Elastizitätsmoduls von Beton entsprechen EN 1995-1-1 berücksichtigen.

Im Umkreis der Schrauben im Holzbauteil ist ein Tragfähigkeitsnachweis zu führen. [17]

Schraubenanforderungen laut ETA:

Anforderungen laut Punkt II „Besondere Bestimmungen der Europäischen Technischen Zulassung“:

Laut der europäischen technischen Zulassung ist eine Nutzungsdauer der Konstruktionen mit SFS VB Schrauben von 50 Jahren angesetzt. Dafür müssen jedoch die in der Zulassung enthaltenen Vorgaben eingehalten werden. Diese Angaben über die Nutzungsdauer gelten nicht als Garantie des Herstellers oder der Zulassungsstelle. Sie können lediglich als Hilfsmittel zur Auswahl des richtigen Produkts in Bezug auf eine erwartete wirtschaftlich angemessene Nutzungsdauer des Bauwerks herangezogen werden.

Die Herstellung der Schrauben erfolgt laut den Angaben des Prüf- und Überwachungsplanes aus gehärtetem Stahl mit einer Zink-Beschichtung oder einer brünierten Oberfläche zum Schutz vor Korrosion.

Die Schraubengeometrie ist in **Abbildung 8** zu sehen.

Gemäß der Entscheidung der Kommission 2000/147/EG werden SFS VB Schrauben einschließlich der Zinkbeschichtung oder der brünierten Oberfläche als nicht brennbar eingestuft und erfüllen somit die Anforderungen der Klasse A1 nach EN 13501-1:2007+A1:2009.

Um die Dauerhaftigkeit zu gewährleisten sind die Schrauben mit einer Bronze- oder Zinkbeschichtung in einer mittleren Schichtdicke von 5 µm oder eine brünierte Oberfläche mit einer mittleren Schichtdicke von 1 µm vorzusehen. Dabei sind die jeweiligen nationalen Korrosivitätskategorien zu berücksichtigen.

Die CE-Kennzeichnung der Schrauben erfolgt den Packungen und ist auf jeder einzelnen anzubringen. [17]

Anforderungen laut Anhänge:

Es erfolgt eine Aufteilung der Schubkraft parallel zur Fuge zwischen Holz und Beton in eine Komponente parallel zur Achse der Zugschraube und in eine Komponente parallel zur Achse der Druckschraube. (siehe **Abbildung 9**) Die Reibungskräfte in der Fuge werden vernachlässigt.

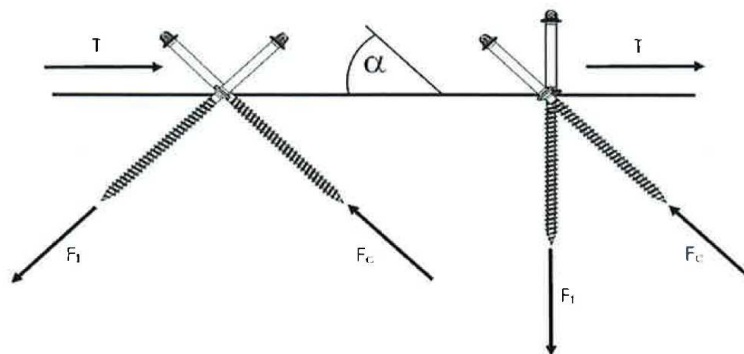


Abbildung 9: Berechnungsmodell nach der Fachwerkstheorie

Über die Winkel α der Schrauben zur Fugenachse lassen sich die einzelnen Kräfte berechnen.

Dabei ergeben sich:

$F_t = F_c = \frac{T}{\sqrt{2}}$	für die Schraubenanordnung $\pm 45^\circ$
$F_t = T$	für die Schraubenanordnung $45^\circ/90^\circ$
$F_c = T \times \sqrt{2}$	für die Schraubenanordnung $45^\circ/90^\circ$

Die Schnittgrößen sind mit den Mittelwerten oder den Nennwerten der Verschiebungsmoduln zu ermitteln.

Der Verschiebungsmodul K_{ser} pro Schraubenpaar unter Bemessungslast kann **Tabelle 6** entnommen werden.

Man kann den Einfluss von Schwinden und der Feuchtigkeitsänderung durch die Reduktion des Verschiebungsmoduls entsprechend EN 1995-1-1 berücksichtigen. Die Verformungsbeiwerte k_{def} sind in **Tabelle 9** dargestellt.

Material	Nutzungsklasse	
	1	2
Vollholz, EN 14081-1	0,6	2,0
Verleimtes Schichtholz, EN 14080	0,6	2,0
Furnierschichtholz, EN 14374	0,6	2,0
Brettschichtholz, ETA	0,8	2,0
Beton, EN 206-1	2,5	2,5
SFS VB Schraubenverbindung	0,6	4,0

Tabelle 9: Werte von k_{def} für Holz, Beton und SFS VB Schrauben

Die Zugtragfähigkeiten sowie die Torsionswiderstände der verschiedenen SFS VB Verbundschrauben sind in **Tabelle 10** ersichtlich.

SFS VB Schraube	VB-48-7,5x100	VB-48-7,5x110	VB-48-7,5x165
Zugtragfähigkeit $f_{tens,k}$ [kN]	16	17	17
Torsionswiderstand $R_{tor,k}$ [Nm]	16	18	18

Tabelle 10: Zugtragfähigkeit und Torsionswiderstand von SFS VB Schrauben

Die Berechnung mit ρ_k in kg/m^3 und l_{ef} in mm der charakteristische Wert der Schubtragfähigkeit F_{rk} pro Schraubenpaar parallel zur Schubfuge ist **Tabelle 7** zu entnehmen.

In **Tabelle 8** angeführte Schraubenabstände sind einzuhalten. [17]

Allgemeine Anforderungen laut ETA:

Anforderungen laut Punkt II „Besondere Bestimmungen der Europäischen Technischen Zulassung“:

Die SFS VB Schrauben sind als Verbindungsmittel bei tragenden Konstruktionen wie zum Beispiel Decken, Dächer oder Wänden der Nutzungsklassen eins und zwei nach EN 1995-1-1 vorgesehen. Die Belastungen müssen vorwiegend ruhend sein. Bei geschützten Außenkonstruktionen der Nutzungsklasse zwei können die SFS VB Schrauben ebenfalls zum Einsatz kommen. Die Bemessung der Holz-Beton Konstruktionen erfolgt individuell sodass die vom Bauwerk gestellten Anforderungen erfüllt werden. Diese Konstruktionen können als tragende sowie als aussteifende Bauteile eingesetzt werden.

Das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte nach den in den Eurocodes angegebenen Bemessungsregeln muss bei der Ermittlung der Tragfähigkeit berücksichtigt werden. [17]

Anforderungen laut Anhänge:

Statisches Modell: Die Bemessung der Verbundkonstruktion muss unter Berücksichtigung der Verschiebungen an der Verbindungsstelle erfolgen. In EN 1995-1-1 ist in Anhang B und Anhang C eine Berechnung der Tragfähigkeit und der Verformung von mechanisch verbundener Biege- und Druckstäbe angegeben, bei welchen jedoch nationale Bestimmungen berücksichtigt werden müssen.

Bei der Berechnung sollte eine lineare Beziehung zwischen Kraft und Verschiebung herrschen. Es sind aber auch numerische Modelle als Berechnungsverfahren einsetzbar. [17]

2.5.3.3 Gegenüberstellung der Verbindungsmittel und deren Zulassungen

Die beiden behandelten Verbindungsmittel und deren Zulassungen weisen durchaus Unterschiede auf. Diese sind in **Tabelle 11** dargestellt und werden anschließend erörtert.

	Star - Drive und RAPID Schrauben	SFS VB Schrauben laut abZ	SFS VB Schrauben laut ETA
Beton:			
Festigkeitsklasse	C20/25	C20/25	C20/25
Größtkorn	16mm	16mm	-
min. Plattendicke d_{\min}	70mm	70 bzw. 60mm	50mm
max. Plattendicke d_{\max}	300mm oder 70% von Holzbauteil	300mm oder 70% von Holzbauteil	300mm oder 70% von Holzbauteil
Schalung	max 50mm	aus Schraubengeometrie	max 50mm
Zusatzbewehrung	$d > 100\text{mm}$	$d > 100\text{mm}$	$d > 100\text{mm}$
Holz:			
Minstdicke $d_{\min, \text{Holz}}$	-	-	100mm
Holzfeuchte beim Einbau	-	$\leq 20\%$	
Schrauben:			
Anordnung	einsinnig	paarweise oder einsinnig	paarweise oder einsinnig
Einschraubwinkel	45° oder 90°	$\pm 45^\circ, 45^\circ/90^\circ, 45^\circ$ oder 90°	$\pm 45^\circ, 45^\circ/90^\circ, 45^\circ$ oder 90°
Abweichung	-	$\pm 5^\circ$	$\pm 5^\circ$
Zugtragfähigkeit	22,0 kN	16 oder 17 kN	16 oder 17 kN
Fließmoment	22,6 Nm	16 oder 18 kN	16 oder 18 kN
max. Gewindelänge im Holz l_{ef}	100mm	unbegrenzt	unbegrenzt
Verschiebungsmodul max.*	9000 N/mm pro Schraube	12000 N/mm pro Schraube	12000 N/mm pro Schraube
Mindesteindringtiefe bei 45°:	65mm	-	-
Mindesteindringtiefe bei 90°:	45mm	-	-
Betondeckung der Schraubenköpfe:	10mm	-	-

*bei gleichem l_{ef}

Tabelle 11: Gegenüberstellung der Zulassungen

Vor allem der Unterschied der maximal ansetzbaren Gewindelänge der Schrauben bei Berechnung der Verschiebungsmoduln ist zu erwähnen. Dieser beträgt bei den Star-Drive und RAPID Schrauben eine Länge von maximal 100mm, bei den SFS VB Schrauben ist dieser jedoch unbegrenzt ansetzbar. Da diese Länge bei der Berechnung der Verschiebungsmoduln eine nicht zu vernachlässigende Rolle spielt, ist hier zu klären, warum im Falle der Star – Drive und Rapid Schrauben eine Begrenzung vorliegt.

Auch die erforderliche Betonplattendicke unterscheidet sich bei den unterschiedlichen Zulassungen. So ist laut der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung der Star-Drive und RAPID Schrauben eine Plattendicke von 70mm erforderlich. Bei den SFS VB Schrauben, laut allgemeiner bauaufsichtlichen Zulassung, kann diese erforderliche Plattendicke, wenn keine Querkraftbewehrung erforderlich ist, mit einer Stärke von 60mm ausgeführt werden. Hier wurde ein kleiner Fehler in den Anlagen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung entdeckt. Dabei wird in **Abbildung 7** die Mindestplattendicke von 50mm angegeben. Da diese Dicke jedoch laut der europäischen technischen Bewertung der SFS VB Schraube zulässig ist, kann dieser Fehler vernachlässigt werden.

Ein wesentlicher Unterschied der beiden Zulassungen bildet die Anordnung der Verbundschrauben. So erfolgt die Anordnung der Schrauben laut Zulassung der SFS VB Schrauben paarweise oder einsinnig, bei den Star-Drive und RAPID Schrauben jedoch nur einsinnig. Dies führt dazu, dass die SFS VB Schrauben sowohl auf Zug, als auch auf Druck beansprucht werden, die Star-Drive und RAPID Schrauben nur auf Zug.

Zusätzlich zu den in **Tabelle 11** und bereits erwähnten Unterschieden erfolgt auch die Berechnung der charakteristischen Schubtragfähigkeit bei den beiden Verbindungsmittel mit unterschiedlichen Berechnungen. Die zwei verschiedenen Rechenmethoden sind beim Vergleich von **Tabelle 5** mit **Tabelle 7** ersichtlich.

Auch in Anbetracht der Schraubenabstände gibt es Unterschiede, siehe **Tabelle 12**

	Star - Drive und RAPID Schrauben	SFS VB Schrauben
Mindestabstände: [mm]		
Schraubenabstand parallel zur Faserrichtung a_1	100	80
Schraubenabstand rechthöckig zur Faserrichtung a_2	30	20
Endabstand (Hirnholzende) $a_{3,c}$	40	80
Randabstand $a_{4,c}$	30	30

Tabelle 12: Mindest-, End und Randabstände

Zusammenfassend ist zu sagen, dass vor allem die verschiedenen ansetzbaren Gewindelängen der Schrauben einen großen Einfluss auf die Verschiebungsmoduln und so auf nachführende Berechnungen haben. Warum hier bei den Star – Drive und RAPID Schrauben eine Begrenzung der Länge vorliegt geht aus der vorhandenen Zulassung nicht hervor.

2.5.3.4 HBV Schubverbinder – eingeklebte Lochbleche

Ein weiteres Verbindungsmittel mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung sind die eingeklebten HBV-Schubverbinder der TiComTec GmbH. Laut der Zulassung mit der Nummer

abZ.-9.1-557 handelt es sich bei den Verbindungsmittel um Lochbleche aus Steckmetall, welche in den Holzbauteil eingeklebt werden. Diese stehen dann im rechten Winkel zur Holzoberfläche und werden so einbetoniert. Die Anordnung der Verbinder erfolgt in Spannrichtung der Konstruktion. Für die Schubübertragung ist einerseits die Verklebung im Holz und andererseits die Verzahnung mit dem Beton über die Löcher verantwortlich. Konstruktionen mit diesem Verbindungsmittel weisen eine hohe Steifigkeit auf, verhalten sich aber im Versagensfall trotzdem plastisch, was als positiv anzusehen ist. Ein weiterer Vorteil liegt darin, dass laut der Zulassung, die Anwendung der Schubverbinder nicht auf Einfeldträger beschränkt ist, sondern auch Ausführungen von Durchlaufträgern sowie Wandelementen möglich sind.

Es wird im Zuge dieser Arbeit, welche sich auf stiftförmige Verbindungsmittel konzentriert, nicht näher auf diese Art der Verbindung von Holz und Beton eingegangen und auf andere, tieferführende Literatur wie, [9] [18] [8], verwiesen.

2.5.4 Verbindungsmittel ohne Zulassung

Neben den Verbindungsmittel mit Zulassungen gibt es auch zahlreiche Systeme ohne. Bei solchen Verbindungsmittel sind Zustimmungen der Behörden oder Prüfinstituten im Einzelfall notwendig, was zu einem größeren Planungsaufwand und auch zu einem erhöhten Planungsrisiko führt.

Im folgenden Kapitel werden solche Verbindungsmittel behandelt, und im Besonderen auf Ker-ven, welche später den Schraubenverbindungen gegenübergestellt werden, eingegangen.

2.5.4.1 Schubkerfen

Bei diesem Verbundsystem wird der Verbund zwischen Holz und Beton einschließlich über den Formschluss der beiden Komponenten erreicht. Systeme mit Formschluss werden hauptsächlich zur Herstellung von großflächigen Verbundelementen eingesetzt.

Kerfen sind Einkerbungen quer zur Spannrichtung zur Übertragung der Schubkräfte in der Fuge, welche unregelmäßig über den Träger verteilt angeordnet sind. Sie weisen eine hohe Steifigkeit und Tragfähigkeit auf. [19]

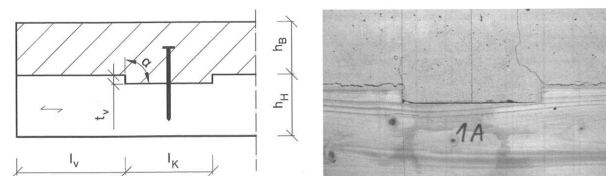


Abbildung 10: Kerfenparameter

Das Verbindungsmittel Kerfe entstand im Jahr 1992 durch Untersuchungen von Julius Natterer [21]. Dieser untersuchte das Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen unter Verwendung eines neuen Verbundsystems.

Die Übertragung der Schubkraft in der Kerne erfolgt über Druckkontakt in der Kervenflanke. Zur Ermittlung der Kräfte in der Kerne entwickelte unter anderem J. Schänzlin [20] ein statisches System.

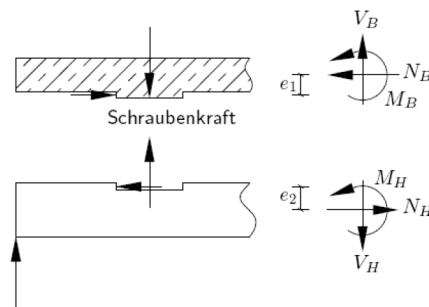


Abbildung 11: statisches System nach Schänzlin

Bei diesem ergibt sich durch die exzentrische Lasteinleitung der Schubkraft ein Exzentrizitätsmoment und eine daraus resultierende abhebende Kraft in der Kerne. Zur Aufnahme dieser Kraft wurden oft stiftförmige Verbindungsmittel wie Schrauben zur Sicherung gegen Abheben der Betonplatte verbaut. Untersuchungen von B. Michelfelder [22] ergaben jedoch, dass diese stiftförmigen Verbindungsmittel sich kaum an der Abtragung des Exzentrizitätsmoments beteiligen. Der Teil, welchen sie über Biegung an Längsschubkraft übernehmen, kann auch alleine von der Kerne aufgenommen werden.

Im Zuge der Parameterstudie von Michelfelder wurden Konstruktionsregeln für die Kervengeometrien erstellt. Diese gelten bei Spannweiten von 5 bis 10m bei einer Ausführung der Kerven in Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Werden diese Regeln eingehalten, kann die Berechnung des Systems nach normativ geregelten Berechnungsverfahren erfolgen. Ist jedoch das Einhalten der Konstruktionsregeln nicht möglich, sollten Diskontinuitäten im Bereich der Kerven mittels numerischer Berechnungen erfasst werden. Die Konstruktionsregeln sind **Tabelle 13** zu entnehmen. [8]

Gesamtquerschnittshöhe	$h \geq 0,20\text{m}$
Höhe des Holzquerschnitts	$h_H = 0,6 \cdot h$
Höhe des Betonquerschnitts	$h_B = 0,4 \cdot h$
Kerventiefe	$t_K = 0,04\text{m}$

Tabelle 13: Konstruktionsregeln für Kerven

Aus der Arbeit von Michelfelder können Werte für Verschiebungsmoduln, welche mit Hilfe von Simulation ermittelt wurden, entnommen werden. Der im Zuge dieser Arbeit relevante Verschiebungsmodul K_{ser} für Holz der Festigkeitsklasse C24 beträgt 568 kN/mm/m.

Im Vergleich dazu wurden auch an der Universität Innsbruck Untersuchungen sowohl technischer, als auch experimenteller Art an Kerven durchgeführt. Dort wurden laut ÖNORM EN 26891 Abscherversuche durchgeführt und so die Wirkung der Verbindungsmittel untersucht.

Als Grundkonfiguration diente eine Kerbe mit den Abmessungen laut **Abbildung 12**. Dabei wurden die Flanken für eine bessere Kraftübertragung 10° abgeflacht.

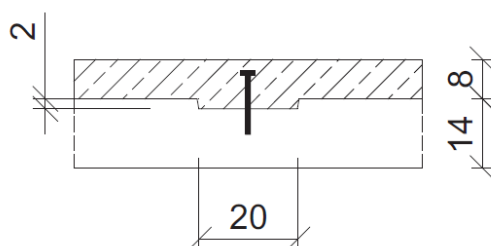


Abbildung 12: Konstruktionsregeln für Kerven

Es wurden im Zuge der Versuche, welche das lokale Verhalten der Schubkerven analysieren, das Kraft-Verformungsverhalten gemessen, bei dem zu beobachten war, dass dieses Verhalten bei steigender Belastung zunächst einen linearen Verlauf ergibt und erst in einem Bereich der Belastung, welcher weit über den Werten im Grenzzustand der Tragfähigkeit von Biegeträgern liegen, wurden Abweichungen vom linearen Verlauf ersichtlich.

Im Falle eines Bruchversagens konnten vier unterschiedliche Bruchbilder festgestellt werden:

- Druckversagen des Holzes
- Abscheren des Vorholzes
- Konsolversagen des Betons
- Schubversagen des Betons

Neben diesen Versuchen konnten auch Versuche an Biegeträgern durchgeführt werden, welche Aussagen über das globale Verhalten von Biegeträgern mit Schubkerven lieferten. So kam man zu der Aussage, dass Verbundträger mit Schubkerven, wenn sie mit genügend Verbindungsmittel ausgestattet sind, eine Steifigkeit von bis zu 90% eines starren Verbunds aufweisen können.

Wie schon bei der oben erwähnten Arbeit von B. Michelfelder, konnte auch bei diesen Versuchen keine Notwendigkeit von stiftförmigen Verbindungsmittel in den Kerven festgestellt werden.

Auch hier wurden geometrische Anforderungen an die Schubkerven ermittelt. Werden diese eingehalten, kommt es zu einem Versagen der Druckflanke des Holzes und so zu einer Versagensart welche sich ankündigt. Um dieses Versagen vor auszusetzen müssen die Anforderungen laut **Tabelle 14** erfüllt sein.

min. Vorholzlänge	$12,5 * t_v$
min. Betonqualität	C25/30
Kervnlänge	13 bis 20 cm
Flankenwinkel	5° bis 20°
Kerventiefe t_v	2 bis 2,5 cm

Tabelle 14: Konstruktionsregeln für Kerven

Um ein plötzliches Versagen zu vermeiden ist zusätzlich ein ausreichender Abstand zwischen den Kerven notwendig. Dieser Abstand sollte mindestens eine Länge von 25cm betragen. Werden die Randbedingungen eingehalten und die Konstruktion sachgemäß ausgeführt, wird die Bruchlast der Kerne im Biegeversuch nicht erreicht. Ist außerdem die Anzahl der Kerven groß genug, so kündigt sich das Versagen der Konstruktion durch deutliche Verformungen an. Die Verbindungsmittel im Auflagerbereich werden dabei stärker beansprucht. Dies führt dazu, dass es dort früher zu bleibenden Verschiebungen kommt, was zu einer Zunahme der Durchbiegung führt. Aus diesem Grund ist die Anordnung der Verbindungsmittel in Anpassung an die Querkraftlinie sinnvoll. Die Staffelung der Verbindungsmittel ist im Auflagerbereich eng, und wird hin zur Trägermitte weiter.

Unter Einhaltung aller Regeln kann man ein Verschiebungsmodul K_{ser} von 1135 MN/m pro Meter Einschnittsbreite annehmen. Dieser Wert wurde mit Scherversuchen nach ÖNORM EN 26891 ermittelt und dient zur Anwendung für die Bemessungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird laut EN 1995 $K_u = K_s * 2/3$ empfohlen. Dies ergibt einen Wert für K_u von 757 MN/m. [23]

Auch am Institut Konstruktion und Entwurf an der Universität Stuttgart wurden Versuche an Holz-Beton-Verbundträgern und Push-Out-Versuche durchgeführt. Das Ziel dieser Arbeit war es, durch die Versuche Werte für den Verschiebungsmodul der Kerne zu bekommen, die Tragfähigkeit zu prüfen und den Einfluss von eingesetzten Tellerkopfschrauben zu ermitteln.

Wie auch schon bei den bereits erwähnten Arbeiten wurden auch hier die Kerven unter bestimmten Randbedingungen hergestellt und an ihnen Versuche durchgeführt. Dabei wurden die Abmessungen laut **Tabelle 15** gewählt.

Kervlänge	$l_K = 12 \text{ bis } 20\text{cm}$
Kervtiefe	$t_K = 2\text{cm}$
Vorholzlänge	$l_{VH} = 30\text{cm}$

Tabelle 15: Kervenabmessungen nach Mönch, Kudla, Kuhlmann

20 Push-Out-Versuche wurden mit diesen Abmessungen durchgeführt. Dabei wurden verschiedene Kervkonfigurationen (siehe **Abbildung 13**) gewählt um unterschiedliche Verschiebungsmoduln zu erhalten und dabei den Rückschluss auf die jeweilige Konfiguration führen zu können. Bei allen durchgeführten Versuchen kam es zu einem Versagen des Holzes in der auf Druck beanspruchten Kervenflanke und zu keinem spröden Versagen wie dies bei den Versuchen nach Michelfelder der Fall war. Ein Grund dafür kann die größer gewählte Vorholzlänge mit 15-mal der Kervtiefe sein.

Durch die durchgeführten Versuche ergibt sich im Mittel aller ein Verschiebungsmodul K_{ser} von 1571 kN/mm/m. [19]

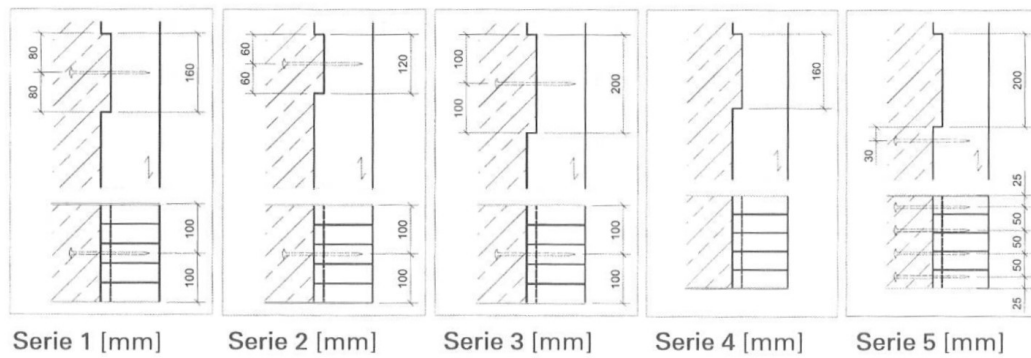


Tabelle 16: Push-Out-Versuchsserien

In Kapitel vier, in welchem die Holz-Beton-Verbundträger mit Kervenverbindungen behandelt werden, wird auf die verschiedenen Kervengeometrien sowie den unterschiedlichen Verschiebungsmoduln noch genauer eingegangen und erläutert, wie diese bei den Berechnungen zur Anwendung kommen.

2.5.4.2 Kopfbolzendübel

Kopfbolzendübel sind Stahlbauteile, welche aus einem Dübel und einer Stahlplatte, auf welcher der Dübel aufgeschweißt ist, zusammengesetzt sind. Diese werden mit Schrauben auf dem Holzbauteil befestigt. Meist sind dafür zwei Löcher vorgesehen. Zur Erhöhung der Verschiebungssteifigkeit des Verbindungsmittels am Holz sind an den vier Ecken der Stahlplatte Zähne, welche sich in dem Holz verzahnen, angeordnet. Kopfbolzendübel kommen sowohl bei Sanierungen, als auch bei Neubauten zum Einsatz. [8]

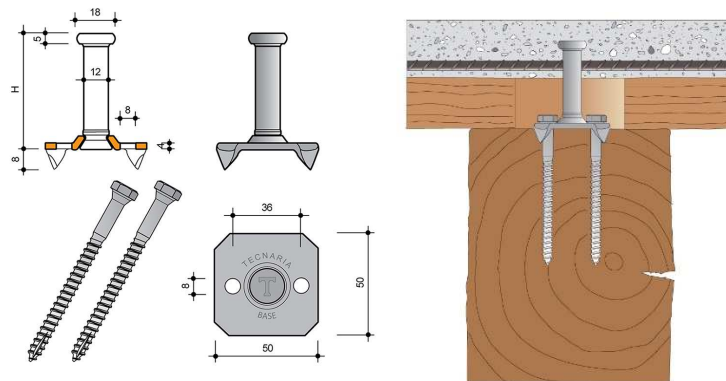


Abbildung 13: Kopfbolzendübel der Marke Tecnarria

2.6 Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Auf die jeweiligen Verhalten der einzelnen Verbundkonstruktionen genauer einzugehen würde den Rahmen dieser Arbeit sprengen. Es wird daher auf folgende Arbeiten, welche sich intensiver mit der Thematik beschäftigen, verwiesen: [6], [22], [24], [3].

In der vorliegenden Arbeit wird das Langzeitverhalten über die Abminderungen der E-Moduli berücksichtigt. Darauf wird in **Kapitel 4** noch genauer eingegangen.

2.7 Auflagerausbildung

Die Auflagerung von Holz-Beton-Verbund Rippendecken erfolgt in den meisten Fällen über die Holzbalken auf die darunterliegenden Wände. Dabei dient als Kontaktfläche zur Wand nur die aufgelegte Holzrippe. Das kann bei mehrgeschossigen Gebäuden, genauer ab einer Geschossanzahl von mehr als zwei, zu Problemen bezüglich der Querpressung im Trägerquerschnitt führen.

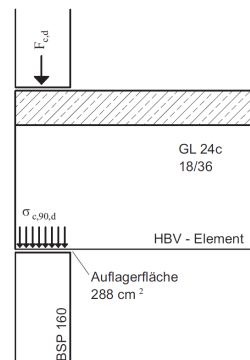


Abbildung 14: konventionelle Auflagerausbildung einer HBV Rippendecke

In **Abbildung 14** ist die konventionelle Ausbildung eines Auflagers einer Holz-Beton-Verbund Rippendecke zu sehen. Diese führt zu dem oben erwähnten Problem der Querpressung im Trägerquerschnitt.

Um diesem Problem entgegenzuwirken, besteht die Möglichkeit, die Deckenelemente über eine auskragende Betonplatte aufzulagern. (siehe **Abbildung 15**)

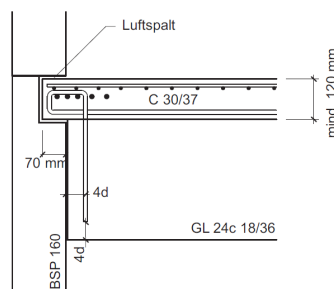


Abbildung 15: Auflagerausbildung auf auskragender Betonplatte

Dies führt zu einer Reduzierung der Querpressung durch die Trennung der Lastenleitung aus den Geschößdecken sowie den Wandlasten. Auch die Hohlräume, welche zwischen den Balken, bei einer Auflagerung auf diesen, entstehen würden, fallen weg und müssen nachträglich nicht geschlossen werden. Auch ein vertikaler Brand- beziehungsweise Rauchdurchgang wird

damit vermieden. An diese Ausbildung sind eine Betongüte von mindestens C 30/37 sowie eine Mindestdicke der Betonplatte von 12cm geknüpft. [12]

Die Holz-Beton-Verbund-Fertigelemente des Life Cycle Tower in Dornbirn werden ebenfalls auf Beton, den sogenannten Sturzträgern, siehe **Abbildung 16**, aufgelagert. Diese Sturzträger sorgen einerseits für die notwendige brandschutztechnische geschossweise Trennung und andererseits für eine Lasteinleitung aus der Decke in die Stützen ohne den Holzbauteil quer zur Faser zu belasten. [25]

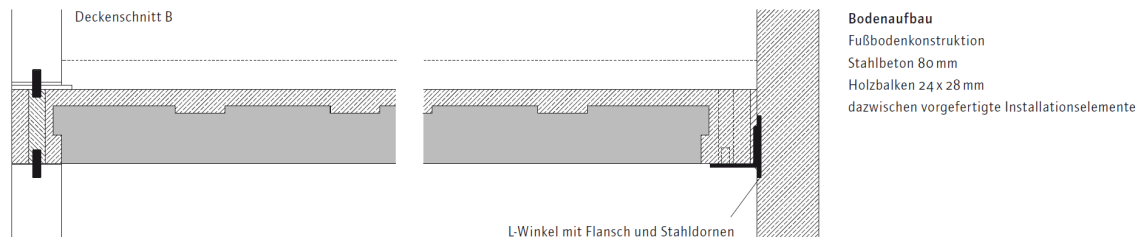


Abbildung 16: Deckenauflagerung Life Cycle Tower

Dem Ganzen steht jedoch entgegen, dass die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der zwei behandelten Schrauben, eine Auflagerung der Deckenelemente auf Holz fordern. In diesem Fall muss demnach eine andere Lösung gefunden werden, welche jedoch nicht Thema dieser Arbeit ist, und somit nur auf ein eventuelles Problem hinweist.

3 Holz-Beton-Verbund-Rippendecken mit Verbundschrauben

Die bereits in Kapitel zwei behandelten Holz-Beton-Verbund-Rippendecken werden im folgenden Kapitel in der Ausführung mit Verbundschrauben genauer betrachtet und eine Optimierung der einzelnen Komponenten, Holz, Beton und Verbindungsmittel, durchgeführt. Dies soll für die jeweils gewählten Spannweiten zu der technisch als auch wirtschaftlich günstigsten Variante führen. Die Optimierung der Träger wird mit Hilfe des Bemessungstools „Verbundquerschnittsbemessung“ Version 16.9.1 durchgeführt.

3.1 Bemessungstool „Verbundquerschnittsbemessung“ Version 16.9.1

Bei diesem Tool handelt es sich um ein Excel basiertes Berechnungstool, welches an der Fachhochschule Joanneum in Graz entwickelt wurde. Dieses erzeugt prüffähige Statik-Dokumente für Decken in Holz-Beton-Verbundbauweise, mit der Herstellung des Verbundes durch Schrauben der Firma Schmid.

Anhand der vorhandenen und vorher behandelten technischen Zulassungen DIBt Z-9.1-845 und ETA-12/0373, bei welcher es sich um eine europäische technische Bewertung von selbstbohrenden Schrauben zur Verwendung im Holzbau handelt, und den in **Tabelle 17** angeführten Bemessungsnormen, die sich aus den Zulassungen ergeben, wurden die relevanten Punkte für die Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken zur Verwendung für das Tool untersucht.

EN 1995-1-1:2014-11-15 ,Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
nationale Anhänge für Österreich laut ÖNORM B 1995-1-1: 2014-11-15
ÖNORM EN 1992-1-1: 2015-02-15
nationale Anhänge für Österreich laut ÖNORM B 1992-1-1: 2011-12-01
EN 1995-1-2:2011-09-01 ,Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Bemessung für den Brandfall
nationale Anhänge für Österreich laut ÖNORM B 1995-1-2:2011-09-01

Tabelle 17: verwendete Bemessungsnormen

Für die Berechnung der Verbunddecke wird das Gamma Verfahren nach Möhler laut Anhang B ‚Nachgiebig verbundene Biegestäbe‘ der EN 1995-1-1 verwendet. Dieses Verfahren wird unter Punkt 3.1.1 genauer beschrieben.

