

# OPTIMIERUNG VON TRAGSYSTEMEN VON DECKENELEMENTEN FÜR DEN STANDARDISIERTEN, MEHRGESCHOSSIGEN HOLZBAU

Dipl.-Ing. Sebastian Gopp

Matrikelnummer: 01215158

Masterarbeit  
zur Erlangung des akademischen Grades  
„Master of Science (MSc) Culture Timber Architecture“  
Betreuer: Architekt DI Helmut Dietrich  
Mitbetreuer: Dipl. Ing. (FH) Manuel Vogler

Datum der Approbation: 10.10.2023

---

Unterschrift Betreuer



## Danksagung

Ich möchte mich für die Hilfestellung bei meiner Masterarbeit bei all jenen Personen bedanken, die mich in irgendeiner Form dabei unterstützt haben.

Besonders bedanke ich mich bei:

- meiner Frau Priska die mir die zeitlichen Freiräume gegeben hat und immer für mich da war.
- meiner gesamten Familie, insbesondere meinen Eltern Angelika und Werner, die mich immer unterstützt und motiviert haben.
- dem gesamten Betreuerteam, im speziellen meinem Betreuer Dipl. Ing. (FH) Manuel Vogler für die technischen Hilfestellungen sowie die guten Ratschläge.

Sebastian Gopp  
Feldkirch, Oktober 2023



## Kurzfassung

Gebäude aus Holz, besonders mehrgeschossige, werden von Bauträgern oft aus Kostengründen abgelehnt und stattdessen Massivbauten errichtet. Um Holzbauten attraktiver zu machen, ist es erforderlich, die Kosten bei der Erstellung zu verringern. Ein Ansatz ist die Standardisierung von Bauteilen, welche sich in einem Gebäude wiederholen. Elemente mit hohem Wiederholungsfaktor sind dabei Zwischendecken von Bürogebäuden.

In dieser Arbeit wird für diese Zwischendecken ein optimiertes Tragsystem gesucht, welches alle physikalischen Anforderungen einhält und zusätzlich möglichst ressourceneffizient ist. Es werden drei verschiedene Systeme (Massivholzdecke, Rippendecke und Hohlkastendecke) für die Spannweite von 7,5 m untersucht. Die Randbedingungen für die Decke wie zB die Brandschutz- und Schwingungsanforderungen sowie die bauphysikalischen Kriterien wurden anhand eines Bürogebäudes definiert. Dabei ist zu beachten, dass die entwickelten Elemente nicht ausschließlich auf die Büronutzung beschränkt sind, sondern eine Anpassung an die spezifischen Randbedingungen anderer Nutzungen erfordern.

Für die Auswertung der Geometrievariationen wurde die Nachweiskette so programmiert, dass eine Auswertung verschiedener Abstände und Rippengeometrien möglich ist. Werden die Nachweise einer vorgegebenen Geometrie eingehalten, wird die Querschnittsfläche berechnet und mit den weiteren Geometrien verglichen. Somit ergibt sich je Tragsystem der ressourceneffizienteste Rippenabstand bei gegebener Breite sowie Höhe der Rippe.

In der Berechnung erweist sich vorwiegend der Schwingungsnachweis und der Nachweis der Durchbiegung als maßgebend. Beide Nachweise können direkt auf die Steifigkeit der Decke zurückgeführt werden, sodass das Ziel ist, möglichst viel Steifigkeit bei geringem Materialverbrauch zu erlangen.

Die Auswertung der Ergebnisse zeigt, dass sich dafür der Hohlkastenquerschnitt am besten eignet. Durch die starre Verleimung einer oberen und unteren Brettsperrholzplatte ergibt sich unter Berücksichtigung der effektiv mitwirkenden Breite ein I-Querschnitt, welcher in Bezug auf den Materialverbrauch das größte Trägheitsmoment aufweist.

Eine weiterführende Forschung für die Entwicklung der standardisierten Deckenelemente könnte eine betriebswirtschaftliche Betrachtung des Fertigungsprozesses sein. Da neben dem Materialverbrauch auch die Fertigungszeit, sowie die verwendeten Maschinen und Materialien eine Rolle für das optimale Deckenelement spielen.



## Abstract

Buildings made of wood, especially multi-storey ones, are often rejected by developers for cost reasons and solid buildings are built instead. To make wooden buildings more attractive, it is necessary to reduce the costs of construction. One approach is the standardization of components that are repeated in a building. Elements with a high repetition factor are ceilings in office buildings.

In this work, an optimized structural system is searched for these ceilings, which meets all physical requirements and is also as resource efficient as possible. Three different systems (solid wood ceiling, ribbed ceiling, and hollow box ceiling) for a span of 7.5 m are investigated. The boundary conditions for the ceiling, such as the fire protection requirements, the dynamic requirements, and the thermal and physical requirements, were defined based on an office building. However, this does not exclude the elements developed for other uses but requires a comparison with the requirements of the respective use.

For the evaluation of the geometry variations, the verification chain was programmed in such a way that an evaluation of different distances and rib geometries is possible. If the verifications of a given geometry are met, the cross-sectional area is calculated and compared with the other geometries. This results in the most resource-efficient rib spacing per system for a given width as well as height of the rib.

In the calculation, the dynamic check and the deflection check are mainly decisive. Both verifications can be directly traced back to the stiffness of the slab, so that the objective is to achieve as much stiffness as possible with low material consumption.

The evaluation of the results shows that the hollow box cross-section is best suited for this purpose. The rigid gluing of an upper and lower cross-laminated timber slab, considering the effective width, results in an I-cross-section, which has the highest moment of inertia in terms of material consumption.

Further research for the development of the standardized ceiling elements could be an economic consideration of the manufacturing process. In addition to the material consumption, the production time and the machines and materials used also play a role in determining the optimum ceiling element.





# INHALTSVERZEICHNIS

Abbildungsverzeichnis.....	ix
1 Einleitung.....	1
2 Grundlagen.....	2
2.1 Randbedingungen.....	2
2.2 Gebäudenutzung.....	2
2.3 Gebäuderaster.....	3
2.4 Statisches System und Materialwahl.....	5
2.4.1 Aussteifungssystem.....	5
2.4.2 Material und Bemessungswerte.....	6
2.4.3 Nutzlasten.....	7
2.5 Gebäudeklasse und Brandschutzanforderung.....	7
2.6 Schallschutzanforderung.....	8
2.7 Schwingungsanforderung.....	8
2.8 Fußbodenaufbau.....	9
2.9 Bemessungskombinationen.....	10
2.10 Holzfeuchte.....	11
3 Deckensystem.....	12
3.1 Massivholzdecke.....	12
3.1.1 Brandschutzanforderungen.....	13
3.1.2 Statische Berechnung.....	14
3.1.3 Verstärkung durch Stahleinlage.....	18
3.1.4 Optimierung durch unterschiedliche Brettbreiten.....	21
3.2 Rippendecke.....	22
3.2.1 Verbund BSP zu Rippe.....	23
3.2.2 Brandschutzanforderungen.....	25
3.2.3 Mitwirkende Plattenbreite der Rippendecke.....	26
3.2.4 Schubkorrekturfaktor.....	27
3.2.5 Statische Berechnung.....	29
3.2.6 Variantenstudie.....	39
3.2.7 Maximaler Rippenabstand.....	46
3.3 Hohlkastendecke.....	48
3.3.1 Brandschutzanforderungen.....	49
3.3.2 Statische Berechnung.....	50
3.3.3 Variantenstudie.....	60
3.3.4 Maximaler Rippenabstand.....	64
3.3.5 Vergleich Rippendecke mit Hohlkastendecke.....	66
4 Unterzug.....	67
4.1 Einfluss Unterzug auf Schwingung.....	69
4.2 Detail Decke zu Unterzug.....	71
5 Außenwand.....	72
5.1 Holzrahmenbauweise.....	72

5.2	Regeldetails .....	72
6	Leitdetail Wand – Decke – Unterzug .....	74
7	Fazit .....	75
7.1	Ausblick.....	76
8	Anhang.....	77
8.1	Normenauszüge.....	77
8.1.1	Auszug EN 338 und EN 14080 .....	77
8.1.2	Auszug ÖNORM B 1995-1-1:2019-06 .....	79
8.1.3	Auszug EN 1995-1-2:2011-09 .....	81
8.1.4	Auszug OIB Richtlinie 2 .....	82
8.2	Literaturauszug .....	83
8.2.1	Schallschutz Grundlagen und Vorbemessung.....	83
	Literaturverzeichnis .....	85

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Bewegungsraum und Möbeleinteilung eines Doppelarbeitsplatzes.....	3
Abbildung 2: Gebäuderaster 1,25 m mit einer maximalen Spannweite von 7,5 m .....	3
Abbildung 3: Schematische Büroeinteilungen im 7,5 m Raster .....	4
Abbildung 4: Schema Skelettbau .....	5
Abbildung 5: Schema Deckenaufbau Massivholzdecke.....	9
Abbildung 6: Quellen und Schwinden verschiedener Querschnittslagen[9] .....	11
Abbildung 7: Massivholzdecke[10] .....	12
Abbildung 8: Massivholzdecke verstärkt durch Stahleinlage .....	18
Abbildung 9: T-Querschnitt aus Stahl.....	18
Abbildung 10: Massivholzdecke mit unterschiedlichen Brettbreiten .....	21
Abbildung 11: Schema einer Rippendecke mit Fußbodenaufbau .....	22
Abbildung 12: Kraft-Verschiebungs-Kurven für verschiedene Verbindungsmittel aus[13].....	23
Abbildung 13: Hakenband sharp metal (hd) von Rothoblaas[14].....	24
Abbildung 14: Abbildung 7-2 zum Zeitverlauf des Abbrandes für ein Deckenelement und Tabelle mit Abbrandgeschwindigkeit[15].....	25
Abbildung 15: Mitwirkende Breite mit der tatsächlichen und der linearen Spannungsverteilung[16] .....	26
Abbildung 16: Rippenabstand zu effektiver Rippenbreite .....	27
Abbildung 17: Verformungsanteile eines Brettsperrholz-Balkens aus Biegung und Schub[15] .....	27
Abbildung 18: Querschnitt mit effektiver Breite und Schwerpunkt .....	30
Abbildung 19: Normalspannungsverlauf im Rippenquerschnitt .....	31
Abbildung 20: Schubspannungsverlauf der Rippe und der Brettsperrholzplatte .....	33
Abbildung 21: Querschnitt unter Brandbeanspruchung .....	36
Abbildung 22: Normalspannungsverlauf im außergewöhnlichen Brandzustand .....	37
Abbildung 23: Ausnutzungsgrade in Abhängigkeit des Rippenabstandes bei fixer Rippengeometrie .....	39
Abbildung 24: Rippenabstand in Abhängigkeit der Rippenhöhe bei fixer Rippenbreite.....	40
Abbildung 25: Effektive Breite bei gegebener Rippengeometrie.....	41
Abbildung 26: Querschnittsfläche in Abhängigkeit des Rippenabstandes bei fixer Rippengeometrie.....	41
Abbildung 27: Rippenabstand in Abhängigkeit der Rippenbreite bei fixer Höhe .....	42
Abbildung 28: Rippenabstand in Abhängigkeit der BSP-Plattenstärke bei fixer Rippengeometrie .....	42
Abbildung 29: Maximale Rippenabstände bei C24 und GL28h .....	43
Abbildung 30: Differenz des Rippenabstandes zwischen C24 und GL28h.....	43
Abbildung 31: Rippenquerschnitt mit trapezförmiger Rippe .....	44
Abbildung 32: Normal- und Schubspannung einer trapezförmigen Rippe 300 mm / 100 mm.....	44
Abbildung 33: Vergleich des Rippenabstandes in Abhängigkeit der Rippenhöhe zwischen Trapezform und Rechteckform.....	45
Abbildung 34: Vorbemessungstabelle Kronospan OSB/4[19].....	46
Abbildung 35: Rippenbreite 140 mm bei 850 mm Rippenabstand .....	47
Abbildung 36: Rippenbreite 60 mm bei 850 mm Rippenabstand .....	47
Abbildung 37: Schema einer Hohlkastendecke mit Fußbodenaufbau .....	48
Abbildung 38: Hohlkastenquerschnitt mit effektiver Breite und Schwerpunkt .....	52
Abbildung 39: Normalspannungsverlauf im Hohlquerschnitt .....	53
Abbildung 40: Schubspannungsverlauf des Hohlkastenquerschnittes .....	55
Abbildung 41: Schwerpunkt des Hohlkastenquerschnitts in Querrichtung .....	56
Abbildung 42: Schwerpunkt des Hohlkastenquerschnitts im Brandfall .....	58
Abbildung 43: Normalspannungsverlauf im außergewöhnlichen Brandzustand am Hohlquerschnitt .....	59
Abbildung 44: Ausnutzungsgrade in Abhängigkeit des Rippenabstandes bei fixer Rippengeometrie am Hohlkastenquerschnitt .....	60
Abbildung 45: Rippenabstand in Abhängigkeit der Rippenhöhe bei fixer Rippenbreite am Hohlkastenquerschnitt .....	61
Abbildung 46: Querschnittsfläche in Abhängigkeit des Rippenabstandes bei fixer Rippengeometrie am Hohlkastenquerschnitt .....	61
Abbildung 47: Rippenabstand in Abhängigkeit der Rippenbreite bei fixer Höhe am Hohlkastenquerschnitt.....	62
Abbildung 48: Maximale Rippenabstände bei C24 und GL28h am Hohlkastenquerschnitt.....	62
Abbildung 49: Differenz des Rippenabstandes zwischen C24 und GL28h am Hohlkastenquerschnitt.....	63
Abbildung 50: Schubspannungsverlauf im Hohlkasten bei einem Trapezquerschnitt der Rippe .....	63
Abbildung 51: Vorbemessungstabelle 3-s Massivholzplatte von Nordpan[20] .....	64
Abbildung 52: Rippenbreite 120 mm bei 1150 mm Rippenabstand am Hohlkastenquerschnitt.....	65

Abbildung 53: Vergleich Rippendecke mit Hohlkastendecke .....	66
Abbildung 54: Deckenaufleger auf Unterzug und Querzugverstärkung .....	67
Abbildung 55: Ausnutzungsgrade der Hohlkastendecke mit einem Grenzkriterium von 11,3 Hz .....	70
Abbildung 56: Verbindung der Rippendecke mit dem Unterzug .....	71
Abbildung 57: Ansicht eines Knoten von Stütze und Unterzug .....	71
Abbildung 58: Aufeinanderfügung zweier Holzrahmenwände .....	72
Abbildung 59: Anbindung der Wand an den Unterzug .....	73
Abbildung 60: Leitdetail von Wand, Decke und Unterzug .....	74
Abbildung 61: Charakteristische Festigkeit von Nadelholz gemäß EN 338[17] .....	77
Abbildung 62: Charakteristische Festigkeit von Brettschichtholz gemäß EN 14080[18] .....	78
Abbildung 63: Teilsicherheitsbeiwerte auf der Materialseite gemäß EN 1995-1-1[1] .....	79
Abbildung 64: Richtwerte für den modalen Dämpfungsgrad[1] .....	79
Abbildung 65: Tabelle NA.K.3 Charakteristische Festigkeiten von Brettsperrholz .....	80
Abbildung 66: Tabelle 3.1 der ÖNORM B 1995-1-2[12] für die Bemessungswerte der Abbrandraten .....	81
Abbildung 67: Tabelle 1b der OIB-Richtlinie 2[4] .....	82
Abbildung 68: Tabelle 2 aus Schallschutz Grundlagen Vorbemessung[6] .....	83
Abbildung 69: Tabelle 7 aus Schallschutz Grundlagen Vorbemessung[6] .....	84

# 1 Einleitung

In der Baubranche werden Gebäude für jeden Standort individuell entworfen. Wohn- und Bürogebäude stellen keine Ausnahme dar. Vor allem bei Bürobauten entstehen oft nutzungsabhängige Gebäudeentwürfe, welche durch klar definierte Raster, Achsen und bewährte sowie wiederholende Raumeinteilungen geprägt sind. Der Anspruch an Individualität ist im Bürobau oftmals untergeordnet. Aus diesem Grund ist es möglich, Bürogebäude in klare Muster einzuteilen und somit kosteneffiziente und wirtschaftliche Gebäude zu entwerfen bzw. umzusetzen. Da jedes Gebäude an einem anderen Standort erstellt wird, bei dem es immer wieder andere Umgebungskriterien einzuhalten gilt, ist es nicht sinnvoll die Außenform komplett zu vereinheitlichen. Ein Ansatz, um ein Bürogebäude effizienter bauen zu können, ist daher das „konstruktive Innenleben“ zu standardisieren. Die von außen erkennbare Gebäudehülle bzw. Fassade soll dabei noch vollumfänglich frei gestaltbar bleiben.

In dieser Arbeit werden Zwischendecken von mehrgeschossigen Bürogebäuden im konstruktiven Holzbau untersucht und verschiedene Deckensysteme miteinander verglichen. Es wird versucht ein optimiertes Deckensystem zu finden, welches in weiterer Folge als standardisiertes Element gefertigt und somit kosteneffizient verbaut werden kann. Dabei liegt der Fokus auf kompletten Holzsystemen, welche ohne Beton im Verbund mit der Decke auskommen.

Für diesen Zweck wird die Bemessung in ein Exceltool implementiert, mit welchem die Deckensysteme einer Rippendecke und einer Hohlkastendecke automatisiert mit verschiedenen Dimensionen nachgewiesen werden können. Dadurch können alle normativ geforderten Nachweise für jede Geometrieconfiguration in kürzester Zeit erbracht und miteinander verglichen werden. Zusätzlich ermöglicht dieses Tool eine rasche Optimierung der Deckensysteme für unterschiedliche Anforderungen. Die verschiedenen Parameter können grafisch in Diagrammen dargestellt werden, und es kann somit der Einfluss einer Wertänderung einer Variable besser untersucht werden.

