

DIPLOMARBEIT

MASTER'S THESIS

**Anwendung von Kernen bei Holz-Beton-Verbunddecken zur
Steigerung der Ressourceneffizienz | Trag- und
Verformungsverhalten**

Ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
einer Diplom-Ingenieurin

unter Hauptbetreuung von
Associate Professor Dipl.-Ing. Dr. Alireza Fadai

unter Mitbetreuung von
Dipl.-Ing. Christoph Radlherr
Und
Dipl.-Ing. Alex Müllner

E259-2

Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von
Luca CSIZMADIA, BSc.
01635265
Vierthalgasse, 1120 Wien

Wien, Januar 2019

Inhalt

Inhalt	2
Danksagung	5
Abstract.....	6
Kurzfassung	7
1 Einleitung.....	8
1.1 Motivation	8
1.2 Zielsetzung	8
2 Parameterstudie.....	9
2.1 Einführung.....	9
2.2 Kervengeometrie	9
2.2.1 Kerwenwinkel.....	9
2.2.2 Vorholzlänge.....	11
2.2.3 Kervertiefe.....	13
2.2.4 Kerwenlänge	14
2.2.5 Betondicke	15
2.2.6 Holzdicke	16
2.2.7 Kerwenanzahl und -anordnung.....	16
2.2.8 Verschiebungsmodul	18
2.2.9 Schrauben in Kerwenmitte	24
2.2.10 Schrauben zur Vorholzverstärkung	27
2.2.11 Schlussfolgerung.....	28
2.3 Materialkennwerte.....	30
2.3.1 E-Modul.....	30
2.3.2 Kriechzahl.....	32

0. Inhalt	
2.3.3	Schwindmaß..... 35
2.3.4	Schlussfolgerung..... 39
3	Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke..... 41
3.1	Einführung..... 41
3.1.1	Geometrie..... 41
3.1.2	Materialien 42
3.1.3	Belastung 46
3.2	Berechnungsverfahren..... 47
3.2.1	Gamma-Verfahren 47
3.2.2	Stabwerkmodell 52
3.3	Berechnungsschritte und Nachweisführung..... 54
3.3.1	Ermittlung Einzelschnittgrößen 54
3.3.2	Spannungsermittlung 57
3.3.3	Grenzzustand der Tragfähigkeit..... 59
3.3.4	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit 60
3.3.5	Nachweis der Kerne..... 63
3.3.6	Bemessung für den Brandfall 66
3.4	Auswertung der Ergebnisse..... 68
3.4.1	Einfluss der Kerneanzahl 69
3.4.2	Einfluss des Verschiebungsmoduls 73
3.4.3	Vergleich Stabwerkmodell und Gamma-Verfahren 74
3.4.4	Empfehlungen für die Querschnittsabmessungen..... 76
4	Numerische Untersuchung Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke 78
4.1	Einführung..... 78
4.2	Berechnungsablauf..... 78
4.3	Auswertung der Ergebnisse..... 78
4.3.1	Einfluss der Kerneanzahl 79

0. Inhalt

4.3.2	Einfluss des Verschiebungsmoduls	83
4.3.3	Vergleich Stabwerkmodell und Gamma-Verfahren	84
4.3.4	Empfehlungen für die Querschnittsabmessungen.....	86
5	Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken	88
5.1	Einführung.....	88
5.2	Berechnungsablauf	89
5.3	Auswertung der Ergebnisse.....	91
5.3.1	Einfluss des Verschiebungsmoduls	91
5.3.2	Vergleich Stabwerkmodell und Gamma-Verfahren	93
5.3.3	Einfluss der Kervenanzahl	95
5.3.4	Empfehlungen für die Querschnittsabmessungen.....	107
6	Vergleich der Deckenkonstruktionen	110
6.1	Querschnittsoptimierung	110
6.1.1	Vergleich Gesamthöhen.....	110
6.1.2	Vergleich Mindestholzvolumen.....	111
6.1.3	Vergleich Deckengewicht.....	112
6.2	Wirtschaftliche Betrachtung.....	113
6.2.1	Materialkosten	113
6.2.2	Vergleich der Materialkosten.....	115
7	Zusammenfassung und Empfehlungen.....	117
8	Literaturverzeichnis	124
9	Abbildungsverzeichnis.....	128
10	Diagrammverzeichnis	131
11	Tabellenverzeichnis	133

Danksagung

Ich bedanke mich zuerst aus ganzem Herzen bei meiner *Familie*. Meine Eltern, Großeltern, Geschwister und mein Freund haben mich immer, und nicht nur im Studium, unterstützt. Danke, dass ihr immer für mich da seid, einen größeren Schatz als meine Familie könnte ich mir nicht vorstellen. Lieber Vater, vielen Dank für deine raffinierten Fragen!

Die Unterstützung, Liebe und Geduld meiner Freundinnen und Freunde vergesse ich auch nicht! Danke, dass es euch gibt! Eure motivierenden Gedanken haben mich immer verstärkt!

Ich bin dankbar, dass meine Kolleginnen und Kollegen im Büro (Spreitzer Ziviltechniker GmbH.) so hilfsbereit, flexibel und geduldig während meines letzten Studienjahres waren. Dank für die Unterstützung *Frau und Herr Spreitzer, Konrad, Lydia, Andi und Mev!*

Betreffend Diplomarbeit möchte mich bei meinen Betreuern, also bei *Herrn Associate Professor Dipl.-Ing. Dr. Alireza Fadai, Herrn Dipl.-Ing. Christoph Radlherr* und *Herrn Dipl.-Ing. Alex Müllner* bedanken. Sie waren immer hilfsbereit und haben mich wissenschaftlich unterstützt.

Herr Dietmar Hofstetter, von der Firma Pirmin Jung, hat meine Arbeit mit seiner großen Praxiserfahrung unterstützt, dafür möchte ich mich herzlich bedanken.

Liebe *Lydia*, meine Lektorin, herzlichen Dank für deine Zeit!

Abstract

When looking for suitable building materials, the terms sustainability, ecology, lifecycle costs, resource efficiency and recycling are becoming increasingly common. Sustainability consists of three aspects; one economic, one ecological and one social. Wood fulfills all three aspects. This renewable raw material has a positive effect on the environmental climate by serving as CO₂ storage. Since the wood represents an environmentally friendly alternative to the usual building materials (steel and reinforced concrete), this work investigates the possible uses of this material for composite ceilings.

The calculation of wood-concrete composite ceiling with notches as shear connection means a complex task, because there are many parameters on which the calculation depends. They are summarized in the parameter study. The parameters, which have only negligible influence on the load-bearing and deformation behavior, are anchored taking into account the previous tests and results. The remaining parameters are then examined.

The three types of wood composite constructions are numerically examined, which are most commonly used. In addition to the two flat ceilings, namely nail-laminated concrete composite slab and cross laminated timber-concrete composite slab, the ribbed wood-concrete composite slab is also treated. Notches are used as shear connections in every construction. For spans of 5 m to 8 m, the influence of the shear stiffness as well as the possibility of optimization by increasing the number of notches is investigated. To determine the internal forces, the gamma method is used and the skeleton model after Rautenstrauch [1]. For each ceiling construction and span, recommendations for the cross-sectional dimensions are formulated.

The comparison of the total heights, ceiling volume, ceiling weights and material costs allows the formulation statements on resource efficiency and cost-effectiveness. If the total height is taken into account as the only criterion in the planning, the nail-laminated concrete composite ceiling is recommended. For the other criteria considered, the ribbed wood-concrete composite slab is the best choice.

Kurzfassung

Bei der Suche nach geeigneten Baumaterialien tauchen die Begriffe Nachhaltigkeit, Ökologie, Lebenszykluskosten, Ressourceneffizienz und Recycling immer öfter auf. Die Nachhaltigkeit besteht aus drei Aspekten; einer ökonomischen, einer ökologischen und einer gesellschaftlichen. Holz erfüllt alle drei Aspekte. Dieser nachwachsende Rohstoff übt eine positive Auswirkung auf das Umweltklima aus, indem es als CO₂-Speicher dient. Da Holz eine umweltfreundliche Alternative für Stahl und Stahlbeton darstellt, werden in dieser Arbeit die Einsatzmöglichkeiten von diesem Material für Verbunddecken untersucht.

Die Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecke mit Kerven als Schubverbindungsmittel stellt eine komplexe Aufgabe dar, da es viele Parameter gibt, von denen die Bemessung abhängig ist. Im Rahmen der Parameterstudie werden diese Parameter zusammengefasst. Die Parameter, die nur unbedeutenden Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten ausüben, werden unter Berücksichtigung bisheriger Versuche und Ergebnisse verankert. Die restlichen Parameter werden danach untersucht.

Die am häufigsten zum Einsatz kommenden drei Holz-Beton-Verbunddeckensysteme werden numerisch untersucht. Neben den beiden Flachdecken, nämlich Brettstapel-Beton-Verbunddecke und Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke, wird auch die Holz-Beton-Verbund-Rippendecke behandelt. Bei jeder Konstruktion werden Kerven als Schubverbindungsmittel eingesetzt. Für Spannweiten von 5 m bis 8 m wird der Einfluss des Verschiebungsmoduls, sowie die Optimierungsmöglichkeit durch die Erhöhung der Kervenanzahl untersucht. Zur Ermittlung der Teilschnittgrößen wird das Gamma-Verfahren verwendet und zur Kontrolle das Stabwerkmodell nach Rautenstrauch [1] eingesetzt. Für jede Deckenkonstruktion und Spannweite werden Empfehlungen für die Querschnittsabmessungen formuliert.

Mithilfe vom Vergleich der Gesamthöhen, Deckenvolumen, Deckengewichte und Materialkosten werden Aussagen zur Ressourceneffizienz und Wirtschaftlichkeit formuliert. Wird die Gesamthöhe als einziges Kriterium bei der Planung berücksichtigt, ist die Brettstapel-Beton-Verbunddecke zu empfehlen. Bei den anderen betrachteten Kriterien ist die HBV-Rippendecke die beste Wahl.

1 Einleitung

1.1 Motivation

Holz-Beton-Verbunddecken werden als effiziente Methode zur Sanierung von bestehenden Gebäuden, sowie bei Neubauten eingesetzt. Im Wohnbau wird meistens Massivbau verwendet, aber wegen ihrer ökologischen Vorteile werden die Holz-Beton-Konstruktionen immer wichtiger. Die Motivation dieser Arbeit steckt in der Möglichkeit, eine umweltfreundliche Alternative des Massivbaus zu entwickeln.

1.2 Zielsetzung

Mehrere Herstellerfirmen empfehlen Bemessungsprogramme, mit denen die Schraubenzahl zur Schubübertragung zwischen Holz und Beton ermittelt werden kann. Vergleichbare Programme oder genormte Berechnungen stehen zur Ermittlung der Kervenanzahl nicht zur Verfügung. In den letzten Jahren wurden zahlreiche experimentelle und numerische Untersuchungen zum Thema „Kerbe“ durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Parameter der Kergeometrie, Materialien und des Langzeitverhaltens das Trag- und Verformungsverhalten in verschiedenen Maßen beeinflussen. Die Kerbe als Schubverbundmittel hat viele Vorteile, kommt aber bis heute noch relativ selten zum Einsatz. Das primäre Ziel dieser Arbeit ist es, die Einflüsse der unterschiedlichen Parameter zu erarbeiten und zu dokumentieren.

In weiterer Folge werden die drei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen numerisch untersucht, die am häufigsten zum Einsatz kommen. Neben den beiden Flachdeckensystemen, nämlich der Brettstapel-Beton-Verbunddecke und der Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke, wird auch die Holz-Beton-Verbund-Rippendecke behandelt. Als Schubverbindungsmitel kommen jeweils Kerven zum Einsatz. Im Rahmen einer Parameterstudie werden die Parameter ausgesucht, die großen (oder noch nicht bekannten) Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten haben. Die numerische Untersuchung basiert schließlich auf der Variation dieser Kennwerte. Das Ziel ist dabei Optimierungsmöglichkeiten zu finden. Für jede Konstruktion und Spannweite werden schließlich Querschnittsabmessungen empfohlen. Durch den Vergleich der Gesamthöhen, Deckenvolumen, Deckengewichte und Materialkosten werden Aussagen zur Ressourceneffizienz formuliert. Schließlich werden basierend auf diese Aussagen Empfehlungen zur Planung erläutert.

2 Parameterstudie

2.1 Einführung

Die Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecke mit Kerven als Schubverbindungsmittel stellt eine komplexe Aufgabe dar, da es viele Parameter gibt, von denen das Ergebnis abhängig ist. In diesem Kapitel werden alle Parameter der Kervengeometrie, der Materialkennwerte und des Langzeitverhaltens zusammengefasst. Bei jedem Parameter ist das Ziel die betreffenden Versuchsergebnisse aus anderen wissenschaftlichen Arbeiten zu sammeln und den Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten festzustellen. Jene Parameter, die nur einen vernachlässigbaren Einfluss ausüben, werden unter Berücksichtigung der bisherigen Versuche und Ergebnisse auf einen konstanten Wert eingestellt.

2.2 Kervengeometrie

Im Gegensatz zu stiftförmigen Schubverbindungsmitteln gibt es für die Kerven keine genormte Empfehlung, welcher Wert für den Verschiebungsmodul einzusetzen ist. Ein Grund dafür ist, dass die Kerne viele unterschiedlichen geometrischen Ausbildungen haben kann. Die Kervengeometrie wird durch den Kervenwinkel, Vorholzlänge, Kerventiefe, Kervlänge, Kervanzahl- und anordnung beschrieben. Dabei ist auch zu berücksichtigen, welche Beton- und Holzdicke die Verbundkonstruktion aufweist.

2.2.1 Kervenwinkel

Laut Michelfelder [2] wird die Flankenneigung der Kerven in der Praxis aus zweierlei Gründen leicht geneigt (i.d.R. 10°) gewählt. Neben der Scherwiderstandserhöhung wird die Vermeidung der traglastmindernden Spannungsspitzen davon erwartet. Mit der geneigten Stirnfläche sollten die Querspannungen vermieden werden, welche die spröde Versagensart, das Abscheren des Vorholzes aus Schub, begünstigen. Die Ergebnisse zeigen, dass die Querspannungen nur bei der Erfüllung bestimmter geometrischen Randbedingungen und nur in einem sehr begrenzten Bereich auftreten, beziehungsweise im Vergleich zur Druckspannungen sehr gering und damit vernachlässigbar sind.

2. Parameterstudie

Durch den Vergleich der Versuchsreihe mit $\alpha=45^\circ$ (KSV 6) mit einer Serie mit $\alpha=90^\circ$ (KSV 1) wurde festgestellt, dass das Abflachen des Kerwenwinkels nach Überwindung des Haftreibungswiderstandes zum erheblichen Abfall der Traglast und Verbundmittelsteifigkeit (Abbildung 2.1) und endlich zum Abrutschen führt.

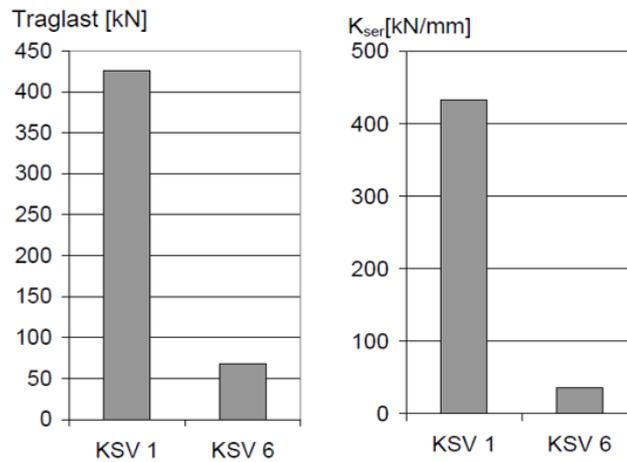


Abbildung 2.1 Mittlere Traglasten und Steifigkeit bei variiertem Kerwenwinkel [2]

Vergleichsberechnungen wurden mit Kerwenwinkeln von $\alpha=90^\circ$, 80° , 75° und 70° durchgeführt, um lokale Spannungsspitzen im Übergang zwischen Flanke und Vorholz zu untersuchen. Der Vergleich zeigt, dass flachere Kerwenwinkel einerseits zur Verminderung der Hauptspannungen, andererseits zur Reduzierung der Verbundmittelsteifigkeit führen.

Die Ergebnisse aus 26 Versuchen mit senkrechten Kerwenflanken zeigen, dass keine Schädigung des Betons oder des Holzes im Eckbereich verursacht wird. Michelfelder empfiehlt deshalb die senkrechte Ausbildung der Kerwenflanken, da diese einfacher herzustellen sind und ein besseres Lastverformungsverhalten aufweisen.

Große [3] hat zwei Versuchsreihen durchgeführt, wobei nur die Flankenneigungen unterschiedlich gewählt worden sind. Die Ergebnisse der Serie 1 mit $\alpha=90^\circ$ und der Serie 2 mit $\alpha=100^\circ$ zeigen, dass der Kerwenwinkel keinen signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten hat.

Gretsch und Löffler [4] haben eine V-förmige mit einer schwalbenschwanzförmigen Ausbildung der Schubkerve (Abbildung 2.2) verglichen, um die Unterschiede im Lastverformungsverhalten untersuchen zu können. Während bei der V-förmigen Ausbildung eine bessere Krafteinleitung wegen der Schrägstellung zu erwarten war, wurde der anderen Form ein deutlicher Vorteil im Hinblick auf die Verbundwirkung zugeschrieben.

2. Parameterstudie

Laut den Versuchsergebnissen sind keine wesentlichen Unterschiede zu erkennen.

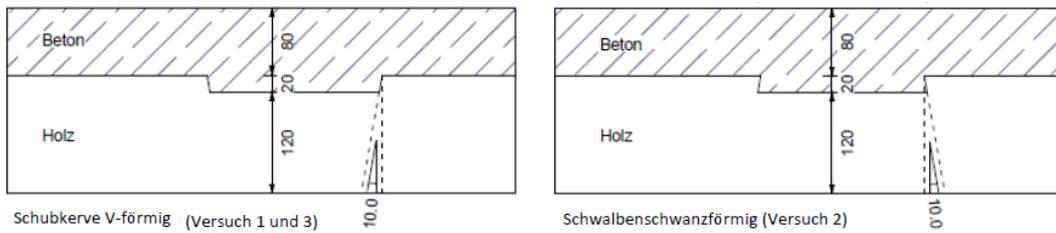


Abbildung 2.2 Schubkervenausbildung [4]

2.2.2 Vorholzlänge

Stephan [5] hat Untersuchungen zur Verteilung der Schubspannung im Vorholz eines Versatzes durchgeführt, wobei der Einfluss des Kervenwinkels, der Kervertiefe und der Vorholzlänge geprüft wurde. Die maximale Schubspannung tritt bei einem Kervenwinkel von 90° auf. Je größer die Vorholzlänge ist, desto mehr ist der Abfall im Verlauf der Schubspannung zum Ende (Abbildung 2.3). Ab einem bestimmten Wert der Vorholzlänge bleibt die Spannungsspitze gleich, das heißt eine weitere Steigerung der Vorholzlänge beeinflusst das Versagen nicht mehr. Dieser Grenzwert hat Stephan als kritische Vorholzlänge mit $l_v=8 \cdot t_v$, also in Abhängigkeit von der Kervertiefe t_v , definiert.



Abbildung 2.3 Verlauf der Schubspannung im Vorholz [2]

Laut Michelfelder [2] ist der Verschiebungsmodul linear abhängig von der Vorholzlänge (Abbildung 2.4). Es wurde gezeigt, dass die Steigerung der Vorholzlänge zur Reduzierung der maximalen Schubspannungen im Bereich des Vorholzes und damit zur Erhöhung der Traglast des Verbundmittels führt. Die Anordnung der Verbundmittel soll an die Querkräfte angepasst werden, also ein möglichst kleiner Abstand der Kerven am Auflager und ein vergrößerter Abstand in Richtung Trägermitte soll eingesetzt werden. Daraus ergeben sich die Vorholzlängen. Weiters ist zu beachten, dass die Steigerung der Vorholzlänge der ersten Kerne begrenzt ist, da sonst die optimale Lastabtragung nicht gegeben ist. Zwischen dem Auflager und der ersten Kerne herrscht kein Verbund, somit erfolgt die Abtragung des Gesamtmoments über Biegung der beiden Teilquerschnitte, deshalb können die Randspannungen in dem Bereich maßgebend sein.

2. Parameterstudie

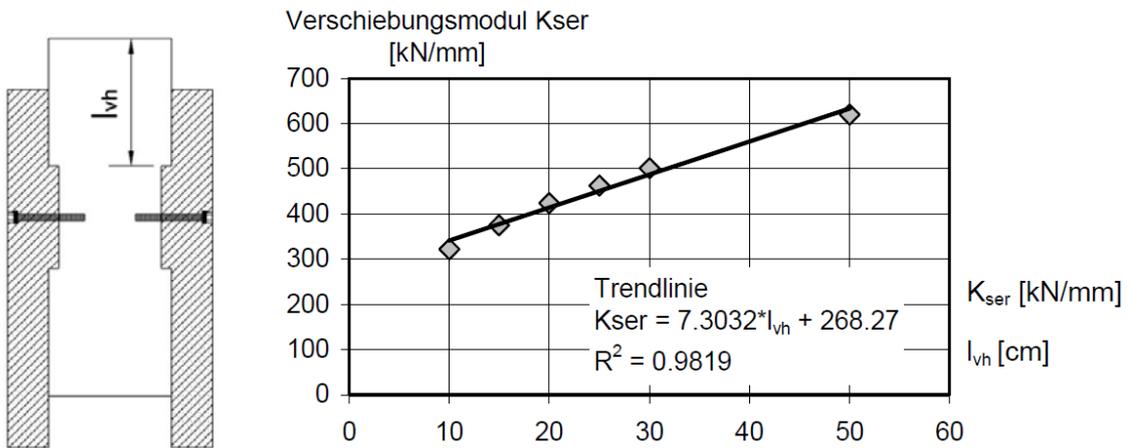


Abbildung 2.4 Einfluss der variierten Vorholzlänge [2]

Schönborn [6] hat eine Vorholzlänge von $l_v=18t_v$ gewählt, laut diesen Ergebnissen ist Abscheren nie als maßgebende Versagensursache aufgetreten.

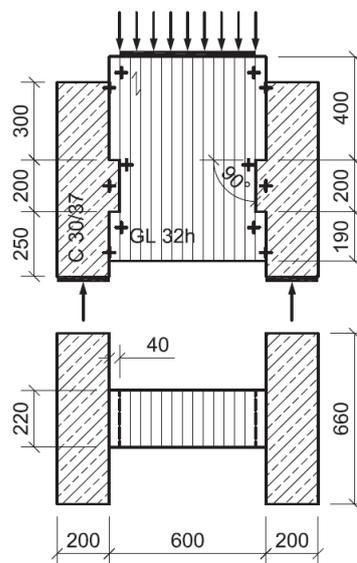


Abbildung 2.5 Push-Out Versuchskörper von Kuhlmann und Aldi [7]

Bei den Versuchen von Kuhlmann und Aldi [7] kam es mit einer Vorholzlänge von $l_v=10t_v$ hingegen stets zum Abscheren. (Abbildung 2.5) Diese Feststellungen zeigen eine Tendenz, allerdings ist dabei kein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Vorholzlänge und der Versagensart abzuleiten.

2.2.3 Kerventiefe

Stephan [5] zeigte, dass die Kerventiefe einen direkten Einfluss auf die maximale Schubspannung und Biegespannung hat. Zwischen der maximalen Schubspannung im Vorholz und der Druckspannung in Faserrichtung gibt es eine lineare Abhängigkeit laut Stephan. Eine Kerbe mit größerer Tiefe kann deutlich größere Druckspannung übernehmen, wobei gleichzeitig aber auch größere Schubspannungen entstehen.

Michelfelder [2] hat eine Vergleichsberechnung mit einer Vorholzlänge von $l_v=25\text{cm}$ und mit variierten Kerventiefen ($t_k= 0,5$ bis 7cm) durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen einen polynomischen Zusammenhang zwischen der Kerventiefe und dem Verschiebungsmodul (Abbildung 2.6). Im Bereich der praxisüblichen Kerventiefen (1-4cm) ist kaum ein Einfluss erkennbar.

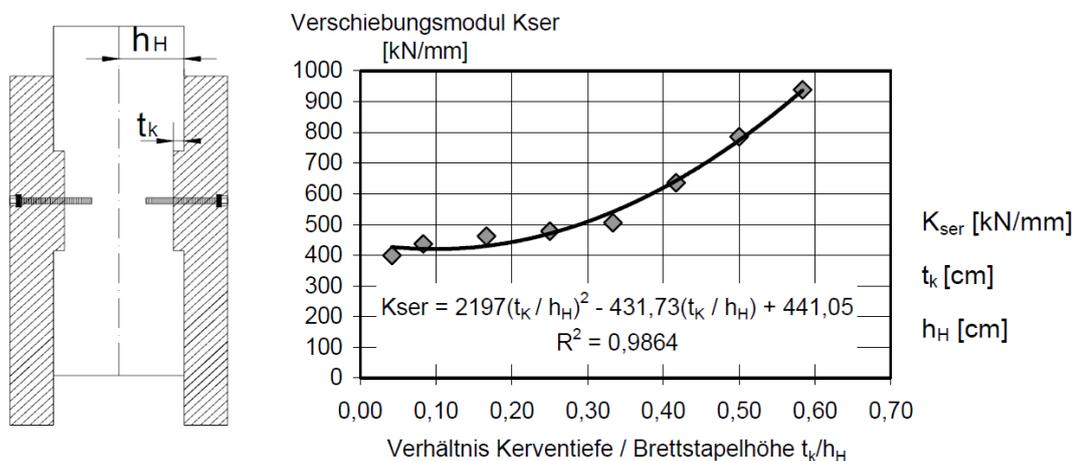


Abbildung 2.6 Einfluss der variierten Kerventiefe [2]

Bei der Wahl der Kerventiefe darf nicht außer Acht gelassen werden, dass eine Steigerung der Kerventiefe eine Reduzierung der Holzdicke mit sich bringt. Im Hinblick auf die Schubspannungen im Vorholz ist dieser Fakt wichtig. Soll eine Nockenbewehrung hergestellt werden, ist eine Kerventiefe von $t_k=4\text{cm}$ laut Michelfelder empfehlenswert, damit sich ein entsprechender zusätzlicher Verankerungseffekt einstellt. Eine größere Kerventiefe ist wegen der Querschnittsschwächung zu vermeiden.

Kudla [8] hat im Rahmen der Simulation der Push-Out Versuche die Kerventiefe zwischen 10mm und 40mm variiert. Der Verschiebungsmodul zeigt eine nichtlineare Abhängigkeit von der Kerventiefe, nämlich zwischen 30mm und 40mm nahm der Verschiebungsmodul viel weniger zu, als zwischen 10mm und 20mm (Abbildung 2.7).

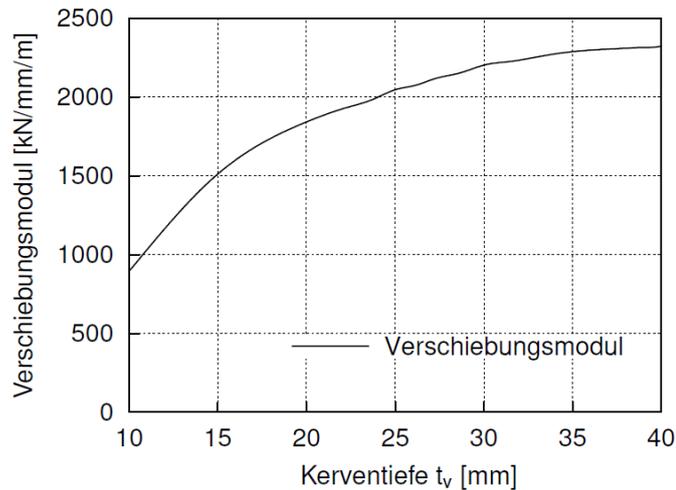


Abbildung 2.7 Einfluss der Kervertiefe auf den Verschiebungsmodul [8]

Der Verschiebungsmodul nähert sich einem Maximalwert bei einer bestimmten Kervertiefe an, deren genaue Größe von Materialparametern abhängig ist.

Abbildung 2.6 und Abbildung 2.7 zeigen gegenläufig parabolisches Verhalten, deshalb ist keine eindeutige Konsequenz hinsichtlich des Verlaufs zu formulieren.

2.2.4 Kervlänge

Schönborn [6] hat Versuche an Kerven mit jeweils drei zusätzlichen Holzschrauben durchgeführt, wobei die Kervlänge zwischen 150mm und 200mm variiert wurde. Laut der Versuchsergebnisse hat die Länge der Kerbe ab einem Minimalwert von 150mm keinen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten.

Für die Kervlänge empfiehlt Michelfelder [2] den praxisüblichen Wert von $l_k=20\text{cm}$.

Kudla [8] hat im Rahmen von experimentellen Untersuchungen Kervlängen von 120mm, 160mm und 200mm gewählt. Das Ziel der Variation war es, den Zusammenhang zwischen Kervlänge und Versagensart zu finden. Bei einer Kervlänge von 120mm war eher ein Betonnockenversagen erwartet, während bei einer Kervlänge von 200mm eher ein Vorholzversagen auf Druck oder Schub. Der erwartete Einfluss konnte nicht bestätigt werden. Ein sinnvolles Verhältnis von Kervtiefe zu Kervlänge ist zu wählen, zum Beispiel $t_K/l_K=10$.

2.2.5 Betondicke

Michelfelder [2] hat im Rahmen der Untersuchungen am Biegeträger unterschiedliche Verhältnisse der Brettstapel- und Betondicke ($h_H/h_B=1,5; 2,0$ und $2,5$) analysiert. Die Ergebnisse zeigen einen deutlichen Zusammenhang zwischen dem Dickenverhältnis und der effektiven Biegesteifigkeit. Mit der Steigerung der Holzdicke und/oder mit der Reduzierung der Betondicke nimmt die effektive Verbundsteifigkeit ab (Abbildung 2.8).

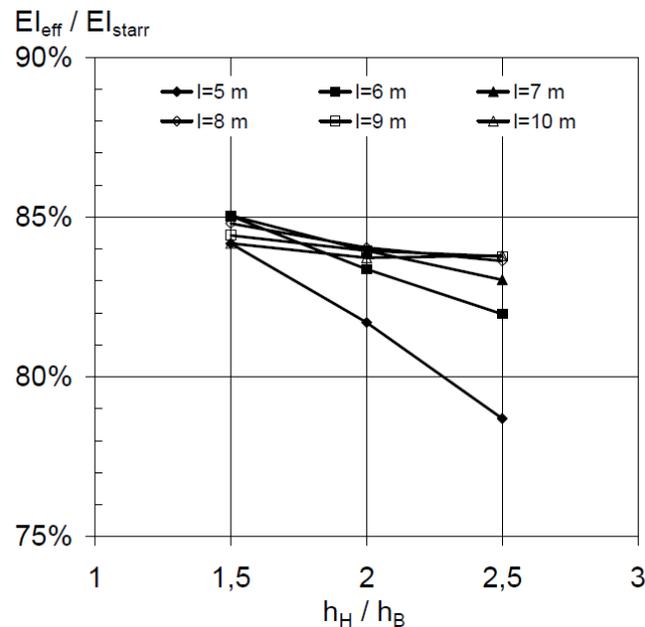


Abbildung 2.8 Einfluss des Verhältnisses h_H/h_B auf die Biegesteifverhältnisse [2]

Dieser Effekt ist mit den unterschiedlichen Materialeigenschaften zu erklären, da der E-Modul von Beton ca. 3-mal größer ist, als der des Holzes. Die bedeutet, dass bei der Reduzierung der Betondicke ein Teil des Betons durch Holz mit deutlich schlechterem E-Modul ersetzt wird, was im Endeffekt zu einer Abminderung der Biegesteifigkeit führt. Zur Erzielung einer maximal möglichen Biegesteifigkeit empfiehlt Michelfelder ein Verhältnis zwischen Holz- und Betondicke von 3:2. Damit genug Platz für die Betondeckung und die Verankerung einer eventuellen Nockenbewehrung zur Verfügung steht, empfiehlt Michelfelder [2] einen Mindestbetondicke von 80 mm.

Klingsch u.a. [9] hat Brandversuche mit variierten Holz- und Betondicken durchgeführt. Der erste Deckentyp mit einer Betondicke von 160mm und Holzdicke von 40mm wurde mit dem zweiten Typ mit 200mm Gesamtdicke und 80mm Holzdicke verglichen. Die zwei belasteten Decken wurden einem ISO-Normbrand ausgesetzt. Das Brandverhalten ist desto günstiger, umso größer die Betondicke ist. Die Ergebnisse zeigen, dass mit einer Betondicke von 120mm ein Feuerwiderstand von 60min (REI 60) erzielbar ist.

2.2.6 Holzdicke

Die folgenden Konstruktionsregeln hat Michelfelder [2] angegeben:

- Gesamtquerschnittsdicke: $h \geq 200\text{mm}$
- Holzdicke: $h_H = 0,6h$ (mindestens 120mm)
- Betondicke: $h_B = 0,4h$ (mindestens 80mm)

Der Mindestwert der Gesamtdicke von 200mm lässt sich aus der zulässigen Holzspannungen im GZT und aus den zulässigen Verformungen im GZG ableiten.

Abbildung 2.6 zeigt den polynomischen Zusammenhang zwischen dem Verschiebungsmodul und dem Verhältnis der Kervertiefe zur Holzdicke. Dieses Diagramm kann auch so interpretiert werden, dass der Verschiebungsmodul bei konstanter Kervertiefe mit abnehmender Holzdicke zunimmt. Michelfelder [2] empfiehlt ein Verhältnis zwischen Holz- und Betondicke von 3:2.

Laut Kudla [8] wird die Querkraftbeanspruchung des Betons umso größer, je größer das Verhältnis der Betondicke zur Holzdicke ist. Die Grenze hinsichtlich Versagensart liegt bei einem Verhältnis von ca. 1:3. Wenn das Verhältnis von Beton- zur Holzdicke maximal 1/3 beträgt, kommt es zu keinem Schubversagen im Beton. Die Trägerversuche von Kuhlmann und Aldi [7] haben diese Annahme bestätigt. (Abbildung 2.9) Kudla [8] empfiehlt einen Mindestwert der Holzdicke von 60mm.

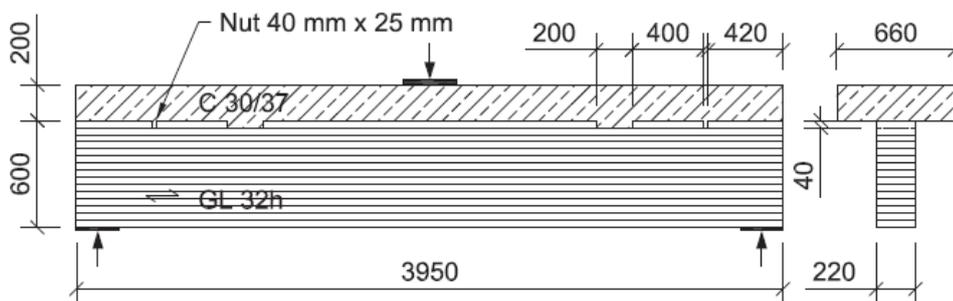


Abbildung 2.9 Geometrie der Trägerversuche von Kuhlmann und Aldi [7]

2.2.7 Kerwenanzahl und -anordnung

Michelfelder [2] hat eine Parameterstudie durchgeführt, um den Einfluss der Kerwenanzahl und ihrer Anordnung auf das Trag- und Verformungsverhalten zu untersuchen. Dabei wurden die Kerwen nur in den äußeren Dritteln des Verbundträgers angeordnet. Zur Einschränkung des Parameterbereichs wurde der Verbund mit 1, 2 und 3 Kerwen pro Trägerhälfte für Trägerlängen zwischen 5m und 10m untersucht. Die

2. Parameterstudie

Betonzugspannung spielte bei der Kervenzahlermittlung eine entscheidende Rolle. Weiters war ein möglichst großes Verhältnis der nachgiebigen zur starren Biegesteifigkeit erzielt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Kervenzahl von der Trägerlänge abhängig ist. Laut dieser Parameterstudie werden bei Deckenspannweiten $l < 6$ m zwei Kerven, für größere Spannweiten drei Kerven pro Trägerhälfte empfohlen.

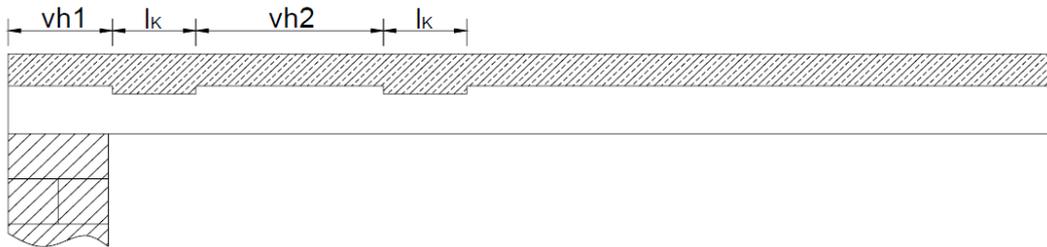


Abbildung 2.10 Anordnung Kerven für Träger $l < 6$ m [2]

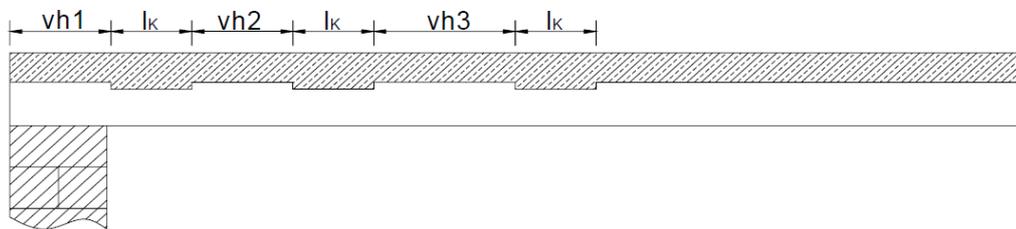


Abbildung 2.11 Anordnung Kerven für Träger $l \geq 6$ m [2]

Die Kervenanordnung soll an den Schubkraftverlauf angepasst werden, damit jedes Verbundmittel die gleiche Beanspruchung erfährt. Deshalb sollten die Abstände der Verbindungsmittel beim Auflager kleiner als in Trägermitte sein.

Die Ermittlung der Kervenanordnung beginnt mit der Berechnung der Einflussbereiche e_i , die bei linearem Schubfluss nur von der Spannweite abhängig sind. Die Linearität ist wegen der reinen Gleichlastbeanspruchung gegeben. Die Einflussbereiche sollen so festgelegt werden, dass die Summe des Schubflusses in jedem Einflussbereich gleich wird.

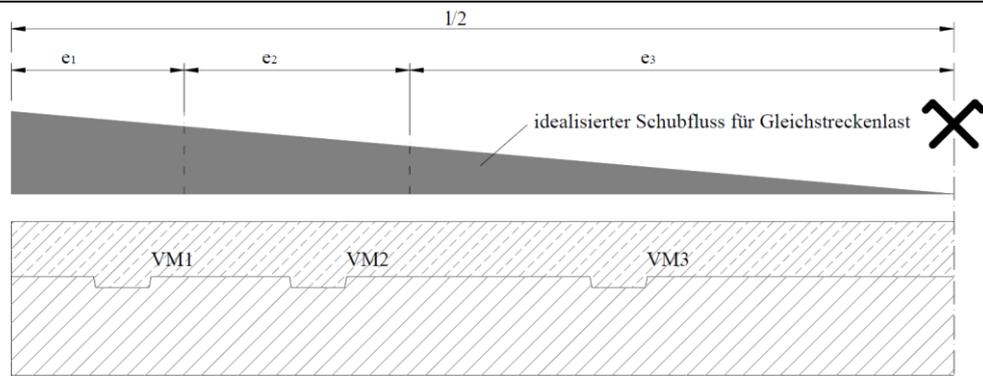


Tabelle 2.1 Beispiel für Einflussbereiche

2.2.8 Verschiebungsmodul

Die Nachgiebigkeit der Verbindung zwischen Holz und Beton in der Verbunddecke wird durch den Verschiebungsmodul definiert. Dieses hat großen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten. In Abbildung 2.12 sind die unterschiedlichen Dehnungsverteilungen in Abhängigkeit von der Nachgiebigkeit zu sehen.

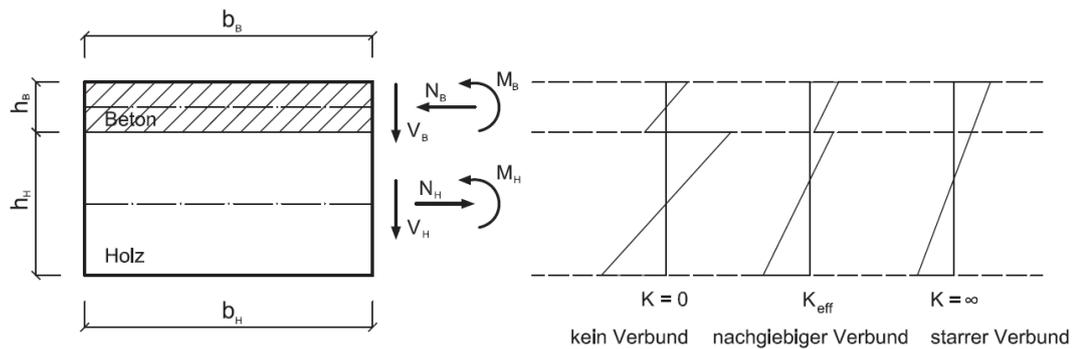


Abbildung 2.12 Dehnungsverteilung für verschiedene Nachgiebigkeiten der Verbundfuge [8]

Kudla [8] hat die bisherigen Versuche zum Thema Kerne zusammengefasst, wobei sie den mittleren Verschiebungsmodul (Abbildung 2.13) und die mittlere Höchstlast (Abbildung 2.14) im Balkendiagramm dargestellt hat.

Tabelle 2.2 zeigt die Parameter der Push-Out Versuche von Simon [10], Michelfelder [2], Schönborn [6], Grosse [3], Kuhlmann u.a. [11] und Kuhlmann und Aldi [7].

2. Parameterstudie

	Betongüte	Holzgüte	l_k [mm]	t_v [mm]	l_v [cm]	α [°]
Simon [10]	C25/30	GL 28h	200	20	250	100
Michelfelder [2]	C20/25	Brettstapel S7 (C16)	200	20	250	90
Schönborn [6]	C25/30	GL 24h	150/200	20	360	100
Grosse [3]	C35/45	Brettstapel S10 (C24)	200	20	250	90/100
Kuhlmann u.a. [11]	C30/37	GL24h	200	20	160	90
Kuhlmann und Aldi [7]	C30/37	GL 32h	200	40	400	90

Tabelle 2.2 Parameter für Push-Out Versuchskörper mit Kerben

Die Ergebnisse weisen eine ziemlich große Streuung auf. Ein direkter Vergleich der Ergebnisse wäre schwierig, da die Versuchsgometrie, der Versuchsaufbau und die Messstellen anders gewählt worden sind. Die von Michelfelder und Simon ermittelten Werte für den Verschiebungsmodul liegen deutlich niedriger, als die von Schönborn, Kuhlmann u.a., Grosse und Kuhlmann und Aldi. Die Werte von Höchstlast sind bei Simon, Kuhlmann u.a., Schönborn und Grosse ungefähr gleich, bei Michelfelder liegt dieser Wert deutlich unter den anderen. Kuhlmann und Aldi haben doppelte Kerventiefe als die anderen gewählt, weshalb sie eine wesentlich größere Höchstlast erhalten haben. Zwischen dem Verschiebungsmodul und der Höchstlast kann kein eindeutiger Zusammenhang festgestellt werden.