Über ein Formblatt werden die gesamten relevanten Systemangaben eingegeben und erfasst. Unter Berücksichtigung aller möglichen Versagensmechanismen für HBV-Decken werden alle zugehörigen Nachweise, entsprechend den Bemessungsnormen geführt. Diese Berechnung erfolgt auf der Grundlage der allgemeinen Systemangaben. Die Schrauben werden dabei entsprechend den eingegebenen geometrischen Angaben über den Querkraftverlauf verteilt und in einem Diagramm, siehe **Abbildung 17**, abgebildet.

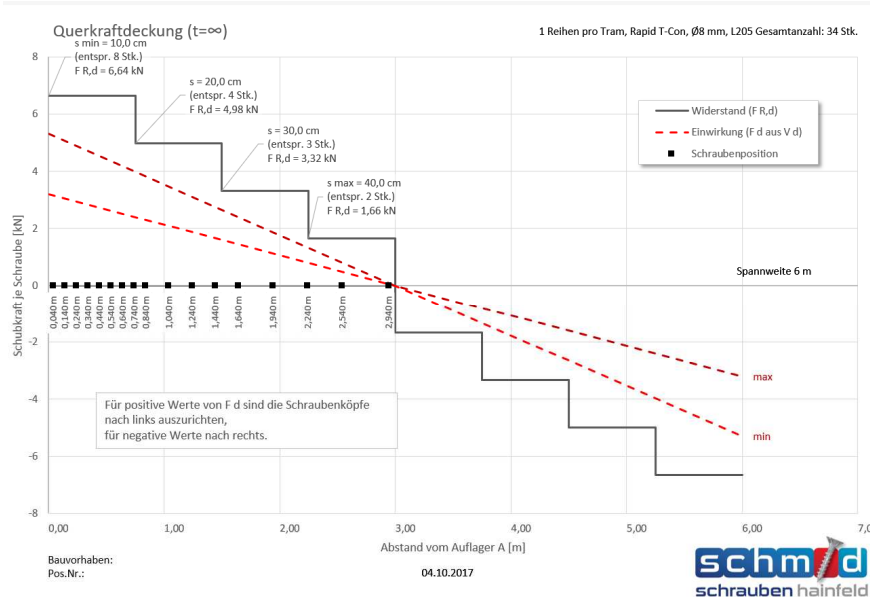


Abbildung 17: Querkraftverlauf und Schraubenaufteilung des Bemessungstools

Anhand des Bemessungstools werden folgende Nachweise und deren Versagensmechanismen behandelt:

Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT)	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
Betondruckspannungen	Anfangsdurchbiegung
Betonzugbewehrung	Enddurchbiegung
Normalspannungen im Holz	Maximaldurchbiegung
Auflagerpressung im Holz	Schwingung von Wohnungsdecken
Schubtragfähigkeit der Decke	
Tragfähigkeit der Schrauben	Grenzzustände der Tragfähigkeit im Brandfall
Biegetragfähigkeit der Betonplatte quer zur Spannrichtung der Decke	Tragfähigkeit und Lage der Schrauben im Brandfall
	Anforderungen an die Betonplatte im Brandfall
Querkrafttragfähigkeit der Betonplatte quer zur Spannrichtung der Decke	Normalspannungen im Holz
	Schubtragfähigkeit der Decke

Tabelle 18: geführte Nachweise des Bemessungstools

Die berechneten Werte der Einwirkungen werden den Widerstandswerten gegenübergestellt und die Ausnutzungen in Prozent angegeben. Bei einer Ausnutzung in der Höhe von 100% ist der jeweilige Grenzzustand erreicht.

Um die Berechnungen des Programms bei der Herstellung zu verifizieren, wurde die Berechnung aus dem Betonbau-Kalender 2013 verwendet. Bei der Berechnung wurde eine vollständige Übereinstimmung der Ergebnisse erzielt. Darüber hinaus wurde ein Stabwerksmodell erstellt und Übereinstimmungen bei den Verformungen sowie bei der Verteilung der Schnittgrößen auf die Einzelquerschnitte erzielt.

Bei dieser Arbeit kommt das Bemessungstool bei der Optimierung der Holz-Beton-Verbunddecken mit Schraubenverbindungen zur Anwendung. Dabei werden die ersten Bemessungen der Decken mit Hilfe des Tools durchgeführt, welche im weiteren Schritt durch die Durchführung eigener Berechnungen überprüft werden und dabei identischen Ergebnisse liefern.

Nur in Hinsicht auf Schwingungsberechnungen, welche auch das Bemessungstool durchführt werden, wird eine andere Bemessung gewählt, auf welche unter **Punkt 3.2.9.1** noch genauer eingegangen wird.

3.1.1 Nachgiebiger Verbund – Das Gamma Verfahren

Bei der Herstellung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen kommt es zwischen dem Holzbauteil und der Betonplatte mithilfe der Verbindungsmittel zu einem nachträglichen Verbund. Dieser Verbund ist stark von den Eigenschaften des Verbindungsmittels sowie den jeweiligen Randbedingungen abhängig. Durch die Verbindung ist nur ein nachgiebiger Verbund, siehe **Abbildung 18**, möglich. Dieser liegt zwischen einem starren Verbund und keinem Verbund und muss bei der Berechnung berücksichtigt werden.

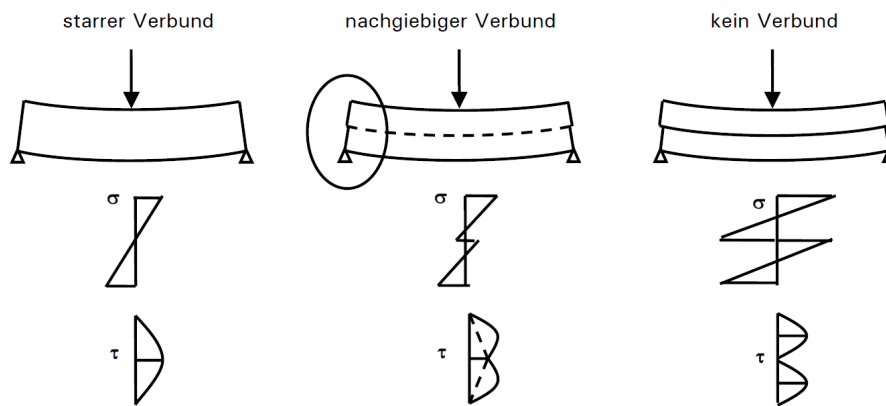


Abbildung 18: Auswirkungen des nachgiebigen Verbundes auf die Spannungsverteilungen

Weiters sind in **Abbildung 18**, zwei unterschiedlich miteinander verbundene Träger, die qualitative Auswirkung des nachgiebigen Verbundes auf die Spannungsverteilungen gut ersichtlich. Auch ist zu erkennen, dass von einem Ebenbleiben des Gesamtquerschnittes nach der Bernoulli-Hypothese nicht mehr ausgegangen werden kann. Deshalb können bei nachgiebig miteinander verbundenen Systemen die Regeln der technischen Biegelehre nicht verwendet werden. Dies führt dazu, Verfahren zur Ermittlung der Schnittgrößen zu verwenden. Eines dieser Verfahren ist das γ -Verfahren, an welchem sich auch das oben erwähnte Bemessungstool bedient.

Möhler [28] legte bereits 1956 die Basis für die vereinfachte analytische Berechnung der Verformungs- und Schnittgrößen von Biegeträgern aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen und somit für das γ -Verfahren. Er fügte für das Verfahren zu der Differentialgleichung des Biegeträgers, Gleichgewichts- und Verformungsbedingungen in der Verbundfuge hinzu. Die folgenden Randbedingungen und Hypothesen müssen erfüllt sein, damit das γ – Verfahren eine exakte Lösung des Differentialgleichungssystems liefert:

- Statisch bestimmter Einfeldträger
- Sinusförmige Belastung
- Konstante Querschnitte (max. drei Teilquerschnitte)
- Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese in den Teilquerschnitten
- Linear elastisches Werkstoffverhalten
- Kontinuierlicher, konstanter Verbund
- Vernachlässigung der Schubverformung der Teilquerschnitte

Da in der Baupraxis vorwiegend Gleichlasten zum Einsatz kommen, bildet das γ -Verfahren eine gute Näherung.

Bei der Ausbildung der Verbundfuge ist zu beachten, dass der Verbund sowohl konstant, als auch kontinuierlich ausgeführt werden muss. Bei Schraubenverbindung, bei welchen die Schraubenanordnungen an den Querkraftverlauf angepasst sind, kann die Abstufung der Verbindungsmittel über den effektiv wirksamen Verbindungsmittelabstand s_{ef} berücksichtigt werden. Dieser wird mit den minimalen (s_{min}) und den maximalen (s_{max}) Schraubenabständen wie folgt berechnet:

$$s_{ef} = 0,75 \times s_{min} + 0,25 \times s_{max}$$

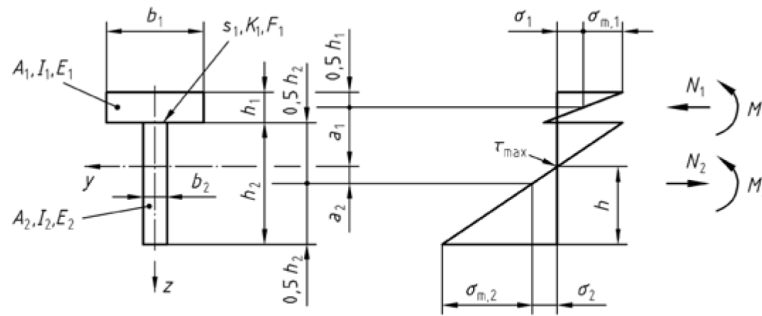
Mit der Bedingung:

$$s_{max} \leq 4 \times s_{min}$$

Bei Verbindungsmittel, welche durch ihre hohe Steifigkeit nur lokal angeordnet sind und somit keinen kontinuierlichen Verbund aufweisen, kann das γ -Verfahren somit nicht angewendet werden. Kerven zählen beispielsweise zu diesen Verbindungsmittel. Laut Rautenstrauch [5] ist eine Bemessung bis zu einem Verbindungsmittelabstand von 3% der gesamten Trägerlänge sinnvoll. Bei größeren Abständen wird zu anderen Verfahren, wie zum Beispiel das Schubanalogieverfahren, geraten.

Die Berechnung der Abnahme der Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts aufgrund der Nachgiebigkeit der Verbundfuge erfolgt durch den Abminderungsfaktor γ . Dieser verringert beim γ -Verfahren die Steineranteile der Biegesteifigkeiten der Teilquerschnitte. Die Eigenanteile bleiben dabei bestehen.

Da es sich bei Holz-Beton-Verbundrippendecken um Zweipunktquerschnitte handelt, wird im Anschluss eine vereinfachte Version der Gleichung, für die Berechnung nach dem γ -Verfahren, angegeben. Dabei steht der Index 1 für den Betonquerschnitt, der Index 2 für den Holzquerschnitt und a für den Schwerpunktabstand der Teilquerschnitte. Geometrische Zusammenhänge zwischen den zwei Querschnitten sind in **Abbildung 19** ersichtlich.


Abbildung 19: Geometrische Zusammenhänge

Der Abminderungsfaktor γ wird mit folgender Formel berechnet:

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + EA_1 \times \frac{\pi^2 \times s_i}{K_i \times l^2}}$$

$$\gamma_2 = 1,0$$

Dabei ist K_i das Verschiebungsmodul des verwendeten Verbindungsmittels und s_i der Verbindungsmittelabstand. Bei mehreren Verbindungsmittelreihen muss durch die Anzahl der vorhandenen Reihen dividiert werden:

$$s_i = \frac{s}{n}$$

Weiters gilt für die effektive Biegesteifigkeit $efEI$:

$$efEI = EI_1 + EI_2 + a^2 \times \frac{EA_1 \times \gamma_1 \times EA_2}{EA_1 \times \gamma_1 + EA_2}$$

Für die Berechnung der Schwerpunktabstände der Teilquerschnitte werden folgende Formeln verwendet:

$$a_1 = a \times \frac{EA_2}{\gamma_1 \times EA_1 + EA_2}$$

$$a_2 = a \times \frac{\gamma_1 \times EA_1}{\gamma_1 \times EA_1 + EA_2}$$

So führt das Biegemoment M_d aus äußeren Einwirkungen zu folgenden Schnittgrößen in den jeweiligen Teilquerschnitten:

$$M_{1,d} = M_d \times \frac{EI_1}{efEI}$$

$$M_{2,d} = M_d \times \frac{EI_2}{efEI}$$

$$N_{1,d} = -N_{2,d} = -\frac{M_d - M_{1,d} - M_{2,d}}{a}$$

Zur Ermittlung des Schubflusses in der Fuge gilt:

$$\tau_d = V_d \times \frac{\gamma_1 \times EA_1 \times a_1}{efEI}$$

Dabei beträgt die Schubspannung im Holzquerschnitt:

$$\tau_{max,d} = V_d \times \frac{0,5 \times E_2 \times h^2}{efEI}$$

Dabei gilt:

$$h = \frac{a_2 + h_2}{2}$$

Durch einen Ansatz von Michelfelder [22], der zur Ermittlung des effektiv wirksamen Verbundmittelabstandes s_{ef} von Kernen führt, kann das Verfahren auch bedingt bei Kernen angewendet werden. Die statistischen Untersuchungen wurden auf der Basis von Trägern mit einer Länge von fünf bis sieben Metern und jeweils zwei Kernen pro Seite, beziehungsweise Trägern mit einer Länge von fünf bis zehn Metern und jeweils drei Kernen pro Seite durchgeführt. Dabei gilt folgender Ansatz:

$$s_{ef} = 1,14 \times s_{min} + 3,14 \times \frac{s_{max}}{l} \times (s_{max} - s_{min})$$

Jedoch liefert dieser Ansatz laut Michelfelder Nachweise die auf der konservativen Seite liegen. Durch die Überschätzung der Verbindungsmittelbeanspruchungen sollte daher, bei einer Überschreitung der Tragfähigkeitsnachweise der Schubverbinder genauere Untersuchungen durchgeführt werden. [8]

Der Ansatz von Michelfelder basiert auf Holz-Beton-Verbundsystemen mit Brettstapeln und wird im Zuge dieser Arbeit nicht angewendet, da man sich auf die Verwendung von Stabwerkmodellen konzentriert.

3.1.2 Das Stabwerkmodell von Rautenstrauch et al.

Erfolgt die Verbindung zwischen dem Holzbauteil und der Betonplatte jedoch nicht konstant und kontinuierlich über die Trägerlänge verteilt, sondern punktuell an den Trägerenden, eignet sich das oben behandelte Verfahren, wie schon erwähnt, nur bedingt zur Berechnung der Schnittkräfte. In diesem Fall stellt die Modellierung eines Stabwerkmodells eine gute Lösung dar.

Bei diesem Stabwerkmodell, siehe **Abbildung 20**, werden die beiden Querschnitte Holz und Beton durch Stabelemente in der jeweiligen Querschnittslängsachse modelliert. Die Verbindung der beiden Stabzüge erfolgt über die Koppelung mit Fachwerkelementen an möglichst vielen diskreten Punkten. Das soll zu einer möglichst gleichen Durchbiegung der beiden Stabzüge führen. Verbindungsmittel werden als Stabelemente, mit einem Endgelenk auf Höhe der Verbundfuge simuliert und auf Höhe der äußeren Kervenflanken angesetzt.

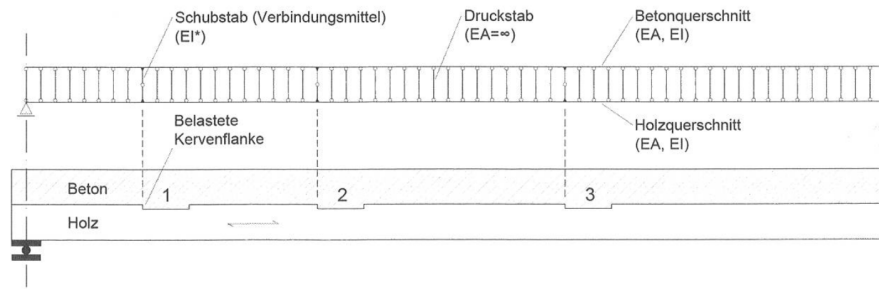


Abbildung 20: Stabwerkmodell nach Rautenstrauch et al. und der dazugehörigen Holz-Beton-Verbunddecke

Um die Schubnachgiebigkeit der Verbindungsmittel einfließen zu lassen, wird diese durch die Biegesteifigkeit der Stabelemente ersetzt. Zur Berechnung der Biegesteifigkeit gibt es zwei Möglichkeiten. Beide werden in Abhängigkeit der Verbindungsmittelsteifigkeit K_s und der Verbundträgergeometrie ermittelt. Der Unterschied der beiden Berechnungen liegt bei der Berücksichtigung der Gurtverformung.

Variante eins, welche folgende Formel verwendet

$$EI' = \frac{K_s}{3} \times (z_B^3 + z_H^3)$$

vernachlässigt im statischen Ersatzsystem des Verbindungsmittels die Gurtverformung und ist in **Abbildung 21** links dargestellt.

Variante zwei, welche folgende Formel verwendet

$$EI' = \frac{z_B^3 + z_H^3}{\frac{3}{K_s} - \frac{e_l^3 + e_r^3}{2 \times (e_l + e_r)^2} \times \left(\frac{z_B^2}{E_B \times I_B} + \frac{z_H^2}{E_H \times I_H} \right)}$$

berücksichtigt im statischen Ersatzsystem des Verbindungsmittels die Gurtverformung und ist in **Abbildung 21** rechts dargestellt.

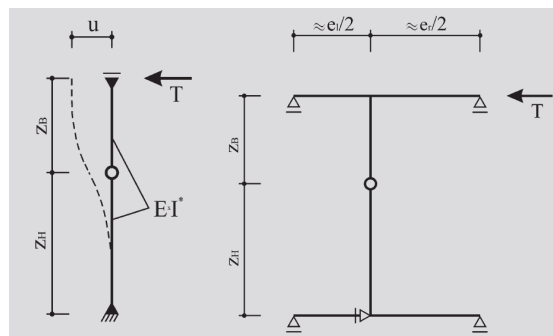


Abbildung 21: links: Ersatzmodell Variante eins, rechts: Ersatzmodell Variante zwei

Die Lage der Verbindungsmittel ist für diese Berechnungsmethode nicht relevant. Auch die entstehenden Momentensprünge durch die exzentrische Schubkraftübertragung an den Schubverbundelementen wird dabei berücksichtigt.

Die erhaltenen Schnittkraftverläufe können direkt am Modell angesetzt werden. Es ist keine weitere Umrechnung nötig.

3.1.3 Vergleich Gamma Verfahren mit Stabwerksmodell

Eine Gegenüberstellung dieser beiden Verfahren wurde von Rautenstrauch et al. [5] durchgeführt. Dabei wurde ein Berechnungsbeispiel mit fixen System und Materialparameter gewählt. Es handelt sich hier um eine Brettstapel-Beton-Verbunddecke, einachsig gespannt mit einer Spannweite von 6,8m. Die Querschnittshöhen des Holzbauteils beträgt 18cm und die der Betonplatte 10cm. Als Verbindungsmittel wurden diskontinuierlich angeordnete Flachstahlschlösser gewählt. Diese verfügen laut der Zulassung Z-9.1-473 über ein Verschiebungsmodul von $K_s = 539 \text{ kN/mm}$, bezogen auf einen Meter Plattenbreite. Diese Steifigkeit wurde, zur Betrachtung des Einflusses der Steifigkeit der Verbindungsmittel auf die Schnittgrößenverteilung des Verbundträgers, variiert und in einem Diagramm dargestellt.

Die Anordnung der Flachstahlschlösser erfolgte entsprechend dem Querkraftverlauf eines äquivalenten Verbundträgers mit starrem Verbund und ist in **Abbildung 22** ersichtlich.

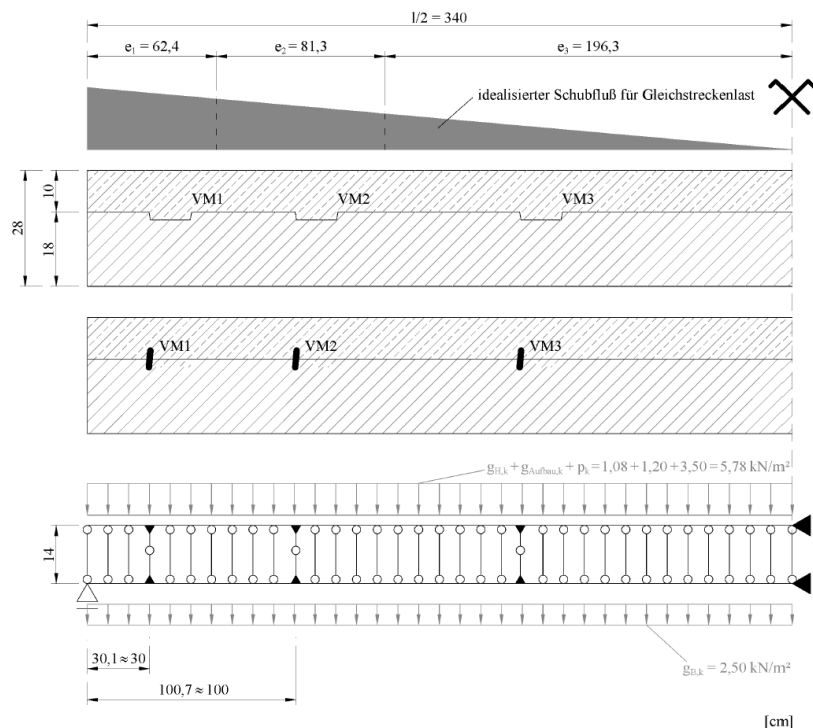


Abbildung 22: Geometrie und statisches Modell des Berechnungsbeispiels

Durch die Berechnungen kann festgestellt werden, dass das Stabwerksmodell in Bezug auf Normalkraft und Momentenverteilung eine realistische Lösung liefert. Das Gamma-Verfahren jedoch, welches die Diskontinuitäten in den Verläufen, aufgrund der gleichmäßigen Verteilung der Verbindungsmittel, nicht abbildet, kann zu Unsicherheiten bei der Dimensionierung der Träger führen.

Die Berechnung der Rand- und Schwerpunktspannungen erfolgt bei dem Gamma-Verfahren meist nur in Feldmitte, was mögliche kritische Stellen, an welchen durch Schnittgrößenkombinationen kritische Situationen für den Verbundträger auftreten können, außer Acht lässt.

Abbildung 23 zeigt die unterschiedlichen Normalkraft- und Momentenverläufe. Abweichungen zwischen den beiden Berechnungsmethoden sind bei den Normalspannungen bis zu 122% und bei den Momenten sogar bis zu 299% möglich.

Eine detailliertere Ausführung dieser Gegenüberstellung kann [5] entnommen werden.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass sich das Gamma-Verfahren nicht für diskontinuierliche Verbundsysteme, wie zum Beispiel Schubkerven, eignet. Ab einem Verbindungsmittelabstand von 3% der gesamten Spannweite kann das Gamma-Verfahren als nicht hinreichend genau zur sicheren Bemessung einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion eingestuft werden. In diesem Fall bildet ein Stabwerksmodell eine gute Alternative. Das Stabwerkmodell zeigt außerdem, dass der maßgebende Bemessungszustand meistens nicht in Feldmitte, wie beim Gamma-Verfahren häufig angenommen, sondern im Bereich der Verbindungsmittel liegt.

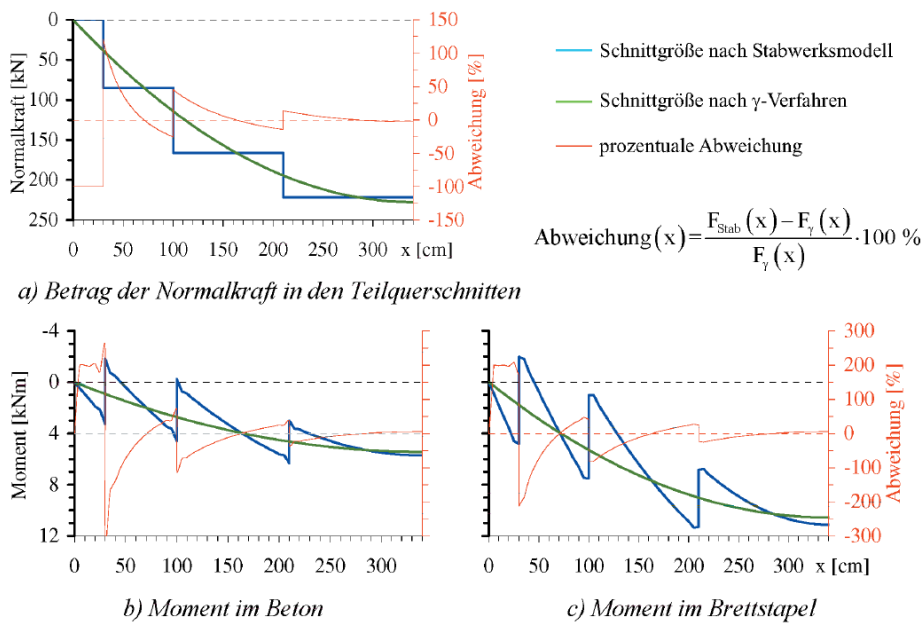


Abbildung 23: Maßgebende Schnittgrößen in den Teilquerschnitten

3.2 Die Optimierung der Rippendecke im Neubau mithilfe des Bemessungstools

Der Einsatz von Schraubenverbindungen im Holz-Beton-Verbundbau bei Neubauten steht dem Einsatz bei Sanierungsfällen noch nach. Um dem entgegenzuwirken wird versucht die Systeme mit Schraubenverbindungen soweit zu optimieren, dass diese gegenüber anderen Verbindungsmitteln konkurrenzfähig werden. Mithilfe des oben behandelten Bemessungstools werden Parameter solange variiert, bis die Holz und Betonquerschnitte ideal ausgenutzt werden und sie somit die besten Voraussetzungen für die Gegenüberstellung mit anderen Verbindungsmitteln, im besonderen Schubkernen, haben, aber auch in Hinsicht auf andere Bauweisen sinnvolle Alternativen bieten.

3.2.1 Die Grundidee der Optimierung

Die Idee ist es, Querschnitte der Rippendecken mit Verbundschrauben so zu optimieren, dass diese mit Ergebnissen von Decken mit denselben Abmessungen aber anderen Verbindungsmitteln (im besonderen Schubkernen) verglichen werden können. So soll ermittelt werden, welches das optimale Verbindungsmittel im Bereich Rippendecken ist.

Um den Vergleich übersichtlicher zu gestalten werden einige unveränderliche Konstanten festgelegt. Da im Zuge dieser Arbeit Gebäude der Klasse 4 und 5 behandelt werden, müssen gewisse Vorgaben eingehalten werden. Auf die jeweiligen Konstanten, Parameter und Vorgaben wird in den folgenden Kapiteln eingegangen.

3.2.2 Die Vorgehensweise im Überblick

Für die erste Durchführung der Optimierung wird das oben beschriebene Bemessungstool verwendet.

Dabei erfolgt im ersten Schritt die Festlegung der Spannweiten der einzelnen Decken, welche dann später zum Vergleich herangezogen werden. Hierbei werden die Längen 6, 8 und 10m gewählt.

Da es sich um Geschoßdecken für Gebäude der Klasse 4 und 5 handelt muss aufgrund dieser Vorgaben eine Brandwiderstandsklasse von R90 erreicht werden (siehe **Punkt 2.4.1.2**).

Um dies zu erfüllen, ist eine Betonplattendicke von 10cm und eine Betondeckung von 3cm notwendig. [31] Die Bewehrung wird mit CQS 70 Bewehrungsmatten ausgeführt.

Die Holzträger sind aus Brettschichtholz der Klasse GL 24h. Die Breite der Träger variiert bei den einzelnen Spannweiten, es werden jedoch Standardbreiten verwendet. Um die Anzahl der Verbindungsmittel zu variieren werden die Minimal- sowie die Maximalabstände der Schrauben herangezogen. Der kleinstmögliche Abstand liegt bei 10cm und gibt auch den größtmöglichen mit Faktor vier vor.

Feuerwiderstandsklasse	Plattendicke h_s (mm)	Mindestabmessungen (mm)		
		einachsig	Achsabstand a	
			zweiachsig	
1	2	3	$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x und l_y sind die Spannweiten einer zweiachsig gespannten Platte (beide Richtungen rechtwinklig zueinander), wobei l_y die längere Spannweite ist.

Bei Spannbetonplatten ist die Vergrößerung des Achsabstandes entsprechend 5.2 (5) zu beachten.

Der Achsabstand a in den Spalten 4 und 5 gilt für zweiachsig gespannte Platten, die an allen vier Rändern gestützt sind. Trifft das nicht zu, sind die Platten wie einachsig gespannte Platten zu behandeln.

* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

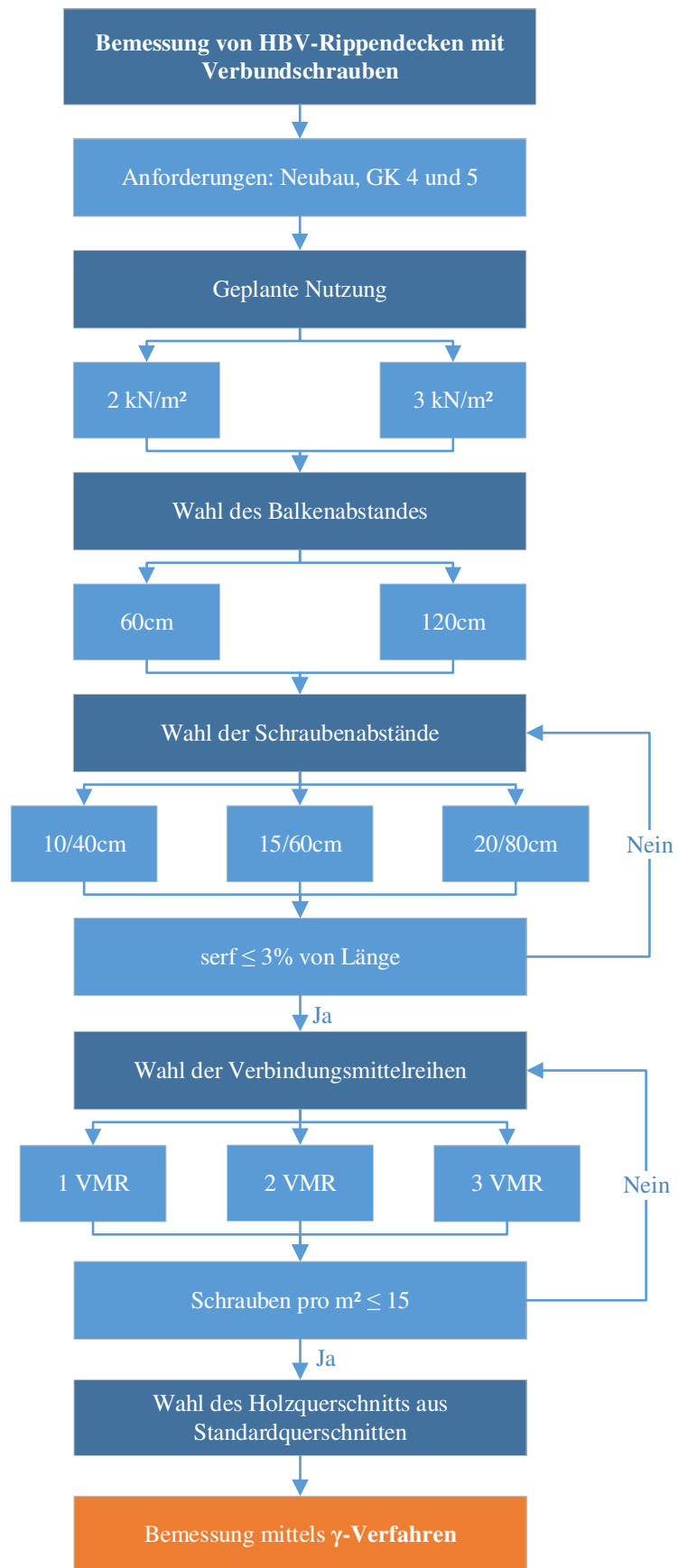
Tabelle 19: Mindestmaße und Mindestachsabstände für statisch bestimmt gelagerte, einachsig und zweiachsig gespannte Stahlbetonplatten [31]

Auch die Anzahl der verwendeten Verbindungsmittelreihen wird variiert. Es werden Träger mit einer, zwei oder drei Verbindungsmittelreihen betrachtet.

Mit diesen Parametern wird die Optimierung der Decken vorgenommen. Hierbei wird der Querschnitt der Holzträger soweit angepasst, dass alle Nachweise erfüllt sind. Die Ergebnisse dafür werden unter **Punkt 3.3** zusammengefasst.

3.2.3 Der erste Weg durch die Bemessung

Um den Weg durch die Bemessung zu veranschaulichen, ist dieser in **Abbildung 24** dargestellt. Dabei handelt es sich um eine erste, grobe Darstellung. In den folgenden Kapiteln werden die einzelnen Punkte des Flussdiagramms genauer behandelt. Die Darstellung der Ergebnisse erfolgt in einem detaillierteren Diagramm im Anschluss.