Durch die Analyse verschiedener Geometrien der Deckensysteme ist es möglich ein System zu identifizieren, welches in Bezug auf die Spannweite mit der anzusetzenden Nutzlast den geringsten Materialverbrauch aufweist. Neben dem Materialverbrauch gilt es die gesamte Deckenstärke miteinander zu vergleichen, da sich diese direkt auf die Gesamthöhe des Gebäudes bzw. das verbaute Volumen auswirkt. Dieser Ansatz, ein optimiertes Deckensystem zu finden, ermöglicht in weiterer Folge eine ressourcenschonende Bauweise und trägt somit zur Nachhaltigkeit von Gebäuden bei.

Um die Funktionalität des Deckensystems zu gewährleisten, werden abschließend die Leitdetails von Anschlüssen an den Unterzug bzw. an die Wand aufgezeigt. Diese Details stellen sicher, dass die Deckensysteme in der Praxis effektiv eingesetzt werden können.

## **2 Grundlagen**

### **2.1 Randbedingungen**

Um ein wirtschaftliches Deckensystem entwickeln zu können ist es erforderlich, Rahmenbedingungen festzulegen, in welchen das Deckensystem eingesetzt werden soll.

Aufgrund der Bandbreite an Deckenvarianten im Bauwesen beschränkt sich die Entwicklung des Deckensystems in dieser Arbeit auf den regulären Bürobau. Daraus ergeben sich Randbedingungen, welche in den folgenden Kapiteln erläutert werden.

Das Deckensystem an sich beschränkt sich auf den reinen konstruktiven Holzbau ohne zusätzliche Maßnahmen durch Beton- oder Stahlverbundsysteme.

### **2.2 Gebäudenutzung**

Die Nutzung des Gebäudes wird auf eine Büronutzung eingeschränkt. Dabei wird berücksichtigt, dass es sich bei Geschossdecken um eine Trennung zwischen zwei verschiedenen Nutzungseinheiten handelt, sodass je Geschoss unterschiedliche Mieter möglich sind. Dies hat Einfluss auf die Berechnung der Gebrauchstauglichkeit bzw die Anforderung an den Schwingungsnachweis. Die Decke wird in die Deckenklasse 1 gemäß ÖNORM B 1995-1-1[1] eingeteilt, um die unterschiedlichen Nutzungseinheiten zu berücksichtigen. Die Anforderungen dieser Deckenklasse sind erhöht, sodass eine Beeinträchtigung der darunter oder darüberliegenden Einheit aufgrund des Schwingungsverhaltens ausgeschlossen werden kann.

## 2.3 Gebäuderaster

Bürogebäude werden häufig in Raster geplant. Dabei bezieht sich ein Raster auf eine Arbeitsplatzkoje oder eine Bürosituation mit mehreren Schreibtischen. Ein im Holzbau übliches Raster beträgt meistens 125 cm oder ein Vielfaches davon. Es lassen sich mit diesem Grundmaß verschiedene Bürosituationen abbilden. Ausgehend vom geringsten Platzbedarf mit einer Schreibtischbreite von 80 cm und einem zugehörigen Bereich für den Schreibtischstuhl von 100 cm, ergibt sich eine lichte Platzanforderung von 180 cm je Arbeitsplatz. Für ein Doppelbüro sind somit 3,6 m lichte Breite einzuplanen. Dabei verbleiben 15 cm für den anteilmäßigen Wandaufbauten links und rechts dieser minimalen Arbeitsplatzkoje.

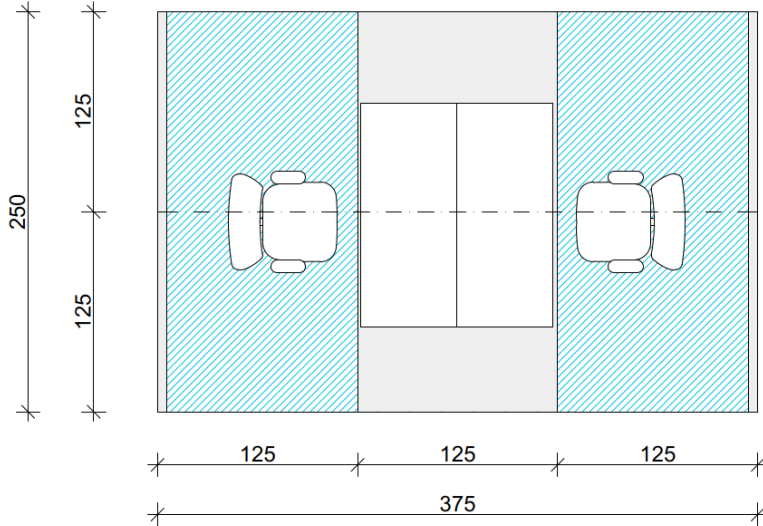


Abbildung 1: Bewegungsraum und Möbeleinteilung eines Doppelarbeitsplatzes

Durch die Anordnung mehrerer dieser Einheiten nebeneinander, ergibt sich die Spannweite der Decken und Unterzüge. Um ein möglichst stützenfreies Gebäude zu erhalten, ist ein großer Raster anzustreben. Für eine wirtschaftliche Holzsystemlösung wird ein maximales Raster von 7,5 m gewählt, in dem die Stützen und Unterzüge des Skelettbaus angeordnet werden.

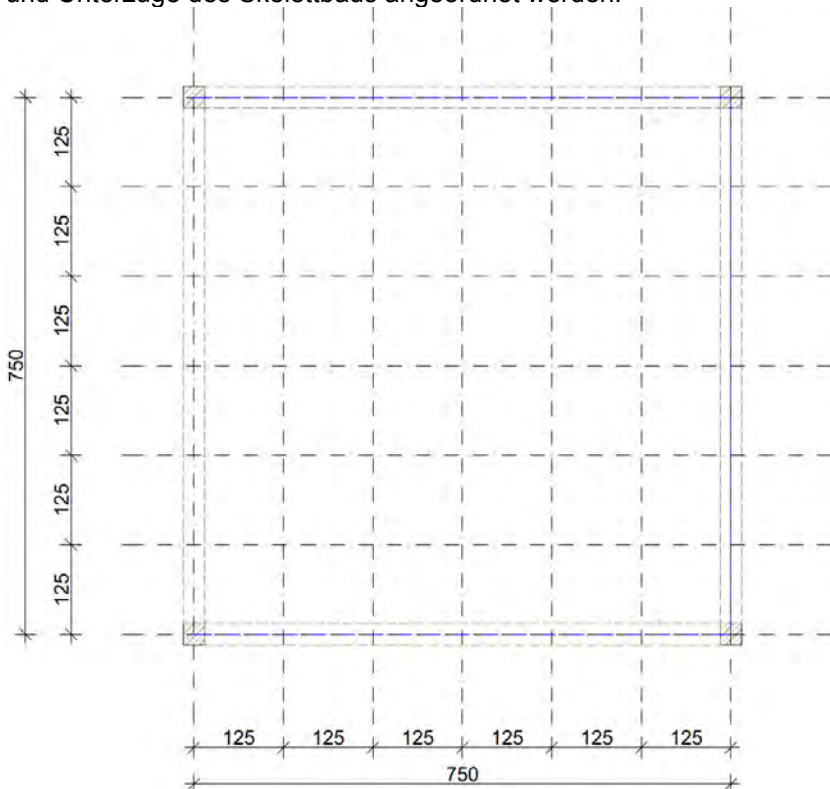


Abbildung 2: Gebäuderaster 1,25 m mit einer maximalen Spannweite von 7,5 m

Alternativ zu der minimalen Bürosituation, mit einer Platzanforderung von 180 cm für einen Schreibtisch plus Bewegungsraum, ist ein Platzangebot von 250 cm für moderne Büroräumlichkeiten angemessen. In folgender Abbildung 3 sind Beispiele für Standard-Büroräumlichkeiten aufgezeichnet. Der Grundriss ist nicht als zusammengehörige Büroanordnung zu verstehen, sondern soll lediglich die Möglichkeiten zur Anordnung von Büroräumen im Raster von 125 cm aufzeigen. Für die Randbereiche zum Fenster sind bei allen Grundrissen ca 40 cm für ein Sideboard eingeplant.

**Grün:** Doppelbüro mit zusätzlicher Sitzmöglichkeit  
Breite = 5,0 m Tiefe = 5,5 m

**Rot:** Besprechungszimmer für ca 10 Personen mit Schrankwänden und  
Breite = 5,0 m Tiefe = 6,25 m

**Gelb:** 4-fach Büro  
Breite = 5,0 m Tiefe = 6,25 m

**Blau:** Gang- bzw Begegnungszone für Teeküchen, Kopiergeräte, Stehtische, etc...  
Tiefe = 3,75 m – 4,4 m

**Violett:** Großzügige Einzelbüros mit jeweils zwei zusätzlichen Sitzplätzen für Besprechungen  
Breite = 3,75 m Tiefe = 5,0 m

**Braun:** 5-fach Büro  
Breite = 7,5 m Tiefe = 5,0 m

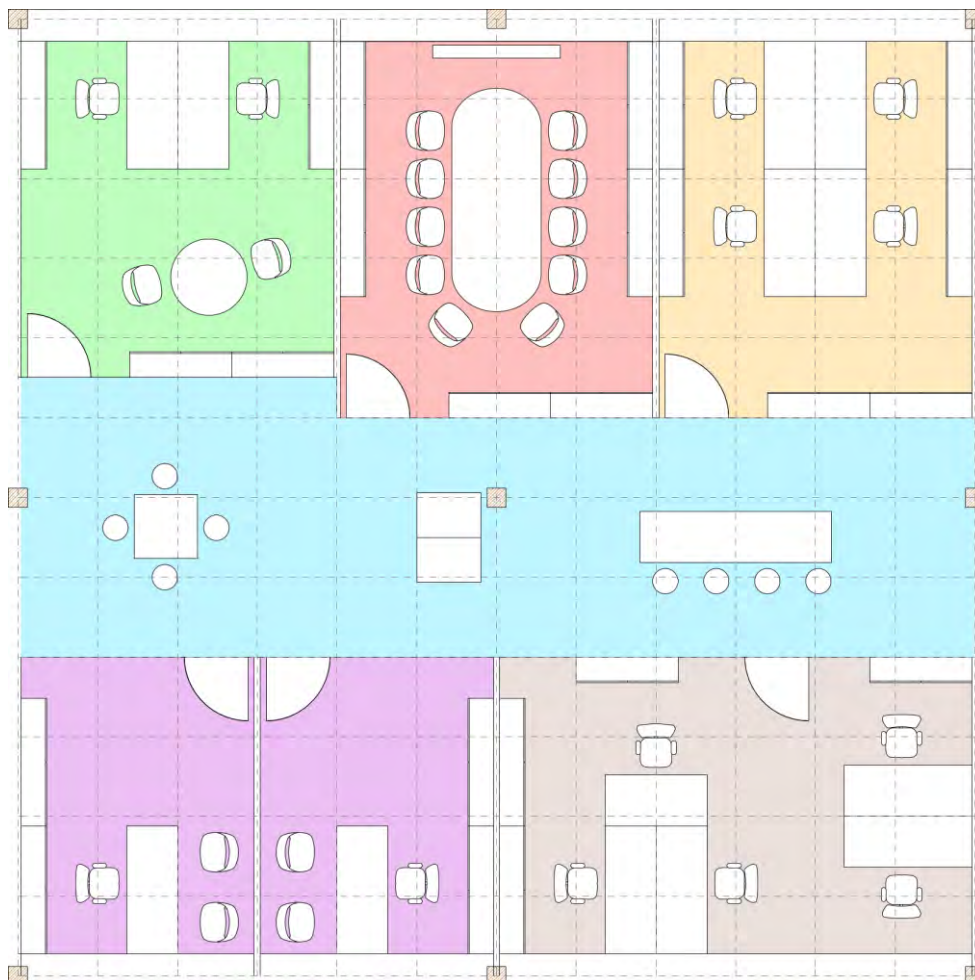


Abbildung 3: Schematische Büroteilungen im 7,5 m Raster



## 2.4 Statisches System und Materialwahl

Die in weiterer Folge untersuchten Deckensysteme können frei für alle Gebäudeformen eingesetzt werden, sofern sie die Randbedingung für ihren Anschluss an den Baukörper erfüllen. Entwickelt wird das Deckensystem primär für einen Skelettbau, wobei die Materialisierung dessen keinen Einfluss auf das Deckensystem hat. Die Vorteile des Skelettbaus liegen darin, dass die Rahmenkonstruktion unabhängig von der Decke gewählt werden kann. Somit ist es möglich die Gebäudehülle unabhängig zu wählen und die gestalterische Freiheit der Fassade unbeeinträchtigt zu lassen. Weiters sind linienförmige Bauteile aus Holz zu bevorzugen, da diese oftmals schneller und effizienter gefertigt werden können als plattenförmige Bauteile. In der Abbildung 4 ist ein schematischer Ausschnitt eines Holz-Skelettbaus aufgezeigt, welcher teilweise mit plattenförmigen Deckenelementen gefüllt ist.



Abbildung 4: Schema Skelettbau

### 2.4.1 Aussteifungssystem

Aus statischer Sicht wird vorausgesetzt, dass das Gebäude bzw. der Skelettbau eigenständig in vertikaler sowie horizontaler Richtung ausgesteift ist. Dies wird bei Holzbauten oftmals durch einen betonierte Kern, in dem sich die Erschließungssituation befindet, gewährleistet. Ein Treppen- und Liftturm in der Mitte des Gebäudes ist in den meisten Fällen ausreichend, um die horizontale Aussteifung komplett übernehmen zu können. In dieser Arbeit wird aus diesem Grund nicht weiters auf die Aussteifung des gesamten Gebäudes eingegangen. Das Deckensystem per se wird so entwickelt, dass es die Möglichkeit bietet, als eine starre Scheibe ausgebildet werden zu können. Dadurch ist es möglich die Aussteifung in der horizontalen Ebene zu gewährleisten.

## 2.4.2 Material und Bemessungswerte

Für die Bemessung und Entwicklung der Deckenelemente wird als Standard-Nadelholz die Festigkeitsklasse C24 verwendet. Für die Bemessung von Brettschichtholz werden die Klassen GL24h und GL28h herangezogen. Die Festigkeitswerte sowie weitere Werte für Steifigkeit und Rohdichte entstammen aus den jeweiligen Normen EN 338 und EN 14080. Für Brettspertholz werden die in der ÖNORM B 1995-1-1 ergänzenden Festigkeitswerte zur Erhöhung des Elastizitätsmoduls verwendet. Folgend werden die wichtigsten Eigenschaften aufgelistet.

### C24 als Konstruktionsvollholz:

Biegung

$$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$$

Schub

$$f_{v,k} = 2,3 \text{ N/mm}^2 \text{ *)}$$

Mittelwert des Elastizitätsmoduls bei Biegung in Faserrichtung

$$E_{m,0,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2$$

Mittelwert des Schubmoduls

$$G_{mean} = 690 \text{ N/mm}^2$$

5%-Quantil der Rohdichte

$$\rho_{mean} = 420 \text{ kg/m}^3$$

\*) abweichend zur EN 338 wird in der ÖNORM B 1995-1-1 der charakteristische Wert der Schubfestigkeit mit  $f_{v,k} = 2,3 \text{ N/mm}^2$ , unter der Voraussetzung von  $k_{cr} = 1,0$ , festgelegt.

### GL24h:

Biegung

$$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$$

Schub

$$f_{v,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2 \text{ *)}$$

Mittelwert des Elastizitätsmoduls bei Biegung in Faserrichtung

$$E_{0,g,mean} = 11500 \text{ N/mm}^2$$

Mittelwert des Schubmoduls

$$G_{g,mean} = 650 \text{ N/mm}^2$$

5%-Quantil der Rohdichte

$$\rho_{mean} = 420 \text{ kg/m}^3$$

### GL28h:

Biegung

$$f_{m,k} = 28 \text{ N/mm}^2$$

Schub

$$f_{v,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2 \text{ *)}$$

Mittelwert des Elastizitätsmoduls bei Biegung in Faserrichtung

$$E_{0,g,mean} = 12600 \text{ N/mm}^2$$

Mittelwert des Schubmoduls

$$G_{g,mean} = 650 \text{ N/mm}^2$$

5%-Quantil der Rohdichte

$$\rho_{mean} = 460 \text{ kg/m}^3$$

\*) abweichend zur EN 14080 wird in der ÖNORM B 1995-1-1 der charakteristische Wert der Schubfestigkeit mit  $f_{v,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ , unter der Voraussetzung von  $k_{cr} = 1,0$ , festgelegt.

### C24 in Brettspertholz

Biegung

$$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$$

Schub

$$f_{v,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$$

Mittelwert des Elastizitätsmoduls bei Biegung in Faserrichtung

$$E_{0,g,mean} = 11550 \text{ N/mm}^2$$

Mittelwert des Elastizitätsmoduls bei Biegung quer zur Faserrichtung

$$E_{90,g,mean} = 450 \text{ N/mm}^2$$

Mittelwert des Schubmoduls parallel

$$G_{0,lay,mean} = 690 \text{ N/mm}^2$$

Mittelwert des (Roll-)schubmoduls rechtwinklig

$$G_{r,lay,mean} = 65 \text{ N/mm}^2$$

5%-Quantil der Rohdichte

$$\rho_{mean} = 420 \text{ kg/m}^3$$

### 2.4.3 Nutzlasten

Um alle Deckensysteme gleichwertig vergleichen zu können, wird die Nutzlast anhand der ÖNORM B 1991-1-1[2] gewählt. Gemäß Norm können Nutzlasten anhand ihrer Nutzungskategorie ausgewählt werden. Dabei gibt es die Hauptkategorien A bis D. Die Kategorie B ist dabei für Bürobauten vorgesehen. Spezifischer kann die Unterkategorie B2 gewählt werden, welche die Nutzlast für Büroflächen in Bürogebäuden mit einer Nutzlast von 2,0 kN/m<sup>2</sup> angibt.