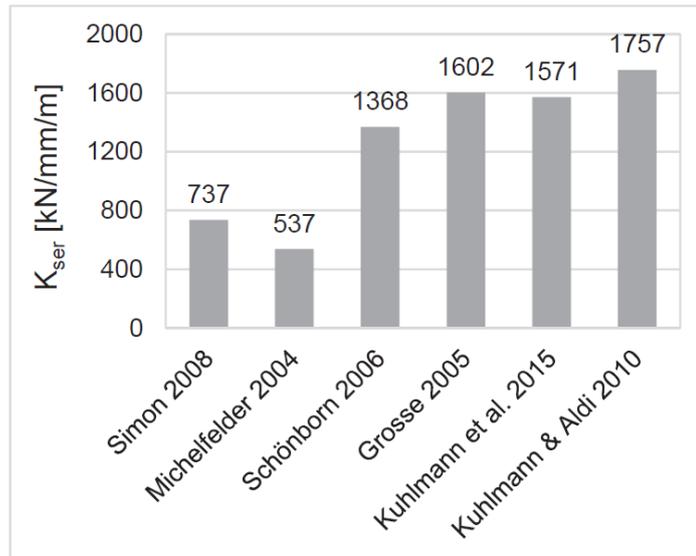


Abbildung 2.13 Vergleich Versuchsergebnisse bezogen auf 1 Kerbe und 1m Breite (Verschiebungsmodul) [8]

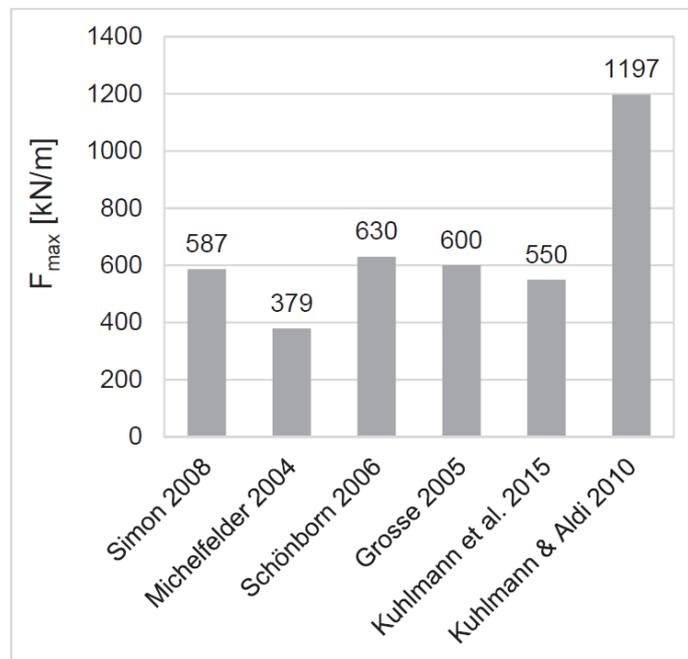


Abbildung 2.14 Vergleich Versuchsergebnisse bezogen auf 1 Kerbe und 1m Breite (Höchstlast)

Kudla [8] hat eine Parameterstudie für eine Variation des Verschiebungsmoduls zwischen 500kN/mm/m und 2000kN/mm/m durchgeführt. Die numerischen Untersuchungen mit den Stabwerkmodellen haben gezeigt, dass der Verschiebungsmodul ab einem Wert größer oder gleich 1000kN/mm/m keinen wesentlichen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten hat. Laut Kudla hat die Wahl des Verschiebungsmoduls zwischen 1000kN/mm/m und 2000kN/mm/m keinen Einfluss auf die Schnittgrößen.

2. Parameterstudie

Die Abbildung 2.15 zeigt einen Vergleich zwischen Kernen und eingeleimten Bewehrungsstäben im Hinblick auf das Verformungsverhalten. Die eingeleimten Bewehrungsstäbe verhalten sich nicht-linear und verlieren allmählich die Steifigkeit. Im Vergleich dazu weist die Kerne ein lineares Last-Verschiebungsverhalten auf und die große, nahezu konstante Steifigkeit bleibt bis zum Erreichen der maximalen Traglast erhalten. Das dargestellte Beispiel zeigt ein sprödes Versagen.

Im Fall eines duktilen Versagens bleibt die Steifigkeit ungefähr bis zum Erreichen von 70% der maximalen Traglast konstant.

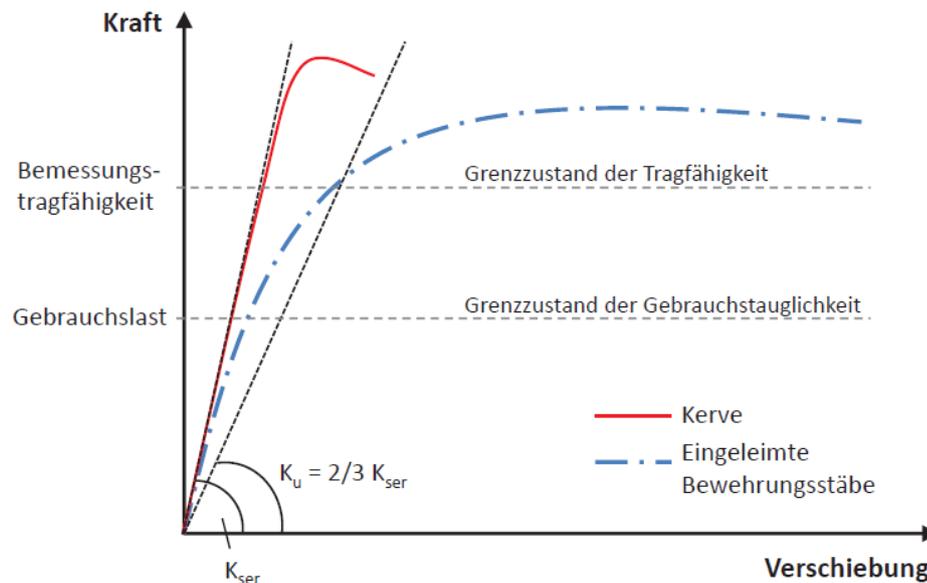


Abbildung 2.15 Verschiebungsmodul K_{ser} und K_u im Vergleich [8]

Am ITI (Institut Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau) der Technischen Universität Wien [12] wurden (im Jahr 2017) Schubversuche zum Thema „Schubverbindungsmitel in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen“ durchgeführt. Neben der Variante mit Kerne wurden Konstruktionen mit verschiedenen Stahlblechen untersucht. Die Abbildung 2.16 zeigt die Geometrie der Probekörper, wobei zu beachten ist, dass die Kernen nicht durchgehend sind. Die unterschiedlichen Stahlvarianten, die Versagensarten, Betonalter, Druckfestigkeit von Beton und die Ergebnisse sind in der Abbildung 2.17 dargestellt. Für das Holz wurde eine Lamellenfestigkeit von GL24 mit kombinierter Ausführung gewählt (GL24c). Die Kraft-Verformungslinien zeigen, dass der Verschiebungsmodul durch den Einsatz von Stahlblechen bedeutend erhöht werden kann. Die maßgebende Versagensart war bei den Versuchen mit Kernen immer das Abscheren des Vorholzes.

2. Parameterstudie

Für die Variante mit Kerbe (A1b) wurde der Verschiebungsmodul ermittelt. Auf die Kervenbreite bezogen ergibt sich ein Wert von $444\text{kN/mm}/180\text{mm}$, welcher für 1m Breite einem Wert von 2467kN/mm/m entspricht. Als konservativer Ansatz wird statt der tatsächlichen Bruchlänge ($2 \cdot 90\text{mm}$) eine idealisierte Bruchlänge ($2 \cdot 120\text{mm}$) berücksichtigt. Für die Berechnung des Verschiebungsmoduls wird deswegen die gesamte Breite des Probekörpers berücksichtigt, wodurch sich ein Wert von 1850kN/mm/m ergibt. Im Vergleich zu den anderen Ergebnissen in der Literatur ist dieser Wert für den Verschiebungsmodul ziemlich groß. Es kann daran liegen, dass die Kerventiefe 3cm statt 2cm gewählt wurde.

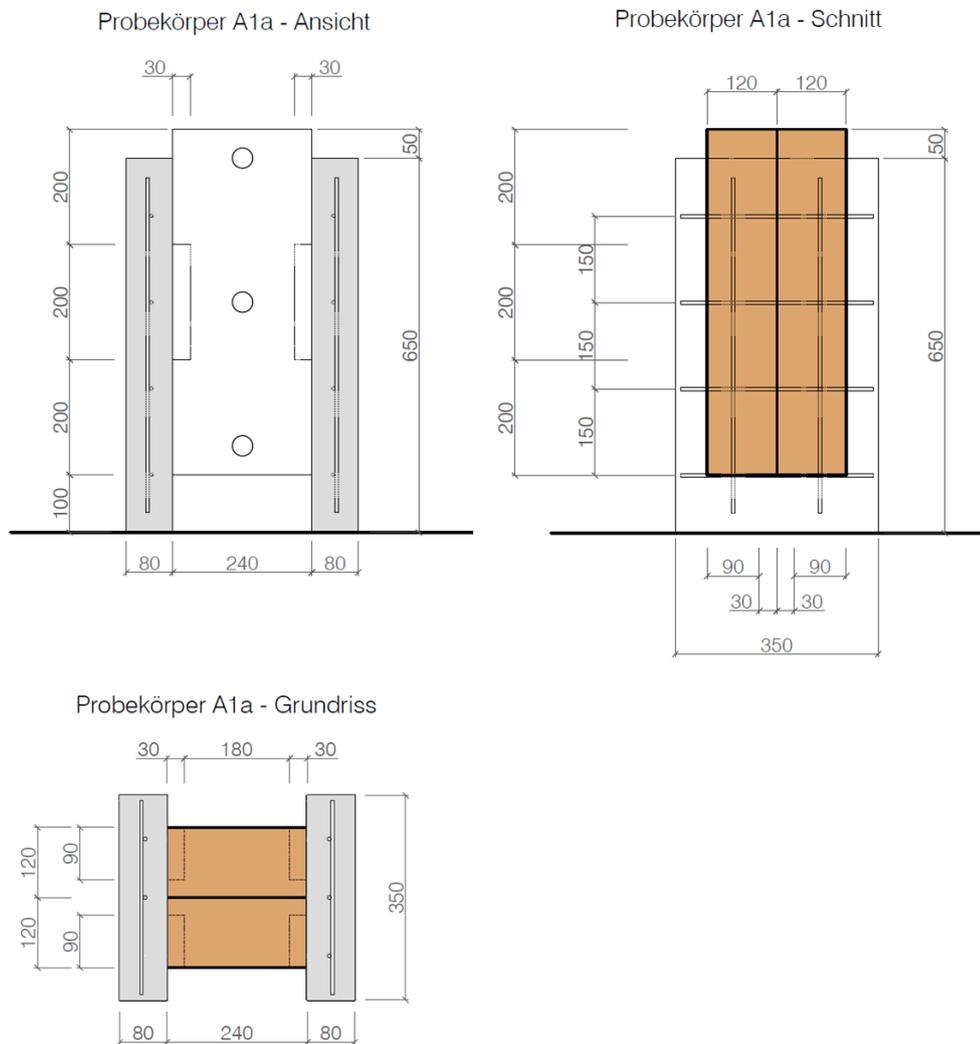


Abbildung 2.16 Geometrie des Versuchskörpers A1a [12]

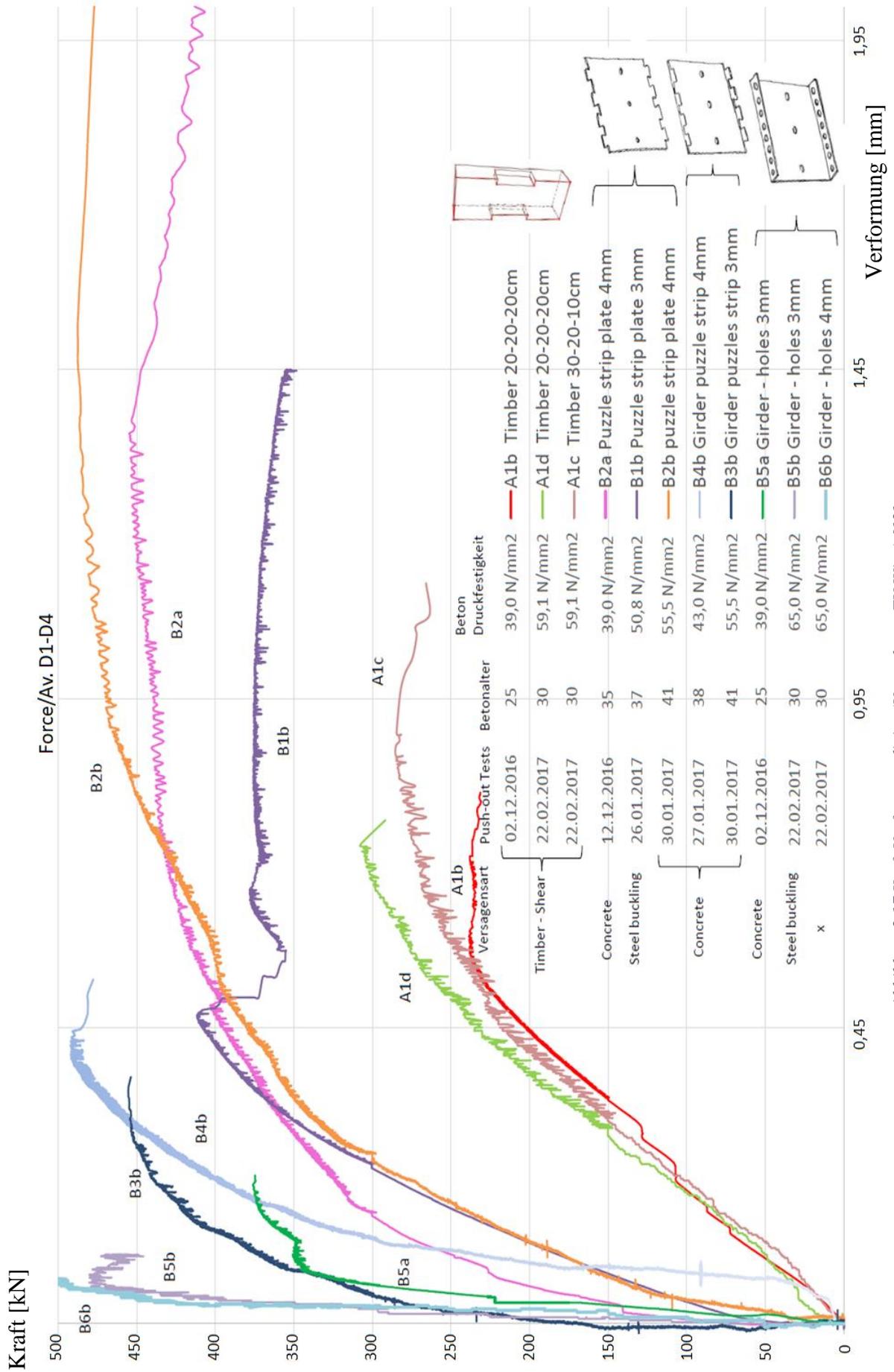


Abbildung 2.17 Kraft-Verformungslinien (Versuche an TU Wien) [12]

2.2.9 Schrauben in Kervenmitte

Davon wurde bisher ausgegangen, dass der Einsatz von Schrauben im Zwecke der Verhinderung des Abhebens der Betonplatte vom Holz notwendig ist. Aus dem Exzentrizitätsmoment entstehen Zugspannungen senkrecht zur Plattenlängsachse, die durch Einsatz von Schrauben aufgenommen werden können. Die Versuchsergebnisse von Michelfelder [2] zeigen, dass im Rahmen der experimentellen Untersuchungen kein Unterschied zwischen Versuchsreihen mit und ohne Schrauben im Hinblick auf Abheben des Betons zu erkennen war. Das Exzentrizitätsmoment kann vollständig vom Beton aufgenommen werden.

Michelfelder [2] hat die Wirkung des Schraubeneinsatzes untersucht. Neben der Variierung der Schraubenart, sowie des Schraubendurchmessers wurde der Einfluss der Schraubenvorspannung unter Vorhandensein eines Hüllrohres untersucht und mit einer Versuchsreihe ohne Schraube verglichen. Die Abbildung 2.18 zeigt die Traglasten der Versuchsreihen mit variierten Schraubenparametern. KSV11, die Version ohne Schraube, ist zum Vergleich dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Schraubenart, der Schraubendurchmesser, die Schraubenvorspannung keinen signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten haben.

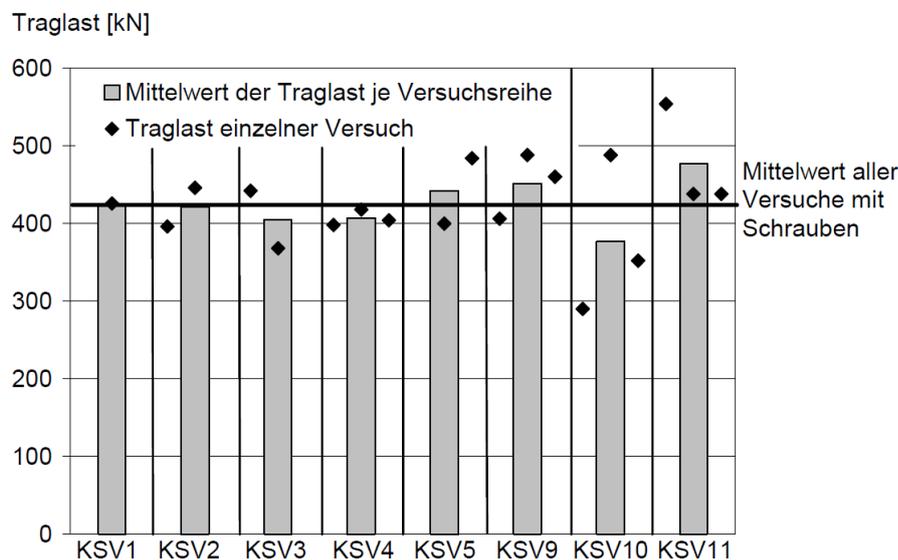


Abbildung 2.18 Traglasten der Versuchsreihen mit variierten Schraubenparametern [2]

Die Versuchsergebnisse von Michelfelder [2] zeigen eine relativ hohe Streuung der Steifigkeiten (Abbildung 2.19). Die Streuung innerhalb der Versuchsreihen ist ausgeprägter als zwischen den Mittelwerten. Deshalb konnte keine zuverlässige Aussage über den Einfluss der Schraubenparameter auf die Steifigkeit formuliert werden.

2. Parameterstudie

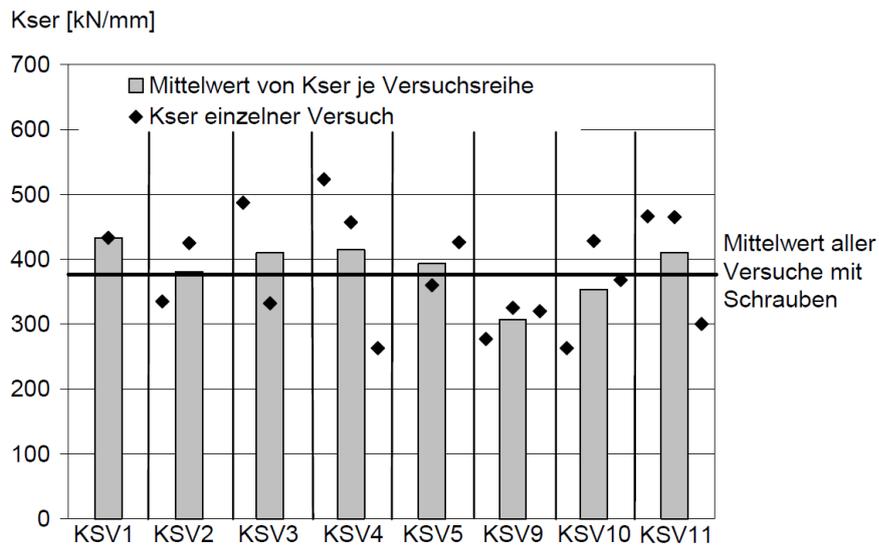


Abbildung 2.19 Mittlere Steifigkeit bei variierten Schraubenparametern [2]

Eine probabilistische Untersuchung wurde auf numerischer Basis von Michelfelder [2] durchgeführt, um den Zusammenhang besser zu verstehen. Laut der Berechnungsergebnisse liegt die Steifigkeit der Kerven ohne Schrauben ca. 40% unter der Steifigkeit von Kerven mit Schrauben. Weiters wurde festgestellt, dass Versuchskörper mit Schrauben geringere Langzeitverformungen aufweisen, als jene ohne Schrauben. Das heißt, dass ein Teil der Querkraft nach einer Umlagerung über die Schrauben eingeleitet wird. Aufgrund der numerischen Ergebnisse zeigt Michelfelder [2], dass die Schrauben bis zu 37% der Scherkraft übertragen. Der Beitrag zur Scherkraftübertragung dauert nur bis zu jenem Zeitpunkt, an dem die Lochleibungsfestigkeit im Schraubenbereich erreicht wird, welcher in der Regel vor dem Versagen durch Abscheren des Holzes erfolgt.

Wenn kein zusätzliches stiftförmiges Verbindungsmittel eingesetzt wird, erfolgt die Scherkraftabtragung über die Kervenflanke. [13]

Michelfelder [2] hat den Einfluss der Schraubenlage auf die Steifigkeit untersucht. Die Grenzen des Variationsbereichs waren zwei benachbarte Vorholzlängenmittelpunkte. Die Ergebnisse zeigen, dass die Steifigkeit mit dem Abstand der Schraube von der Lasteinleitung zunimmt. (Abbildung 2.20).

2. Parameterstudie

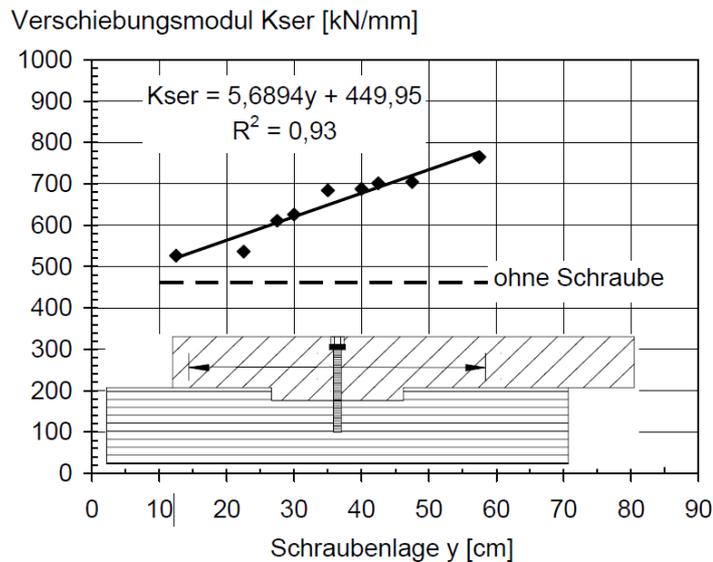


Abbildung 2.20 Einfluss der Schraubenlage auf die Steifigkeit [2]

Obwohl eine Steigerung der Querkraftabtragung durch den Einsatz von Schrauben erreichbar ist, hat diese zusätzliche Maßnahme nur geringen Einfluss auf die Biegesteifigkeit neben dem erheblichen Mehraufwand an Personal- und Materialkosten.

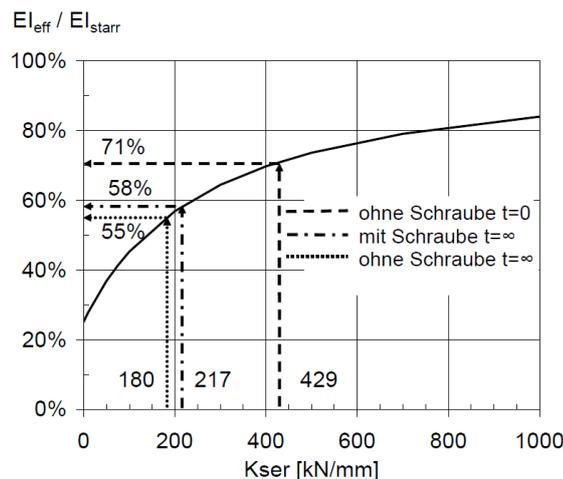


Abbildung 2.21 Reduzierung von $E_{I_{eff}}$ durch unterschiedliche Abminderung der Verbundmittelsteifigkeit

Michelfelder [2] hat nachgewiesen, dass die Materialeigenschaften höheren Einfluss auf die Steifigkeit haben als die Schrauben.

Michelfelder [2] beurteilt den Einsatz von zusätzlich zu Kerven eingebauten Schrauben nach Untersuchung der Parameter zur Effektivität als nicht notwendig.

Die Versuche von Schönborn [6] und Kudla [8] haben auch gezeigt, dass obwohl die Verschiebungen an Kerven mit Schrauben geringer waren, als an jenen ohne Schrauben, kein signifikanter Einfluss auf das Tagverhalten und Steifigkeit erkennbar ist.

Kudla [8] empfiehlt den Einsatz von Schrauben für lange Biegeträger mit einer hohen Momentenbeanspruchung, da bei der Versuchsreihen ohne Schrauben ab einer bestimmten Belastung größere Verschiebungen und größeres Abheben aufgetreten ist, als bei den Serien mit Schrauben. Weiters ist die Verwendung von zusätzlichen Schrauben bei großen Einzellasten empfehlenswert.

2.2.10 Schrauben zur Vorholzverstärkung

Kuhlmann u.a. [11] haben im Rahmen von Push-Out Versuche untersucht, wie günstig sich die Vorholzverstärkung auf das Trag- und Verformungsverhalten auswirkt. Die insgesamt 20 Versuche haben sich durch die Kervlänge sowie die Anordnung von Schrauben in der Kerbe bzw. Schrauben zur Vorholzverstärkung vor der Kerbe und Versuche ohne Schrauben unterschieden. Von der Vorholzverstärkung (und von der Variation der Kervlängen) war das Herbeiführen unterschiedlicher Versagensarten erwartet. Zusätzlich wurden Versuchsträger in unterschiedlichen Längen und mit verschiedener Anordnung von Schrauben durchgeführt. Die Ergebnisse haben die Erwartungen nicht bestätigt, da die gleiche Versagensart maßgebend bei der Holzverstärkung war, wie bei den anderen Schraubenanordnungen. Bei allen Versuchskörpern war das Holzversagen in der auf Druck belasteten Kervflanke maßgebend. Es wurde gezeigt, dass die Vorholzverstärkung zu einer deutlichen Steigerung der Steifigkeit und somit der Tragfähigkeit führt. Der Verschiebungsmodul wies im Fall der Vorholzverstärkung einen ungefähr 1,8-mal größeren Wert auf, als im Fall ohne Vorholzverstärkung.

Die numerischen Untersuchungen mit dem Stabwerkmodell von Kudla [8] haben gezeigt, dass die Vorholzverstärkung nicht zur Verringerung der Durchbiegungen und der Höchstlast führt. Obwohl sich unterschiedliche Werte für die effektive Biegesteifigkeit und somit für die Spannungen aus den Verschiebungsmoduln ohne Vorholzverstärkung (1571 kN/mm) und mit Vorholzverstärkung (2816 kN/mm) ergaben, führten diese zu den gleichen Durchbiegungen und Höchstlast. Deshalb wird der Einsatz von Schrauben zur Vorholzverstärkung nicht empfohlen.

2.2.11 Schlussfolgerung

Kervenkinkel

Unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse bezüglich des Kervenkinkels wird bei der Berechnung eine senkrechte Ausbildung der Kerne verwendet.

Vorholzlänge

Die von Stephan [5] definierte kritische Vorholzlänge von $l_v=8t_v$ ist der Mindestwert. Zwischen der Vorholzlänge und Verschiebungsmodul beziehungsweise des Versagensmodus ist eine Tendenz, aber kein eindeutiger Zusammenhang zu erkennen. In dieser Arbeit wird eine Vorholzlänge von $l_v=10t_v$ verwendet.

Kerventiefe

Der praxisübliche Bereich der Kerventiefe liegt zwischen 10 mm und 40 mm. Falls Nockenbewehrung notwendig ist, soll eine Tiefe von 40 mm gewählt werden, andernfalls sind kleinere Werte zu bevorzugen. Bei der Berechnung wird eine Kerventiefe von $t_k=20\text{mm}$ angenommen.

Kervlänge

Die Versuchsserien von Schönborn [6] und Kudla [8] haben gezeigt, dass eine Variation der Kervlänge zwischen 150 mm und 200 mm [6], beziehungsweise zwischen 120 mm und 200 mm [8] keinen Einfluss auf das Verformungs- und Tragverhalten hat. Ein sinnvolles Verhältnis von Kervlänge zu Kerventiefe ist zu wählen, welches in dieser Arbeit $l_k/t_k=10$ beträgt. Da die gewählte Kerventiefe 2 cm ist, ergibt sich eine Kervlänge von 20 cm.

Beton- und Holzdicke

Für das Verhältnis der Holz- zur Betondicke tauchen in der Fachliteratur mehrere Empfehlungen auf. Zur Erzielung einer maximal möglichen Biegesteifigkeit empfiehlt Michelfelder [2] ein Verhältnis zwischen Holz- und Betondicke von 3:2.

Der Grenzwert von Holz- zur Betondicke hinsichtlich Versagensart liegt laut Kudla [8] bei 3:1. Wenn die Holzdicke mindestens dreimal so groß als die Betondicke gewählt wird, kommt es in der Regel nicht zum Schubversagen des Betons.

Im Rahmen der numerischen Untersuchung wird die optimale Beton- und Holzdicke bei der Variation anderer Parameter gesucht. Dabei wird von einer Mindestbetondicke von 80 mm ausgegangen. Die Holzdicke ist im Fall der Brettstapeldecke ziemlich frei zu

2. Parameterstudie

wählen, aber im Fall des Brettspertholzes und Brettschichtholzes muss die Wahl auf das Angebot der Holzherstellerfirmen angepasst werden.

Kervenzahl und -anordnung

Wird ein linearer Schubfluss angenommen, ist die Kervenanordnung nur von der Spannweite abhängig. Die Verbundmittelabstände sollen an den Scherkraftverlauf angepasst werden. Deshalb werden sie beim Auflager kleiner und in Feldmitte größer gewählt.

Die Ermittlung der Kervenanordnung beginnt mit der Berechnung der Einflussbereiche e_i . Sie sollen so festgelegt werden, dass die Summe des Schubflusses in jedem Einflussbereich gleich wird. Für ein bis fünf Kerwen habe ich eine Berechnungstabelle erstellt. (Tabelle 2.3) Die äußere Flanke der Kerwe, in welcher die Schubkraft übertragen wird, soll in jenem Einflussbereich im Schwerpunkt des Schubflussverlaufs liegen.

	e_1	e_2	e_3	e_4	e_5
1 Kerwe	$\frac{l}{2}$	–	–	–	–
2 Kerwen	$\frac{2 - \sqrt{2}}{4} * l$	$\frac{\sqrt{2}}{4} * l$	–	–	–
3 Kerwen	$\frac{3 - \sqrt{6}}{6} * l$	$\frac{\sqrt{6} - \sqrt{3}}{6} * l$	$\frac{\sqrt{3}}{6} * l$	–	–
4 Kerwen	$\frac{2 - \sqrt{3}}{4} * l$	$\frac{\sqrt{3} - \sqrt{2}}{4} * l$	$\frac{\sqrt{2} - 1}{4} * l$	$\frac{l}{4}$	–
5 Kerwen	$\frac{5 - 2\sqrt{5}}{10} * l$	$\frac{2\sqrt{5} - \sqrt{15}}{10} * l$	$\frac{\sqrt{15} - \sqrt{10}}{10} * l$	$\frac{\sqrt{10} - \sqrt{5}}{10} * l$	$\frac{\sqrt{5}}{10} * l$

Tabelle 2.3 Ermittlung Kervenzahl

Die Kervenanordnung wird in dieser Arbeit laut der beschriebenen Methode erfolgen, die Kervenzahl wird zwischen 3 und 5 variiert.

Verschiebungsmodul

Die berechneten Mittelwerte für Verschiebungsmodul aus den unterschiedlichen Versuchen weisen eine ziemlich große Streuung auf. Laut Kudla [8] ist der Einfluss des Verschiebungsmoduls ab einem Wert größer oder gleich als 1000 kN/mm/m nicht wesentlich. In dieser Arbeit wird eine numerische Untersuchung durchgeführt, dieser Parameter wird zwischen 500 kN/mm/m und 1500 kN/mm/m variiert.

Schraube in der Kerwenmitte

Obwohl zusätzliche Schrauben keinen Einfluss auf das Tragverhalten, die Steifigkeit und die Versagensart zeigen, weist eine Kerve mit Schrauben ein günstigeres Langzeitverhalten und geringeres Abheben als die ohne Schrauben auf. Wegen dem erhöhten Arbeitsaufwand und Materialkosten ist eine andere Methode zur Verbesserung der Biegesteifigkeit, zum Beispiel größere Querschnittsabmessungen oder bessere Materialgüte, empfehlenswert.

Schraube zur Vorholzverstärkung

Kuhlmann u. a. [11] haben gezeigt, dass die Vorholzverstärkung zu einer deutlichen Steigerung der Steifigkeit und somit der Tragfähigkeit führt. Die numerischen Untersuchungen mit einem Stabwerkmodell von Kudla [8] haben gezeigt, dass diese Steifigkeitssteigerung nicht zur Verringerung der Spannungen führt. Im Hinblick auf den Zeit-, Kosten- und Arbeitsaufwand des Schraubeneinsatzes wird die Vorholzverstärkung nicht empfohlen.

2.3 Materialkennwerte

2.3.1 E-Modul

E-Modul des Holzes

Michelfelder [2] hat einen linearen Zusammenhang zwischen dem E-Modul des Holzes und dem Verschiebungsmodul im Rahmen der numerischen Untersuchung entdeckt. Abbildung 2.22 zeigt die Ergebnisse der FEM-Modellierung, wobei die Vorholzlänge 25cm, die Kervertiefe 2cm betragen und keine Schraube vorhanden war. Eine bessere Holzgüte bringt in der Verbundkonstruktion einen höheren Verschiebungsmodul mit sich.

2. Parameterstudie

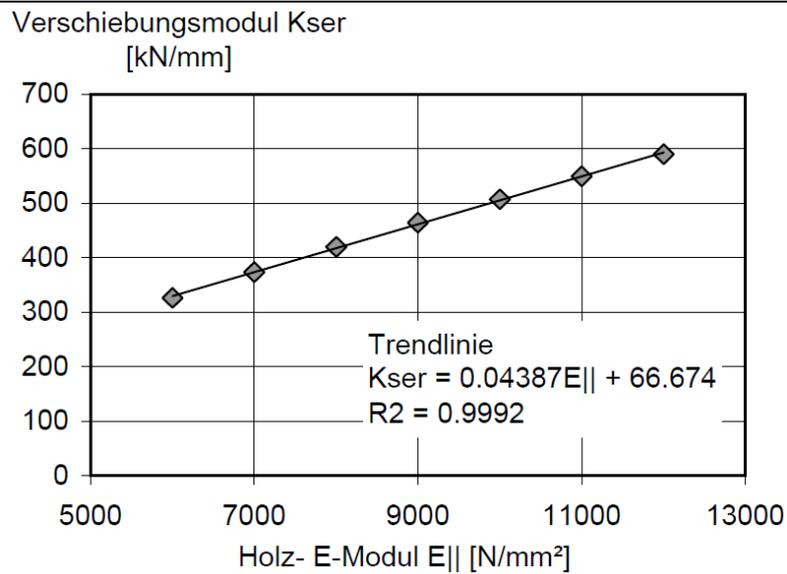


Abbildung 2.22 Verschiebungsmodul bei variiertem E-Modul des Holzes [2]

Diesen linearen Zusammenhang bestätigten auch Kuhlmann und Aldi [7]. Laut der Ergebnisse nimmt mit steigendem E-Modul von Holz der Verschiebungsmodul mehr zu, als mit dem steigenden E-Modul von Beton. (Abbildung 2.23, Abbildung 2.24)

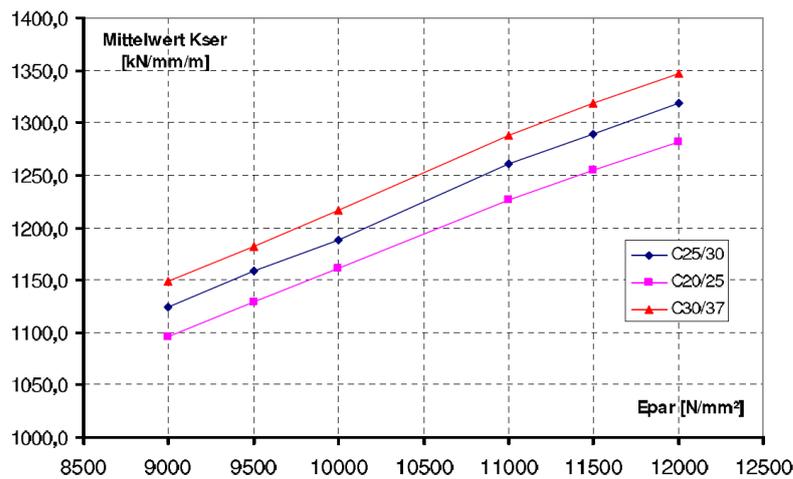


Abbildung 2.23 Verschiebungsmodul bei variiertem E-Modul des Betons - unterschiedliche Festigkeitsklassen [7]

Die Steigerung des E-Moduls des Betons hat deshalb nicht so großen Einfluss auf den Verschiebungsmodul, der lineare Zusammenhang ist hier auch zu erkennen.

2. Parameterstudie

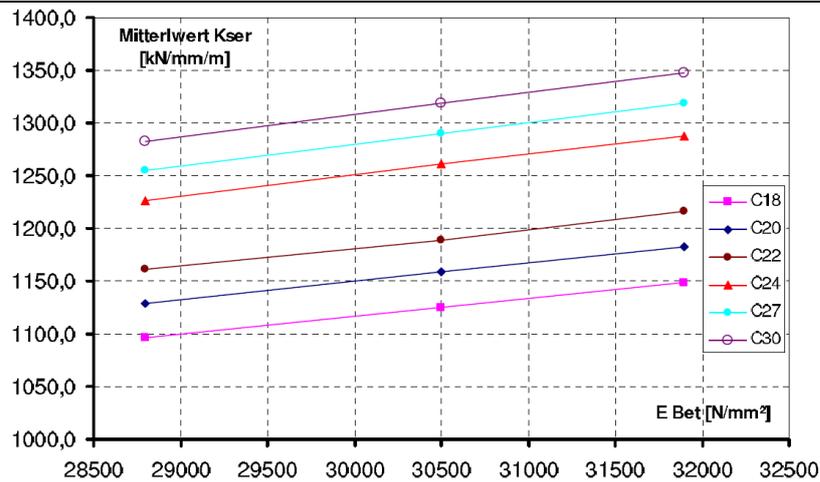


Abbildung 2.24 Verschiebungsmodul bei variiertem E-Modul des Holzes - unterschiedliche Festigkeitsklassen [7]

Kudla [8] hat im Rahmen einer Parameterstudie der E-Modul des Holzes zwischen 10.000 und 15.000 N/mm² variiert. Der Verschiebungsmodul stieg linear mit der Erhöhung des Holz E-Moduls von 1712 kN/mm/m auf 2378 kN/mm/m. Es wurde auch gezeigt, dass die Steigerung des E-Moduls des Holzes keinen signifikanten Einflüssen auf die Schubkräfte an der Kerbe ausübt.

E-Modul Beton

Wie oben (Abbildung 2.24) zu sehen ist, besteht zwischen dem Verschiebungsmodul und dem E-Modul des Betons ein linearer Zusammenhang, wobei Kuhlmann und Aldi [7] gezeigt haben, dass der Einfluss des Betons nicht signifikant ist.

Kudla [8] hat eine Parameterstudie durchgeführt, wobei der E-Modul des Betons zwischen 25.000 und 35.000 N/mm² variiert wurde. Die Ergebnisse haben keinen signifikanten Einfluss des E-Moduls vom Beton auf den Verschiebungsmodul gezeigt. Die Erhöhung des E-Moduls hat eine Reduzierung der Scherkräfte an der Kerbe um 6% bewirkt.

Die beiden Aussagen über den Zusammenhang zwischen dem E-Modul des Betons und dem Verschiebungsmodul stehen ein wenig im Widerspruch miteinander, wobei sowohl Kuhlmann und Aldi als auch Kudla gezeigt haben, dass der Einfluss des E-Moduls des Betons nicht signifikant ist.

2.3.2 Kriechzahl

Als Kriechen wird die zeit- und temperaturabhängige plastische Deformation unter Dauerbeanspruchung definiert. Als Schwinden wird die zeitabhängige und lastunabhängige Verringerung des Volumens bezeichnet.

2. Parameterstudie

Die Kriechverformung des Betons hängt von der Zementart und -menge ab. Mit niedrigerem Wasser-Zement-Wert und höherem E-Modul der Zuschlagstoffe nimmt das Kriechen ab. Die Kriechverformung von Holz ist von der Belastungsart, der Beanspruchungshöhe, der Holzfaserrichtung und der Holzfeuchte abhängig. Beispielsweise ist das Kriechen unter Zugbeanspruchung um ca. 30% weniger als unter Druck- oder Biegebeanspruchung. [14]

Schänzlin [14] hat gezeigt, dass das Schwinden und das Kriechen sowohl bei Holz, als auch bei dem Beton erheblichen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten haben. Wäre dieselbe Kriechzahl für die beiden Teilquerschnitte eingesetzt, würde das eine grobe Näherung des wirklichen Langzeitverhaltens bedeuten, da der Beton und das Holz nicht zeitlich affin schwinden und kriechen. Deshalb ist außer den beiden Zeitpunkten ($t=0$, $t=\infty$) die Betrachtung des Zeitpunktes $t=3-7$ Jahre laut seiner Untersuchungen auch wichtig (Abbildung 2.25).

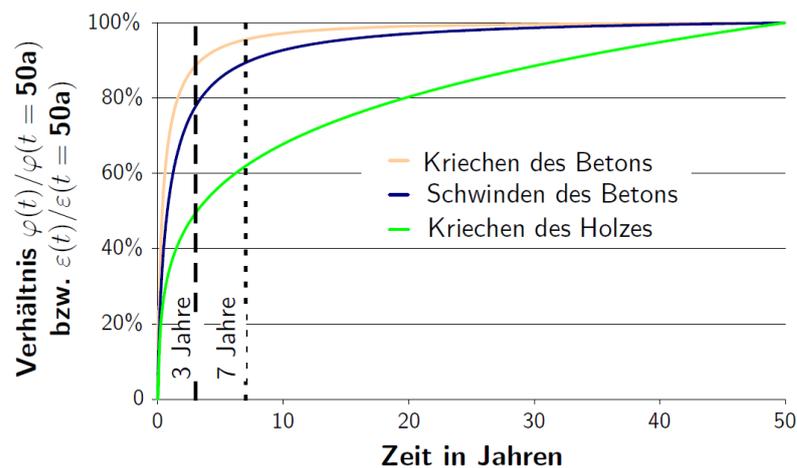


Abbildung 2.25 Langzeitverhalten von Holz und Beton [14]

$0 < t < 3$ Jahre: Am Anfang entstehen keine Eigenspannungen, weil die Kriechverformungen und Schwinddehnungen klein sind.

$3 \text{ Jahre} < t < 7 \text{ Jahre}$: Bis zum Zeitpunkt $t=3$ Jahre entwickelt der Beton fast 95% der Kriechverformungen und ca. 80% der Schwinddehnung, während das Holz nur noch 50% der Kriechverformung ausgebildet hat. Infolge Schwindens entstehen Eigenspannungen in dem Verbundquerschnitt. Die Betonsteifigkeit nimmt aufgrund des Kriechens ab. Diese Vorgänge führen zu einem Minimum der Normalkraft in den Teilquerschnitten. Nach einer Umlagerung erhöht sich das Holzmoment und damit wird die maximale Holzspannung am unteren Rand erreicht.

2. Parameterstudie

$7 \text{ Jahre} < t < \infty$: Während die Kriechverformung und die Schwinddehnung des Betons zum Zeitpunkt $t=7$ Jahre bereits fast voll ausgebildet ist, zeigt das Holz einen schnelleren Kriechvorgang nach 7 Jahren. Das Kriechen des Holzes zieht eine Spannungsabnahme im Holz mit sich.

Beton und Holz weisen unterschiedliche zeitlichen Kriechverformungen auf, dieses Phänomen soll berücksichtigt werden. Schänzlin [14] empfiehlt die Modifikation der E-Module mithilfe von Verbundkriechzahlen.

Berücksichtigung des Kriechens

Die genaueste Berücksichtigung des Langzeitverhaltens ermöglichen die Finite Elemente Methoden. Damit kann sogar die Interaktion von Schwinden und Kriechen mithilfe entsprechender Materialmodelle simuliert werden. Wegen des erheblichen Arbeitsaufwandes eignet sich diese Betrachtung für die praktische Anwendung nicht gut.

Die Art der Berücksichtigung des Kriechens wird von Schänzlin [14] übernommen, also E-Module des Betons und des Holzes, sowie der Verschiebungsmodul der Kerne werden abgemindert. Die vom Schänzlin empfohlene Berechnung mit den Verbundkriechzahlen führt zu erheblichen Durchbiegungen, die bisher mit Versuchen nicht bestätigt wurden. Rautenstrauch u.a. [15] haben gezeigt, dass eine ausreichend genaue Näherung mit der Division der E-Module und des Verschiebungsmoduls durch $(1+\text{Kriechzahl})$ zu erreichen ist.

Nach ÖNORM EN 1992-1-1 [16] kann die Kriechverformung genau berechnet werden oder vereinfacht nach ÖNORM EN 1995-1-1 NA [17] für die Endkriechzahl ein Wert von 2,5 eingesetzt werden. In dieser Arbeit wird mit einem Wert von $\varphi(\infty, t_0)=2,5$ gerechnet.

Zustand	Zeitpunkt $t=0$	Zeitpunkt $t=\infty$
GZG, GZT	E_{cm}	$\frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$

Tabelle 2.4 Berücksichtigung des Kriechens – Beton

Der E-Modul des Holzes wird durch $(1+k_{\text{def}})$ dividiert, wobei der Verformungsbeiwert k_{def} für unterschiedliche Holzarten und Nutzungsklassen in der ÖNORM EN 1995-1-1 [17] angegeben ist.

2. Parameterstudie

Zustand	Zeitpunkt t=0	Zeitpunkt t=∞
GZG, GZT	$E_{0,mean}$	$\frac{E_{0,mean}}{1 + k_{def}}$

Tabelle 2.5 Berücksichtigung des Kriechens - Holz

Der Verschiebungsmodul der Kerne wird in dieser Arbeit zwischen 500 und 1500 kN/mm/m variiert und zur Berücksichtigung des Kriechens durch $(1+\varphi_{vm,\infty})$ dividiert. $\varphi_{vm,\infty} = 1,38$ ist der von Michelfelder [2] ermittelte Kriechfaktor. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird 2/3 des für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berechneten Wertes berücksichtigt. Die eingesetzten Werte sind in der Tabelle 2.6 enthalten.