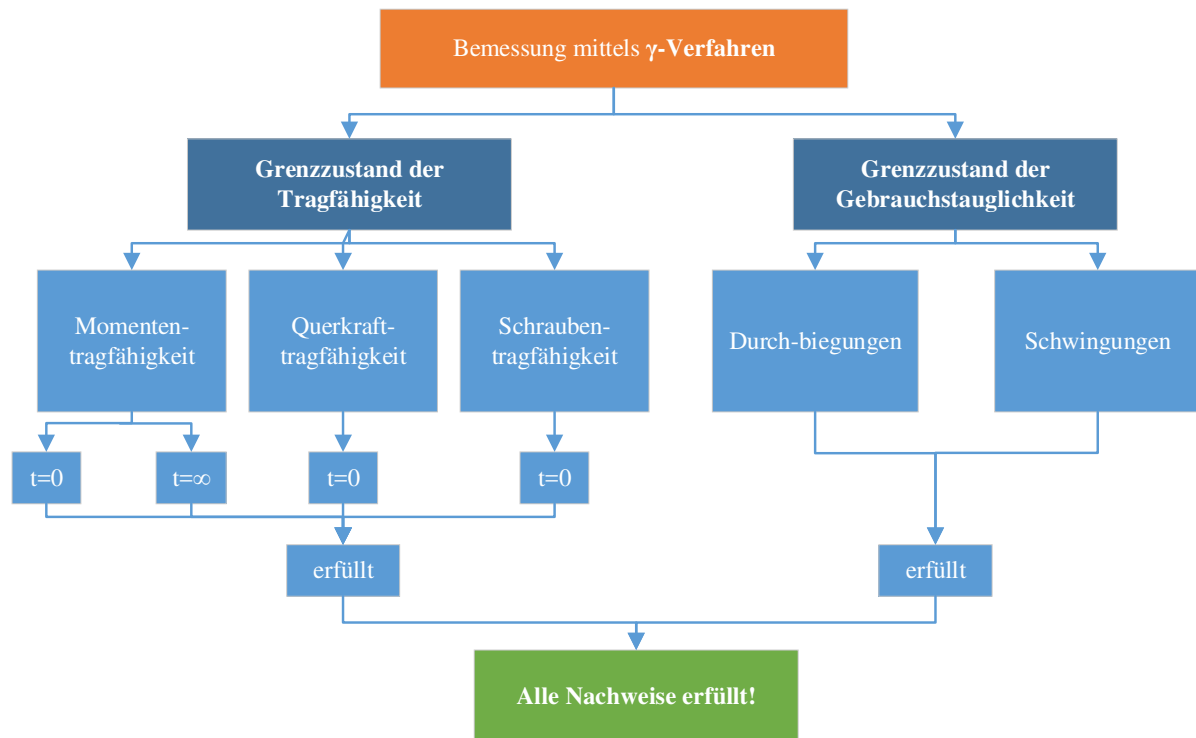


Abbildung 24: Erstes Flussdiagramm der Bemessung für Decken mit Verbundschrauben

Das Diagramm stellt schrittweise die einzelnen Bemessungsvorgänge dar. Wie bereits erwähnt, handelt es sich bei diesem Diagramm noch nicht um die endgültige Form. Manche Punkte werden im Anschluss noch ergänzt. Die vollständige Darstellung kann **Punkt 3.4** entnommen werden. Weiters sei noch zu erwähnen, dass allein zur besseren Übersicht der Punkt „Bemessung mittels γ -Verfahren“ doppelt dargestellt wird.

3.2.4 Deckenaufbau und Lastannahmen für die Nutzlasten

Als Deckenaufbau wird ein Standardaufbau mit Trittschalldämmung, Estrich und Fußboden gewählt. Die verwendeten Wichten sowie die sich daraus ergebende ständige Auflast kann *Tabelle 20* entnommen werden.

	Wichte: [kN/m ³]	Dicke: [cm]	g _k : [kN/m ²]
Fußbodenaufbau	5	4,5	0,23
Zementestrich	22	8	1,76
TDP 30 30	0,4	4	0,02
	Summe:		2,00

Tabelle 20: Wichten sowie Dicken des Deckenaufbaus

Bei der Nutzung der behandelten Decken werden zwei unterschiedliche Kategorien festgelegt. Die behandelten Bereiche umfassen den Wohnungsbau und den Bürobau, für welche die Lasten der ÖNORM EN 1991-1-1, Nationale Festlegungen [29] für Wohnungs- und Bürobau entnommen werden können.

Für den Wohnungsbau wurde eine Nutzlast von **2,0 kN/m²** angenommen.

Für den Bürobau wurde eine Nutzlast von **3,0 kN/m²** angenommen.

Bei beiden wurde darüber hinaus ein Trennwandzuschlag von **0,8 kN/m²** berücksichtigt.

Alle Systeme werden mit einer Betonplatte mit einer Dicke von 10cm ausgeführt welche eine Betondeckung von mindestens 3cm aufweist. Dabei handelt es sich um die geringst mögliche Anforderung für die Erfüllung der Brandschutzklasse R90 (siehe *Tabelle 19*).

3.2.5 Wahl der Deckenabmessungen

Als Deckensystem wird eine-Holz-Beton-Rippendecke gewählt. Die Holzträger bestehen aus Brettschichtholz mit Vorzugsquerschnitten. Die Breiten der Träger werden jeweils aus Standardbreiten zuerst festgelegt und die Höhe dazu dann so ermittelt, dass alle Nachweise erfüllt werden.

Bei der Wahl der Trägerabstände werden zwei unterschiedliche Abstände gewählt. Der erste Abstand beträgt 60cm. Dieser ergibt sich in Anlehnung an den Life Cycle Tower One in Dornbirn, bei welchem ein Achsabstand von ungefähr 67,5 cm aus der Literatur hervorgegangen ist. Aus verschiedenen Vorbemessungstabellen kann entnommen werden, dass bei reinen Holzbalkendecken ein Balkenabstand von 70 bis 90cm üblich ist. Bei Plattenbalkendecken aus Stahlbeton wird hier von einem Abstand von mindestens 70cm ausgegangen. Aus Kombination dieser beiden Werte und der Betrachtung des Einflusses eines größeren Balkenabstandes als in den

meisten Fällen üblich, wird als zweiter Abstand eine Länge von 120cm vorgesehen. Der Vergleich der beiden Abstände soll zeigen, welcher Abstand in Bezug auf Holzfläche und Konstruktionshöhe von Vorteil ist.

Auch aus einer baupraktischen Überlegung heraus, wird der Balkenabstand von 120cm gewählt. Geht man davon aus, dass die Deckenelemente in Werken vorgefertigt werden und versetzfertig auf die Baustelle kommen, muss in dieser Hinsicht auf die Transportfähigkeit geachtet werden. Dabei wird davon ausgegangen, dass Fertigteile mit doppelten Feldbreite, sprich mit einer Abmessung von 240cm erzeugt werden können. Durch die Verwendung von LKWs als Transportmittel, welche eine Breite der Ladefläche von 245cm aufweisen, kann mit diesen der Transport problemlos erfolgen.

Der Deckenaufbau wird ohne verlorene Schalung ausgeführt, sodass keine zusätzliche Lage zwischen Holzträger und Betonplatte vorhanden ist. Diese würde die nutzbare Länge der Schraube zur Abtragung der Schubkräfte verkürzen und sich so negativ auf die Tragfähigkeit der Verbundschrauben auswirken.

Die Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite wird nach [30] geführt. Dabei ergibt sich der maßgebende Fall zu:

- Spannweite der Konstruktion l_0 : 6m
- Trägerbreite b_w : 16cm
- Trägerabstand b : 120cm

$$b_1 = \frac{b - b_w}{2} = 52cm$$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,2 \times b_1 + 0,1 \times l_0 = 70,4cm$$

Mit:

$$b_{eff,1} \leq 0,2 \times l_0 \leq b_1$$

Ergibt sich:

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w = 120cm$$

Die mitwirkende Plattenbreite ist somit gleich dem Trägerabstand. Da die Spannweite in die Berechnung von $b_{eff,1}$ eingeht, erhöhen sich bei größeren Spannweiten die Werte für $b_{eff,1}$ und sind somit nicht maßgebend.

Hier ist anzumerken, dass bei der Berechnung der mitwirkenden Breite von einer monolithischen Verbindung ausgegangen wird.

3.2.6 Spannweiten und statisches System

Beim statischen System handelt es sich um einen Träger auf zwei Stützen belastet durch eine Gleichlast. Dieses System wird auch durch die Zulassung vorgeschrieben. [15]

Die Längen der Spannweiten lassen sich auf verwendete Rastermaße im Wohnungs- wie auch im Bürobau zurückführen.

- **6m Spannweite**

Bei der Spannweite von 6m handelt es sich um die kürzeste gewählte Spannweite. Diese wird vorwiegend bei Wohnungsbauten verwendet. Da man hier noch im Bereich von Betondecken mit Einfeld-Systemen liegt, stellen auch diese in Bezug auf die Konstruktionshöhe sowie die Wirtschaftlichkeit eine große Konkurrenz dar.

- **8m Spannweite**

Der Einsatz von einer Spannweite von 8m liegt größtenteils im Bürobau. Hier ist auf die Anpassung der verwendeten Achsraster zu achten.

- **10m Spannweite**

Auch für Spannweiten von 10m Metern kommen Holz Beton Verbunddecken zum Einsatz. In diesem Bereich ist besonders auf die jeweilige Konstruktionshöhe zu achten.

3.2.7 Konstante und Parameter

Um Randbedingungen für die Ermittlung zu schaffen, werden einige unveränderliche Konstanten festgelegt. Weiters werden veränderliche Parameter gewählt, mit welchen durch eine Variation dieser die Optimierung durchgeführt wird.

3.2.7.1 unveränderliche Konstante

Folgende Werte werden für einzelnen Deckensysteme als unveränderlich angenommen:

- Lastannahmen: 2 und 3 kN/m² und Trennwandzuschlag von 0,8kN/m²
- Bodenaufbau: 2 kN/m²
- Dicke Betonplatte: 10cm
- Bewehrungsmatten: CQS 70
- Betondeckung: 3cm
- Trägerabstand: 60 und 120cm
- Spannweiten: 6m, 8m und 10m
- Festigkeitsklasse BSH: GL24h
- Festigkeitsklasse Beton: C25/30
- Schraubenart: 8x155/100

Durch die Anwendung der unveränderlichen Konstanten ist die Erstellung von Grundkonfigurationen möglich. Dabei kommt es zuerst zur Unterteilung in die zwei unterschiedlichen Nutzlastkategorien zu 2,0 und 3,0 kN/m².

Im nächsten Schritt werden die Trägerabstände von 60 und 120cm zu den Nutzlastkategorien zugeteilt. So werden sowohl die Systeme mit einer Nutzlast von 2,0 kN/m² als auch die mit 3,0 kN/m² mit beiden Balkenabständen betrachtet. Das allgemeine System ist in **Abbildung 25** zu sehen.

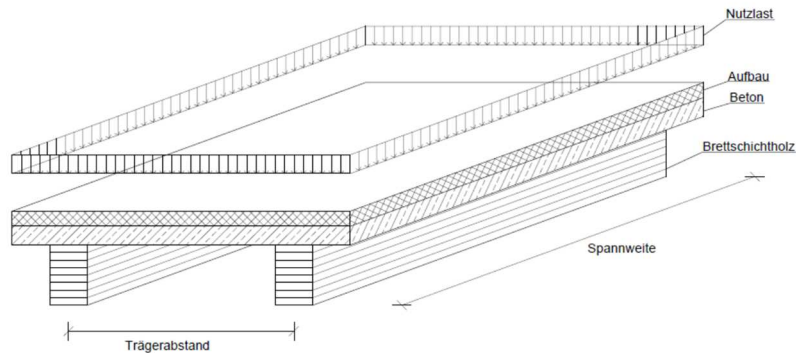


Abbildung 25: allgemeines System der untersuchten Holz-Beton-Verbund-Rippendecken

Wendet man diese Zuteilungen auf die betrachteten Spannweiten von 6m, 8m und 10m an, entstehen für jede Spannweite vier Grundkonfigurationen. Diese sind in **Tabelle 21** ersichtlich. Alle anderen Konstanten bleiben bei allen Grundkonfigurationen gleich.

	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
6m Spannweite	GK1	GK2	GK3	GK4
8m Spannweite	GK1	GK2	GK3	GK4
10m Spannweite	GK1	GK2	GK3	GK4

Tabelle 21: Grundkonfigurationen (GK) für die Optimierung

Somit ergeben sich in Summe 12 Systeme welche behandelt und bemessen werden. Die vier Grundkonfigurationen sind zur besseren Veranschaulichung in **Abbildung 26** nochmals dargestellt.

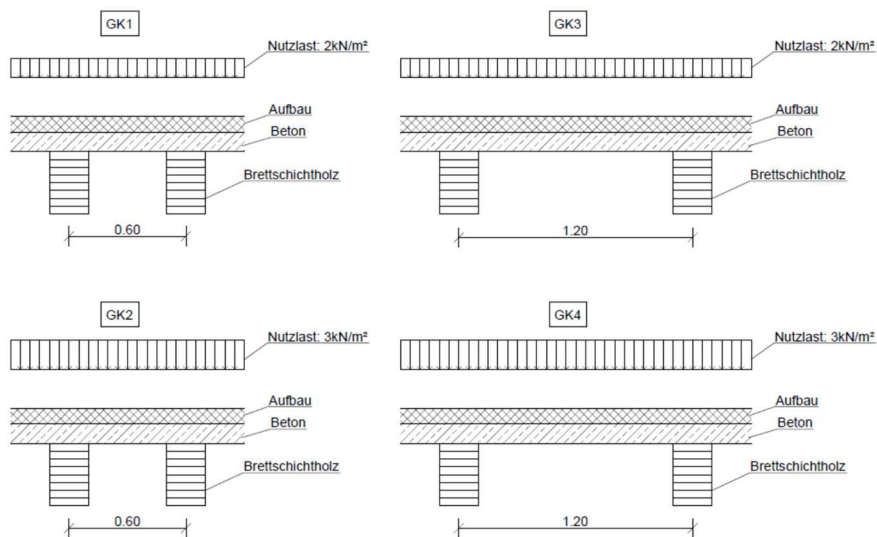


Abbildung 26: Die vier verwendeten Grundkonfigurationen

3.2.7.2 veränderliche Parameter

Zur Durchführung der Optimierung werden folgende Parameter gewählt:

- Verbindungsmittelabstände: 2 Bedingungen zu erfüllen
- Verbindungsmittelreihen
- Trägerbreite: 16cm, 20cm oder 24cm
- Trägerhöhe: Abstufungen nach BSH-Standardhöhen

Durch die Variierung dieser werden die idealen Querschnittsabmessungen ermittelt. In **Abbildung 27** sind sowohl die Verbindungsmittelabstände, als auch die Verbindungsmittelreihen zum besseren Verständnis ersichtlich. Dabei sind zwei Systeme, eines mit einer und eines mit zwei Verbindungsmittelreihen, in der Draufsicht dargestellt.

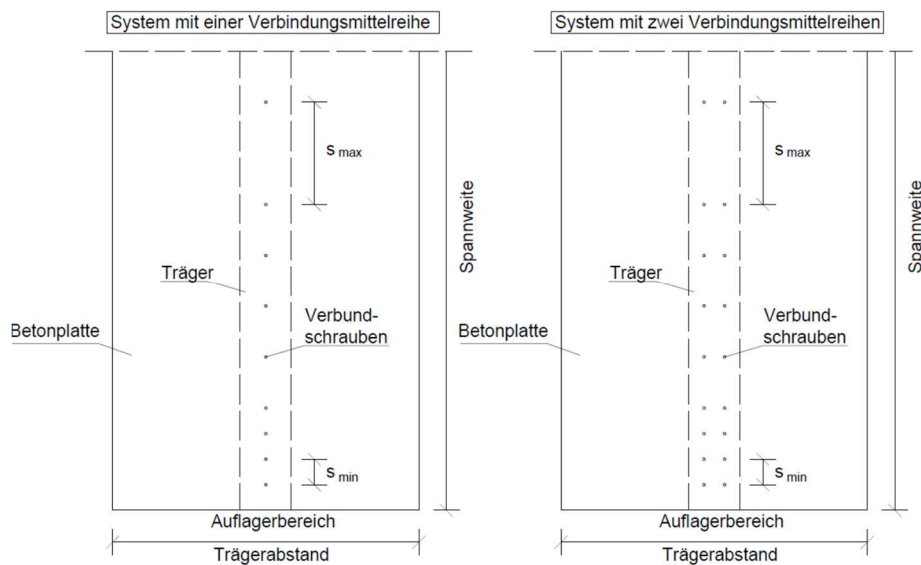


Abbildung 27: Draufsicht auf zwei Systeme

3.2.7.3 Verbindungsmittelabstände

Die Abstände der Verbindungsmittel spielen eine nicht zu vernachlässigende Rolle bei Holz-Beton-Verbunddecken mit Verbundschrauben. Dabei gibt es Randbedingungen, welche für die mögliche Verwendung des jeweiligen Verbindungsmittelabstandes einzuhalten sind.

Die erste Bedingung ist ein Minimalabstand der Schrauben von 10cm. Dieser gibt auch den Maximalabstand vor, da dieser nicht größer gleich dem vierfachen des kleinstmöglichen Abstandes sein darf. Es werden drei Minimalabstände mit 10, 15, und 20cm festgelegt. Für die dazugehörigen Maximalabstände werden die größtmöglichen Werte, 40, 60 und 80cm genommen. Dies führt zu der kleinstmöglichen Schraubenanzahl für die gewählten Schraubenabstände.

Als zweite Bedingung gilt, dass laut Rautenstrauch für eine sichere Bemessung nach dem γ -Verfahren eine durchschnittliche Verteilung der Verbindungsmittel über die ganze Trägerlänge von 3% nicht überschritten werden darf. Diese Verteilung wird über den effektiven Verbindungsmittelabstand ermittelt.

Zur Anwendung eines Verbindungsmittelabstandes wird das Erfüllen beider Bedingungen vorausgesetzt.

Es werden folgende drei Verbindungsmittelabstände für die Optimierung gewählt:

s_{\min} : [cm]	s_{\max} : [cm]
10	40
15	60
20	80

Tabelle 22: Verbindungsmittelabstände

Die 3%-Grenze nach Rautenstrauch:

Um die Verwendung der 3%-Grenze deutlicher zu machen, wird diese in den nachfolgenden Tabellen dargestellt. Dabei ergeben sich für die jeweiligen Spannweiten Schraubenabstände, welche verwendet werden können. Es kommen dabei die drei bereits erwähnten Abstände zur Anwendung. Eine genauere Betrachtung durch die Berücksichtigung der drei gewählten Schraubenabstände wird nicht durchgeführt. Die Berücksichtigung führt lediglich zu einer minimalen Einsparung an Schrauben, welche jedoch einem großen Arbeitsaufwand an gegenübersteht. Deshalb wird diese Betrachtung vernachlässigt und später als möglicher Forschungsbedarf angeführt.

In **Tabelle 23** werden die Werte für s_{erf} der jeweiligen Schraubenabstände dem 3%-Wert gegenübergestellt. Dabei wird ersichtlich welche Schraubenabstände angewendet werden können. Diese werden zur besseren Veranschaulichung grau hinterlegt.

6m Spannweite	Schraubenabstände min/max		
	20/80cm	15/60cm	10/40cm
s_{eff} : [cm]	35	26	18
3% von l: [cm]	18	18	18
8m Spannweite	Schraubenabstände min/max		
	20/80cm	15/60cm	10/40cm
s_{eff} : [cm]	35	26	18
3% von l: [cm]	24	24	24
10m Spannweite	Schraubenabstände min/max		
	20/80cm	15/60cm	10/40cm
s_{eff} : [cm]	35	26	18
3% von l: [cm]	30	30	30

Tabelle 23: Mögliche Schraubenabstände nach Rautenstrauch

Unter der Einhaltung der zwei zu erfüllenden Bedingungen ergibt sich die Möglichkeit folgender Schraubenabstände:

Schraubenabstände	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
6m	10/40cm	10/40cm	10/40cm	10/40cm
8m	10/40cm	10/40cm	10/40cm	10/40cm
10m	10/40cm	10/40cm	10/40cm	10/40cm
	15/60cm	15/60cm	15/60cm	15/60cm

Tabelle 24: Mögliche Verbindungsmittelabstände

Mit diesen Verbindungsmittelabständen wird die Optimierung durchgeführt.

3.2.7.4 Verbindungsmittelreihen

Die maximale Anzahl an Verbindungsmittelreihen wird durch die Zulassung vorgegeben. Dies erfolgt über die Randabstände welche unter **Punkt 2.5.2.3** angegeben sind. Da bei der Optimierung jedoch darauf geachtet wird, so wenig Schrauben wie möglich zu verwenden, werden diese minimalen Randabstände ohnehin nicht erreicht.

Schraubenanzahl pro m²:

Zur Ermittlung der passenden Anzahl an Verbindungsmittelreihen wird die Anzahl an Schrauben pro m² verwendet. Dabei gibt der Wert aus der Praxis von 15 Schrauben pro m² eine Höchstgrenze vor, ab welcher eine Ausführung als Verbunddecke mit Verbundschrauben in einen unwirtschaftlichen Bereich kommt. Unter Einhaltung dieser Grenze ergeben sich folgende Möglichkeiten an Verbindungsmittelreihen mit den dazugehörigen Verbindungsmittelabständen (siehe **Tabelle 25** und **Tabelle 26**). Dabei ist zu erwähnen, dass die grau hinterlegten Zellen

die 3%-Grenze laut **Punkt 3.2.7.3** einhalten. Die schraffierten Zellen ergeben eine Schraubenzahl pro m², welche größer als der Grenzwert von 15 Schrauben pro m² ist.

Spannweite: 6m					Spannweite: 8m				
e=60cm		Schraubenabstände min/max			e=60cm		Schraubenabstände min/max		
		20/80cm	15/60cm	10/40cm			20/80cm	15/60cm	10/40cm
		Schraubenzahl pro m ²					Schraubenzahl pro m ²		
VMR	1	5	6	9	VMR	1	5	6	9
	2	10	12	19		2	9	13	18
	3	15	18	28		3	14	19	26
	4	20	24	38		4	18	25	35

Spannweite: 10m				
e=60cm		Schraubenabstände min/max		
		20/80cm	15/60cm	10/40cm
		Schraubenzahl pro m ²		
VMR	1	5	6	9
	2	9	12	18
	3	14	18	27
	4	19	24	36

Tabelle 25: Anzahl der Schrauben pro m² bei e=60cm

Spannweite: 6m					Spannweite: 8m				
e=120cm		Schraubenabstände min/max			e=120cm		Schraubenabstände min/max		
		20/80cm	15/60cm	10/40cm			20/80cm	15/60cm	10/40cm
		Schraubenzahl pro m ²					Schraubenzahl pro m ²		
VMR	1	3	3	5	VMR	1	2	3	4
	2	5	6	9		2	5	6	9
	3	8	9	14		3	7	9	13
	4	10	12	19		4	9	13	18
	5	13	15	24		5	11	16	22
	6	15	18	28		6	14	19	26

Spannweite: 10m				
e=120cm		Schraubenabstände min/max		
		20/80cm	15/60cm	10/40cm
		Schraubenzahl pro m ²		
VMR	1	2	3	5
	2	5	6	9
	3	7	9	14
	4	9	12	18
	5	12	15	23
	6	14	18	27

Tabelle 26: Anzahl der Schrauben pro m² bei e=120cm

3.2.7.5 Anwendung der Verbindungsmittelabstände und -reihen

Anhand der Voraussetzungen für Verbindungsmittelreihen laut **Punkt 3.2.7.4** und der Berücksichtigung der Vorgaben bezüglich der Verbindungsmittelabstände laut **Punkt 3.2.7.3**, konnte mit Hilfe der durchgeführten Optimierungen die Menge an Verbindungsmittelreihen, welche in Tabelle 27 ersichtlich ist, ermittelt werden.

Verbindungsmittelreihen	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
6m	1 VMR	2 VMR	1 VMR	2 VMR
8m	1 VMR	2 VMR	1 VMR	2 VMR
10m	2 VMR	2 VMR	2 VMR	3 VMR

Tabelle 27: Anzahl der Verbindungsmittelreihen (VMR)

Dabei ist zu erkennen, dass bis zu einer Spannweite von 10m nicht mehr als drei Verbindungsmittelreihen benötigt werden.

Weiters stehen bei der Spannweite von 10m durch die 3%-Regel von Rautenstrauch et al. zwei Verbindungsmittelabstände (siehe **Tabelle 24**) zur Auswahl. Anhand der Optimierung wurden die Abstände, welche **Tabelle 28** entnommen werden können, ermittelt.

Schraubenabstände	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
10m	15/60cm	10/40cm	15/60cm	10/40cm

Tabelle 28: Anzahl der Verbindungsmittelreihen (VMR)

Bei allen anderen Spannweiten und Konfigurationen werden die Schraubenabstände von 10cm und 40cm verwendet.

Trotz der Anwendung der kleinstmöglichen Schraubenabstände bei beinahe allen Systemen kann, in Betracht auf die Grenze von 15 Schrauben pro m², folgende Aussage getroffen werden. Die Einhaltung dieses Grenzwertes ist bei allen Konfigurationen gegeben. Bis zu einer Spannweite von 8m kann von einem Wert von 9 Schrauben pro m², welcher deutlich unter dem Grenzwert liegt, ausgegangen werden. Nur bei der Spannweite von 10m steigen die Werte pro m² ein wenig an, bleiben aber trotzdem noch unter 15. (siehe **Tabelle 29**)

Schrauben / m ²	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
6m	9	9	9	9
8m	9	9	9	9
10m	12	9	12	14

Tabelle 29: Anzahl der Schrauben pro m²

Mit diesen ermittelten Schraubenanordnungen können im nächsten Schritt die Abmessungen der Brettschichtholzträger ermittelt werden.

3.2.7.6 Abmessungen der Brettschichtholzträger

Die Trägerbreiten werden für die Optimierung auf drei Standardbreiten beschränkt, wobei nur zwei nach der Optimierung zum Einsatz kommen.

Es wurde anfangs überlegt alle Konfigurationen mit einer Breite von 20cm auszuführen. Dabei wäre es jedoch zu einer Überdimensionierung bei der kleinsten Spannweite gekommen.

Trägerbreiten	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
6m	b=16cm	b=20cm	b=16cm	b=20cm
8m	b=20cm	b=20cm	b=20cm	b=20cm
10m	b=20cm	b=20cm	b=20cm	b=20cm

Tabelle 30: verwendete Trägerbreiten

Die Trägerhöhe dient bei der Optimierung als letzte Variabel, welche dahingehend verändert wird, dass alle benötigten Nachweise erfüllt sind. Auch hier werden Standardhöhen verwendet.

3.2.8 Die Ermittlung der Holzquerschnitte

Mit Hilfe dieser Parameter wird die Wahl der Querschnitte für die BSH-Träger durchgeführt. Dies erfolgt durch den Vergleich der Systeme mit verschiedenen Abmessungen, aus welchen die, in Hinsicht auf konstruktiven Anforderungen, Konstruktionshöhe und wirtschaftliche Ansprüche, günstigsten Querschnitte gewählt werden. Folgende Querschnitte ergeben sich aus der Optimierung mittels Bemessungstool und werden den nachfolgenden Bemessungen unterzogen.

6m Spannweite	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
Breite: [cm]	16	20	16	20
Höhe: [cm]	24	24	28	28
8m Spannweite	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
Breite: [cm]	20	20	20	20
Höhe: [cm]	32	36	36	40
10m Spannweite	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
Breite: [cm]	20	20	20	20
Höhe: [cm]	40	48	40	48

Tabelle 31: ermittelte Trägerabmessungen für alle Spannweiten

3.2.9 Zu führende Nachweise

Folgende Nachweise sind notwendig, um eine Aussage über Tragfähigkeit, als auch über die Gebrauchstauglichkeit führen zu können.

Die Betonnachweise werden nach ÖNORM EN 1992-1-1 mit ÖNORM B 1992-1-1 geführt.

Die Holznachweise nach ÖNORM EN 1995-1-1 mit ÖNORM B 1995-1-1.

Die Berechnung der Nachweise erfolgte zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$.

Die Schwingungsberechnungen werden, da eine genauere Betrachtung notwendig ist, nach Hamm/Richter geführt.

Grenzzustand der Tragfähigkeit:

- Momententragfähigkeit

- Betonnormalspannung:

$$\frac{\sigma_{1,o,d}}{f_{cd}} \leq 1$$

- Betonzugbewehrung
-
- Holznormalspannungen

$$\frac{\sigma_{2,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2,ud}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

- Querkrafttragfähigkeit:

Die gesamte Querkraft des Trägers wird dem Holzquerschnitt zugeschrieben

$$\frac{\tau_{d,max}}{f_{v,d}} \leq 1$$

- Nachweis der Verbundschrauben

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

- Charakteristische Anfangsdurchbiegung: $w_{zul} = \frac{l}{300}$
- Charakteristische Enddurchbiegung: $w_{zul} = \frac{l}{200}$
- Quasi ständige Enddurchbiegung: $w_{zul} = \frac{l}{250}$
- Schwingungsnachweis

Alle Nachweise werden mit Hilfe des γ -Verfahren geführt.

3.2.9.1 Schwingungsnachweise

Da die Schwingungsnachweise bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen oft die maßgebenden Nachweise sind, wird auf diese kurz eingegangen. Diese werden nach [40] geführt. Die Vorgehensweise ist in **Abbildung 28** zu sehen.

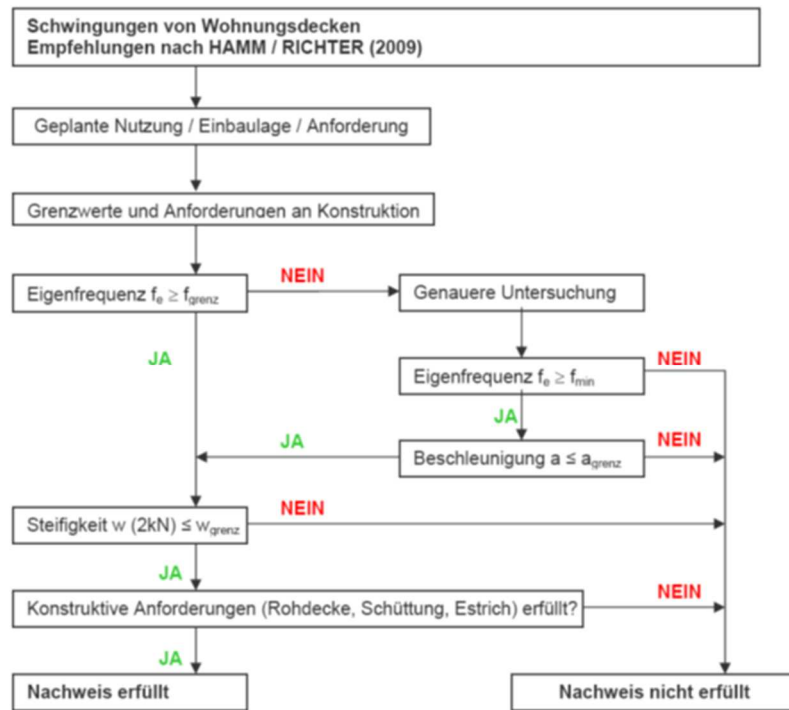


Abbildung 28: Schwingungsberechnung nach Hamm/Richter

Im ersten Schritt kommt es zur Ermittlung der Eigenfrequenz. Diese liegt im Wohn- und Büro- bau bei 8Hz. Kann dieser Wert nicht erreicht werden, beziehungsweise liegt die ermittelte Eigenfrequenz unter dem Grenzwert, sind genauere Untersuchungen durchzuführen. Voraussetzung für diese genaueren Untersuchungen ist die Einhaltung einer Mindestfrequenz, welche nicht unterschritten werden darf. Diese Mindestfrequenz liegt bei 4,5 Hz. Um nicht unter dieser Grenze zu liegen darf die Auslastung der durchgeführten Berechnungen nicht größer als 177% sein. Ist dies gewährleistet, kommt es zur Ermittlung der Beschleunigung a und der Steifigkeit. Erfüllt das betrachtete System diese Anforderungen und unterschreitet nicht die minimale Eigenfrequenz, sind alle Schwingungsnachweise trotz des negativen Eigenfrequenznachweises erfüllt.

3.2.10 Die Bemessung der ermittelten Querschnitte mittels γ -Verfahren

Die Bemessung, bei welcher die oben angeführten Nachweise durchgeführt werden, gliedert sich in drei unterschiedlichen Spannweiten. Für jede Spannweite sind die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit, sowie im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit dargestellt. Für eine bessere Übersicht werden alle Ergebnisse gesammelt und im Anschluss der Berechnungen angeführt.