Zudem darf gemäß EN 1991-1-1[3] Kapitel 6.3.1.2 für versetzbare Zwischenwände mit einem Eigengewicht von 1 kN/m bis 2 kN/m ein flächiger Zwischenwandzuschlag von 0,8 kN/m<sup>2</sup> zur Nutzlast addiert werden.

Somit ergibt sich inklusive Zwischenwandzuschlag eine Nutzlast von  $q_k = 2,8 \text{ kN/m}^2$ , welche auf die Deckenkonstruktion anzusetzen ist.

## 2.5 Gebäudeklasse und Brandschutzanforderung

Die Gebäudeklasse und in weiterer Folge das Fluchtniveau wird gemäß OIB-Richtlinien 1-9 eingeteilt. Die „OIB Richtlinie 2 – Brandschutz“[4] unterscheidet die Gebäudeklassen 1 bis 5. Um die Anwendung der Deckensysteme im mehrgeschossigen Holzbau möglichst nicht einzuschränken, wird als Grundlage für die Berechnung die Gebäudeklasse 5 ausgewählt. Dabei handelt es sich um Gebäude, die ein Fluchtniveau von 22 m nicht überschreiten.

Da es sich bei der Entwicklung um Holzbaudecken handelt, findet die Tabelle 1b der OIB 2 (siehe Kapitel 8.1.4) ihre Anwendung. Darin wird die Gebäudeklasse 5 in zwei Kategorien unterteilt. Zum einen in Gebäude kleiner gleich 6 Geschosse und zum anderen in Gebäude ab 7 Geschossen. Die Tabelle 1b fordert bei GK (Gebäudeklasse) 5 und mehr als 6 Geschossen, dass brandabschnittsbildende Wände und Decken in REI 90 und A2 ausgeführt werden. Die Buchstaben REI stehen für die Tragfähigkeit (R), den Raumabschluss (E) und die Wärmedämmung (I). Der Zusatz von 90 bedeutet, dass die drei vorher genannten Anforderungen bei einem Brandereignis 90 Minuten erhalten bleiben müssen. Laut EN 13501-1 [5] werden Bauprodukte gemäß ihres Brandverhalten klassifiziert. Die Zusatzanforderung A2 beschreibt Materialien, welche nicht brennbar sind und keinen Beitrag zum Brand leisten.

Aufgrund der Anforderungen an den Brandschutz im allgemeinen Hochhausbau wird unter dem Titel „mehrgeschossiger Holzbau“ in dieser Arbeit die Grenze mittels Gebäudeklasse 5 und der zusätzlichen Eingrenzung von  $\leq 6$  oberirdische Geschosse verwendet.

Somit kommen die Unterpunkte 3.2 sowie 4.3 der Tabelle 1b der OIB-Richtlinie 2[4] zur Anwendung und definieren für die Deckenelemente die Anforderung **REI 90**.

Dies bedeutet für das Deckenelement, dass die Tragfähigkeit, die raumabschließende Funktion sowie die Wärmedämmung im Brandfall für mindestens 90 Minuten erhalten bleiben muss.

## 2.6 Schallschutzanforderung

Gemäß „Schallschutz im Holzbau – Grundlagen und Vorbemessung“[6] können Zielwerte des Schallschutzniveaus zwischen Nutzer und Planer vereinbart werden. Dabei wird gemäß Tabelle 2 dieser Literatur (siehe im Anhang Kapitel 8.2.1) zwischen 3 Niveaus unterschieden und für die jeweiligen Niveaus bauakustische Zielwerte empfohlen.

- **Niveau BASIS**  
Darin werden die bauordnungsrechtlichen Mindestwerte eingehalten und ist gleichzusetzen mit den Anforderungen der DIN 4109-1:2018 [7]. Die Stufe liegt in einigen Bereichen unter dem Standard, welcher durch übliche Konstruktionen erreichbar ist. Gehgeräusche sind im Allgemeinen störend und Sprache in angehobener Sprechweise ist im Allgemeinen verstehbar.
- **Niveau BASIS+**  
Die Klasse liegt über den Mindestanforderungen und kann als mittlerer Standard bzw als übliches Niveau bezeichnet werden. Gehgeräusche sind nicht mehr störend und Sprache in angehobener Sprechweise ist im Allgemeinen nicht mehr verstehbar.
- **Niveau KOMFORT**  
In dieser Klasse wird ein erhöhter Schallschutz gefordert und es ist eine deutliche Verbesserung gegenüber der Klasse BASIS+ gegeben. Gehgeräusche sind kaum wahrnehmbar und Sprache in angehobener Sprechweise nicht verstehbar.

Die in den folgenden Kapiteln betrachteten Deckensysteme werden in die Kategorie der Massivholzdecken eingeordnet. Die Wände werden als Holzständerbauweise ausgeführt, sodass die Tabelle 7, Spalte 1 aus [6] zur Anwendung kommt.

Um das Niveau **KOMFORT** zu erreichen ist in der Zeile 2 ein Fußbodenaufbau mit einem 50 mm Zementestrich und einer schweren Schüttung von 150 kg/m<sup>2</sup> gefordert. Diese Anforderungen werden in den folgenden Bemessungen angesetzt bzw überschritten.

## 2.7 Schwingungsanforderung

Die Decke wird gemäß ÖNORM B 1995-1-1:2019-06[1] Tabelle NA.7.2-E1 in die Deckenklasse I eingeordnet. Diese Deckenklasse ist für Büroanwendungen mit unterschiedlichen Nutzungseinheiten übereinander vorgesehen.

Bei einer flächigen Massivholzdecke (zB. Brettsperrholz- oder Brettstapeldecken) wird für einen Fußbodenaufbau mit Nassestrich ein Aufbau gefordert, der schwimmend auf einer schweren oder leichten Schüttung liegt. Als schwere Schüttung wird gemäß Norm[1] eine Flächenmasse von mindestens 60 kg/m<sup>2</sup> gefordert. Diese Masse wird durch die Anforderungen an den Schallschutz aus Kapitel 2.6 ohne Zusatzmaßnahmen erfüllt.

Für die in den weiteren Kapiteln folgenden Deckensysteme wird zwischen Massivholzdecken und Brettsperrholzdecken unterschieden. Der Unterschied der beiden Systeme liegt in der inneren Reibung, welche direkte Auswirkung auf den Dämpfungsgrad der Decke hat. Siehe dazu den Normenauszug in Kapitel 8.1.2.

Gemäß ÖNORM B 1995-1-1:2019[1] kann der modale Dämpfungsgrad für Massivholzdecke mit schwimmendem Estrich mit  $\zeta = 0,03$  angenommen werden.

Für Brettsperrholzdecken kann der modale Dämpfungsgrad auf  $\zeta = 0,04$  erhöht werden.

## 2.8 Fußbodenaufbau

Der gewählte Fußbodenaufbau hat in der Bemessung der Deckensysteme Einfluss auf zwei Hauptthemen. Zum einen auf den Schwingungsnachweis, bei dem die querverteilende Wirkung des Estrichs einen positiven Einfluss hat und zum anderen den Schallschutznachweis, dessen Masse in der schweren Schüttung möglichst groß sein sollte.

Der Schallschutz fordert für den Fußbodenaufbau eine hohe Masse, welche zur Reduktion der Schallübertragung zwischen den übereinanderliegenden Nutzungseinheiten beiträgt. Je mehr Masse im Fußbodenaufbau vorhanden ist, desto größer muss die Decke dimensioniert werden, um die Verformung in Grenzen halten zu können. Zudem ist mehr Masse schlechter für den Schwingungsnachweis.

Somit stehen sich die Anforderungen für die Schwingungsbemessung und die Anforderung für den Schallschutz in der anzusetzenden Masse gegenüber.

Folgender Fußbodenaufbau wird für die verschiedenen Deckenvarianten gewählt, welcher die Anforderungen an den Schallschutz erfüllt und zugleich eine möglichst geringe Masse aufweist.

15 mm	Fußbodenbelag	5	kN/m <sup>3</sup>	0,075	kN/m <sup>2</sup>
70 mm	Estrich	20	kN/m <sup>3</sup>	1,4	kN/m <sup>2</sup>
40 mm	Trittschalldämmung	1	kN/m <sup>3</sup>	0,04	kN/m <sup>2</sup>
~90 mm	Schüttung	1,8	kN/m <sup>3</sup>	1,5	kN/m <sup>2</sup>
Var	Deckenkonstruktion				

$$g_k = 0,075 + 1,4 + 0,04 + 1,5 = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

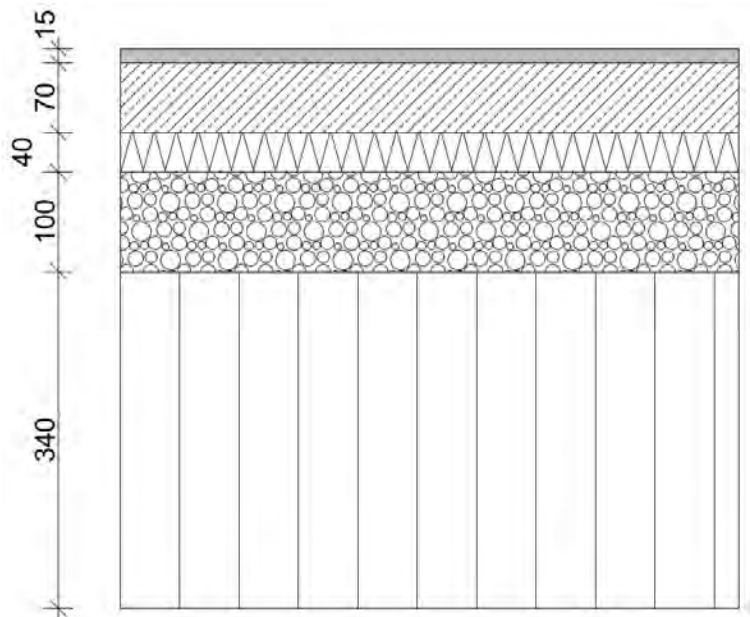


Abbildung 5: Schema Deckenaufbau Massivholzdecke

## 2.9 Bemessungskombinationen

Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) werden gemäß ÖNORM EN 1990:2013 [8] folgende Einwirkungskombinationen festgelegt:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Brandeinwirkung wird folgende Einwirkungskombination angewendet:

$$E_{d,fi} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Dabei werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Lastseite für ständige Einwirkungen mit  $\gamma_{G,j} = 1,35$  und für veränderliche Einwirkungen mit  $\gamma_{Q,i} = 1,50$  verwendet.

Auf der Materialseite unterscheiden sich die Teilsicherheitsbeiwerte je nach Material (siehe dazu im Anhang Kapitel 8.1.2, Abbildung 63)

Für Vollholz wird der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M = 1,3$  verwendet.

Für Brettschichtholz beträgt  $\gamma_M = 1,25$ , und für Sperrholz, sowie OSB-Platten ist  $\gamma_M = 1,2$  anzusetzen.

Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden zwei unterschiedliche Kombinationen gemäß ÖNORM EN 1990:2013 herangezogen.

### Elastische Anfangsdurchbiegung $w_{inst}$

Diese Kombination „dient der Vermeidung nicht umkehrbarer Auswirkungen am Tragwerk wie z. B. der Sicherstellung der Funktionstüchtigkeit des Bauteils und der Vermeidung von Schäden an nachgeordneten Bauteilen.“

Der Durchbiegungsanteil zufolge des Eigengewichts des lastabtragenden Bauteils ( $w_{inst,G,1}$ ) darf unberücksichtigt bleiben, wenn sich diese Verformungen nicht negativ auf Ausbauten (z. B. Zwischenwände, Einbauten) auswirken.“[1]

Da im Allgemeinen die Innenausbauten erst nach der Einbringung des Fußbodenaufbaus starten, kann dieser Passus der Norm angewendet werden und der Anteil des Struktureigengewichts für diesen Nachweis entfallen.

$$w_{inst} = \sum_{j \geq 1} w_{inst,G,j} + w_{inst,Q,1}$$

### Gesamte Enddurchbiegung $w_{net,fin}$

In dieser Kombination wird die gesamte Enddurchbiegung  $w_{net,fin}$  ermittelt, welche alle umkehrbaren Auswirkungen am Tragwerk berücksichtigt. Darunter fällt das Erscheinungsbild des betrachteten Bauteils und/oder die Auswirkung der Verformung auf das Wohlbefinden der Nutzer. Es wird die quasi-ständige Kombination verwendet.

$$w_{net,fin} = \left[ \sum_{j \geq 1} w_{inst,G,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q,i} \right] \cdot (1 + k_{def}) - w_c$$

## 2.10 Holzfeuchte

Die Holzfeuchte spielt bei jenen Deckensystemen eine große Rolle, welche aus mehreren Bauteilen zusammengefügt werden. Beispiele hierfür sind Rippendecken, insbesondere Hohlkastenelemente. Aufgrund der Eigenschaft von Holz, Feuchte aufnehmen und abgeben zu können, kommt es bei Verbindungen von Holzbauteilen zu einem Feuchteausgleich. Dabei stellt sich die Gleichgewichtsfeuchte beider Bauteile nach einem längeren Zeitraum ein und es kommt zum Quellen und Schwinden dieser Holzwerkstoffe. Die Quell- und Schwindeigenschaften unterscheiden sich in tangentialer, radialer und axialer Richtung. Dies kann bei einem Holzbalken zu Rissen und Verwindungen führen.



Abbildung 6: Quellen und Schwinden verschiedener Querschnittslagen[9]

Bei einer Differenz der Holzfeuchte zum Fügungszeitpunkt einer Brettsperrholzplatte und eines Konstruktionsvollholzes bedeutet dies, dass es ohne weitere Einwirkung, nur über den Feuchteausgleich, zu einer Verformung des zusammengesetzten Bauteils kommt. In welche Richtung diese Verformung auftritt, ist davon abhängig, welcher Bauteil die geringere Feuchtigkeit aufweist.

Aus diesem Grund ist die Feuchte beim Produktionsprozess so anzupassen, dass es nach dem Zusammensetzen, aber auch im eingebauten Zustand, zu keiner Feuchteänderung kommt. Ein vollständiges Verhindern der Feuchtigkeitsdifferenz ist aufgrund der Schwankungen der Luftfeuchtigkeit im eingebauten Zustand nicht möglich. Dies ist im Verhältnis zu einem frischen („nassen“) Holz zu vernachlässigen. Holzfeuchten liegen in der Regel zwischen 10% und 15%.

## 3 Deckensystem

### 3.1 Massivholzdecke

Durch das lineare Aneinanderfügen von Brettern zu einer Decke, eignet sich die Massivholzdecke insbesondere für einachsige gespannte Systeme.

Massivholzdecken werden in üblichen Breiten von 62,5 cm hergestellt. Die Fügung der einzelnen Elemente kann entweder mittels Nut und Feder erfolgen, oder als stumpfer Stoß mit einem zusätzlichen Falz an der Oberseite für eine nachträgliche schubsteife Verbindung ausgeführt werden.

Die Verbindung der einzelnen Brettlagen wird in diesem Fall durch eine Verleimung erzielt. Die Materialqualität entspricht somit GL24h.



Abbildung 7: Massivholzdecke[10]

Die Vorteile einer Massivholzdecke liegen darin, dass eine sofortige glatte Holzdeckenuntersicht nach dem Einbau vorhanden ist. Im Vergleich zu einer Balkendecke aus Konstruktionsvollholz ist durch das direkte Aneinanderlegen der Elemente eine größere Steifigkeit gegeben. Zugleich ist die Deckenstärke aufgrund der Ausführung als liegender Brettschichtholzträger auf die Brettbreiten des Konstruktionsvollholzes begrenzt. Diese Breite beschränkt sich in der Regel (abhängig vom Sägewerk) auf 24 cm bis 28 cm. Werden stärkere Decken gefordert, ist dies nur durch eine Blockverleimung zweier Brettschichtholzträger möglich. Dies ist meistens teurer und somit unwirtschaftlich.

Eine aus Massivholz ausgeführte Decke bietet im Vergleich zu anderen Deckenvarianten sehr einfache Anschlussdetails zu Unterzügen und Stützen. Ebenfalls besitzt die Decke durch das Vollmaterial und die glatte Untersicht sehr gute Brandeigenschaften.

Aufgrund des Vollquerschnitts ergibt sich zugleich eine größere Masse im Vergleich zu aufgelösten Deckensystemen wie zB Balkendecken. Diese Masse ist aus bauphysikalischer Sicht gut für die Decke, jedoch lässt sich diese Masse mit anderen Materialien mit einer höheren Dichte (zB Kies) durch eine geringere Aufbauhöhe erreichen. Auf der anderen Seite ist die Masse, welche die Decke mit sich bringt für die statischen Nachweise von Nachteil. Im Vergleich zu anderen Deckensystemen ist der Ressourcenverbrauch im Verhältnis zur Steifigkeit bzw dem Trägheitsmoment erheblich größer.

Gemäß der Literatur „zuschnitt 54“[11] liegt die wirtschaftliche Grenze für Massivholzdecken bei einer Spannweite von ca 6 m. Dies deckt sich mit der Berechnung im folgenden Kapitel und den zuvor genannten Vor- und Nachteilen zu diesem Deckensystem.



Die Vor- und Nachteile der Massivholzdecke zusammengefasst:

#### **Vorteile**

- + Vollholzdecke Untersicht
- + Masse (bauphysikalisch)
- + Einfache Anschlussdetails
- + Gute brandschutztechnische Eigenschaften

#### **Nachteile**

- Vollquerschnitt (großer Materialverbrauch)
- Begrenzt in Bretterbreite (ohne Blockverleimung)
- Begrenzt in der Spannweite bis ca 6m

### **3.1.1 Brandschutzanforderungen**

Gemäß ÖNORM EN 1995-1-2:2011[1] darf über die gesamte Zeitdauer der Brandbeanspruchung eine konstante Abbrandrate angesetzt werden. Die Abbrandrate bestimmt sich über die Formel

$$d_{char,0} = \beta_0 \cdot t$$

Dabei ist

$d_{char,0}$	Bemessungswert der Abbrandtiefe
$\beta_0$	Bemessungswert der eindimensionalen Abbrandrate
t	Zeitdauer der Brandbeanspruchung

Der Bemessungswert der Abbrandrate  $\beta_0$  ist in der ÖNORM B1995-1-2 Tabelle 3.1[12], siehe Anhang 8.1.3, angegeben.