Verschiebungsmodul [kN/mm/m]	Zeitpunkt t=0	Zeitpunkt t=∞
K_{ser} (GZG)	$K_{ser,0} = 500 \dots 1500$	$K_{ser,\infty} = \frac{1}{1 + \varphi_{vm,\infty}} * K_{ser,0}$
K_u (GZT)	$K_{u,0} = \frac{2}{3} * K_{ser,0}$	$K_{u,0} = \frac{2}{3} * K_{ser,\infty}$

Tabelle 2.6 Berücksichtigung des Kriechens - Verbindungsmittel

2.3.3 Schwindmaß

Schwinden des Betons

Schwinden bedeutet die zeitabhängige Verringerung des Volumens. Es ist unabhängig von der Belastung und kann in chemisches und physikalisches Schwinden unterteilt werden. Während es sich bei dem chemischen Schwinden um eine irreversible Reaktion des Stoffes handelt, ist das physikalische Schwinden ein reversibler Vorgang, durch erneute Befeuchtung kann teilweise rückgängig gemacht werden. Die Hydratations- und Karbonatisierungsschwinden zählen zum chemischen, das Trocknungs- und Kapillarschwinden zum physikalischen Schwinden. Das Trocknungsschwinden verursacht den Hauptteil. [2] [18]

Schänzlin [14] hat gezeigt, dass das Schwinden des Betons zu einer erheblichen Zunahme der Durchbiegungen führt.

2. Parameterstudie

Beim Schwinden des Betons in einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion entstehen Zugspannungen im Beton, die zur Druckspannungen im Verbundquerschnitt führen. In den Teilquerschnitten entstehen positive Biegemomente und die Verbunddecke verformt sich. [2]

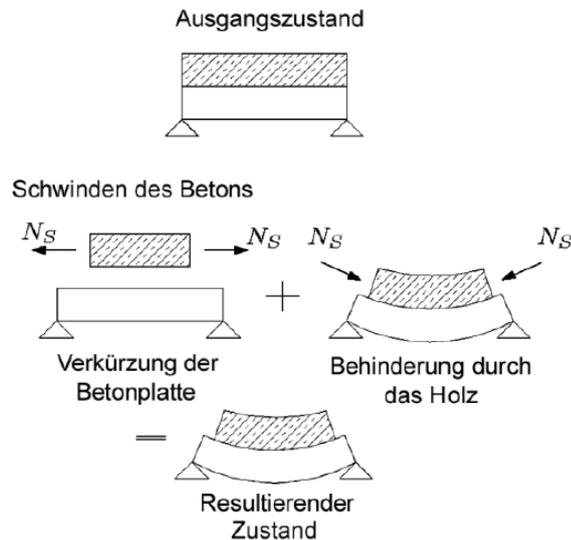


Abbildung 2.26 Schwinden des Betons [19]

Schwinden des Holzes

Im Vergleich zum Betonschwinden bringt das Schwinden des Holzes genau entgegengesetzte Auswirkungen mit sich. Wegen der Verkürzung des Holzquerschnittes entstehen im Betonquerschnitt eine Druck-, im Verbundquerschnitt eine Zugkraft und in den beiden Teilquerschnitten negative Biegemomente. Durch die Druckspannungen im Beton können die vorhandenen Risse, die durch das Betonschwinden hervorgerufen wurden, eventuell überdrückt werden. [2]

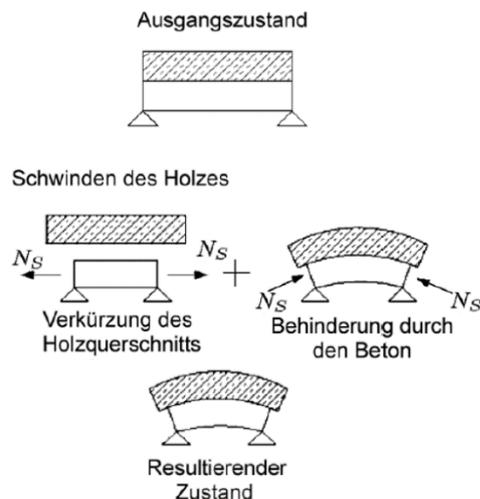


Abbildung 2.27 Schwinden des Holzes [19]

Berücksichtigung des Schwindens

Das Schwinden des Betons ist deutlich stärker als von Holz. Der dadurch entstehende Eigenspannungszustand kann unterschiedlich modelliert und berechnet werden.

Die genaueste Betrachtung ermöglichen die Finite-Elemente Methoden. So kann das Schwinden und seine Interaktion mit dem Kriechen für den gesamten Zeitverlauf durch genau definierte Materialmodelle simuliert werden. Für die praktische Verwendung eignet sich diese Methode aufgrund des erheblichen Arbeitsaufwandes nicht.

Eine einfachere Modellierung ist, wenn das Schwinden des Betons durch eine Temperaturbelastung oder durch eine statisch äquivalente fiktive Ersatzlast modelliert wird. Diese Ersatzsysteme sollen so definiert werden, dass dieselben Verformungen entstehen wie infolge Schwindens.

Schänzlin [14] zeigt, wie das Betonschwinden durch eine fiktive Gleichlast ersetzt werden kann. Die effektive Biegesteifigkeit wird infolge des Betonschwindens abgemindert und damit wird weitergerechnet. Der Nachteil dieses Ersatzsystems ist, dass es sich auf die Auflager- und Querkräfte auswirkt.

Rautenstrauch [15] empfiehlt eine Temperaturbelastung zur Berücksichtigung des Betonschwindens. Die meisten Materialien weisen eine Längenänderung in Abhängigkeit von der Temperatur auf. Eine Erwärmung verursacht meistens eine Ausdehnung, die Kühlung führt zur Verkürzung. Das Schwinden des Betons kann durch die Kühlung des Betons im Verbundquerschnitt modelliert werden. Diese Vorgehensweise ist auch im Stahl-Beton-Verbundbau üblich. Wird eine Holz-Beton-Verbunddecke als Stabwerkmodell simuliert, ist diese Methode empfohlen, da die meisten Programme eine Temperaturbeanspruchung als separater, durch den Temperaturgradient definierter Lastfall behandeln können.

In dieser Arbeit werden insgesamt zwei Berechnungsmethoden zur Berücksichtigung der Verbundtragwirkung verwendet, nämlich das Gamma-Verfahren und das Stabwerkmodell. Im Fall des Stabwerkmodells wird das Betonschwinden durch eine Temperaturbeanspruchung modelliert, im Fall des Gamma-Verfahrens ist eine analytische Methode nötig. Kreuzinger [20] hat das Gedankenmodell einer Festhaltekraft entwickelt. Die Festhaltekraft ist jene Kraft, die die Schwinddehnung des Betons verhindert und anschließend mit umgekehrtem Vorzeichen auf den Verbundquerschnitt eingesetzt wird. [21], [22]

2. Parameterstudie

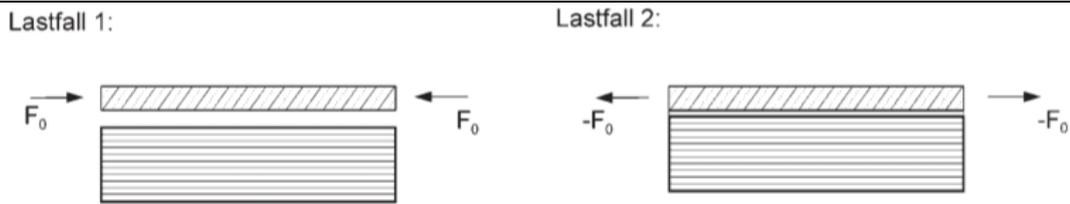


Abbildung 2.28 Simulation des Schwindens [22]

Zur Ermittlung der Festhaltekraft werden zwei Lastfälle betrachtet. Im Lastfall 1 wird angenommen, dass keine Verbindung zwischen dem Holz und Beton ist. Das Holz bleibt unbelastet, der Beton würde sich infolge Schwindens spannungslos verkürzen, aber durch die Festhaltekraft F_0 wird die Längenänderung verhindert. Dadurch wird der Betonquerschnitt zugbeansprucht. Im Lastfall 2 werden die Teilquerschnitte wieder verbunden und die Festhaltekraft gelöst. Deshalb wirkt die entgegengesetzte Festhaltekraft auf die Verbundquerschnitt. Da diese Kraft exzentrisch wirkt, entsteht neben den Druckspannungen ein positives Biegemoment, welches zusätzliche Verformungen verursacht. Die Berechnung erfolgt zum Zeitpunkt $t=\infty$, wobei das Holzschwinden vernachlässigt wird.

Die Berechnungsschritte des Festhaltekraftmodells sind die folgenden:

- Ermittlung der Festhaltekraft

$$F_0 = \varepsilon_{cs,\infty} * \gamma_1 EA_1 \quad (2.1)$$

$\varepsilon_{cs,\infty}$: Endschwindehnung des Betons

γ_1 : Abminderungsfaktor

EA_1 : Dehnsteifigkeit des Betonquerschnitts

- Im Lastfall 1 entstehende Normalkräfte

$$N_{s,1}^{LF1} = F_0 \quad (2.2)$$

$$N_{s,2}^{LF1} = 0 \quad (2.3)$$

- Im Lastfall 2 entstehende Normalkräfte

$$N_{s,1}^{LF2} = -F_0 \frac{\gamma_1 EA_1}{\gamma_1 EA_1 + EA_2} * \left(1 + a^2 * \frac{EA_2^2}{(\gamma_1 EA_1 + EA_2) * EI_{eff}} \right) \quad (2.4)$$

$$N_{s,2}^{LF2} = -F_0 \frac{EA_2}{\gamma_1 EA_1 + EA_2} * \left(1 - a^2 * \frac{\gamma_1 EA_1 EA_2}{(\gamma_1 EA_1 + EA_2) * EI_{eff}} \right) \quad (2.5)$$

- Die aus den beiden Lastfällen resultierenden Normalkräfte

$$N_{s,1} = N_{s,1}^{LF1} + N_{s,1}^{LF2} \quad (2.6)$$

$$N_{s,2} = N_{s,2}^{LF1} + N_{s,2}^{LF2} \quad (2.7)$$

- Infolge der exzentrisch wirkenden Festhaltekraft entsteht ein positives Biegemoment, es wird zwischen den beiden Teilquerschnitten aufgeteilt

$$M_s = F_0 * a_1 \quad (2.8)$$

$$M_{s,1} = M_s * \frac{EI_1}{EI_{eff}} \quad (2.9)$$

$$M_{s,2} = M_s * \frac{EI_2}{EI_{eff}} \quad (2.10)$$

- Aus dem positiven Biegemoment entstehende zusätzliche Durchbiegung:

$$w_{s,fin} = \frac{M_s * l^2}{8 * EI_{eff}} \quad (2.11)$$

Die erhaltenen Schnittgrößen werden zu den aus der äußeren Belastung stammenden Schnittgrößen addiert, dadurch werden die Normalkräfte und Biegemomente zum Zeitpunkt $t=$ berechnet.

2.3.4 Schlussfolgerung

E-Modul Holz

Die Versuchs- und Berechnungsergebnisse zeigen [2], [7], [8], dass ein linearer Zusammenhang zwischen dem Verschiebungsmodul und dem E-Modul des Holzes besteht.

E-Modul Beton

Es besteht ein linearer Zusammenhang zwischen dem E-Modul des Betons und dem Verschiebungsmodul, aber der Beton hat weniger Einfluss als das Holz [2].

Kriechzahl

Beton und Holz weisen unterschiedliche zeitlichen Kriechverformungen auf. Bei der Berechnung wird es mit der Modifikation der E-Module nach Schänzlin [14] berücksichtigt. Wäre dieselbe Kriechzahl für die beiden Teilquerschnitte eingesetzt, würde das eine grobe Näherung des wirklichen Langzeitverhaltens bedeuten. Die Berücksichtigung erfolgt durch Abminderung der E-Module von Beton und Holz, beziehungsweise des Verschiebungsmoduls der Kerne.

Schwindmaß

Sowohl der Beton, als auch das Holz schwinden. Da das Betonschwinden deutlich stärker ist, wird das vom Holz vernachlässigt. Das Schwinden kann mithilfe Finite-Elemente Methoden genau, aber aufwändig simuliert werden. Eine einfachere Lösung ist, wenn das Schwinden durch eine Temperaturbeanspruchung oder durch eine statisch äquivalente Ersatzlast berücksichtigt wird. Eine analytische Lösung bietet Kreuzinger [20] mit seinem Gedankenmodell einer Festhaltekraft. In dieser Arbeit werden insgesamt zwei Berechnungsmethoden zur Berücksichtigung der Verbundtragwirkung verwendet, nämlich das Gamma-Verfahren und das Stabwerkmodell. Im Fall des Stabwerkmodells wird das Betonschwinden durch eine Temperaturbeanspruchung modelliert, im Fall des Gamma-Verfahrens wird das Modell der Festhaltekraft eingesetzt.

3 Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

3.1 Einführung

Die Berechnung einer Holz-Beton-Verbunddecke mit Kerfen als Schubverbindungsmittel ist eine komplexe Aufgabe mit vielen unterschiedlichen Parametern. Der Einfluss der einzelnen Parameter wurde ausführlich untersucht, was im Kapitel 2 zusammengefasst wurde. Das Ziel meiner Arbeit ist, die Komplexität dieser Planungsaufgabe zu verstehen und durch die Fixierung der Parameter mit wenigem Einfluss die anderen Parameter zu untersuchen.

Es gibt grundsätzlich drei unterschiedliche Deckensysteme in der Holz-Beton-Verbundbauweise, alle 3 werden in dieser Arbeit untersucht. Die Brettstapel-Beton-Verbunddecke und die Brettspertholz-Beton-Verbunddecke zählen zu Flachdecken, die dritte Konstruktion ist die Holz-Beton-Verbund-Rippendecke.

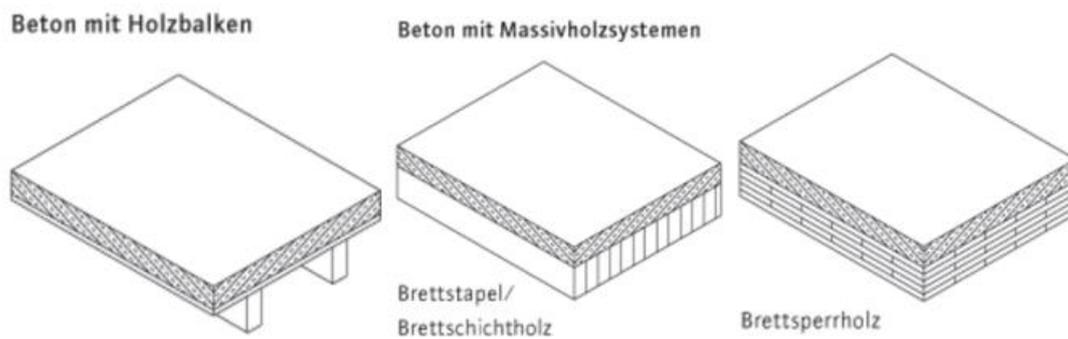


Abbildung 3.1 Holz-Beton-Verbunddecken [23]

3.1.1 Geometrie

Systemgeometrie

Die Spannweite wird zwischen 5m und 8m variiert. Für die Raumbreite, die für den Schwingungsnachweis wichtig ist, wird eine Größe von 8 m gewählt.

Die Spannweite, der Verschiebungsmodul und die Kerfenzahl werden variiert, die gesuchten Ergebnisse sind bei jeder Deckenkonstruktion die Teilquerschnittabmessungen.

Für die Betonkomponente wird von einer Dicke von 80mm ausgegangen. Ein Ziel bei der Untersuchung ist, die Betondicke möglichst gering zu halten. Bei Flachdecken wird ein

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

Im breiter Deckenstreifen untersucht, deshalb ist die gesuchte Abmessung die Holzdicke (ein gesuchter Parameter).

Die Rippendecke stellt eine komplexere Aufgabe bezüglich der Geometrie dar, da sich sowohl die Holzbalkenhöhe und die Holzbalkenbreite als auch der Balkenabstand verändern können (drei gesuchte Parameter). Um Tendenzen erkennen zu können, werden in dieser Arbeit zwei Parameter – Holzbalkenbreite und Balkenabstand – in einem Parameter - notwendige Holzbreite pro 1m Deckenstreifen - zusammengefasst. Deshalb wird für alle möglichen Holzbalkenhöhen und Kervenanzahl ermittelt, wie große Holzbreite in einem 1m breiten Deckenstreifen mindestens benötigt wird.

Kervengeometrie

Um die Komplexität der Aufgabe abzubauen, werden alle Kervenparameter mit unbedeutendem Einfluss verankert. Wegen der widersprüchlichen Studienansichten und -thesen ist es nicht bei jedem Parameter möglich, eine klare Grenze zwischen bedeutend und unbedeutend zu ziehen. Unter Berücksichtigung der zahlreichen Versuche und Untersuchungen werden Kerven mit einer Tiefe von 2 cm, mit einer Länge von 20 cm eingesetzt. Die Kerven werden bei Flachdecken in Querrichtung durchgehend angenommen, bei der Rippendecke sind die Kerven so breit wie die Balken.

Zwei Parameter der Kerne, nämlich der Verschiebungsmodul und die Kervenanzahl, werden in der numerischen Untersuchung variiert. Der Verschiebungsmodul wird im Hinblick auf die bisherigen Werte in der Literatur zwischen 500 und 1500 kN/mm variiert. Die Berechnungen werden für 3, 4 beziehungsweise für 5 Kerven (pro Trägerhälfte) durchgeführt.

3.1.2 Materialien

In diesem Kapitel werden die im Rahmen der numerischen Untersuchung verwendete Materialien kurz erläutert.

Beton

Der Beton ist ein künstlicher Baustoff, er besteht aus Bindemittel, Wasser, feiner und grober Gesteinskörnungen und in bestimmten Fällen aus Zusatzstoffen und/oder Zusatzmitteln. Die Einteilung von Beton erfolgt meistens über Druckfestigkeitsklassen. In dieser Arbeit wird der Beton mit einer Festigkeitsklasse von C25/30 nach ÖNORM

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

EN 1992-1-1 [16] verwendet. Diese Betongüte wird für alle untersuchte Konstruktionen eingesetzt.

Brettstapelholz

Das Brettstapelholz ist in der ÖNORM EN 14080 [24] und in der Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-9.1-814 genormt. Die Querschnittsabmessungen variieren sich je nach Herstellerfirma. Die von mir ausgewählte Firma bietet Querschnitte mit einer Dicke von 60 bis 280 mm in 20 mm Schritten an, wobei die Länge bis 27m möglich ist. Ein Element kann höchstens 1,28m breit sein, aber mithilfe der Nut-Feder-Ausbildung kann seitlich beliebige Breite erzielt werden.

Brettsperrholz

Das Brettsperrholz besteht aus mindestens drei kreuzweise verlegten, flächig miteinander verklebten Brettlagen aus Nadelholz. Der Querschnitt muss immer symmetrisch aufgebaut werden. Beliebige Längen und Breiten sind möglich, da die Einzelbretter seitenverleimt und durch Keilzinkung verlängert werden können. Die Bretter entsprechen mindestens der Sortierklasse C16, in der Regel aber C24. Die Plattenabmessungen sind je nach Zulassung des Herstellers angegeben. Durch den gesperrten Aufbau von Brettsperrholz ist eine verbesserte Quell- und Schwindverhalten erzielbar.

Grundlagen der Berechnung

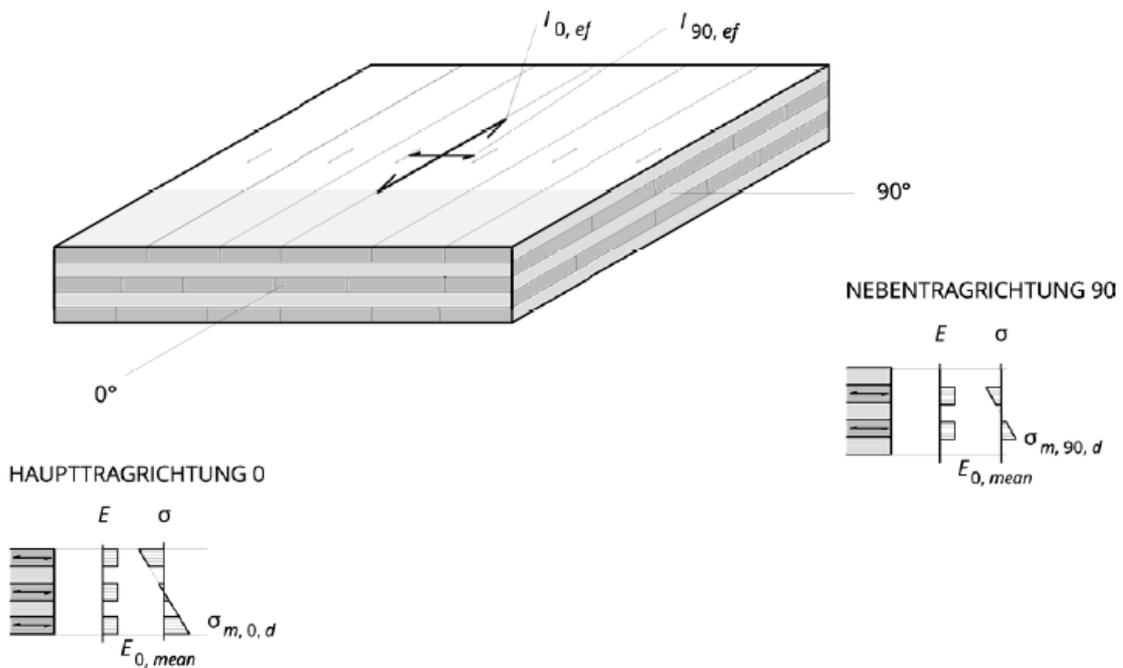


Abbildung 3.2 Brettsperrholz-Element mit Haupt- und Nebenwirkung [25]

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

Die Elementen werden als Platten vorwiegend einachsig gespannt. Als Hauptrichtung wird jene mit höherer Steifigkeit bezeichnet, die senkrecht darauf liegende Richtung ist die Nebenrichtung mit geringerer Steifigkeit. [25]

Bei Plattenbiegung in eine Richtung können nur jene Brettlagen in Rechnung gestellt werden, die in Tragrichtung orientiert sind. Deshalb ist für die Ermittlung des Tragverhaltens die Definition des Netto-Querschnitts notwendig. Den Querlagen werden keine Längsspannungen zugewiesen, das Elastizitätsmodul wird quer zur Faser $E_{90}=0$ angenommen. Die Querlagen werden somit als reine Abstandshalter betrachtet und erfahren nur Schubbeanspruchung.



Abbildung 3.3 Brettstapelholz [26]

Die Festigkeitsklasse wird nach ÖNORM EN 14080 [24] GL24h gewählt.

Brettschichtholz

Das Brettschichtholz ist ein flexibler und moderner Rohstoff des Holzbaus, sowohl gerade als auch gekrümmte Träger können hergestellt werden. Ein großer Vorteil des Brettschichtholzes ist, dass es in beliebigen Größen hergestellt werden kann. Mit diesem Werkstoff ist eine Holzdicke von 2 m und eine Länge von 40 m zu erreichen, dabei sind aber die Transportmöglichkeiten zu beachten.

Das Brettschichtholz besteht aus mindestens drei faserparallel miteinander verklebten, getrockneten Brettern oder Brettlamellen. Die Lamellen, die meistens aus Nadelholz hergestellt sind, werden durch Keilzinkung miteinander verbunden. Wegen der trocknungsbedingten Zwangsspannungen in den Leimfugen ist eine maximale Dicke von 45 mm für die Nutzungsklasse 1 und 2 definiert. Im Allgemeinen werden Lamellen mit einer Dicke von 40 mm eingesetzt, wodurch sich die in der Tabelle 3.1 dargestellten Vorzugsquerschnitte ergeben. Diese Querschnitte werden in dieser Arbeit verwendet.

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

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												

Tabelle 3.1 Vorzugsquerschnitte von Brettschichtholzträgern [27]

Im Hinblick auf die Lamellenfestigkeiten erfolgt eine Unterscheidung zwischen homogener und kombinierter Ausführung. Bei der homogenen Variante (z.B. GL24h) besitzen alle Lamellen dieselbe Festigkeit, bei der kombinierten Ausführung (z.B. GL24c) weisen die Randlamellen eine höhere Festigkeit als die inneren auf. Die Tabelle 3.1 zeigt diese zwei Ausführungsarten für eine Holzklasse von GL24. Mit der kombinierten Variante wird eine wirtschaftlichere Nutzung des vorhandenen Materials ermöglicht.

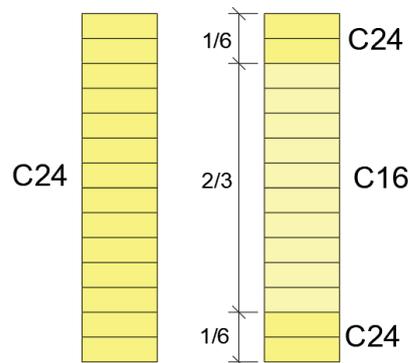


Abbildung 3.4 Brettschichtholz mit homogener (links) und kombinierter (rechts) Ausführung

Die Berechnung mit geklebten Schichtholzproduktionen ist in der ÖNORM EN 14080 [24] geregelt. In der Norm sind sieben unterschiedliche Festigkeitsklassen festgelegt, gewählt wurde GL24h (homogener Querschnittsaufbau) für diese Arbeit.

3.1.3 Belastung

Ständige Belastung

Die ständige Belastung besteht aus dem Eigengewicht der Konstruktion und aus der Aufbaulast. Für den Aufbau wurde eine in der Praxis übliche Konstruktion gewählt.

Schicht	d [cm]	g_k [kN/m ²]
Massivparkett	1,35	0,06
Zementestrich	6,5	1,43
Dichtungsbahn Polyethylen (PE)	0,02	0,03
Glaswolle	2,5	0,03

Tabelle 3.2 Schichtenaufbau

Die resultierende Aufbaulast beträgt somit 1,55 kN/m².

Nutzlast

Für die Berechnung wurde die Nutzungskategorie A gewählt (laut ÖNORM EN 1991-1-1 [28]), die die Wohnflächen zusammenfasst. Dazu gehört eine Nutzlast von 2 kN/m². Dieser Wert wurde mit einer Trennwandzuschlag von 0,8 kN/m² erhöht.

Für jede Berechnung werden die gleichen Belastungen (außer Eigengewicht, welche sich ständig ändert) eingesetzt, damit die Ergebnisse zu vergleichen sind.

Brandlast

Im Rahmen der Brandbemessung soll R30 erfüllt werden, das heißt die Konstruktion muss im Brand 30 Minuten lang die tragende Funktion behalten können.

3.2 Berechnungsverfahren

3.2.1 Gamma-Verfahren

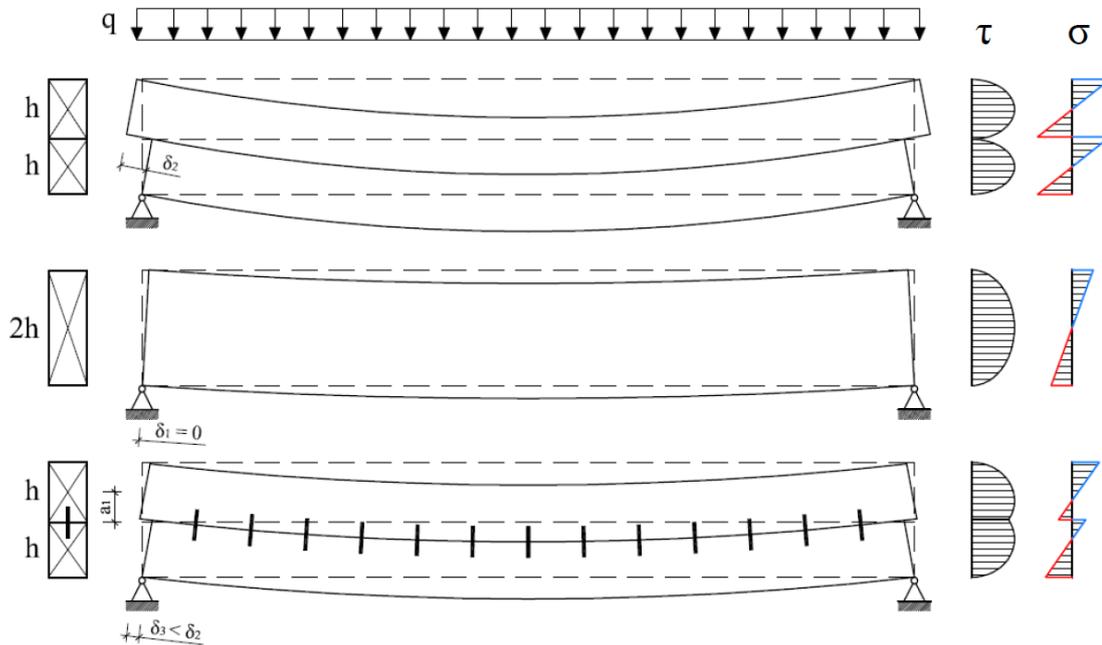


Abbildung 3.5 Allgemeine Grenz betrachtung eines Verbundträgers (modifiziert) [29]

Die Nachgiebigkeit des Verbundes zwischen dem Holz und Beton in einer Verbunddecke liegt zwischen zwei Grenzfällen. Der eine Grenzfall ist der starre Verbund, wenn die relative Verschiebung zwischen den beiden Einzelquerschnitten vollständig unterbunden ist. In diesem Fall ist die Bernoulli-Hypothese gültig, die Querschnitte bleiben eben. Derzeit ist ein starrer Verbund im Holz-Beton-Verbundbauweise nur durch Klebeverbund zu erreichen. Der andere Grenzfall ist die Konstruktion, bei welcher es zwischen den beiden Komponenten keinen Verbund gibt. In diesem Fall kann keine Schubkraft zwischen den zwei Einzelquerschnitten übertragen werden, eine unbehinderte relative Verschiebung bildet sich zwischen den Komponenten aus. Der nachgiebige Verbund liegt zwischen diesen zwei Grenzfällen. Obwohl die Schubkräfte übertragen werden können, entstehen dabei auch relative Verschiebungen zwischen den Komponenten. In Abbildung 3.5 sind neben den unterschiedlichen Grenzzuständen der Schubnachgiebigkeit die zugehörigen Schub- und Normalspannungsverläufe ersichtlich, wobei die beiden Teilkomponenten den gleichen E-Modul besitzen. Die Spannungsverläufe zeigen, dass bei einem nachgiebigen Verbund die Hypothese des Ebenbleiben der Querschnitte nicht mehr gültig ist. Deshalb ist ein Verfahren (z.B. das Gamma-Verfahren) zur Ermittlung der Teilschnittgrößen notwendig.

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

Das Gamma-Verfahren ist eine analytische Lösung für Biegeträgern aus mehreren Schichten mit nachgiebigem Verbund, wobei die Schubnachgiebigkeit durch einen Abminderungsfaktor γ berücksichtigt wird.

Die Grundlage des Gamma-Verfahrens ist die Arbeit von Möhler [30], in der er bereits 1956 eine vereinfachte analytische Berechnung der Verformungs- und Schnittgrößen für Biegeträger aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen erarbeitet hat. Er hat, zusätzlich zu den Differentialgleichungen des Biegeträgers, Gleichgewichts- und Verformungsbedingungen für die Verbundfuge ergänzt. Damit das Gamma-Verfahren die exakte Lösung des Differentialgleichungssystems liefert, müssen die folgenden Randbedingungen erfüllt sein:

- statisch bestimmt gelagerter Einfeldträger
- sinusförmige Belastung
- kontinuierlicher, konstanter Schubverbund
- konstante Querschnitte (max. drei Teilquerschnitte)
- Gültigkeit der Hypothese des Ebenbleiben der Querschnitte in den Teilquerschnitten
- Linear-elastisches Materialverhalten
- Vernachlässigung der Schubverformung der Teilquerschnitte

Bei Kervenverbindungen ist der kontinuierliche, konstante Schubverbund nicht gegeben, weshalb die Verwendung des Gamma-Verfahrens nicht zulässig wäre. Die Definition eines effektiv wirksamen Verbundmittelabstandes ermöglicht die Modellierung der Kervenverbindungen als kontinuierlicher Schubverbund und dadurch die Anwendung des Gamma-Verfahrens.

Der effektiv wirksame Verbundmittelabstand

In der Praxis wirkt in der Regel eine Gleichlast auf den Träger, deshalb ist das Gamma-Verfahren eine gute Näherung. Die Kerven bilden einen diskontinuierlichen Verbund. Um die Abstufung des Verbindungsmittels zu berücksichtigen, wird ein effektiv wirksamer Verbindungsmittelabstand s_{eff} eingeführt. Für den wirksamen Abstand aus dem minimalen und maximalen Verbundmittelabstand (s_{min} und s_{max}) (Abbildung 3.6) wurden mehrere Formeln entwickelt.

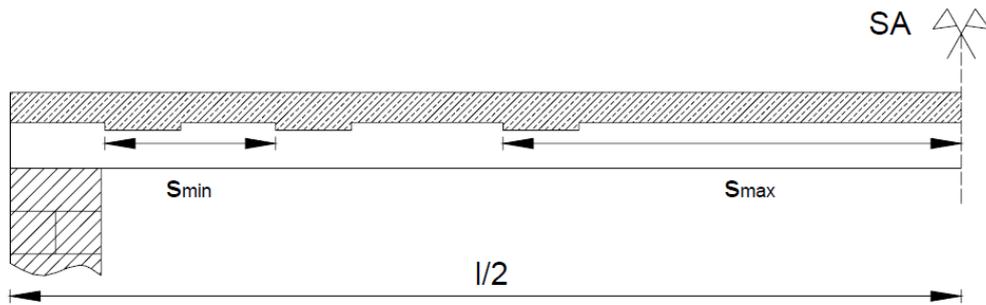


Abbildung 3.6 Definition Verbundmittelabstände laut Michelfelder [2]

Wenn die Verbundmittelabstände an den Schubfluss angepasst sind, kann s_{eff} nach Eurocode 5 [17] laut (3.1) berechnet werden. Dabei kann die Geometrie der Verbundmittelabstufung nicht berücksichtigt werden.

$$s_{eff,EC5} = 0,75 * s_{min} + 0,25 * s_{max} \quad \text{mit} \quad s_{max} \leq 4 * s_{min} \quad (3.1)$$

Wird der Verbundmittelabstand nur einmal im Mittelbereich abgestuft, kann der effektiv wirksame Verbundmittelabstand laut Kenel [31] als arithmetisches Mittel von s_{min} und s_{max} ermittelt werden. Die Voraussetzung zur Verwendung der Formel (3.2) sind die bereichsweise konstanten Verbindungsmittelabstände, wenn diese erfüllt ist, führt diese Formel zu einem genaueren Ergebnis als (3.1).

$$s_{eff,Kenel} = s_{min} + \frac{s_{max}}{l} (s_{max} - s_{min}) \quad (3.2)$$

Michelfelder [2] hat im Rahmen einer Regressionsanalyse Vorfaktoren für die Formel von Kenel ermittelt. Diese Formel (3.3) ist für punktuell angeordnete Verbundmittel, wie die Kerbe, geeignet. Im Gegensatz zu den vorherigen Ansätzen, liegen die Ergebnisse der Berechnung mit der Formel von Michelfelder [2] auf der sicheren Seite.

$$s_{eff} = 1,14 * s_{min} + 3,14 * \frac{s_{max}}{l} (s_{max} - s_{min}) \quad (3.3)$$

In dieser Arbeit wird die Formel von Michelfelder zur Ermittlung des effektiv wirksamen Verbundmittelabstandes verwendet.

Um die zwei Teilquerschnitte während der Berechnung unterscheiden zu können, werden die in der Eurocode 5 [17] definierten Indizes übernommen:

- Betonquerschnitt: Index 1
- Holzquerschnitt: Index 2

$$a_2 = a * \frac{\gamma_1 * EA_1}{\gamma_1 * EA_1 + EA_2} \quad (3.10)$$

Schnittgrößenermittlung

Mithilfe der effektiven Biegesteifigkeit können die Schnittgrößen in den Teilquerschnitten ermittelt werden. Das Biegemoment M_d , das aus den äußeren Belastungen stammt, führt zu den folgenden Schnittgrößen:

Normalkräfte in den Teilquerschnitten:

$$N_1 = -M_d \frac{EA_1}{EI_{eff}} \gamma_1 a_1 \quad (3.11)$$

$$N_2 = +M_d \frac{EA_2}{EI_{eff}} a_2 \quad (3.12)$$

Biegemomente in den Teilquerschnitten:

$$M_1 = +M_d \frac{EI_1}{EI_{eff}} \quad (3.13)$$

$$M_2 = +M_d \frac{EI_2}{EI_{eff}} \quad (3.14)$$

Wobei die folgende Gleichgewichtsbedingung erfüllt sein muss:

$$N_1 = -N_2 = \frac{M_d - M_1 - M_2}{a} \quad (3.15)$$

Nach der Berechnung der Schnittgrößen der Teilquerschnitte können die Spannung ermittelt werden.

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} + \frac{M_1}{I_1} z_1 \quad (3.16)$$

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{A_2} + \frac{M_2}{I_2} z_2 \quad (3.17)$$

$$\text{mit } -\frac{h_i}{2} \leq z_i \leq \frac{h_i}{2} \quad (3.18)$$

3.2.2 Stabwerkmodell

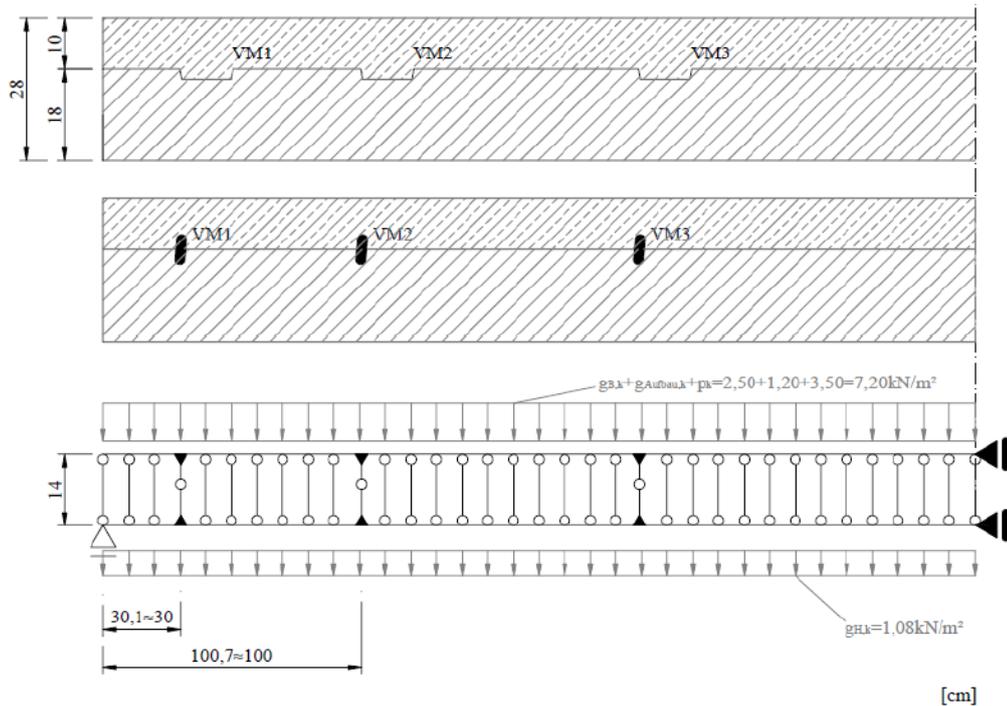


Abbildung 3.8 Beispiel für ein Stabwerkmodell [1]

2003 haben Rautenstrauch u.a. [1] ein Berechnungsmodell für diskontinuierlich verbundene Holz-Beton-Verbundkonstruktionen veröffentlicht. Es handelt sich um ein Stabwerkmodell (Abbildung 3.8), womit die punktuellen Verbindungen besonders gut modelliert werden können. Die Betonplatte und die Holzträger werden durch Stabelemente in ihrer Querschnittslängsachse modelliert. Damit die beiden Teilquerschnitten im Modell die gleiche Durchbiegung erfahren, werden diese Stabelemente mit Fachwerkelementen verbunden. An den Stellen, an denen sich ein Verbindungsmittel befindet, wird anstatt eines Fachwerkelements ein Stabelement mit Gelenk in der Höhe der Verbundfuge eingeführt. Die Schubnachgiebigkeit des Verbindungsmittels wird durch die Biegesteifigkeit des Stabelements berücksichtigt. Wird die Gurtverformung vernachlässigt, wird das folgende Ersatzsystem für das Verbundmittel verwendet:

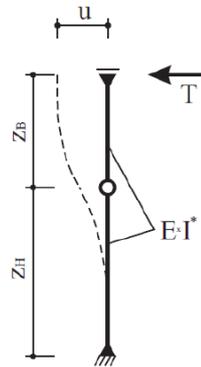


Abbildung 3.9 Ersatzsystem bei Vernachlässigung der Gurtsteifigkeit [1]

$$EI^* = \frac{K_S}{3} (z_B^3 + z_H^3) \quad (3.19)$$

Wird die Gurtverformung berücksichtigt, kann das folgende Ersatzsystem entwickelt werden:

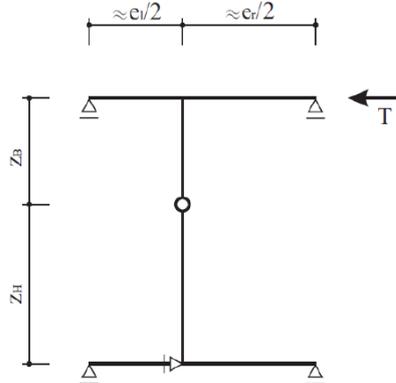


Abbildung 3.10 Ersatzsystem bei Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit [1]

$$EI^* = \frac{z_B^3 + z_H^3}{\frac{3}{K_S} \frac{e_l^3 + e_r^3}{2 * (e_l + e_r)^2 * \left(\frac{z_B^2}{E_B I_B} + \frac{z_H^2}{E_H I_H} \right)}} \quad (3.20)$$

K_S : Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels

z_B : Abstand zwischen Gelenk und Schwerachse des Betons

z_H : Abstand zwischen Gelenk und Schwerachse des Holzes

e_l : Abstand zum nächsten Koppelstab links

e_r : Abstand zum nächsten Koppelstab rechts

In diesem Modell wird die exzentrische Schubübertragung berücksichtigt und beliebige Lagen der Verbundmittel können modelliert werden.

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

Dieses Modell hat Kudla [8] weiterentwickelt, in dem sie ein anderes Ersatzsystem für das Verbindungsmittel erzeugt hat. In diesem Fall werden die beiden Kragarme, wie die Pendelstäbe, als dehnstarre Stäbe modelliert und für das Endgelenk wird eine Dehnfeder senkrecht zur Stabachse definiert. Für die Federsteifigkeit wird der Verschiebungsmodul eingesetzt. In dieser Arbeit wird dieses Modell verwendet.

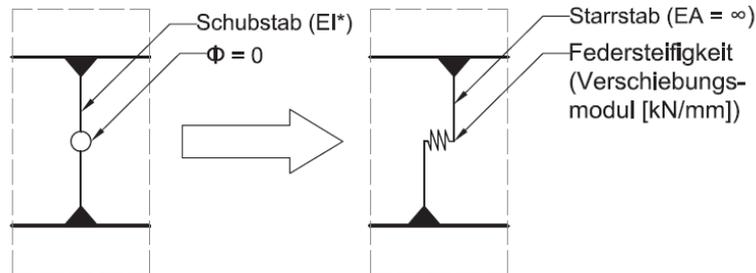


Abbildung 3.11 Modellierung der Kerne [8]

3.3 Berechnungsschritte und Nachweisführung

3.3.1 Ermittlung Einzelschnittgrößen

Die Berechnung beginnt entweder mit dem Gamma-Verfahren (3.2.1) oder mit dem Stabwerkmodell (3.2.2). In dieser Arbeit wurden die beiden Methoden verwendet, wodurch die beiden Verfahren vergleichbar werden.

Einzelschnittgrößen zum Zeitpunkt $t=0$

Im Fall der Berechnung mit dem Stabwerkmodell sind die Einzelschnittgrößen als Ergebnis automatisch erhalten.