3.2.10.1 Bemessung der Träger mit 6m Spannweite

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit:				
① Beton:				
Festigkeiten:				
<i>Beton:</i>				
f_{ck} : [kN/cm ²]	2,50			
γ_c : []	1,50			
f_{cd} : [kN/cm ²]	1,67			
<i>Betonstahl:</i>				
f_{yk} : [kN/mm ²]	550			
γ_s	1,15			
f_{yd} : [kN/cm ²]	48			
Normalspannungen:				
Betondruckspannungen:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma_{1,0,d}$: [kN/cm ²]	-0,818	-0,766	-0,728	-0,875
$\sigma_{1,0,d} / f_{cd}$	0,491	0,460	0,437	0,525
Auslastung:	49%	46%	44%	53%
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
$\sigma_{1,0,d}$: [kN/cm ²]	-0,512	-0,477	-0,446	-0,545
$\sigma_{1,0,d} / f_{cd}$	0,307	0,286	0,267	0,327
Auslastung:	31%	29%	27%	33%
Betonzugbewehrung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
M_{1,d,s1} : [kNm]	817,23	1529,45	726,53	1747,75
z_{s1} : [cm]	1,65	1,65	1,65	1,65
μ : []	0,18	0,17	0,16	0,20
ω	0,2007	0,1882	0,1759	0,2263
A_{s1} : [cm ²]	1,31	2,36	0,96	3,01
$a_{s1,erf}$: [cm ² /m]	2,18	1,97	1,59	2,51
$a_{s,min}$: [cm ² /m]	0,46	0,46	0,46	0,46
$a_{s,vorh}$: [cm ² /m]	2,57	2,57	2,57	2,57
$a_{s1,erf} / a_{s,vorh}$	0,846	0,767	0,620	0,977
Auslastung:	85%	77%	62%	98%
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
M_{1,d,s1} : [kNm]	510,18	952,09	444,51	1087,04
z_{s1} : [cm]	1,65	1,65	1,65	1,65
μ : []	0,12	0,11	0,10	0,12
ω	0,1285	0,117	0,1057	0,1285
A_{s1} : [cm ²]	0,12	0,06	-0,13	-0,08
$a_{s1,erf}$: [cm ² /m]	0,21	0,05	-0,22	-0,06
$a_{s,min}$: [cm ² /m]	0,46	0,46	0,46	0,46
$a_{s,vorh}$: [cm ² /m]	2,57	2,57	2,57	2,57
$a_{s1,erf} / a_{s,vorh}$	0,081	0,019	-0,087	-0,025
Auslastung:	8%	2%	0%	0%

Tabelle 32: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Betonplatte bei 6m Spannweite

② Holz:					
Festigkeiten:					
<i>Holz:</i>					
k_{mod} : []		0,8			
γ_M (Holz): []		1,25			
$f_{t,0,k}$: [kN/cm ²]		1,92			
$f_{t,0,d}$: [kN/cm ²]		1,23			
$f_{m,k}$: [kN/cm ²]		2,4			
$f_{m,d}$: [kN/cm ²]		1,54			
$f_{v,k}$: [kN/cm ²]		0,35			
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]		0,22			
Holznormalspannung:		nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
		e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
		t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma_{2,d}$: [kN/cm ²]		0,185	0,245	0,159	0,280
$\sigma_{m,2,u,d}$: [kN/cm ²]		0,623	0,677	0,632	0,773
Nachweis:		0,556	0,640	0,541	0,731
Auslastung:		56%	64%	54%	73%
		t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
$\sigma_{2,d}$: [kN/cm ²]		0,207	0,273	0,171	0,312
$\sigma_{m,2,u,d}$: [kN/cm ²]		0,738	0,795	0,722	0,908
Nachweis:		0,649	0,739	0,609	0,845
Auslastung:		65%	74%	61%	84%
Schubspannungs-nachweis:		nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
		e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
		t=0	t=0	t=0	t=0
$\tau_{2,max,d}$: [kN/cm ²]		0,050	0,068	0,049	0,077
$\tau_{H,max,d}$: [kN/cm ²]		0,075	0,101	0,073	0,116
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]		0,224	0,224	0,224	0,224
$\tau_{2,max,d} / f_{v,d}$		0,333	0,453	0,327	0,517
Auslastung:		33%	45%	33%	52%
		t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
$\tau_{2,max,d}$: [kN/cm ²]		0,050	0,068	0,049	0,078
$\tau_{H,max,d}$: [kN/cm ²]		0,075	0,102	0,073	0,116
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]		0,224	0,224	0,224	0,224
$\tau_{2,max,d} / f_{v,d}$		0,333	0,453	0,327	0,519
Auslastung:		33%	45%	33%	52%
③ Verbindungsmittel:					
k_{mod} : []		0,8			
γ_M : []		1,3			
$T_{r,k}$: [kN]		10,79			
$T_{r,d}$: [kN]		6,64			
Schubspannungs-nachweis:		nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
		e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
		t=0	t=0	t=0	t=0
t_d : [kN/m]		47,71	92,16	47,76	105,30
F_d : [kN]		4,771	4,608	4,776	5,265
$F_d / T_{R,d}$		0,718	0,694	0,719	0,793
Auslastung:		72%	69%	72%	79%
		t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
t_d : [kN/m]		52,33	100,23	50,51	114,78
F_d : [kN]		5,233	5,012	5,051	5,739
$F_d / T_{R,d}$		0,788	0,755	0,761	0,864
Auslastung:		79%	75%	76%	86%

Tabelle 33: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Holzträger und Schrauben bei 6m Spannweite

Durchbiegung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
char. Anfangsdurchbiegung				
w _{inst} : [mm]	10,6	9,9	9,1	11,2
l/300: [mm]	20,0	20,0	20,0	20,0
Ausnutzung:	53%	49%	46%	56%
quasi-ständige Enddurchbiegung:				
w _{fin,net} : [mm]	17,5	15,9	14,0	16,6
l/250: [mm]	24,0	24,0	24,0	24,0
Ausnutzung:	73%	66%	58%	69%
char. Enddurchbiegung:				
w _{fin} : [mm]	20,2	18,5	16,8	20,1
l/200: [mm]	30,0	30,0	30,0	30,0
Ausnutzung:	67%	62%	56%	67%

Tabelle 34: Nachweis der Durchbiegung bei 6m Spannweite

Schwingungen:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
g _k , Eigengewicht: [kN/m ²]	2,7	2,7	2,8	2,7
g _k , Gesamt: [kN/m ²]	2,0	2,0	2,0	2,0
g _k , Aufbau: [kN/m ²]	4,7	4,7	4,8	4,7
m: [kg/m ²]	465,6	459,1	469,7	459,1
(EI) _{längs} : [kNm ² /m]	10576,7	11259,2	13936,7	11259,2
(EI) _{quer} : [kNm ² /m]	2500,0	2500,0	2500,0	2500,0
Eigenfrequenz:				
f _i : [Hz]	6,6	6,8	7,5	6,8
f _{grenz} : [Hz]	8,0	8,0	8,0	8,0
f _{min} : [Hz]	4,5	4,5	4,5	4,5
Ausnutzung:	122%	117%	106%	117%
Beschleunigung:				
F(t): [kN]	70	70	70	70
D: [%]	3,5%	3,5%	3,5%	3,5%
b: [m]	12	12	12	12
a: [m/s ²]	0,048	0,048	0,047	0,048
a _{grenz} : [m/s ²]	0,05	0,05	0,05	0,05
Ausnutzung:	95%	97%	95%	97%
Durchbiegung:				
b _{eff} :	3,80	3,74	3,55	3,74
b _{w(2kN)} : [m]	3,80	3,74	3,55	3,74
w _{2kn} : [m]	0,00022	0,00021	0,00018	0,00021
w _{2kn} : [mm]	0,22	0,21	0,18	0,21
w _{grenz} : [mm]	0,50	0,50	0,50	0,50
Ausnutzung:	45%	43%	36%	43%

Tabelle 35: Nachweis der Schwingungen bei 6m Spannweite

3.2.10.2 Bemessung der Träger mit 8m Spannweite

<i>Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit:</i>				
① Beton:				
<i>Festigkeiten:</i>				
<i>Beton:</i>				
f_{ck} : [Kn/cm ²]	2,50			
γ_C : []	1,50			
f_{cd} : [kN/cm ²]	1,67			
<i>Betonstahl:</i>				
f_{yk} : [kN/mm ²]	550			
γ_s	1,15			
f_{yd} : [kN/cm ²]	48			
Normalspannungen:				
Betondruckspannungen:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma_{1,o,d}$: [kN/cm ²]	-0,740	-0,804	-0,843	-0,757
$\sigma_{1,o,d} / f_{cd}$	0,444	0,483	0,506	0,454
Auslastung:	44%	48%	51%	45%
$\sigma_{1,o,d}$: [kN/cm ²]	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
	-0,473	-0,513	-0,538	-0,487
	0,284	0,308	0,323	0,292
$\sigma_{1,o,d} / f_{cd}$	0,284	0,308	0,323	0,292
Auslastung:	28%	31%	32%	29%
Betonzugbewehrung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
M 1,d,s1 : [kNcm]	738,27	1604,52	840,75	1510,15
z_{s1} : [cm]	1,65	1,65	1,65	1,65
μ : []	0,17	0,18	0,19	0,17
ω	0,1882	0,2007	0,2134	0,1882
A_{s1} : [cm ²]	0,19	0,58	0,21	0,07
$a_{s1,erf}$: [cm ² /m]	0,32	0,48	0,35	0,06
$a_{s,min}$: [cm ² /m]	0,46	0,93	0,46	0,93
$a_{s,vorh}$: [cm ² /m]	2,57	2,57	2,57	2,57
$a_{s1,erf} / a_{s,vorh}$	0,125	0,189	0,135	0,024
Auslastung:	13%	19%	13%	2%
$M 1,d,s1$: [kNcm]	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
	471,15	1021,86	535,90	970,11
	1,65	1,65	1,65	1,65
z_{s1} : [cm]	1,65	1,65	1,65	1,65
μ : []	0,11	0,12	0,12	0,11
ω	0,1170	0,1285	0,1285	0,117
A_{s1} : [cm ²]	-0,82	-1,58	-1,00	-1,98
$a_{s1,erf}$: [cm ² /m]	-1,37	-1,32	-1,67	-1,65
$a_{s,min}$: [cm ² /m]	0,46	0,93	0,46	0,93
$a_{s,vorh}$: [cm ² /m]	2,57	2,57	2,57	2,57
$a_{s1,erf} / a_{s,vorh}$	-0,532	-0,513	-0,648	-0,642
Auslastung:	0%	0%	0%	0%

Tabelle 36: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Betonplatte bei 8m Spannweite

② Holz:				
Festigkeiten:				
<i>Holz:</i>				
k_{mod} : []		0,8		
γ_M (Holz): []		1,25		
$f_{t,0,k}$: [kN/cm ²]		1,92		
$f_{t,0,d}$: [kN/cm ²]		1,23		
$f_{m,k}$: [kN/cm ²]		2,4		
$f_{m,d}$: [kN/cm ²]		1,54		
$f_{v,k}$: [kN/cm ²]		0,35		
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]		0,22		
Holznormalspannung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma_{2,d}$: [kN/cm ²]	0,181	0,332	0,161	0,308
$\sigma_{m,2,u,d}$: [kN/cm ²]	0,650	0,802	0,650	0,818
Nachweis:	0,570	0,792	0,554	0,784
Auslastung:	57%	79%	55%	78%
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
$\sigma_{2,d}$: [kN/cm ²]	0,183	0,342	0,159	0,313
$\sigma_{m,2,u,d}$: [kN/cm ²]	0,721	0,898	0,711	0,904
Nachweis:	0,618	0,863	0,592	0,843
Auslastung:	62%	86%	59%	84%
Schubspannungs-nachweis:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\tau_{2,max,d}$: [kN/cm ²]	0,041	0,071	0,041	0,073
$\tau_{H,max,d}$: [kN/cm ²]	0,061	0,106	0,062	0,109
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]	0,224	0,224	0,224	0,224
$\tau_{2,max,d} / f_{v,d}$	0,272	0,473	0,275	0,487
Auslastung:	27%	47%	28%	49%
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
$\tau_{2,max,d}$: [kN/cm ²]	0,041	0,071	0,041	0,073
$\tau_{H,max,d}$: [kN/cm ²]	0,061	0,106	0,062	0,109
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]	0,224	0,224	0,224	0,224
$\tau_{2,max,d} / f_{v,d}$	0,272	0,473	0,275	0,487
Auslastung:	27%	47%	28%	49%
③ Verbindungsmittel:				
k_{mod} : []				
		0,8		
γ_M : []				
		1,3		
$T_{r,k}$: [kN]				
		10,79		
$T_{r,d}$: [kN]				
		6,64		
Schubspannungs-nachweis:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
t_d : [kN/m]	58,04	119,94	57,30	123,68
F_d : [kN]	5,804	5,997	5,730	6,184
$F_d / T_{R,d}$	0,874	0,903	0,863	0,931
Auslastung:	87%	90%	86%	93%
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
t_d : [kN/m]	57,02	118,63	55,21	120,75
F_d : [kN]	5,702	5,931	5,521	6,038
$F_d / T_{R,d}$	0,858	0,893	0,831	0,909
Auslastung:	86%	89%	83%	91%

Tabelle 37: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Holzträger und Schrauben bei 8m Spannweite

Durchbiegung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
char. Anfangsdurchbiegung				
w _{inst} : [mm]	14,7	16,2	16,6	14,7
l/300: [mm]	26,7	26,7	26,7	26,7
Ausnutzung:	55%	61%	62%	55%
quasi-ständige Enddurchbiegung:				
w _{fin,net} : [mm]	24,8	26,1	25,8	22,2
l/250: [mm]	32,0	32,0	32,0	32,0
Ausnutzung:	78%	82%	81%	70%
char. Enddurchbiegung:				
w _{fin} : [mm]	28,5	30,3	30,9	26,8
l/200: [mm]	40,0	40,0	40,0	40,0
Ausnutzung:	71%	76%	77%	67%

Tabelle 38: Nachweis der Durchbiegung bei 8m Spannweite

Schwingungen:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
g _k , Eigengewicht: [kN/m ²]	2,9	2,7	2,9	2,8
g _k , Gesamt: [kN/m ²]	2,0	2,0	2,0	2,0
g _k , Aufbau: [kN/m ²]	4,9	4,7	4,9	4,8
m: [kg/m ²]	481,7	464,1	481,7	466,6
(EI) _{längs} : [kNm ² /m]	24545,0	21868,3	24545,0	27254,2
(EI) _{quer} : [kNm ² /m]	2500,0	2500,0	2500,0	2500,0
	0,1	0,1	0,1	0,1
Eigenfrequenz:				
f ₁ : [Hz]	5,5	5,3	5,5	5,9
f _{grenz} : [Hz]	8,0	8,0	8,0	8,0
f _{min} : [Hz]	4,5	4,5	4,5	4,5
Ausnutzung:	144%	150%	144%	135%
Beschleunigung:				
F(t): [kN]	70	70	70	70
D: [%]	3,5%	3,5%	3,5%	3,5%
b: [m]	12	12	12	12
a: [m/s ²]	0,035	0,036	0,035	0,036
a _{grenz} : [m/s ²]	0,05	0,05	0,05	0,05
Ausnutzung:	69%	72%	69%	71%
Durchbiegung:				
b _{eff} :	4,11	4,23	4,11	4,00
b _{w(2kN)} : [m]	4,11	4,23	4,11	4,00
w _{2kn} : [m]	0,00021	0,00023	0,00021	0,00020
w _{2kn} : [mm]	0,21	0,23	0,21	0,20
w _{grenz} : [mm]	0,50	0,50	0,50	0,50
Ausnutzung:	42%	46%	42%	39%

Tabelle 39: Nachweis der Schwingungen bei 8m Spannweite

3.2.10.3 Bemessung der Träger mit 10m Spannweite

<i>Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit:</i>				
① Beton:				
<i>Festigkeiten:</i>				
<i>Beton:</i>				
f_{ck} : [Kn/cm ²]	2,50			
γ_c : []	1,50			
f_{cd} : [kN/cm ²]	1,67			
<i>Betonstahl:</i>				
f_{yk} : [kN/mm ²]	550			
γ_s	1,15			
f_{yd} : [kN/cm ²]	48			
Normalspannungen:				
Betondruckspannungen:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma_{1,o,d}$: [kN/cm ²]	-0,735	-0,703	-0,817	-0,770
$\sigma_{1,o,d} / f_{cd}$	0,441	0,422	0,490	0,462
Auslastung:	44%	42%	49%	46%
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
$\sigma_{1,o,d}$: [kN/cm ²]	-0,497	-0,479	-0,569	-0,544
$\sigma_{1,o,d} / f_{cd}$	0,298	0,287	0,341	0,326
Auslastung:	30%	29%	34%	33%
Betonzugbewehrung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
M_{1,d,s1} : [kNcm]	732,07	1399,83	814,07	1533,60
z_{s1} : [cm]	1,65	1,65	1,65	1,65
μ : []	0,17	0,16	0,18	0,17
ω	0,1882	0,1759	0,2007	0,1882
A_{s1} : [cm ²]	-0,83	-1,70	-1,47	-2,92
$a_{s1,erf}$: [cm ² /m]	-1,38	-1,41	-2,45	-2,44
$a_{s,min}$: [cm ² /m]	0,46	0,93	0,46	0,93
$a_{s,vorh}$: [cm ² /m]	2,57	2,57	2,57	2,57
$a_{s1,erf} / a_{s,vorh}$	-0,539	-0,550	-0,952	-0,948
Auslastung:	0%	0%	0%	0%
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
M_{1,d,s1} : [kNcm]	494,60	953,10	565,77	1081,87
z_{s1} : [cm]	1,65	1,65	1,65	1,65
μ : []	0,11	0,11	0,13	0,12
ω	0,1170	0,1170	0,1401	0,1285
A_{s1} : [cm ²]	-1,70	-3,21	-2,13	-4,37
$a_{s1,erf}$: [cm ² /m]	-2,83	-2,68	-3,55	-3,64
$a_{s,min}$: [cm ² /m]	0,46	0,93	0,46	0,93
$a_{s,vorh}$: [cm ² /m]	2,57	2,57	2,57	2,57
$a_{s1,erf} / a_{s,vorh}$	-1,103	-1,041	-1,381	-1,417
Auslastung:	0%	0%	0%	0%

Tabelle 40: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Betonplatte bei 10m Spannweite

② Holz:				
Festigkeiten:				
<i>Holz:</i>				
k_{mod} : []		0,8		
γ_M (Holz): []		1,25		
$f_{t,0,k}$: [kN/cm ²]		1,92		
$f_{t,0,d}$: [kN/cm ²]		1,23		
$f_{m,k}$: [kN/cm ²]		2,4		
$f_{m,d}$: [kN/cm ²]		1,54		
$f_{v,k}$: [kN/cm ²]		0,35		
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]		0,22		
Holznormalspannung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma_{2,d}$: [kN/cm ²]	0,224	0,328	0,255	0,406
$\sigma_{m,2,u,d}$: [kN/cm ²]	0,624	0,784	0,709	0,792
Nachweis:	0,588	0,777	0,669	0,846
Auslastung:	59%	78%	67%	85%
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
$\sigma_{2,d}$: [kN/cm ²]	0,214	0,322	0,244	0,396
$\sigma_{m,2,u,d}$: [kN/cm ²]	0,698	0,863	0,793	0,887
Nachweis:	0,629	0,824	0,715	0,900
Auslastung:	63%	82%	71%	90%
Schubspannungs-nachweis:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\tau_{2,\text{max},d}$: [kN/cm ²]	0,041	0,067	0,047	0,076
$\tau_{H,\text{max},d}$: [kN/cm ²]	0,062	0,100	0,070	0,114
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]	0,224	0,224	0,224	0,224
$\tau_{2,\text{max},d} / f_{v,d}$	0,275	0,447	0,313	0,510
Auslastung:	28%	45%	31%	51%
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
$\tau_{2,\text{max},d}$: [kN/cm ²]	0,041	0,067	0,047	0,076
$\tau_{H,\text{max},d}$: [kN/cm ²]	0,062	0,100	0,070	0,114
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]	0,224	0,224	0,224	0,224
$\tau_{2,\text{max},d} / f_{v,d}$	0,275	0,447	0,313	0,510
Auslastung:	28%	45%	31%	51%
③ Verbindungsmittel:				
k_{mod} : []				
		0,8		
γ_M : []				
		1,3		
$T_{r,k}$: [kN]				
		10,79		
$T_{r,d}$: [kN]				
		6,64		
Schubspannungs-nachweis:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
t_d : [kN/m]	69,37	126,26	81,55	155,63
F_d : [kN]	5,203	6,313	6,116	5,188
$F_d / T_{R,d}$	0,783	0,951	0,921	0,781
Auslastung:	78%	95%	92%	78%
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
t_d : [kN/m]	68,61	120,46	75,86	142,73
F_d : [kN]	5,146	6,023	5,689	4,758
$F_d / T_{R,d}$	0,775	0,907	0,857	0,716
Auslastung:	77%	91%	86%	72%

Tabelle 41: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Holzträger und Schrauben bei 10m Spannweite

Durchbiegung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
char. Anfangsdurchbiegung				
w _{inst} : [mm]	19,4	19,0	20,1	19,0
l/300: [mm]	33,3	33,3	33,3	33,3
Ausnutzung:	58%	57%	60%	57%
quasi-ständige Enddurchbiegung:				
w _{fin.net} : [mm]	33,9	31,5	34,3	31,7
l/250: [mm]	40,0	40,0	40,0	40,0
Ausnutzung:	85%	79%	86%	79%
char. Enddurchbiegung:				
w _{fin} : [mm]	38,8	36,3	40,4	37,6
l/200: [mm]	50,0	50,0	50,0	50,0
Ausnutzung:	78%	73%	81%	75%

Tabelle 42: Nachweis der Durchbiegung bei 10m Spannweite

Schwingungen:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
g _k ,Eigengewicht: [kN/m ²]	3,0	2,8	3,0	2,8
g _k ,Gesamt: [kN/m ²]	2,0	2,0	2,0	2,0
g _k ,Aufbau: [kN/m ²]	5,0	4,8	5,0	4,8
m: [kg/m ²]	491,8	471,7	491,8	471,7
(EI) _{längs} : [kNm ² /m]	46160,0	47059,2	50558,3	52560,8
(EI) _{quer} : [kNm ² /m]	2500,0	2500,0	2500,0	2500,0
	0,1	0,1	0,0	0,0
Eigenfrequenz:				
f ₁ : [Hz]	4,8	5,0	5,0	5,2
f _{grenz} : [Hz]	8,0	8,0	8,0	8,0
f _{min} : [Hz]	4,5	4,5	4,5	4,5
Ausnutzung:	166%	161%	159%	153%
Beschleunigung:				
F(t): [kN]	70	70	70	70
D: [%]	3,5%	3,5%	3,5%	3,5%
b: [m]	12	12	12	12
a: [m/s ²]	0,027	0,028	0,027	0,028
a _{grenz} : [m/s ²]	0,05	0,05	0,05	0,05
Ausnutzung:	54%	57%	54%	57%
Durchbiegung:				
b _{eff} :	4,39	4,36	4,29	4,25
b _{w(2kN)} : [m]	4,39	4,36	4,29	4,25
w _{2kn} : [m]	0,00021	0,00020	0,00019	0,00019
w _{2kn} : [mm]	0,21	0,20	0,19	0,19
w _{grenz} : [mm]	0,50	0,50	0,50	0,50
Ausnutzung:	41%	41%	38%	37%

Tabelle 43: Nachweis der Schwingungen bei 10m Spannweite

3.3 Ergebnisse der Bemessungen

Wie den Berechnungen zu entnehmen ist, sind alle geführten Nachweise erfüllt. Die Schwingungsberechnungen sind, trotz des negativen Nachweises der Eigenfrequenz, wie unter **Punkt 3.2.9.1** bereits erläutert, erfüllt. Somit können die Ergebnisse zur besseren Veranschaulichung zusammengefasst werden.

Spannweite	6 m		Spannweite	6 m	
Balkenabstand	0,6 m		Balkenabstand	1,2 m	
Nutzlast	2 kN/m		Nutzlast	2 kN/m	
Grenzzustand der Tragfähigkeit			Grenzzustand der Tragfähigkeit		
Momententragfähigkeit			Momententragfähigkeit		
Beton:	t=0	t=∞	Beton:	t=0	t=∞
Druckspannung	49%	31%	Druckspannung	46%	29%
Zugbewehrung	85%	8%	Zugbewehrung	77%	2%
Holz:	t=0	t=∞	Holz:	t=0	t=∞
Holznormalspannung:	56%	65%	Holznormalspannung:	64%	74%
Querkrafttragfähigkeit			Querkrafttragfähigkeit		
Holz:	t=0	t=∞	Holz:	t=0	t=∞
Schubspannung	33%	33%	Schubspannung	45%	45%
Verbindungsmitteltragfähigkeit			Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Schraubennachweise:	t=0	t=∞	Schraubennachweise:	t=0	t=∞
Bemessungstool	71%	80%	Bemessungstool	69%	77%
eigene Berechnung	72%	79%	eigene Berechnung	69%	75%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit			Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:			Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung	53%		Char. Anfangsdurchbiegung	49%	
Char. Enddurchbiegung	67%		Char. Enddurchbiegung	62%	
quasi ständige Enddurchbiegung	73%		quasi ständige Enddurchbiegung	66%	
Schwingungen:			Schwingungen:		
Frequenzkriterium	122%		Frequenzkriterium	117%	
Schwingbeschleunigung	95%		Schwingbeschleunigung	97%	
Steifigkeitskriterium	45%		Steifigkeitskriterium	43%	

Tabelle 44: Ergebnisse für eine Spannweite von 6m mit einer Nutzlast von 2 kN/m²

Spannweite	6 m		Spannweite	6 m	
Balkenabstand	0,6 m		Balkenabstand	1,2 m	
Nutzlast	3 kN/m		Nutzlast	3 kN/m	
Grenzzustand der Tragfähigkeit			Grenzzustand der Tragfähigkeit		
Momententragfähigkeit			Momententragfähigkeit		
Beton:	t=0	t=∞	Beton:	t=0	t=∞
Druckspannung	44%	27%	Druckspannung	53%	33%
Zugbewehrung	62%	0%	Zugbewehrung	98%	0%
Holz:	t=0	t=∞	Holz:	t=0	t=∞
Holznormalspannung:	54%	61%	Holznormalspannung:	73%	84%
Querkrafttragfähigkeit			Querkrafttragfähigkeit		
Holz:	t=0	t=∞	Holz:	t=0	t=∞
Schubspannung	33%	33%	Schubspannung	52%	52%
Verbindungsmitteltragfähigkeit			Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Schraubennachweise:	t=0	t=∞	Schraubennachweise:	t=0	t=∞
Bemessungstool	72%	77%	Bemessungstool	79%	88%
eigene Berechnung	72%	76%	eigene Berechnung	79%	86%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit			Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:			Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung	46%		Char. Anfangsdurchbiegung	56%	
Char. Enddurchbiegung	56%		Char. Enddurchbiegung	67%	
quasi ständige Enddurchbiegung	58%		quasi ständige Enddurchbiegung	69%	
Schwingungen:			Schwingungen:		
Frequenzkriterium	106%		Frequenzkriterium	117%	
Schwingbeschleunigung	95%		Schwingbeschleunigung	97%	
Steifigkeitskriterium	36%		Steifigkeitskriterium	43%	

Tabelle 45: Ergebnisse für eine Spannweite von 6m mit einer Nutzlast von 3 kN/m²

Holz-Beton-Verbund-Rippendecken mit Verbundschrauben

Spannweite		8 m		Spannweite		8 m	
Balkenabstand		0,6 m		Balkenabstand		1,2 m	
Nutzlast		2 kN/m		Nutzlast		2 kN/m	
Grenzzustand der Tragfähigkeit				Grenzzustand der Tragfähigkeit			
Momententragfähigkeit				Momententragfähigkeit			
Beton:		t=0	t=∞	Beton:		t=0	t=∞
Druckspannung		44%	28%	Druckspannung		48%	31%
Zugbewehrung		13%	0%	Zugbewehrung		19%	0%
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Holznormalspannung:		57%	62%	Holznormalspannung:		79%	86%
Querkrafttragfähigkeit				Querkrafttragfähigkeit			
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Schubspannung		27%	27%	Schubspannung		47%	47%
Verbindungsmitteltragfähigkeit				Verbindungsmitteltragfähigkeit			
Schraubennachweise:		t=0	t=∞	Schraubennachweise:		t=0	t=∞
Bemessungstool		87%	88%	Bemessungstool		90%	93%
eigene Berechnung		87%	86%	eigene Berechnung		90%	89%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit			
Durchbiegung:				Durchbiegung:			
Char. Anfangsdurchbiegung			55%	Char. Anfangsdurchbiegung			61%
Char. Enddurchbiegung			71%	Char. Enddurchbiegung			76%
quasi ständige Enddurchbiegung			78%	quasi ständige Enddurchbiegung			82%
Schwingungen:				Schwingungen:			
Frequenzkriterium			144%	Frequenzkriterium			150%
Schwingbeschleunigung			69%	Schwingbeschleunigung			72%
Steifigkeitskriterium			42%	Steifigkeitskriterium			46%

Tabelle 46: Ergebnisse für eine Spannweite von 8m mit einer Nutzlast von 2 kN/m²

Spannweite		8 m		Spannweite		8 m	
Balkenabstand		0,6 m		Balkenabstand		1,2 m	
Nutzlast		3 kN/m		Nutzlast		3 kN/m	
Grenzzustand der Tragfähigkeit				Grenzzustand der Tragfähigkeit			
Momententragfähigkeit				Momententragfähigkeit			
Beton:		t=0	t=∞	Beton:		t=0	t=∞
Druckspannung		41%	26%	Druckspannung		45%	29%
Zugbewehrung		36%	0%	Zugbewehrung		2%	0%
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Holznormalspannung:		55%	59%	Holznormalspannung:		78%	84%
Querkrafttragfähigkeit				Querkrafttragfähigkeit			
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Schubspannung		28%	28%	Schubspannung		49%	49%
Verbindungsmitteltragfähigkeit				Verbindungsmitteltragfähigkeit			
Schraubennachweise:		t=0	t=∞	Schraubennachweise:		t=0	t=∞
Bemessungstool		87%	86%	Bemessungstool		93%	94%
eigene Berechnung		86%	83%	eigene Berechnung		93%	91%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit			
Durchbiegung:				Durchbiegung:			
Char. Anfangsdurchbiegung			62%	Char. Anfangsdurchbiegung			55%
Char. Enddurchbiegung			77%	Char. Enddurchbiegung			67%
quasi ständige Enddurchbiegung			81%	quasi ständige Enddurchbiegung			70%
Schwingungen:				Schwingungen:			
Frequenzkriterium			144%	Frequenzkriterium			135%
Schwingbeschleunigung			69%	Schwingbeschleunigung			71%
Steifigkeitskriterium			42%	Steifigkeitskriterium			39%

Tabelle 47: Ergebnisse für eine Spannweite von 8m mit einer Nutzlast von 3 kN/m²

Holz-Beton-Verbund-Rippendecken mit Verbundschrauben

Spannweite		10	m	Spannweite		10	m
Balkenabstand		0,6	m	Balkenabstand		1,2	m
Nutzlast		2	kN/m	Nutzlast		2	kN/m
Grenzzustand der Tragfähigkeit							
Momententragfähigkeit							
Beton:		t=0	t=∞	Beton:		t=0	t=∞
Druckspannung		43%	30%	Druckspannung		42%	29%
Zugbewehrung		0%	0%	Zugbewehrung		0%	0%
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Holznormalspannung:		59%	63%	Holznormalspannung:		78%	82%
Querkrafttragfähigkeit							
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Schubspannung		28%	28%	Schubspannung		45%	45%
Verbindungsmitteltragfähigkeit							
Schraubennachweise:		t=0	t=∞	Schraubennachweise:		t=0	t=∞
Bemessungstool		81%	77%	Bemessungstool		95%	93%
eigene Berechnung		78%	77%	eigene Berechnung		95%	91%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit							
Durchbiegung:							
Char. Anfangsdurchbiegung		58%		Char. Anfangsdurchbiegung		57%	
Char. Enddurchbiegung		78%		Char. Enddurchbiegung		73%	
quasi ständige Enddurchbiegung		85%		quasi ständige Enddurchbiegung		79%	
Schwingungen:							
Frequenzkriterium		166%		Frequenzkriterium		161%	
Schwingbeschleunigung		54%		Schwingbeschleunigung		57%	
Steifigkeitskriterium		41%		Steifigkeitskriterium		41%	

Tabelle 48: Ergebnisse für eine Spannweite von 10m mit einer Nutzlast von 2 kN/m²

Spannweite		10	m	Spannweite		10	m
Balkenabstand		0,6	m	Balkenabstand		1,2	m
Nutzlast		3	kN/m	Nutzlast		3	kN/m
Grenzzustand der Tragfähigkeit							
Momententragfähigkeit							
Beton:		t=0	t=∞	Beton:		t=0	t=∞
Druckspannung		49%	34%	Druckspannung		46%	33%
Zugbewehrung		0%	0%	Zugbewehrung		0%	0%
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Holznormalspannung:		67%	71%	Holznormalspannung:		85%	90%
Querkrafttragfähigkeit							
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Schubspannung		31%	31%	Schubspannung		51%	51%
Verbindungsmitteltragfähigkeit							
Schraubennachweise:		t=0	t=∞	Schraubennachweise:		t=0	t=∞
Bemessungstool		92%	88%	Bemessungstool		78%	76%
eigene Berechnung		92%	86%	eigene Berechnung		78%	72%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit							
Durchbiegung:							
Char. Anfangsdurchbiegung		60%		Char. Anfangsdurchbiegung		57%	
Char. Enddurchbiegung		81%		Char. Enddurchbiegung		75%	
quasi ständige Enddurchbiegung		86%		quasi ständige Enddurchbiegung		79%	
Schwingungen:							
Frequenzkriterium		159%		Frequenzkriterium		153%	
Schwingbeschleunigung		54%		Schwingbeschleunigung		57%	
Steifigkeitskriterium		38%		Steifigkeitskriterium		37%	

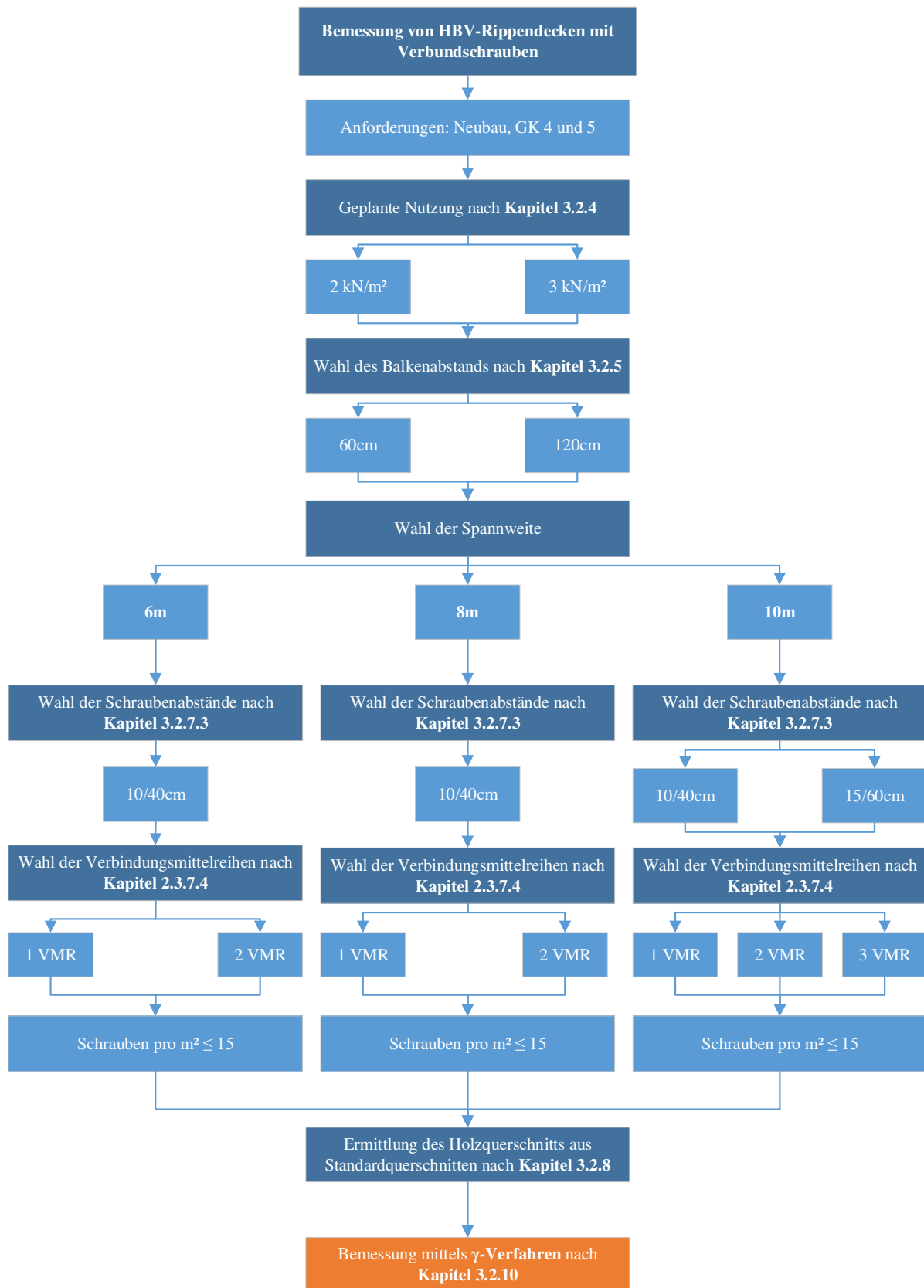
Tabelle 49: Ergebnisse für eine Spannweite von 10m mit einer Nutzlast von 3 kN/m²

Anhand der Ergebnisse ist zu sehen, dass Deckensysteme mit Verbundschrauben sowohl bei einem Balkenabstand von 60cm, als auch bei einem Abstand von 120cm zum Einsatz kommen können. Diese Ergebnisse, genauer gesagt die Abmessungen der Querschnitte dienen als Basis für die Berechnungen von Deckensystemen mit Kerfenverbindungen, welche unter Punkt 4 durchgeführt werden. Dabei werden die ermittelten Querschnitte verwendet und geprüft, ob die vorhandenen Querschnitte für die Ausführung mit einem anderen Verbindungsmittel, in diesem Fall mit Schubkerfen, möglich ist. Ist dies nicht der Fall müssen auch dort Optimierungen der Querschnitte durchgeführt werden.