Für Brettschichtholz beträgt der Wert 0,65 mm/min.

Mit der Anforderung an die Deckenelemente aus Kapitel 2.5 ergibt sich folgender Bemessungswert der Abbrandtiefe, um welche bei der Berechnung die untere Brettsperrholzplatte reduziert wird:

$$d_{char,0} = 0,65 \text{ mm/min} \cdot 90 \text{ min} = 58,5 \text{ mm}$$

### 3.1.2 Statische Berechnung

#### Randbedingungen

Gemäß Kapitel 2 sind folgende Randbedingungen einzuhalten:

Geometrie:

Länge	$l = 7500 \text{ mm}$
Breite Element	$b = 625 \text{ mm}$
Breite Deckenfeld	$b_{\text{Feld}} = 7500 \text{ mm}$

Belastung:

Ständige Last	$g_{k,2} = 3,0 \text{ kN/m}^2$
Nutzlast	$q_k = 2,8 \text{ kN/m}^2$

Schwingung:

Deckenklasse	1
Modale Dämpfung	$\zeta = 0,03$
Grenzfrequenz	$f_{gr} \geq 8 \text{ Hz}$
Grenzwert Steifigkeitskrit.	$w_{gr} \leq 0,25 \text{ mm}$
Grenzbeschleunigung	$a_{gr} \geq 0,05 \text{ m/s}^2$

Verformung

max Anfangsbiegung	$w_{inst} \leq l/300 = 25 \text{ mm}$
max Enddurchbiegung	$w_{fin} \leq l/250 = 30 \text{ mm}$

Brandschutzanforderung

Reduziert Querschnitt	$h_{Brand} = h - 58,5 \text{ mm}$
-----------------------	-----------------------------------

#### Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Die erforderliche Deckenstärke beträgt 340 mm.

Somit ergibt sich  $g_{k,1} = 5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,34 \text{ m} = 1,7 \text{ kN/m}^2$

#### Querschnittswerte

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{62,5 \cdot 34^2}{6} = 12041 \text{ cm}^3$$

$$A = b \cdot h = 62,5 \cdot 34 = 2125 \text{ cm}^2$$

Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Mit den Teilsicherheitsbeiwerten auf der Lastseite von 1,35 für ständige Lasten und 1,5 für veränderliche Lasten.

$$q_d = 0,625 \text{ m} \cdot [1,35 \cdot (1,7 \text{ kN/m}^2 + 3,0 \text{ kN/m}^2) + 1,5 \cdot 2,8 \text{ kN/m}^2] = 6,59 \text{ kN/m}$$

$$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{6,59 \cdot 7,5^2}{8} = 46,33 \text{ kNm}$$

$$\sigma_d = \frac{M_d}{W_y} = \frac{4633}{12041} = 0,38 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 3,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{md} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,25} = 15,36 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{3,8}{15,36} = 0,25$$

$$V_d = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{6,59 \cdot 7,5}{2} = 24,71 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{A} = \frac{3 \cdot 24,71}{2 \cdot 1875} = 0,02 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = 0,8 \cdot \frac{2,3}{1,25} = 1,47 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{0,20}{1,47} = 0,14$$

## Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{62,5 \cdot 34^3}{12} = 204708 \text{ cm}^4 = 2,05 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$
$$E_{0,mean} = 11500 \text{ N/mm}^2$$

$$w_{inst} = \sum_{j \geq 1} w_{inst,G,j} + w_{inst,Q,1}$$

Der Durchbiegungsanteil zufolge Eigengewicht darf unberücksichtigt bleiben, wenn sich diese Verformung nicht negativ auf Ausbauten auswirkt (gemäß ÖNORM B 1995-1-1 Kapitel 7.2.2 [1])

### Elastische Anfangsdurchbiegung

$$w_{inst,G} = \frac{5 \cdot 0,625 \cdot 3,0 \cdot 7500^4}{384 \cdot 11500 \cdot 2,05 \cdot 10^9} = 3,27 \text{ mm}$$

$$w_{inst,Q} = \frac{5 \cdot 0,625 \cdot 2,8 \cdot 7500^4}{384 \cdot 11500 \cdot 2,05 \cdot 10^9} = 3,05 \text{ mm}$$

$$w_{inst} = 3,27 + 3,05 = 6,32 \text{ mm}$$

$$w_{inst,grenz} = \frac{7500}{300} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{6,32}{25} = 0,25$$

### Gesamte Enddurchbiegung

$$k_{def} = 0,6 \quad \text{für Brettschichtholz in Nutzungsklasse 1}$$

$$w_{net,fin} = \left[ \sum_{j \geq 1} w_{inst,G,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q,i} \right] \cdot (1 + k_{def})$$

$$w_{net,fin} = (3,27 + 0,3 \cdot 3,05) \cdot (1 + 0,6) = 6,69 \text{ mm}$$

$$w_{inst,grenz} = \frac{7500}{250} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{6,69}{30} = 0,22$$

### Schwingung

Die Steifigkeit der Decke in Längsrichtung beträgt

$$h_{Estrich} = 70 \text{ mm}$$

$$E_{Estrich} = 25000 \text{ N/mm}^2$$

$$I_{Estrich} = \frac{62,5 \cdot 7^3}{12} = 1786 \text{ cm}^4 = 17,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Verhältnis der Steifigkeiten Längs und Quer.

$$\frac{E_{Estrich} \cdot I_{Estrich}}{E_{0,mean} \cdot I_y} = \frac{25000 \cdot 17,9 \cdot 10^6}{11500 \cdot 2,05 \cdot 10^9} = \frac{4,466 \cdot 10^{11}}{2,35 \cdot 10^{13}} = 0,019$$

Die Deckenmasse setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht der Holzdecke und dem ständigen Aufbau. Bezogen auf die Deckenstreifenbreite von 625 mm entspricht dies folgender Masse.

$$m = (1,7 + 3,0) \cdot 0,625 = 2,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cong 294 \text{ kg/m}$$

Die erste Eigenfrequenz berechnet sich somit zu

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot 7,5^2} \cdot \sqrt{\frac{2,35 \cdot 10^7}{294}} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{7,5}{7,5}\right)^4} \cdot 0,019 = 7,97 \text{ Hz}$$

Damit wird nur das Grenzkriterium von  $f_{1,min} = 4,5 \text{ Hz}$  eingehalten. Somit ist eine weitere Untersuchung mittels Schwingungsbeschleunigung erforderlich.

Die mitwirkende Breite ergibt sich zu

$$b_F = \begin{cases} \frac{l}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{(EI)_b}{(EI)_l}} = \frac{7,5}{1,1} \cdot \sqrt[4]{0,019} = 2,53 \text{ m} \\ \text{Deckenbreite } b \quad \quad \quad 7,5 \text{ m} \end{cases}$$

Da sich die statische Ersatzlast von 1 kN (1000 N) auf die mitwirkende Breite  $b_F$  bezieht, wird  $(EI)_l$  durch die Elementbreite von 625 mm dividiert, sodass sich diese mit der effektiven Breite multiplizieren lässt.

$$w_{stat} = \frac{1000 \cdot 7500^3}{48 \cdot \left(\frac{2,35 \cdot 10^{13}}{625}\right) \cdot 2530} = 0,09 \text{ mm}$$

$w_{gr} = 0,25 \text{ mm}$  wird eingehalten.

Schwingungsbeschleunigung

$$\alpha = e^{-0,4 \cdot f_1} = e^{-0,4 \cdot 7,96} = 0,041$$

$$F_0 = 700 \text{ N}$$

$$\zeta = 0,03$$

$$M^* = m \cdot \frac{l}{2} \cdot b_F = \frac{294}{0,625} \cdot \frac{7,5}{2} \cdot 2,53 = 4462 \text{ kg}$$

$$a_{rms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{2 \cdot \zeta \cdot M^*} = \frac{0,4 \cdot 0,041 \cdot 700}{2 \cdot 0,03 \cdot 4462} = 0,043 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{0,043}{0,05} = 0,86$$

Folglich sind alle Nachweise für die Massivholzdecke mit einer Stärke von 340 mm erfüllt.

## Grenzzustand der Tragfähigkeit im außergewöhnlichen Lastfall Brand

$$h_{Brand} = 340 - 58,5 = 281,5 \text{ mm}$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{62,5 \cdot 28,15^2}{6} = 8254 \text{ cm}^3$$

$$A = b \cdot h = 62,5 \cdot 28,15 = 1759 \text{ cm}^2$$

$$g_{k,1} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,28\text{m} = 1,4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_d = 0,625\text{m} \cdot \left[ 1,00 \cdot \left( 1,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \frac{3,0\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,0 \cdot 0,3 \cdot \frac{2,8\text{kN}}{\text{m}^2} \right] = 3,28\text{kN/m}$$

$$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{3,28 \cdot 7,5^2}{8} = 23,06 \text{ kNm}$$

$$\sigma_d = \frac{M_d}{W_y} = \frac{2306}{8254} = 0,28 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 2,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{md} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,0} = 19,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{2,8}{19,2} = 0,15$$

Es ist keine weitere Betrachtung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für den Brandfall erforderlich.

### 3.1.3 Verstärkung durch Stahleinlage

Massivholzdecken besitzen, wie im Kapitel 3.1 beschrieben, seitlich verschiedene Geometrien, sodass ein fugenloses Aneinanderreihen der einzelnen Elemente ermöglicht wird. Oftmals wird zur Ausbildung der Decke als Scheibe eine schubsteife Verbindung der Elemente erforderlich. In diesem Kapitel wird untersucht, ob ein Stahlschwert, welches als T-Querschnitt ausgebildet wird, diese beiden Funktionen vereinen kann und zugleich eine Verbesserung des Tragsystems hervorrufen kann.

Aufgrund des ca 18-fach höheren E-Moduls ist ein im Vergleich zur Decke kleiner Querschnitt ausreichend, um eine deutliche Verbesserung der Tragfähigkeit bzw der Gebrauchstauglichkeit zu erzielen.

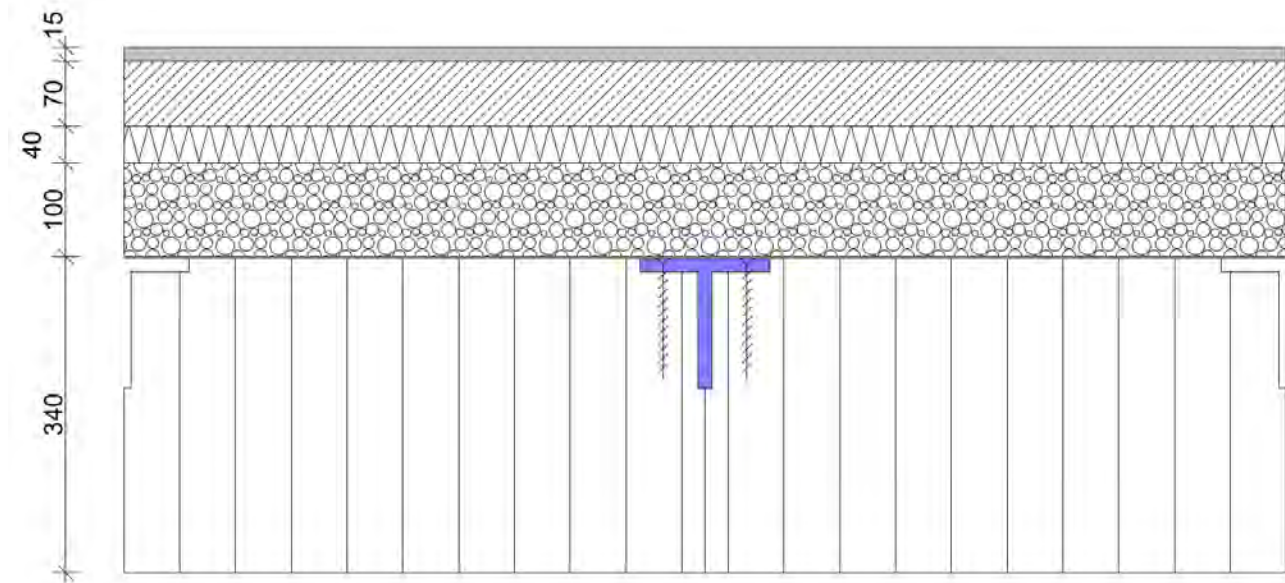


Abbildung 8: Massivholzdecke verstärkt durch Stahleinlage

Der Stahlquerschnitt wird so gewählt, dass im Brandfall innerhalb der 90 min immer noch eine Holzschicht den Stahl schützt. Es wird von der erforderlichen Deckenstärke aus Kapitel 3.1.2 ausgegangen und um 20 mm reduziert.

Um eine kosteneffiziente Verstärkung zu ermöglichen, wird auf einen Standard-T-Querschnitt mit folgenden Abmessungen zurückgegriffen.

$$\begin{aligned}b_T &= 140 \text{ mm} \\h_T &= 140 \text{ mm} \\t_T &= 15 \text{ mm} \\A_T &= 3975 \text{ mm}^2 \\I_{y,T} &= 7334555 \text{ mm}^4\end{aligned}$$

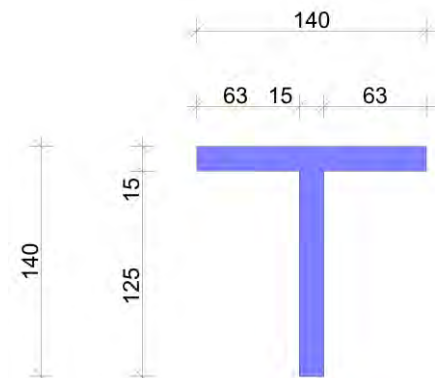


Abbildung 9: T-Querschnitt aus Stahl

Wie im vorherigen Kapitel gezeigt, ist für diese Deckenspannweite der Schwingungsnachweis maßgebend. Aus diesem Grund wird für die Optimierung mittels Stahleinlage nur der Schwingungsnachweis geführt.

### Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Da bei der Ermittlung des Trägheitsmomentes für den Holzquerschnitt der Schlitz für die Stahleinlage nicht berücksichtigt bleibt, wird das Trägheitsmoment des Stahlquerschnitts mit einem um den Faktor 1 reduzierten Multiplikator erhöht.

Lage des Schwerpunktes des T-Querschnitts von der Oberkante

$$z_s = \frac{140 \cdot 15 \cdot \frac{15}{2} + (140 - 15) \cdot 15 \cdot \left(15 + \frac{125}{2}\right)}{3975} = 40,51 \text{ mm}$$

Das Verhältnis der E-Module von Stahl zu Holz beträgt

$$\frac{E_{Stahl}}{E_{BSH}} = \frac{210000}{11500} = 18,26$$

Lage des Schwerpunktes des gesamten Querschnitts

$$z_s = \frac{625 \cdot 320 \cdot \frac{320}{2} + 3975 \cdot 40,51 \cdot (18,26 - 1)}{625 \cdot 320 + 3975 \cdot (18,26 - 1)} = 129,5 \text{ mm}$$

Somit ergibt sich das Trägheitsmoment zu

$$I_{y,BSH} = \frac{625 \cdot 320^3}{12} + 625 \cdot 320 \cdot \left(\frac{320}{2} - 129,5\right)^2 = 1,89 \cdot 10^9$$

$$I_{y,Stahl} = (18,26 - 1) \cdot \left[7334555 + 3975 \cdot \left(\frac{320}{2} - 40,51\right)^2\right] = 1,10 \cdot 10^9$$

$$I_{y,gesamt} = I_{y,BSH} + I_{y,Stahl} = 2,99 \cdot 10^9$$

Verhältnis der Steifigkeiten Längs und Quer.

$$\frac{E_{Estrich} \cdot I_{Estrich}}{E_{0,mean} \cdot I_y} = \frac{25000 \cdot 17,9 \cdot 10^6}{11500 \cdot 2,99 \cdot 10^9} = \frac{4,466 \cdot 10^{11}}{1,617 \cdot 10^{13}} = 0,013$$

Die Deckenmasse setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht der Holzdecke und dem ständigen Aufbau. Bezogen auf die Deckenstreifenbreite von 625 mm entspricht dies folgender Masse.

$$m = (1,6 + 3,0) \cdot 0,625 + 0,003975 \cdot 78,5 = 4,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cong 491 \text{ kg/m}$$

Die erste Eigenfrequenz berechnet sich somit zu

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot 7,5^2} \cdot \sqrt{\frac{11500 \cdot 2,99 \cdot 10^9 \cdot 10^{-6}}{491}} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{7,5}{7,5}\right)^4 \cdot 0,013} = 7,44 \text{ Hz}$$

Die mitwirkende Breite ergibt sich zu

$$b_F = \begin{cases} \frac{l}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{(EI)_b}{(EI)_l}} \\ \text{Deckenbreite } b \end{cases} = \begin{cases} \frac{7,5}{1,1} \cdot \sqrt[4]{0,013} = 2,30 \text{ m} \\ 7,5 \text{ m} \end{cases}$$

Da sich die statische Ersatzlast von 1 kN (1000 N) auf die mitwirkende Breite  $b_F$  bezieht, wird  $(EI)_l$  durch die Elementbreite von 625 mm dividiert, sodass sich diese mit der effektiven Breite multiplizieren lässt.

$$w_{stat} = \frac{1000 \cdot 7500^3}{48 \cdot \left(\frac{1,617 \cdot 10^{13}}{625}\right) \cdot 2760} = 0,7 \text{ mm}$$

$w_{gr} = 0,25 \text{ mm}$  wird eingehalten.