Das Gamma-Verfahren liefert im Vergleich dazu nur die effektive Biegesteifigkeit als Ergebnis, es kann die Wirkungen der diskontinuierlichen Verbindungsmittel auf die Einzelschnittgrößen nicht behandeln. Die Biegemomente, Normalkräfte und Querkräfte werden deshalb mithilfe eines statisch äquivalenten Modells berechnet. Die Betrachtung der Trägerhälfte ist wegen der Symmetrie genügend. Sowohl die Holzkomponente als auch die Betonkomponente werden durch einen gelenkig gelagerten Balkenträger ersetzt, wobei jede Kerne durch den an Stelle ihrer äußeren Kervenflanke definierten Kragarm modelliert wird. Die Kragarmlängen werden genauso ermittelt, wie bei dem Stabwerkmodell von Rautenstrauch u.a. [1]. Der einzige Unterschied ist, dass in diesem Modell die zwei Materialien getrennt behandelt werden. Die Kervenkräfte werden von dem idealisierten linearen Schubfluss abgeleitet und am Ende des Kragarms wirkend

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

angenommen. Man liegt auf der sicheren Seite mit der Annahme, dass im Bereich zwischen Trägerende und der äußeren Flanke der ersten Kerbe kein Schub übertragen werden kann, da es sich dort keine Schubverbindungsmitel mehr befinden. Deshalb wird der lineare Schubfluss auf die restliche Länge umgerechnet. Darüber hinaus wirkt die äußere Belastung auf den Träger. Diese punktuell übertragenen Kräfte verursachen Sprünge in dem Normalkraftverlauf.

Die Abbildung 3.12 zeigt ein Beispiel für den Normalkraftverlauf bei einer Trägerlänge von 6,5 m und mit 3 Kerven pro Trägerhälfte, wobei der Verschiebungsmodul 500 kN/mm/m beträgt.

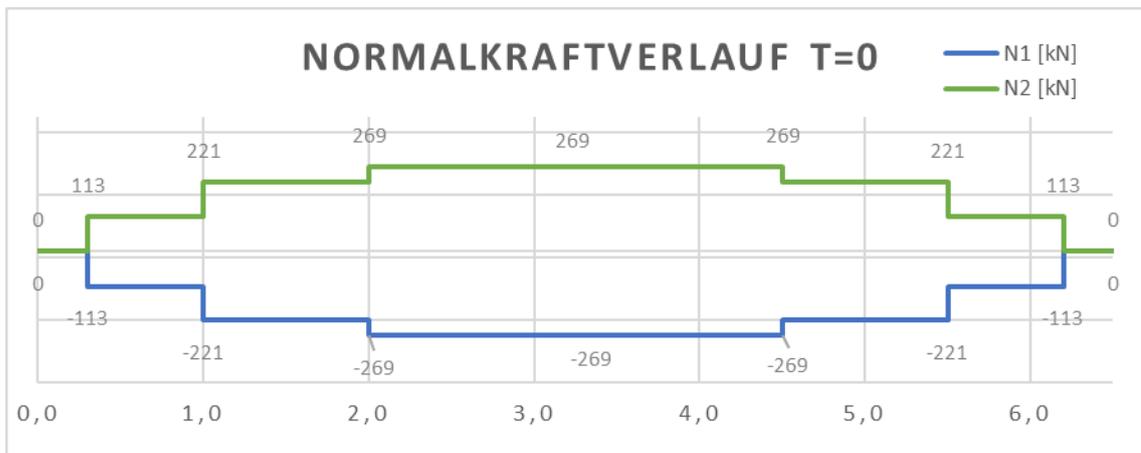


Abbildung 3.12 Normalkraftverlauf $t=0$

Mithilfe der Kragarme im Modell können die Versatzmomente, welche infolge der exzentrischen Lasteinwirkung zustandekommen, berücksichtigt werden. Die Abbildung 3.13 und die Abbildung 3.14 sind Beispiele für den Momentenverlauf für denselben Fall, wie bei dem Normalkraftverlauf. Sowohl bei der Beton-, als auch bei der Holzkomponente ist der Sprung wegen des Versatzmomentes an der Stelle jeder Kerbe eindeutig zu erkennen. Obwohl das Biegemoment nur in den wesentlichen Punkten berechnet und dargestellt wurde, weist der Verlauf in der Wirklichkeit einen parabelförmigen Verlauf auf.

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

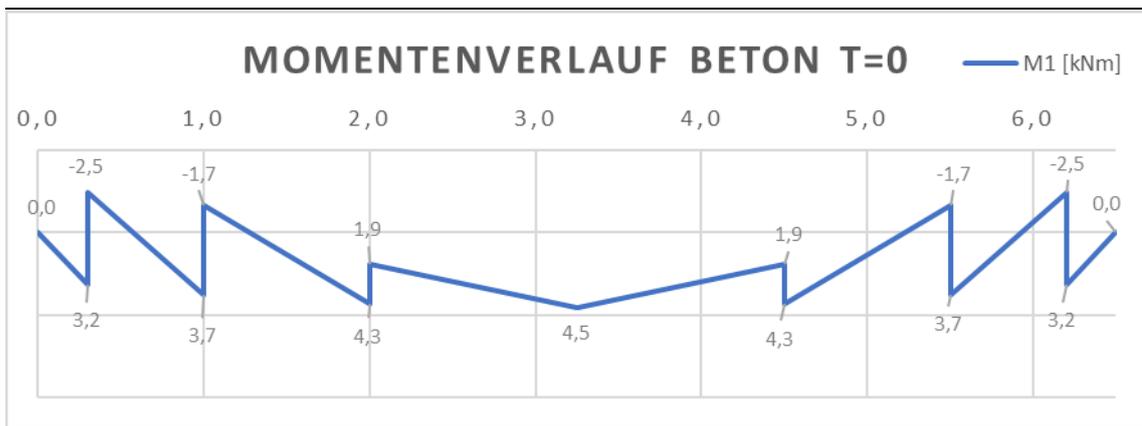


Abbildung 3.13 Momentenverlauf Beton $t=0$

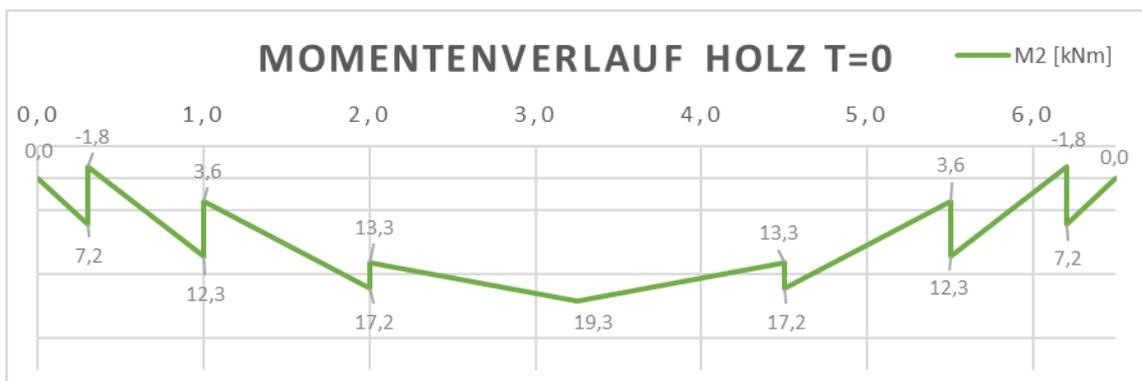


Abbildung 3.14 Momentenverlauf Holz $t=0$

Einzelschnittgrößen zum Zeitpunkt $t=\infty$

Das Schwinden und das Kriechen sind die zwei wichtigsten Effekte, die zum Zeitpunkt $t=\infty$ berücksichtigt werden sollen.

Das Schwinden wurde im Kapitel 2.3.3 detailliert behandelt. Das dort beschriebene Modell einer Festhaltekraft wird im Fall der Berechnung mit dem Gamma-Verfahren verwendet. Bei der Berechnung mit dem Stabwerkmodell ist eine Temperaturbeanspruchung einzusetzen, um das Schwinden zu berücksichtigen. Diese Berechnung erfolgt nach Rautenstrauch [15].

Das Kriechen wird durch die Abminderung der Materialeigenschaften berücksichtigt, wie im Kapitel 2.3.2 beschrieben.

Die Schnittgrößenermittlung läuft mit der abgeminderten Materialeigenschaften und mit dem zusätzlichen Lastfall „Schwinden“ wie zum Zeitpunkt $t=0$. Die Abbildung 3.15, Abbildung 3.17 und die Abbildung 3.16 zeigen die Normalkraft- und Biegemomentverläufe für den Fall mit 6,5m Spannweite, 3 Kerven und 500 kN/mm/m als Verschiebungsmodul.

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

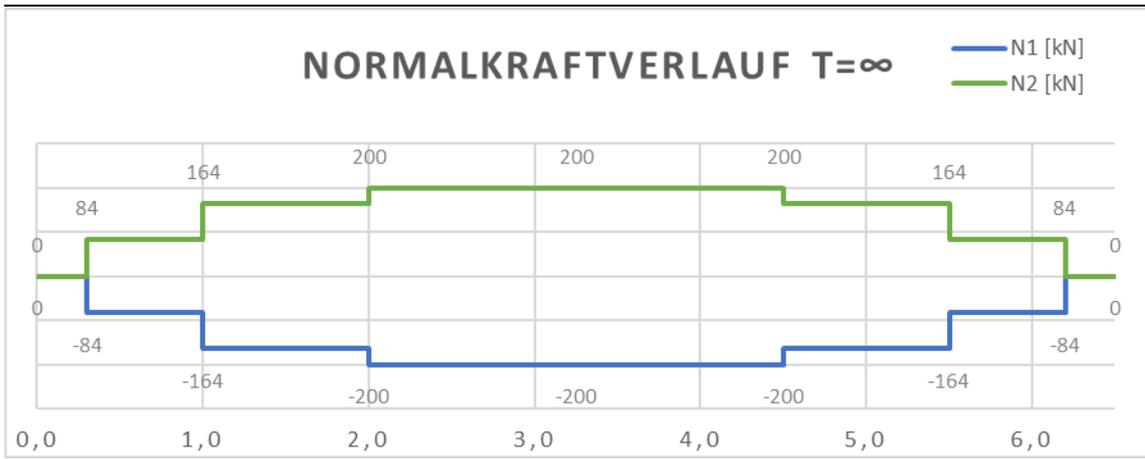


Abbildung 3.15 Normalkraftverlauf $t=\infty$

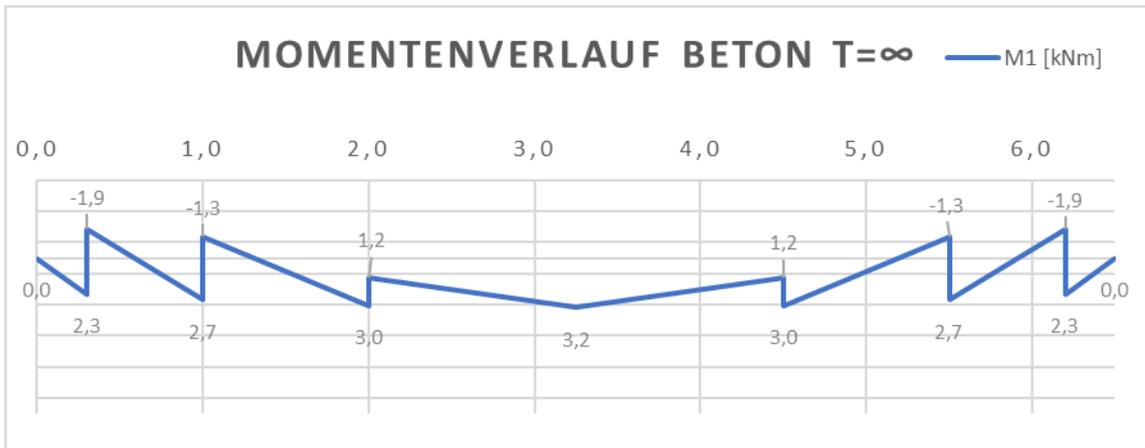


Abbildung 3.16 Momentenverlauf Beton $t=\infty$

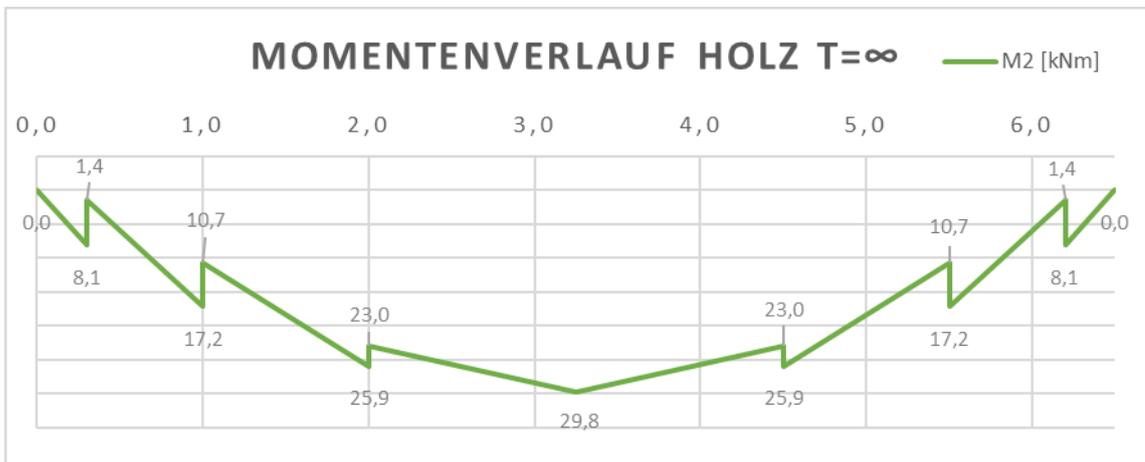


Abbildung 3.17 Momentenverlauf Holz $t=\infty$

3.3.2 Spannungsermittlung

Mithilfe der Schnittgrößen können die in den beiden Komponenten entstehenden Spannungen ermittelt werden. Die Berechnung mit den beiden Verfahren (Gamma-Verfahren (3.2.1) und Stabwerkmodell (3.2.2)) ist bis zu diesem Punkt unterschiedlich.

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

Das Langzeitverhalten wurde bereits während der Schnittgrößenberechnung berücksichtigt, deshalb erfolgt die Ermittlung der Spannungen zum Zeitpunkt $t=\infty$ genauso, wie bei $t=0$.

Normalspannung

Betonquerschnitt

Zur Berechnung der Normalspannungen sind die folgenden Formeln zu verwenden:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} + \frac{M_1}{I_1} z_1 \quad (3.21)$$

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{A_2} + \frac{M_2}{I_2} z_2 \quad (3.22)$$

$$\text{mit } -\frac{h_i}{2} \leq z_i \leq \frac{h_i}{2} \quad (3.23)$$

Im Beton werden die obere und die untere Normalspannung ($z_i = \frac{h_i}{2}$, beziehungsweise $z_i = -\frac{h_i}{2}$) an Stelle der Trägermitte ermittelt.

Wird die Zugfestigkeit im Beton in dem unteren Bereich erreicht oder sogar überschritten, reißt der Beton. Diese gerissene Zone kann durch Biegebewehrung berücksichtigt werden. Bei Holz-Beton-Verbunddecke ist der Einsatz von einer Biegebewehrung nicht unbedingt notwendig, da das Holz die Zugbeanspruchung aufnehmen kann. Eine andere Möglichkeit, die auch in dieser Arbeit eingesetzt wird, ist die globale Kräfteumlagerung. In dem Verbundquerschnitt erfolgt infolge des Reißens eine Umlagerung, die gerissene Zone wird nicht mehr in der Lastabtragung teilnehmen, deshalb muss der Restquerschnitt mehr Spannungen aufnehmen. Das bringt eine Betonquerschnittsabminderung mit sich, die auch zur Biegesteifigkeitsreduzierung führt. Das Verhältnis der Biegesteifigkeiten der beiden Komponenten wird dadurch verändert. Im Endeffekt erhält man eine niedrigere effektive Biegesteifigkeit für den Verbundquerschnitt. Diese Variante ist eine iterative Methode, in der Regel führt sie nach zwei Iterationen zur Betondicke, welche in der Berechnung zu berücksichtigen ist. Dabei wird angenommen, dass der Beton über die ganze Trägerlänge durchgehend gerissen ist. Da aber in Wahrheit nicht die ganze Trägerlänge vom Riss betroffen ist, führt diese Annahme zu einer Unterschätzung der effektiven Biegesteifigkeit.

Jedoch die gerissene Betonzone durch Betondickenreduzierung und globale Kräfteumlagerung berücksichtigt wird, soll eine in der ÖNORM EN 1992-1-1 [16] vorgeschriebene Mindestbewehrung eingesetzt werden.

Holzquerschnitt

Die Holzkomponente wird in der Verbundkonstruktion zug- und biegebeansprucht, deshalb soll die Nachweisführung mit einem Überlagerungswert erfolgen. Sowohl aus der Normal-, als auch aus der Biegebeanspruchung wird die maximale Normalspannung mithilfe der folgenden Formel ermittelt.

$$\sigma_{2,t} = \frac{N_2}{A_2} \quad (3.24)$$

$$\sigma_{2,m} = \frac{M_2}{I_2} Z_2 \quad (3.25)$$

Schubspannungen

Wir liegen auf der sicheren Seite mit der Annahme, dass die Querkraft ausschließlich vom Holzquerschnitt aufgenommen wird, da in Wirklichkeit auch der Betonquerschnitt in der Querkraftübertragung teilnimmt. Außer der im Allgemeinen maßgebenden Stelle, das Trägerende, soll bei dieser Konstruktion auch die äußerste Kerbe untersucht werden. Die Schubkraft ist dort noch immer ziemlich groß und wegen der Kerbe steht nur ein reduzierter Holzquerschnitt zur Verfügung.

Maximale Schubspannung im Rechteckquerschnitt ergibt sich aus der folgenden Formel:

$$\tau_{max} = \frac{V \cdot S_{max}}{I_y \cdot b} = \frac{V \cdot b \cdot h^2 \cdot 12}{b \cdot h^3 \cdot 8 \cdot b} = \frac{1,5 \cdot V}{b \cdot h} \quad (3.26)$$

Wobei b und h die Holzabmessungen sind.

3.3.3 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die folgenden Nachweise notwendig:

- Momententragfähigkeit:

- Beton oben: $\frac{|\sigma_{1,o,d}|}{f_{cd}} \leq 1$ (3.27)

- Beton unten: $\frac{|\sigma_{1,u,d}|}{f_{cd,fl}} \leq 1$ und $\frac{|\sigma_{1,u,d}|}{f_{cd}} \leq 1$ (3.28)

- Holz: $\frac{\sigma_{2,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{2,m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$ (3.29)

- Querkrafttragfähigkeit:

- Holz: $\frac{\tau_{d,max}}{f_{v,d}} \leq 1$ (3.30)

- Nachweis der Kerven (siehe Kapitel 3.3.5)

3.3.4 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Bei Holz-Beton-Verbunddecken ist meistens der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebend. In dieser Bemessungssituation ist der Verschiebungsmodul K_{ser} zu verwenden.

Der Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit besteht aus dem Nachweis der Durchbiegungen und der Schwingung.

Nachweis der Durchbiegungen

Alle Nachweise erfolgen nach [17].

Nachweis der charakteristischen Anfangsdurchbiegung: $w_{zul} = \frac{l_0}{300}$ (3.31)

Nachweis der charakteristischen Enddurchbiegung: $w_{zul} = \frac{l_0}{200}$ (3.32)

Nachweis der quasi-ständigen Enddurchbiegung: $w_{zul} = \frac{l_0}{250}$ (3.33)

Nachweis der Schwingungen

Neben den Durchbiegungen ist für die Schwingungen Nachweis zu führen. Bei der Holz-Beton-Verbunddecken werden diese Nachweise oft maßgebend. Die Abbildung 3.18 zeigt den Ablauf der Nachweisführung. Die Berechnung erfolgt nach [17].

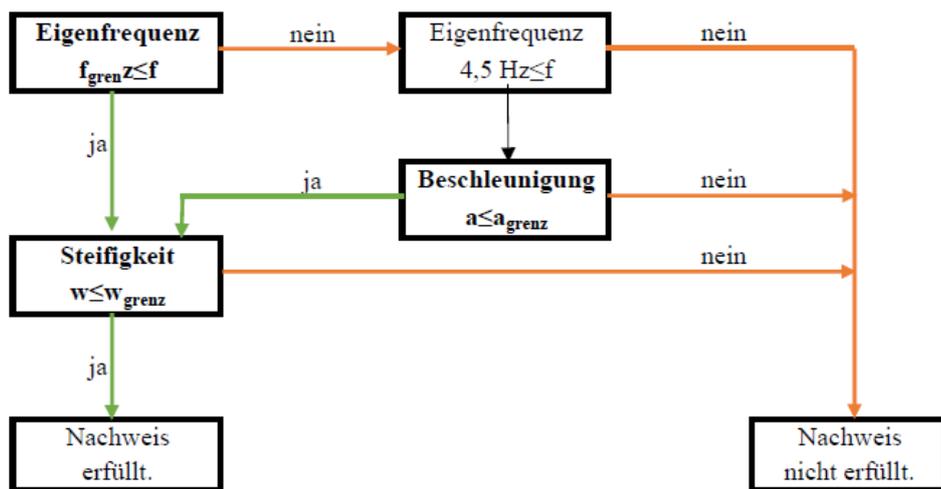


Abbildung 3.18 Schritte Schwingungsnachweise

Frequenzkriterium

Der erste Schritt ist die Berechnung der Eigenfrequenz. Bei Wohn- und Bürobau liegt dieser Wert bei 8 Hz. Wird dieser Wert unterschritten, ist eine genauere Untersuchung notwendig. Die Voraussetzung zu der genaueren Untersuchung ist es, dass die Eigenfrequenz größer als 4,5 Hz sein muss. Wird diese Voraussetzung erfüllt, ist im Rahmen der genaueren Untersuchung das Beschleunigungskriterium kontrolliert werden. Das Steifigkeitskriterium ist auf jeden Fall zu erfüllen.

Eigenfrequenz für rechteckige, an allen Rändern gelenkig gelagerte Decken mit den Gesamtmaßen $l \times b$ und Holzbalken der Spannweite l näherungsweise:

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} * \sqrt{\frac{(EI)_I}{m}} \quad (3.34)$$

m : Masse pro Flächeneinheit in kg/m^2

l : Deckenspannweite in m

$(EI)_I$: äquivalente Plattenbiegesteifigkeit der Decke um eine Achse rechtwinklig zur Balkenrichtung in Nm^2/m

Beschleunigungskriterium

Der Effektivwert der Schwingbeschleunigung für einfeldrige, an allen Rändern gelenkig gelagerte Decken näherungsweise:

$$a_{ms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{2 \cdot \zeta \cdot M^*} \quad (3.35)$$

a_{ms} : Effektivwert der Schwingbeschleunigung, in m/s^2

α : Fourierkoeffizient in Abhängigkeit von der 1. Eigenfrequenz, mit $\alpha = e^{-0,4 \cdot f_1}$

F_0 : Gewichtskraft einer auf der betrachteten Decke gehenden Person (in der Regel $F_0=700 \text{ N}$), in N

ζ : modaler Dämpfungsgrad (Lehr'sches Dämpfungsgrad)

M^* : modale Masse, in kg

$$M^* = m * \frac{l}{2} * b_F \quad (3.36)$$

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

Um die modale Masse zu ermitteln, ist die Berechnung der mitwirkenden Breite notwendig:

$$b_F = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{1,1} * \sqrt[4]{\frac{(EI)_b}{(EI)_l}} \\ \text{Deckenbreite } b \end{array} \right. \quad (3.37)$$

Der Effektivwert der Schwingbeschleunigung darf den Grenzwert (Tabelle 3.3) nicht unterschreiten.

Tabelle 3.3 Grenzwerte der Schwingbeschleunigung

	Deckenklasse I	Deckenklasse II	Deckenklasse III
Grenzwert für die Schwingbeschleunigung (Effektivwert)	$a_{ms} \geq a_{gr} = 0,05 \text{ m/s}^2$	$a_{ms} \geq a_{gr} = 0,10 \text{ m/s}^2$	-

Steifigkeitskriterium

Dieses Kriterium beurteilt das Schwingverhalten infolge der Anregung eines einmaligen Fußauftritts. Infolge einer vertikal in der Feldmitte wirkenden statischen Einzellast $F=1\text{kN}$ soll die größte vertikale Anfangsdurchbiegung ermittelt werden, wobei die mitwirkende Breite berücksichtigt werden soll.

Die größte vertikale Anfangsdurchbiegung w_{stat} infolge einer Einzellast $F=1 \text{ kN}$ für eine einfeldrige Decke in Feldmitte:

$$w_{stat} = \frac{F * l^3}{48 * (EI)_l * b_F} \quad (3.38)$$

w_{stat} : größte vertikale Anfangsdurchbiegung infolge einer vertikal wirkenden statischen Einzellast $F=1 \text{ kN}$, in m

F : statische Einzellast $F=1 \text{ kN}$ an ungünstigster Stelle der betrachteten Deckenkonstruktion wirkend, in N

$(EI)_l$: Biegesteifigkeit der Decke in Deckenspannrichtung, in Nm^2/m

Die ermittelte Anfangsdurchbiegung darf den Grenzwert nicht überschreiten.

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

Tabelle 3.4 Grenzwerte des Frequenz- und Steifigkeitskriteriums

	Deckenklasse I	Deckenklasse II	Deckenklasse III
Grenzwert für das Frequenzkriterium	$f_1 \geq f_{gr} = 8 \text{ Hz}$	$f_1 \geq f_{gr} = 6 \text{ Hz}$	-
Grenzwert für das Steifigkeitskriterium	$w_{stat} \leq w_{gr} = 0,25 \text{ mm}$	$w_{stat} \leq w_{gr} = 0,50 \text{ mm}$	-

3.3.5 Nachweis der Kerne

Schönborn [32] hat Abscherversuche an der Universität Innsbruck durchgeführt, hierbei wurden vier unterschiedliche Bruchbilder erkannt. Diese sind zu unterschiedlichen Versagensarten zurückzuführen. In dieser Arbeit wird der Nachweis der Kernen mithilfe der Bemessungsgleichungen von Schönborn [32] durchgeführt. Für die folgenden vier Versagensarten werden Nachweise geführt:

Versagen des Holzes durch Druckstauchungen

Meistens bleibt der Beton im Bereich der Kraftereinleitung unbeschädigt, deshalb kann die Betrachtung dieses Versagensmechanismus auf die Holzfläche beschränkt werden, über die die Verbindung stattfindet. Es handelt sich dabei um ein Druckversagen des Holzes an der Kervenflanke. Die rechnerische Bewertung ergibt sich aus der Formulierung eines Druckspannungsnachweises:

$$F_{Druck,Holz,d} = f_{Modell} * A_{Verbindung} * f_{c,\alpha,d} * k_{\alpha} \quad (3.39)$$

f_{Modell} : Formfaktor [32], in den folgenden kurz behandelt (Tabelle 3.5)

$A_{Verbindung}$: die zur Kraftübertragung genutzte Fläche des Holzes

$f_{c,\alpha,d}$: Druckfestigkeit des Holzes unter einem Belastungswinkel α zur Faser [21]

k_{α} : ein zusätzlicher Korrekturbeiwert [21]

Da es sich hier um ein duktiles Versagen handelt, wird es als günstig bewertet.

Abscheren Vorholz

Die Spannungsverteilung im Holz hinter der Kerbe wird von der Kervenbreite und Kerventiefe beeinflusst. Bei dem Flankenrand bilden sich Spannungsspitzen aus, welche das Holz nicht aufnehmen kann. Dadurch entsteht eine Schubbeanspruchung im Bereich der Kerbe. Diese Spannungen klingen aber rasch hinter der Kerbe ab. Wegen dieser Überbeanspruchung kann es zum Aufreißen des Holzes in der Ebene der Kervengrundes kommen. Für den Nachweis dieses Versagenmechanismus kann die folgende Gleichung verwendet werden:

$$F_{Abscher,Holz,k} = f_{Modell} * b_v * t_v * 8 * f_{v,k} \quad (3.40)$$

f_{Modell} : Formfaktor [32] , in den folgenden kurz behandelt (Tabelle 3.5)

b_v : Kervenbreite

t_v : Kerventiefe

$f_{v,k}$: charakteristischer Wert der Schubspannung

Obwohl diese Versagensart mit konstruktiven Maßnahmen vermieden werden kann, muss dieses aber im Rahmen der Nachweisführung kontrolliert werden, da es sich dabei um ein sprödes Versagen handelt.

Konsolversagen Beton

In den meisten Versuchsfällen entstand ein Riss senkrecht zur Krafteinleitung im Bereich der Druckflanke, der bei der Erhöhung der Belastung zum Versagen führte. Hierbei wird der Beton auf Zug beansprucht. Mithilfe des Zusammenhanges zwischen Druck- und Zugspannung im Beton, kann die Berechnung auf die Druckspannung zurückgeführt werden:

$$F_{Teilflächenpressung} = f_{Modell} * b_v * t_v * f_{ck}^{2/3} * \frac{l_k}{180} \quad (3.41)$$

f_{Modell} : Formfaktor [32] , in den folgenden kurz behandelt (Tabelle 3.5)

f_{ck} : charakteristische Druckfestigkeit des Betons

l_k : Längenkorrekturfaktor

Mithilfe des Längenkorrekturfaktors kann der Einfluss der Kervengröße auf die Höhe der Zugspannung angesetzt werden.

Abscheren Beton

Es handelt sich bei dieser Versagensart um ein örtliches Ausbrechen des Betons infolge Schubspannungen. Dieses Versagen wird durch die Kerfentiefe und die Kerflänge beeinflusst, da die Grundfläche der Kerfentiefe die entscheidendste Rolle dabei spielt. Wie bei jeder Versagensart, wurde auch hier ein Formfaktor eingeführt.

$$F_{Rd} = f_{Modell} * 2,4 * A_h * \tau_{Rd} \tag{3.42}$$

f_{Modell} : Formfaktor [32] , in den folgenden kurz behandelt (Tabelle 3.5)

A_h : horizontale Abscherfläche des Betons

$$\tau_{Rd} = 0,09 * \sqrt[3]{f_{ck}} \tag{3.43}$$

Das Minimum der Werte $F_{Druck,Holz,d}$, $F_{Abscher,Holz,k}$, $F_{Teilflächenpressung}$ und F_{Rd} ergibt die maximale aufnehmbare Belastung je Verbindungsmittel.

Für die vier Versagensarten hat Schönborn, mit einer statistischen Auswertung, Formfaktoren zur Kalibrierung und Anpassung an das Sicherheitsniveau entwickelt. (Tabelle 3.5)

Tabelle 3.5 Formfaktoren nach Schönborn [32]

Versagensart	f_{Modell}
Holzversagen durch Druckstauchung	1,2
Abscheren Vorholz	1,0
Konsolversagen Beton	2,25
Abscheren Beton	2,55

3.3.6 Bemessung für den Brandfall

Die statische Berechnung soll die tragende Funktion (R) für die gegebene Brandbeanspruchungsdauer, in dieser Arbeit 30 Minuten, nachweisen.

Bei den Verbunddecken wird angenommen, dass der Brand nur das Holz betrifft. Deshalb wird für den Holz Heißbemessung, für die Verbindungsmittel und den Beton Kaltbemessung durchgeführt. Die Nachweisführung erfolgt nach ÖNORM EN 1995-1-2 [33].

Für die Brandbeanspruchungsdauer muss nachgewiesen werden, dass der Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall $E_{d,fi}$ während der gesamten Brandbeanspruchungsdauer unter dem Bemessungswert der zugehörigen Tragfähigkeit im Brandfall $R_{d,fi}$ liegt:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (3.44)$$

Die Norm [33] empfiehlt zwei Berechnungsmethoden zur Ermittlung des wirksamen Restquerschnitts:

- Methode mit reduziertem Querschnitt
- Methode mit reduzierten Eigenschaften

Da in dieser Arbeit auch Brettsperrholzdecke betrachtet wird, scheint die Verwendung der Methode mit reduzierten Eigenschaften günstiger zu sein. Bei Verwendung der anderen Methode könnte es passieren, dass die unterste Längslage gerade wegfällt. Die wäre ganz nachteilig für die Konstruktion.

Die Bemessungswerte der Festigkeits- und Steifigkeitsparameter werden für den Brandfall folgendermaßen berechnet:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} * \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}} \quad (3.45)$$

$$S_{d,fi} = k_{mod,fi} * \frac{S_{20}}{\gamma_{M,fi}} \quad (3.46)$$

$$R_{20} = k_{fi} * R_k \quad (3.47)$$

$\gamma_{M,fi}$: Teilsicherheitsbeiwert Brand nach [33] 1,0 (empfohlen)

$k_{mod,fi}$: Modifikationsbeiwert, in den folgenden behandelt

k_{fi} : Teilsicherheitsbeiwert Brand nach [33]

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

Der Modifikationsbeiwert $k_{mod,fi}$ soll für $t \geq 20$ Minuten folgendermaßen ermittelt werden:

- für Biegesteifigkeit

$$k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{200} * \frac{p}{A_r} \quad (3.48)$$

p : Restumfang

A_r : Restfläche

- für Druckfestigkeit

$$k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{125} * \frac{p}{A_r} \quad (3.49)$$

- für Zugfestigkeit und E-Modul

$$k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{330} * \frac{p}{A_r} \quad (3.50)$$

Die Brandbeanspruchung der Holz-Beton-Verbunddecke wird bei den Flachdecken als eindimensionaler Abbrand eines breiten Querschnitts behandelt. Zur Berechnung der wirksamen Querschnittfläche soll der Bemessungswert der Abbrandrate und der Bemessungswert der ideellen Abbrandtiefe ermittelt werden.

Bemessungswert der Abbrandrate:

$$d_{char,0} = \beta_0 * t \quad (3.51)$$

$d_{char,0}$: Bemessungswert der Abbrandtiefe für eindimensionalen Abbrand

β_0 : Bemessungswert der eindimensionalen Abbrandrate bei Normbrandbeanspruchung

t : Zeitdauer der Brandbeanspruchung

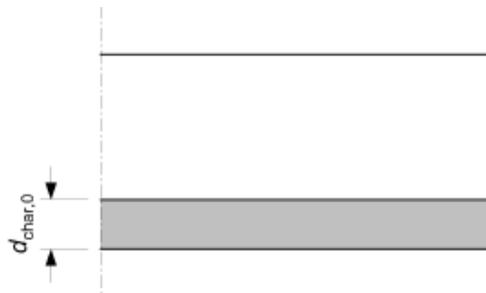


Abbildung 3.19 Eindimensionaler Abbrand eines breiten Querschnitts (einseitige Brandbeanspruchung)

Bemessungswert der ideellen Abbrandtiefe:

$$d_{char,n} = \beta_n * t \quad (3.52)$$

$d_{char,n}$: Bemessungswert der ideellen Abbrandtiefe, einschließlich der Effekte aus Eckausrundungen und Rissen

β_0 : Bemessungswert der ideellen Abbrandrate, einschließlich der Auswirkungen von Eckausrundungen und Rissen

t : Zeitdauer der Brandbeanspruchung

Mithilfe der ideellen Abbrandtiefe können der Restumfang und der Restquerschnitt berechnet werden. Aus den reduzierten Eigenschaften und dem reduzierten Querschnittsfläche ergibt sich der Restquerschnitt, womit bei der Nachweisführung für den Brandfall weitergerechnet werden kann. Genau so geht die Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit, der Schnittgrößen und der Spannungen ab diesem Punkt wie im Grenzzustand der Tragfähigkeit zum Zeitpunkt $t=0$. Für den Brandfall, da dies eine außergewöhnliche Bemessungssituation ist, gilt eine andere Einwirkungskombination:

$$p_{d,fi} = g_k + \psi_2 * q_k \quad (3.53)$$

ψ_2 : Kombinationsbeiwert nach [33]

3.4 Auswertung der Ergebnisse

Im Rahmen der numerischen Berechnung wurden die Spannweite, die Kerwenanzahl und der Verschiebungsmodul variiert. Die Spannweite lief von 5 m bis 8 m, wobei für jede Spannweite je eine Berechnung mit 3, 4 und 5 Kerwen durchgeführt wurde. Alle Berechnungen wurden sowohl mit einem Verschiebungsmodul von 500 kN/mm/m, als auch mit 1500 kN/mm/m durchgeführt. Die gesuchten Parameter waren dabei die Abmessungen der beiden Teilquerschnitten, also eine Querschnittsoptimierung war das Ziel. Bei der Betondicke wurde von einem Mindestwert von 80 mm ausgegangen und für die Dicke gerade Zahlen in Zentimetern (8cm, 10cm, ...) eingesetzt. Beim Holz wurde das Angebot der Holzherstellerfirmen berücksichtigt. Für die Holzdicke kamen ab einem Mindestwert von 10 cm auch die gerade Zahlen in Zentimetern (10cm, 12cm, ...) zum Einsatz. Ein Ziel dabei war, die Betondicke so niedrig wie möglich zu halten.

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

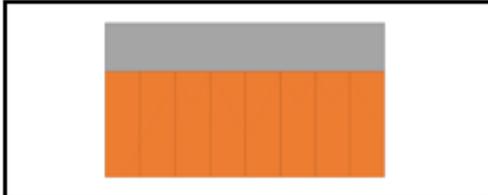
Die Belastung, außer des Eigengewichtes, ist konstant, damit die Ergebnisse vergleichbar sind.

Grundsätzlich wurde das Gamma-Verfahren (im Kapitel 3.2.1 behandelt) verwendet, um die Verbundtragwirkung zu berücksichtigen. Das Stabwerkmodell wurde zur Kontrolle eingesetzt, deshalb ist ein Vergleich der beiden Methoden möglich.

Von der Erhöhung der Kervenanzahl und von der Erhöhung des Verschiebungsmoduls war eine Optimierungsmöglichkeit in der Holzdicke erwartet.

3.4.1 Einfluss der Kervenanzahl

Einfluss der Kervenanzahl auf die Querschnittsabmessungen



		Brettstapel					
Holzart (1m breiter Deckenstreifen)		3 Kerven		4 Kerven		5 Kerven	
h_H [mm]	Kervenanzahl	500	1500	500	1500	500	1500
	Versch.- modul [kN/mm/m]	500	1500	500	1500	500	1500
Spannweite [m]	5	120	100	120	120	120	100
	5,5	140	120	140	120	120	120
	6	140	140	140	140	140	140
	6,5	180	160	160	160	160	160
	7	200	180	180	180	180	180
	7,5	220	200	200	200	200	180
	8	220	220	220	200	220	200
Trägerbreite = 1m, Betondicke= 80 mm							

Geometrie
 Betondicke: $d=80$ mm
 Aufbau: $d=100$ mm
Belastung
 Nutzlast: $q=2,8$ kN/m²
 Aufbaulast: $g_A=1,55$ kN/m²
 Brand: R30

Tabelle 3.6 Mindestholzdicken (Brettstapel-Beton-Verbunddecke)

Die Tabelle 3.6 und Diagramm 3.1 zeigen die Zusammenfassung der Ergebnisse der numerischen Untersuchung. Auffallend ist, dass die Ergebnisse für 3, 4 und 5 Kerven in den meisten Fällen gleich sind. Die Ursache kann daran liegen, dass die Effizienz der durchgehenden Kerven bei Flachdecken so hoch ist, dass das Versagen der Kerve nie maßgebend ist.

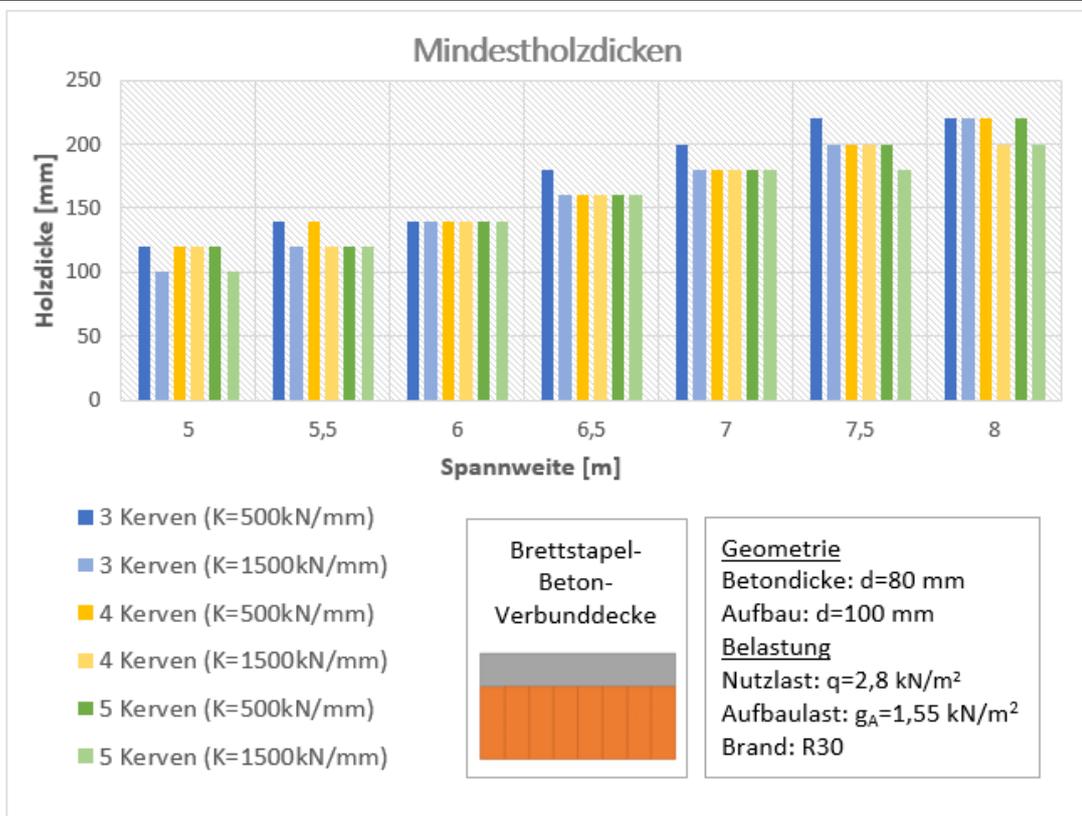


Diagramm 3.1 Mindestholzdicken (Brettstapel-Beton-Verbunddecke)

Einfluss der Kervenanzahl auf die Versagensart

Im Diagramm 3.2 sind die maßgebenden Ausnutzungen und die Ausnutzung der Kerve dargestellt, wobei die Mindestholzdicke eingesetzt wurde. Zwischen 5 und 6m ergibt sich eine ziemlich große Ausnutzung für die Betonspannung, mit der Vergrößerung der Spannweite klingt diese kontinuierlich ab. Für den gesamten untersuchten Spannweitenbereich gilt aber, dass die Ausnutzungen für die Durchbiegung (quasi-ständige Enddurchbiegung) und für die Schwingung (Beschleunigungskriterium) über 70% liegen. Die Vergrößerung der Spannweite führt zu niedrigeren Ausnutzungen für die Durchbiegung und zu höheren Ausnutzungen für die Schwingung. Die Ausnutzungen der Kerven bleiben in jedem Fall unter 60%, deshalb sind sie in keinem Fall maßgebend.

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

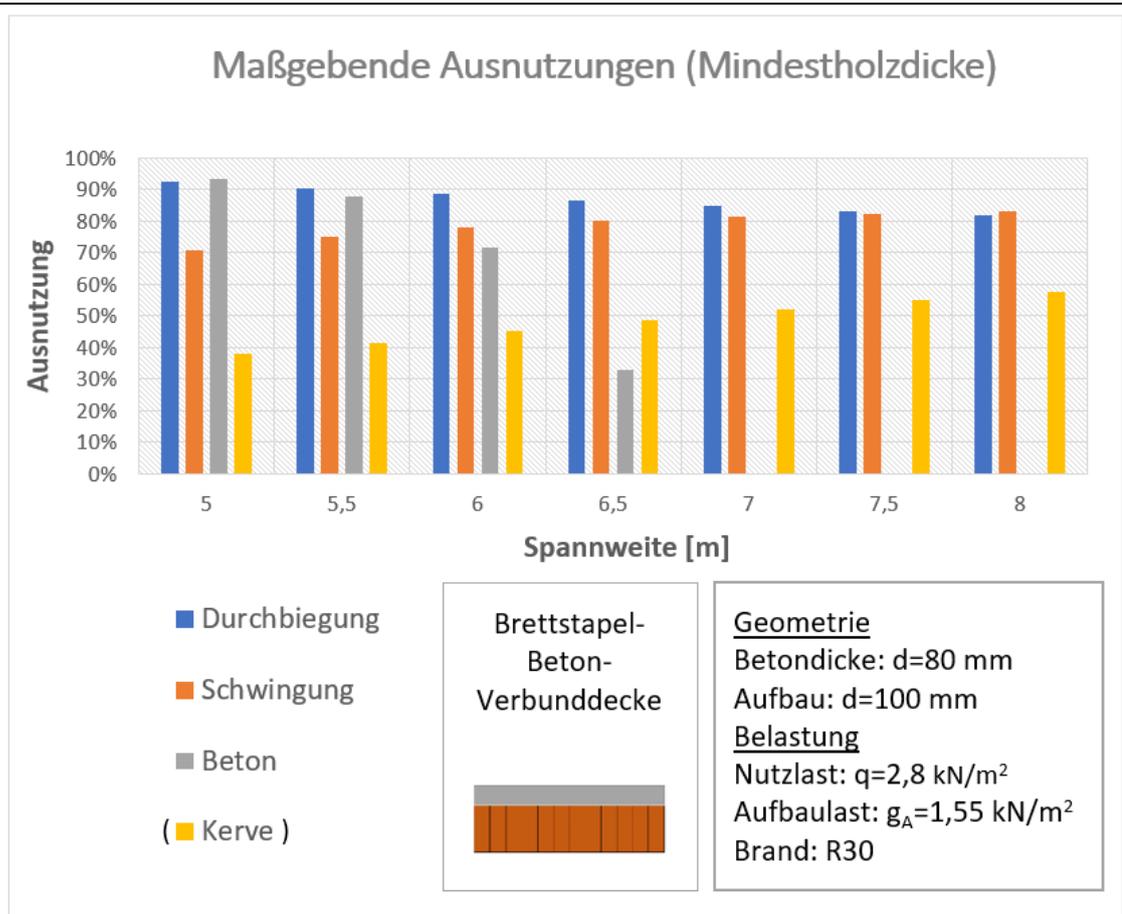


Diagramm 3.2 Maßgebende Ausnutzungen und die Kervenausnutzung (Brettstapel-Beton-Verbunddecke)

Bei der Holzdickenoptimierung gibt es eine Einschränkung der Werte durch die Herstellerfirmen, nämlich nur gerade Zahlen in Zentimetern (6cm, 8cm, 10cm, ... , 28cm) können für die Holzdicke zum Einsatz kommen. Dies konnte dazu führen, dass die Reduzierung der Holzdicke in den meisten Fällen das Nichterfüllen von mehreren Nachweisen ergab.