Eine genauere Betrachtung der Ergebnisse inklusive einer Gegenüberstellung mit den Ergebnissen aus Kapitel 4 erfolgt in Kapitel 5. Dort wird auch eine kurze, wirtschaftliche Betrachtung der Systeme erstellt. Ein besonderes Augenmerk wird dabei auf die Materialkosten gelegt.

3.4 Der detaillierte Weg durch die Bemessung

Wie bereits erwähnt, werden die behandelten Konstanten und Parameter in das unter **Punkt 3.2.3** vorhandene Flussdiagramm integriert und dieses somit zu einer detaillierteren Darstellung erweitert. Anhand des Diagramms ist der genauere Weg durch die Bemessung und die Optimierung der Deckensysteme mit Verbundschrauben dargestellt (siehe **Abbildung 29**).



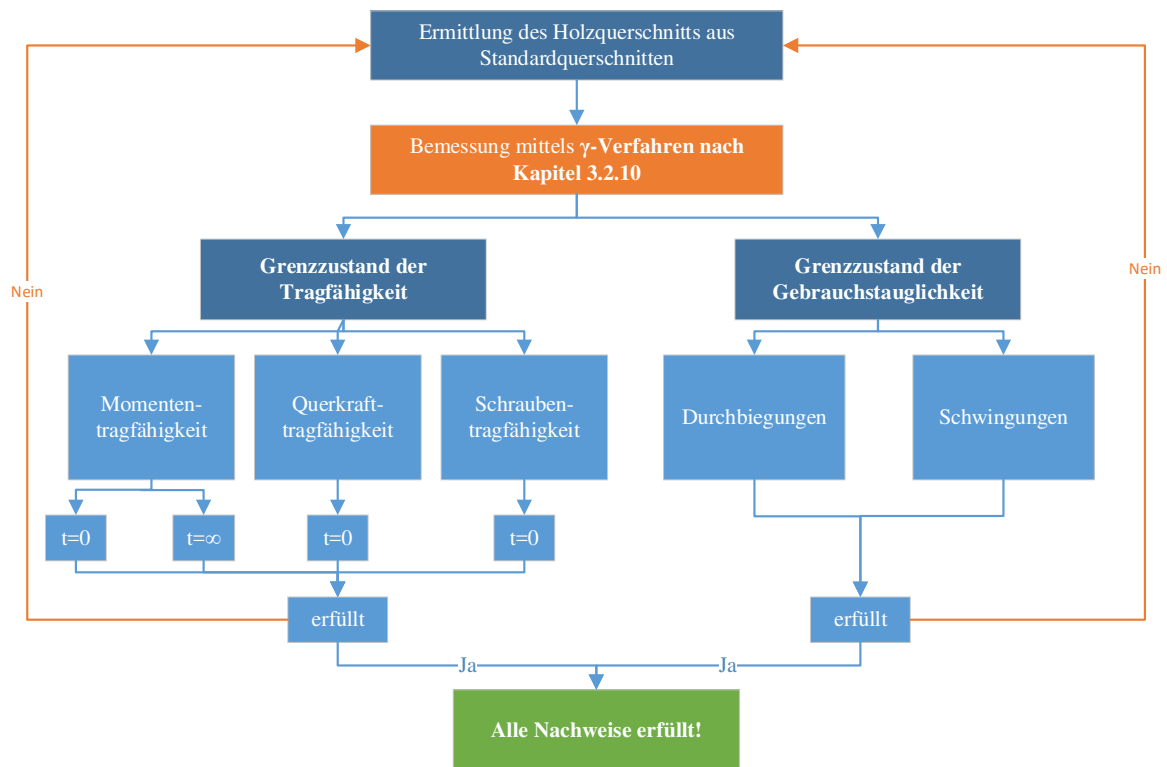


Abbildung 29: Detailliertes Flussdiagramm durch Bemessung und Optimierung

Anhand dieser Darstellung wird der genaue Weg durch die Bemessung beschrieben. Diese kann schrittweise von oben nach unten durchgegangen werden. Es wird bei den jeweiligen Unterpunkten auf das dazugehörige Kapitel verwiesen.

Auch hier ist anzumerken, dass ebenfalls zur besseren Veranschaulichung die beiden Punkte „Ermittlung der Holzquerschnitts aus Standardquerschnitten“, sowie „Bemessung mittels γ -Verfahren“, doppelt dargestellt werden.

4 HBV – Rippendecken mit Schubkernen

In diesem Kapitel werden Holz-Beton-Verbund-Rippendecken mit Schubkernen als Verbindungsmittel betrachtet. Hierbei wird der Verbund zwischen Holz und Beton über einen Formschluss hergestellt. Als Grundlage für die Deckensysteme mit Schubkernen werden die, in **Kapitel 3** ermittelten Deckensysteme, verwendet. Dabei werden die dort ermittelten Querschnitte herangezogen, mit Schubkernen als Verbindungsmittel bemessen und bei Systemen, welche die Nachweise nicht erfüllen, Optimierungen durchgeführt.

4.1 Die verwendeten Verschiebungsmoduln – Kervensteifigkeiten

Wie bereits unter **Punkt 2.5.4.1** zu sehen ist, kommt es in Bezug auf den Verschiebungsmodul von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen in der Literatur zu einer weiten Streuung. Dabei reicht die Bandweite der Moduln unter 500 bis über 2000 kN/mm/m. Aufgrund dieser großen Unterschiede, wird im Zuge dieser Arbeit kein fixer Wert für die Verschiebungsmoduln der Kerven gewählt. Es werden drei unterschiedliche Moduln, welche die Bandbreite der vorhandenen Verschiebungsmoduln gut abdecken, ausgewählt. Mit jedem der drei Moduln wird ein Stabwerkmodell erstellt und die Schnittgrößen ermittelt. Für die Nachweisführung werden die ermittelten Schnittkräfte der verschiedenen Modelle herangezogen und gemittelt.

Bei den verwendeten Verschiebungsmoduln handelt es sich um die, unter **Punkt 2.5.4.1** bereits erwähnten und in **Tabelle 50**, dargestellten Werte.

Verschiebungsmodul:	K_{ser} :	K_u :
nach Schönborn [23] in kN/mm/m:	1135	757
nach Mönch/Kudla/Kuhlmann [19] in kN/mm/m:	1571	1047
nach Michelfelder [22] in kN/mm/m:	568	568

Tabelle 50: verwendete Verschiebungsmoduln

4.2 Berechnung mittels Stabwerkmodell und Ergebnisse

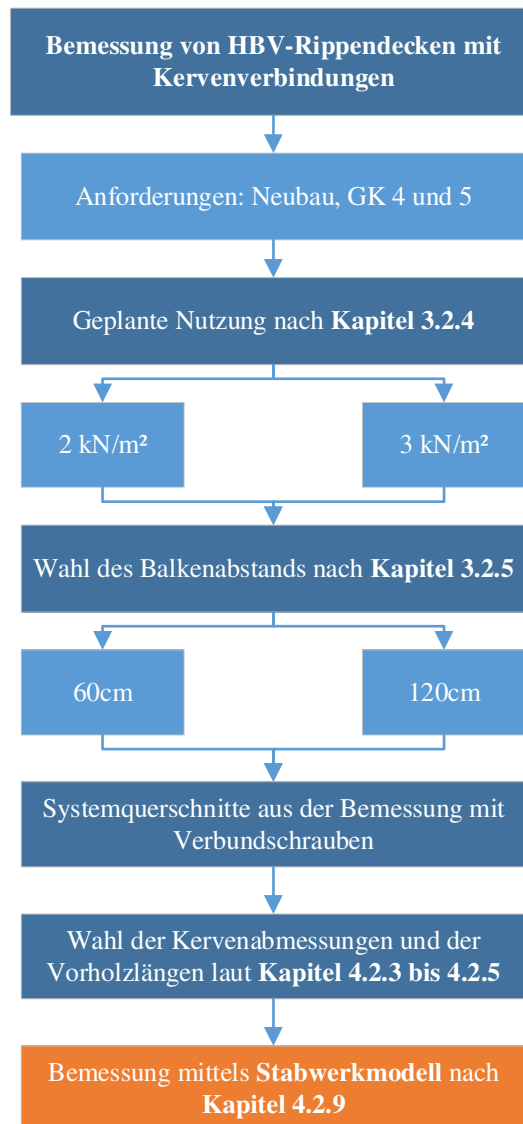
Für die Berechnung der Systeme mit Schubkernen als Verbindungsmittel wird das in **Kapitel 3** vorgestellte Verfahren von Rautenstrauch et al. verwendet. Dabei werden für alle Systeme Stabwerkmodelle mit einem Statikprogramm erstellt. Aus diesem können die Schnittkräfte und Verformungen direkt herausgelesen und für die Nachweisführung verwendet werden.

Als Grundlage für die Abmessungen der Betonplatten sowie der Holzträger dienen die Geometrien, welche bei der Optimierung der Holz-Beton-Verbunddecken mit Verbundschrauben ermittelt wurden. Auch die Abstände der Balken sowie die angesetzten Lasten werden übernommen.

4.2.1 Der Weg der Berechnung

Um einen kurzen Überblick über die durchgeführten Berechnungen zu bekommen, wird die Vorgehensweise in einem Flussdiagramm dargestellt.

In **Abbildung 30** sind die einzelnen Schritte der Bemessung zu sehen, auf welche im Anschluss genauer eingegangen wird.



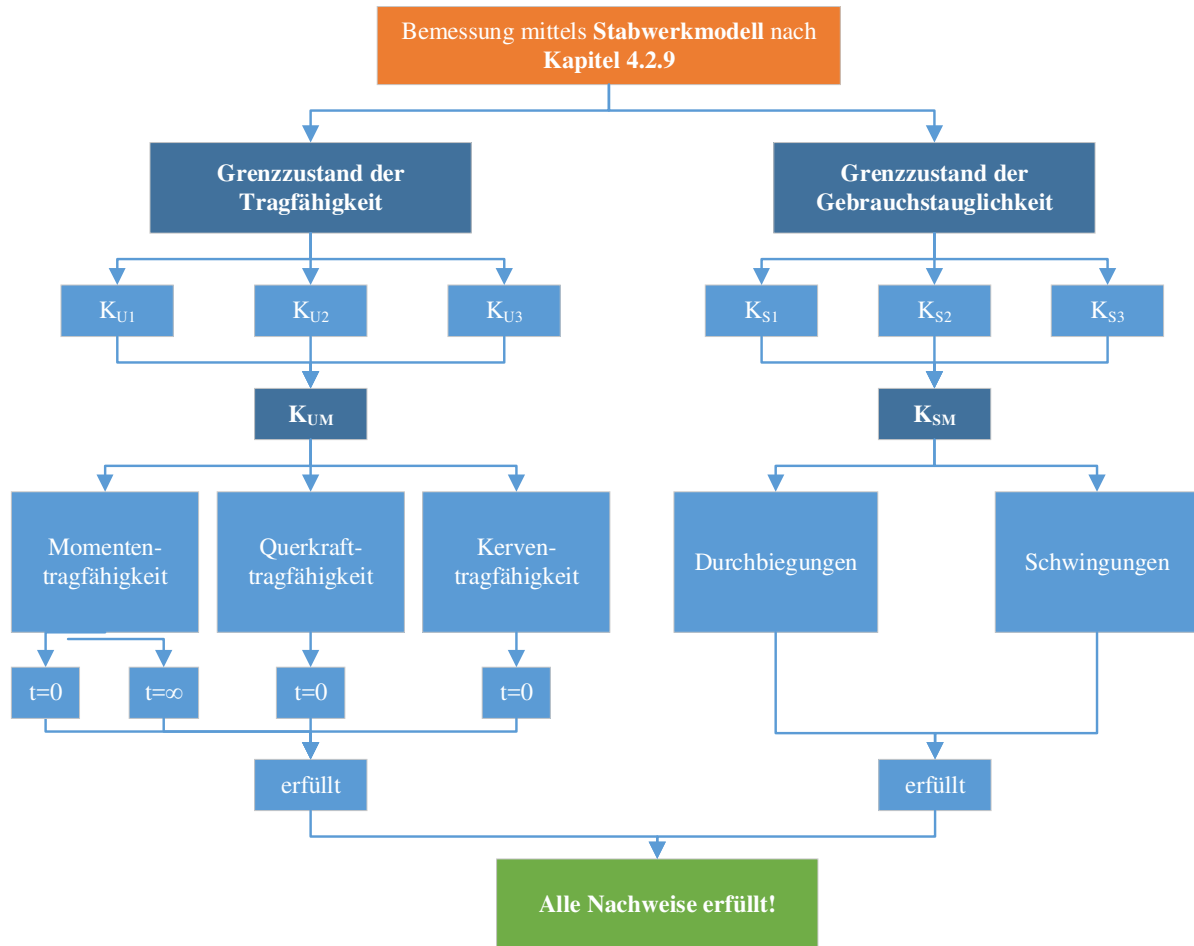


Abbildung 30: Flussdiagramm Berechnungsweg der Systeme mit Kervenverbindungen

Bei den Unterpunkten der Darstellung wird auf die dazugehörigen Kapitel verwiesen. Der Punkt „*Bemessung mittels Stabwerkmodell*“ wird aufgrund der besseren Veranschaulichung doppelt dargestellt.

4.2.2 Verwendete Holzquerschnitte

Die in **Kapitel 3** ermittelten Holzquerschnitte werden für die erste Bemessung der Systeme mit Kervenverbindungen verwendet und sind in **Tabelle 31** angeführt. Bei den Systemen, bei welchen diese Querschnitte nicht ausreichen, werden Optimierungen durchgeführt.

4.2.3 Kervenabmessungen

Die gewählten Kervenabmessungen betragen: 20cm Länge, 2cm Tiefe sowie die Breite des jeweiligen Trägers (siehe **Abbildung 31**). Zur besseren Vergleichbarkeit werden die Abmessungen bei allen Trägern gleich gewählt. Die Längen für die Kervenabmessungen basieren auf Werten aus der Literatur. Hier werden verschiedene geometrische Anforderungen an Kerven angegeben. Die Kervengeometrien werden so gewählt, dass sie den Anforderungen aller vorliegenden Quellen entsprechen [19], [22], [23].

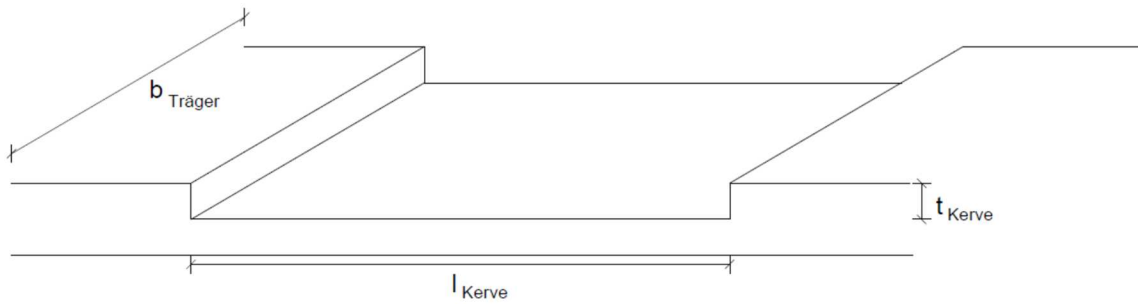


Abbildung 31: Geometrie der verwendeten Kerven

4.2.4 Die Kervenanzahl

Die Kervenanzahl pro Trägerseite wird zuerst fix festgelegt. Im Zuge der anschließenden Optimierung der Querschnitte erfolgt eine Erhöhung der Kervenanzahl.

Bei der Wahl der Kervenanzahl wird auf eine gleichmäßige Verteilung der Kervenkräfte in Verbindung mit der nachfolgenden Vorholzlänge geachtet.

Dabei ergibt sich folgende Anzahl an Kerven pro Trägerseite:

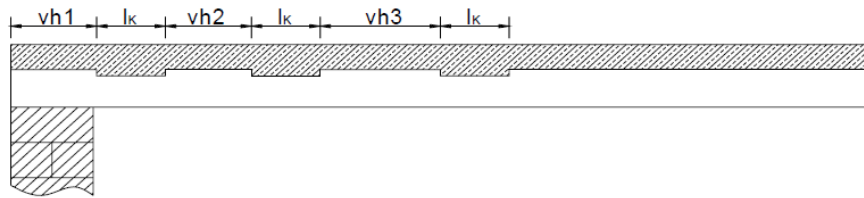
- Drei Kerven bei einer Spannweite von 6m
- Vier Kerven bei einer Spannweite von 8m
- Fünf Kerven bei einer Spannweite von 10m

Die Vergrößerung der Kervenanzahl über die hier angegeben hinaus ist nicht sinnvoll, da dadurch nur eine Umlagerung der Kervenkräfte in den inneren Kerven geschieht, der Einfluss auf die erste Kerwe, und somit in den meisten Fällen auf die am meisten beanspruchte Kerwe, jedoch nur minimal ist. Dies führt somit zu einer unregelmäßigen Kraftverteilung in den Kerven.

4.2.5 Vorholzlänge

Bei der Vorholzlänge handelt es sich, bei der äußersten Kerwe, um den Abstand der ersten Kerwenflanke zum Trägeranfang, beziehungsweise bei den restlichen Kerven um den Abstand der Kerven zueinander (Siehe **Abbildung 32**). Die Vorholzlänge ist dafür verantwortlich, dass es zu keinem Abscheren des Holzes, welches bei den Kervennachweisen noch genauer behandelt wird, kommt. Auch hierfür werden Anforderungen in den verwendeten Quellen gestellt. So wird zum Beispiel von Schönborn eine Mindestvorholzlänge von 12,5mal der Kervertiefe t_k vorausgesetzt. Dies würde bei der gewählten Kervengeometrie zu einer Vorholzlänge von mindestens 25cm führen.

Die Kervenversuche, welche am Institut für Konstruktion und Entwurf an der Universität Stuttgart durchgeführt wurden, und aus welchen einer der verwendeten Verschiebungsmoduln hervorgeht, wurden mit einer Vorholzlänge von 30cm durchgeführt.


Abbildung 32: Darstellung der Vorholzlängen

Bei dieser Arbeit wird eine Mindestvorholzlänge von 30cm angenommen.

Weiters wird auf eine gleichmäßige Verteilung der Kervenkräfte geachtet. Um dies zu gewährleisten, kann eine Vergrößerung der Vorholzlängen der einzelnen Kerven zueinander nötig sein. Dies wird anhand von Modellen untersucht und verschiedene Vorholzlängenvariationen verglichen. Diese Gegenüberstellung führt zu fixen Vorholzlängen und dazugehörigen Kervenanzahlen bei den einzelnen Spannweiten (siehe **Tabelle 51**).

Durch die relativ große Anzahl an Kerven pro Trägerseite ist in fast allen Fällen ein Abstand von 30cm zu wählen.

		Vorholzlängen:					
		vh1:	vh2:	vh3:	vh4:	vh5:	vh6:
Spannweiten:	<i>3 Kerven:</i>						
	6m:	30cm	30cm	30cm			
	<i>4 Kerven:</i>						
	8m:	30cm	30cm	30cm	30cm		
	10m:	30cm	30cm	50cm	50cm		
	<i>5 Kerven:</i>						
	8m:	30cm	30cm	30cm	30cm	30cm	
	10m:	30cm	30cm	30cm	30cm	30cm	
	<i>6 Kerven:</i>						
	10m:	30cm	30cm	30cm	30cm	30cm	30cm

Tabelle 51: Gewählte Vorholzlängen

Ermittlung der Vorholzlängen:

Zur Ermittlung der Vorholzlängen wird an den vorhandenen Stabwerkmodellen die Anordnungen der Kerven verändert. Die daraus resultierenden Kräfte werden abgelesen und gegenübergestellt.

Anhand der Ermittlung der Vorholzlänge für die Spannweite von zehn Metern mit vier Kerven wird die Vorgehensweise erläutert. Bei dem Beispiel handelt es sich um die Decke mit einem Balkenabstand von 60cm und einer Nutzlast von 2,0 kN/m².

Im ersten Schritt werden für alle Kerven die gleichen Vorholzlängen gewählt. Dabei werden die Vorholzlängen 30cm, 40cm und 50cm betrachtet. Wie in **Tabelle 52** zu sehen ist, ergibt sich aus diesen Abständen keine gleichmäßige Kraftverteilung.

Abmessungen:			
b_k : [cm]	20	20	20
l_k : [cm]	20	20	20
t_k : [cm]	2	2	2
l_{vh1} : [cm]	30	40	50
l_{vh2} : [cm]	30	40	50
l_{vh3} : [cm]	30	40	50
l_{vh4} : [cm]	30	40	50
Kräfte:			
Nmax: [kN]	201,7	209,1	215
Kerve ₁ : [kN]	49,5	57,2	65
Kerve ₂ : [kN]	48,1	52,3	56
Kerve ₃ : [kN]	55,1	50,4	45
Kerve ₄ : [kN]	55,1	50,4	45
Kraftverteilung:			
Kerve ₁ : [%]	25%	27%	30%
Kerve ₂ : [%]	24%	25%	26%
Kerve ₃ : [%]	27%	24%	21%
Kerve ₄ : [%]	27%	24%	21%

Tabelle 52: Vorholzlängenermittlung

Da bei einer Vorholzlänge von 40cm die erste Kerbe am stärksten belastet wird, und bei einer Verschiebung der weiteren Kerben nach innen, die Kraft noch höher wird, kann mit der Vorholzlänge von 30cm in die weitere Ermittlung gegangen werden.

Im zweiten Schritt wird der Abstand der innersten Kerbe zur vorletzten vergrößert. Da es sich hier um vier Kerben handelt wird auch versucht die zwei innenliegenden Kerben zu verschieben. Dies führt, wie **Tabelle 53** entnommen werden kann, zu einer beinahe gleichmäßigen Kraftverteilung.

Bei allen anderen Spannweiten wird nach dem gleichen Schema vorgegangen und so die jeweiligen idealen Vorholzlängen, siehe **Tabelle 51** ermittelt.

Abmessungen:				
b_k : [cm]	20	20	20	20
l_k : [cm]	20	20	20	20
t_k : [cm]	2	2	2	2
l_{vh1} : [cm]	30	30	30	30
l_{vh2} : [cm]	30	30	30	30
l_{vh3} : [cm]	30	30	40	50
l_{vh4} : [cm]	40	50	40	50
Kräfte:				
Nmax: [kN]	203,1	204,5	203,7	208,1
Kerve ₁ : [kN]	49,7	50,0	50,5	51,9
Kerve ₂ : [kN]	48,4	48,7	49,4	51,6
Kerve ₃ : [kN]	55,5	55,8	54,1	52,9
Kerve ₄ : [kN]	55,5	55,8	54,1	52,9
Kraftverteilung:				
Kerve ₁ : [%]	24%	24%	25%	25%
Kerve ₂ : [%]	24%	24%	24%	25%
Kerve ₃ : [%]	27%	27%	27%	25%
Kerve ₄ : [%]	27%	27%	27%	25%

Tabelle 53: Vorholzlängenermittlung Teil 2

4.2.6 Stabsteifigkeiten

Wie unter 3.1.2 bereits erwähnt, werden über die Steifigkeiten der Stäbe der Modelle, die Eigenschaften der einzelnen Bauteile übernommen. Beim Beton und Holz erfolgt dies über ihre Dehn- und Biegesteifigkeiten, welche den jeweiligen Stäben zugeordnet werden. Für die Ermittlung von EI^* der Kernen kommt die Gleichung laut **Punkt 3.1.2** zur Anwendung, in welcher der Verschiebungsmodul die zentrale Rolle der Berechnung trägt.

4.2.7 Der Verschiebungsmodul

Anhand der Verschiebungsmoduln von Kernen kann eine Aussage über die Steifigkeit des Verbindungsmittels getroffen werden. Hier kommt es, wie bereits erwähnt, zu einer großen Streuung was die Größe von K_s betrifft (siehe **Tabelle 50**).

Für die Berechnungen werden daher drei unterschiedliche Verschiebungsmoduln herangezogen. Die Berechnungen werden mit allen drei Verschiebungsmoduln durchgeführt, die Ergebnisse gemittelt und mit diesen die Nachweise geführt.

Dabei ist zu erwähnen, dass sich die wesentlichen Unterschiede bei den Nachweisen der Durchbiegungen ergeben. Bei den Schnittgrößen kommt es, wie in [19] bereits festgestellt, zu keinen großen Änderungen aufgrund der unterschiedlichen Verschiebungsmoduln.

4.2.8 Das Langzeitverhalten

Durch die unterschiedlichen Materialverhalten von Holz und Beton auf längere Zeit gesehen kommt es zu Umlagerungen der Kräfte in den unterschiedlichen Querschnitten. Dies wird über die Abminderungen der E-Moduln berücksichtigt. Diese vereinfachte Abschätzung kann aus baupraktischer Nutzung als ausreichend genau angesehen werden.

$$E_{\text{Beton},t=\infty} = \frac{E_{\text{Beton},t=0}}{1 + \varphi_{\text{Beton}}}$$

$$E_{\text{Holz},t=\infty} = \frac{E_{\text{Holz},t=0}}{1 + k_{\text{def}}}$$

$$K_{s,\text{mean},t=\infty} = \frac{K_{s,\text{mean},t=0}}{1 + \varphi_{\text{Verbindungsmittel}}}$$

Diese Abminderung der E-Moduln führt zu Abminderung der jeweiligen Steifigkeiten der einzelnen Bauteile.

Auch hier werden zwei unterschiedliche Berechnungen durchgeführt. Zum einen wird der Kriechbeiwert k_{def} für Holz aus der Norm EN 1995-1-1 entnommen, zum anderen ein Wert nach Schönborn [23] gewählt. Laut Norm beträgt der Kriechbeiwert k_{def} für Brettschichtholz 0,8. Schönborn wählt aus eigenen Berechnungen heraus einen Beiwert für die selbe Holzgüte

von 1,8. Dies führt dazu, dass die Steifigkeit des Holzträgers im Vergleich zum Wert aus der Norm, um fast das Doppelte abgemindert wird.

Die Gegenüberstellung der beiden Ergebnisse liefert die Aussage, dass die unterschiedlichen Kriechbeiwerte vorwiegend in den unterschiedlichen Durchbiegungen erkennbar sind, auf die Schnittgrößen am System aber nur einen geringen und somit vernachlässigbaren Einfluss haben. Um bei den Berechnungen auf der sicheren Seite zu liegen, wurden die Nachweise mit der Abminderung nach Schönborn geführt.

Die Kriechzahl φ_{Beton} für Beton aus der Norm stimmt mit der nach Schönborn überein und beträgt 2,4.

Die Kriechzahl für das Verbindungsmittel $\varphi_{\text{Verbindungsmittel}}$ wird ebenfalls nach Schönborn gewählt und beträgt 1,6.

	Kriechbeiwert/Kriechzahl
Holz	1,8
Beton	2,4
Verbindungsmittel	1,6

Tabelle 54: Kriechbeiwerte

4.2.9 Zu führende Nachweise

Die zu führenden Nachweise wurden bereits in **Kapitel 3** erläutert. Ergänzend zu diesen Nachweisen sind folgende Anmerkungen zu erwähnen.

Grenzzustand der Tragfähigkeit

- Nachweis der Verbundfuge: die Nachweise der Schubkerne werden unter **Punkt 4.2.8** genauer behandelt.

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Werte der Durchbiegungen können direkt aus dem Stabwerksmodell mit den jeweiligen Lastkombinationen ausgegeben werden. Anhand dieser Durchbiegungen werden folgende Nachweise geführt:

- Charakteristische Anfangsdurchbiegung: $w_{zul} = \frac{l}{300}$
- Charakteristische Enddurchbiegung: $w_{zul} = \frac{l}{200}$
- Quasi ständige Enddurchbiegung: $w_{zul} = \frac{l}{250}$
- Schwingungsnachweis

Auf Basis der Durchbiegungen werden die, für die Schwingungsberechnungen notwendigen Werte, für EI_{eff} rückgerechnet. Dabei wird folgende Formel verwendet:

$$w_{max} = \frac{q \times l^4}{EI_{eff}}$$

Da nach Eurocode 1995-1-1 laut dem Frequenzkriterium bei beinahe allen berechneten Spannweiten und Querschnitten genauere Untersuchungen notwendig sind werden diese nach [40] durchgeführt. Der Weg durch die Berechnung ist unter **Punkt 3.2.9.1** ersichtlich.

4.2.10 Nachweis der Schubkernen

Auf Basis von Abscherversuchen nach ÖNORM EN 26891, welche an der Universität Innsbruck durchgeführt wurden, wurde die Wirkung von Schubkernen untersucht und anhand dieser, vier verschiedene Bruchbilder festgestellt. Diese Bruchbilder führen zu vier Bemessungsgleichungen, beruhend auf dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept nach ÖNORM EN 1990. Zum Nachweis der Schubkernen der Holz-Beton-Verbundträger werden diese vier Bemessungsgleichungen herangezogen. Dabei werden folgende Versagensmechanismen behandelt:

- ***Versagen des Holzes durch Druckstauchungen***

Im Bereich der Krafteinleitung der Kerne bleibt der Beton in den meisten Fällen nahezu unbeschädigt. Dies führt dazu, dass die Ableitung der Kräfte über die Holzfläche betrachtet werden kann und es sich so um ein Druckversagen des Holzes an der Kervenflanke handelt. Über die Formulierung eines Druckspannungsnachweises erfolgt dabei die rechnerische Bewertung, welche zu folgender Formel führt:

$$F_{Druck,Holz,d} = f_{Modell} \times A_{Verbindung} \times f_{c,\alpha,d} \times k_{\alpha}$$

Dabei ist $A_{Verbindung}$ die Holzfläche, welche zur Kraftübertragung genutzt werden kann und f_{Modell} der Formfaktor, welcher im Anschluss noch kurz behandelt wird.

Es handelt es sich hierbei um ein duktilen Versagen, welches als günstig erscheint.

Bei k_{α} handelt es sich um einen zusätzlichen Korrekturfaktor welcher in den durchgeführten Berechnungen als eins angenommen werden kann.

- ***Abscheren Vorholz***

Die Breite b_K und die Tiefe t_K der Kerne sind ausschlaggebend für die Spannungsverteilung im Holz hinter der Kerne. Eine kurze Vorholzlänge ist verantwortlich für dieses Versagen. Dem kann jedoch durch konstruktive Maßnahmen entgegengewirkt werden. Folgende Gleichung kann für den Versagensmechanismus Abscheren verwendet werden:

$$F_{Ascher,Holz,k} = f_{Modell} \times b_K \times t_K \times 8 \times f_{v,k}$$

f_{Modell} bildet dabei wieder den Modellfaktor.

Dieses Versagen kann zwar über konstruktive Maßnahmen vermieden, muss aber, da es ein sprödes Versagen ist, bei den Bemessungen berücksichtigt werden.

- **Konsolversagen Beton**

Dabei versagt die Verbindung an der, auf Druck beanspruchten, Flanke im Beton. Es kommt zu Kerbrissen senkrecht zur Krafteinleitung zwischen Holz und Beton. Diese führen bei Erhöhung der Belastung zum Versagen.

Hierbei kommt es zu Zugbeanspruchungen im Beton. Diese können mit den Druckspannungen von Beton in Zusammenhang gebracht werden. Aufgrund dieses Zusammenhanges und mittels Modellfaktoren ergibt sich folgende Formel:

$$F_{\text{Teilflächenpressung}} = f_{\text{Modell}} \times b_K \times t_K \times f_{ck}^{2/3} \times \frac{l_k}{180}$$

Hierbei wird noch ein Längenkorrekturfaktor eingeführt, welcher den Einfluss der Kervlänge auf die Höhe der Zugspannung ansetzt.