#### Schwingungsbeschleunigung

$$\alpha = e^{-0,4 \cdot f_1} = e^{-0,4 \cdot 7,44} = 0,051$$

$$F_0 = 700 \text{ N}$$

$$\zeta = 0,03$$

$$M^* = m \cdot \frac{l}{2} \cdot b_F = \frac{491}{0,625} \cdot \frac{7,5}{2} \cdot 2,30 = 6776 \text{ kg}$$

$$a_{rms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{2 \cdot \zeta \cdot M^*} = \frac{0,4 \cdot 0,051 \cdot 700}{2 \cdot 0,03 \cdot 6776} = 0,035 \text{ m/s}^2$$



### 3.1.4 Optimierung durch unterschiedliche Brettbreiten

Eine weitere Möglichkeit Material einzusparen und die Steifigkeit der Decke zu erhöhen ist, die einzelnen Brettlagen in verschiedenen Breiten auszuführen. Diese Anordnung führt wie in Abbildung 10 dargestellt zu Hohlräumen zwischen den Brettlagen, die zeitgleich für die Schüttung verwendet werden können. Werden Brettbreiten von 240 mm und 380 mm für die Berechnung herangezogen, ergibt sich ein annähernd gleiches Trägheitsmoment wie in Kapitel 3.1.2.

Der Gesamtschwerpunkt ergibt sich zu

$$z_s = \frac{240 + 380}{2 \cdot 2} = 155 \text{ mm}$$

$$I_y = \frac{625/2 \cdot 240^3}{12} + \frac{625}{2} \cdot 240 \cdot \left(\frac{240}{2} - 155\right)^2 + \frac{625/2 \cdot 380^3}{12} + \frac{625}{2} \cdot 380 \cdot \left(\frac{380}{2} - 155\right)^2 = 2,03 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Verglichen mit dem Trägheitsmoment aus Kapitel 3.1.2. ergibt sich eine Differenz von weniger als 1%. Eine Gegenüberstellung der Querschnittsfläche bzw des Holzverbrauchs zeigt, dass bei unterschiedlichen Brettbreiten der Holzverbrauch um ca 9% geringer ausfällt.

$$h_{\text{mittel}} = \frac{240 + 380}{2} = 310 \text{ mm}$$

$$\Delta A = \frac{310}{340} = 0,91 = 91\%$$

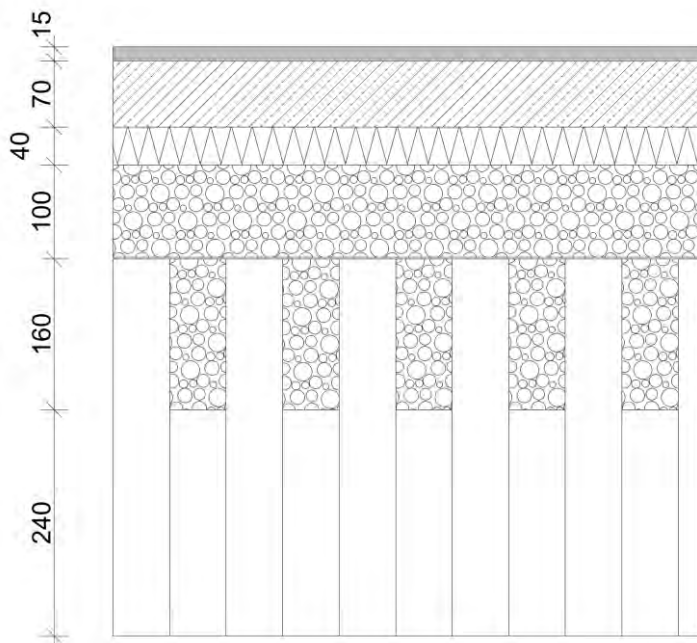


Abbildung 10: Massivholzdecke mit unterschiedlichen Brettbreiten

Aufgrund der erforderlichen Brettbreiten von maximal 400 mm ist dies für die betrachtete Spannweite von 7,5 m nicht kostengünstig umsetzbar, da übliche Brettbreiten mit ca 300 mm begrenzt sind.

## 3.2 Rippendecke

Durch den Einsatz von Rippen auf einer Platte ist es möglich statische Höhe mit geringem Materialeinsatz zu generieren. Es kann bei Rippendecken unterschieden werden, ob die Rippen oberhalb oder unterhalb der Holzplatte angeordnet werden.

Bei der Variante „Rippe nach oben“ bleibt eine glatte Untersicht der Decke erhalten, welche sich ebenfalls in der im vorherigen Kapitel behandelten Massivholzdecke widerspiegelt. Aus diesem Grund wird die Variante mit einer Rippe nach oben in den folgenden Kapiteln untersucht.

In dieser Arbeit wird für die Holzplatte eine Brettsperrholzplatte (BSP) verwendet. Durch die Querlagen der Brettsperrholzplatte ist es möglich, die effektiv mitwirkende Plattenbreite je Rippe zu vergrößern. Dies bedeutet gleichzeitig, dass ein größerer Rippenabstand ermöglicht wird. Diese Querverteilung ist nur möglich, da in der Brettsperrholzplatte abwechselnd Quer- und Längslagen angeordnet sind. Im Vergleich zu einer Balkendecke kann mit einer Brettsperrholzplatte eine zweiachsige Lastabtragung erfolgen. Die Längslagen werden parallel zu den Rippen angeordnet. Bei einer 5s-Platte ergeben sich dadurch zwei Lagen in Querrichtung und drei Lagen in Längsrichtung.

Die Rippen können entweder aus Konstruktionsvollholz (KVH) oder Brettschichtholz (BSH) bestehen. Der aus dem Rippenabstand entstehende Zwischenraum kann zugleich verwendet werden, um die bauphysikalisch erforderliche schwere Schüttung zu platzieren. Siehe Abbildung 11.

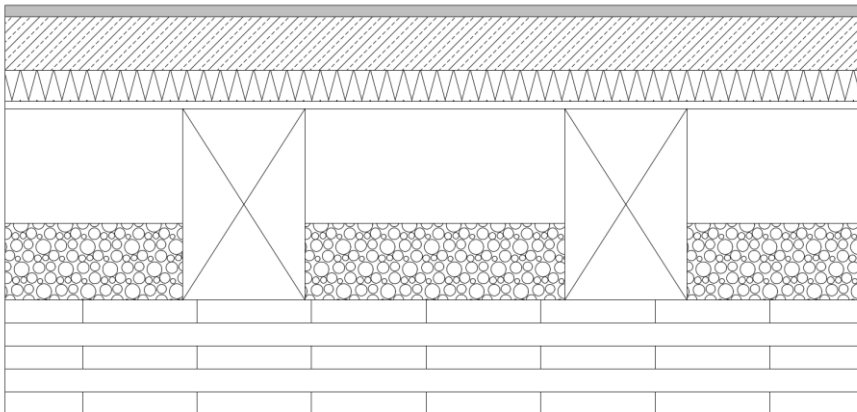


Abbildung 11: Schema einer Rippendecke mit Fußbodenaufbau

Die Vorteile einer Rippendecke liegen darin, dass wie bei der Massivholzdecke eine glatte Vollholzuntersicht direkt nach dem Einbau vorhanden ist. Durch die Ergänzung der Brettsperrholzplatte mit Rippen aus günstigerem Konstruktionsvollholz ergibt sich in Kombination ein Deckensystem, welches bei gleicher Aufbauhöhe einen geringeren Materialverbrauch als die Massivholzdecke aufweist.

Der Nachteil daran ist, dass zwei Bauteile miteinander verbunden werden müssen. Durch die Anforderung einer starren Fügung (zB Verleimung) erhöht sich der Aufwand für die Verbindung. Die Fügung kann wie in Kapitel 3.2.1 beschrieben durch verschiedene Varianten erreicht werden.

Da es nicht zwingend erforderlich ist, dass die Schüttung dieselbe Oberkante wie die Rippen besitzt, wird eine OSB-Platte konstruktiv auf den Rippen befestigt. Damit ist für den Fußbodenaufbau eine ebene Schicht vorhanden. Weil die OSB-Platte nicht starr mit den Rippen verbunden wird, und nur eine geringe Stärke aufweist, kann sie nicht als statisch wirksam angenommen werden.

### Vorteile

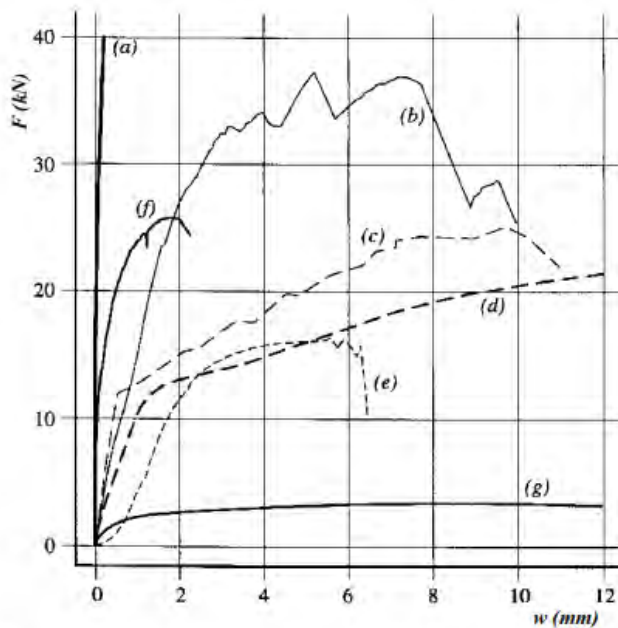
- + Vollholzdecke Untersicht
- + BSP zur Querverteilung um effektive Plattenbreite vergrößern
- + Geringerer Materialverbrauch im Vergleich zu Massivholzdecke
- + OSB-Platte nach Einbau offenbar

### Nachteile

- Zusätzliche Platte oben erforderlich für Fußbodenaufbau
- Starre Verleimung erfordert lange Fügezeit im Werk

### 3.2.1 Verbund BSP zu Rippe

Um eine möglichst geringe Konstruktionshöhe zu erzielen, wird in dieser Arbeit von einem starren Verbund zwischen Brettsperrholz und Rippe ausgegangen. Wie in folgender Abbildung 12 dargestellten Kraft-Verschiebungs-Kurven von verschiedenen Verbindungsmitteln zu erkennen ist, ist die steifste Verbindung nur durch Verleimung (a) oder durch eine flächige Nagelplatte (f) zu erhalten. Dies bedeutet in Hinblick auf einen standardisierten Fertigungsprozess der Deckenelemente, dass die Verbindung entweder durch Verklebung der Einzelteile oder Verbindung mittels Nagelplatte zu erfolgen hat.



Kraft-Verschiebungs-Kurven für verschiedene Verbindungsmittel (Zugversuch, Kraft parallel zur Faserrichtung [Step 1:C1];  
 (a) geleimte Verbindung, (b) Einlassdübel (Ø 100 mm), (c) Einpressdübel (Ø 62 mm),  
 (d) Stabdübel (Ø 14 mm), (e) Bolzen (Ø 14 mm), (f) Nagelplatte (A = 100 cm<sup>2</sup>),  
 (g) Nagel (Ø 4,4 mm)

Abbildung 12: Kraft-Verschiebungs-Kurven für verschiedene Verbindungsmittel aus[13]

Eine Variante der Verklebung zwischen Rippe und Brettsperrholz ist die Schraubpressverklebung gemäß ÖNORM B 1195-1-1 Kapitel L.11.5 [1]. Je nach Rippengeometrie ist es erforderlich, dass bei zu hohen Rippen die Schrauben von der BSP-Seite eingedreht werden. Dies hat zur Folge, dass der Tellerkopf an der BSP aufliegt und somit an der Deckenuntersicht sichtbar bleibt. Ein späteres Herausdrehen der Schrauben ist möglich, jedoch in den meisten Fällen aufgrund des Zeitaufwandes unwirtschaftlich und hinterlässt Abdrücke der Tellerkopfschrauben.

Alternativ können die Rippen durch maschinelle Pressen während der Aushärtezeit mit der Brettsperrholzplatte verbunden werden. Aufgrund der Elementgröße erfordert der Pressvorgang eine ca 2,4 m x 7,5 m große Presse. Bei einem durch die Norm [1] geforderten Mindestpressdruck von 0,25 N/mm<sup>2</sup> bei einem BSP-Element zwischen 100 mm und 200 mm und einer angenommenen Rippenbreite von 200 mm im Abstand von 1100 mm ergibt dies einen Pressdruck von:

$$P = 0,25 \frac{N}{mm^2} \cdot 200mm \cdot 7500mm \cdot 3Stk = 1125 kN \cong 112,5t$$

Dieser Pressdruck ist gleichmäßig auf das Deckenelement aufzubringen und über die Dauer der Aushärtezeit zu halten.

Eine serielle Produktion ist im Falle einer maschinellen Aufbringung des Pressdrucks somit grundlegend von der Aushärtezeit abhängig. Bei einer angenommenen offenen Zeit des Klebstoffes von 5 min zur Aufbringung auf die 3 Rippen, sowie des Ausrichtens und positionieren, entspricht dies einer ungefähren Aushärtezeit von 25 min unter der Annahme des Faktors 5 zwischen offener Zeit und Aushärtezeit.

Als mechanische Alternative für die Verbindung kann ein Hakenband aus Metall, als längliche Alternative für eine lokale Nagelplatte, verwendet werden. Durch die flächige, schubsteife Verbindung zwischen den Holzbauteilen durch die Metallhaken ergibt sich ein hoher Verschiebungsmodul, welcher als annähernd schubsteif angesehen werden kann. Nachteil daran ist, dass auf jeden Fall eine zusätzliche Verschraubung erforderlich ist, um einen ausreichenden Pressdruck für das Hakenband aufbauen zu können. Außerdem ist die Verschraubung notwendig, da ansonsten die Brettsperrholzplatte aufgrund des Eigengewichts (inklusive Schüttung) sich von den Rippen lösen würde, da das Hakenband nur Scherkräfte aufnehmen kann.

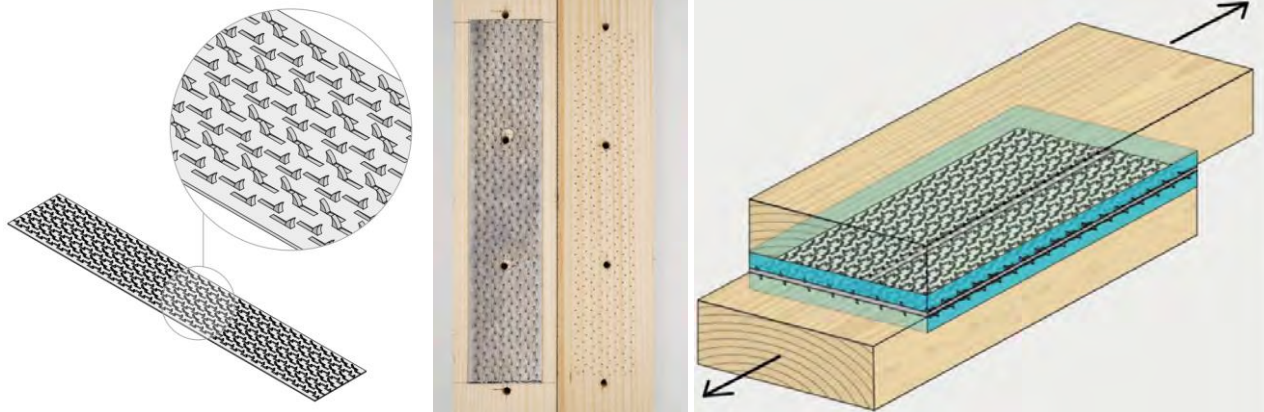


Abbildung 13: Hakenband sharp metal (hd) von Rothoblaas[14]

### 3.2.2 Brandschutzanforderungen

Durch die Anordnung der Rippen nach oben ist nur die flächige Brettsperrholzplatte dem Brand ausgesetzt. Es wird die unterschiedlich schnelle Abbrandrate bei BSP aufgrund der Verleimung der Querlagen berücksichtigt. Bei diesem System ist es aufgrund des Brandschutzes nicht möglich, dass die im Hohlraum befindlichen Installationen in die darunterliegende BSP gebohrt werden.

Dies hat wiederum den positiven Einfluss auf die Rippen, da diese nicht dem Brand ausgesetzt werden und somit auch im außergewöhnlichen Belastungszustand zur Gänze für die Tragfähigkeit erhalten bleiben.

Beim Abbrand von Brettsperrholzplatten kommt es aufgrund der Temperatureinwirkung zu einem „erweichen“ der Verklebung. Dies führt dazu, dass es ab einer gewissen Abbrandrate einer einzelnen Schicht zum Abfallen dieser führt. Normativ wird keine gesonderte Angabe zum Abbrandverhalten von Brettsperrholzelementen gemacht. Aus diesem Grund wird auf die Literatur „Brettsperrholz Bemessung“ von Proholz[15] zurückgegriffen. Darin wird in Kapitel 7.2 beschrieben, dass es nach dem Überschreiten einer Klebefuge im Brettsperrholz zur doppelten Brandgeschwindigkeit auf den nächsten 25 mm kommt.

		Quelle	Brettsperrholz-Leitfaden <sup>1</sup>	HFA Stellungnahme <sup>2</sup>
Decke	erste Lage ab zweiter Lage je Lage	für die ersten 25 mm	$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$	
			$\beta_2 = 2 \cdot 0,65 \text{ mm/min}$	
		für den Rest der Lage	$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$	
		$k_0 \cdot d_0$	$k_0 \cdot d_0 = 7 \text{ mm}$	
Wand	erste Lage ab zweiter Lage		$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$	
			$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$	$\beta'_1 = 0,86 \text{ mm/min}$
		$k_0 \cdot d_0$	$k_0 \cdot d_0 = 7 \text{ mm}$	

Abbildung 14: Abbildung 7-2 zum Zeitverlauf des Abbrandes für ein Deckenelement und Tabelle mit Abbrandgeschwindigkeit[15]

Für einen exemplarischen BSP-Aufbau mit jeweils 30 mm Lamellenstärke bedeutet dies, dass der Bemessungswert der Abbrandtiefe für 90 min sich wie folgt ergibt

Feuerwiderstand für die 1. Lage

$$t_{1.Lage} = \frac{30,0 \text{ mm}}{0,65 \text{ mm/min}} = 46,15 \text{ min}$$

Feuerwiderstand für die 2. Lage

$$t_{1.Lage} = \frac{25,0 \text{ mm}}{1,3 \text{ mm/min}} + \frac{5,0 \text{ mm}}{0,65 \text{ mm/min}} = 26,9 \text{ min}$$

Abbrandtiefe der 3. Lage

$$d_{char,0,3Lage} = 1,3 \frac{\text{mm}}{\text{min}} \cdot (90 \text{ min} - 46,15 \text{ min} - 26,9 \text{ min}) = 22 \text{ mm}$$

Damit ergibt sich die gesamte Abbrandtiefe zu

$$d_{char,0} = 30 \text{ mm} + 30 \text{ mm} + 22 \text{ mm} = 82 \text{ mm}$$

Und somit um eine ca 40% größere Querschnittsreduktion gegenüber einer Vollholz- bzw Brettschichtholzdecke.