Das Diagramm 3.3 zeigt die Versagensarten für den Fall, wenn statt Mindestholzdicke die nächstkleinere Holzdicke gewählt wird. Bei der Spannweite $L=5\text{m}$ taucht neben dem Versagen für die Durchbiegung (quasi-ständige Enddurchbiegung) und für die Schwingung (Beschleunigungskriterium) das Versagen des Betons auf. Bei den Spannweiten zwischen 5,5m und 7m konnten die Nachweise der Schwingung und der Durchbiegung nicht mehr erfüllt werden und bei größeren Spannweiten war die Schwingung der einzige maßgebende Nachweis. Die Ausnutzung der Kerne ist nie maßgebend für die Ermittlung der Mindestholzdicken, deshalb ist bei dieser Deckenkonstruktion eine Querschnittsoptimierung durch die Änderung der Kervenzahl nicht möglich.

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

Für Brettstapel-Beton-Verbunddecken ist der Einsatz von der Kerbe als Schubverbindungsmittel empfohlen, da es wegen der durchgehenden Kerben die zur Schubübertragung notwendige Fläche ohne zusätzlichen Zeit- oder Arbeitsaufwand vorhanden ist.

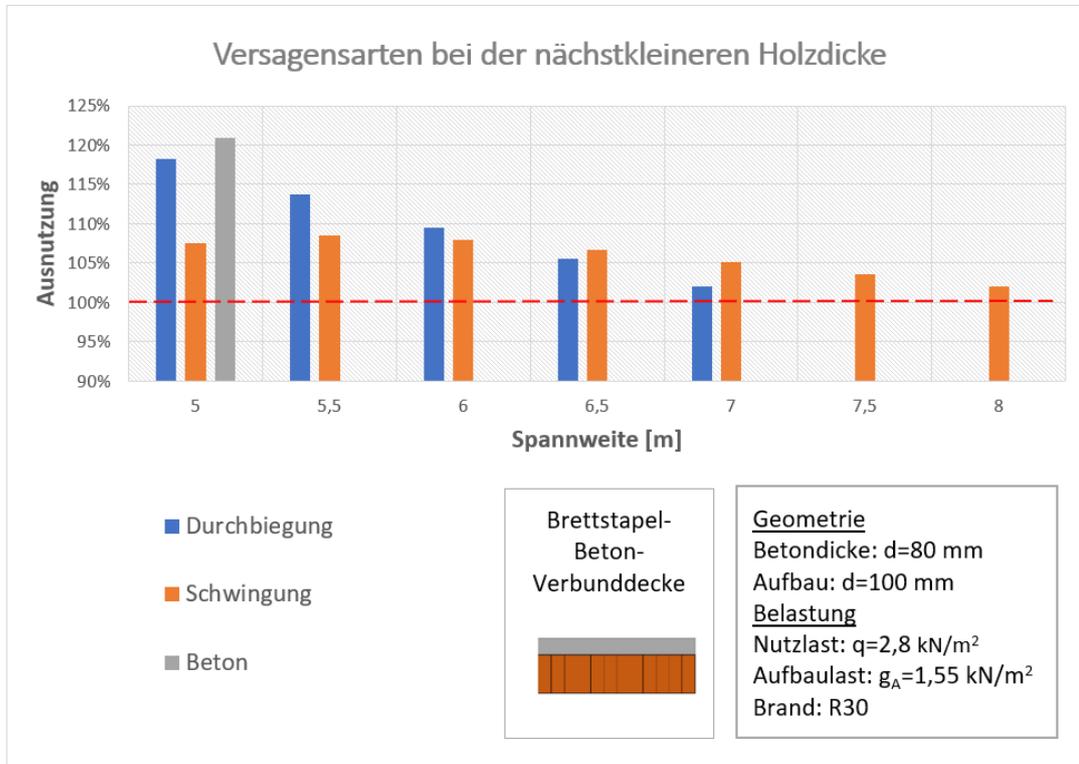


Diagramm 3.3 Versagensarten bei der nächstkleineren Holzdicke (Brettstapel-Beton-Verbunddecke)

Einfluss der Kerbenanzahl auf die Schnittgrößen

Die Tabelle 3.7 enthält die Maximalwerte der Schnittgrößen für eine Spannweite von 6,5m. Die Erhöhung der Kerbenanzahl bringt eine Zunahme der Normalkraft und eine leichte Reduzierung der Biegemomente in den beiden Teilkomponenten mit sich. Diese Tendenzen können daran liegen, dass bei Vorhandensein mehrerer Kerben eine Lastabtragung durch Normalkräfte günstiger als durch Biegemomente wird. Auch zwischen der Erhöhung der Kerbenanzahl und der Querkraft ist eine Tendenz erkennbar, aber sie ist für die beiden Teilkomponenten unterschiedlich. Bis bei dem Holz eine leichte Abnahme, bei dem Beton eine leichte Zunahme der Querkraft wird dadurch verursacht. Die Summe der Querkräfte in den beiden Teilkomponenten bleibt konstant, also mit der

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

Erhöhung der Kerwenanzahl wird größeren Teil der Querkraft durch den Beton abgetragen. Diese Querkraftumlagerung ist vernachlässigbar klein.

Brettstapel-Beton-Verbunddecke für eine Spannweite von 6,5m

3 Kerwen	t=0				t=∞				Verhältnis Schnittgrößen t=∞ zu Schnittgrößen t=0			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm					
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	269	269	309	309	200	200	235	235	0,7	0,7	0,8	0,8
M [kNm]	19,3	4,5	15,2	3,6	29,8	3,2	25,7	2,8	1,5	0,7	1,7	0,8
Q [kN]	25,2	11,1	24,5	11,7	28,2	8,1	27,4	8,9	1,1	0,7	1,1	0,8

4 Kerwen	t=0				t=∞				Verhältnis Schnittgrößen t=∞ zu Schnittgrößen t=0			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm					
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	282	282	313	313	211	211	239	239	0,7	0,7	0,8	0,8
M [kNm]	17,9	4,2	14,5	3,4	28,4	3	25	2,7	1,6	0,7	1,7	0,8
Q [kN]	24,9	11,3	24,4	11,7	27,8	8,4	27,2	9	1,1	0,7	1,1	0,8

5 Kerwen	t=0				t=∞				Verhältnis Schnittgrößen t=∞ zu Schnittgrößen t=0			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm					
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	290	290	317	317	218	218	242	242	0,8	0,8	0,8	0,8
M [kNm]	17,1	4	14,2	3,3	27,7	3	24,7	2,7	1,6	0,8	1,7	0,8
Q [kN]	24,8	11,4	24,4	11,8	27,7	8,5	27,2	9,1	1,1	0,7	1,1	0,8

Tabelle 3.7 Vergleich Schnittgrößen zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$ Brettstapel-Beton-Verbunddecke

3.4.2 Einfluss des Verschiebungsmoduls

Einfluss des Verschiebungsmoduls auf die Querschnittsabmessungen

Die Ergebnisse der numerischen Untersuchung zeigen, dass die Variation des Verschiebungsmoduls zu unbedeutenden Unterschieden im Ergebnis führt. (Tabelle 3.6) Die maximale Optimierung, die durch dessen Erhöhung mit dem Gamma-Verfahren erzielbar war, betrug 2 cm. Auch mit dem Stabwerkmodell wurde der Einfluss des Verschiebungsmoduls untersucht. Die Erhöhung der Kerwensteifigkeit hat die Ergebnisse nur unbedeutend verändert.

Einfluss des Verschiebungsmoduls auf die Versagensart

Zwischen der Versagensart und dem Verschiebungsmodul konnte kein Zusammenhang erkannt werden.

Einfluss des Verschiebungsmoduls auf die Schnittgrößen

Die Erhöhung des Verschiebungsmoduls führt zu größeren Normalkräften und kleineren Biegemomenten in den beiden Teilkomponenten. (Tabelle 3.7) Auch eine Querkraftumlagerung findet deswegen statt, der Betonteil überträgt den größeren Teil der

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

Querkraft. Diese Tendenzen in den Schnittgrößen zeigen das gleiche Muster, wie die infolge Erhöhung der Kerwenanzahl, nur in größerem Maß.

3.4.3 Vergleich Stabwerkmodell und Gamma-Verfahren

Der grundlegende Unterschied zwischen den beiden Verfahren ist die Art der Berücksichtigung der diskontinuierlichen Verbindung. Das Stabwerkmodell ermöglicht eine genaue Berücksichtigung der Kerwenanordnung, beliebige Verbundmittelabstände und Abstufungen können modelliert werden. Im Gegensatz dazu wird im Gamma-Verfahren ein effektiv wirksamer Verbundmittelabstand aus dem minimalen und maximalen Abstand ermittelt. Die punktuelle Verbindung wird dabei durch eine kontinuierliche Verbindung modelliert, die Kervensteifigkeit wird entlang der Trägerlänge „verschmiert“. Diese Annäherung führt zu gewisse Ungenauigkeiten. Anhand des Beispiels der Werte für eine Spannweite von $L = 6,5\text{m}$ werden die Ergebnisse der beiden Verfahren verglichen. Für den Vergleich wurde eine Holzdicke von 180mm und eine Betondicke von 80mm eingesetzt und der Zeitpunkt $t=0$ betrachtet.

Brettstapel-Beton-Verbunddecke für eine Spannweite von 6,5m

3 Kerwen	Gamma-Verfahren				Stabwerkmodell				Verhältnis			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm		Stabwerkmodell zum			
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Gamma-Verfahren			
N [kN]	269	269	309	309	317,9	317,9	317,9	317,9	1,2	1,2	1,0	1,0
M [kNm]	19,3	4,5	15,2	3,6	14,6	3,4	14,6	3,4	0,8	0,8	1,0	1,0
Q [kN]	25,2	11,1	24,5	11,7	28,2	8,3	28,2	8,3	1,1	0,7	1,2	0,7

4 Kerwen	Gamma-Verfahren				Stabwerkmodell				Verhältnis			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm		Stabwerkmodell zum			
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Gamma-Verfahren			
N [kN]	282	282	313	313	320,3	320,3	320,3	320,3	1,1	1,1	1,0	1,0
M [kNm]	17,9	4,2	14,5	3,4	14,3	3,4	14,3	3,4	0,8	0,8	1,0	1,0
Q [kN]	24,9	11,3	24,4	11,7	32,1	4,4	32,0	4,4	1,3	0,4	1,3	0,4

5 Kerwen	Gamma-Verfahren				Stabwerkmodell				Verhältnis			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm		Stabwerkmodell zum			
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Gamma-Verfahren			
N [kN]	290	290	317	317	325,4	325,4	325,4	325,4	1,1	1,1	1,0	1,0
M [kNm]	17,1	4	14,2	3,3	13,8	3,2	13,8	3,2	0,8	0,8	1,0	1,0
Q [kN]	24,8	11,4	24,4	11,8	31,7	4,8	31,7	4,8	1,3	0,4	1,3	0,4

Tabelle 3.8 Vergleich Gamma-Verfahren und Stabwerkmodell – Brettstapel-Beton-Verbunddecke

Wie die Tabelle 3.8 zeigt, weisen die Ergebnisse eine Tendenz auf. Der Vergleich der Teilschnittgrößen wurde auch grafisch dargestellt (Diagramm 3.4, Diagramm 3.5 und Diagramm 3.6). Wurde die Berechnung mit einem Verschiebungsmodul von 500 kN/mm/m durchgeführt, ergab das Stabwerkmodell um 10-20% größere Normalkräfte

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

und um 20% niedrigere Biegemomente als das Gamma-Verfahren. Die Erhöhung des Verschiebungsmoduls ergab eine bessere Übereinstimmung der Schnittgrößen. Bei der Verwendung des Verschiebungsmoduls mit einem Wert von 1500 kN/mm/m haben die beiden Verfahren für die Normalkräfte nahezu das gleiche Ergebnis geliefert und der Unterschied zwischen den Biegemomenten hat sich vom 20% auf 10% reduziert.

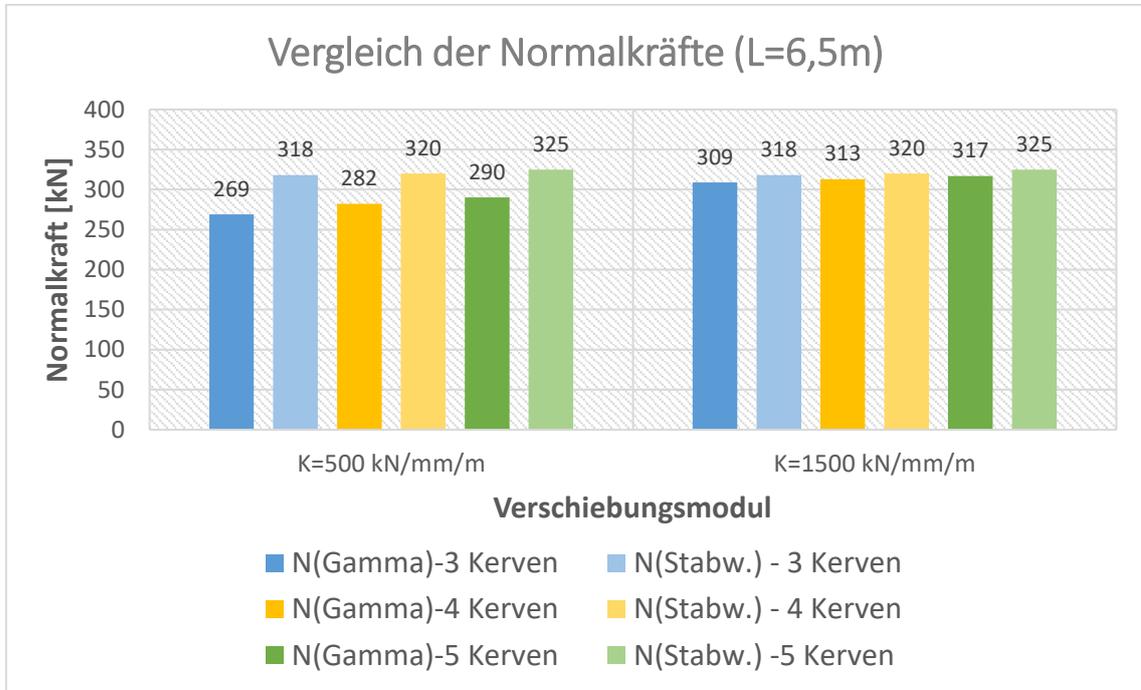


Diagramm 3.4 Vergleich der Normalkräfte - Brettstapel-Beton-Verbunddecke (L=6,5m)

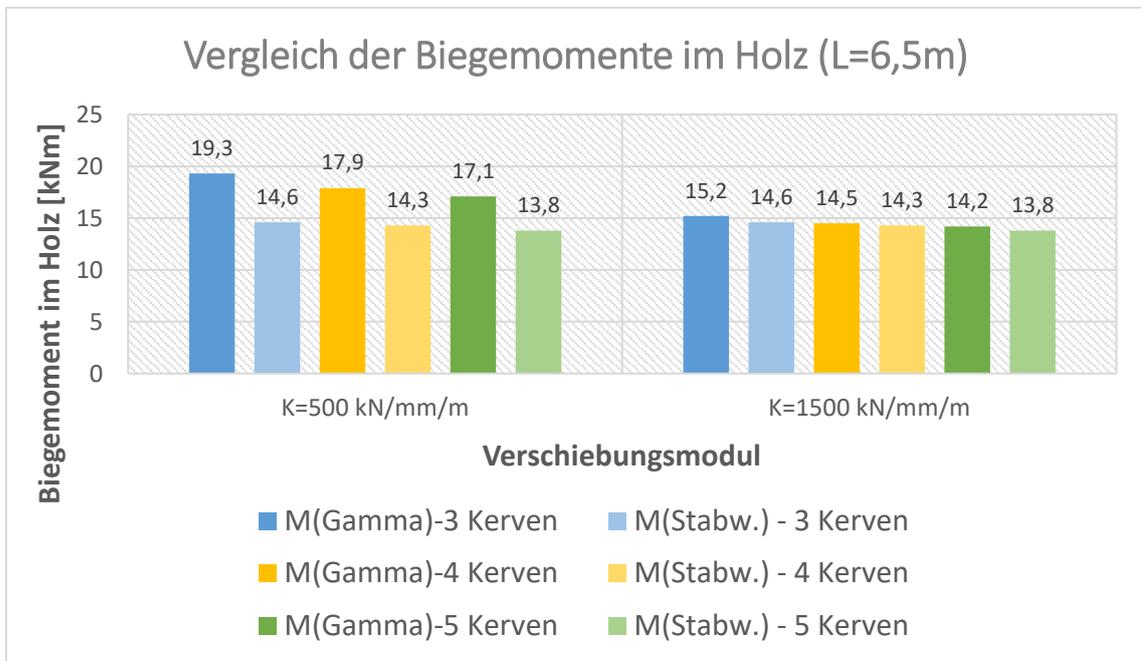


Diagramm 3.5 Vergleich der Biegemomente im Holz - Brettstapel-Beton-Verbunddecke (L=6,5m)

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke

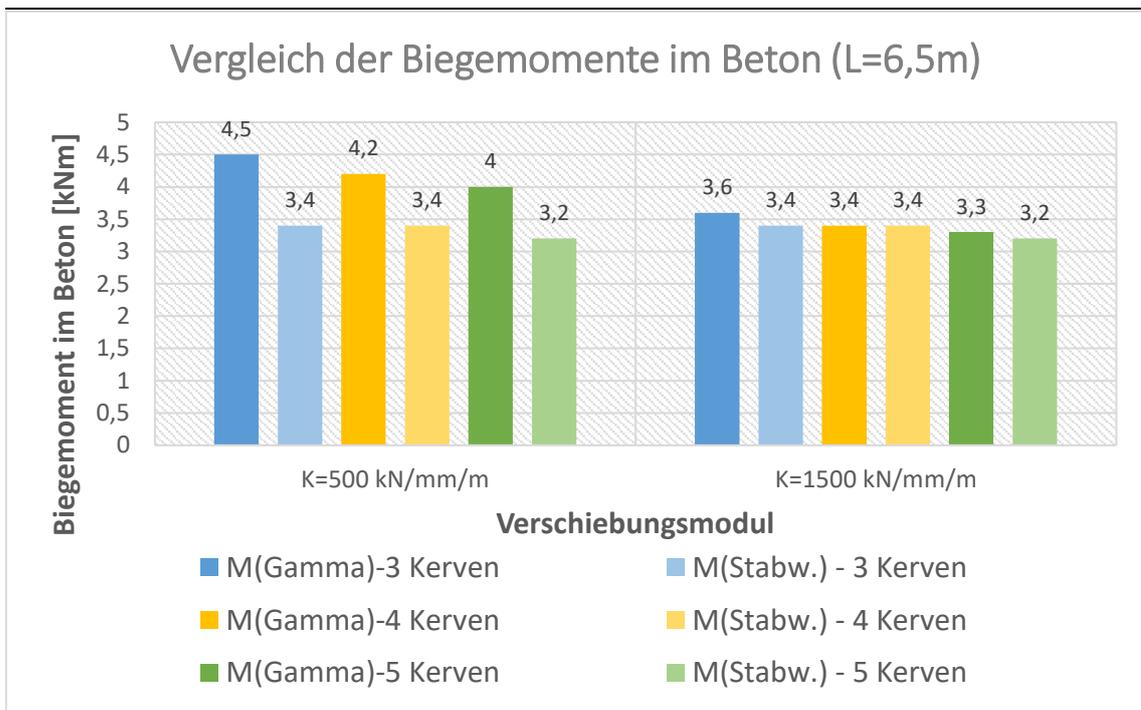


Diagramm 3.6 Vergleich der Biegemomente im Beton - Brettstapel-Beton-Verbunddecke (L=6,5m)

Für die Querkräfte kann nicht so eine eindeutige Tendenz gefunden werden, dies kann an der unterschiedlichen Betrachtung des Verbindungsmittels liegen.

3.4.4 Empfehlungen für die Querschnittsabmessungen

In der Tabelle 3.9 sind die empfohlenen Holzdicken in den roten Zellen ersichtlich.

Die Erhöhung der Kervenanzahl hat keine Optimierungsmöglichkeit der Querschnitte mit sich gebracht, deshalb wurde die Variante mit 3 Kerven gewählt. Je weniger Kerven eingesetzt werden, desto geringer Zeit- und Kostenaufwand bei der Herstellung notwendig ist.

Die Berechnungen mit einem Verschiebungsmodul von 1500 kN/mm haben zur besseren Übereinstimmung des Gamma-Verfahrens und des Stabwerkmodells geführt, deshalb wurde die Variante mit K=1500 kN/mm gewählt.

Bei dem Vergleich der Deckenkonstruktionen (Kapitel 6) werden diese Querschnittswerte verwendet.

3. Numerische Untersuchung Brettstapel-Beton-Verbunddecke



Holzart (1m breiter Deckenstreifen)		Brettstapel					
h_H [mm]	Kervenanzahl	3 Kerven		4 Kerven		5 Kerven	
	Versch.- modul [kN/mm/m]	500	1500	500	1500	500	1500
Spannweite [m]	5	120	100	120	120	120	100
	5,5	140	120	140	120	120	120
	6	140	140	140	140	140	140
	6,5	180	160	160	160	160	160
	7	200	180	180	180	180	180
	7,5	220	200	200	200	200	180
	8	220	220	220	200	220	200
Trägerbreite = 1m, Betondicke= 80 mm							

Geometrie
 Betondicke: $d=80$ mm
 Aufbau: $d=100$ mm

Belastung
 Nutzlast: $q=2,8$ kN/m²
 Aufbaulast: $g_A=1,55$ kN/m²
 Brand: R30

Tabelle 3.9 Empfehlungen für Brettstapel-Beton-Verbunddecke

4 Numerische Untersuchung Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke

4.1 Einführung

4.2 Berechnungsablauf

Bei der Berechnung der Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke wird von der Brettstapel-Beton-Verbunddecke ausgegangen, da der Großteil der Berechnungsschritte unverändert bleibt. In den folgenden Absätzen werden die Unterschiede erläutert.

Bei der Ermittlung der Dehn- und Biegesteifigkeit wird mit einem Netto-Querschnitt gerechnet, der als Summe der Querschnitte von den Längslagen entsteht. Der Abminderungsfaktor für die effektive Biegesteifigkeit wird mithilfe des Gamma-Verfahrens nach ÖNORM EN 1995 [17] berechnet.

Auch die unterschiedlichen Spannungsverteilungen sind zu berücksichtigen. Die beiden Holzwerkstoffe weisen einen linearen Normalspannungsverlauf auf, aber beim Brettsperrholz werden durch die Querlagen keine Normalspannungen aufgenommen. Der qualitative Verlauf ist in Abbildung 3.2 dargestellt.

Die weiteren Berechnungen, wie die Ermittlung der Einzelschnittgrößen, die Berücksichtigung des Schwindens, die Nachweisführungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit, Nachweise der Kerne, Bemessung für den Brandfall, erfolgen genauso, wie im Kapitel 3 für die Brettstapel-Beton-Verbunddecke beschrieben wurde.

4.3 Auswertung der Ergebnisse

Für die Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke wurde die gleiche numerische Untersuchung durchgeführt, wie im Fall der Brettstapel-Beton-Verbunddecke.

Im Rahmen der numerischen Berechnung wurden also die Spannweite, die Kervenzahl und der Verschiebungsmodul variiert. Die Spannweite lief von 5 m bis 8 m, wobei für jede Spannweite je eine Berechnung mit 3, 4 und 5 Kerven (pro Trägerhälfte) durchgeführt wurde. Alle Berechnungen wurden sowohl mit einem Verschiebungsmodul von 500 kN/mm/m, als auch mit 1500 kN/mm/m durchgeführt. Das Ziel dabei war die Querschnittsoptimierung und das Erkennen der Einflüsse der variierten Parameter. Bei

4. Numerische Untersuchung Brettspertholz-Beton-Verbunddecke

der Betondicke wurde ein Wert von 80 mm eingesetzt. Beim Holz wurden marktübliche Dimensionierungen von Brettschichtholzherstellern berücksichtigt.

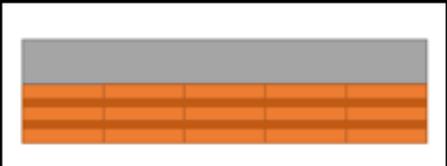
Die Belastung, außer des Eigengewichtes, ist konstant, damit die Ergebnisse vergleichbar sind.

Grundsätzlich wurde das Gamma-Verfahren (im Kapitel 3.2.1 behandelt) verwendet, um die Verbundtragwirkung zu berücksichtigen. Das Stabwerkmodell wurde zur Kontrolle eingesetzt, deshalb ist ein Vergleich der beiden Methoden möglich.

Von der Erhöhung der Kervenanzahl und von der Erhöhung des Verschiebungsmoduls wurde eine Optimierungsmöglichkeit in der Holzdicke erwartet.

4.3.1 Einfluss der Kervenanzahl

Einfluss der Kervenanzahl auf die Querschnittsabmessungen



		Holzart (1m breiter Deckenstreifen)		Brettspertholz			
h_H [mm]	Kervenanzahl	3 Kerven		4 Kerven		5 Kerven	
	Versch.- modul [kN/mm/m]	500	1500	500	1500	500	1500
Spannweite [m]	5	140	140	160	160	180	180
	5,5	140	140	180	180	180	180
	6	150	150	180	180	180	180
	6,5	180	160	200	200	200	200
	7	200	200	220	220	220	220
	7,5	220	220	220	220	240	240
	8	240	220	240	240	240	240

Geometrie
 Betondicke: $d=80$ mm
 Aufbau: $d=100$ mm
Belastung
 Nutzlast: $q=2,8$ kN/m²
 Aufbaulast: $g_A=1,55$ kN/m²
 Brand: R30

Schichtenaufbau [mm]

140: 40-20-20-20-40
 150: 40-20-30-20-40
 160: 40-20-40-20-40
 180: 40-30-40-30-40
 200: 40-40-40-40-40
 220: 60-30-40-30-60
 240: 60-40-40-40-60

Trägerbreite = 1m, Betondicke= 80 mm

Tabelle 4.1 Mindestholzdicken für Brettspertholz-Beton-Verbunddecke

Tabelle 4.1 zeigt die Zusammenfassung der Ergebnisse der numerischen Untersuchung für die Brettspertholz-Beton-Verbunddecke, wobei ein 1 m breiter Deckenstreifen untersucht wurde. Die Ergebnisse sind für 3, 4 und 5 Kerven immer fast gleich, aber durch

4. Numerische Untersuchung Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke

die Verwendung von 3 Kerven ist die niedrigste Holzdicke erzielbar. Bei einer Spannweite von 5m ist auffallend, dass die Erhöhung der Kervenanzahl zu größeren Mindestholzdicken führt. Es kann daran liegen, dass der Aufbau des Brettsperrholzes empfindlicher auf die Kervenanzahl ist. Die oberste Schicht ist in dieser Arbeit entweder 40mm oder 60mm, deshalb stellt die Kervertiefe mit einer Größe von 20mm eine erhebliche Verminderung der Steifigkeit dar.

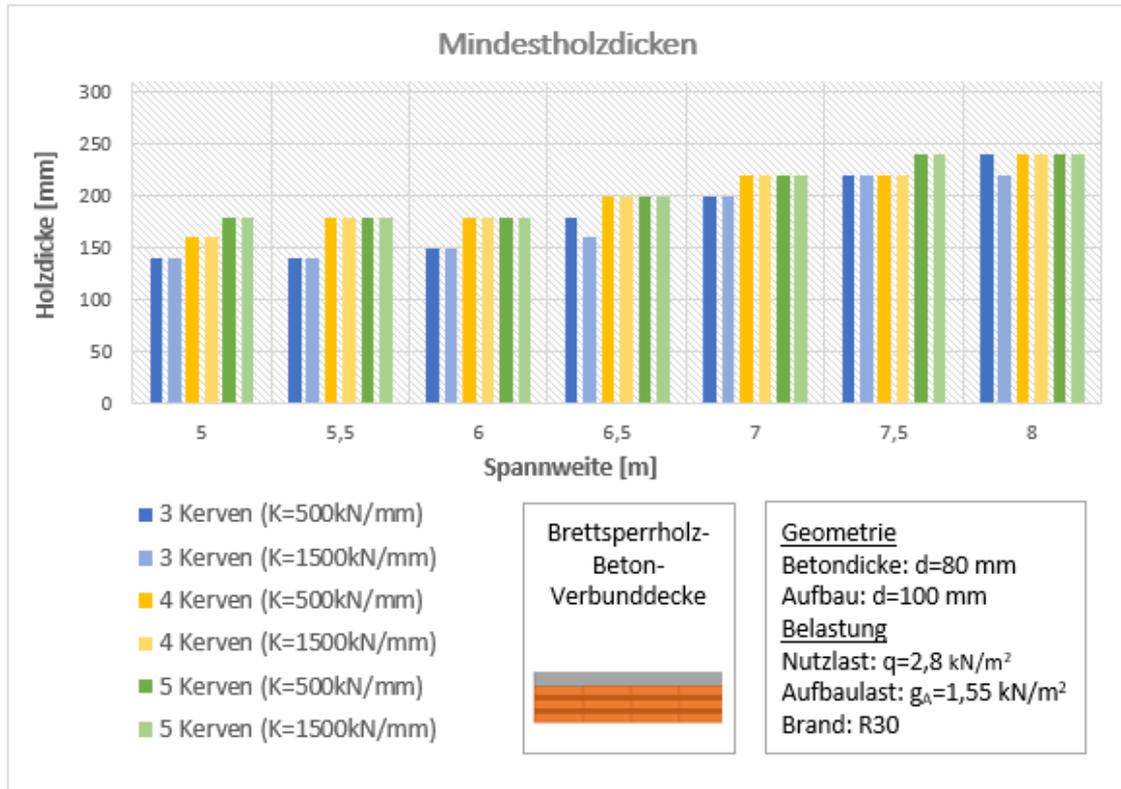


Diagramm 4.1 Mindestholzdicken (Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke)

Einfluss der Kervenanzahl auf die Versagensart

Im Diagramm 4.2 sind die maßgebenden Ausnutzungen und die Kervenausnutzung dargestellt, wobei die Mindestholzdicke eingesetzt wurde. Der Nachweis der Betonspannung ist in dem Spannweitenbereich zwischen 5m und 6m maßgebend, mit der Vergrößerung der Spannweite klingt diese Ausnutzung kontinuierlich ab. Für die Spannweiten über 6m gilt, dass die Ausnutzung für die Durchbiegung (quasi-ständige Enddurchbiegung) eine entscheidende Rolle spielt. Der Nachweis der Kerne taucht nie als entscheidendes Kriterium auf.

Für die Ausnutzungen kann keine eindeutige Tendenz abgelesen werden. Es kann daran liegen, dass der Holzquerschnitt inhomogen ist und die Erhöhung der Holzdicke nicht in gleichmäßigen Schritten erfolgt.

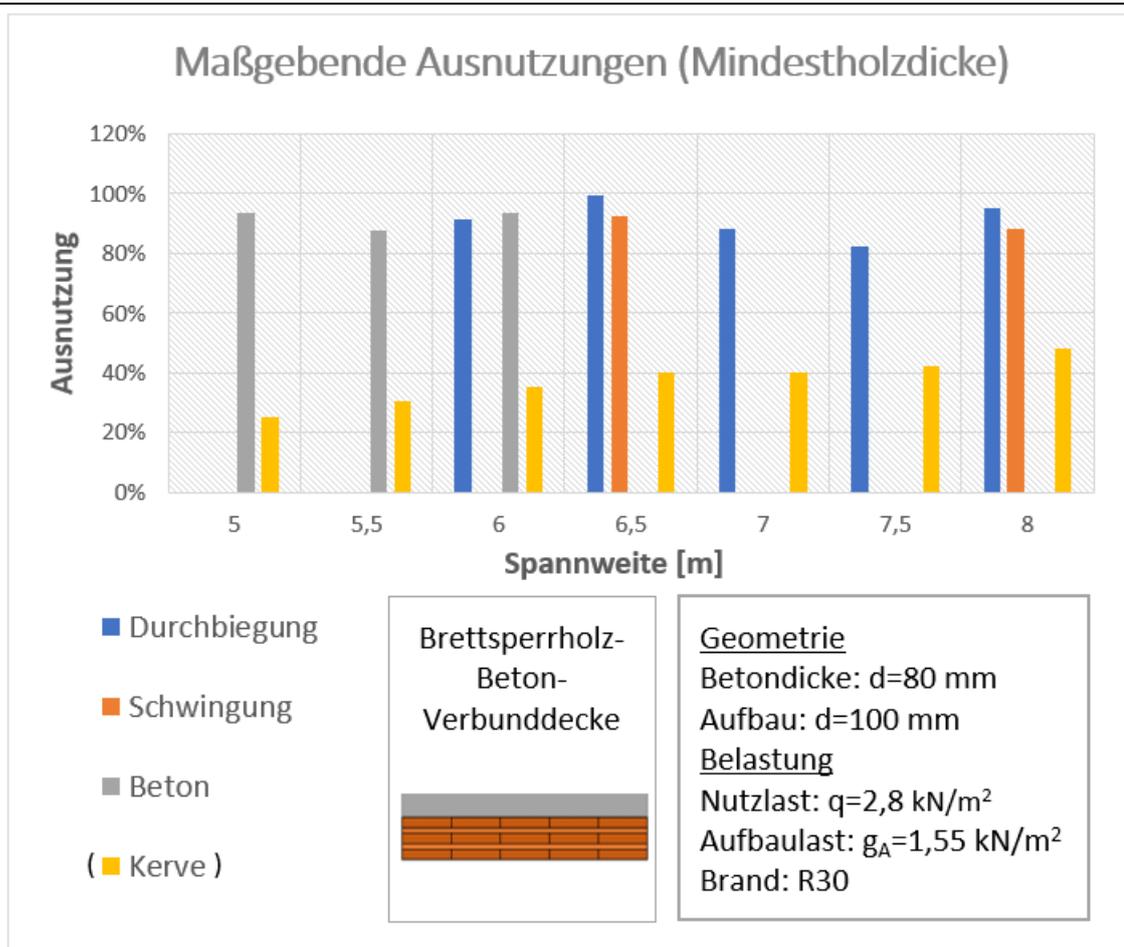


Diagramm 4.2 Maßgebende Ausnutzungen und Kervenausnutzung (Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke)

Das Diagramm 4.3 zeigt die Versagensarten für den Fall, wenn statt Mindestholzdicke die nächstkleinere Holzdicke gewählt wird. Bei der geringsten Spannweite (L=5m) kann der Nachweis der Betonspannung nicht mehr erfüllt werden und bei größeren Spannweiten wird die Durchbiegung immer maßgebend. In einigen Fällen (L=5,5m, 6,5m und 8m) spielt auch die Schwingung (Beschleunigungskriterium) eine entscheidende Rolle. Die Ausnutzung der Kerne ist nie maßgebend für die Ermittlung der Mindestholzdicken, deshalb ist bei dieser Deckenkonstruktion eine Querschnittsoptimierung durch die Änderung der Kervenzahl nicht möglich.

Für Brettsperrholz-Beton-Verbunddecken ist der Einsatz von der Kerne empfohlen, da es wegen der durchgehenden Kernen die zur Schubübertragung notwendige Fläche ohne zusätzlichen Zeit- oder Arbeitsaufwand vorhanden ist.

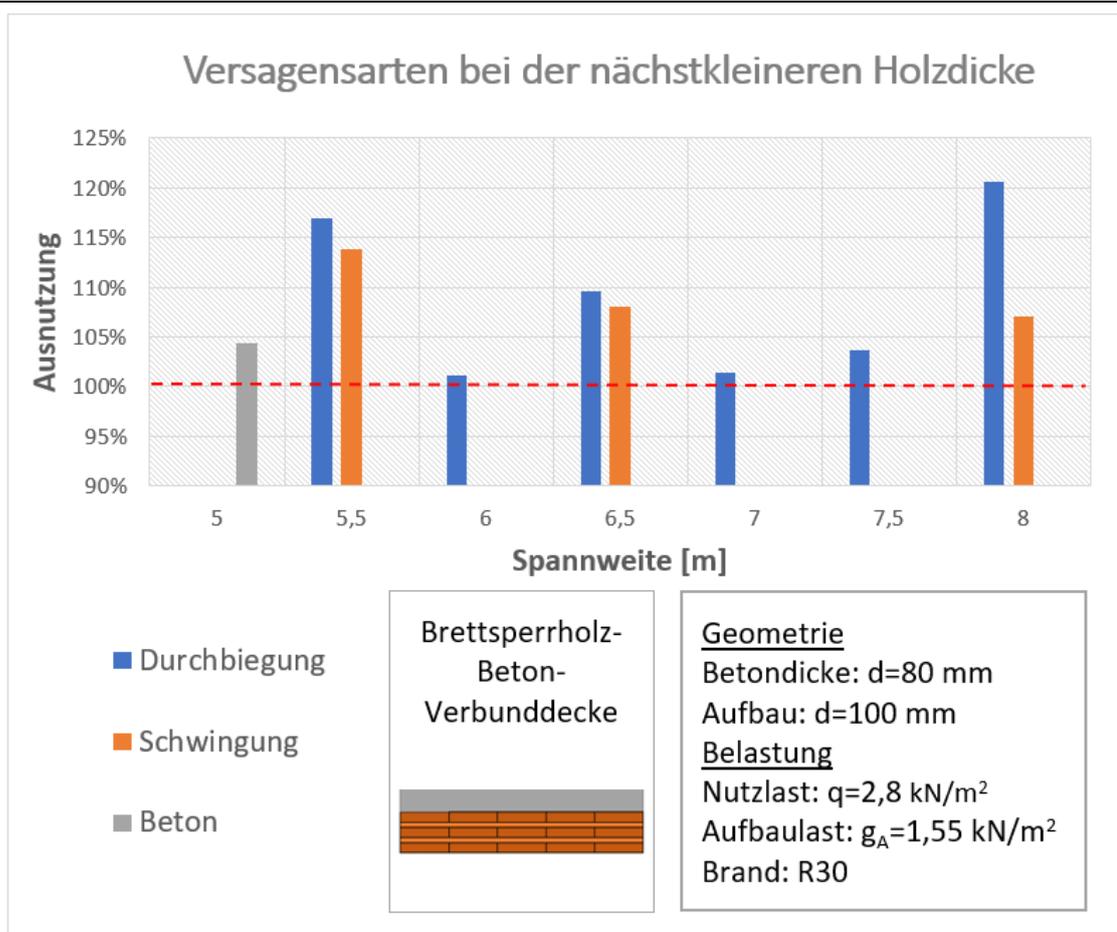


Diagramm 4.3 Versagensarten bei der nächstkleineren Holzdicke (Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke)

Einfluss der Kerwenanzahl auf die Teilschnittgrößen

Die Tabelle 4.2 enthält die Maximalwerte der Schnittgrößen für eine Spannweite von 6,5m. Diese Deckenkonstruktion zeigt im Vergleich zur Brettstapel-Beton-Verbunddecke umgekehrte Tendenzen.

Die Erhöhung der Kerwenanzahl bringt eine Abnahme der Normalkraft und eine leichte Zunahme der Biegemomente in den beiden Teilkomponenten mit sich. Diese Tendenzen können daran liegen, dass bei Vorhandensein mehrerer Kerwen in einer Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke eine Lastabtragung durch Biegemomente günstiger als durch Normalkräfte wird. Nur in solchen Fällen wird das Biegemoment im Beton mit der Erhöhung der Kerwenanzahl abnehmen, in denen eine globale Kräfteumlagerung wegen dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit im unteren Bereich des Betons stattfindet.

Auch zwischen der Erhöhung der Kerwenanzahl und der Querkraft ist eine Tendenz erkennbar, aber sie ist für die beiden Teilkomponenten unterschiedlich. Die Summe der Querkräfte in den beiden Teilkomponenten bleibt konstant mit der Erhöhung der

4. Numerische Untersuchung Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke

Kervenzahl, aber das Holz wird dadurch größere und der Beton geringere Querkraftbeanspruchung erfahren. Diese Querkraftumlagerung ist größer als bei der Brettstapel-Beton-Verbunddecke, aber noch immer ziemlich klein.

Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke für eine Spannweite von 6,5m

3 Kerven	t=0				t=∞				Verhältnis Schnittgrößen t=∞ zu Schnittgrößen t=0			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm					
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	256	256	286	286	206	206	233	233	0,8	0,8	0,8	0,8
M [kNm]	18,9	4,7	15,5	3,8	27,4	3,3	23,9	2,9	1,4	0,7	1,5	0,8
Q [kN]	25,8	10,7	25,4	11,2	28,2	8,4	27,6	9	1,1	0,8	1,1	0,8

4 Kerven	t=0				t=∞				Verhältnis Schnittgrößen t=∞ zu Schnittgrößen t=0			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm					
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	232	232	274	274	181	181	222	222	0,8	0,8	0,8	0,8
M [kNm]	22,8	4,3	16,9	4,2	30,5	3,7	25,3	3,1	1,3	0,9	1,5	0,7
Q [kN]	26,9	9,7	25,6	11	28,8	7,9	27,9	8,7	1,1	0,8	1,1	0,8

5 Kerven	t=0				t=∞				Verhältnis Schnittgrößen t=∞ zu Schnittgrößen t=0			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm					
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	221	221	267	267	169	169	216	216	0,8	0,8	0,8	0,8
M [kNm]	25,1	3,5	17,7	4,3	32,1	3,9	26,1	3,2	1,3	1,1	1,5	0,7
Q [kN]	27,7	8,9	25,7	10,9	29,1	7,6	28	8,6	1,1	0,9	1,1	0,8

Tabelle 4.2 Vergleich Schnittgrößen zum Zeitpunkt t=0 und t=∞ - Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke

4.3.2 Einfluss des Verschiebungsmoduls

Einfluss des Verschiebungsmoduls auf die Querschnittsabmessungen

Auch bei der Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke haben die Ergebnisse der numerischen Untersuchung gezeigt, dass die Variation des Verschiebungsmoduls zu unbedeutenden Unterschieden des Ergebnisses führt. (Tabelle 4.1) In den meisten Fällen sind für Verschiebungsmodul mit einem Wert von 500 und 1500 kN/mm/m dieselben Querschnitte erhalten. Auch mit dem Stabwerkmodell wurde der Einfluss des Verschiebungsmoduls untersucht. Die Erhöhung der Kervensteifigkeit hat die Ergebnisse nur unbedeutend verändert.

Einfluss des Verschiebungsmoduls auf die Versagensart

Auch bei dieser Deckenkonstruktion konnte zwischen der Versagensart und dem Verschiebungsmodul kein Zusammenhang erkannt werden.

Einfluss des Verschiebungsmoduls auf die Schnittgrößen

Die Erhöhung des Verschiebungsmoduls führt zu größeren Normalkräften und kleineren Biegemomenten in den beiden Teilkomponenten, diese Tendenz ist bei den beiden

4. Numerische Untersuchung Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke

Deckenkonstruktionen gleich. (Tabelle 4.2) Auch eine Querkraftumlagerung findet deswegen statt, über die Betonkomponente wird mehr Querkraft übertragen.

4.3.3 Vergleich Stabwerkmodell und Gamma-Verfahren

Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke für eine Spannweite von 6,5m

3 Kerven	GammaVerfahren				Stabwerkmodell				Verhältnis			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm		Stabwerkmodell zum Gamma-Verfahren			
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	256	256	286	286	290,9	290,9	290,9	290,9	1,1	1,1	1,0	1,0
M [kNm]	18,9	4,7	15,5	3,8	15,3	3,8	15,3	3,8	0,8	0,8	1,0	1,0
Q [kN]	25,8	10,7	25,4	11,2	29,2	7,6	29,2	7,6	1,1	0,7	1,2	0,7

4 Kerven	GammaVerfahren				Stabwerkmodell				Verhältnis			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm		Stabwerkmodell zum Gamma-Verfahren			
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	232	232	274	274	292,6	292,6	292,6	292,6	1,3	1,3	1,1	1,1
M [kNm]	22,8	4,3	16,9	4,2	14,7	3,6	14,7	3,6	0,6	0,8	0,9	0,9
Q [kN]	26,9	9,7	25,6	11	31,2	5,3	31,2	5,3	1,2	0,5	1,2	0,5

5 Kerven	GammaVerfahren				Stabwerkmodell				Verhältnis			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm		Stabwerkmodell zum Gamma-Verfahren			
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	221	221	267	267	295,0	295,0	295,0	295,0	1,3	1,3	1,1	1,1
M [kNm]	25,1	3,5	17,7	4,3	14,5	3,6	14,5	3,6	0,6	1,0	0,8	0,8
Q [kN]	27,7	8,9	25,7	10,9	31,0	5,5	31,0	5,5	1,1	0,6	1,2	0,5

Tabelle 4.3 Vergleich Gamma-Verfahren und Stabwerkmodell – Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke

Tabelle 4.3 zeigt die Schnittgrößen für eine Spannweite von 6,5m. Das verwendete Brettsperrholz ist dabei ein 5-lagiger Holzwerkstoff, wobei jede Lage eine Höhe von 40 mm beträgt. Der betrachtete Zeitpunkt ist dabei $t=0$.