- **Abscheren Beton**

Dies erfolgt bei kleinen Kervenflächen. Hier spielen sowohl die Kervlänge wie auch die Kervenbreite eine Rolle. Ist die Grundfläche der Kerbe zu klein, kommt es zu einem Versagen der Verbindung durch Abscheren des Betons über dieser Kervenfläche. Auch hier erfolgt eine Anpassung über einen Modellfaktor. Die Formel zur Berechnung, welche in diesem Fall auf dem Niveau der Bemessungswerte formuliert ist, lautet:

$$F_{Rd} = f_{\text{Modell}} \times 2,4 \times b_K \times l_K \times \tau_{Rd}$$

mit

$$\tau_{Rd} = 0,09 \times \sqrt[3]{f_{ck}}$$

- **Die Modellfaktoren:**

Zur Kalibrierung und der Anpassung an das Sicherheitsniveau werden den Bemessungsgleichungen die bereits erwähnten Modellfaktoren f_{Modell} hinzugefügt. Sofern diese nicht mittels eigener Versuche ermittelt werden, empfiehlt es sich, diese von Schönborn [23] zu übernehmen (siehe **Tabelle 55**).

Nachweise:	Modellfaktor:
Druckstauchung Holz:	1,20
Abscheren Vorholz:	1,00
Konsolversagen Beton:	2,25
Abscheren Beton:	2,50

Tabelle 55: Modellfaktoren nach Schönborn [23]

4.2.11 Die Bemessung der vorhandenen Querschnitte mittels Stabwerkmodell

Wie schon bei den Systemen mit Verbundschrauben, gliedert sich die Bemessung in die drei unterschiedlichen Spannweiten. Es werden alle angeführten Nachweise geführt. Dabei wird sich zeigen, ob die vorhandenen Querschnitte für Deckensysteme mit Kernenverbindungen ausreichend sind. Falls das nicht der Fall ist, werden diese Systeme im Anschluss einer Optimierung unterzogen.

Wie auch bei den Systemen mit Verbundschrauben ist auch hier anzumerken, dass alle Schwingungsnachweise laut **Punkt 3.2.1.9**, wenn der Eigenfrequenznachweis negativ, die anderen Bemessungen jedoch auf der sicheren Seite liegen, erfüllt sind.

Die Ergebnisse werden zur besseren Veranschaulichung im Anschluss dargestellt.

4.2.11.1 Bemessung der Decken mit 6m Spannweite und drei Kernen

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit:				
① Beton:				
Festigkeiten:				
<i>Beton:</i>				
f_{ck} : [Kn/cm ²]	2,50			
γ_c : []	1,50			
f_{cd} : [kN/cm ²]	1,67			
<i>Betonstahl:</i>				
f_{yk} : [kN/mm ²]	550			
γ_s	1,15			
f_{yd} : [kN/cm ²]	48			
Normalspannungen:				
Betondruckspannungen:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma_{1,o,d}$: [kN/cm ²]	-0,682	-0,686	-0,609	-0,755
$\sigma_{1,o,d} / f_{cd}$	0,409	0,412	0,365	0,453
Auslastung:	41%	41%	37%	45%
	t=∞		t=∞	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma_{1,o,d}$: [kN/cm ²]	-0,609	-0,607	-0,542	-0,667
$\sigma_{1,o,d} / f_{cd}$	0,366	0,364	0,325	0,400
Auslastung:	37%	36%	33%	40%
Betonzugbewehrung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
M_{1,d,s1} : [kNcm]	738,90	1501,43	1145,52	1712,25
z_{s1} : [cm]	1,65	1,65	1,65	1,65
μ : []	0,17	0,17	0,26	0,19
ω	0,2007	0,1518	0,1759	0,1882
A_{s1} : [cm ²]	0,67	0,57	0,26	1,53
$a_{s1,erf}$: [cm ² /m]	1,11	0,48	0,43	1,28
$a_{s,min}$: [cm ² /m]	0,46	0,46	0,46	0,46
$a_{s,vorh}$: [cm ² /m]	3,35	3,35	3,35	3,35
$a_{s1,erf} / a_{s,vorh}$	0,333	0,142	0,130	0,381
Auslastung:	33%	14%	13%	38%
	t=∞		t=∞	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
M_{1,d,s1} : [kNcm]	652,69	1319,51	585,99	1501,49
z_{s1} : [cm]	1,65	1,65	1,65	1,65
μ : []	0,15	0,15	0,13	0,17
ω	0,1759	0,1401	0,1518	0,1638
A_{s1} : [cm ²]	0,28	0,15	-0,10	0,75
$a_{s1,erf}$: [cm ² /m]	0,47	0,13	-0,17	0,62
$a_{s,min}$: [cm ² /m]	0,46	0,46	0,46	0,46
$a_{s,vorh}$: [cm ² /m]	3,35	3,35	3,35	3,35
$a_{s1,erf} / a_{s,vorh}$	0,139	0,038	-0,052	0,186
Auslastung:	14%	4%	0%	19%

Tabelle 56: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Betonplatte bei 6m Spannweite und 3 Kernen

② Holz:				
Festigkeiten:				
Holz:				
k_{mod} : []		0,8		
γ_M (Holz): []		1,25		
$f_{t,0,k}$: [kN/cm ²]		1,92		
$f_{t,0,d}$: [kN/cm ²]		1,23		
$f_{m,k}$: [kN/cm ²]		2,4		
$f_{m,d}$: [kN/cm ²]		1,54		
$f_{v,k}$: [kN/cm ²]		0,35		
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]		0,22		
Holznormalspannung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma_{2,d}$: [kN/cm ²]	0,247	0,294	0,320	0,295
$\sigma_{m,2,u,d}$: [kN/cm ²]	0,484	0,585	0,376	0,660
Nachweis:	0,516	0,620	0,505	0,670
Auslastung:	52%	62%	51%	67%
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
$\sigma_{2,d}$: [kN/cm ²]	0,254	0,303	0,225	0,305
$\sigma_{m,2,u,d}$: [kN/cm ²]	0,503	0,608	0,490	0,680
Nachweis:	0,535	0,642	0,502	0,691
Auslastung:	53%	64%	50%	69%
Schubspannungsnachweis:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\tau_{2,\text{max},d}$: [kN/cm ²]	0,050	0,070	0,047	0,085
$\tau_{H,\text{max},d}$: [kN/cm ²]	0,075	0,104	0,071	0,128
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]	0,224	0,224	0,224	0,224
$\tau_{2,\text{max},d} / f_{v,d}$	0,335	0,466	0,318	0,570
Auslastung:	34%	47%	32%	57%
$\tau_{2,\text{max},d}$: [kN/cm ²]	0,048	0,067	0,047	0,081
$\tau_{H,\text{max},d}$: [kN/cm ²]	0,072	0,100	0,071	0,122
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]	0,224	0,224	0,224	0,224
$\tau_{2,\text{max},d} / f_{v,d}$	0,322	0,448	0,318	0,545
Auslastung:	32%	45%	32%	55%

Tabelle 57: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit des Holzträgers bei 6m Spannweite und 3 Kernen

Durchbiegung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
char. Anfangsdurchbiegung				
W _{inst, Mittelwert} : [mm]	7,4	7,9	6,2	8,5
l/300: [mm]	20,0	20,0	20,0	20,0
Ausnutzung:	37%	40%	31%	43%
quasi-ständige Enddurchbiegung:				
W _{fin, net, Mittelwert} : [mm]	15,9	16,7	12,4	16,7
l/250: [mm]	24,0	24,0	24,0	24,0
Ausnutzung:	66%	69%	52%	69%
char. Enddurchbiegung:				
W _{fin, Mittelwert} : [mm]	21,6	22,7	18,0	24,3
l/200: [mm]	30,0	30,0	30,0	30,0
Ausnutzung:	72%	76%	60%	81%

Tabelle 59: Bemessung der Durchbiegung bei 6m Spannweite und 3 Kernen

Schwingungen:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
g _{k, Eigengewicht} : [kN/m ²]	2,7	2,7	2,8	2,7
g _{k, Gesamt} : [kN/m ²]	2,0	2,0	2,0	2,0
g _{k, Aufbau} : [kN/m ²]	4,7	4,7	4,8	4,7
m: [kg/m ²]	465,6	459,1	469,7	459,1
(EI) _{längs} : [kNm ² /m]	15087,6	10186,7	23055,0	11811,7
(EI) _{quer} : [kNm ² /m]	2500,0	2500,0	2500,0	2500,0
	0,2	0,2	0,1	0,2
Eigenfrequenz:				
f _j : [Hz]	7,9	6,5	9,7	7,0
f _{grenz} : [Hz]	8,0	8,0	8,0	8,0
f _{min} : [Hz]	4,5	4,5	4,5	4,5
Ausnutzung:	102%	123%	83%	114%
Beschleunigung:				
F(t): [kN]	70	70	70	70
D: [%]	3,5%	3,5%	3,5%	3,5%
b: [m]	12	12	12	12
a: [m/s ²]	0,048	0,048	0,047	0,048
a _{grenz} : [m/s ²]	0,05	0,05	0,05	0,05
Ausnutzung:	95%	97%	95%	97%
Durchbiegung:				
b _{eff} :	3,48	3,84	3,13	3,70
b _{w(2kN)} : [m]	3,48	3,84	3,13	3,70
w _{2kn} : [m]	0,00017	0,00023	0,00012	0,00021
w _{2kn} : [mm]	0,17	0,23	0,12	0,21
w _{grenz} : [mm]	0,50	0,50	0,50	0,50
Ausnutzung:	34%	46%	25%	41%

Tabelle 60: Bemessung der Schwingungen bei 6m Spannweite und 3 Kernen

4.2.11.2 Bemessung der Decken mit 8m Spannweite und vier Kernen

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit:				
① Beton:				
Festigkeiten:				
<i>Beton:</i>				
f_{ck} : [kN/cm ²]	2,50			
γ_c : []	1,50			
f_{cd} : [kN/cm ²]	1,67			
<i>Betonstahl:</i>				
f_{yk} : [kN/mm ²]	550			
γ_s	1,15			
f_{yd} : [kN/cm ²]	48			
Normalspannungen:				
Betondruckspannungen:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma_{1,o,d}$: [kN/cm ²]	-0,650	-0,746	-0,616	-0,704
$\sigma_{1,o,d} / f_{cd}$	0,390	0,448	0,370	0,422
Auslastung:	39%	45%	37%	42%
$\sigma_{1,o,d}$: [kN/cm ²]	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
	-0,591	-0,666	-0,560	-0,632
	$\sigma_{1,o,d} / f_{cd}$	0,355	0,400	0,336
Auslastung:	35%	40%	34%	38%
Betonzugbewehrung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
M_{1,d,s1} : [kNcm]	692,29	1611,05	1288,04	1521,18
z_{s1} : [cm]	1,65	1,65	1,65	1,65
μ : []	0,16	0,18	0,29	0,17
ω	0,1882	0,1759	0,2134	0,1759
A_{s1} : [cm ²]	-0,65	-0,86	-0,31	-1,13
$a_{s1,erf}$: [cm ² /m]	-1,09	-0,71	-0,52	-0,94
$a_{s,min}$: [cm ² /m]	0,46	0,93	0,46	0,93
$a_{s,vorh}$: [cm ² /m]	3,35	3,35	3,35	3,35
$a_{s1,erf} / a_{s,vorh}$	-0,324	-0,213	-0,155	-0,281
Auslastung:	0%	0%	0%	0%
$M_{1,d,s1}$: [kNcm]	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
	622,78	1426,66	600,80	1355,47
	z_{s1} : [cm]	1,65	1,65	1,65
μ : []	0,14	0,16	0,14	0,15
ω	0,1638	0,1518	0,1882	0,1518
A_{s1} : [cm ²]	-0,99	-1,58	-0,66	-1,84
$a_{s1,erf}$: [cm ² /m]	-1,65	-1,32	-1,10	-1,53
$a_{s,min}$: [cm ² /m]	0,46	0,93	0,46	0,93
$a_{s,vorh}$: [cm ² /m]	3,35	3,35	3,35	3,35
$a_{s1,erf} / a_{s,vorh}$	-0,493	-0,394	-0,327	-0,458
Auslastung:	0%	0%	0%	0%

Tabelle 61: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Betonplatte bei 8m Spannweite und 4 Kernen

② Holz:					
Festigkeiten:					
Holz:					
k_{mod} : []		0,8			
γ_M (Holz): []		1,25			
$f_{t,0,k}$: [kN/cm ²]		1,92			
$f_{t,0,d}$: [kN/cm ²]		1,23			
$f_{m,k}$: [kN/cm ²]		2,4			
$f_{m,d}$: [kN/cm ²]		1,54			
$f_{v,k}$: [kN/cm ²]		0,35			
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]		0,22			
Holznormalspannung:		nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
		e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
		t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma_{2,d}$: [kN/cm ²]		0,234	0,371	0,386	0,349
$\sigma_{m,2,u,d}$: [kN/cm ²]		0,491	0,721	0,493	0,726
Nachweis:		0,510	0,772	0,634	0,757
Auslastung:		51%	77%	63%	76%
		t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
$\sigma_{2,d}$: [kN/cm ²]		0,235	0,376	0,238	0,353
$\sigma_{m,2,u,d}$: [kN/cm ²]		0,505	0,740	0,655	0,740
Nachweis:		0,520	0,788	0,620	0,769
Auslastung:		52%	79%	62%	77%
Schubspannungs-nachweis:		nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
		e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
		t=0	t=0	t=0	t=0
$\tau_{2,\text{max},d}$: [kN/cm ²]		0,039	0,066	0,045	0,069
$\tau_{H,\text{max},d}$: [kN/cm ²]		0,058	0,099	0,067	0,103
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]		0,224	0,224	0,224	0,224
$\tau_{2,\text{max},d} / f_{v,d}$		0,258	0,444	0,298	0,462
Auslastung:		26%	44%	30%	46%
$\tau_{2,\text{max},d}$: [kN/cm ²]		0,039	0,066	0,045	0,069
$\tau_{H,\text{max},d}$: [kN/cm ²]		0,058	0,099	0,068	0,103
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]		0,224	0,224	0,224	0,224
$\tau_{2,\text{max},d} / f_{v,d}$		0,258	0,444	0,303	0,462
Auslastung:		26%	44%	30%	46%

Tabelle 62: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit des Holzträgers bei 8m Spannweite und 4 Kernen

Durchbiegung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
char. Anfangsdurchbiegung				
W _{inst, Mittelwert} : [mm]	10,6	13,3	9,3	11,9
l/300: [mm]	26,7	26,7	26,7	26,7
Ausnutzung:	40%	50%	35%	45%
quasi-ständige Enddurchbiegung:				
W _{fin,net, Mittelwert} : [mm]	21,8	28,1	18,6	23,5
l/250: [mm]	32,0	32,0	32,0	32,0
Ausnutzung:	68%	88%	58%	73%
char. Enddurchbiegung:				
W _{fin, Mittelwert} : [mm]	29,2	38,1	26,8	34,1
l/200: [mm]	40,0	40,0	40,0	40,0
Ausnutzung:	73%	95%	67%	85%

Tabelle 64: Bemessung der Durchbiegung bei 8m Spannweite und 4 Kernen

Schwingungen:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
g _{k, Eigengewicht} : [kN/m ²]	2,9	2,7	2,8	2,8
g _{k, Gesamt} : [kN/m ²]	2,0	2,0	2,0	2,0
g _{k, Aufbau} : [kN/m ²]	4,9	4,7	4,8	4,8
m: [kg/m ²]	481,7	464,1	473,7	466,6
(EI) _{längs} : [kNm ² /m]	43475,1	32799,3	53717,0	41648,5
(EI) _{quer} : [kNm ² /m]	2500,0	2500,0	2500,0	2500,0
	0,1	0,1	0,0	0,1
Eigenfrequenz:				
f ₁ : [Hz]	7,4	6,5	8,3	7,3
f _{grenz} : [Hz]	8,0	8,0	8,0	8,0
f _{min} : [Hz]	4,5	4,5	4,5	4,5
Ausnutzung:	109%	123%	97%	109%
Beschleunigung:				
F(t): [kN]	70	70	70	70
D: [%]	3,5%	3,5%	3,5%	3,5%
b: [m]	12	12	12	12
a: [m/s ²]	0,035	0,036	0,035	0,036
a _{grenz} : [m/s ²]	0,05	0,05	0,05	0,05
Ausnutzung:	69%	72%	70%	71%
Durchbiegung:				
b _{eff} :	3,56	3,82	3,38	3,60
b _{w(2kN)} : [m]	3,56	3,82	3,38	3,60
w _{2kn} : [m]	0,00014	0,00017	0,00012	0,00014
w _{2kn} : [mm]	0,14	0,17	0,12	0,14
w _{grenz} : [mm]	0,50	0,50	0,50	0,50
Ausnutzung:	28%	34%	24%	28%

Tabelle 65: Bemessung der Schwingungen bei 8m Spannweite und 4 Kernen

4.2.11.3 Bemessung der Decken mit 10m Spannweite und fünf Kernen

<i>Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit:</i>				
① Beton:				
Festigkeiten:				
<i>Beton:</i>				
f_{ck} : [Kn/cm ²]	2,50			
γ_c : []	1,50			
f_{cd} : [kN/cm ²]	1,67			
<i>Betonstahl:</i>				
f_{yk} : [kN/mm ²]	550			
γ_s	1,15			
f_{yd} : [kN/cm ²]	48			
Normalspannungen:				
Betondruckspannungen:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma_{1,0,d}$: [kN/cm ²]	-0,690	-0,680	-0,782	-0,772
$\sigma_{1,0,d} / f_{cd}$	0,414	0,408	0,469	0,463
Auslastung:	41%	41%	47%	46%
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
$\sigma_{1,0,d}$: [kN/cm ²]	-0,632	-0,614	-0,724	-0,700
$\sigma_{1,0,d} / f_{cd}$	0,379	0,368	0,434	0,420
Auslastung:	38%	37%	43%	42%
Betonzugbewehrung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
M 1,d,s1: [kNcm]	715,45	1441,00	1204,70	1639,38
z_{s1} : [cm]	1,65	1,65	1,65	1,65
μ : []	0,16	0,16	0,27	0,19
ω	0,2000	0,1638	0,2800	0,1882
A_{s1} : [cm ²]	-1,55	-2,72	-1,03	-3,06
$a_{s1,erf}$: [cm ² /m]	-2,58	-2,27	-1,71	-2,55
$a_{s,min}$: [cm ² /m]	0,46	0,93	0,46	0,93
$a_{s,vorh}$: [cm ² /m]	3,35	3,35	3,35	3,35
$a_{s1,erf} / a_{s,vorh}$	-0,771	-0,677	-0,512	-0,762
Auslastung:	0%	0%	0%	0%
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
M 1,d,s1: [kNcm]	653,47	1292,49	749,17	1471,19
z_{s1} : [cm]	1,65	1,65	1,65	1,65
μ : []	0,15	0,15	0,17	0,17
ω	0,1759	0,1401	0,2007	0,1638
A_{s1} : [cm ²]	-1,85	-3,39	-2,09	-3,75
$a_{s1,erf}$: [cm ² /m]	-3,09	-2,82	-3,49	-3,12
$a_{s,min}$: [cm ² /m]	0,46	0,93	0,46	0,93
$a_{s,vorh}$: [cm ² /m]	3,35	3,35	3,35	3,35
$a_{s1,erf} / a_{s,vorh}$	-0,922	-0,842	-1,041	-0,932
Auslastung:	0%	0%	0%	0%

Tabelle 66: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Betonplatte bei 10m Spannweite und 5 Kernen

② Holz:				
Festigkeiten:				
Holz:				
k_{mod} : []		0,8		
γ_M (Holz): []		1,25		
$f_{t,0,k}$: [kN/cm ²]		1,92		
$f_{t,0,d}$: [kN/cm ²]		1,23		
$f_{m,k}$: [kN/cm ²]		2,4		
$f_{m,d}$: [kN/cm ²]		1,54		
$f_{v,k}$: [kN/cm ²]		0,35		
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]		0,22		
Holznormalspannung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma_{2,d}$: [kN/cm ²]	0,250	0,354	0,363	0,404
$\sigma_{m,2,u,d}$: [kN/cm ²]	0,546	0,730	0,542	0,831
Nachweis:	0,559	0,763	0,648	0,870
Auslastung:	56%	76%	65%	87%
Holznormalspannung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
$\sigma_{2,d}$: [kN/cm ²]	0,249	0,355	0,287	0,405
$\sigma_{m,2,u,d}$: [kN/cm ²]	0,561	0,744	0,634	0,847
Nachweis:	0,568	0,773	0,646	0,881
Auslastung:	57%	77%	65%	88%
Schubspannungsnachweis:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=0	t=0	t=0	t=0
$\tau_{2,max,d}$: [kN/cm ²]	0,038	0,059	0,044	0,069
$\tau_{H,max,d}$: [kN/cm ²]	0,057	0,089	0,065	0,103
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]	0,224	0,224	0,224	0,224
$\tau_{2,max,d} / f_{v,d}$	0,256	0,398	0,291	0,460
Auslastung:	26%	40%	29%	46%
Schubspannungsnachweis:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
	t=∞	t=∞	t=∞	t=∞
$\tau_{2,max,d}$: [kN/cm ²]	0,040	0,061	0,045	0,070
$\tau_{H,max,d}$: [kN/cm ²]	0,059	0,092	0,067	0,105
$f_{v,d}$: [kN/cm ²]	0,224	0,224	0,224	0,224
$\tau_{2,max,d} / f_{v,d}$	0,265	0,411	0,301	0,468
Auslastung:	26%	41%	30%	47%

Tabelle 67: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit des Holzträgers bei 10m Spannweite und 5 Kernen

Durchbiegung:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
char. Anfangsdurchbiegung				
W _{inst, Mittelwert} : [mm]	14,2	15,8	16,0	17,8
l/300: [mm]	33,3	33,3	33,3	33,3
Ausnutzung:	43%	47%	48%	54%
quasi-ständige Enddurchbiegung:				
W _{fin,net, Mittelwert} : [mm]	30,8	33,4	32,4	35,2
l/250: [mm]	40,0	40,0	40,0	40,0
Ausnutzung:	77%	84%	81%	88%
char. Enddurchbiegung:				
W _{fin, Mittelwert} : [mm]	41,3	45,1	46,5	51,1
l/200: [mm]	50,0	50,0	50,0	50,0
Ausnutzung:	83%	90%	93%	102%

Tabelle 69: Bemessung der Durchbiegung bei 8m Spannweite und 4 Kernen

Schwingungen:	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
g _{k, Eigengewicht} : [kN/m ²]	3,01	2,81	3,01	2,81
g _{k, Gesamt} : [kN/m ²]	2,00	2,00	2,00	2,00
g _{k, Aufbau} : [kN/m ²]	5,01	4,81	5,01	4,81
m: [kg/m ²]	491,8	471,7	491,8	471,7
(EI) _{längs} : [kNm ² /m]	75681,6	67227,4	75783,5	67375,7
(EI) _{quer} : [kNm ² /m]	2500,0	2500,0	2500,0	2500,0
	0,0	0,0	0,0	0,0
Eigenfrequenz:				
f ₁ : [Hz]	6,2	5,9	6,2	5,9
f _{grenz} : [Hz]	8,0	8,0	8,0	8,0
f _{min} : [Hz]	4,5	4,5	4,5	4,5
Ausnutzung:	130%	135%	130%	135%
Beschleunigung:				
F(t): [kN]	70	70	70	70
D: [%]	3,5%	3,5%	3,5%	3,5%
b: [m]	12	12	12	12
a: [m/s ²]	0,027	0,028	0,027	0,028
a _{grenz} : [m/s ²]	0,05	0,05	0,05	0,05
Ausnutzung:	54%	57%	54%	57%
Durchbiegung:				
b _{eff} :	3,88	3,99	3,87	3,99
b _{w(2kN)} : [m]	3,88	3,99	3,87	3,99
w _{2kn} : [m]	0,00014	0,00016	0,00014	0,00015
w _{2kn} : [mm]	0,14	0,16	0,14	0,15
w _{grenz} : [mm]	0,50	0,50	0,50	0,50
Ausnutzung:	28%	31%	28%	31%

Tabelle 70: Bemessung der Schwingungen bei 8m Spannweite und 4 Kernen

4.2.12 Interpretation

Den Bemessungen ist zu entnehmen, dass die Querschnitte für einen Balkenabstand von 60cm bei allen Spannweiten ausreichend sind.

Bei einem Balkenabstand von 120cm jedoch, kommt es in den Kernen zu einer Überbeanspruchung. Aus diesem Grund müssen bei diesen Querschnitten Optimierungen durchgeführt werden.

Eine Darstellung aller Ergebnisse erfolgt nach der vorgenommenen Optimierung, welche im nächsten Kapitel durchgeführt wird.

4.2.13 Optimierung der Querschnitte mit Kerven bei einem Balkenabstand von 120cm

Da bei den Spannweiten von 8 und 10m die verwendeten Querschnitte für einen Balkenabstand von 120cm nicht ausreichend sind, werden bei diesen Optimierungen vorgenommen. Dabei kommt es zu zwei unterschiedlichen Ansätzen. Es wird entweder die Kervenanzahl oder die Trägerbreite erhöht. Ist keine der beiden Maßnahmen ausreichend, werden beide in Kombination angewendet. Es wird darauf geachtet, dass die verwendete Holzquerschnittsfläche gleichbleibt. Diese wird nur erhöht, wenn die Optimierungsmaßnahmen nicht ausreichend sind.

4.2.13.1 Erhöhung der Trägerbreite

Die Breite der Kerbe ist mitwirkend für deren Tragfähigkeit. Umso breiter die Kerbe, umso größer ist sie. Das führt dazu, dass die Breite der verwendeten Träger von 20cm auf 24cm erhöht wird. Da diese Erhöhung jedoch zu einer großen Zunahme der Holzquerschnittsfläche führen würde, wird im gleichen Zuge die Höhe der Träger um den gleichen Wert minimiert. Dabei ergibt sich fast die gleiche Querschnittsfläche wie mit den alten Abmessungen. Die Minimierung der Höhe führt zu einer Abnahme der Biegesteifigkeit, somit zu größeren Schnittkräften im Gesamtsystem aber jedoch zu höheren Steifigkeiten in den Kerven.

4.2.13.2 Erhöhung der Kervenanzahl

Durch die Erhöhung der Kervenanzahl erhöht sich die Biegesteifigkeit im gesamten System. Da jedoch, wie aus den Stabwerksmodellen entnommen werden kann, die gesamte Normalkraft durch zusätzliche Kerven erhöht wird, werden die einzelnen Kervenkräfte nur minimal weniger. Besonders der Einfluss auf die erste Kerbe, welche aber die maßgebende Kerbe ist, da bei dieser die größten Kräfte auftreten, ist gering. Somit führt zwar eine weitere Kerbe zu einer Verbesserung der Durchbiegung, die Abnahme der Kervenbeanspruchungen ist jedoch nur gering und auch eine gleichmäßige Verteilung der Kervenkräfte ist nicht mehr gegeben.

Die vorgenommene Optimierung kann in vier Schritte unterteilt werden:

Schritt 1: Die Trägerbreite wird vergrößert und im gleichen Zuge die Trägerhöhe minimiert.

Schritt 2: Vergrößerung der Kervenanzahl pro Trägerseite.

Schritt 3: Vergrößerung der Trägerbreite sowie der Kervenanzahl bei Minimierung der Trägerhöhe.

Schritt 4: Die Trägerbreite wird bei gleichbleibender Trägerhöhe vergrößert.


Schritt 5: Die Trägerbreite und die Kervenanzahl wird bei gleichbleibender Trägerhöhe vergrößert.

Ist einer der vier Schritte ausreichend, müssen die weiteren nicht mehr durchgeführt werden.

Die Ergebnisse der Optimierung werden den ursprünglichen gegenübergestellt. So ist sofort ersichtlich, ob die vorgenommene Optimierung ausreichend ist, oder eine weitere durchgeführt werden muss.

4.2.13.3 Querschnittsanpassung bei Spannweite 8m und 120cm Balkenabstand

Spannweite	8	m
Balkenabstand	1,2	m
Trägerbreite	0,2	m
Nutzlast	2	kN/m
Kervenzahl	4	pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Kervennachweise:		t=0
Holz Druckstauchung		90%
Holz Abscheren		64%
Beton Konsolenversagen		81%
Beton Abscheren		105%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung		50%
Char. Enddurchbiegung		95%
quasi ständige Enddurchbiegung		88%
Schwingungen:		
Frequenzkriterium		123%
Schwingbeschleunigung		72%
Steifigkeitskriterium		34%




Spannweite	8	m
Balkenabstand	1,2	m
Trägerbreite	0,24	m
Nutzlast	2	kN/m
Kervenzahl	4	pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Kervennachweise:		t=0
Holz Druckstauchung		83%
Holz Abscheren		59%
Beton Konsolenversagen		75%
Beton Abscheren		97%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung		56%
Char. Enddurchbiegung		107%
quasi ständige Enddurchbiegung		98%
Schwingungen:		
Frequenzkriterium		130%
Schwingbeschleunigung		72%
Steifigkeitskriterium		37%

Tabelle 71: 1. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite bei Verringerung der Höhe

Durch die Vergrößerung der Breite ist zu sehen, dass die Kervennachweise erfüllt sind. Die Abnahme der Biegesteifigkeit aufgrund der Reduzierung der Trägerhöhe führt zu einer Überbeanspruchung der Durchbiegung. Somit ist eine weitere Optimierung notwendig.

Spannweite	8	m
Balkenabstand	1,2	m
Trägerbreite	0,2	m
Nutzlast	2	kN/m
Kervenzahl	4	pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Kervennachweise:		t=0
Holz Druckstauchung		90%
Holz Abscheren		64%
Beton Konsolenversagen		81%
Beton Abscheren		105%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung		50%
Char. Enddurchbiegung		95%
quasi ständige Enddurchbiegung		88%
Schwingungen:		
Frequenzkriterium		123%
Schwingbeschleunigung		72%
Steifigkeitskriterium		34%




Spannweite	8	m
Balkenabstand	1,2	m
Trägerbreite	0,2	m
Nutzlast	2	kN/m
Kervenzahl	5	pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Kervennachweise:		t=0
Holz Druckstauchung		86%
Holz Abscheren		61%
Beton Konsolenversagen		78%
Beton Abscheren		101%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung		48%
Char. Enddurchbiegung		91%
quasi ständige Enddurchbiegung		84%
Schwingungen:		
Frequenzkriterium		120%
Schwingbeschleunigung		72%
Steifigkeitskriterium		33%

Tabelle 72: 2. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Kervenzahl von 4 auf 5 pro Seite

Die Erhöhung der Kervenzahl bringt zwar eine Verbesserung der Auslastung, jedoch in einem zu geringen Ausmaß. In diesem Fall ist die Anwendung beider Optimierungen in Kombination notwendig.

Spannweite	8 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,2 m
Nutzlast	2 kN/m
Kervenzahl	4 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	90%
Holz Abscheren	64%
Beton Konsolenversagen	81%
Beton Abscheren	105%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	50%
Char. Enddurchbiegung	95%
quasi ständige Enddurchbiegung	88%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	123%
Schwingbeschleunigung	72%
Steifigkeitskriterium	34%




Spannweite	8 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,24 m
Nutzlast	2 kN/m
Kervenzahl	5 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	80%
Holz Abscheren	57%
Beton Konsolenversagen	72%
Beton Abscheren	93%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	53%
Char. Enddurchbiegung	102%
quasi ständige Enddurchbiegung	94%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	127%
Schwingbeschleunigung	72%
Steifigkeitskriterium	36%

Tabelle 73: 3. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite und der Kervenzahl pro Seite bei Verringerung der Höhe

Auch die Anwendung beider Optimierungen in Kombination liefert kein zufriedenstellendes Ergebnis. In diesem Fall muss im Zuge der ersten Optimierung die Reduzierung der Trägerhöhe wegfallen. Dies erfolgt im nächsten Schritt.

Spannweite	8 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,2 m
Nutzlast	2 kN/m
Kervenzahl	4 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	90%
Holz Abscheren	64%
Beton Konsolenversagen	81%
Beton Abscheren	105%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	50%
Char. Enddurchbiegung	95%
quasi ständige Enddurchbiegung	88%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	123%
Schwingbeschleunigung	72%
Steifigkeitskriterium	34%



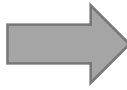
Spannweite	8 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,24 m
Nutzlast	2 kN/m
Kervenzahl	4 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	77%
Holz Abscheren	55%
Beton Konsolenversagen	70%
Beton Abscheren	90%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	48%
Char. Enddurchbiegung	92%
quasi ständige Enddurchbiegung	85%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	130%
Schwingbeschleunigung	71%
Steifigkeitskriterium	37%

Tabelle 74: 4. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite bei gleichbleibender Höhe

Somit sind alle Nachweise erfüllt und es ist keine Anordnung einer 5. Kerven notwendig, um die Kraftverteilung in den Kerven möglichst gleichmäßig zu halten. Es führt jedoch dazu, dass für dieses System, bei einer Ausführung mit Verbundkerven, ein größerer Holzquerschnitt benötigt wird als bei der Anwendung mit Verbundschrauben. Wie sich dies auf die Kosten auswirkt wird in *Kapitel 5* behandelt.

Als nächstes wird die Optimierung der Systeme mit einer Belastung von 3kN/m² Nutzlast durchgeführt.

Spannweite	8 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,2 m
Nutzlast	3 kN/m
Kervenzahl	4 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	94%
Holz Abscheren	67%
Beton Konsolenversagen	84%
Beton Abscheren	109%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	45%
Char. Enddurchbiegung	85%
quasi ständige Enddurchbiegung	73%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	109%
Schwingbeschleunigung	71%
Steifigkeitskriterium	28%




Spannweite	8 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,24 m
Nutzlast	3 kN/m
Kervenzahl	4 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	86%
Holz Abscheren	61%
Beton Konsolenversagen	78%
Beton Abscheren	100%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	49%
Char. Enddurchbiegung	93%
quasi ständige Enddurchbiegung	80%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	114%
Schwingbeschleunigung	71%
Steifigkeitskriterium	31%

Tabelle 75: 1. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite bei Verringerung der Höhe

Trotz der Vergrößerung der Breite auf 24cm ergibt sich immer noch eine Auslastung von 100%.