### 3.2.3 Mitwirkende Plattenbreite der Rippendecke

Nach der Plattenbalkentheorie kann ein linearer Verlauf der Spannungen an einem idealisierten T-Querschnitt herangezogen werden, wenn hierzu die effektive Breite angesetzt wird.

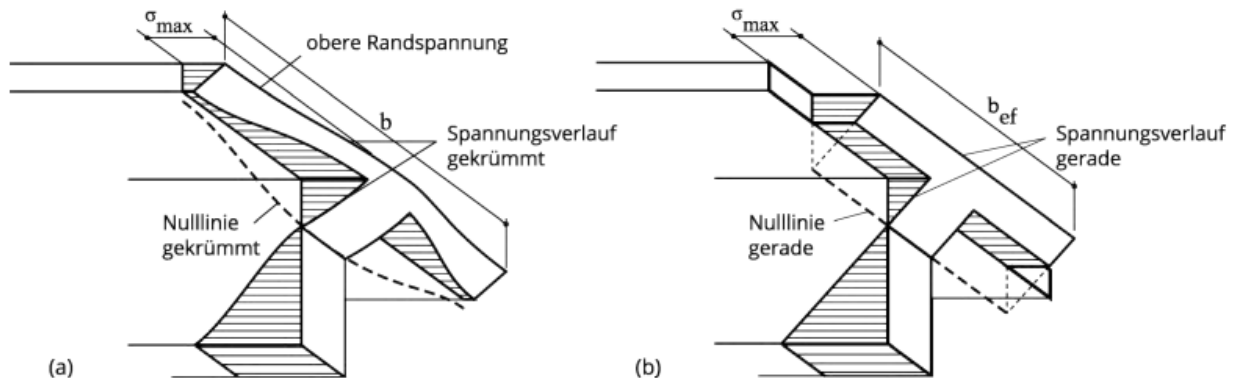


Abbildung 15: Mitwirkende Breite mit der tatsächlichen und der linearen Spannungsverteilung[16]

Aufgrund der Geometrie „Rippe nach oben“ liegt die Decke an den Auflagern jeweils auf der flächigen Brettsperrholzplatte auf. Durch diese breit verteilte Auflagersituation ist die effektive Breite über die gesamte Länge des Deckenelementes gleich anzusetzen und bedarf keiner Reduktion im Auflagerbereich durch eine lokal konzentrierte Lasteinleitung.

Die mitwirkende Breite errechnet sich wie folgt

$$b_{ef} = \sum b_{ef,i} + b_w$$

$b_{ef,i}$  effektiv mitwirkender Plattenanteil je Seite  
 $b_w$  Rippenbreite

Folgende Formel für die mitwirkenden Plattenanteile für Rippendecken ist gemäß „Bemessung Brettsperrholz - Band II“[16] mit den theoretischen Hintergründen aus (Augustin et al., 3/2017) zu entnehmen.

$$b_{ef,i} = b_f \cdot \left[ 0,5 - 0,35 \cdot \left( \frac{b_f}{l} \right)^{0,90} \cdot \left( \frac{E \cdot A_0}{S_{xy}^*} \right)^{0,45} \right]$$

Mit

$b_f$  Lichter Rippenabstand  
 $l$  Deckenspannweite  
 $E \cdot A_0$  Dehnsteifigkeit der BSP-Platte  
 $S_{xy}^*$  Scheibenschubsteifigkeit der BSP-Platte

Daraus folgt die Abhängigkeit der effektiven Plattenbreite von der Dehnsteifigkeit in Längsrichtung im Verhältnis zur Scheibenschubsteifigkeit.

An folgendem Beispiel mit einer 150 mm BSP-Platte und einer 200x500 mm Rippe wird der Einfluss des Rippenabstandes auf die effektive Rippenbreite untersucht. Der Rippenabstand wird zwischen 200 mm (direkt aneinander liegende Rippen) bis zu 4000 mm variiert.

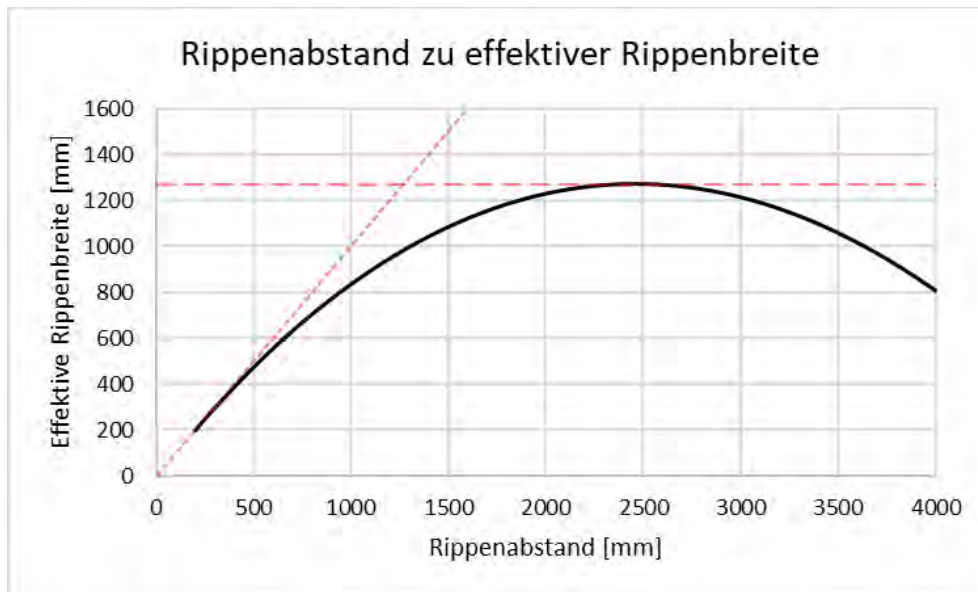


Abbildung 16: Rippenabstand zu effektiver Rippenbreite

Es zeigt sich, dass bei einem sehr geringen Rippenabstand die effektive Plattenbreite linear mit dem Abstand der Rippen zunimmt. Dies bedeutet, dass es zu keiner Reduktion der Plattenbreite kommt, da die gewählte Brettsperrholzplatte genügend Steifigkeit besitzt, um durch die Querlagen die Bereiche zwischen den Rippen zu aktivieren.

Bei der gewählten Rippengeometrie kommt es zu einem Maximum der effektiven Rippenbreite von ca 1250 mm bei einem Rippenabstand von ca 2500 mm.

### 3.2.4 Schubkorrekturfaktor

Die Verformung eines Plattenbalkens besteht zum größten Teil aus der Verdrehung des Stabes. Zusätzlich kommt es aufgrund der Querlagen in der Brettsperrholzplatte zu einer Schubverformung bzw einem Gleiten der Querlagen.

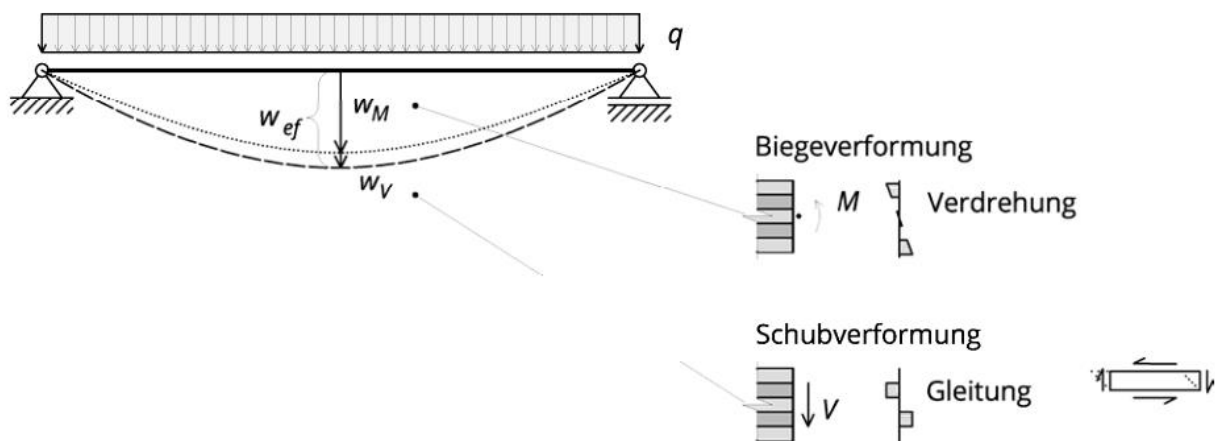


Abbildung 17: Verformungsanteile eines Brettsperrholz-Balkens aus Biegung und Schub[15]

Für die Berücksichtigung der Schubverformung kann in Analogie zum nachgiebig verbundenen Plattenbalken das Gamma-Verfahren herangezogen werden. Mit dem Gamma-Verfahren wird ein effektiver Querschnitt ermittelt, welcher dieselbe Verformung aufweist, wie durch die zusätzliche Schubverformung am Grundquerschnitt.

Da durch die Verwendung des Plattenbalkens und der effektiven Rippenbreite bereits eine Reduktion der BSP-Platte erfolgt, wird in dieser Arbeit der Schubkorrekturfaktor anhand der Näherungsformel bestimmt.

$$\kappa = \frac{1}{1,2} - 0,25 \cdot \frac{\left(\frac{b_{ef}}{b_w}\right)^{0,7}}{k_{rib}^{0,5}}$$

Mit

$b_{ef}$	effektiv mitwirkende Gesamtplattenbreite
$b_w$	Breite der Rippe
$k_{rib}$	Verhältnis zwischen Höhe der Rippe zu Höhe der Platte

*Wie in Band 1 ausgeführt, führen die beiden Rechenverfahren – das erweiterte Gamma-Verfahren nach Schelling und die Berechnung als schubnachgiebiger Balken nach Timoshenko – zu gleichwertigen Ergebnissen, wenn baupraktische Schlankheits-verhältnisse vorliegen und die Lasten relativ gleichmäßig verteilt sind.[16]*



### 3.2.5 Statische Berechnung

Zur Ermittlung der erforderlichen Rippengeometrie wird die Berechnung anhand eines Rippenquerschnittes und einer 150 mm starken BSP-Platte geführt. Da je nach Hersteller die Lagen der Brettsperrholzplatten unterschiedlich sind, wird in dieser Arbeit von 5 gleich starken Lagen ausgegangen.

Geometrie:

Länge	$l = 7500 \text{ mm}$	
Breite Deckenfeld	$b_{\text{Feld}} = 7500 \text{ mm}$	
Rippenquerschnitt	$b_{\text{Rippe}} = 200 \text{ mm}$	
	$h_{\text{Rippe}} = 280 \text{ mm}$	
	$E_{\text{Rippe}} = 11000 \text{ N/mm}^2$	
	$G_{0,\text{mean}} = 650 \text{ N/mm}^2$	lt EN 338[17]
	$e_{\text{Rippe}} = 1100 \text{ mm}$	
BSP	$h_{\text{BSP}} = 150 \text{ mm}$	mit je 30 mm Lagen
	$E_{\text{BSP}} = 11550 \text{ N/mm}^2$	
	$G_{0,\text{mean}} = 690 \text{ N/mm}^2$	lt EN14080[18]
	$G_{90,\text{mean}} = 65 \text{ N/mm}^2$	
Estrich	$h_{\text{Estrich}} = 70 \text{ mm}$	
	$\rho_{\text{Estrich}} = 2500 \text{ kg/m}^3$	
	$E_{\text{Estrich}} = 25000 \text{ N/mm}^2$	

Belastung:

Ständige Last	$g_{k,2} = 3,0 \text{ kN/m}^2$
Nutzlast	$q_k = 2,8 \text{ kN/m}^2$

Schwingung:

Deckenklasse	1
Modale Dämpfung	$\zeta = 0,04$
Grenzfrequenz	$f_{gr} \geq 8 \text{ Hz}$
Grenzwert Steifigkeitskrit.	$w_{gr} \leq 0,25 \text{ mm}$
Grenzbeschleunigung	$a_{gr} \geq 0,05 \text{ m/s}^2$

Verformung

max Anfangsbiegung	$w_{\text{inst}} \leq l/300 = 25 \text{ mm}$
max Enddurchbiegung	$w_{\text{net,fin}} \leq l/250 = 30 \text{ mm}$

Brandschutzanforderung

Reduzierter Querschnitt  $h_{\text{Brand}}$  gemäß Lagenstärke

#### Mitwirkende Plattenbreite

Aus der Dehnsteifigkeit in Längsrichtung

$$D_x = 3 \cdot 30 \cdot 11550 = 1039500 \text{ N/mm}$$

Und der Dehnsteifigkeit in Querrichtung

$$D_x = 2 \cdot 30 \cdot 11550 = 693000 \text{ N/mm}$$

Ergibt sich die Scheibenschubsteifigkeit gemäß EN 1995-1-1[1] zu

$$S_{xy}^* = \frac{G_{0,\text{mean}} \cdot t}{1 + 6 \cdot p_s \cdot \left(\frac{t_{\text{max}}}{a}\right)^{q_s}} = \frac{690 \cdot 150}{1 + 6 \cdot 0,43 \cdot \left(\frac{30}{150}\right)^{1,21}} = 75657 \text{ N/mm}$$

Mit

$p_s = 0,43$	lt ÖNORM B 1995-1-1 Tabelle NA.K.4[1]
$q_s = 1,21$	
$t = 150 \text{ mm}$	Gesamtdicke des Brettsperrholzelementes
$t_{\text{max}} = 30 \text{ mm}$	größte Dicke der Einzelschicht
$a = 150 \text{ mm}$	Mittlere Brettbreite

$$b_{ef,i} = b_f \cdot \left[ 0,5 - 0,35 \cdot \left( \frac{b_f}{l} \right)^{0,90} \cdot \left( \frac{E \cdot A_0}{S_{xy}^*} \right)^{0,45} \right] = (1100 - 200) \cdot \left[ 0,5 - 0,35 \cdot \left( \frac{900}{7500} \right)^{0,90} \cdot \left( \frac{1039500}{75657} \right)^{0,45} \right] = 229,7 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = \sum b_{ef,i} + b_w = 2 \cdot 298 + 200 = 796 \text{ mm}$$

### Querschnittswerte

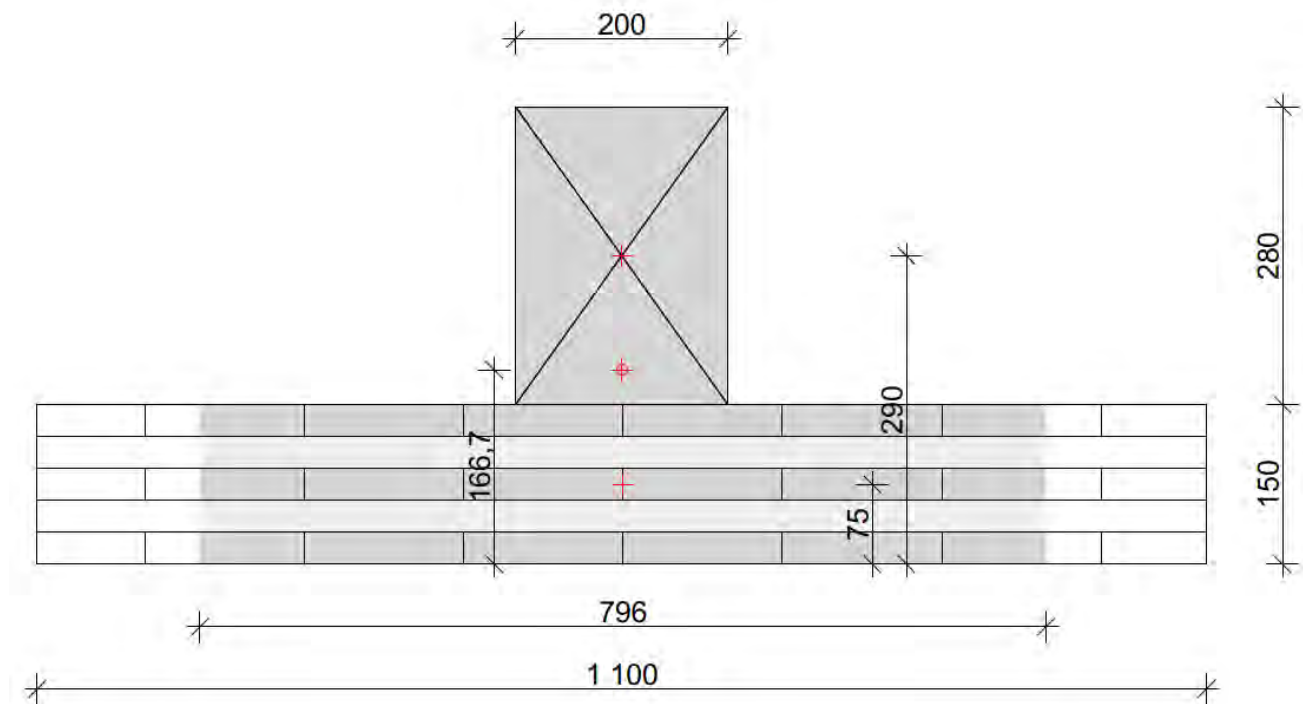


Abbildung 18: Querschnitt mit effektiver Breite und Schwerpunkt

$$z_s = \frac{11550 \cdot 796 \cdot 3 \cdot 30 \cdot 75 + 11000 \cdot 200 \cdot 280 \cdot 290}{11550 \cdot 796 \cdot 3 \cdot 30 + 11000 \cdot 200 \cdot 280} = 166,7 \text{ mm}$$