Bei der Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke können nicht so eindeutige Zusammenhänge erkannt werden, wie bei der Brettstapel-Beton-Verbunddecke. Wurde die Berechnung mit einem Verschiebungsmodul von 500 kN/mm/m durchgeführt, ergab das Stabwerkmodell um 10-30% größere Normalkräfte und um 20-40% niedrigere Biegemomente als das Gamma-Verfahren. Der Vergleich der Teilschnittgrößen wurde auch grafisch dargestellt (Diagramm 4.4, Diagramm 4.5 und Diagramm 4.6) Die Erhöhung des Verschiebungsmoduls ergab eine bessere Übereinstimmung der Schnittgrößen. Bei der Verwendung des Verschiebungsmoduls mit einem Wert von 1500 kN/mm/m haben die beiden Verfahren für die Normalkräfte nahezu das gleiche Ergebnis geliefert und der Unterschied zwischen den Biegemomenten hat sich von 20-40% auf 10-20% reduziert. Für die Querkräfte kann keine eindeutige Tendenz gefunden werden, was an der unterschiedlichen Betrachtung des Verbindungsmittels liegen kann. Im Hinblick auf die

4. Numerische Untersuchung Brettsper Holz-Beton-Verbunddecke

Ergebnisse wird auch bei dieser Deckenkonstruktion für den Verschiebungsmodul ein Wert von 1500 kN/mm empfohlen.

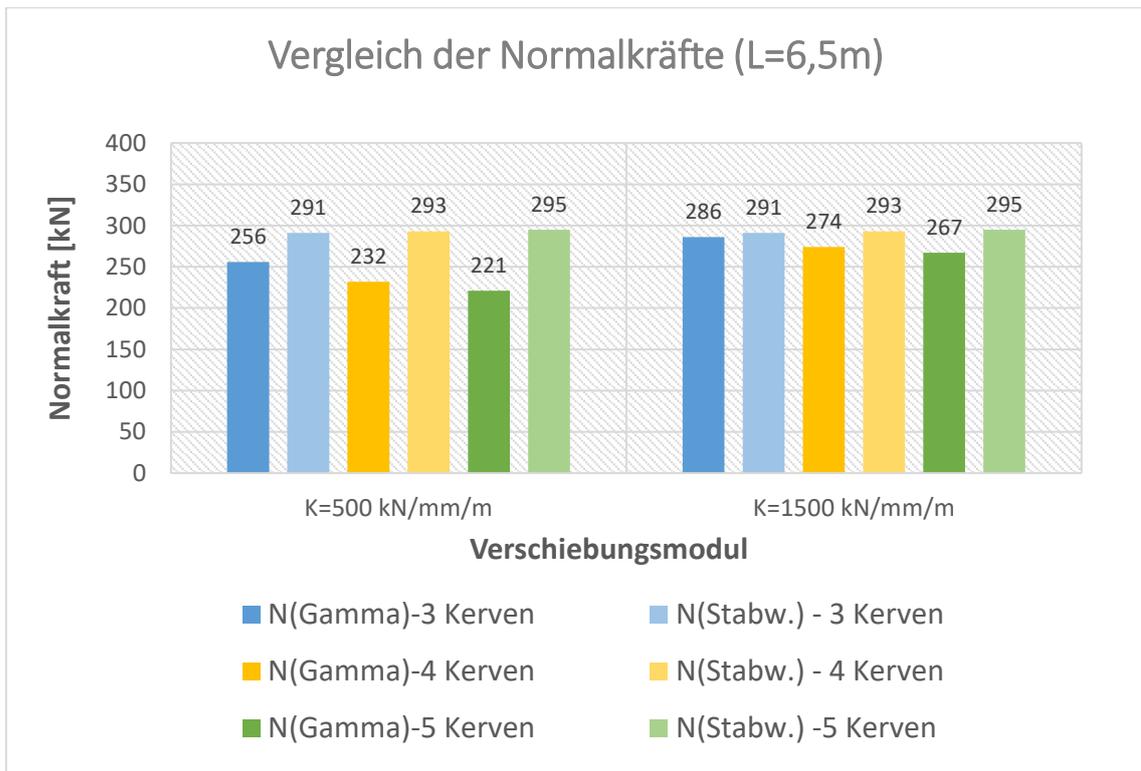


Diagramm 4.4 Vergleich der Normalkräfte - Brettsper Holz-Beton-Verbunddecke (L=6,5m)

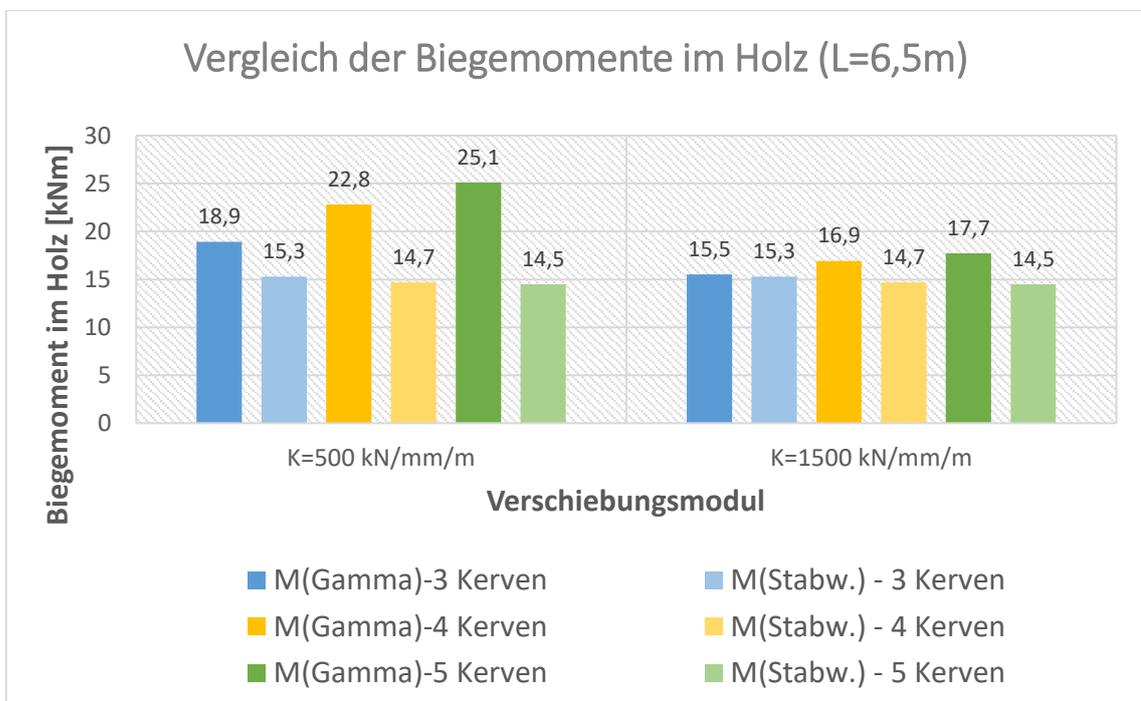


Diagramm 4.5 Vergleich der Biegemomente im Holz - Brettsper Holz-Beton-Verbunddecke (L=6,5m)

4. Numerische Untersuchung Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke

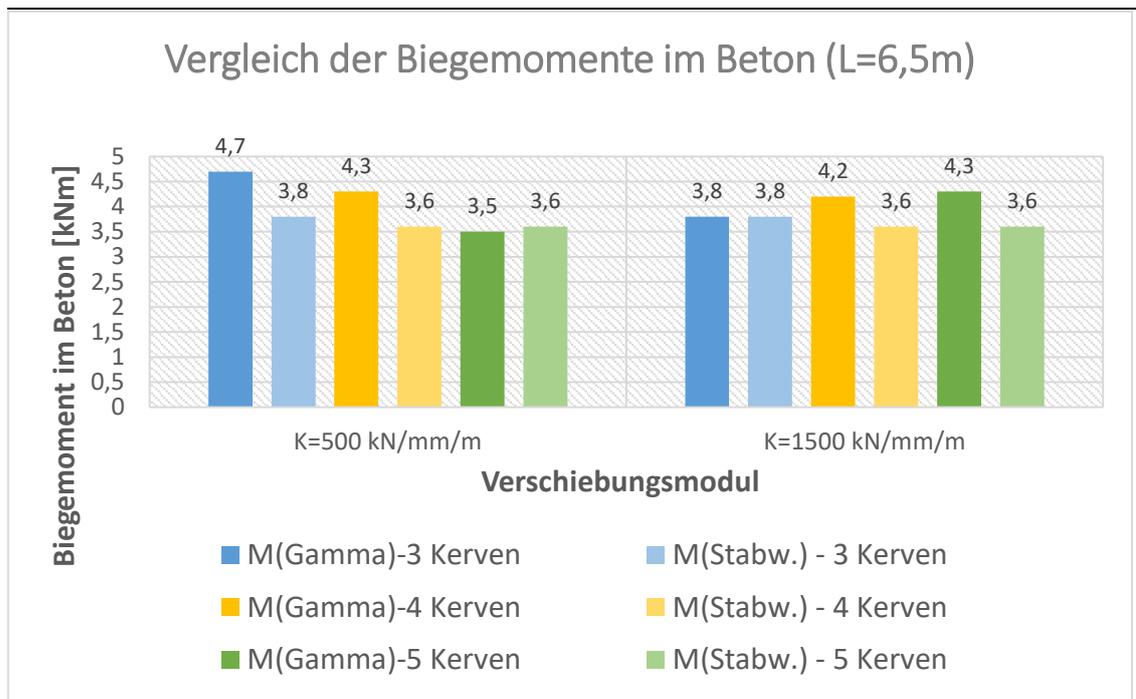


Diagramm 4.6 Vergleich der Biegemomente im Beton - Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke (L=6,5m)

4.3.4 Empfehlungen für die Querschnittsabmessungen

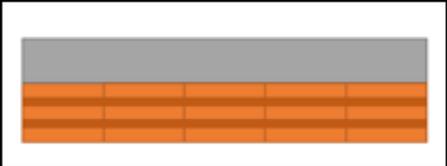
In der Tabelle 4.4 sind die empfohlenen Holzdicken in den roten Zellen ersichtlich.

Wie bei der Brettstapel-Beton-Verbunddecke, führte die Erhöhung der Kervenanzahl auch bei dieser Deckenkonstruktion zu keiner Optimierungsmöglichkeit der Querschnitte. Die Variante mit 3 Kerven wurde gewählt, um den überflüssigen Zeit- und Kostenaufwand bei der Herstellung zu vermeiden.

Da die Ergebnisse mit einem Verschiebungsmodul von 1500 kN/mm bessere Übereinstimmung der beiden verwendeten Berechnungsmethoden aufwiesen, wurde die Variante mit K=1500 kN/mm gewählt.

Bei dem Vergleich der Deckenkonstruktionen (Kapitel 6) werden diese Querschnittswerte verwendet.

4. Numerische Untersuchung Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke

								
		Holzart (1m breiter Deckenstreifen)	Brettsperrholz					
h_H [mm]	Kervenzahl	3 Kerven		4 Kerven		5 Kerven		
	Versch.- modul [kN/mm/m]	500	1500	500	1500	500	1500	
Spannweite [m]	5	140	140	160	160	180	180	
	5,5	140	140	180	180	180	180	
	6	150	150	180	180	180	180	
	6,5	180	160	200	200	200	200	
	7	200	200	220	220	220	220	
	7,5	220	220	220	220	240	240	
	8	240	220	240	240	240	240	
Trägerbreite = 1m, Betondicke= 80 mm								

Geometrie
 Betondicke: $d=80$ mm
 Aufbau: $d=100$ mm
Belastung
 Nutzlast: $q=2,8$ kN/m²
 Aufbaulast: $g_A=1,55$ kN/m²
 Brand: R30

Schichtenaufbau [mm]

140: 40-20-20-20-40
 150: 40-20-30-20-40
 160: 40-20-40-20-40
 180: 40-30-40-30-40
 200: 40-40-40-40-40
 220: 60-30-40-30-60
 240: 60-40-40-40-60

Tabelle 4.4 Empfehlungen für Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke

5 Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken

5.1 Einführung

Der größte Unterschied zwischen den zwei bereits untersuchten Deckenkonstruktionen und der Holz-Beton-Verbund-Rippendecke (HBV-Rippendecke) ist es, dass die Holzdecke in der HBV-Rippendecke keine Flachdecke ist. (Abbildung 3.1, Abbildung 5.1)

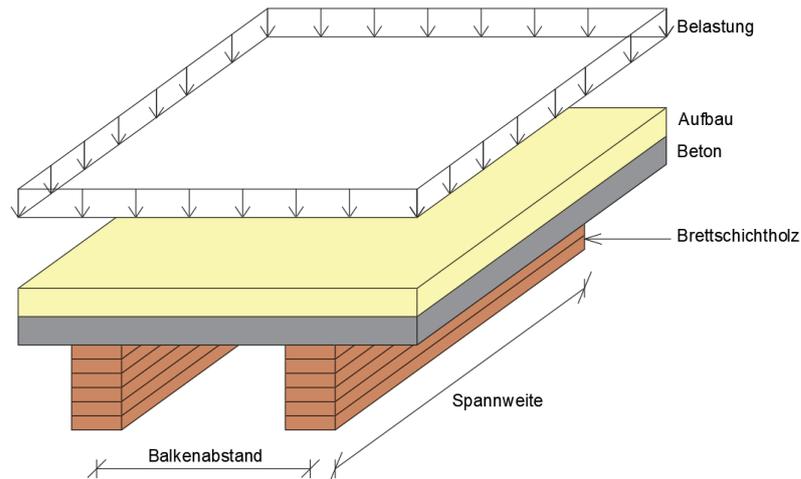


Abbildung 5.1 Aufbau der untersuchten Holz-Beton-Verbund-Rippendecke

Die Rippendecke besteht aus Brettschichtholzbalken, die bei reinen Holzkonstruktionen einen Abstand zwischen 70cm und 90cm aufweisen. Bei Plattenbalkendecken aus Stahlbeton wird von einem Balkenabstand von mindestens 70cm ausgegangen.

Die Geometrien der im Kapitel 3 und 4 untersuchten Deckenkonstruktionen (Brettstapel-Beton-Verbunddecke, Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke) konnten durch die Holzdicke definiert werden (ein gesuchter Parameter). Im Vergleich dazu stellt die HBV-Rippendecke eine komplexere Aufgabe dar, weil sich sowohl die Holzbalkenhöhe und -breite, als auch der Balkenabstand verändern können (drei gesuchte Parameter). Um die Komplexität abzubauen, werden zwei Parameter (Holzbalkenbreite und Balkenabstand), in einem Parameter (notwendige Holzbreite pro 1m breiter Deckenstreifen) zusammengefasst. Deshalb wird für alle möglichen Holzbalkenhöhen (laut Tabelle 3.1) ermittelt, wie große Holzbreite in einem 1m breiten Deckenstreifen benötigt wird. Diese Mindestholzbreiten (pro 1m Deckenstreifen) können dann durch entsprechende Wahl der Holzbalkenbreite und des Balkenabstandes erreicht werden, wobei viele unterschiedlichen Geometrien möglich sind. Jene Variante wird gesucht, bei welcher die

Holzbalkenhöhe und der Holzbalkenquerschnitt möglichst klein sind und alle Nachweise erfüllt sind.

Von der Erhöhung der Holzbalkenhöhe wird eine Querschnittsoptimierungsmöglichkeit erwartet, weil diese Änderung die Vergrößerung des Trägheitsmomentes mit sich bringt.

5.2 Berechnungsablauf

Bei der Berechnung der Holz-Beton-Verbund-Rippendecke wird von der der Brettstapel-Beton-Verbunddecke ausgegangen, da der Großteil der Berechnungsschritte unverändert bleibt. Weil in der Berechnung vereinfachende Annahmen getroffen wurden, können die Ergebnisse eine gewisse Ungenauigkeit aufweisen. Das Ziel mit dieser Untersuchung war es, die Einflüsse der variierten Parameter und Tendenzen zu erkennen. In den folgenden Absätzen werden die Unterschiede erläutert.

Geometrie

In der Berechnung wird eine mitwirkende Plattenbreite des Betons ermittelt und verwendet. Die vom Stahl-Stahlbeton-Verbund bekannte Methode erfolgt laut ÖNORM EN 1992-1-1 [16] folgendermaßen:

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w \quad (5.1)$$

mit

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,2 * b_1 + 0,1 * l_0 \quad (5.2)$$

$$b_1 = \frac{b-b_w}{2} \quad (5.3)$$

Wobei

l_0 : Spannweite der Konstruktion

b_w : Trägerbreite

b : Trägerabstand

Die Kerfen wurden bei Flachdecken in Querrichtung durchgehend angenommen, bei der Rippendecke kann aber nicht die ganze Deckenbreite durch Kerfe zur Schubübertragung verwendet werden. Für die Kerfe kann nur die Breite vom Balken eingesetzt werden, da der Beton und das Holz nur so breite Kontaktfläche haben. Deshalb wird bei dieser Konstruktion erwartet, dass das Versagen der Kerfe maßgebend sein wird.

Brandfall

Im Brandfall sind zwei wichtige Unterschiede im Vergleich zur Brettstapel-Beton-Verbunddecke zu berücksichtigen. Das Holz erfährt bei dieser Konstruktion eine dreiseitige Brandbeanspruchung (anstatt einer einseitigen). Für den Beton ist bei den anderen zwei Verbundkonstruktionen eine gute Näherung, dass er keine Brandbeanspruchung wegen der darunter liegenden flächendeckenden Holzdecke erfährt. Bei dieser Konstruktion ist der Beton im Brandfall aber nicht geschützt, deshalb wird auch er brandbeansprucht. Tabelle 5.1 zeigt die Mindestabmessungen für unterschiedliche Feuerwiderstandsklassen. Die statische Berechnung soll die tragende Funktion (R) für die gegebene Brandbeanspruchungsdauer, in dieser Arbeit 30 Minuten, nachweisen. Dadurch ergibt sich für die Plattendicke (Betondicke) ein Mindestwert von 60mm. Im Rahmen der Parameterstudie (siehe Kapitel 2) ist für den Beton eine Mindestdicke von 80mm festgelegt worden, deshalb ist diese Anforderung in jedem Fall erfüllt.

Feuerwiderstandsklasse	Plattendicke h_s (mm)	Mindestabmessungen		
		Achsenabstand a		
		einachsig	zweiachsig	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 \leq l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
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 5.1 Mindestabmessungen für statisch bestimmt gelagerte, einachsig und zweiachsig gespannte Stahlbetonplatten [34]

Einzelschnittgrößen, Nachweisführung

Die Ermittlung der Einzelschnittgrößen, die Berücksichtigung des Schwindens, die Nachweisführungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit beziehungsweise die Nachweise der Kerne erfolgen genauso, wie im Kapitel 3 für die Brettstapel-Beton-Verbunddecke beschrieben.

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken

Die Vereinfachung ergibt sich dabei dadurch, dass die gerissene Zugzone wiederum durch eine globale Kräfteumlagerung anstatt der Bewehrung berücksichtigt wurde. Diese Methode führt, auf der sicheren Seite liegend, zu einer Unterschätzung der effektiven Biegesteifigkeit.

In dieser Arbeit wird eine Mattenbewehrung AQ 70 eingesetzt.

5.3 Auswertung der Ergebnisse

Für die Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke wurde die gleiche numerische Untersuchung durchgeführt, wie im Fall der Brettstapel-Beton-Verbunddecke.

Im Rahmen der numerischen Berechnung wurden also die Spannweite, die Kervenanzahl und der Verschiebungsmodul variiert. Die Spannweite wurde zwischen 5m und 8m variiert, wobei für jede Spannweite je eine Berechnung mit 3, 4 und 5 Kerven durchgeführt wurde. Alle Berechnungen wurden sowohl mit einem Verschiebungsmodul von 500 kN/mm/m, als auch mit 1500 kN/mm/m durchgeführt. Das Ziel dabei war die Querschnittsoptimierung und das Erkennen der Einflüsse der variierten Parameter und der Tendenzen. Bei der Betondicke wurde von einem Mindestwert von 80 mm ausgegangen und für die Dicke gerade Zahlen in Zentimetern (8cm, 10cm, ...) eingesetzt. Bei der Wahl der Holzquerschnitt wurde das Angebot der Holzherstellerfirmen berücksichtigt. Ein Ziel dabei war, die Betondicke so niedrig wie möglich zu halten.

Die Belastung, außer des Eigengewichtes, war konstant, damit die Ergebnisse vergleichbar sind. Grundsätzlich wurde das Gamma-Verfahren (siehe Kapitel 3.2.1) verwendet, um die Verbundtragwirkung zu berücksichtigen, das Stabwerkmodell wurde zur Kontrolle eingesetzt.

Von der Erhöhung der Kervenanzahl und von der Erhöhung des Verschiebungsmoduls war eine Optimierungsmöglichkeit in der Holzdicke erwartet.

5.3.1 Einfluss des Verschiebungsmoduls

Einfluss des Verschiebungsmoduls auf die Teilschnittgrößen

Damit die Schnittgrößen bei unterschiedlichen Verschiebungsmoduln zu vergleichen sind, wurde ein Holzquerschnitt für jede Kervenanzahl zur Erstellung der Tabelle 5.2 und Tabelle 5.3 ausgewählt. Die verwendeten Holzabmessungen waren die folgenden:

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken

- Für 3 Kerfen: $h_H=280$ mm, $b_H=240$ mm
- Für 4 Kerfen: $h_H=280$ mm, $b_H=180$ mm
- Für 5 Kerfen: $h_H=280$ mm, $b_H=160$ mm

Der Balkenabstand wurde für diesen Vergleich $e=60$ cm gewählt.

HBV-Rippendecke für eine Spannweite von 6,5m

3 Kerfen	t=0				t=∞				Verhältnis Schnittgrößen t=∞ zu Schnittgrößen t=0			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm					
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	132,0	132,0	140,8	140,8	100,4	100,4	108,9	108,9	0,8	0,8	0,8	0,8
M [kNm]	10,1	1,6	8,8	1,4	16,3	1,2	14,9	1,1	1,6	0,7	1,7	0,8
Q [kN]	16,8	5,0	16,7	5,2	18,1	3,8	17,9	4,0	1,1	0,8	1,1	0,8

4 Kerfen	t=0				t=∞				Verhältnis Schnittgrößen t=∞ zu Schnittgrößen t=0			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm					
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	135,4	135,4	140,9	140,9	110,8	110,8	116,6	116,6	0,8	0,8	0,8	0,8
M [kNm]	8,5	1,8	7,7	1,6	13,4	1,3	12,5	1,2	1,6	0,7	1,6	0,7
Q [kN]	16,1	5,3	16,0	5,3	17,1	4,2	17,0	4,3	1,1	0,8	1,1	0,8

5 Kerfen	t=0				t=∞				Verhältnis Schnittgrößen t=∞ zu Schnittgrößen t=0			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm					
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	137,4	137,4	141,5	141,5	115,6	115,6	120,0	120,0	0,8	0,8	0,8	0,8
M [kNm]	7,9	1,8	7,3	1,7	12,4	1,3	11,7	1,2	1,6	0,7	1,6	0,7
Q [kN]	15,8	5,4	15,8	5,4	16,9	4,4	16,8	4,5	1,1	0,8	1,1	0,8

Tabelle 5.2 Vergleich Teilschnittgrößen zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$ - Holz-Beton-Verbund-Rippendecke

Die Tabelle 5.2 zeigt die Teilschnittgrößen für unterschiedliche Kerfenanzahlen, Zeitpunkte und Verschiebungsmoduln bei einer Spannweite von 6,5m. Dabei ist zu beachten, dass unterschiedliche Querschnittsabmessungen für die verschiedenen Kerfenanzahlen eingesetzt wurden, weshalb der Einfluss der Kerfenanzahl nicht untersucht werden kann.

Im Vergleich zu den anderen zwei Deckenkonstruktionen weist die Normalkraft in diesem Fall nicht so große Unterschiede infolge Veränderung des Verschiebungsmoduls auf. Während dieser Unterschied bei den anderen Konstruktionen ungefähr 30 kN betrug, ergibt sich bei der HBV-Rippendecke eine Differenz von ungefähr 10 kN. Die Biegemomente zeigen eine umgekehrte Tendenz infolge der Erhöhung des Verschiebungsmoduls. Die Vergrößerung des Verschiebungsmoduls führt zu kleineren Biegemomenten sowohl im Holz als auch im Beton, die Reduzierung ist aber nicht bedeutend. Auf die Querkräfte scheint die Veränderung des Verschiebungsmoduls keinen Einfluss zu haben.

Auch mit dem Stabwerkmodell wurde der Einfluss des Verschiebungsmoduls untersucht. Die Erhöhung der Kerfensteifigkeit hat die Ergebnisse nur unbedeutend verändert.

Einfluss des Verschiebungsmoduls auf die Versagensart

Kein Zusammenhang konnte zwischen der Versagensart und dem Verschiebungsmodul erkannt werden.

5.3.2 Vergleich Stabwerkmodell und Gamma-Verfahren

Die Tabelle 5.3 zeigt die Schnittgrößen für eine Spannweite von 6,5m. Die gleichen Querschnitte wurden zum Vergleich der beiden Verfahren verwendet, wie bei der Untersuchung des Einflusses vom Verschiebungsmodul. (siehe Kapitel 5.3.1) Der betrachtete Zeitpunkt ist dabei $t=0$.

HBV-Rippendecke für eine Spannweite von 6,5m

3 Kerven	Gamma-Verfahren				Stabwerkmodell				Verhältnis Stabwerkmodell zum Gamma-Verfahren			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm					
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	132,0	132,0	140,8	140,8	138,9	138,9	138,9	138,9	1,1	1,1	1,0	1,0
M [kNm]	10,1	1,6	8,8	1,4	9,2	1,4	9,2	1,4	0,9	0,9	1,1	1,0
Q [kN]	16,8	5,0	16,7	5,2	18,8	3,2	18,8	3,2	1,1	0,6	1,1	0,6

4 Kerven	Gamma-Verfahren				Stabwerkmodell				Verhältnis Stabwerkmodell zum Gamma-Verfahren			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm					
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	135,4	135,4	140,9	140,9	139,9	139,9	139,9	139,9	1,0	1,0	1,0	1,0
M [kNm]	8,5	1,8	7,7	1,6	8,1	1,7	8,1	1,7	1,0	1,0	1,1	1,1
Q [kN]	16,1	5,3	16,0	5,3	18,6	3,0	18,6	3,0	1,2	0,6	1,2	0,6

5 Kerven	Gamma-Verfahren				Stabwerkmodell				Verhältnis Stabwerkmodell zum Gamma-Verfahren			
	500 kN/mm		1500 kN/mm		500 kN/mm		1500 kN/mm					
	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton	Holz	Beton				
N [kN]	137,4	137,4	141,5	141,5	141,2	141,2	141,2	141,2	1,0	1,0	1,0	1,0
M [kNm]	7,9	1,8	7,3	1,7	7,7	1,8	7,7	1,8	1,0	1,0	1,1	1,1
Q [kN]	15,8	5,4	15,8	5,4	18,0	3,6	18,0	3,6	1,1	0,7	1,1	0,7

Tabelle 5.3 Vergleich Gamma-Verfahren und Stabwerkmodell – Holz-Beton-Verbund-Rippendecke

Die Ergebnisse zeigen bei dieser Konstruktion die beste Übereinstimmung. Die Normalkräfte und Biegemomente sind für jeden Verschiebungsmodul nahezu gleich. Der Vergleich der Teilschnittgrößen wurde auch grafisch dargestellt (Diagramm 5.1, Diagramm 5.2 und Diagramm 5.3) Die Unterschiede in der Querkraft können daran liegen, dass die Schubverbindung bei den beiden Verfahren unterschiedlich modelliert wird. Das Stabwerkmodell ermöglicht eine genaue Berücksichtigung der Kervenanordnung, beliebige Verbundmittelabstufungen können simuliert werden. Im Gegensatz dazu wird im Gamma-Verfahren ein effektiv wirksamer Verbundmittelabstand aus dem minimalen und maximalen Abstand ermittelt. Die punktuelle Verbindung wird dabei durch eine kontinuierliche Verbindung modelliert, die Kervensteifigkeit wird entlang der Trägerlänge „verschmiert“.

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken

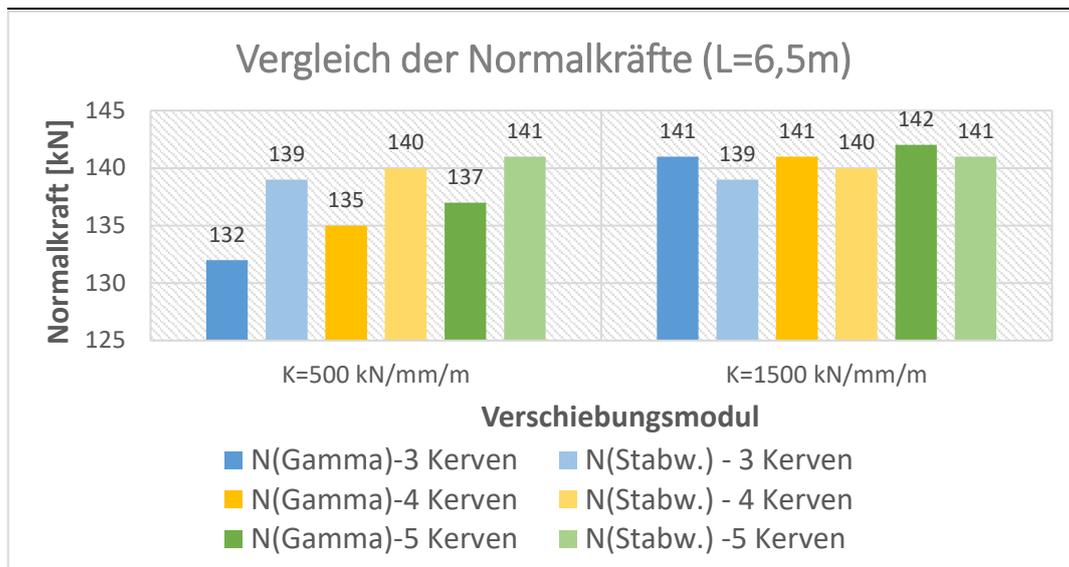


Diagramm 5.1 Vergleich der Normalkräfte – HBV-Rippendecke (L=6,5m)

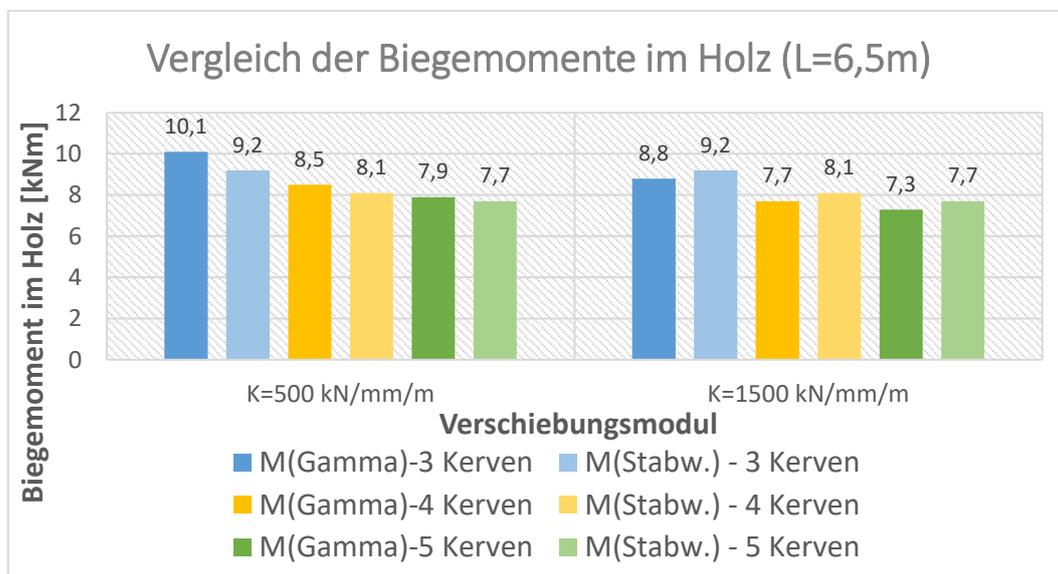


Diagramm 5.2 Vergleich der Biegemomente im Holz – HBV-Rippendecke (L=6,5m)

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken

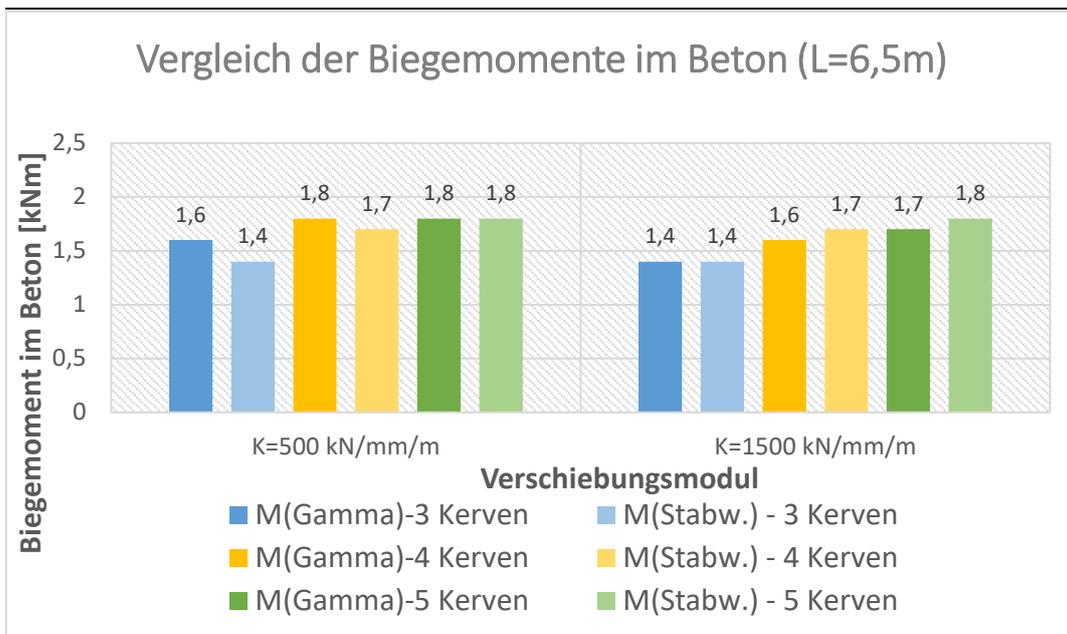


Diagramm 5.3 Vergleich der Biegemomente im Beton – HBV-Rippendecke (L=6,5m)

Für den Verschiebungsmodul wird ein Wert von 1500kN/mm/m empfohlen, weil damit die beste Übereinstimmung der beiden Berechnungsmethoden erreichbar ist. Somit kann für jede Deckenkonstruktion der gleiche Wert für die Kervensteifigkeit eingesetzt werden. Im Folgenden werden deshalb nur die Varianten mit 1500kN/mm/m betrachtet.

5.3.3 Einfluss der Kervenanzahl

Einfluss der Kervenanzahl auf die Querschnittsabmessungen

Für alle möglichen Holzbalkenhöhen wurde die in einem 1m breiten Deckenstreifen notwendigen Holzbreite ermittelt. Um weitere Tendenzen erkennen zu können, wurde auch der zugehörige Mindestholzquerschnitt (pro 1m) berechnet.

Jener Holzbalkenquerschnitt wurde gesucht, mit dem die niedrigste Konstruktionshöhe, der geringste Wert für den Holzquerschnitt (und damit das geringste Materialkosten) erreichbar ist, wobei alle Nachweise erfüllt sind.

Die Flachdecke (Brettstapel-Beton-Verbunddecke) kann theoretisch als eine Rippendecke betrachtet werden, wobei die benötigte Holzbreite in einem 1m breiten Deckenstreifen 1m beträgt. Dieser Grenzfall liefert die minimale Holzdicke, deshalb wurde bei der Suche der Mindesthöhe des Balkens von der Holzdicke der Brettstapel-Beton-Verbunddecke ausgegangen. Die Holzdicken der Brettstapeldecken sind in 2cm-Schritten (8cm, 10cm, 12cm, ...) möglich, die Holzbalkenhöhen bei den Rippendecken zeigen aber 4cm-Schritte (8cm, 12cm, 16cm, ...). Wegen dieser Einschränkungen der

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken

Holzherstellerfirmen war nicht immer möglich denselben Wert als Ausgangsholzdicke zu verwenden. In diesen Fällen wurde von einem um 20mm größeren Wert ausgegangen.

Die Ergebnisse zeigen abhängig von der Spannweite unterschiedliche Tendenzen, deshalb werden die Spannweiten $L=5m$ und $5m < L < 8m$ getrennt ausgewertet.

Spannweite $L=5m$

Das Diagramm 5.4 (S.103) fasst die Ergebnisse der numerischen Untersuchung für $L=5m$ zusammen, wobei für alle möglichen Holzbalkenhöhen und Kerbenanzahlen die Mindestholzbreiten, Mindestholzquerschnitte und die maßgebende Anforderung dargestellt sind. Die folgenden Tendenzen können aus diesen Ergebnissen abgelesen werden:

- Anmerkungen zur Mindestholzbreite
 - Für die gleiche Belastung und Spannweite wurde bei der Brettstapel-Beton-Verbunddecke eine Holzdicke von 100mm empfohlen. Da die Herstellung der Rippendecken nur in 40mm-Schritten möglich ist (80mm, 120mm, ...), wurde eine Holzbalkenhöhe von 120mm als Anfangswert verwendet. Interessantes Ergebnis ist es, dass die 20mm Zunahme in der Balkenhöhe ungefähr 50% Ersparnis in der erforderlichen Holzbreite (und dadurch ungefähr 45% Ersparnis in dem erforderlichen Holzvolumen) mit sich gebracht hat. Wenn also größere Höhe für die Holzdicke zur Verfügung steht, als der für die Brettstapel-Beton-Verbunddecke erforderliche Wert, wird die HBV-Rippendecke empfohlen.
 - Mit der Erhöhung der Holzbalkenhöhe wird immer weniger Holzbreite pro Meter gebraucht, wobei diese Abminderung immer weniger wird.
 - Die Kurven der Mindestholzbreiten konvergieren zu konstanten Werten.
 - Für unterschiedliche Holzbalkenhöhen ergeben sich andere Kerbenanzahlen als optimale Wahl:
 - Bei einer Holzbalkenhöhe von 120mm kann die geringste Holzbreite durch den Einsatz von 3 Kerben erhalten werden.
 - Soll die Holzkonstruktion genau 160mm hoch sein, ist die Variante mit 4 Kerben empfehlenswert.
 - Wenn eine Holzbalkenhöhe größer als 160mm gewünscht wird, kann die geringste Holzbreite durch die Verwendung von 5 Kerben erzielt werden.

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken

- Die Mindestholzdicke ist für diese Spannweite $h_H=120\text{mm}$.
 - Diese Geometrie liefert nicht das Optimum für das erforderliche Mindestholzvolumen.
 - Für die gegebene Belastung ergibt sich bei 3 Kerven 450mm für die erforderliche Holzbreite pro Meter. Das führt bei einem Balkenabstand von 0,5m zu einer Balkenbreite 225mm. Dieser Holzbalken hat Seitenverhältnisse von $b/h \approx 2:1$.
- Anmerkungen zum Mindestholzquerschnitt
 - Für jede Kervenanzahl ergab sich ein Minimum für den Mindestholzquerschnitt.
 - Die Kurve für 3 Kerven weist ein eindeutiges Minimum bei einer Holzbalkenhöhe von 160mm auf.
 - Die Kurve für 4 Kerven zeigt ein eindeutiges Minimum bei einer Holzbalkenhöhe von 160mm, danach zeigt die Kurve einen flacheren Verlauf als die Kurve für 3 Kerven
 - Die Kurve für 5 Kerven zeigt bis einer Holzbalkenhöhe von 200mm einen fallenden Verlauf, danach bleiben die Werte mit guter Näherung konstant. Das bedeutet, dass die weitere Erhöhung der Balkenhöhe ab 200mm keinen Vorteil aufweist.
 - Wird für diese Spannweite der Mindestholzquerschnitt (und dadurch das Mindestholzvolumen und Mindestmaterialkosten) erzielt, wird eine Holzbalkenhöhe von $h_H=160\text{mm}$ mit 4 Kerven empfohlen ($A_{\min}=3,98\text{dm}^2/\text{m}$).

Spannweite L=6-8m

Das Diagramm 5.5 (S. 104), Diagramm 5.6 (S. 105) und Diagramm 5.7 (S. 106) fassen die Ergebnisse für die Spannweiten von 6m, 7m und 8m zusammen. Die in einem 1m breiten Deckenstreifen erforderlichen Mindestholzbreiten, Mindestquerschnitte und die maßgebende Anforderung sind für alle möglichen Holzbalkenhöhe und Kervenanzahlen dargestellt. Die folgenden Tendenzen können aus diesen Ergebnissen abgelesen werden:

- Anmerkungen zur Mindestholzbreite
 - Auch bei diesen Spannweiten zeigen die Kurven einen fallenden Verlauf und konvergieren zu konstanten Werten.

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken

- Die Kurven der unterschiedlichen Kervenanzahlen liegen weiter voneinander als bei der Spannweite von $L=5\text{m}$. Das bedeutet, dass bei diesen Spannweiten die Wahl der Kervenanzahl größeren Einfluss auf die erforderliche Holzbreite hat.
- Bei der Spannweite $L=6\text{m}$ beträgt die Mindestholzdicke $h_H=160\text{mm}$.
 - Für die Brettstapel-Beton-Verbunddecke wurde eine Holzdicke von 140mm empfohlen. Da für Rippendecken nur in 40mm -Schritten (80mm , 120mm , 160mm , ...) Holzdicken möglich sind, wurde 160mm als Ausgangswert verwendet. In diesem Fall hat die 20mm Erhöhung in der Holzbalkenhöhe wieder zu ungefähr 50% Ersparnis in der erforderlichen Holzbalkenbreite geführt.
 - Mit dieser Geometrie kann die geringste Holzdicke erreicht werden, der niedrigste Wert für den Holzquerschnitt wird sich jedoch nicht bei dieser Holzbalkenhöhe ergeben.
- Bei der Spannweite $L=7\text{m}$ beträgt $h_H=200\text{mm}$ die Mindestholzdicke.
 - Die erforderliche Holzdicke der Brettstapel-Beton-Verbunddecke beträgt 180mm . Mit Rippendecke ist eine Holzbalkenhöhe von 200mm möglich und diese (um 20mm höhere) Variante führt auch bei dieser Spannweite zu erheblicher Ersparnis in der Mindestholzbreite und in dem Mindestholzquerschnitt.
- Bei der Spannweite $L=8\text{m}$ ergibt sich $h_H=240\text{mm}$ als Mindestholzdicke.
 - Die zu dieser Spannweite gehörende Brettstapel-Beton-Verbunddecke beträgt eine Holzdicke von 220mm .
 - Um die Tendenz der Kurven zu zeigen, wurden für diese Spannweite auch die zur Holzbalkenhöhe von 200mm gehörenden Mindestholzbreiten dargestellt. Mit 3 Kerven kann keine entsprechende Geometrie zu dieser Höhe gefunden werden, die Varianten mit 4 oder 5 Kerven sind mit der fast 1m großen Mindestholzbreite pro Meter näher zu einer Flachdecke.
- Anmerkungen zur Mindestholzquerschnitt
 - Für jede Kervenanzahl ergab sich auch bei diesen Spannweiten ein Minimum für den Mindestholzquerschnitt.

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken

- Die Kurven der Mindestholzquerschnitte zeigen einen fallenden Verlauf bis zum Erreichen des minimalen Wertes, danach konvergieren sie zu konstanten Werten. Das bedeutet, dass die Erhöhung der Holzbalkenhöhe nach einer bestimmten Höhe nicht mehr zur Ersparnis des Holzvolumens führt.
- Wird für diese Spannweiten der Mindestholzquerschnitt (und dadurch das Mindestholzvolumen und Mindestmaterialkosten) erzielt, werden die folgenden Werten empfohlen:
 - L=6m: mit einer Holzbalkenhöhe von 240mm und mit 5 Kerven kann der geringste Holzquerschnitt erreicht werden ($A_{\min}=4,44\text{dm}^2/\text{m}$)
 - L=7m: die Variante mit einer Holzbalkenhöhe von 280mm und mit 5 Kerven führt zum geringsten Wert für den Mindestholzquerschnitt ($A_{\min}=5,88\text{dm}^2/\text{m}$)
 - L=8m: mit einer Holzbalkenhöhe von 320mm und mit 5 Kerven kann der geringste Wert für den Mindestholzquerschnitt realisiert werden ($A_{\min}=8,00\text{dm}^2/\text{m}$)
- Für die Spannweiten $5\text{m}<L<8\text{m}$ wird in jedem Fall der Einsatz von 5 Kerven pro Trägerhälfte empfohlen.