Spannweite	8 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,2 m
Nutzlast	3 kN/m
Kervenzahl	4 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	94%
Holz Abscheren	67%
Beton Konsolenversagen	84%
Beton Abscheren	109%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	45%
Char. Enddurchbiegung	85%
quasi ständige Enddurchbiegung	73%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	109%
Schwingbeschleunigung	71%
Steifigkeitskriterium	28%

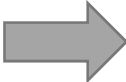


Spannweite	8 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,2 m
Nutzlast	2 kN/m
Kervenzahl	5 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	90%
Holz Abscheren	64%
Beton Konsolenversagen	81%
Beton Abscheren	105%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	43%
Char. Enddurchbiegung	81%
quasi ständige Enddurchbiegung	70%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	107%
Schwingbeschleunigung	71%
Steifigkeitskriterium	27%

Tabelle 76: 2. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Kervenzahl von 4 auf 5 pro Seite

Auch hier liefert die Erhöhung der Kervanzahl nur eine geringfügige Verbesserung. Optimierungsschritt 3 ist auch hier durchzuführen.

Spannweite	8 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,2 m
Nutzlast	3 kN/m
Kervenzahl	4 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	94%
Holz Abscheren	67%
Beton Konsolenversagen	84%
Beton Abscheren	109%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	45%
Char. Enddurchbiegung	85%
quasi ständige Enddurchbiegung	73%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	109%
Schwingbeschleunigung	71%
Steifigkeitskriterium	28%




Spannweite	8 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,24 m
Nutzlast	3 kN/m
Kervenzahl	5 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	83%
Holz Abscheren	59%
Beton Konsolenversagen	75%
Beton Abscheren	97%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	47%
Char. Enddurchbiegung	89%
quasi ständige Enddurchbiegung	77%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	112%
Schwingbeschleunigung	71%
Steifigkeitskriterium	30%

Tabelle 77: 3. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite und der Kervenzahl pro Seite bei Verringerung der Höhe

In diesem Fall liefern die beiden Optimierungen in Kombination ein Ergebnis auf der sicheren Seite. Hier sei aber zu erwähnen, dass die Kervenauslastung mit 97% immer noch in einem relativ hohen Bereich liegt und auch hier der Verzicht auf die Reduzierung der Höhe möglich wäre.

Spannweite	8 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,2 m
Nutzlast	3 kN/m
Kervenzahl	4 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	94%
Holz Abscheren	67%
Beton Konsolenversagen	84%
Beton Abscheren	109%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	45%
Char. Enddurchbiegung	85%
quasi ständige Enddurchbiegung	73%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	109%
Schwingbeschleunigung	71%
Steifigkeitskriterium	28%



Spannweite	8 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,24 m
Nutzlast	3 kN/m
Kervenzahl	4 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	80%
Holz Abscheren	57%
Beton Konsolenversagen	72%
Beton Abscheren	94%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	43%
Char. Enddurchbiegung	81%
quasi ständige Enddurchbiegung	70%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	115%
Schwingbeschleunigung	71%
Steifigkeitskriterium	31%


Tabelle 78: 4. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite bei gleichbleibender Höhe

Wie die Gegenüberstellung zeigt, ist bei der Verwendung eines größeren Holzquerschnittes keine weitere Kerbe notwendig. Die Kervenauslastung ist geringer, die Kosten aufgrund des größeren Holzquerschnittes jedoch höher. Beide Möglichkeiten werden in *Kapitel 5* behandelt.

4.2.13.4 Querschnittsanpassung bei Spannweite 10m und 120cm Balkenabstand

Auch bei einer Spannweite von 10m und einem Balkenabstand von 120cm muss die Optimierung durchgeführt werden. Hier wird gleich wie bei einer Spannweite von 8m vorgegangen. Zuerst erfolgt die Optimierung bei einer Nutzlast von 2kN/m².

Spannweite	10	m
Balkenabstand	1,2	m
Trägerbreite	0,2	m
Nutzlast	2	kN/m
Kervenzahl	5	pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Kervennachweise:		t=0
Holz Druckstauchung		91%
Holz Abscheren		65%
Beton Konsolenversagen		82%
Beton Abscheren		107%
Grenz Zustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung		47%
Char. Enddurchbiegung		90%
quasi ständige Enddurchbiegung		84%
Schwingungen:		
Frequenzkriterium		135%
Schwingbeschleunigung		57%
Steifigkeitskriterium		31%




Spannweite	10	m
Balkenabstand	1,2	m
Trägerbreite	0,24	m
Nutzlast	2	kN/m
Kervenzahl	5	pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Kervennachweise:		t=0
Holz Druckstauchung		82%
Holz Abscheren		59%
Beton Konsolenversagen		74%
Beton Abscheren		96%
Grenz Zustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung		47%
Char. Enddurchbiegung		96%
quasi ständige Enddurchbiegung		89%
Schwingungen:		
Frequenzkriterium		134%
Schwingbeschleunigung		57%
Steifigkeitskriterium		31%

Tabelle 79: 1. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite bei Verringerung der Höhe

In diesem Fall sind nach der ersten Optimierung alle Nachweise erfüllt. Da diese aber unter einer relativ hohen Auslastung erfüllt sind, werden dennoch weiteren Optimierungsschritte vorgenommen.

Spannweite	10	m
Balkenabstand	1,2	m
Trägerbreite	0,2	m
Nutzlast	2	kN/m
Kervenzahl	5	pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Kervennachweise:		t=0
Holz Druckstauchung		91%
Holz Abscheren		65%
Beton Konsolenversagen		82%
Beton Abscheren		107%
Grenz Zustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung		47%
Char. Enddurchbiegung		90%
quasi ständige Enddurchbiegung		84%
Schwingungen:		
Frequenzkriterium		135%
Schwingbeschleunigung		57%
Steifigkeitskriterium		31%




Spannweite	10	m
Balkenabstand	1,2	m
Trägerbreite	0,2	m
Nutzlast	2	kN/m
Kervenzahl	6	pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Kervennachweise:		t=0
Holz Druckstauchung		88%
Holz Abscheren		63%
Beton Konsolenversagen		80%
Beton Abscheren		103%
Grenz Zustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung		45%
Char. Enddurchbiegung		87%
quasi ständige Enddurchbiegung		81%
Schwingungen:		
Frequenzkriterium		132%
Schwingbeschleunigung		57%
Steifigkeitskriterium		30%

Tabelle 80: 2. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Kervenzahl von 4 auf 5 pro Seite

Die Erhöhung der Kervenzahl alleine führt nicht zu einem gewünschten Ergebnis.

Spannweite	10	m
Balkenabstand	1,2	m
Trägerbreite	0,2	m
Nutzlast	2	kN/m
Kervenzahl	5	pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Kervennachweise:		t=0
Holz Druckstauchung		91%
Holz Abscheren		65%
Beton Konsolenversagen		82%
Beton Abscheren		107%
Grenz Zustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung		47%
Char. Enddurchbiegung		90%
quasi ständige Enddurchbiegung		84%
Schwingungen:		
Frequenzkriterium		135%
Schwingbeschleunigung		57%
Steifigkeitskriterium		31%



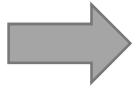
Spannweite	10	m
Balkenabstand	1,2	m
Trägerbreite	0,24	m
Nutzlast	2	kN/m
Kervenzahl	6	pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Kervennachweise:		t=0
Holz Druckstauchung		80%
Holz Abscheren		57%
Beton Konsolenversagen		72%
Beton Abscheren		93%
Grenz Zustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung		45%
Char. Enddurchbiegung		92%
quasi ständige Enddurchbiegung		86%
Schwingungen:		
Frequenzkriterium		131%
Schwingbeschleunigung		57%
Steifigkeitskriterium		30%

Tabelle 81: 3. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite und der Kervenzahl pro Seite bei Verringerung der Höhe

Die Kombination zeigt hier ein zufriedenstellendes Ergebnis. Mit einer maximalen Auslastung von 93% liegt diese auch in einem akzeptablen Bereich.

Somit kann die Optimierung bei dem System mit der Belastung von 3kN/m² durchgeführt werden.

Spannweite		10 m
Balkenabstand		1,2 m
Trägerbreite		0,2 m
Nutzlast		2 kN/m
Kervenzahl		5 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Kervennachweise:		t=0
Holz Druckstauchung		104%
Holz Abscheren		74%
Beton Konsolenversagen		94%
Beton Abscheren		122%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung		54%
Char. Enddurchbiegung		102%
quasi ständige Enddurchbiegung		88%
Schwingungen:		
Frequenzkriterium		135%
Schwingbeschleunigung		57%
Steifigkeitskriterium		31%

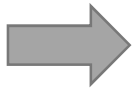


Spannweite		10 m
Balkenabstand		1,2 m
Trägerbreite		0,24 m
Nutzlast		3 kN/m
Kervenzahl		5 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Kervennachweise:		t=0
Holz Druckstauchung		94%
Holz Abscheren		67%
Beton Konsolenversagen		85%
Beton Abscheren		110%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung		53%
Char. Enddurchbiegung		108%
quasi ständige Enddurchbiegung		93%
Schwingungen:		
Frequenzkriterium		134%
Schwingbeschleunigung		57%
Steifigkeitskriterium		31%

Tabelle 82: 1. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite bei Verringerung der Höhe

Die Kervenbeanspruchungen verringern sich zwar, liefern aber immer noch kein zufriedenstellendes Ergebnis. Weiters wirkt sich die geringere Biegesteifigkeit negativ aus.

Spannweite		10 m
Balkenabstand		1,2 m
Trägerbreite		0,2 m
Nutzlast		2 kN/m
Kervenzahl		5 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Kervennachweise:		t=0
Holz Druckstauchung		104%
Holz Abscheren		74%
Beton Konsolenversagen		94%
Beton Abscheren		122%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung		54%
Char. Enddurchbiegung		102%
quasi ständige Enddurchbiegung		88%
Schwingungen:		
Frequenzkriterium		135%
Schwingbeschleunigung		57%
Steifigkeitskriterium		31%

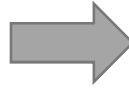


Spannweite		10 m
Balkenabstand		1,2 m
Trägerbreite		0,2 m
Nutzlast		3 kN/m
Kervenzahl		6 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit		
Kervennachweise:		t=0
Holz Druckstauchung		101%
Holz Abscheren		72%
Beton Konsolenversagen		91%
Beton Abscheren		118%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		
Durchbiegung:		
Char. Anfangsdurchbiegung		52%
Char. Enddurchbiegung		98%
quasi ständige Enddurchbiegung		85%
Schwingungen:		
Frequenzkriterium		132%
Schwingbeschleunigung		57%
Steifigkeitskriterium		30%

Tabelle 83: 2. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Kervenzahl von 4 auf 5 pro Seite

Da die Kervenbeanspruchungen hier in einem relativ hohen Bereich liegen, führt auch die Erhöhung der Kervenzahl, wie anzunehmen war, zu keinem zufriedenstellenden Ergebnis.

Spannweite	10 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,2 m
Nutzlast	2 kN/m
Kervenzahl	5 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	104%
Holz Abscheren	74%
Beton Konsolenversagen	94%
Beton Abscheren	122%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	54%
Char. Enddurchbiegung	102%
quasi ständige Enddurchbiegung	88%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	135%
Schwingbeschleunigung	57%
Steifigkeitskriterium	31%



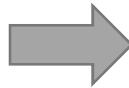
Spannweite	10 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,24 m
Nutzlast	3 kN/m
Kervenzahl	6 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	91%
Holz Abscheren	65%
Beton Konsolenversagen	82%
Beton Abscheren	106%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	51%
Char. Enddurchbiegung	104%
quasi ständige Enddurchbiegung	90%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	131%
Schwingbeschleunigung	57%
Steifigkeitskriterium	30%

Tabelle 84: 3. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite und der Kervenzahl pro Seite bei Verringerung der Höhe

Wie zu sehen ist, kann durch die zwei durchgeführten Optimierungen das Ziel eines Systems mit allen erforderlichen Nachweisen nicht erfüllt werden.

Somit ist auch hier die Minimierung der Trägerhöhe wegzulassen.

Spannweite	10 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,2 m
Nutzlast	2 kN/m
Kervenzahl	5 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	104%
Holz Abscheren	74%
Beton Konsolenversagen	94%
Beton Abscheren	122%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	54%
Char. Enddurchbiegung	102%
quasi ständige Enddurchbiegung	88%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	135%
Schwingbeschleunigung	57%
Steifigkeitskriterium	31%



Spannweite	10 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,24 m
Nutzlast	3 kN/m
Kervenzahl	5 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	88%
Holz Abscheren	63%
Beton Konsolenversagen	80%
Beton Abscheren	103%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	48%
Char. Enddurchbiegung	96%
quasi ständige Enddurchbiegung	93%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	127%
Schwingbeschleunigung	57%
Steifigkeitskriterium	28%

Tabelle 85: 4. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite bei gleichbleibender Höhe

Spannweite	10 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,2 m
Nutzlast	2 kN/m
Kervenzahl	5 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	104%
Holz Abscheren	74%
Beton Konsolenversagen	94%
Beton Abscheren	122%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	54%
Char. Enddurchbiegung	102%
quasi ständige Enddurchbiegung	88%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	135%
Schwingbeschleunigung	57%
Steifigkeitskriterium	31%



Spannweite	10 m
Balkenabstand	1,2 m
Trägerbreite	0,24 m
Nutzlast	3 kN/m
Kervenzahl	6 pro Seite
Verbindungsmitteltragfähigkeit	
Kervennachweise:	t=0
Holz Druckstauchung	85%
Holz Abscheren	61%
Beton Konsolenversagen	77%
Beton Abscheren	100%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
Durchbiegung:	
Char. Anfangsdurchbiegung	46%
Char. Enddurchbiegung	93%
quasi ständige Enddurchbiegung	80%
Schwingungen:	
Frequenzkriterium	124%
Schwingbeschleunigung	57%
Steifigkeitskriterium	27%

Tabelle 86: 5. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite und der Kervenzahl bei gleichbleibender Höhe

Die letzten Optimierungsschritte führen hier zu keiner Lösung. Da eine Auslastung von 100% nicht ausreichend ist, kann dieses System mit den vorgenommenen Optimierungen nicht in einen sicheren Bereich der Nachweisführung gebracht werden. Diese auftretenden Systemgrenzen werden in Kapitel 5 noch genauer behandelt.

4.2.13.5 Ermittelte Trägerabmessungen

Die im Zuge der Optimierung veränderten Abmessungen der Träger sind in der nachfolgenden **Tabelle 87** dargestellt. Bei den gelb hinterlegten Werten wurden Querschnittsvergrößerungen vorgenommen.

8m Spannweite	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
Breite: [cm]	20	24	20	24
Höhe: [cm]	32	36	36	40
10m Spannweite	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
Breite: [cm]	20	20	20	24
Höhe: [cm]	40	48	40	48

Tabelle 87: ermittelte Trägerabmessungen für die Systeme mit Kervenverbindungen

4.3 Zusammenfassung der Ergebnisse

Durch die Optimierung kann bei fast allen Systemen ein zufriedenstellendes Ergebnis erzielt werden. Mit Ausnahme des Deckensystems mit einer Spannweite von 10m und einer Nutzlast von 3 kN/m² liegen alle Nachweise auf der sicheren Seite und können somit zusammengefasst werden. Die Ergebnisse werden dann in hinsichtlich technischer und wirtschaftlicher Anforderungen mit den Ergebnissen aus **Kapitel 3** gegenübergestellt.

4.4 Ergebnisse der Bemessungen

Spannweite		6 m		Spannweite		6 m	
Balkenabstand		0,6 m		Balkenabstand		1,2 m	
Nutzlast		2 kN/m		Nutzlast		2 kN/m	
Grenzzustand der Tragfähigkeit							
Momententragfähigkeit							
Beton:		t=0	t=∞	Beton:		t=0	t=∞
Druckspannung		41%	37%	Druckspannung		41%	36%
Zugbewehrung		33%	14%	Zugbewehrung		14%	4%
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Holznormalspannung:		52%	53%	Holznormalspannung:		62%	64%
Querkrafttragfähigkeit							
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Schubspannung		34%	32%	Schubspannung		47%	45%
Verbindungsmitteltragfähigkeit							
Kervennachweise:			t=0	Kervennachweise:			t=0
Holz Druckstauchung			53%	Holz Druckstauchung			73%
Holz Abscheren			38%	Holz Abscheren			52%
Beton Konsolenversagen			48%	Beton Konsolenversagen			66%
Beton Abscheren			62%	Beton Abscheren			85%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit							
Durchbiegung:							
Char. Anfangsdurchbiegung			37%	Char. Anfangsdurchbiegung			40%
Char. Enddurchbiegung			72%	Char. Enddurchbiegung			76%
quasi ständige Enddurchbiegung			66%	quasi ständige Enddurchbiegung			69%
Schwingungen:							
Frequenzkriterium			102%	Frequenzkriterium			123%
Schwingbeschleunigung			95%	Schwingbeschleunigung			97%
Steifigkeitskriterium			34%	Steifigkeitskriterium			46%

Tabelle 88: Ergebnisse für eine Spannweite von 6m mit einer Nutzlast von 2 kN/m²

Spannweite		6 m		Spannweite		6 m	
Balkenabstand		0,6 m		Balkenabstand		1,2 m	
Nutzlast		3 kN/m		Nutzlast		3 kN/m	
Grenzzustand der Tragfähigkeit							
Momententragfähigkeit							
Beton:		t=0	t=∞	Beton:		t=0	t=∞
Druckspannung		37%	33%	Druckspannung		45%	40%
Zugbewehrung		13%	0%	Zugbewehrung		38%	19%
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Holznormalspannung:		51%	50%	Holznormalspannung:		67%	69%
Querkrafttragfähigkeit							
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Schubspannung		32%	32%	Schubspannung		57%	55%
Verbindungsmitteltragfähigkeit							
Kervennachweise:			t=0	Kervennachweise:			t=0
Holz Druckstauchung			55%	Holz Druckstauchung			73%
Holz Abscheren			39%	Holz Abscheren			52%
Beton Konsolenversagen			49%	Beton Konsolenversagen			66%
Beton Abscheren			64%	Beton Abscheren			85%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit							
Durchbiegung:							
Char. Anfangsdurchbiegung			31%	Char. Anfangsdurchbiegung			43%
Char. Enddurchbiegung			60%	Char. Enddurchbiegung			81%
quasi ständige Enddurchbiegung			52%	quasi ständige Enddurchbiegung			69%
Schwingungen:							
Frequenzkriterium			83%	Frequenzkriterium			114%
Schwingbeschleunigung			95%	Schwingbeschleunigung			97%
Steifigkeitskriterium			25%	Steifigkeitskriterium			41%

Tabelle 89: Ergebnisse für eine Spannweite von 6m mit einer Nutzlast von 3 kN/m²

Spannweite		8 m		Balkenabstand		8 m	
Balkenabstand		0,6 m		Balkenabstand		1,2 m	
Nutzlast		2 kN/m		Nutzlast		2 kN/m	
Grenzzustand der Tragfähigkeit				Grenzzustand der Tragfähigkeit			
Momententragfähigkeit				Momententragfähigkeit			
Beton:		t=0	t=∞	Beton:		t=0	t=∞
Druckspannung		40%	36%	Druckspannung		47%	42%
Zugbewehrung		0%	0%	Zugbewehrung		0%	0%
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Holznormalspannung:		53%	54%	Holznormalspannung:		80%	83%
Querkrafttragfähigkeit				Querkrafttragfähigkeit			
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Schubspannung		26%	26%	Schubspannung		44%	42%
Verbindungsmitteltragfähigkeit				Verbindungsmitteltragfähigkeit			
Kervennachweise:			t=0	Kervennachweise:			t=0
Holz Druckstauchung			51%	Holz Druckstauchung			77%
Holz Abscheren			37%	Holz Abscheren			55%
Beton Konsolenversagen			46%	Beton Konsolenversagen			70%
Beton Abscheren			60%	Beton Abscheren			90%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit			
Durchbiegung:				Durchbiegung:			
Char. Anfangsdurchbiegung			40%	Char. Anfangsdurchbiegung			48%
Char. Enddurchbiegung			73%	Char. Enddurchbiegung			92%
quasi ständige Enddurchbiegung			68%	quasi ständige Enddurchbiegung			85%
Schwingungen:				Schwingungen:			
Frequenzkriterium			109%	Frequenzkriterium			130%
Schwingbeschleunigung			69%	Schwingbeschleunigung			71%
Steifigkeitskriterium			28%	Steifigkeitskriterium			37%

 Tabelle 90: Ergebnisse für eine Spannweite von 8m mit einer Nutzlast von 2 kN/m²

Spannweite		8 m		Spannweite		8 m	
Balkenabstand		0,6 m		Balkenabstand		1,2 m	
Nutzlast		3 kN/m		Nutzlast		3 kN/m	
Grenzzustand der Tragfähigkeit				Grenzzustand der Tragfähigkeit			
Momententragfähigkeit				Momententragfähigkeit			
Beton:		t=0	t=∞	Beton:		t=0	t=∞
Druckspannung		38%	35%	Druckspannung		44%	39%
Zugbewehrung		0%	0%	Zugbewehrung		0%	0%
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Holznormalspannung:		65%	66%	Holznormalspannung:		79%	80%
Querkrafttragfähigkeit				Querkrafttragfähigkeit			
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Schubspannung		30%	31%	Schubspannung		46%	43%
Verbindungsmitteltragfähigkeit				Verbindungsmitteltragfähigkeit			
Kervennachweise:			t=0	Kervennachweise:			t=0
Holz Druckstauchung			51%	Holz Druckstauchung			80%
Holz Abscheren			36%	Holz Abscheren			57%
Beton Konsolenversagen			46%	Beton Konsolenversagen			72%
Beton Abscheren			59%	Beton Abscheren			94%
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit			
Durchbiegung:				Durchbiegung:			
Char. Anfangsdurchbiegung			35%	Char. Anfangsdurchbiegung			43%
Char. Enddurchbiegung			67%	Char. Enddurchbiegung			81%
quasi ständige Enddurchbiegung			58%	quasi ständige Enddurchbiegung			70%
Schwingungen:				Schwingungen:			
Frequenzkriterium			97%	Frequenzkriterium			115%
Schwingbeschleunigung			70%	Schwingbeschleunigung			71%
Steifigkeitskriterium			24%	Steifigkeitskriterium			31%

 Tabelle 91: Ergebnisse für eine Spannweite von 8m mit einer Nutzlast von 3 kN/m²

Spannweite		10 m		Spannweite		10 m	
Balkenabstand		0,6 m		Balkenabstand		1,2 m	
Nutzlast		2 kN/m		Nutzlast		2 kN/m	
Grenzzustand der Tragfähigkeit				Grenzzustand der Tragfähigkeit			
Momententragfähigkeit				Momententragfähigkeit			
Beton:		t=0	t=∞	Beton:		t=0	t=∞
Druckspannung		42%	38%	Druckspannung		42%	38%
Zugbewehrung		0%	0%	Zugbewehrung		0%	0%
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Holznormalspannung:		58%	59%	Holznormalspannung:		77%	78%
Querkrafttragfähigkeit				Querkrafttragfähigkeit			
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Schubspannung		26%	27%	Schubspannung		36%	38%
Verbindungsmitteltragfähigkeit				Verbindungsmitteltragfähigkeit			
Kervennachweise:		t=0		Kervennachweise:		t=0	
Holz Druckstauchung				Holz Druckstauchung		80%	
Holz Abscheren				Holz Abscheren		57%	
Beton Konsolenversagen				Beton Konsolenversagen		72%	
Beton Abscheren				Beton Abscheren		93%	
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit			
Durchbiegung:				Durchbiegung:			
Char. Anfangsdurchbiegung		43%		Char. Anfangsdurchbiegung		45%	
Char. Enddurchbiegung		83%		Char. Enddurchbiegung		92%	
quasi ständige Enddurchbiegung		77%		quasi ständige Enddurchbiegung		86%	
Schwingungen:				Schwingungen:			
Frequenzkriterium		130%		Frequenzkriterium		131%	
Schwingbeschleunigung		54%		Schwingbeschleunigung		57%	
Steifigkeitskriterium		28%		Steifigkeitskriterium		30%	

Tabelle 92: Ergebnisse für eine Spannweite von 10m mit einer Nutzlast von 2 kN/m²

Spannweite		10 m		Spannweite		10 m	
Balkenabstand		0,6 m		Balkenabstand		1,2 m	
Nutzlast		3 kN/m		Nutzlast		3 kN/m	
Grenzzustand der Tragfähigkeit				Grenzzustand der Tragfähigkeit			
Momententragfähigkeit				Momententragfähigkeit			
Beton:		t=0	t=∞	Beton:		t=0	t=∞
Druckspannung		48%	44%	Beton Druck		48%	43%
Zugbewehrung		0%	0%	Beton Zug		0%	0%
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Holznormalspannung:		66%	67%	Holznormalspannung:		87%	88%
Querkrafttragfähigkeit				Querkrafttragfähigkeit			
Holz:		t=0	t=∞	Holz:		t=0	t=∞
Schubspannung		30%	31%	Schubspannung		42%	43%
Verbindungsmitteltragfähigkeit				Verbindungsmitteltragfähigkeit			
Kervennachweise:		t=0		Kervennachweise:		t=0	
Holz Druckstauchung				Holz Druckstauchung		85%	
Holz Abscheren				Holz Abscheren		61%	
Beton Konsolenversagen				Beton Konsolenversagen		77%	
Beton Abscheren				Beton Abscheren		100%	
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit			
Durchbiegung:				Durchbiegung:			
Char. Anfangsdurchbiegung		48%		Char. Anfangsdurchbiegung		46%	
Char. Enddurchbiegung		93%		Char. Enddurchbiegung		93%	
quasi ständige Enddurchbiegung		81%		quasi ständige Enddurchbiegung		80%	
Schwingungen:				Schwingungen:			
Frequenzkriterium		130%		Frequenzkriterium		124%	
Schwingbeschleunigung		54%		Schwingbeschleunigung		57%	
Steifigkeitskriterium		28%		Steifigkeitskriterium		27%	

Tabelle 93: Ergebnisse für eine Spannweite von 10m mit einer Nutzlast von 3 kN/m²

5 Ergebnisanalyse mit wirtschaftlicher Betrachtung und Ausblick

Folgendes Kapitel soll einen kurzen Überblick über die behandelten Verbindungsmittelsysteme geben und diese in technischer, wie auch in wirtschaftlicher Sicht gegenüberstellen.

In den beiden vorliegenden Kapiteln wurden sowohl Schraubenverbindungen, als auch Schubkerven als Verbindungsmittel zwischen Holz und Beton untersucht. Die jeweiligen Systeme wurden ihre Querschnitte betreffend optimiert und alle nötigen Nachweise durchgeführt. Diese Ergebnisse dienen als Grundlagen für die nachfolgenden Gegenüberstellungen.

5.1 Gegenüberstellung aus technischer Sicht

Zur Betrachtung der Systeme aus technischer Sicht werden diese in die beiden Balkenabstände 60cm und 120cm unterteilt. So kann für den jeweiligen Balkenabstand eine Aussage über das günstigere Verbindungsmittel getroffen werden. Die Aufteilung in die unterschiedlichen Spannweiten erfolgt, falls notwendig, ebenfalls in den folgenden Unterpunkten.

5.1.1 Balkenabstand von 60cm

Sowohl bei den Schraubenverbindungen, als auch bei den Kervenverbindungen sind alle Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllt. Dies gilt für alle betrachteten Spannweiten. Die Ergebnisse der Nachweisführung können für die Systeme mit Schraubenverbindungen **Punkt 3.3** und für die Systeme mit Kervenverbindungen **Punkt 4.4** entnommen werden.

Da für die Systeme mit Kervenverbindungen die gleichen Querschnitte der Systeme mit Schraubenverbindungen verwendet werden, bei diesen aber teilweise noch Optimierungspotential vorhanden ist, erweisen sich Kervenverbindungen, aus technischer Sicht, bei geringen Balkenabständen als sinnvolleres Verbindungsmittel. Die Systeme werden im Anschluss noch hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit analysiert, um eine genauere Aussage über den Einsatz des gewählten Verbindungsmittels zu erhalten.

5.1.2 Balkenabstand von 120cm

Hier ist eine Unterteilung in die einzelnen Spannweiten notwendig, da diese zu unterschiedlichen Ergebnissen führen.

Bei der Spannweite von 6m sind alle Nachweise, sowohl für Systeme mit Schraubenverbindungen, als auch für die mit Kervenverbindungen erfüllt. Auch hier kann aus technischer Sicht von der Kervenverbindung als günstigeres Verbindungsmittel ausgegangen werden.

Die Spannweiten von 8m verlangen Optimierungen zur Erfüllung der Nachweise bei den Systemen mit Kervenverbindungen. Diese sind unter **Punkt 4.2.13** angeführt. Durch diese Maßnahmen erfolgt die Erstellung von Querschnitten welche zwar alle Nachweise erfüllen, dafür aber eine Vergrößerung der Holzquerschnittsflächen, im Vergleich zu den Systemen mit Schraubenverbindungen, und auch eine Erhöhung der Kervenanzahl aufweisen. Diese Zunahmen werden bei der wirtschaftlichen Betrachtung berücksichtigt. Dort wird sich zeigen, ob die Verwendung von Verbundschrauben und somit weniger Holz sinnvoll ist. Aus technischer Sicht sind beide Verbindungsmittel einsetzbar.

Auch bei den Spannweiten von 10m bedarf es Optimierungsvorkehrungen bei den Systemen mit Verbundkerven. Diese Maßnahmen sind bei einer Nutzlast von 2 kN/m² noch ausreichend um die Nachweise zu erfüllen. Bei einer Nutzlast von 3 kN/m² sind die gewählten und unter Punkt 4.2.13 vorgestellten Maßnahmen nicht ausreichend, um bei dem System Nachweise auf der sicheren Seite zu erhalten. Dabei sind bei Kervensystemen die Nachweise in den Kerven selbst die Maßgebenden. Hier bieten die Verbundschrauben eine Alternative zu den Kervenverbindungen. Nur die wirtschaftliche Komponente muss in diesem Zusammenhang noch geprüft werden, ob eine Ausführung mit Verbundschrauben aus wirtschaftlicher Sicht sinnvoll ist.

5.2 Wirtschaftliche Betrachtung

Die wirtschaftliche Betrachtung beschränkt sich im Zuge dieser Arbeit auf die verwendeten Materialien für den Holz-Beton-Verbund. Dabei werden die Komponenten Beton, Holz und Verbindungsmittel genauer betrachtet. Dies geht aus der Überlegung hervor, dass die wesentlichen Kostenunterschiede bei den unterschiedlichen Verbindungsmittelarten auftreten werden. Die Herstellungen der restlichen Komponenten beider Systeme werden beinahe identisch ablaufen und zu keinen großen Kostenunterschieden führen.

Damit ein besserer Bezug der Kosten untereinander hergestellt werden kann, werden die Kosten von Holz und Beton ermittelt und diese mit den Verbindungsmittelkosten in Relation gesetzt. Somit wird schnell ersichtlich, ob die Verwendung eines Verbindungsmittels sich als sinnvoll erweist. Da hier nur die Materialkosten monetär bewertet werden, und keine detaillierte Kostenberechnung stattfindet werden der prozentuellen Aufteilung der Preise der einzelnen Bauteile, im Besonderen den Verbindungsmitteln, die größte Aufmerksamkeit geschenkt. Diese Verteilungen soll Aussagen über die wirtschaftlich sinnhafte Verwendung von Verbindungsmitteln liefern.

5.2.1 Kosten für die einzelnen Bauteile

Für die verwendeten Materialien wurde neben Angeboten und Empfehlungen von Unternehmen auch vorliegende Literatur verwendet. Anhand dieser verwendeten Quellen wurden folgende Preise der einzelnen Materialien festgelegt.

5.2.1.1 Brettschichtholz

Brettschichtholz mit einer Festigkeitsklasse von GL24h und Sichtqualität. Die Trägerabmessungen ergeben sich aus den unterschiedlichen Deckensystemen.

Laut drei eingeholten Angeboten betragen die durchschnittlichen Kosten für einen Kubikmeter Brettschichtholz 450 €/m³.

5.2.1.2 Beton

Es wurde Lieferbeton C25/30, XC1 gewählt. Aus mehreren Empfehlungen können die Kosten für einen Kubikmeter Beton, welcher mit einem normalen Fahrmischer geliefert wird, mit 80 €/m³ angenommen werden.

5.2.1.3 Baustahlgitter

Für das verwendete Baustahlgitter CSQ70 wurde ein Preis von 850€/to aus den erhaltenen Empfehlungen festgelegt.

5.2.1.4 Schrauben

Für die verwendeten Verbundschrauben wurden Kosten von 1,2 € pro Stück und Verschraubung angesetzt.

5.2.1.5 Kerfen

Um Kosten für die Kerfenherstellung zu erhalten wurde die Arbeit von S. Hölzl herangezogen. Im Zuge dieser Arbeit wurden durchschnittliche Kosten für Träger mit Schubkerfen eingeholt. Rechnet man diese Kosten auf einen Laufmeter Kerfe um kommt man auf einen Wert von 16 € pro Laufmeter. [39]

5.2.2 Systeme mit einer Spannweite von 6m

Wie der wirtschaftlichen Betrachtung zu entnehmen ist (siehe *Abbildung 33*), kommt es bei einer Spannweite von 6m zu großen Unterschieden bei den Materialkosten. Deckensysteme mit Kerfenverbindungen sind um bis zu 20 Prozent günstiger als gleichwertige Systeme mit Schraubenverbindungen. Auch durch den hohen Anteil der Schrauben an den Gesamtkosten des Systems ist dies ersichtlich (siehe *Abbildung 34*). In diesem Fall kann davon ausgegangen

werden, dass Schubkerven aus wirtschaftlicher Sicht das sinnvollere Verbindungsmittel darstellen.