### Effektives Trägheitsmoment

$$(EI)_{eff} = 11550$$

$$\begin{aligned} & \cdot \left[ \frac{3 \cdot 796 \cdot 30^3}{12} + 796 \cdot 30 \cdot \left( 166,7 - \frac{30}{2} \right)^2 + 796 \cdot 30 \cdot \left( 166,7 - 2 \cdot 30 - \frac{30}{2} \right)^2 + 796 \cdot 30 \right. \\ & \cdot \left. \left( 166,7 - 4 \cdot 30 - \frac{30}{2} \right)^2 \right] + 11000 \cdot \left[ \frac{200 \cdot 280^3}{12} + 200 \cdot 280 \cdot (290 - 166,7)^2 \right] \\ & = 2,24 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

### Schubkorrekturfaktor

$$\kappa = \frac{1}{1,2} - 0,25 \cdot \frac{\left( \frac{796}{200} \right)^{0,7}}{\left( \frac{280}{150} \right)^{0,5}} = 0,352$$

### Schubsteifigkeit

$$(GA)_{eff} = 0,352 \cdot (3 \cdot 690 \cdot 796 \cdot 30 + 2 \cdot 65 \cdot 796 \cdot 30 + 650 \cdot 200 \cdot 280) = 3,13 \cdot 10^7 \text{ N}$$

## Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Aus obiger Geometrie ergibt sich das Eigengewicht der Struktur zu  $g_{k,1}$

$$g_{k,1} = \frac{1,1 \cdot 0,15 \cdot 500 + 0,2 \cdot 0,28 \cdot 500}{1,1} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

Unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte sind die maßgebenden Bemessungsschnittgrößen für das Moment in Feldmitte und die Querkraft am Auflagerpunkt

$$M_{yd} = \frac{[1,35 \cdot (1,0 + 3) + 1,5 \cdot 2,8] \cdot 1,1 \cdot 7,5^2}{8} = 74,30 \text{ kNm}$$

$$V_{zd} = \frac{[1,35 \cdot (1,0 + 3) + 1,5 \cdot 2,8] \cdot 1,1 \cdot 7,5}{2} = 39,60 \text{ kN}$$

Nachweis der Biegespannungen der Rippe

$$\sigma_d = \frac{74,30 \cdot 10^6}{2,24 \cdot 10^{13}} \cdot (166,7 - 430) \cdot 11000 = -9,60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{md} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,3} = 14,77 \text{ N/mm}^2$$

Ausnutzung  $\eta = \frac{9,60}{14,77} = 0,65$

Nachweis der Biegespannungen der BSP-Platte

$$\sigma_d = \frac{74,30 \cdot 10^6}{2,24 \cdot 10^{13}} \cdot (166,7) \cdot 11550 = 6,39 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{md} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,2} = 16,0 \text{ N/mm}^2$$

Ausnutzung  $\eta = \frac{6,39}{16,0} = 0,40$

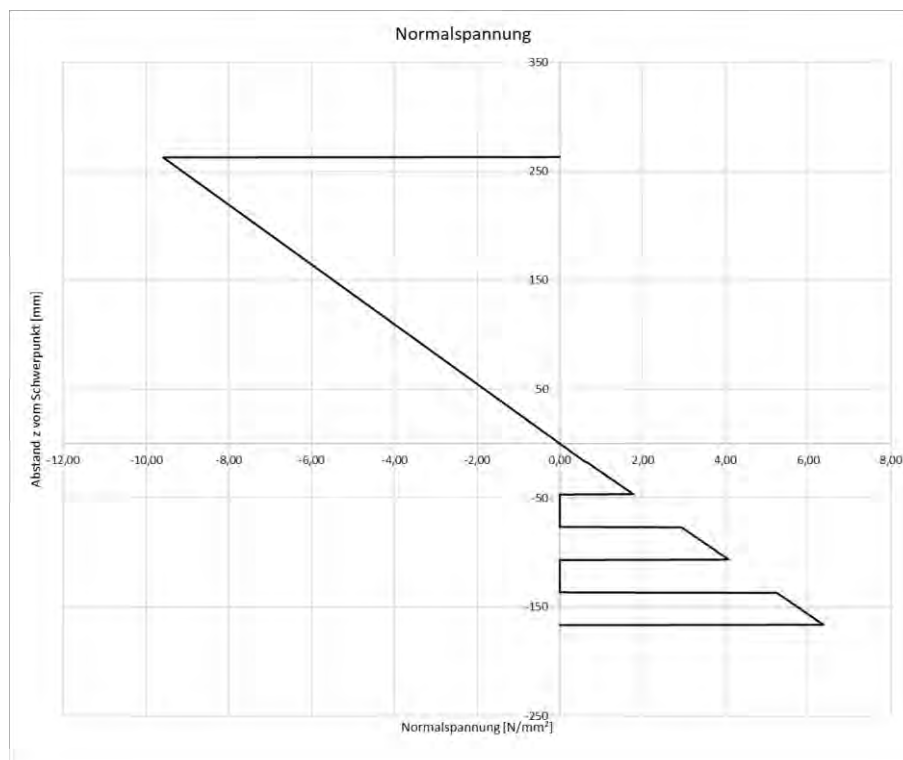


Abbildung 19: Normalspannungsverlauf im Rippenquerschnitt

#### Maximale Stellen der Schubspannungsnachweise

- Maximale Schubspannung im Querschnitt bei  $z=0$
- Maximale Schubspannung am Übergang zwischen Rippe und BSP bei  $z = 150-166,7 = -16,7$
- Maximale Rollschubspannung in der Querlage der BSP-Platte, welche am nächsten zum Schwerpunkt liegt bei  $z=120-166,7 = -46,7$

Die statischen Momente werden ebenfalls mit dem E-Modul gewichtet und errechnen sich wie folgt

$$S_y(z_s) = \frac{11550}{11000} \cdot \left[ 796 \cdot 30 \cdot \left( 166,7 - \frac{30}{2} \right) + 796 \cdot 30 \cdot \left( 166,7 - 60 - \frac{30}{2} \right) + 796 \cdot 30 \cdot \left( 166,7 - 120 - \frac{30}{2} \right) \right] + \frac{11000}{11000} \cdot \left[ 200 \cdot (166,7 - 150) \cdot \frac{(166,7 - 150)}{2} \right] = 6,92 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_y(z = -16,7) = \frac{11550}{11000} \cdot \left[ 796 \cdot 30 \cdot \left( 166,7 - \frac{30}{2} \right) + 796 \cdot 30 \cdot \left( 166,7 - 60 - \frac{30}{2} \right) + 796 \cdot 30 \cdot \left( 166,7 - 120 - \frac{30}{2} \right) \right] = 6,90 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_y(z = -46,7) = \frac{11550}{11000} \cdot \left[ 796 \cdot 30 \cdot \left( 166,7 - \frac{30}{2} \right) + 796 \cdot 30 \cdot \left( 166,7 - 60 - \frac{30}{2} \right) \right] = 6,10 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

#### Maximale Schubspannung im Querschnitt bei $z=0$

$$\tau_{\max}(z_s) = \frac{39,60 \cdot 10^3 \cdot 6,92 \cdot 10^6 \cdot 11000}{2,24 \cdot 10^{13} \cdot 200} = 0,674 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = 0,8 \cdot \frac{2,3}{1,3} = 1,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{0,674}{1,41} = 0,48$$

#### Maximale Schubspannung am Übergang zwischen Rippe und BSP bei $z = -16,7$

$$\tau_{\text{Rippe zu BSP}}(z = -16,7) = \frac{39,60 \cdot 10^3 \cdot 6,90 \cdot 10^6 \cdot 11000}{2,13 \cdot 10^{13} \cdot 200} = 0,672 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = 0,8 \cdot \frac{2,3}{1,3} = 1,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{0,672}{1,41} = 0,48$$

#### Maximale Rollschubspannung in der Querlage der BSP-Platte

$$\tau_{\text{Querlage}}(z = -46,7) = \frac{39,60 \cdot 10^3 \cdot 6,10 \cdot 10^6 \cdot 11550}{2,13 \cdot 10^{13} \cdot 796} = 0,157 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = 0,8 \cdot \frac{0,7}{1,2} = 0,46 \text{ N/mm}^2 \quad \text{lt ÖNORM B 1995-1-1 Tabelle NA.K.3[1]}$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{0,157}{0,46} = 0,34$$

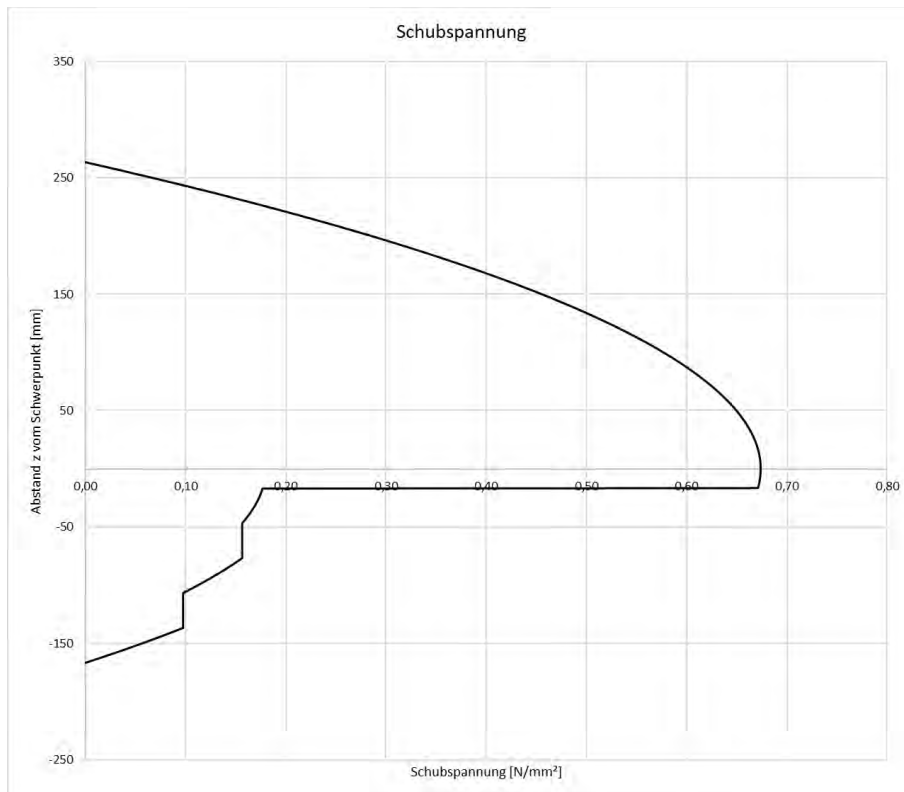


Abbildung 20: Schubspannungsverlauf der Rippe und der Brettsperrholzplatte

### Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Die Durchbiegung bezogen auf eine Rippenbreite setzt sich aus dem Durchbiegungsanteil und der Schubverformung zusammen.

$$w_{1kN/m^2} = \frac{5 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 7500^4}{384 \cdot 2,24 \cdot 10^{13}} + \frac{1 \cdot 1,1 \cdot 7500^2}{8 \cdot 3,13 \cdot 10^7} = 2,02 + 0,25 = 2,27 \text{ mm}$$

Der Durchbiegungsanteil der Schubverformung beträgt ca 10% der Gesamtverformung und sollte somit für die weitere Berechnung berücksichtigt bleiben.

### Elastische Anfangsdurchbiegung

Gemäß ÖNORM B 1995-1-1[1] darf das Struktureigengewicht unberücksichtigt bleiben, sofern sich die Verformung nicht negativ auf Ausbauten auswirkt.

$$w_{inst} = w_{1kN/m^2} \cdot (g_{k,2} + q_k) = 2,27 \cdot (3 + 2,8) = 13,16 \text{ mm}$$

$$w_{inst,grenz} = \frac{7500}{300} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{13,16}{25} = 0,53$$

### Gesamte Enddurchbiegung

$$w_{net,fin} = w_{1kN/m^2} \cdot (g_{k,1} + g_{k,2} + \psi_2 \cdot q_k) \cdot (1 + k_{def}) = 2,27 \cdot (1,1 + 3 + 0,3 \cdot 2,8) \cdot (1 + \sqrt{0,8 \cdot 0,6}) = 18,61 \text{ mm}$$

$$w_{inst,grenz} = \frac{7500}{250} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{18,61}{30} = 0,62$$

## Schwingungsnachweis

Zusätzlich zur Steifigkeit der Eigenstruktur wirkt der querverteilende Estrich ebenfalls in Längsrichtung

$$(EI)_{eff\_gesamt} = 2,24 \cdot 10^{13} + 25000 \cdot \frac{1100 \cdot 70^3}{12} = 2,24 \cdot 10^{13} + 7,86 \cdot 10^{11} = 2,32 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Die Steifigkeit des Estrichs wirkt sich mit ca 2% kaum auf die gesamte Längssteifigkeit der Deckenkonstruktion aus.

Zur Biegesteifigkeit in Querrichtung des Estrichs addieren sich die Querlagen der Brettsperrholzplatte hinzu.

$$(EI)_{b\_gesamt} = 11550 \cdot \left[ \frac{2 \cdot 1100 \cdot 30^3}{12} + 2 \cdot 1100 \cdot 30 \cdot 30^2 \right] + 25000 \cdot \frac{1100 \cdot 70^3}{12} = 15,3 \cdot 10^{11} \text{ N/mm}^2$$

## Eigenfrequenz

Die Masse des Estrichs ist bereits in der Aufbauast von  $g_{k,2}$  enthalten. Somit ergibt sich für den Aufbau bei einer Belastung von 300 kg/m<sup>2</sup>, multipliziert mit dem Rippenabstand von 1100 mm, eine Masse von 330 kg/m.

Die Masse des Eigengewichtes der Holzkubatur ergibt sich zu 100 kg/m<sup>2</sup>, welche bezogen auf die Rippenbreite von 1100 mm sich auf eine Masse von 110 kg/m reduziert.

Da sich das effektive Trägheitsmoment ebenfalls auf den Rippenabstand bezieht, wird die Frequenz ebenfalls an einem Streifen mit 1100 mm Breite berechnet.

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot 7,5^2} \cdot \sqrt{\frac{2,32 \cdot 10^7}{110 + 330}} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{7,5}{7,5}\right)^4 \cdot \frac{15,3 \cdot 10^5}{2,32 \cdot 10^7}} = 6,62 \text{ Hz}$$

Damit wird nur das Grenzkriterium von  $f_{1,min} = 4,5 \text{ Hz}$  eingehalten. Somit ist eine weitere Untersuchung mittels Schwingungsbeschleunigung erforderlich.

Die Querverteilung des Estrichs erhöht die Eigenfrequenz um ca 3% und wirkt sich kaum auf den Nachweis im GZG aus.

Zusätzlich zur Eigenfrequenz muss das Steifigkeitskriterium eingehalten werden. Dabei wird durch eine statische Ersatzlast von 1 kN in Feldmitte Rückschluss gezogen auf die Steifigkeit der Deckenkonstruktion. In der Berechnung wird das Struktureigengewicht nicht berücksichtigt und nur die statische Ersatzlast herangezogen, welche keine größere Verformung als 0,25 mm in Deckenklasse 1 hervorrufen darf.

Die mitwirkende Breite ergibt sich zu

$$b_F = \begin{cases} \frac{l}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{(EI)_b}{(EI)_l}} \\ \text{Deckenbreite } b \end{cases} = \begin{cases} \frac{7,5}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{15,3 \cdot 10^5}{2,32 \cdot 10^7}} \\ 7,5 \text{ m} \end{cases} = 3,46 \text{ m}$$

Da sich die statische Ersatzlast von 1 kN (1000 N) auf die mitwirkende Breite  $b_F$  bezieht, wird  $(EI)_l$  durch den Rippenabstand von 1100 mm dividiert, sodass sich diese mit der effektiven Breite multiplizieren lässt. Aufgrund der Rippenkonstruktion mit BSP-Platte wird zusätzlich der Schubverformungsanteil berücksichtigt.

$$w_{stat} = \frac{1000 \cdot 7500^3}{48 \cdot \left(\frac{2,32 \cdot 10^{13}}{1100}\right) \cdot 3460} + \frac{1000 \cdot 7500}{4 \cdot \left(\frac{3,13 \cdot 10^7}{1100}\right) \cdot 3460} = 0,12 + 0,019 = 0,14 \text{ mm}$$

$w_{gr} = 0,25 \text{ mm}$  wird eingehalten.

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{0,14}{0,25} = 0,56$$

### Schwingungsbeschleunigung

$$\alpha = e^{-0,4 \cdot f_1} = e^{-0,4 \cdot 6,62} = 0,071$$

$$F_0 = 700 \text{ N}$$

$$\zeta = 0,04$$

$$M^* = m \cdot \frac{l}{2} \cdot b_F = (100 + 300) \cdot \frac{7,5}{2} \cdot 3,46 = 5190 \text{ kg}$$

$$a_{rms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{2 \cdot \zeta \cdot M^*} = \frac{0,4 \cdot 0,071 \cdot 700}{2 \cdot 0,04 \cdot 5190} = 0,048 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{0,048}{0,05} = 0,96$$

Das Kriterium der Schwingungsbeschleunigung von  $0,05 \text{ m/s}^2$  wird somit eingehalten. Durch die Ausnutzung von 96% zeigt sich, dass ein der rechnerisch maximale Rippenabstand für diese Geometrieconfiguration erreicht ist.

## Grenzzustand der Tragfähigkeit im außergewöhnlichen Lastfall Brand

Wie in Kapitel 3.1.1 beschrieben brennen die ersten 25 mm einer Brettspertholzlage schneller ab. Für den oben angeführten Aufbau führt dies bei einer Brandbeanspruchungsdauer von 90 min zu folgendem Restquerschnitt.