Einfluss der Kervenanzahl auf die Versagensart

Wo die Kerbe die maßgebende Anforderung ist, kann die Konstruktion durch die Verstärkung oder Erweiterung der Kerbe optimiert werden. Wo ein anderer Nachweis die entscheidende Rolle spielt, würde die Erhöhung der Kervenanzahl oder die Verstärkung der Kerbe zu keiner Optimierung führen.

Spannweite L=5m

Das Diagramm 5.4 (S.103) zeigt für jede Kervenanzahl und Holzbalkenhöhe, welcher Nachweis maßgebend bei der Berechnung war. Bei dieser Spannweite haben die folgenden Nachweise eine entscheidende Rolle gespielt:

- Nachweis der Betonspannung (Beton unten, GZT)
- Nachweis der Kerbe (Abscheren Vorholz, GZT)
- Nachweis der Holzspannung (Schubspannung, GZT)

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken

Wenn das Abscheren des Vorholzes (Nachweis der Kerve) maßgebend ist, kann eine Querschnittsoptimierung sowohl durch die Erhöhung der Kerventiefe als auch durch die Wahl einer höheren Lamellenfestigkeit erzielt werden.

Bei der geringsten Holzbalkenhöhe (120mm) war unabhängig von der Kervenanzahl immer der Nachweis der Betonspannung (unten) maßgebend. Im Bereich der Kerve ergibt sich für diese Geometrie eine Holzdicke von 100mm (120mm-20mm) und eine Betondicke von 100mm (80mm+20mm). Diese Dickenverhältnisse der beiden Teilkomponenten führen dazu, dass die Zugspannung im unteren Rand des Betons maßgebend wird. Da die Betonspannung die entscheidende Rolle spielt, kann diese Geometrie durch die Erweiterung oder Verstärkung der Kerven nicht optimiert werden.

Werden nur 3 Kerven für diese Spannweite eingesetzt, wird ab einer Holzbalkenhöhe von 160mm in jedem Fall der Nachweis der Kerve (Abscheren Vorholz) die entscheidende Rolle spielen. Das bedeutet, dass die Geometrie des Holzbalkens durch die Verstärkung oder Erweiterung der Kerven optimiert werden könnte.

Bei 4 Kerven spielt der Nachweis der Kerve ab einer Holzbalkenhöhe von 360mm entscheidende Rolle, bis zu dieser Höhe ist entweder der Nachweis der Betonspannung (für $h=120\text{mm}$) oder der Nachweis der Holzspannung (für $h=160\text{mm}$ bis 320mm) maßgebend. Die Querschnittsoptimierung kann bis zu der Holzbalkenhöhe $h=320\text{mm}$ durch die Verbesserung der entsprechenden Materialeigenschaften erreicht werden, ab der Holzbalkenhöhe von $h=360\text{mm}$ sollte die Kerve verstärkt oder erweitert werden.

Werden 5 Kerven für diese Spannweite eingesetzt, wird der Nachweis der Kerve nie maßgebend, die Erweiterung oder Verstärkung der Kerven würde also keine Optimierungsmöglichkeit mit sich bringen. Bei den Holzbalkenhöhen von 120mm und 160mm spielt der Nachweis der Betonspannung (unten) die wichtigste Rolle und ab einer Holzbalkenhöhe von 200mm wird der Nachweis der Holzspannung (Schubspannung) entscheidend. Wäre eine Querschnittsoptimierung in diesem Fall gewünscht, sollten die Materialeigenschaften vom Beton oder vom Holz verbessert werden.

Auffallend ist, dass die Verläufe der Kurven für 4 und 5 Kerven (Diagramm 5.4) sowohl für die Mindestholzbreite als auch für den Mindestholzquerschnitt die gleichen Werte zwischen 200mm und 320mm liefern. Es liegt daran, dass der gleiche Nachweis in diesen Fällen maßgebend war und dieser Nachweis nicht der Nachweis der Kerve war.

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken

Von den vielen möglichen Geometrien ergibt die Variante mit einer Holzbalkenhöhe von 160mm und mit 4 Kerven den minimalen Holzquerschnitt pro Meter. Um diesen minimalen Wert optimieren zu können, sollten die Holzeigenschaften verbessert werden, weil die maßgebende Anforderung der Nachweis der Holzspannung ist. Bei der Spannweite $L=5\text{m}$ ist deshalb keine Querschnittoptimierung durch die Verstärkung oder Erweiterung der Kerven möglich.

Spannweite $L=6\text{m}$

Für jede Kervenanzahl und Holzbalkenhöhe zeigt das Diagramm 5.5 (S.104), welcher Nachweis maßgebend bei der Berechnung war. Bei dieser Spannweite waren die folgenden Nachweise entscheidend:

- Nachweis der Kerne (Abscheren Vorholz, GZT)
- Nachweis der Holzspannung (Schubspannung, GZT)
- Nachweis der Schwingung (Beschleunigungskriterium, GZG)

Bei der geringsten Holzbalkenhöhe (160mm) war immer der Nachweis der Schwingung (Beschleunigungskriterium) maßgebend. Dieser Nachweis ist unabhängig von der Kerne, deshalb kann diese Geometrie durch die Erweiterung oder Verstärkung der Kerven nicht optimiert werden. Zur Optimierung sollte der Aufbau der Konstruktion verändert werden.

Ab einer Holzbalkenhöhe von 200mm wird sowohl bei der Variante mit 3 Kerven als auch bei der Variante mit 4 Kerven der Nachweis der Kerne (Abscheren Vorholz) entscheidend. Das bedeutet, wenn jeder Parameter in der Berechnung gleichbleiben würde, nur die Kerntiefe erhöht werden könnte, wäre die Optimierung der Querschnitte möglich. Die andere Möglichkeit zur Optimierung wäre die Wahl einer höheren Lamellenfestigkeit.

Bei der Variante mit 5 Kerven wird bis zu einer Höhe von 320mm entweder das Beschleunigungskriterium ($h=160\text{mm}$ und 200mm) oder der Nachweis der Holzspannung ($h=240\text{mm}$ bis 320mm) maßgebend. Bei den größeren Holzbalkenhöhen wird in jedem Fall der Nachweis der Kerne entscheidend. Die Verstärkung der Kerven würde deshalb ab einer Balkenhöhe von 320mm zur Optimierung des Holzquerschnittes führen.

Durch die Wahl der Variante mit einer Holzbalkenhöhe von 240mm und mit 5 Kerven kann der minimale Holzquerschnitt pro Meter erhalten werden. Um diesen minimalen Wert optimieren zu können, sollten die Holzeigenschaften verbessert werden, weil, wie

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken

bei $L=5\text{m}$, auch bei dieser Spannweite der Nachweis der Holzspannung maßgebend ist. Deshalb ist auch bei der Spannweite $L=6\text{m}$ keine Querschnittoptimierung durch die Verstärkung oder Erweiterung der Kerfen möglich.

Spannweite $L=7\text{-}8\text{m}$

Das Diagramm 5.6 (S. 105, für $L=7\text{m}$) und das Diagramm 5.7 (S. 106, für $L=8\text{m}$) zeigen für jede Kerfenanzahl und Holzbalkenhöhe, welcher Nachweis bei der Berechnung die entscheidende Rolle gespielt hat. Bei diesen Spannweiten waren die folgenden Nachweise maßgebend:

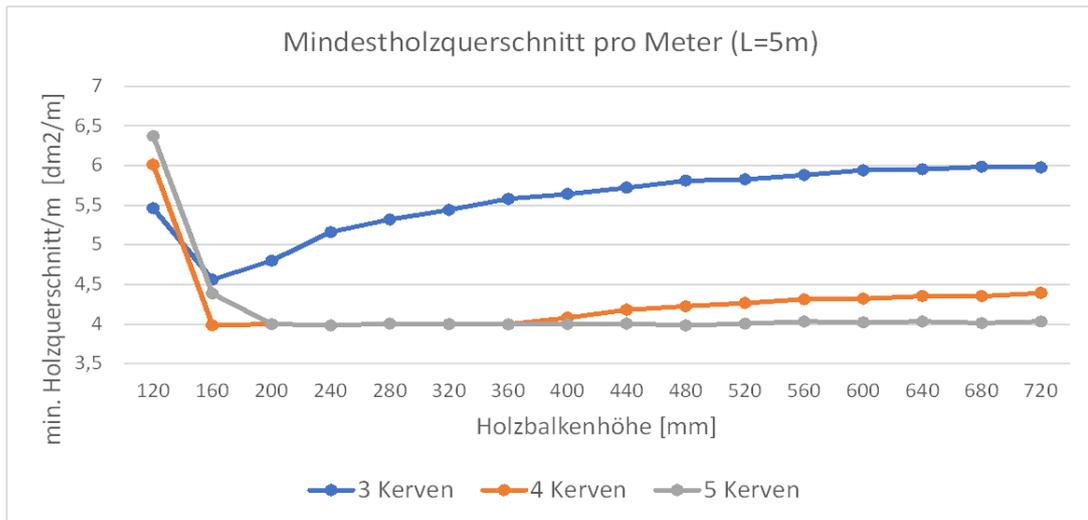
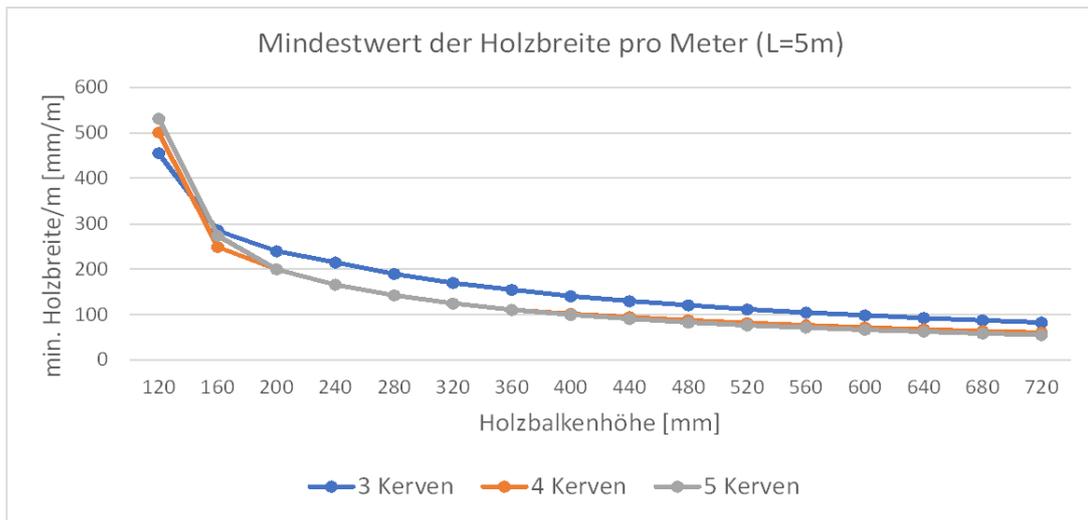
- Nachweis der Kerfe (Abscheren Vorholz, GZT)
- Nachweis der Schwingung (Beschleunigungskriterium, GZG)

Um die Tendenz der Kurven (Mindestholzbreite, Mindestholzquerschnitt) zu zeigen, wurden bei der Spannweite $L=8\text{m}$ auch die zur Holzbalkenhöhe von 200mm gehörenden Werte dargestellt. Die Varianten mit 4 oder 5 Kerfen sind mit der fast 1m großen Mindestholzbreite pro Meter näher zu einer Flachdecke, deshalb werden diese Geometrien nicht berücksichtigt. Die geringste Holzbalkenhöhe beträgt deshalb bei einer Spannweite von $L=8\text{m}$ $h=240\text{mm}$ und bei $L=7\text{m}$ $h=200\text{mm}$.

Die Tendenzen sind bei diesen zwei Spannweiten ähnlich, deshalb werden diese Ergebnisse gemeinsam ausgewertet. Bei den niedrigen Holzbalkenhöhen war das der Nachweis der Schwingung maßgebend und ab der zweiten oder der dritten möglichen Holzbalkenhöhe hat in jedem Fall der Nachweis der Kerfe eine entscheidende Rolle gespielt. In diesen Fällen ist eine Querschnittoptimierung durch die Verstärkung oder Erweiterung der Kerfen möglich.

Bei der Spannweite $L=7\text{m}$ ergibt sich das Minimum für den erforderlichen Holzquerschnitt durch die Wahl der Variante mit einer Holzbalkenhöhe von 280mm und mit 5 Kerfen, bei der Spannweite $L=8\text{m}$ führt die Variante mit einer Holzbalkenhöhe von 320mm und mit 5 Kerfen zu dem niedrigsten Wert für den Holzquerschnitt. Bei diesen Geometrien, mit denen der Mindestholzquerschnitt erreichbar ist, war der Nachweis der Kerfe maßgebend. Das bedeutet, dass für die Spannweiten $L=7\text{m}$ und $L=8\text{m}$ der Holzquerschnitt durch die Verstärkung oder Erweiterung der Kerfen optimiert werden kann.

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken



Maßgebende Anforderung

L=5m	Holzhöhe [mm]															
	120	160	200	240	280	320	360	400	440	480	520	560	600	640	680	720
3 Kerven																
4 Kerven																
5 Kerven																

- Nachweis Betonspannung (unten, GZT)
- Nachweis Kerne (Abscheren Vorholz, GZT)
- Nachweis Holzspannung (Schubspannung, GZT)

Geometrie
 Betondicke: d=80 mm
 Aufbau: d=100 mm
Belastung
 Nutzlast: q=2,8 kN/m²
 Aufbaulast: g_A=1,55 kN/m²
 Brand: R30

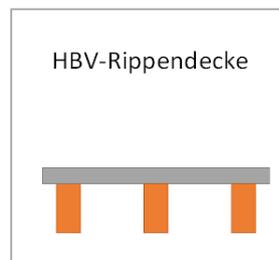
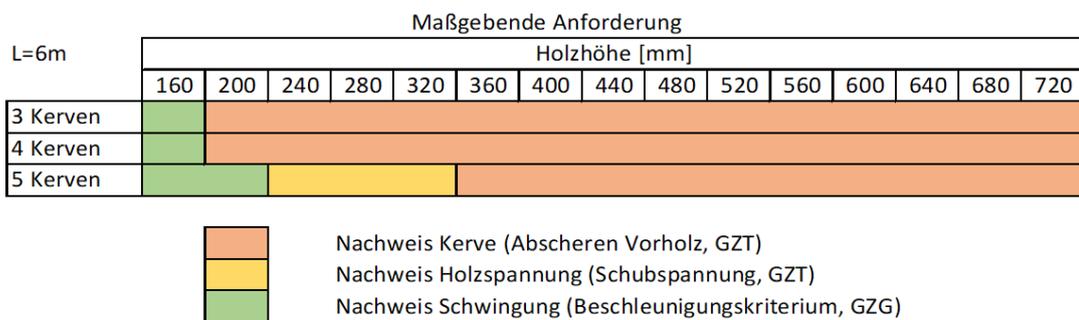
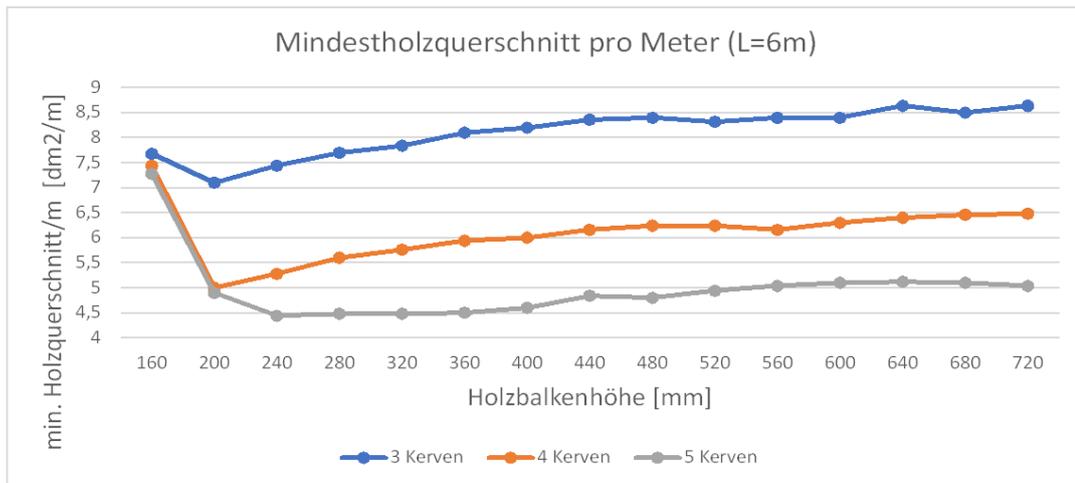
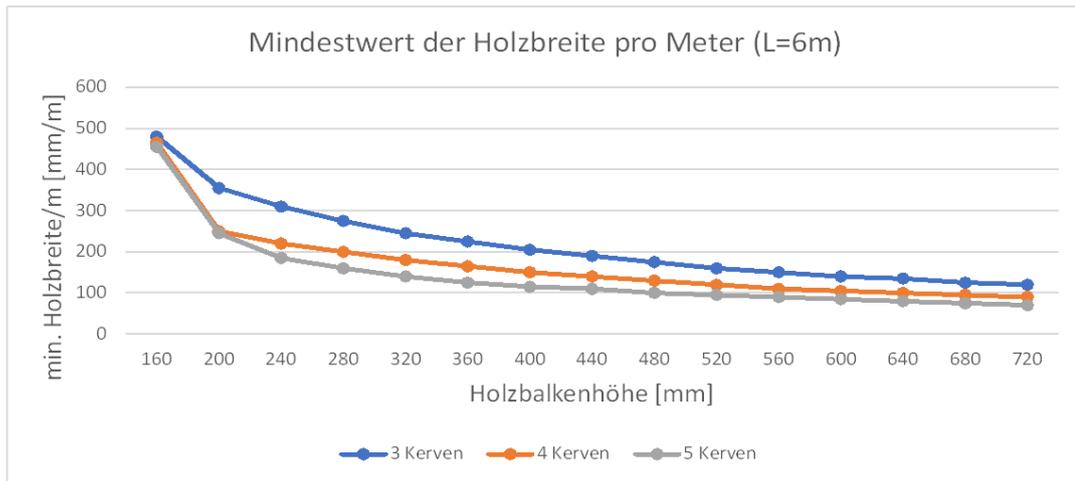


Diagramm 5.4 Mindestholzbreite, Mindestholzquerschnitt, Versagensarten (HBV-Rippendecke, L=5m)

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken



Geometrie
 Betondicke: $d=80$ mm
 Aufbau: $d=100$ mm
Belastung
 Nutzlast: $q=2,8$ kN/m²
 Aufbauast: $g_A=1,55$ kN/m²
 Brand: R30

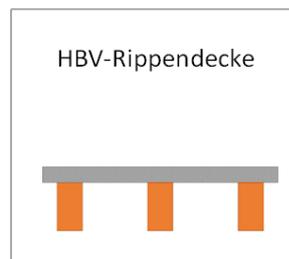
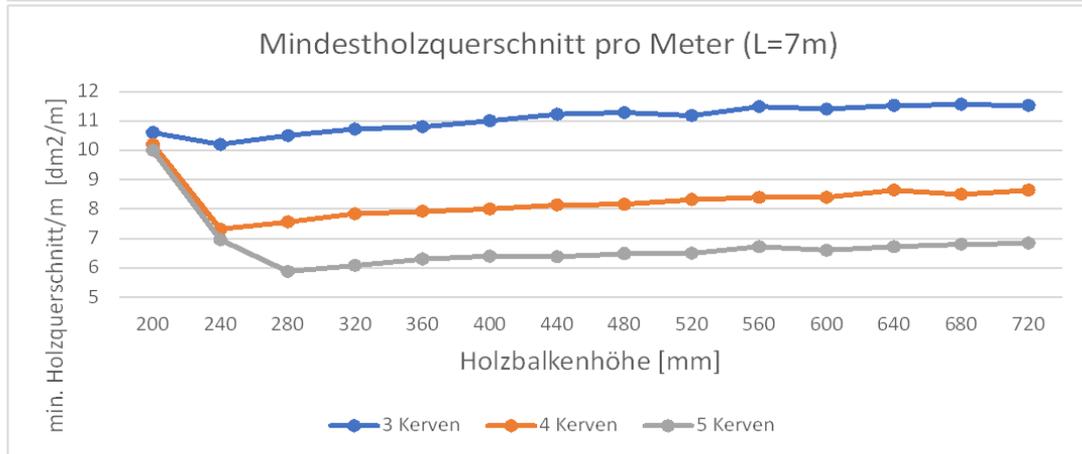
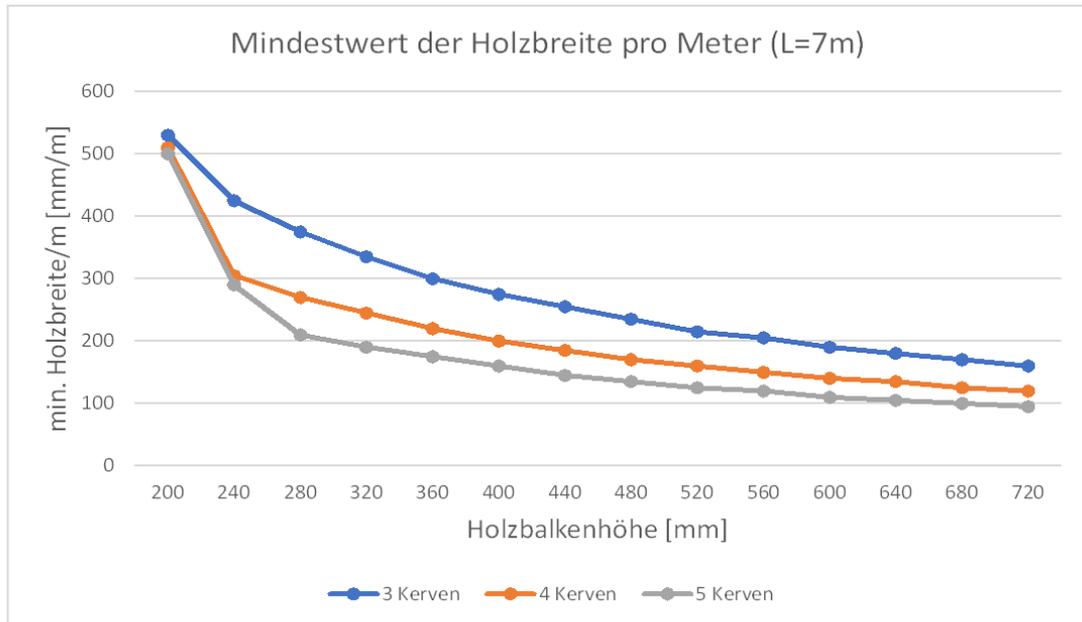


Diagramm 5.5 Mindestholzbreite, Mindestholzquerschnitt, Versagensarten (HBV-Rippendecke, L=6m)

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken



Maßgebende Anforderung

L=7m	Holzbalkenhöhe [mm]														
	200	240	280	320	360	400	440	480	520	560	600	640	680	720	
3 Kerven															
4 Kerven															
5 Kerven															



Nachweis Kerne (Abscheren Vorholz, GZT)

Nachweis Schwingung (Beschleunigungskriterium, GZG)

Geometrie
 Betondicke: $d=80$ mm
 Aufbau: $d=100$ mm
Belastung
 Nutzlast: $q=2,8$ kN/m²
 Aufbaulast: $g_A=1,55$ kN/m²
 Brand: R30

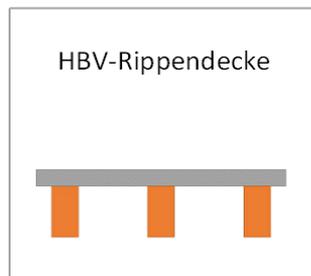
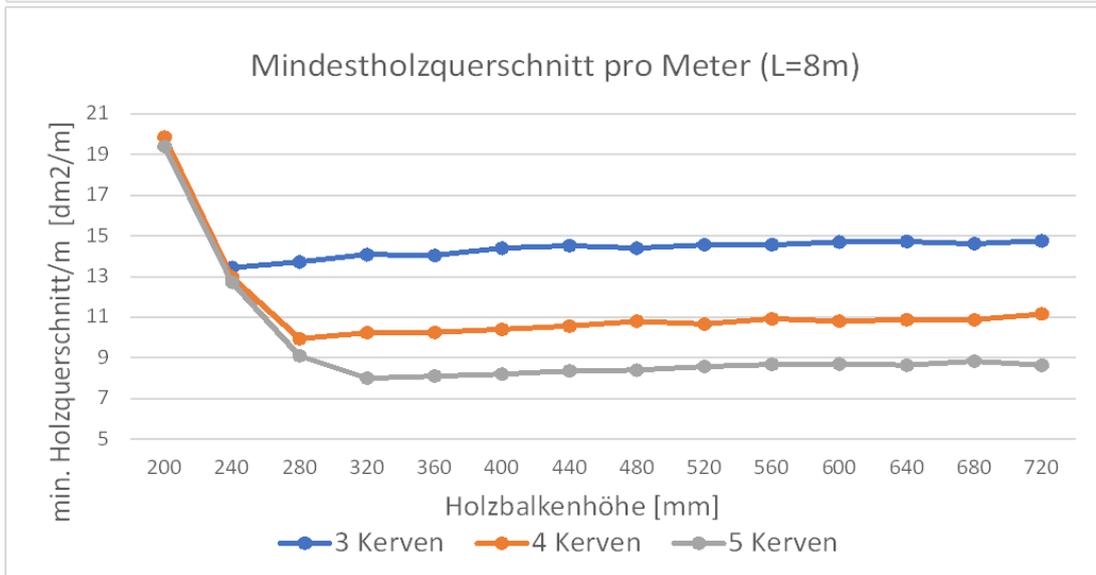
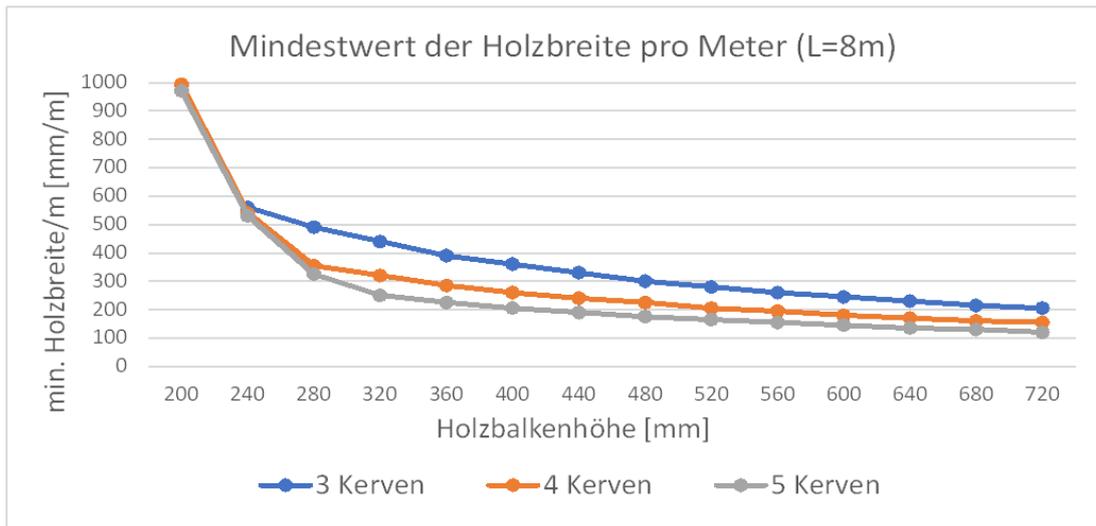


Diagramm 5.6 Mindestholzbreite, Mindestholzquerschnitt, Versagensarten (HBV-Rippendecke, L=7m)

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken



Maßgebende Anforderung

L=8m	Holzbalkenhöhe [mm]														
	200	240	280	320	360	400	440	480	520	560	600	640	680	720	
3 Kerven	-	Nachweis Kerne (Abscheren Vorholz, GZT)													
4 Kerven	Nachweis Schwingung (Beschleunigungskriterium, GZG)		Nachweis Kerne (Abscheren Vorholz, GZT)												
5 Kerven	Nachweis Schwingung (Beschleunigungskriterium, GZG)			Nachweis Kerne (Abscheren Vorholz, GZT)											



Nachweis Kerne (Abscheren Vorholz, GZT)

Nachweis Schwingung (Beschleunigungskriterium, GZG)

Geometrie

Betondicke: $d=80$ mm

Aufbau: $d=100$ mm

Belastung

Nutzlast: $q=2,8$ kN/m²

Aufbaulast: $g_A=1,55$ kN/m²

Brand: R30

HBV-Rippendecke

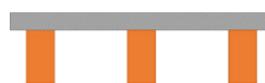


Diagramm 5.7 Mindestholzbreite, Mindestholzquerschnitt, Versagensarten (HBV-Rippendecke, L=8m)

5.3.4 Empfehlungen für die Querschnittsabmessungen

Bei den Flachdecken (Brettstapel-Beton-Verbunddecke, Brettspertholz-Beton-Verbunddecke) ergibt sich für die gleiche Geometrie (mit dem geringsten möglichen Wert für die Holzdicke) die Mindestholzdicke, der Mindestholzquerschnitt, das Mindestholzvolumen, das Mindestholzgewicht und Mindestmaterialkosten. Bei der HBV-Rippendecke ergeben sich zwei unterschiedliche Geometrien, die bei einem oder bei mehreren Kriterien empfohlen sind. Die Geometrie, mit der die geringste Holzbalkenhöhe erreichbar ist, liefert nicht den Mindestholzquerschnitt (und dadurch das Mindestholzvolumen, Mindestholzgewicht und Mindestmaterialkosten). Deshalb werden die Empfehlungen bei der HBV-Rippendecke für die Mindestholzdicke und für die anderen Kriterien getrennt formuliert.

Wenn eine HBV-Rippendecke mit der geringsten Mindestholzbalkenhöhe (h_{\min}) gesucht ist, werden die folgenden Werte empfohlen:

- Für die Spannweite $L=5\text{m}$:
 - Holzbalkenhöhe: $h_{\min}=120\text{mm}$
 - Mindestholzbreite /m: $b_{\min}=455\text{mm/m}$
 - Kerbenanzahl (pro Trägerhälfte): $n=3$
- Für die Spannweite $L=6\text{m}$:
 - Holzbalkenhöhe: $h_{\min}=160\text{mm}$
 - Mindestholzbreite /m: $b_{\min}=455\text{mm/m}$
 - Kerbenanzahl (pro Trägerhälfte): $n=5$
- Für die Spannweite $L=7\text{m}$:
 - Holzbalkenhöhe: $h_{\min}=200\text{mm}$
 - Mindestholzbreite /m: $b_{\min}=500\text{mm/m}$
 - Kerbenanzahl (pro Trägerhälfte): $n=5$
- Für die Spannweite $L=8\text{m}$:
 - Holzbalkenhöhe: $h_{\min}=240\text{mm}$
 - Mindestholzbreite /m: $b_{\min}=530\text{mm/m}$
 - Kerbenanzahl (pro Trägerhälfte): $n=5$

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken

Wenn eine Geometrie mit dem Mindestholzquerschnitt (A_{\min}), Mindestholzvolumen, Mindestholzgewicht und Mindestmaterialkosten für die HBV-Rippendecke gesucht wird, sind die folgenden Geometrien zu verwenden:

- Für die Spannweite $L=5\text{m}$:
 - Holzbalkenhöhe: $h_{\min,A}=160\text{mm}$
 - Mindestholzbreite /m: $b_{\min}=249\text{mm/m}$
 - Mindestholzquerschnitt/m: $A_{\min}=3,98\text{dm}^2/\text{m}$
 - Kervenanzahl (pro Trägerhälfte): $n=4$
- Für die Spannweite $L=6\text{m}$:
 - Holzbalkenhöhe: $h_{\min,A}=240\text{mm}$
 - Mindestholzbreite /m: $b_{\min}=185\text{mm/m}$
 - Mindestholzquerschnitt/m: $A_{\min}=4,44\text{dm}^2/\text{m}$
 - Kervenanzahl (pro Trägerhälfte): $n=5$
- Für die Spannweite $L=7\text{m}$:
 - Holzbalkenhöhe: $h_{\min,A}=280\text{mm}$
 - Mindestholzbreite /m: $b_{\min}=210\text{mm/m}$
 - Mindestholzquerschnitt/m: $A_{\min}=5,88\text{dm}^2/\text{m}$
 - Kervenanzahl (pro Trägerhälfte): $n=5$
- Für die Spannweite $L=8\text{m}$:
 - Holzbalkenhöhe: $h_{\min,A}=320\text{mm}$
 - Mindestholzbreite /m: $b_{\min}=250\text{mm/m}$
 - Mindestholzquerschnitt/m: $A_{\min}=8,00\text{dm}^2/\text{m}$
 - Kervenanzahl (pro Trägerhälfte): $n=5$

Aus den empfohlenen Geometrien lässt sich ablesen, dass zwischen der Mindestholzbalkenhöhe und der für den Mindestholzquerschnitt notwendigen Holzbalkenhöhe höchstens 8cm Unterschied ist. Das bedeutet, dass die Mindestkonstruktionshöhe nur um 8cm erhöht werden muss, um das Optimum für den Mindestholzvolumen, Mindestholzquerschnitt, Mindestdeckengewicht und Mindestmaterialkosten zu erreichen.

Bei dem Vergleich der Deckenkonstruktionen (Kapitel 6) werden die oben angegebenen Querschnittswerte verwendet.

5. Numerische Untersuchung von HBV-Rippendecken

Die Empfehlungen für die HBV-Rippendecke können auch im Hinblick auf die für den Holzbalken vorhandene Höhe ($h_{\text{vorh.}}$) formuliert werden:

- $h_{\text{vorh}} < h_{\text{min}}$
 - Wenn die vorhandene Höhe für den Holzbalken weniger als die Mindestholzbalkenhöhe ist, kann eine HBV-Rippendecke nicht eingesetzt werden.
- $h_{\text{vorh}} = h_{\text{min}}$
 - Wenn die vorhandene Höhe für den Holzbalken genau so groß wie die Mindestholzbalkenhöhe ist, kann eine Rippendecke eingesetzt werden und die Holzbalkenhöhe beträgt in diesem Fall die Mindestholzbalkenhöhe.
- $h_{\text{min}} < h_{\text{vorh}} < h_{\text{min.A}}$
 - Wenn die vorhandene Höhe für den Holzbalken zwischen der Mindestholzdicke und der für den Mindestholzquerschnitt erforderlichen Balkenhöhe liegt, soll der möglichst größte Wert gewählt werden. Dadurch kann in diesem Holzdickenbereich erhebliche Ersparnis im Holzquerschnitt erreicht werden.
- $h_{\text{vorh}} \geq h_{\text{min.A}}$
 - Wenn mindestens so große Höhe für den Holzbalken zur Verfügung steht, wie groß die für den Mindestholzquerschnitt erforderliche Holzbalkenhöhe ist, wird jene Variante empfohlen, welche zum minimalen Wert für den Holzquerschnitt führt. Die Holzbalkenhöhe soll deshalb $h = h_{\text{min.A}}$ gewählt werden.
 - Ab der für den Mindestholzquerschnitt erforderlichen Holzbalkenhöhe bringt die weitere Erhöhung der Holzbalkenhöhe keinen Vorteil mit sich.

6 Vergleich der Deckenkonstruktionen

Nachdem die 3 unterschiedlichen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen berechnet und ausgewertet waren, wurden die empfohlenen Querschnitte für jede Konstruktion und Spannweite angegeben (siehe Kapitel 3.4.4, 4.3.4, 5.3.4). Im Zuge des Vergleichs der Deckenkonstruktionen werden diese Querschnitte verwendet.

Im ersten Schritt werden im Hinblick auf die Ressourceneffizienz und Querschnittoptimierung die Gesamthöhen, Deckenvolumen und Deckengewichte ermittelt und verglichen. Schließlich erfolgt eine wirtschaftliche Betrachtung, wobei die Materialkosten der Deckenkonstruktionen berechnet und verglichen werden.

6.1 Querschnittsoptimierung

6.1.1 Vergleich Gesamthöhen

Da die Betondicke ($d=80$ mm) und die Aufbauschicht ($d=100$ mm) im Rahmen der numerischen Untersuchung konstant gehalten waren, werden sie im Vergleich der Gesamthöhen nicht berücksichtigt. Das Diagramm 6.1 zeigt deshalb den Vergleich der Mindestholzdicken in Abhängigkeit von der Spannweite. Für jede Deckenkonstruktion wird die geringste Holzdicke dargestellt, mit der alle Nachweise (Grenzzustand der Tragfähigkeit, Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Brandfall) erfüllt sind.

Die Verwendung von Brettstapel-Beton-Verbunddecke ermöglicht die geringste Mindestholzdicke, aber für den Einsatz von HBV-Rippendecke ist auch nur um 20mm größere Holzdicke erforderlich. Der Verlauf für die Brettspertholz-Beton-Verbunddecke zeigt keine Linearität, weil die Auswahl der Holzdicken durch die von den Herstellerfirmen definierten Schichtenaufbauten eingeschränkt ist.

Wird bei der Planung einer Holz-Beton-Verbunddecke nur dieses einziges Optimierungskriterium (geringste Gesamthöhe) erzielt, ist die Brettstapel-Beton-Verbunddecke zu empfehlen.

6. Vergleich der Deckenkonstruktionen

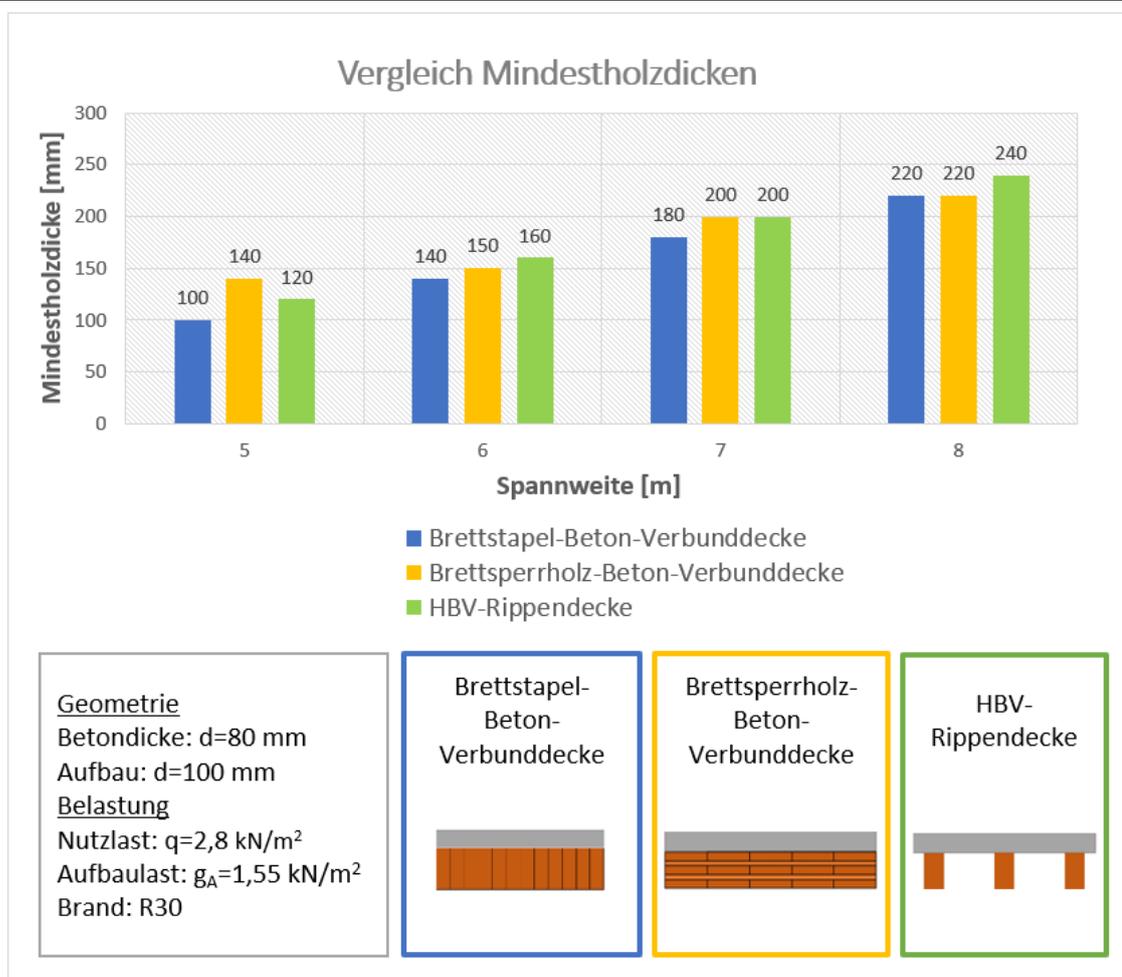


Diagramm 6.1 Vergleich Mindestholzdicken

6.1.2 Vergleich Mindestholzvolumen

Die Betondicke beträgt in jedem Fall 8 cm, dadurch ergibt sich für das Betonvolumen immer der gleiche Wert. Deshalb wird im Zuge des Vergleichs der Deckenvolumen nur das Holzvolumen in Rechnung gestellt.

Bei der ressourceneffizienten Planung von Holz-Beton-Verbunddecken spielt der Vergleich des Holzvolumens eine wichtige Rolle. Das Diagramm 6.2 zeigt für jede berechnete Deckenkonstruktion, wie viel Holz pro 1 m² Decke mindestens benötigt wird. Die ermittelten Werte für das Holzvolumen sind in Abhängigkeit von der Spannweite dargestellt. Im Hinblick auf die Ressourceneffizienz ist die HBV-Rippendecke die beste Wahl. Für die Herstellung der Flachdecken ist mindestens 2-mal so viel Holz nötig, als für die Herstellung von HBV-Rippendecke.

6. Vergleich der Deckenkonstruktionen

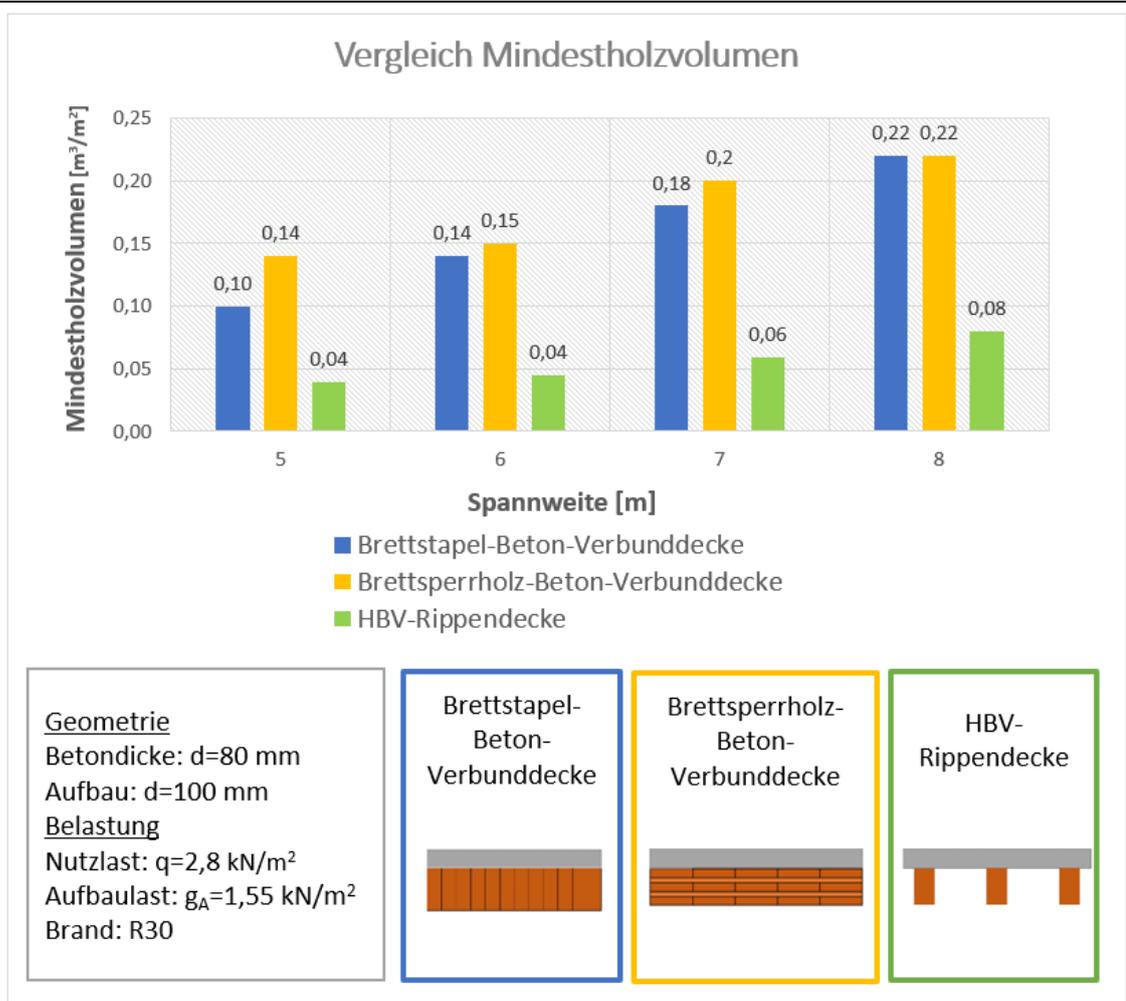


Diagramm 6.2 Vergleich Mindestholzvolumen

Wenn die Gesamthöhe keine wichtige Rolle spielt und eine ressourceneffiziente Planung erzielt wird, ist die HBV-Rippendecke zu empfehlen.