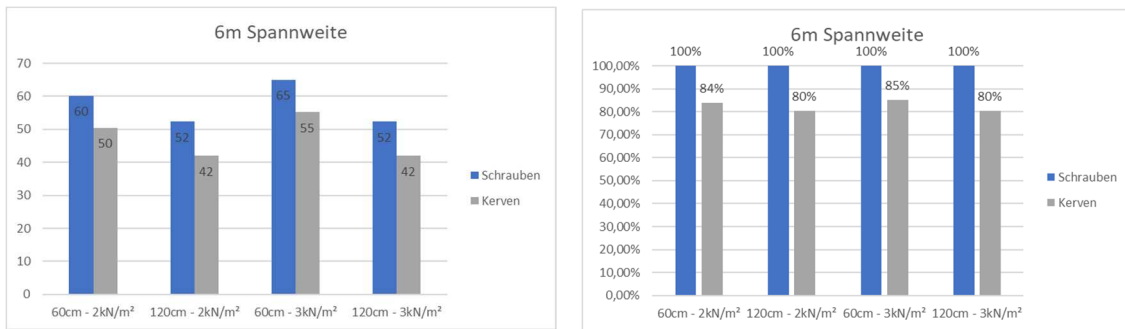


Abbildung 33: links: Materialkosten in € pro m², rechts: prozentuelle Verteilung der Kosten der jeweiligen Systeme bei einer Spannweite von 6m

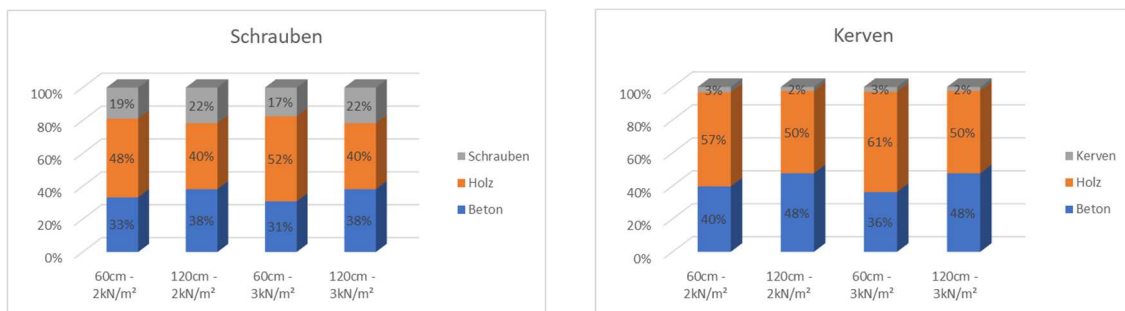


Abbildung 34: Kostenverteilung der Systeme mit 6m Spannweite

5.2.3 Systeme mit einer Spannweite von 8m

Mit Zunahme der Spannweite der betrachteten Systeme verringern sich die Kosten zwischen Schraubenverbindungen und Kervenverbindungen.

Die Differenz der beiden Verbindungsmittel liegt deutlich näher beieinander als noch bei einer Spannweite von 6m. Die Anteile der Schraubenkosten sind geringer, die Kervenkosten jedoch etwas höher wie **Abbildung 36** entnommen werden kann.

In Betracht auf die Materialkosten kann somit keine eindeutige Aussage über ein besseres Verbindungsmittel getroffen werden. Es besteht die Möglichkeit das beide zum Einsatz kommen.

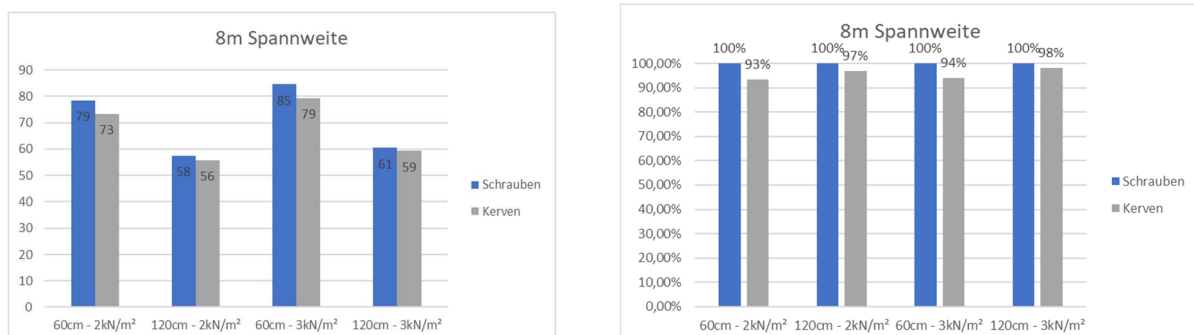


Abbildung 35: links: Materialkosten in € pro m², rechts: prozentuelle Verteilung der Kosten der jeweiligen Systeme bei einer Spannweite von 8m

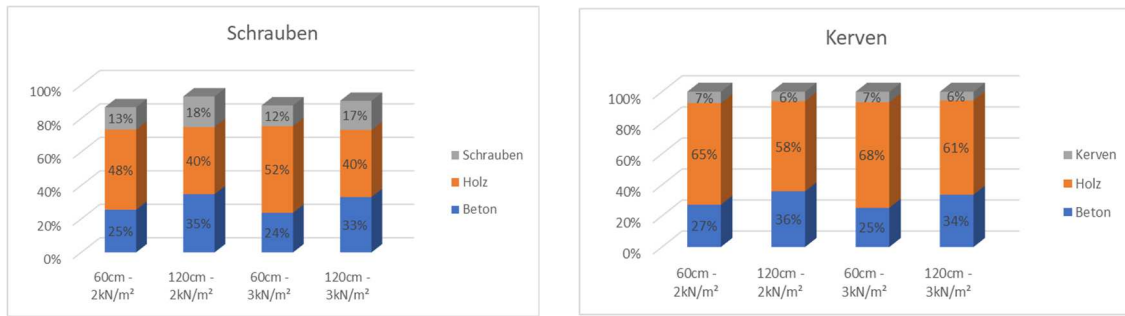


Abbildung 36: Kostenverteilung der Systeme mit 8m Spannweite

5.2.4 Systeme mit einer Spannweite von 10m

Hier ist ein klarer Unterschied zwischen den beiden Balkenabständen zu sehen. Bei einem Balkenabstand von 60cm ist davon auszugehen, dass Kerven die besseren Verbindungsmittel sind. 10 Prozent günstigere Materialkosten sprechen dafür.

Bei einem Balkenabstand von 120cm ist diese Wahl nicht so einfach zu treffen. Einerseits ergeben sich bei einer Nutzlast von 2 kN/m² die gleichen Kosten, andererseits konnte das System mit Kerven bei einer Nutzlast von 3 kN/m² gar nicht ausreichend optimiert werden. Hier ist aber anzumerken, dass bei der Verwendung von Verbundschrauben die Schrauben selbst mit 22 Prozent einen großen Anteil tragen.

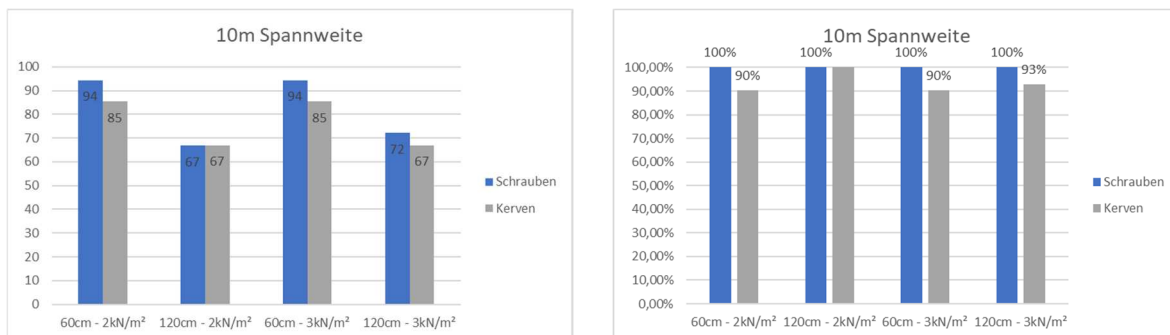


Abbildung 37: links: Materialkosten in € pro m², rechts: prozentuelle Verteilung der Kosten der jeweiligen Systeme bei einer Spannweite von 10m

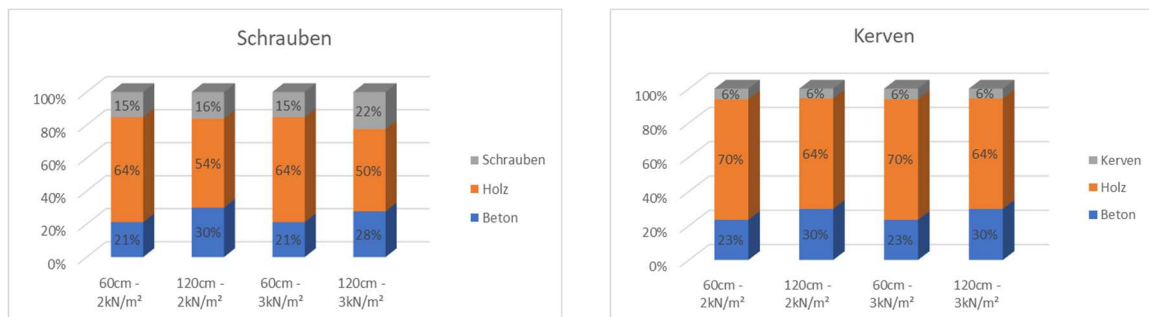


Abbildung 38: Kostenverteilung der Systeme mit 10m Spannweite

5.3 Zusammenfassung

Durch die Arbeit konnten Stärken, aber auch Schwächen der untersuchten Verbindungsmittel festgestellt werden. Um einen kurzen Überblick über diese zu bekommen werden sie in **Tabelle 94** festgehalten. Dabei sind die grundlegendsten Vor- und Nachteile der Verbundschrauben und der Schubkerven abgebildet.

Schubkerven	
<i>Stärken</i>	<i>Schwächen</i>
Vorteile in der Herstellung	Nachteile bei größeren Spannweiten und größeren Balkenabständen
Niedrigere Herstellungskosten des Verbindungsmittels	
Verbundschrauben	
<i>Stärken</i>	<i>Schwächen</i>
Leichtere Berechnung mittels vorhandener Verfahren und Zulassungen	Aufwendige Herstellung des Verbundes, Verschraubung zeitintensiv.
Vorteile bei größeren Spannweiten und größeren Balkenabständen	Kostennachteil vorwiegend bei kleinen Spannweiten

Tabelle 94: Vor- beziehungsweise Nachteile der Verbindungsmittel

Zusätzlich zu diesen Vor- und Nachteilen stellten sich manche getroffenen Annahmen als nicht sinnvoll heraus. So kann man bei Systemen mit Schraubenverbindungen davon ausgehen, dass Schraubenabstände von 20/80cm nicht zum Einsatz kommen. Diese Abstände sind für die Einhaltung der 3%-Regel nach Rautenstrauch (siehe **Punkt 3.2.7.3**) nicht geeignet. Dies wurde im Zuge der Arbeit festgestellt, bietet aber durchaus ein Thema für weitere Forschungen.

In Rücksichtnahme auf diese Punkte, und in Hinsicht auf technische sowie wirtschaftliche Anforderungen ergeben sich im Zuge dieser Arbeit folgenden Aussagen.

Bei einer Spannweite von 6m erweisen sich Kervenverbindungen als sinnvollstes Verbindungsmittel bei Rippendecken im Holz-Beton-Verbundbau. Auch die zwei unterschiedlichen Balkenabstände haben bei diesem System keinen großen Einfluss auf die Wahl des Verbindungsmittels.

Bei einer Spannweite von 8m muss klar zwischen den beiden Balkenabständen unterschieden werden. Wählt man einen Abstand von 60cm so kann man davon ausgehen, dass man mit Schubkerven als Verbindungsmittel die bessere Wahl trifft. Die Unterschiede in den Materialkosten liegen zwar eng beisammen, jedoch verfügen die Systeme mit Kervenverbindungen über Optimierungspotential, welches durchaus zu weiteren Einsparungen führen kann.

Bei einem Balkenabstand von 120cm können sowohl Schraubenverbindungen, als auch Kervenverbindungen zum Einsatz kommen. Durch die höheren Beanspruchungen in den einzelnen Kerven benötigen die Systeme mit Kerven zwar Holzträger mit einem größeren Querschnitt, da sich die Schrauben aber auf höhere Kosten belaufen, gleicht sich dieser Nachteil für die Kervenverbindungen wieder aus.

Auch bei der Spannweite von 10m muss zwischen den zwei Balkenabständen unterschieden werden. Bei einem Abstand von 60cm kann man auch hier von Schubkerven als sinnvolleres Verbindungsmittel ausgehen. Dieses spricht sowohl aus technischer, als auch aus wirtschaftlicher Sicht für sich.

Bei einem Balkenabstand von 120cm kann folgendes festgehalten werden. Bei einer Nutzlast von 2kN/m² können die Nachweise sowohl mit Kerven- als auch mit Schraubenverbindungen erfüllt werden. Da auch aus wirtschaftlicher Sicht die beiden Systeme in Bezug auf die Materialien gleich viel kosten, sind beide Verbindungsmittel möglich. Bei einer Nutzlast von 3kN/m² ist eine Ausführung mit Schubkerven mit den verwendeten Systemen nicht mehr möglich. Eine Ausführung mit Verbundschrauben ist zwar prinzipiell umsetzbar, hier sei aber zu erwähnen, dass aufgrund der großen Spannweite in Kombination mit dem Balkenabstand, eine große Anzahl an Verbundschrauben zum Einsatz kommt. Da der Kostenanteil dieser Schrauben 22% der Materialkosten beträgt ist ein wirtschaftlich sinnvoller Einsatz in Frage zu stellen.

Die gesamten Aussagen werden in **Tabelle 95** kurz zusammengefasst.

Verbindungs- mittelarten	nk=2,0 kN/m ²		nk=3,0 kN/m ²	
	e=60cm	e=120cm	e=60cm	e=120cm
6m	Kerven	Kerven	Kerven	Kerven
8m	Kerven	Kerven od. Schrauben	Kerven	Kerven od. Schrauben
10m	Kerven	Kerven od. Schrauben	Kerven	Schrauben

Tabelle 95: die Wahl der günstigsten Verbindungsmittelart

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass bei den behandelten Holz-Beton-Verbundsystemen durchaus die Möglichkeit der Entwicklung konkurrenzfähiger Produkte besteht.

5.4 Ausblick

Aus der vorhandenen Zusammenfassung ist herauszulesen, dass die behandelten Systeme bei einer Spannweite von 10m und einem Balkenabstand von 120cm an ihre Grenzen stoßen. Es ist zwar eine Ausführung mit Verbundschrauben möglich, diese ist aber wie bereits erwähnt, aus wirtschaftlicher Sicht zu prüfen. Hier würde sich eine Forschung des idealen Balkenabstandes für Holz-Beton-Verbund-Rippendecken bei einer Spannweite von 10m anbieten. Wie aus den Berechnungen hervorgeht, müsste dieser im Bereich zwischen 60 und 120cm liegen. Dadurch könnten die Verbundsysteme weiter optimiert werden und eine noch bessere Basis für ein konkurrenzfähiges Produkt geschaffen werden.

Auch die unter **Punkt 2.7** kurz behandelte Problematik der Auflagerbildung ist hier noch kurz zu erwähnen. Diese ist für eine Umsetzung im mehrgeschossigem Gebäudebau unumgänglich und Bedarf genaueren Untersuchungen.

Sind die erwähnten Problematiken gelöst und es findet ein Umdenken hinsichtlich ökologischen Bauens statt, so können Holz-Beton-Verbundrippendecken im Hochausbau durchaus ihre Daseinsberechtigung erlangen.

Literaturverzeichnis

- [1] **Bathon L., Bletz O.:** Holz-Beton-Verbunddecken im Neubau – Aktueller Stand der Technik, Fachhochschule Wiesbaden [Publikation] – 2009.
- [2] **Bühler J.:** Holz als konstruktiver Baustoff I Zusammengesetzte Bauteile, HOLZABSATZFONDS, Bonn [Publikation] – 2008.
- [3] **Kuhlmann U., Schänzlin J., Michelfelder B.:** Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken, Ernst & Sohn, Berlin [Publikation] – 2004.
- [4] **Ernst H.:** q^{l2}/8 – Holz-Beton-Verbunddecken, Konstruktionsvarianten und Bemessungen, Adolf Würth GmbH & Co. KG, Künzelsau [Publikation] – 2016.
- [5] **Rautenstrauch K., Grosse M., Lehmann S., Hartnack R.:** Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen – Teil 1: Kurzzeitverhalten, Ernst & Sohn, Berlin [Publikation] – 2003.
- [6] **Blaß H. J., Romani M.:** Langzeitverhalten von Holz-Beton-Konstruktionen, Universität Fridericiana Karlsruhe [Arbeit] – 2002.
- [7] **Teibinger M.:** att. zuschnitt – Brandschutzvorschriften in Österreich, Anforderungen nach OIB-Richtlinie 2, proHolz Austria, Wien [Publikation] – 2015.
- [8] **Winter S., Kreuzinger H., Mestek P.:** Teilprojekt 15 – Flächen aus Brettstapeln, Brettsper Holz und Verbundkonstruktionen, TU München [Publikation] – 2008.
- [9] **Bartho L., Bletz O., Kocher D.:** Holz-Beton-Verbund als starre und duktile Verbindung, 10. Internationales Holzbau-Forum 2004 [Publikation] – 2004.
- [10] **Derix Holzleimbau:** Holz-Beton-Verbundsysteme http://www.derix.de/data/HBV_Derix_DE.pdf (Broschüre) – Stand: 28.09.2017.
- [11] **Rug W., Lißner K.:** Beton- und Stahlbetonbau 99, Holz-Beton-Verbundbauweise in der Praxis, [Publikation] – 2004.
- [12] **Becker W., Götz T.:** Konstruktive und brandschutztechnische Untersuchungen von Rippendecken in Holz-Beton-Verbundbauweise, Ernst&Sohn Verlag, Berlin [Publikation] – 2012.
- [13] **Gröber P.:** Vorgefertigter Holzverbund in der Praxis, 6. Europäischer Kongress EBH 2013 [Publikation] – 2013.
- [14] **Deutsches Institut für Bautechnik:** Zulassungen [Online], <https://www.dibt.de/de/Geschaefsfelder/GF-Zulassungen.html> Stand: 28.09.2017.
- [15] **Z-9.1-845:** Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Star-Drive und RAPID Schrauben als Verbindungsmittel für das Schmid Schrauben Holz-Beton-Verbundsystem, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin – 2014.

-
- [16] **Z-9.1-342:** Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für SFS VB Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin – 2015.
- [17] **ETA-13/0699:** Europäische Technische Zulassung für SFS VB Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin – 2013.
- [18] **TICOMTEC:** Technisches Dossier HBV-Systems, [Online], http://ticomtec.de/wp-content/uploads/2017/09/Technisches_Dossier_HBV-Systems_2017.pdf, Stand: 28.09.2017.
- [19] **Mönch S., Kudla K., Kuhlmann U.:** Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit Kerven – Tragfähigkeit und Steifigkeit, 9. Europäischer Kongress EBH 2016 [Publikation] – 2016.
- [20] **Schänzlin J.:** Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf [Dissertation] 2003.
- [21] **Natterer, J.; Hoefl, M.:** Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Entwicklung eines neuen Verbindungssystems, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne [Forschungsbericht] – 1992.
- [22] **Michelfelder, B.:** Trag- und Verformungsverhalten von Kerven bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf [Dissertation] – 2006.
- [23] **Schönborn F., Flach M., Feix J.:** Bemessungsregeln und Ausführungshinweise für Schubkerven im Holz-Beton-Verbundbau, Ernst & Sohn Verlag, Berlin [Publikation] – 2011.
- [24] **Glaser R.:** Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Technische Universität Cottbus [Dissertation] – 2005.
- [25] **Pfeifer Steiner M.:** Zuschnitt 45 – Holz Beton Verbund – Der Schlüssel zum Hochhaus, proHolz Austria, Wien [Publikation] – 2012.
- [26] **Wallner-Novak M., Almer M., Siebenhofer R.:** Bemessung von T-CON Verbundschrauben – Beschreibung und Hinweise für die Verwendung des Bemessungstools, Verbundquerschnittsbemessung‘ Version 16.9.1 [Publikation] – 2016.
- [27] **Bergmeister K., Fingerloos F., Wörner J.:** Beton Kalender 2013: Lebensdauer und Instandsetzung Brandschutz, Ernst & Sohn, Berlin [Publikation] – 2013
- [28] **Möhler K.:** Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln, Universität Karlsruhe [Habilitation] – 1956.
- [29] **ÖNORM EN 1991-1-1: 2017 02 01:** Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau -
-

-
- Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen [Norm] – 2017.
- [30] **ÖNORM EN 1992-1-1: 2015 02 15:** Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau [Norm] – 2015.
- [31] **Schopbach H.:** Holzbau nach Eurocode 5: Praxishandbuch für die Bemessung nach DIN EN 1995, Bruderverlag, Köln, [Publikation] 2017
- [32] **Colling F.:** Holzbau: Grundlagen und Bemessung nach EC5, Springer Vieweg, Wiesbaden, [Publikation] 2016.
- [33] **Homepage:** <http://www.dataholz.at/cgi-bin/WebObjects/dataholz.woa/wa/baustoff?baustoff=Brettschichtholz&language=de>, Stand: 20.11.2017.
- [34] **Neroth G., Vollenschaar D.:** Wendehorst Baustoffkunde: Grundlagen – Baustoffe – Oberflächenschutz, Vieweg+Teubner, Wiesbaden, [Publikation] – 2011.
- [35] **Baar S., Ebling K.:** Lohmayer Stahlbetonbau: Bemessung – Konstruktion – Ausführung, Springer Vieweg, Wiesbaden, [Publikation] – 2017.
- [36] **Schneider U.:** Wiener Baustofflehre: Frischbeton. Institut für Hochbau und Technologie TU Wien, Wien, 2010.
- [37] **Homepage:** <http://www.feuerverzinken.com/korrosionsschutz/feuerverzinken/>, Stand: 20.11.2017.
- [38] **Trinkert A.:** Bauen mit Holz: Fachzeitschrift für Konstrukteure und Entscheider: Systematisch in die Höhe, Bruderverlag, [Publikation] – 2012
- [39] **S. Hölzl:** Wirtschaftliche Betrachtung von Holz-Beton-Verbunddecken, TU Graz [Diplomarbeit] – 2014
- [40] **Winter S., Hamm P., Richter A.:** Schwingungstechnische Optimierung von Holz und Holz-Beton-Verbunddecken: Entwicklung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln auf der Grundlage eines kalibrierten FEM-Modells und unter Berücksichtigung des Dissipations-Potentials unterschiedlicher Deckenaufbauten, TU München [Publikation] – 2009
- [41] **Schmidt J., Schneider W., Thiele R.:** Zum Kriechen von Holz/Beton-Verbundkonstruktionen, Ernst & Sohn, Berlin [Publikation] – 2003

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: HBV-Rippendecke mit Schrauben als Verbindungsmittel	3
Abbildung 2: Vorzugsquerschnitte von Brettschichtholzträgern	6
Abbildung 3: Lamellenverteilung am Querschnitt: links ein GL 24h, rechts ein GL 24c	7
Abbildung 4: Betondruckfestigkeitsklassen für Normalbeton nach ÖN B 4710-1.....	9
Abbildung 5: Star Drive und Rapidschrauben	18
Abbildung 6: Schraubenanordnung.....	22
Abbildung 7: Anordnung von SFS VB Schrauben	27
Abbildung 8: SFS VB Schrauben aus gehärtetem Kohlenstoffstahl.....	29
Abbildung 9: Berechnungsmodell nach der Fachwerkstheorie	31
Abbildung 10: Kervenparameter.....	35
Abbildung 11: statisches System nach Schänzlin	36
Abbildung 12: Konstruktionsregeln für Kerven	37
Abbildung 13: Kopfbolzendübel der Marke Tecnaria	39
Abbildung 14: konventionelle Auflagerausbildung einer HBV Rippendecke.....	40
Abbildung 15: Auflagerausbildung auf auskragender Betonplatte.....	40
Abbildung 16: Deckenauflagerung Life Cycle Tower.....	41
Abbildung 17: Querkraftverlauf und Schraubenaufteilung des Bemessungstools	43
Abbildung 18: Auswirkungen des nachgiebigen Verbundes auf die Spannungsverteilungen	44
Abbildung 19: Geometrische Zusammenhänge	46
Abbildung 20: Stabwerkmodell nach Rautenstrauch et al. und der dazugehörenden Holz- Beton-Verbunddecke.....	48
Abbildung 21: links: Ersatzmodell Variante eins, rechts: Ersatzmodell Variante zwei	48
Abbildung 22: Geometrie und statisches Modell des Berechnungsbeispiels.....	49
Abbildung 23: Maßgebende Schnittgrößen in den Teilquerschnitten.....	50
Abbildung 24: Erstes Flussdiagramm der Bemessung für Decken mit Verbundschrauben ...	54
Abbildung 25: allgemeines System der untersuchten Holz-Beton-Verbund-Rippendecken ..	58
Abbildung 26: Die vier verwendeten Grundkonfigurationen	58
Abbildung 27: Draufsicht auf zwei Systeme	59
Abbildung 28: Schwingungsberechnung nach Hamm/Richter.....	66
Abbildung 29: Detailliertes Flussdiagramm durch Bemessung und Optimierung	81
Abbildung 30: Flussdiagramm Berechnungsweg der Systeme mit Kervenverbindungen	84
Abbildung 31: Geometrie der verwendeten Kerven	85
Abbildung 32: Darstellung der Vorholzlängen.....	86
Abbildung 33: links: Materialkosten in € pro m ² , rechts: prozentuelle Verteilung der Kosten der jeweiligen Systeme bei einer Spannweite von 6m.....	120
Abbildung 34: Kostenverteilung der Systeme mit 6m Spannweite	120
Abbildung 35: links: Materialkosten in € pro m ² , rechts: prozentuelle Verteilung der Kosten der jeweiligen Systeme bei einer Spannweite von 8m.....	120
Abbildung 36: Kostenverteilung der Systeme mit 8m Spannweite	121
Abbildung 37: links: Materialkosten in € pro m ² , rechts: prozentuelle Verteilung der Kosten der jeweiligen Systeme bei einer Spannweite von 10m.....	121
Abbildung 38: Kostenverteilung der Systeme mit 10m Spannweite	121

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Zulassungen von Holz-Beton-Verbund Verbindungsmittel, *: Zulassung ist am 16.03.2017 abgelaufen;	4
Tabelle 2: Kurzzeichenerläuterungen	13
Tabelle 3: Anforderungen an den Feuerwiderstand von Bauteilen	14
Tabelle 4: Anfangsverschiebungsmoduln	21
Tabelle 5: Schubtragfähigkeitsberechnung	21
Tabelle 6: SFS VB Schrauben aus gehärtetem Kohlenstoffstahl	26
Tabelle 7: Berechnung der Schubtragfähigkeit von SFS VB Schrauben	26
Tabelle 8: Abstände der SFS VB Schrauben	28
Tabelle 9: Werte von k_{def} für Holz, Beton und SFS VB Schrauben	32
Tabelle 10: Zugtragfähigkeit und Torsionswiderstand von SFS VB Schrauben	32
Tabelle 11: Gegenüberstellung der Zulassungen	33
Tabelle 12: Mindest-, End und Randabstände	34
Tabelle 13: Konstruktionsregeln für Kerven	36
Tabelle 14: Konstruktionsregeln für Kerven	37
Tabelle 15: Kervenabmessungen nach Mönch, Kudla, Kuhlmann	38
Tabelle 16: Push-Out-Versuchsserien	39
Tabelle 17: verwendete Bemessungsnormen	42
Tabelle 18: geführte Nachweise des Bemessungstools	43
Tabelle 19: Mindestmaße und Mindestachsabstände für statisch bestimmt gelagerte, einachsig und zweiachsig gespannte Stahlbetonplatten [31]	52
Tabelle 20: Wichten sowie Dicken des Deckenaufbaus	55
Tabelle 21: Grundkonfigurationen (GK) für die Optimierung	58
Tabelle 22: Verbindungsmittelabstände	60
Tabelle 23: Mögliche Schraubenabstände nach Rautenstrauch	61
Tabelle 24: Mögliche Verbindungsmittelabstände	61
Tabelle 25: Anzahl der Schrauben pro m^2 bei $e=60cm$	62
Tabelle 26: Anzahl der Schrauben pro m^2 bei $e=120cm$	62
Tabelle 27: Anzahl der Verbindungsmittelreihen (VMR)	63
Tabelle 28: Anzahl der Verbindungsmittelreihen (VMR)	63
Tabelle 29: Anzahl der Schrauben pro m^2	63
Tabelle 30: verwendete Trägerbreiten	64
Tabelle 31: ermittelte Trägerabmessungen für alle Spannweiten	64
Tabelle 32: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Betonplatte bei 6m Spannweite	67
Tabelle 33: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Holzträger und Schrauben bei 6m Spannweite	68
Tabelle 34: Nachweis der Durchbiegung bei 6m Spannweite	69
Tabelle 35: Nachweis der Schwingungen bei 6m Spannweite	69
Tabelle 36: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Betonplatte bei 8m Spannweite	70
Tabelle 37: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Holzträger und Schrauben bei 8m Spannweite	71
Tabelle 38: Nachweis der Durchbiegung bei 8m Spannweite	72
Tabelle 39: Nachweis der Schwingungen bei 8m Spannweite	72
Tabelle 40: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Betonplatte bei 10m Spannweite	73
Tabelle 41: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Holzträger und Schrauben bei 10m Spannweite	74
Tabelle 42: Nachweis der Durchbiegung bei 10m Spannweite	75

Tabelle 43: Nachweis der Schwingungen bei 10m Spannweite.....	75
Tabelle 44: Ergebnisse für eine Spannweite von 6m mit einer Nutzlast von 2 kN/m ²	76
Tabelle 45: Ergebnisse für eine Spannweite von 6m mit einer Nutzlast von 3 kN/m ²	76
Tabelle 46: Ergebnisse für eine Spannweite von 8m mit einer Nutzlast von 2 kN/m ²	77
Tabelle 47: Ergebnisse für eine Spannweite von 8m mit einer Nutzlast von 3 kN/m ²	77
Tabelle 48: Ergebnisse für eine Spannweite von 10m mit einer Nutzlast von 2 kN/m ²	78
Tabelle 49: Ergebnisse für eine Spannweite von 10m mit einer Nutzlast von 3 kN/m ²	78
Tabelle 50: verwendete Verschiebungsmoduln	82
Tabelle 51: Gewählte Vorholzlängen.....	86
Tabelle 52: Vorholzlängenermittlung	87
Tabelle 53: Vorholzlängenermittlung Teil 2	87
Tabelle 54: Kriechbeiwerte	89
Tabelle 55: Modellfaktoren nach Schönborn [23]	91
Tabelle 56: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Betonplatte bei 6m Spannweite und 3 Kerven	93
Tabelle 57: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit des Holzträgers bei 6m Spannweite und 3 Kerven	94
Tabelle 58: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Kerven bei 6m Spannweite und 3 Kerven	95
Tabelle 59: Bemessung der Durchbiegung bei 6m Spannweite und 3 Kerven.....	96
Tabelle 60: Bemessung der Schwingungen bei 6m Spannweite und 3 Kerven	96
Tabelle 61: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Betonplatte bei 8m Spannweite und 4 Kerven	97
Tabelle 62: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit des Holzträgers bei 8m Spannweite und 4 Kerven	98
Tabelle 63: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Kerven bei 8m Spannweite und 4 Kerven	99
Tabelle 64: Bemessung der Durchbiegung bei 8m Spannweite und 4 Kerven.....	100
Tabelle 65: Bemessung der Schwingungen bei 8m Spannweite und 4 Kerven	100
Tabelle 66: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Betonplatte bei 10m Spannweite und 5 Kerven	101
Tabelle 67: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit des Holzträgers bei 10m Spannweite und 5 Kerven	102
Tabelle 68: Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Kerven bei 10m Spannweite und 5 Kerven	103
Tabelle 69: Bemessung der Durchbiegung bei 8m Spannweite und 4 Kerven.....	104
Tabelle 70: Bemessung der Schwingungen bei 8m Spannweite und 4 Kerven	104
Tabelle 71: 1. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite bei Verringerung der Höhe ..	106
Tabelle 72: 2. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Kervenanzahl von 4 auf 5 pro Seite	106
Tabelle 73: 3. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite und der Kervenanzahl pro Seite bei Verringerung der Höhe.....	107
Tabelle 74: 4. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite bei gleichbleibender Höhe ...	107
Tabelle 75: 1. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite bei Verringerung der Höhe ..	108
Tabelle 76: 2. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Kervenanzahl von 4 auf 5 pro Seite	108
Tabelle 77: 3. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite und der Kervenanzahl pro Seite bei Verringerung der Höhe.....	109
Tabelle 78: 4. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite bei gleichbleibender Höhe ...	109
Tabelle 79: 1. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite bei Verringerung der Höhe ..	110
Tabelle 80: 2. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Kervenanzahl von 4 auf 5 pro Seite	110
Tabelle 81: 3. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite und der Kervenanzahl pro Seite bei Verringerung der Höhe.....	110
Tabelle 82: 1. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite bei Verringerung der Höhe ..	111

Tabelle 83: 2. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Kerwenanzahl von 4 auf 5 pro Seite	111
Tabelle 84: 3. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite und der Kerwenanzahl pro Seite bei Verringerung der Höhe.....	112
Tabelle 85: 4. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite bei gleichbleibender Höhe ...	112
Tabelle 86: 5. Optimierungsschritt: Vergrößerung der Breite und der Kerwenanzahl bei gleichbleibender Höhe.....	112
Tabelle 87: ermittelte Trägerabmessungen für die Systeme mit Kerwenverbindungen	113
Tabelle 88: Ergebnisse für eine Spannweite von 6m mit einer Nutzlast von 2 kN/m ²	114
Tabelle 89: Ergebnisse für eine Spannweite von 6m mit einer Nutzlast von 3 kN/m ²	114
Tabelle 90: Ergebnisse für eine Spannweite von 8m mit einer Nutzlast von 2 kN/m ²	115
Tabelle 91: Ergebnisse für eine Spannweite von 8m mit einer Nutzlast von 3 kN/m ²	115
Tabelle 92: Ergebnisse für eine Spannweite von 10m mit einer Nutzlast von 2 kN/m ²	116
Tabelle 93: Ergebnisse für eine Spannweite von 10m mit einer Nutzlast von 3 kN/m ²	116
Tabelle 94: Vor- beziehungsweise Nachteile der Verbindungsmittel.....	122
Tabelle 95: die Wahl der günstigsten Verbindungsmittelart.....	123