6.1.3 Vergleich Deckengewicht

Der Deckengewicht kann bei der Planung ein entscheidendes Kriterium sein, wenn es sich zum Beispiel um den Zubau zum Bestandsgebäude handelt. Deshalb werden die berechneten Deckenkonstruktionen auch im Hinblick auf den Deckengewicht verglichen.

Sowohl das konstant bleibende Betongewicht, als auch das Holzgewicht, das bei jeder Deckenkonstruktion unterschiedlich ist, wurden im Rahmen des Vergleiches berücksichtigt.

Das Diagramm 6.3 (Vergleich Deckengewicht pro 1 m² Decke) zeigt eine ähnliche Tendenz, wie der Vergleich der Holzvolumen. Es ergibt sich daraus, dass die unterschiedlichen Holzkonstruktionen annähernd gleiche Rohdichten und ganz unterschiedliche Volumen besitzen. Jedoch die HBV-Rippendecke die geringsten Werte

6. Vergleich der Deckenkonstruktionen

für den Gewicht aufweist, sind die Unterschiede zwischen den unterschiedlichen Deckenkonstruktionen nicht bedeutend groß. Es liegt daran, dass der Beton eine ungefähr 7-mal größere Rohdichte als das Holz besitzt.

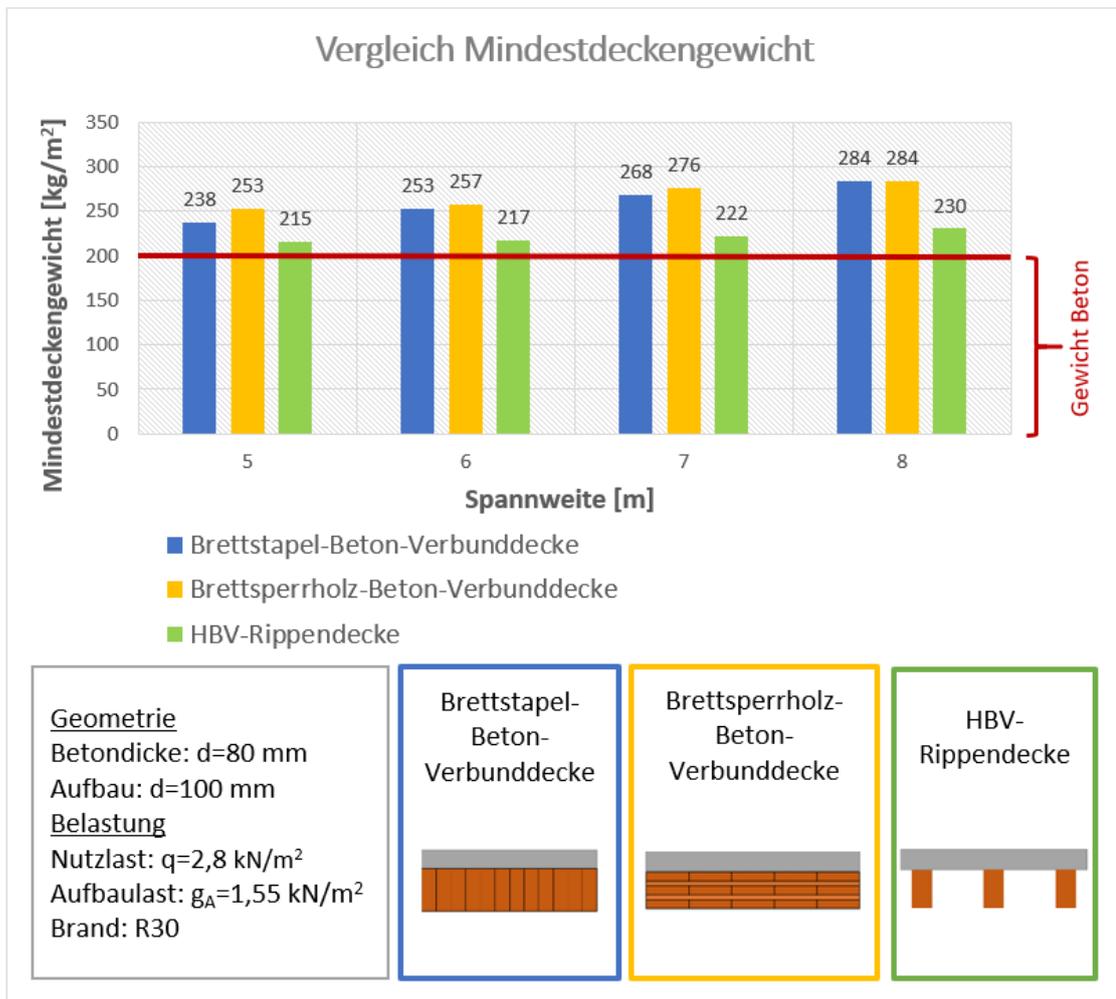


Diagramm 6.3 Vergleich Mindestdeckengewicht

Im Fall der Erzielung eines möglichst geringen Deckengewichts ist die HBV-Rippendecke die empfohlene Holz-Beton-Verbundkonstruktion.

6.2 Wirtschaftliche Betrachtung

6.2.1 Materialkosten

Hölzl [35] hat Angebote von führenden Herstellern (im Jahr 2014) eingeholt, damit die Materialkosten von den unterschiedlichen Holzwerkstoffen und Beton abzuschätzen sind. Die von ihm angegebenen durchschnittlichen Materialkosten werden in dieser Arbeit verwendet.

Beton

Lieferbeton C25/30 XC1 mit einem normalen Fahrmischer wurde gewählt. Laut Empfehlung von Mitarbeitern ausführenden Unternehmen kann für diesen Fall ein Wert von 80 €/m³ eingesetzt werden. Bei der Materialkostenrecherche von Hölzl [35] wurden fünf Herstellerfirmen beachtet, der durchschnittliche Wert liegt bei 84 €/m³, dieser Wert wird in dieser Arbeit verwendet.

Brettstapelement

Für ein Brettstapelement mit l/h=600/16cm, GL24h, Sichtqualität, mit Elementverbindung und mit beidseitig drei Kerven wurden Angebote von vier Unternehmen in der Arbeit von Hölzl [35] eingeholt. Die durchschnittlichen Kosten betragen 523 €/m³.

Brettsperrholz

Für ein Brettsperrholzelement mit l/h=600/23cm, C24, Sichtqualität, mit Elementverbindung wurde im Mittel ein Wert von 510 €/m³ angegeben. In diesem Preis ist die Herstellung der Kerven nicht inkludiert. Die meisten Herstellerfirmen geben keinen direkten Preis, sondern prozentuale Zuschläge für die Kervenherstellung an. Laut der Arbeit von Hölzl [35] liegt dieser Zuschlag bei Brettstapelementen ungefähr bei 15%. Um Zusatzkosten für die Kervenherstellung zu berücksichtigen, wurde der Preis des Brettsperrholzelements um 15% vergrößert. Dadurch ergab sich ein Wert von 590 €/m³, welcher in dieser Arbeit zum Einsatz kommt.

Brettschichtholz

Für Brettschichtholzbalken mit beidseitig 3 Kerven wurde von Hölzl [35] durchschnittliche Kosten von 484 €/m³ angegeben. Damit wird in dieser Arbeit weitergearbeitet.

6.2.2 Vergleich der Materialkosten

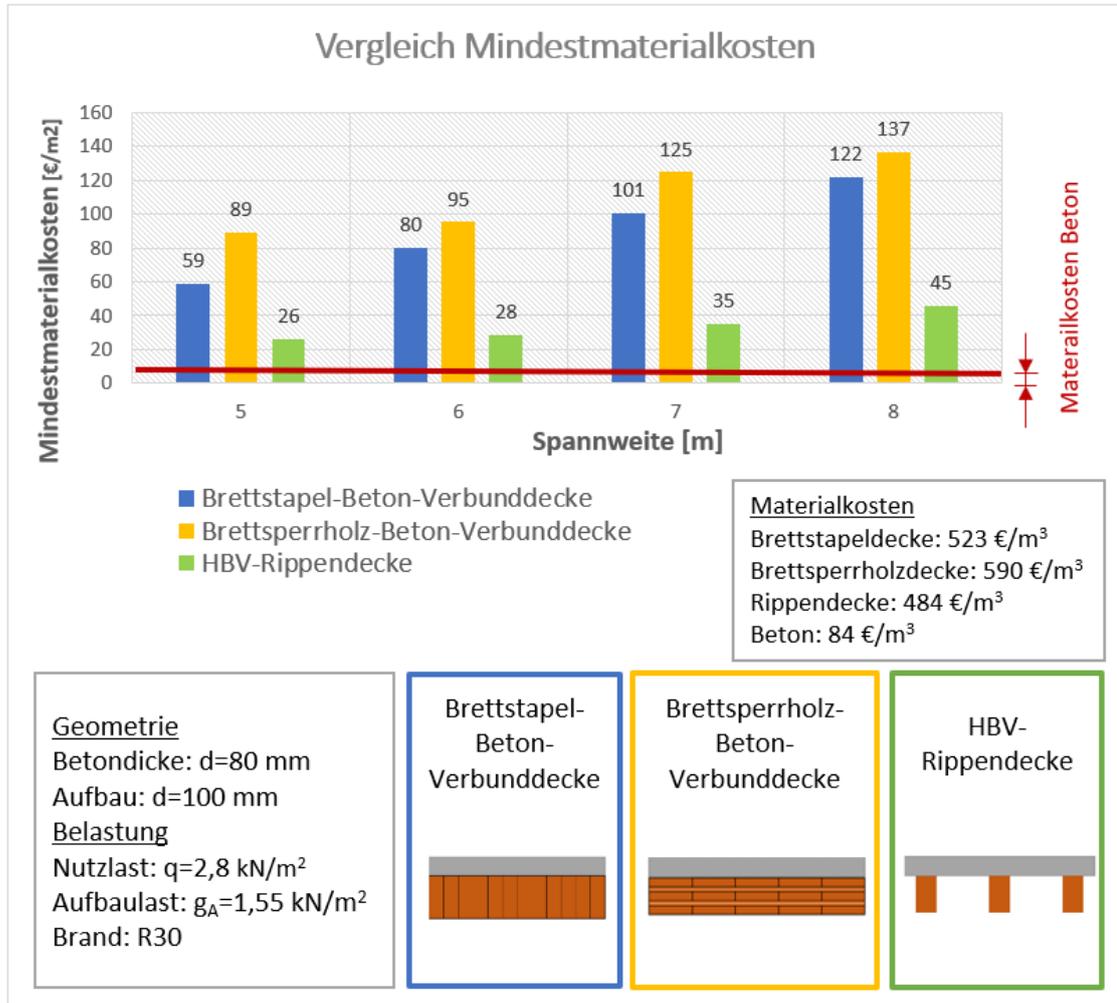


Diagramm 6.4 Vergleich Mindestmaterialkosten

Im Diagramm 6.4 ist der Vergleich der Materialkosten ersichtlich. Die teuerste Deckenkonstruktion, die in dieser Arbeit behandelt wurde, ist die Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke mit Materialkosten zwischen 89 und 137€/m². Im Vergleich dazu ist die Brettstapel-Beton-Verbunddecke um 20% billiger und damit die zweitteuerste Decke. Die Materialkosten liegen dabei zwischen 59 und 122€/m². Die Materialkosten der HBV-Rippendecke weisen Werte zwischen 26 und 45€/m² auf und damit sind sie die wirtschaftlichste Deckenkonstruktionen für die Spannweiten zwischen 5m und 8m.

Am Ende des Vergleichs der Deckenkonstruktionen können die folgenden Aussagen formuliert werden:

- Ist die Mindestholzdicke (minimale Gesamthöhe) das wichtigste Kriterium bei der Planung, wird die Brettstapel-Beton-Verbunddecke empfohlen.

6. Vergleich der Deckenkonstruktionen

- Ist die Holzdicke für die Holz-Beton-Verbunddecke nicht eingeschränkt, ist die HBV-Rippendecke die optimale Wahl im Hinblick auf den Mindestholzquerschnitt, Mindestdeckengewicht, Mindestholzvolumen und Mindestmaterialkosten.
- Die Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke hat bei keinem betrachteten Kriterium bessere Ergebnisse als die HBV-Rippendecke oder die Brettstapel-Beton-Verbunddecke ermöglicht, deshalb wird diese Deckekonstruktion nicht empfohlen.

7 Zusammenfassung und Empfehlungen

Parameterstudie

Im Rahmen der Parameterstudie wurde der Einfluss der unterschiedlichen Parameter der Kervengeometrie und der Materialeigenschaften untersucht. Dabei wurden die Versuche und Ergebnisse von Michelfelder [2], Große [3], Gretsche und Löffler [4], Stephan [5], Schönborn [6], Kuhlmann und Aldi [7], Kudla [8], Klingsch u.a. [9], Simon [10], Frangi [13], Kuhlmann u.a. [11], Schänzlin [14], Rautenstrauch [15], Müller und Kristel [18], Kuhlmann u.a. [19], Kreuzinger [20] und Scholz [22] berücksichtigt.

Die Kervengeometrie wird durch den Kervenwinkel, Vorholzlänge, Kervertiefe, Kervlänge, Betondicke, Holzdicke, Kervenanzahl und -anordnung und durch die eventuell angeordneten zusätzlichen Schrauben beschrieben. Der Verschiebungsmodul wurde auch in dem Kapitel 2.2 behandelt.

- Kervenwinkel: Die bisherigen Versuche haben gezeigt, dass der Kervenwinkel keinen signifikanten Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten ausübt, deshalb wurde die senkrechte Ausbildung gewählt.
- Vorholzlänge: Für die Vorholzlänge sind in den Quellen unterschiedliche Verhältnisse zur Kervertiefe empfohlen. In dieser Arbeit wurde ein Wert von $l_v=10t_v$ verwendet, welcher größer als der von Stephan [5] definierte kritische Grenzwert ist.
- Kervertiefe: Der praxisübliche Bereich der Kervertiefe liegt zwischen 10 und 40 mm. Sowohl Michelfelder [2] als auch Kudla [8] haben den Zusammenhang zwischen der Kervertiefe und dem Verschiebungsmodul ermittelt und grafisch dargestellt (Abbildung 2.6, Abbildung 2.7). Da diese Abbildungen gegenläufig parabolisches Verhalten zeigen, kann keine eindeutige Tendenz hinsichtlich des Zusammenhangs formuliert werden. In dieser Arbeit kamen Kerven mit einer Tiefe von 20 mm zum Einsatz.
- Kervlänge: Die Versuchsserien von Schönborn [6] und Kudla [8] haben gezeigt, dass die Variation der Kervlänge zwischen 150 mm und 200 mm keinen signifikanten Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten hat. Ein sinnvolles Verhältnis von Kervlänge zur Kervertiefe ist zu wählen. Das gewählte Verhältnis ($l_k/t_k=10$) ergab einen Wert von 200 mm.

7. Zusammenfassung und Empfehlungen

- Beton- und Holzdicke: Michelfelder [2] empfiehlt eine Mindestbetondicke von 80 mm und eine Mindestholzdicke von 120 mm. In der Fachliteratur tauchen unterschiedliche Empfehlungen für das Verhältnis der Holz- und Betondicke auf. (3:2, 3:1) Im Rahmen der numerischen Untersuchung wurde für die Betondicke ein Wert von 80 mm eingesetzt und die Holzdicke wurde gesucht. Die Abmessungen der Holzdecke mussten dabei auf die marktüblichen Vorgaben der Holzherstellerfirmen angepasst werden.
- Kervenzahl, -anordnung: Michelfelder [2] empfiehlt für Deckenspannweiten $5\text{m} < L < 6\text{m}$ 2 Kerven und für größere Spannweiten ($6\text{m} < L < 10\text{m}$) 3 Kerven pro Trägerhälfte. Im Rahmen der numerischen Untersuchung wurden Berechnungen mit 3, 4 und 5 Kerven durchgeführt, wobei die Spannweite zwischen 5m und 8m variiert hat. Ein linearer Schubfluss wurde angenommen. Die Anordnung erfolgte durch das Anpassen der Verbundmittelabstände an den Querkraftverlauf.
- Verschiebungsmodul: Die berechneten Mittelwerte aus den bisherigen Versuchen weisen eine ziemlich große Streuung auf. Um den Einfluss des Verschiebungsmoduls auf das Trag- und Verformungsverhalten zu untersuchen, wurde er in dieser Arbeit zwischen 500 kN/mm und 1500 kN/mm variiert.
- Schraube in der Kervenmitte: Obwohl das Vorhandensein zusätzlicher Schrauben keinen Einfluss auf das Tragverhalten, die Steifigkeit und die Versagensart hat, wird dadurch das Langzeitverhalten begünstigt. Wegen des erhöhten Arbeitsaufwands und der Materialkosten ist eine andere Methode zur Verbesserung des Langzeitverhaltens empfehlenswert.
- Schraube zur Vorholzverstärkung: Kuhlmann u. a. [11] haben gezeigt, dass die Vorholzverstärkung zur deutlichen Steigerung der Steifigkeit und somit der Tragfähigkeit führt. Die numerischen Untersuchungen von Kudla [8] haben gezeigt, dass diese Steifigkeitssteigerung nicht zur Verringerung der Spannungen führt. Um den erhöhten Arbeitsaufwand und Materialkosten zu vermeiden ist eine andere Methode zur Steifigkeitssteigerung empfehlenswert.

Die Parameterstudie der Materialkennwerte beinhaltet den E-Modul, die Kriechzahl und das Schwindmaß vom Beton und Holz.

- E-Modul: Die Versuchsergebnisse [2], [7], [8] zeigen, dass ein linearer Zusammenhang zwischen dem Verschiebungsmodul und dem E-Modul des

Holzes besteht. Beim E-Modul vom Beton ist die gleiche Tendenz zu erkennen, aber der Beton hat weniger Einfluss als das Holz.

- **Kriechzahl:** Das Phänomen der unterschiedlichen zeitlichen Kriechverformungen von Beton und Holz soll berücksichtigt werden. Die vom Schänzlin [14] empfohlene Berechnung mit den Verbundkriechzahlen führen zu erheblichen Durchbiegungen, die bisher mit Versuchen noch nicht bestätigt wurden. Rautenstrauch u.a. [15] haben gezeigt, dass die Berücksichtigung des Kriechens durch die Abminderung der E-Moduln vom Beton und Holz, beziehungsweise des Verschiebungsmoduls der Kerne eine ausreichend genaue Näherung ist.
- **Schwindmaß:** Sowohl der Beton als auch das Holz schwinden. Da das Betonschwinden deutlich stärker ist, wird das vom Holz vernachlässigt. Das Schwinden kann mithilfe von Finite-Elemente Methoden genau, aber aufwändig simuliert werden. Eine einfachere Lösung ist die Berücksichtigung des Schwindens in Form einer Temperaturbeanspruchung oder durch eine statisch äquivalente Ersatzlast. Kreuzinger [20] bietet dazu eine analytische Lösung mit dem Gedankenmodell einer Festhaltekraft. In dieser Arbeit wurden insgesamt zwei Berechnungsmethoden zur Berücksichtigung der Verbundtragwirkung verwendet, nämlich das Gamma-Verfahren und das Stabwerkmodell nach Rautenstrauch [1]. Im Fall des Stabwerkmodells wurde das Betonschwinden durch eine Temperaturbeanspruchung modelliert, im Fall des Gamma-Verfahrens wurde das Modell der Festhaltekraft eingesetzt.

Numerische Untersuchung

Im Rahmen der numerischen Untersuchung wurde neben zwei Flachdecken, nämlich einer Brettstapel-Beton-Verbunddecke und einer Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke, auch die Holz-Beton-Verbund-Rippendecke (HBV-Rippendecke) behandelt. Bei jeder Konstruktion kamen Kernen als Schubverbindungsmittel zum Einsatz. Der Verschiebungsmodul wurde zwischen 500 und 1500 kN/mm/m, die Kernenanzahl zwischen 3 und 5 und die Spannweite zwischen 5 und 8m variiert. Dabei wurde immer die gleiche Belastung eingesetzt, damit die Ergebnisse zu vergleichen sind. Zur Ermittlung der Teilschnittgrößen wurde das Gamma-Verfahren verwendet und zur Kontrolle das Stabwerkmodell nach Rautenstrauch [1] eingesetzt. Für die Betonkomponente wurde jedes Mal eine Dicke von 8cm eingesetzt.

7. Zusammenfassung und Empfehlungen

Die Geometrien der Flachdecken (Brettstapel-Beton-Verbunddecke, Brettspertholz-Beton-Verbunddecke) konnten durch die Holzdicke definiert werden (ein gesuchter Parameter).

Im Vergleich zu den Flachdecken war die HBV-Rippendecke im Hinblick auf die Geometrie eine komplexere Aufgabe, weil sich sowohl die Holzbalkenhöhe und -breite, als auch der Balkenabstand verändern können (drei gesuchte Parameter). Um die Komplexität abzubauen, wurden zwei Parameter (Holzbalkenbreite und Balkenabstand), in einem Parameter (notwendige Holzbreite pro 1m breiter Deckenstreifen) zusammengefasst. Deshalb wurde für alle möglichen Holzbalkenhöhen ermittelt, wie große Holzbreite in einem 1m breiten Deckenstreifen benötigt wird. Diese Mindestholzbreiten (pro 1m Deckenstreifen) können dann durch entsprechende Wahl der Holzbalkenbreite und des Balkenabstandes erreicht werden, wobei viele unterschiedlichen Geometrien möglich sind. Jene Variante wurde gesucht, bei welcher die Holzbalkenhöhe und/oder der Holzbalkenquerschnitt möglichst klein sind und alle Nachweise erfüllt sind. Diese Annäherung hat ermöglicht, das Optimum für die HBV-Rippendecken im Hinblick auf die Mindestholzdicke und für den Mindestquerschnitt (und dadurch für das Mindestholzvolumen, Mindestmaterialkosten und Mindestdeckengewicht) zu finden.

Auswertung, Vergleich der Ergebnisse und Empfehlungen

Für jede Konstruktion wurde eine Auswertung durchgeführt, wobei auch die für die Dimensionierung maßgebenden Nachweise zusammengefasst wurden. Für jede Spannweite und Deckentyp wurden Empfehlungen für die Querschnittsabmessungen formuliert. Dadurch war es möglich, die Gesamthöhen, die Deckengewichte, die Deckenvolumen und die Materialkosten zu vergleichen.

Flachdecken

Die folgenden Aussagen konnten für die Flachdecken formuliert werden:

- Bei den Flachdecken war der Nachweis der Kerne keinesfalls maßgebend.
- Für jede Spannweite zwischen 5 und 8m sind **3 Kerne** pro Trägerhälfte bei diesen Holz-Beton-Verbunddecken (Brettstapel-Beton-Verbunddecke und Brettspertholz-Beton-Verbunddecke) ausreichend.
- Die Ergebnisse der beiden Berechnungsverfahren haben mit einem Verschiebungsmodul von 1500kN/mm/m zur besten Übereinstimmung geführt.

7. Zusammenfassung und Empfehlungen

In dem Stabwerkmodell konnte keine Änderung infolge der Erhöhung des Verschiebungsmoduls erkannt werden. Das Gamma-Verfahren, welches ein Näherungsverfahren ist, hat die Ergebnisse vom Stabwerkmodell bei $K=1500\text{kN/mm/m}$ am besten angenähert. Für die Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken und Brettsperrholz-Beton-Verbunddecken können die beiden Verfahren verwendet werden und meine Empfehlung für den Verschiebungsmodul ist $K_{\text{ser}}=1500\text{kN/mm/m}$.

- Im Kapitel 6 wurden die drei untersuchten Holz-Beton-Verbunddecken verglichen. Bei keinem von den betrachteten Kriterien hat die Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke bessere Ergebnisse als die Brettstapel-Beton-Verbunddecke aufgewiesen, deshalb wird diese Variante (Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke) nicht empfohlen.
- Wenn die minimale Gesamthöhe gesucht wird, ist die Brettstapel-Beton-Verbunddecke die beste Wahl von den 3 untersuchten Deckenkonstruktionen.

HBV-Rippendecke

Für jede Spannweite wurden die Ergebnisse der numerischen Untersuchung in einem Diagramm zusammengefasst, wobei für alle möglichen Holzbalkenhöhen und Kervenanzahlen die Mindestholzbreiten, Mindestholzquerschnitte und die Versagensarten dargestellt wurden. Die folgenden Tendenzen wurden erkannt (laut Diagramm 5.4, Diagramm 5.5, Diagramm 5.6 und Diagramm 5.7):

- Die Mindestholzdicke von der HBV-Rippendecke ist nur um 20mm größer, als die mit der Brettstapel-Beton-Beton-Verbunddecke erreichbare geringste Holzdicke und ermöglicht ungefähr 50% Ersparnis in dem erforderlichen Holzquerschnitt pro Meter im Vergleich zu den Flachdecken.
- Für jede mögliche Holzbalkenhöhe und Kervenanzahl wurde die Mindestholzbreite pro Meter dargestellt. Die Kurven zeigen, dass mit der Erhöhung der Balkenhöhe immer geringere Holzbreite pro Meter erforderlich ist, aber die Abminderung wird immer weniger. Die Kurven konvergieren zu konstanten Werten.
- Bei den Flachdecken ergab sich für die gleiche Geometrie (mit der möglichst geringen Holzdicke) das Optimum für jedes Kriterium (Mindestholzdicke, Mindestholzquerschnitt, Mindestholzvolumen, Mindestdeckengewicht, Mindestmaterialkosten). Bei der HBV-Rippendecke sind zwei Geometrien

7. Zusammenfassung und Empfehlungen

maßgebend; die erste für die Mindestholzdicke und die andere für den Mindestholzquerschnitt (und dadurch für das Mindestholzvolumen, Mindestdeckengewicht und Mindestmaterialkosten).

- Für jede Holzbalkenhöhe und Kervenanzahl wurde der Mindestholzquerschnitt pro Meter dargestellt, um weitere Tendenzen ablesen zu können. Diese Kurven haben in jedem Fall ein Minimum aufgewiesen. Um dieses Minimum zu erreichen sollte die geringste mögliche Holzbalkenhöhe höchstens um 8cm erhöht werden. Mit dieser Geometrie hat die HBV-Rippendecke die günstigsten Ergebnisse für das Mindestholzvolumen, Mindestdeckengewicht und Mindestmaterialkosten ermöglicht.
- Die Ergebnisse der beiden Berechnungsmethoden haben auch bei dieser Deckenkonstruktion mit einem Verschiebungsmodul von 1500kN/mm/m die beste Übereinstimmung ermöglicht. Auch die HBV-Rippendecke kann deshalb sowohl mit dem Stabwerkmodell als auch mit dem Gamma-Verfahren berechnet werden, wobei meine Empfehlung für den Verschiebungsmodul wieder $K_{ser}=1500\text{kN/mm/m}$ ist.
- Damit ist für jede in dieser Arbeit untersuchte Holz-Beton-Verbunddecke ein Verschiebungsmodul von **$K_{ser}=1500\text{kN/mm/m}$** empfohlen, falls Kerbe als Schubverbindungsmittel eingesetzt wird.
- Bei den meisten Geometrien war der Nachweis der Kerbe maßgebend. Das bedeutet, wenn jeder Parameter gleichbleiben würde, nur die Kerbe verstärkt oder erweitert wäre, könnte der Holzquerschnitt weiter optimiert werden.
- Für die HBV-Rippendecke werden **5 Kerben** pro Trägerhälfte für die Spannweiten zwischen 5 bis 8m empfohlen.

Im Hinblick auf die Ergebnisse kann eine allgemeine Empfehlung abhängig von der für die Holzkomponente vorhandenen Höhe formuliert werden:

- Wenn die vorhandene Höhe weniger als die für die Brettstapel-Beton-Verbunddecke erforderliche Holzdicke ist, kann die Konstruktion in Holz-Beton-Verbundbauweise nicht hergestellt werden.
- Steht genau die für die Brettstapel-Beton-Verbunddecke notwendige Holzdicke zur Verfügung, kann eine Holz-Beton-Verbunddecke eingesetzt werden. Zur Erzielung der Mindestholzdicke (und damit die Mindestgesamthöhe) wird also die Brettstapel-Beton-Verbunddecke empfohlen.

7. Zusammenfassung und Empfehlungen

- Wenn größere Höhe als die für die Brettstapel-Beton-Verbunddecke erforderliche Höhe vorhanden ist, wird der Einsatz einer HBV-Rippendecke empfohlen. Mit dieser Konstruktion können das Mindestholzvolumen, Mindestdeckengewicht und Mindestmaterialkosten erreicht werden. Um dieses Optimum zu erreichen, muss die für die Brettstapel-Beton-Verbunddecke erforderliche Holzdicke nur um ungefähr 10cm erhöht werden.
- Ab der Holzbalkenhöhe, mit welcher das Optimum erreichbar ist, hat die weitere Erhöhung der Holzdicke keinen Vorteil.

Ausblick

Im Hinblick auf die Ressourceneffizienz ist die HBV-Rippendecke vielversprechend, aber zur Optimierung dieser Konstruktion sind noch weitere Untersuchungen notwendig. Da in den meisten Fällen der Nachweis der Kerne maßgebend war, könnten Untersuchungen, Versuche zum Thema „Verstärkung oder Erweiterung der Kerne bei HBV-Rippendecken“ durchgeführt werden. Eventuell könnte eine Hilfskonstruktion aus Stahl (punktuell angeordnete U-Profile in Querrichtung) in den Holzbalken an Stelle der Kerne eingebaut werden, wodurch die Kernenkontaktfläche verbreitert werden könnte.

Die Begriffe Nachhaltigkeit, Ressourceneffizienz und Ökologie werden immer wichtiger, weshalb davon ausgegangen werden kann, dass Holz als ökologischer, nachwachsender Rohstoff immer wichtigere Rolle im Bauwesen spielen wird. Das Ziel dieser Arbeit war es, durch die unterschiedlichen Holz-Beton-Verbunddecken die vielfältigen Einsatzmöglichkeiten des Holzes zu zeigen und an der weiteren Entwicklung dieser Konstruktionen zu arbeiten.

8 Literaturverzeichnis

- [1] K. Rautenstrauch, M. Grosse, R. Hartnack und S. Lehmann, „Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton Verbundkonstruktionen, Teil 1: Kurzzeittragverhalten,“ *Bautechnik* 80, Nr. 8, pp. 534-541, 2003.
- [2] B. Michelfelder, Trag- und Verformungsverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken, Universität Stuttgart: Institut für Konstruktion und Entwurf, Diss., 2006.
- [3] M. Grosse, Zur numerischen Simulation des physikalisch nichtlinearen Kurzzeittragverhaltens von Nadelholz am Beispiel von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Bauhaus-Universität Weimar: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Diss., 2005.
- [4] B. Gretsch und R. Löffler, Holz-Beton-Verbunddecke mit Schubkernen, Linz: HTL1 Linz, 2014.
- [5] R. Stephan, Beitrag zur Spannungsermittlung beim Versatzanschluss im Holzbau, Technische Hochschule Hannover: Fakultät für Bauwesen, Diss., 1950.
- [6] F. Schönborn, Holz-Beton-Fertigteilelemente, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Diss., 2006.
- [7] U. Kuhlmann und P. Aldi, „Forschungsvorhaben AiF/iVTH 15052 - Ermüdungsfestigkeit von Holz-Beton-Verbundträgern im Straßenbau,“ Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2010-60X., 2010-Forschungsbericht.
- [8] K. Kudla, Kernen als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken, Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften: Universität Stuttgart, 2017.
- [9] E. Klingsch, M. Klippel, L. Boccadoro, A. Frangi und F. Fontana, „Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken,“ *Bautechnik*, Bd. 5, pp. 323-39, 2015.

- [10] A. Simon, Analyse zum Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau: Bauhaus-Universität Weimar, Diss. 2008.
- [11] S. Mönch, K. Kudla und U. Kuhlmann, „Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit Kernen - Tragfähigkeit und Steifigkeit,“ 9. Europäischer Kongress EBH 2016, 2016.
- [12] M. Frohofer und J. Völkl, Entwicklung von vorgefertigten Rippendeckensystemen in Hybridverbundbauweise (Holz-Beton-Stahl) für das verdichtete Bauen im urbanem Raum, Technische Universität Wien, 2018, Diplomarbeit.
- [13] M. Frangi, Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken, Institut für Baustatik und Konstruktion: ETH Zürich, Dissertation, September 2001.
- [14] J. Schänzlin, Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken in der Praxis, Universität Stuttgart: Institut für Konstruktion und Entwurf, 2003, Nr. 2003-2, Diss..
- [15] K. Rautenstrauch, M. Grosse und R. Hartnack, „Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbunddecken, Teil 2: Langzeitverhalten,“ *Bautechnik* 80, Nr. 10, pp. 693-701, 2003.
- [16] ÖNORM EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion Stahlbeton und Spannbetontragwerken - Teil 1-1 mit NA (2013): Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, 2018-01-01.
- [17] ÖNORM EN 1995-1-1, *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1 mit NA (2013): Allgemeines- Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*, 2015-06-15.
- [18] H. Müller und V. Kvistel, „Kriechen und Schwinden von Beton,“ *Beton und Stahlbetonbau* 97, Nr. 1, pp. 8-19, 2002.
- [19] U. Kuhlmann, J. Schänzlin und B. Michelfelder, „Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. Heft 4, pp. 262-271, Heft 4 2004.

- [20] H. Kreuzinger, „Die Holz-Beton-Verbundbauweise,“ in *Fachtagungen Holzbau 1999-2000, Holzbau für das neue Jahrhundert, Arbeitsgemeinschaft Holz e. V.*, Düsseldorf, S. 70-83, 1999.
- [21] DIN 1052, *Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau*, 2008-12.
- [22] A. Scholz, „Eigenspannungszustände an Verbundquerschnitten infolge von Dehnungsunterschieden - Anwendung eines neueren Rechenverfahrens auf einen bewährten Lösungsansatz,“ *Bautechnik* 81, Nr. 3., pp. 180-188, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2004.
- [23] „www.proholz.at,“ [Online].
- [24] ÖNORM EN 14080, *Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz - Anforderungen*, 2013-08-01.
- [25] M. Wallner-Novak, J. Koppelhuber und K. Pock, *Brettsperrholz Bemessung - Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode*, proHolz Austria, 2013 Juni.
- [26] „www.hasslacher.com,“ [Online].
- [27] F. Hölzl, *Ressourceneffiziente Verbundsysteme bei Holz-Beton-Verbund-Rippendecken*, Technische Universität Wien: Institut für Architekturwissenschaften Tragwerkplanung und Ingenieurholzbau, 2018, Diplomarbeit.
- [28] ÖNORM EN 1991-1-1, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau (konsolidierte Fassung)*, 2017-02-01.
- [29] U. Kuhlmann und J. Schänzlin, „Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken nach DIN und Euronormen,“ *Holz-Beton-Verbund. Innovationen im Bauwesen. Beiträge aus Praxis und Wissenschaft*, pp. 55-91, 2004.

- [30] K. Möhler, Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbundmitteln, Habilitation, TH Karlsruhe, 1956.
- [31] A. Kenel, „Zur Berechnung von Holz/Beton-Verbundkonstruktionen,“ EMPA Abteilung Holz, Forschungs- und Arbeitsbericht 115/42, 2000 März.
- [32] F. Schönborn, M. Flach und J. Feix, „Bemessungsregeln und Ausführungshinweise für Schubkerven im Holz-Beton-Verbundbau,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 6, pp. 385-393, 2011.
- [33] ÖNORM EN 1995-1-2, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauteilen - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall, 2011-09-01.
- [34] H. Schopbach, „Holzbau nach Eurocode 5: Praxishandbuch für die Bemessung nach DIN EN 1995,“ Bruderverlag, Köln, 2017.
- [35] S. Hölzl, Wirtschaftliche Betrachtung von Holz-Beton-Verbunddecken, Graz: Technische Universität Graz, 2014.

9 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1 Mittlere Traglasten und Steifigkeit bei variiertem Kervenwinkel [2]	10
Abbildung 2.2 Schubkervenausbildung [4]	11
Abbildung 2.3 Verlauf der Schubspannung im Vorholz [2].....	11
Abbildung 2.4 Einfluss der variierten Vorholzlänge [2]	12
Abbildung 2.5 Push-Out Versuchskörper von Kuhlmann und Aldi [7]	12
Abbildung 2.6 Einfluss der variierten Kervertiefe [2]	13
Abbildung 2.7 Einfluss der Kervertiefe auf den Verschiebungsmodul [8].....	14
Abbildung 2.8 Einfluss des Verhältnisses h_H/h_B auf die Biegesteifverhältnisse [2].....	15
Abbildung 2.9 Geometrie der Trägerversuche von Kuhlmann und Aldi [7].....	16
Abbildung 2.10 Anordnung Kerven für Träger $l < 6$ m [2].....	17
Abbildung 2.11 Anordnung Kerven für Träger $l \geq 6$ m [2].....	17
Abbildung 2.12 Dehnungsverteilung für verschiedene Nachgiebigkeiten der Verbundfuge [8].....	18
Abbildung 2.13 Vergleich Versuchsergebnisse bezogen auf 1 Kerbe und 1m Breite (Verschiebungsmodul) [8]	20
Abbildung 2.14 Vergleich Versuchsergebnisse bezogen auf 1 Kerbe und 1m Breite (Höchstlast).....	20
Abbildung 2.15 Verschiebungsmodul K_{ser} und K_u im Vergleich [8]	21
Abbildung 2.16 Geometrie des Versuchskörpers A1a [12].....	22
Abbildung 2.17 Kraft-Verformungslinien (Versuche an TU Wien) [12].....	23
Abbildung 2.18 Traglasten der Versuchsreihen mit variierten Schraubenparametern [2]	24
Abbildung 2.19 Mittlere Steifigkeit bei variierten Schraubenparametern [2]	25
Abbildung 2.20 Einfluss der Schraubenlage auf die Steifigkeit [2]	26
Abbildung 2.21 Reduzierung von E_{eff} durch unterschiedliche Abminderung der Verbundmittelsteifigkeit	26

9. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.22 Verschiebungsmodul bei variiertem E-Modul des Holzes [2]	31
Abbildung 2.23 Verschiebungsmodul bei variiertem E-Modul des Betons - unterschiedliche Festigkeitsklassen [7]	31
Abbildung 2.24 Verschiebungsmodul bei variiertem E-Modul des Holzes - unterschiedliche Festigkeitsklassen [7]	32
Abbildung 2.25 Langzeitverhalten von Holz und Beton [14]	33
Abbildung 2.26 Schwinden des Betons [19]	36
Abbildung 2.27 Schwinden des Holzes [19]	36
Abbildung 2.28 Simulation des Schwindens [22]	38
Abbildung 3.1 Holz-Beton-Verbunddecken [23]	41
Abbildung 3.2 Brettsperrholz-Element mit Haupt- und Nebenwirkung [25].....	43
Abbildung 3.3 Brettstapelholz [26]	44
Abbildung 3.4 Brettschichtholz mit homogener (links) und kombinierter (rechts) Ausführung	45
Abbildung 3.5 Allgemeine Grenzbetrachtung eines Verbundträgers (modifiziert) [29]	47
Abbildung 3.6 Definition Verbundmittelabstände laut Michelfelder [2]	49
Abbildung 3.7 Geometrische Zusammenhänge und Biegespannungen [17].....	50
Abbildung 3.8 Beispiel für ein Stabwerkmodell [1].....	52
Abbildung 3.9 Ersatzsystem bei Vernachlässigung der Gurtsteifigkeit [1].....	53
Abbildung 3.10 Ersatzsystem bei Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit [1]	53
Abbildung 3.11 Modellierung der Kerne [8]	54
Abbildung 3.12 Normalkraftverlauf $t=0$	55
Abbildung 3.13 Momentenverlauf Beton $t=0$	56
Abbildung 3.14 Momentenverlauf Holz $t=0$	56
Abbildung 3.15 Normalkraftverlauf $t=\infty$	57
Abbildung 3.16 Momentenverlauf Beton $t=\infty$	57
Abbildung 3.17 Momentenverlauf Holz $t=\infty$	57

9. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 3.18 Schritte Schwingungsnachweise.....	60
Abbildung 3.19 Eindimensionaler Abbrand eines breiten Querschnitts (einseitige Brandbeanspruchung)	67
Abbildung 5.1 Aufbau der untersuchten Holz-Beton-Verbund-Rippendecke.....	88

10 Diagrammverzeichnis

Diagramm 3.1 Mindestholzdicken (Brettstapel-Beton-Verbunddecke)	70
Diagramm 3.2 Maßgebende Ausnutzungen und die Kervenausnutzung (Brettstapel-Beton-Verbunddecke)	71
Diagramm 3.3 Versagensarten bei der nächstkleineren Holzdicke (Brettstapel-Beton-Verbunddecke)	72
Diagramm 3.4 Vergleich der Normalkräfte - Brettstapel-Beton-Verbunddecke (L=6,5m)	75
Diagramm 3.5 Vergleich der Biegemomente im Holz - Brettstapel-Beton-Verbunddecke (L=6,5m)	75
Diagramm 3.6 Vergleich der Biegemomente im Beton - Brettstapel-Beton-Verbunddecke (L=6,5m)	76
Diagramm 4.1 Mindestholzdicken (Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke)	80
Diagramm 4.2 Maßgebende Ausnutzungen und Kervenausnutzung (Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke)	81
Diagramm 4.3 Versagensarten bei der nächstkleineren Holzdicke (Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke)	82
Diagramm 4.4 Vergleich der Normalkräfte - Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke (L=6,5m)	85
Diagramm 4.5 Vergleich der Biegemomente im Holz - Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke (L=6,5m)	85
Diagramm 4.6 Vergleich der Biegemomente im Beton - Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke (L=6,5m)	86
Diagramm 5.1 Vergleich der Normalkräfte – HBV-Rippendecke (L=6,5m)	94
Diagramm 5.2 Vergleich der Biegemomente im Holz – HBV-Rippendecke (L=6,5m)	94
Diagramm 5.3 Vergleich der Biegemomente im Beton – HBV-Rippendecke (L=6,5m)	95
Diagramm 5.4 Mindestholzbreite, Mindestholzquerschnitt, Versagensarten (HBV-Rippendecke, L=5m)	103

10. Diagrammverzeichnis

Diagramm 5.5 Mindestholzbreite, Mindestholzquerschnitt, Versagensarten (HBV-Rippendecke, L=6m)	104
Diagramm 5.6 Mindestholzbreite, Mindestholzquerschnitt, Versagensarten (HBV-Rippendecke, L=7m)	105
Diagramm 5.7 Mindestholzbreite, Mindestholzquerschnitt, Versagensarten (HBV-Rippendecke, L=8m)	106
Diagramm 6.1 Vergleich Mindestholzdicken	111
Diagramm 6.2 Vergleich Mindestholzvolumen.....	112
Diagramm 6.3 Vergleich Mindestdeckengewicht	113
Diagramm 6.4 Vergleich Mindestmaterialkosten	115

11 Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1 Beispiel für Einflussbereiche	18
Tabelle 2.2 Parameter für Push-Out Versuchskörper mit Kerben	19
Tabelle 2.3 Ermittlung Kervenabstände	29
Tabelle 2.4 Berücksichtigung des Kriechens – Beton	34
Tabelle 2.5 Berücksichtigung des Kriechens - Holz.....	35
Tabelle 2.6 Berücksichtigung des Kriechens - Verbindungsmittel	35
Tabelle 3.1 Vorzugsquerschnitte von Brettschichtholzträgern [27]	45
Tabelle 3.2 Schichtenaufbau.....	46
Tabelle 3.3 Grenzwerte der Schwingbeschleunigung.....	62
Tabelle 3.4 Grenzwerte des Frequenz- und Steifigkeitskriteriums.....	63
Tabelle 3.5 Formfaktoren nach Schönborn [32].....	65
Tabelle 3.6 Mindestholzdicken (Brettstapel-Beton-Verbunddecke)	69
Tabelle 3.7 Vergleich Schnittgrößen zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$ Brettstapel-Beton- Verbunddecke.....	73
Tabelle 3.8 Vergleich Gamma-Verfahren und Stabwerkmodell – Brettstapel-Beton- Verbunddecke	74
Tabelle 3.9 Empfehlungen für Brettstapel-Beton-Verbunddecke	77
Tabelle 4.1 Mindestholzdicken für Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke.....	79
Tabelle 4.2 Vergleich Schnittgrößen zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$ - Brettsperrholz-Beton- Verbunddecke	83
Tabelle 4.3 Vergleich Gamma-Verfahren und Stabwerkmodell – Brettsperrholz-Beton- Verbunddecke	84
Tabelle 4.4 Empfehlungen für Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke.....	87
Tabelle 5.1 Mindestabmessungen für statisch bestimmt gelagerte, einachsige und zweiachsige gespannte Stahlbetonplatten [34].....	90
Tabelle 5.2 Vergleich Teilschnittgrößen zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$ - Holz-Beton- Verbund-Rippendecke	92

11. Tabellenverzeichnis

Tabelle 5.3 Vergleich Gamma-Verfahren und Stabwerkmodell – Holz-Beton-Verbund-Rippendecke.....	93
--	----