Feuerwiderstand für die 1. Lage

$$t_{1.Lage} = \frac{30,0 \text{ mm}}{0,65 \text{ mm/min}} = 46,15 \text{ min}$$

Feuerwiderstand für die 2. Lage

$$t_{1.Lage} = \frac{25,0 \text{ mm}}{1,3 \text{ mm/min}} + \frac{5,0 \text{ mm}}{0,65 \text{ mm/min}} = 26,9 \text{ min}$$

Abbrandtiefe der 3. Lage

$$d_{char,0,3Lage} = 1,3 \text{ mm/min} \cdot (90 \text{ min} - 46,15 \text{ min} - 26,9 \text{ min}) = 22 \text{ mm}$$

Damit ergibt sich die gesamte Abbrandtiefe zu

$$d_{char,0} = 30 \text{ mm} + 30 \text{ mm} + 22 \text{ mm} = 82 \text{ mm}$$

Der Restquerschnitt ergibt sich somit zu

$$h_{Brand} = 150 - 82 = 68 \text{ mm}$$

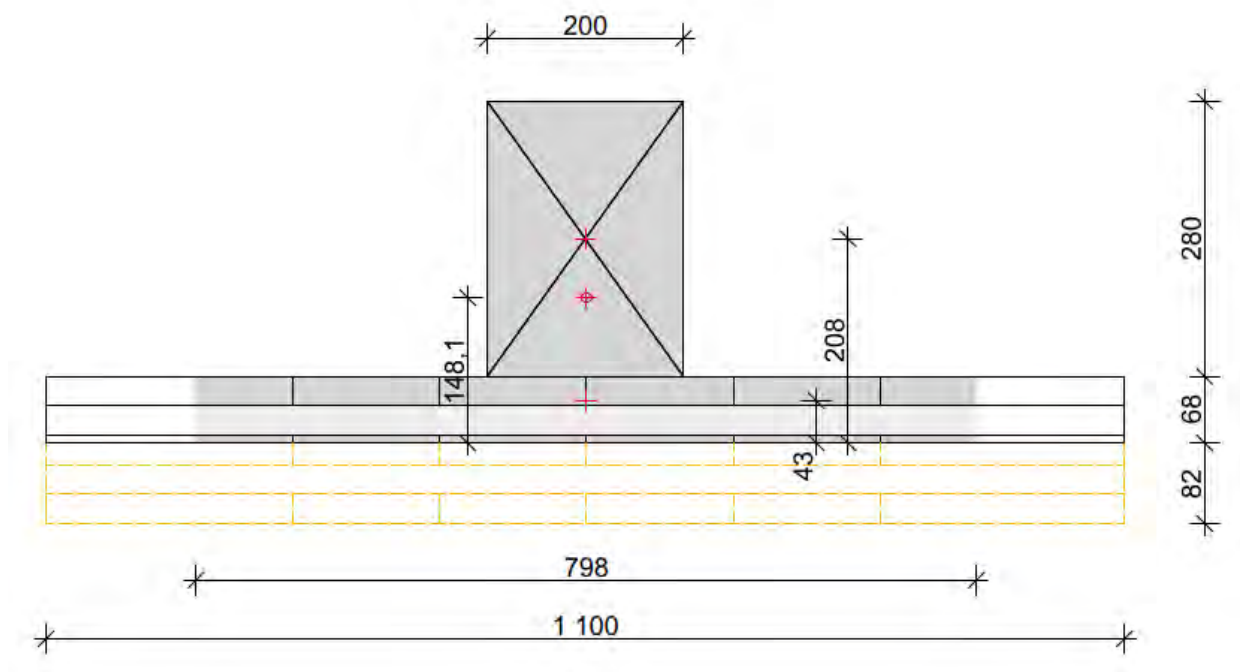


Abbildung 21: Querschnitt unter Brandbeanspruchung

Der Schwerpunkt der verbleibenden Konstruktion verschiebt sich in Richtung des Rippenquerschnitts zu

$$z_s = 148,1 \text{ mm}$$

Womit sich das effektive Trägheitsmoment ändert.

$$(EI)_{eff} = 10,3 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$



Zusätzlich reduziert sich im Brandfall die Einwirkungskombination zu

$$M_{yd} = \frac{[1,00 \cdot (0,60 + 3) + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 2,8] \cdot 1,1 \cdot 7,5^2}{8} = 34,30 \text{ kNm}$$

$$V_{zd} = \frac{[1,00 \cdot (0,60 + 3) + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 2,8] \cdot 1,1 \cdot 7,5}{2} = 18,30 \text{ kN}$$

Nachweis der Biegespannungen der Rippe

$$\sigma_d = \frac{34,30 \cdot 10^6}{10,3 \cdot 10^{12}} \cdot (148,1 - 348) \cdot 11000 = -7,33 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,0} = 19,2 \text{ N/mm}^2$$

Ausnutzung  $\eta = \frac{7,33}{19,2} = 0,38$

Nachweis der Biegespannungen der BSP-Platte

$$\sigma_d = \frac{34,30 \cdot 10^6}{10,3 \cdot 10^{12}} \cdot (148,1) \cdot 11550 = 5,70 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,0} = 19,2 \text{ N/mm}^2$$

Ausnutzung  $\eta = \frac{5,70}{19,2} = 0,30$

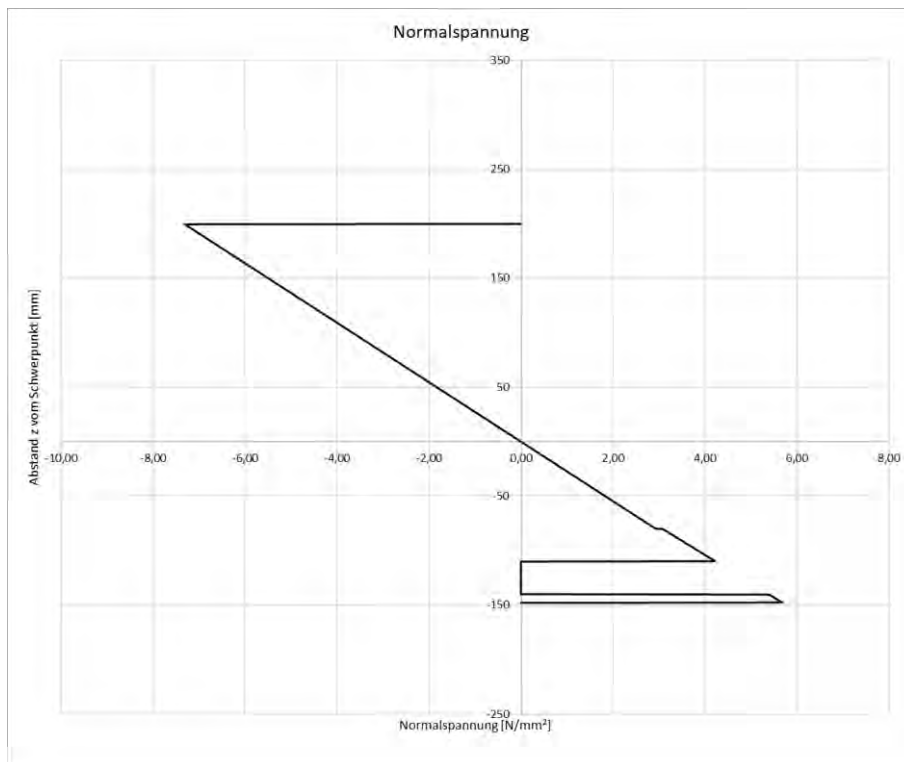


Abbildung 22: Normalspannungsverlauf im außergewöhnlichen Brandzustand

## Zusammenfassung der Nachweise

In folgender Tabelle sind alle Nachweise bzw Ausnutzungsgrade für die gewählte Geometrie zusammengefasst.

Ausnutzungsgrade Nachweise	GZT	GZG
$\sigma_{Rippe}$	0,65	
$\sigma_{BSP}$	0,40	
$\tau_{z=0}$	0,48	
$\tau_{Rippe\ zu\ BSP}$	0,48	
$\tau_{Querlage}$	0,34	
$w_{inst}$		0,53
$w_{net,fin}$		0,62
$f_{1,grenz\ 4,5Hz}$		0,68
$f_{1,8Hz}$		1,21*
$w_{stat}$		0,56
$a_{rms}$		0,96

\* Die Anforderung an die Deckenklasse 1 mit 8 Hz wird nicht eingehalten, sodass zusätzlich das Beschleunigungskriterium  $a_{rms}$  ausgewertet werden muss.

Die Ausnutzungsgrade im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Brandfall sind geringer als im GZT und somit für den Nachweis nicht maßgebend.

### 3.2.6 Variantenstudie

Das Ergebnis aus dem vorherigen Kapitel zeigt, dass für den gewählten Rippenquerschnitt in Verbindung mit der BSP-Platte und dem Rippenabstand ein positiver statischer Nachweis möglich ist.

Da eine größere Rippe auch mit einem größeren Rippenabstand zum gleichen positiven Ergebnis kommt, wurde für die Bemessung der Rippendecke die Nachweiskette aus dem vorherigen Kapitel in ein Excel programmiert. Dadurch ist es möglich an folgenden Eingabeparameter zu variieren und die daraus resultierende optimierte Geometrie zu erhalten.

1. Rippenabstand
2. Rippenhöhe
3. Rippenbreite
4. BSP Plattenstärke
5. Material Rippe (KVH oder BSH)
6. Rippengeometrie

Untersucht werden die Faktoren des Materialverbrauchs (Querschnittsfläche) und der Aufbauhöhe der einzelnen Rippenquerschnitte.

#### Rippenabstand

Wie in Kapitel 3.2.5 berechnet, ergibt sich bei einem Rippenabstand von 1100 mm eine Ausnutzung von 96%. Eine volle Ausnutzung des statischen Nachweises mit 100 % ergibt sich bei einem Rippenabstand von 1168 mm. Dies stellt den oberen Grenzwert für den Rippenabstand dar, da durch eine Steigerung des Rippenabstandes die Schwingungsbeschleunigung weiter ansteigt und somit der Nachweis der Schwingung nicht mehr erfüllt ist. Dies ist in folgendem Diagramm in Abbildung 23 abzulesen.

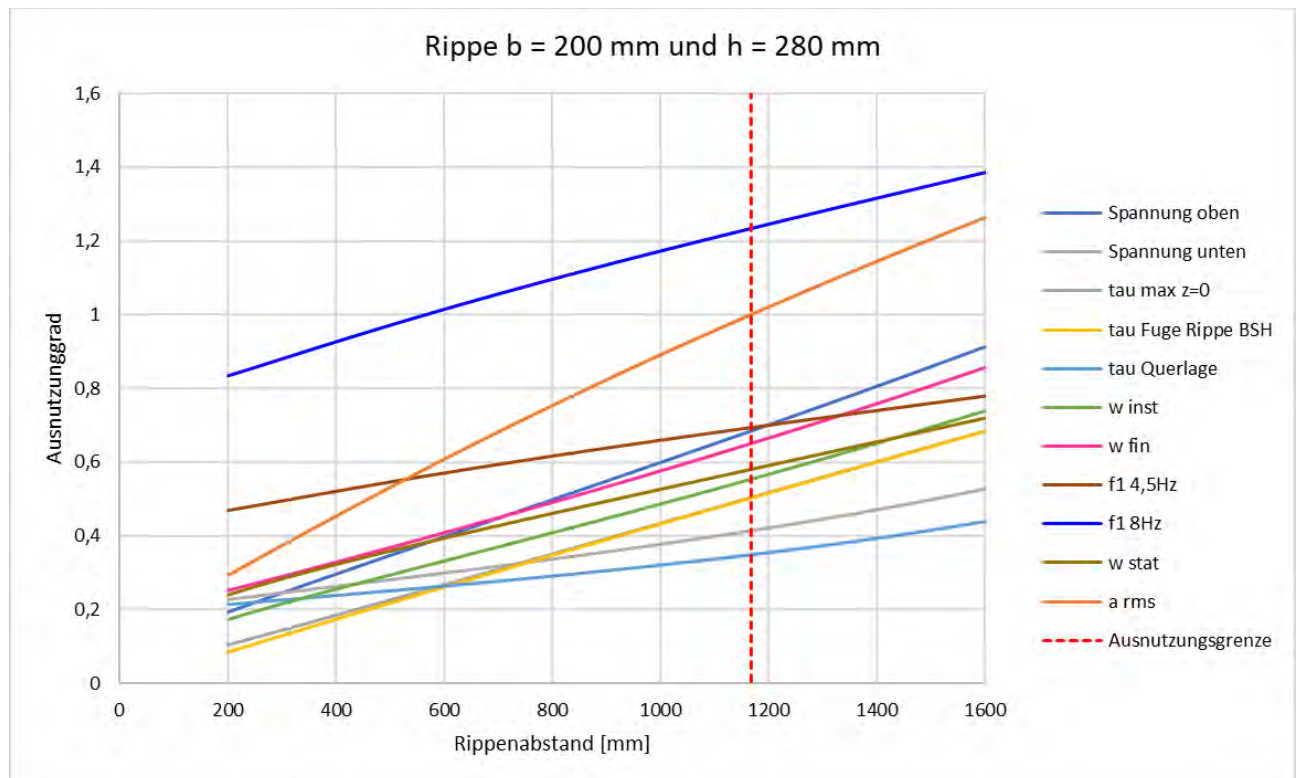


Abbildung 23: Ausnutzungsgrade in Abhängigkeit des Rippenabstandes bei fixer Rippengeometrie

Nur bei einem Rippenabstand kleiner als ca 600 mm ist das Grenzkriterium der Frequenz für die Deckenklasse 1 mit 8 Hz erfüllt. Zwischen 600 mm und dem Maximalwert von ca 1168 mm ist nur das Grenzkriterium der Frequenz mit 4,5 Hz eingehalten und der maßgebende Nachweis ist die Schwingungsbeschleunigung  $a_{rms}$ .

## Rippenhöhe

Wird bei gegebener Rippenbreite die Höhe variiert, sodass alle Nachweise erfüllt sind, ergeben sich die im folgenden Diagramm in Abbildung 24 dargestellten Rippenhöhen in Bezug auf den Rippenabstand.

Es ist zu erkennen, dass die Kurve mit größer werdender Rippenhöhe steiler ansteigt. Dies deutet darauf hin, dass der maximale Rippenabstand erreicht ist und die Bemessung von einem statisch günstigen I-Querschnitt zurück zu einem Rechteckquerschnitt (ohne Berücksichtigung der BSP-Platte bzw derer mitwirkenden Breite) geht.

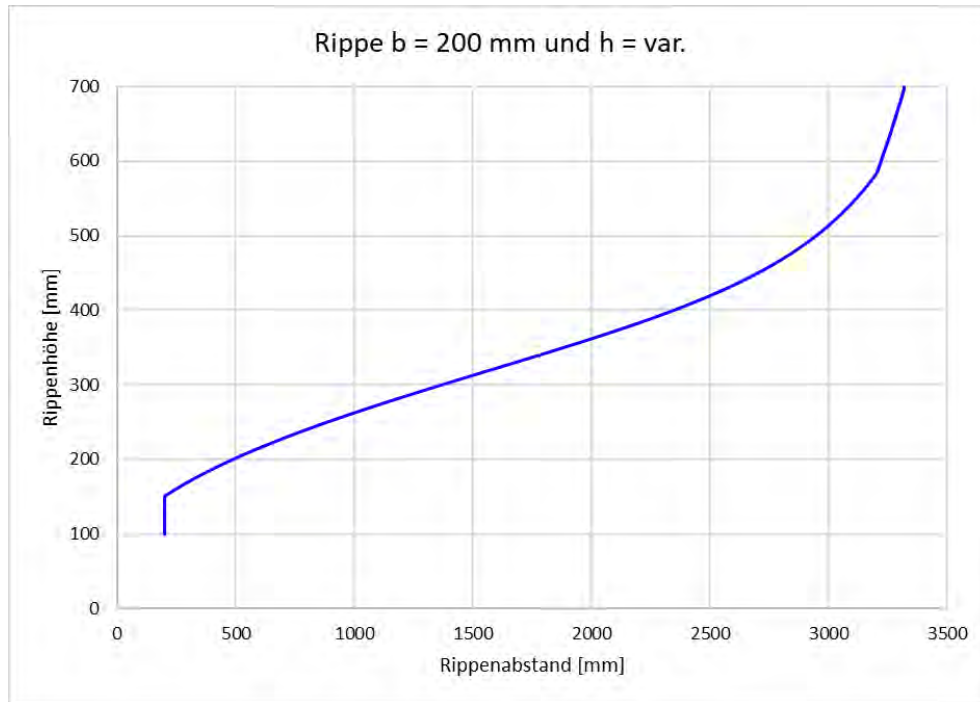


Abbildung 24: Rippenabstand in Abhängigkeit der Rippenhöhe bei fixer Rippenbreite

Für eine Rippenbreite von 200 mm und eine Rippenhöhe von 280 mm wird in folgendem Diagramm in Abbildung 25 die zugehörige effektive Rippenbreite zum jeweiligen Rippenabstand aufgezeigt. Bei einem Abstand von ca 3200 mm wird die effektive Breite von 200 mm (Rippenbreite) unterschritten und ab ca 3400 mm unterschreitet die effektive Breite die x-Achse und würde sogar negative Werte liefern. Aus diesem Grund ist bei dieser Rippengeometrie ein maximaler Abstand von 3400 mm festzulegen.

Der Bereich, indem die effektive Breite >90% des Maximalwertes beträgt (blaue Kurve), erstreckt sich in diesem Beispiel von 1100 mm bis 2200 mm. Dies deutet darauf hin, dass die Sensitivität der Rippenbreite auf die Nachweisführung gering ist und die Ergebnisse zwischen diesen Werten nicht maßgeblich von der effektiven Breite der Brettsperrholzplatte beeinflusst werden. Die maximale effektive Breite ist bei einem Rippenabstand von 1650 mm erreicht.

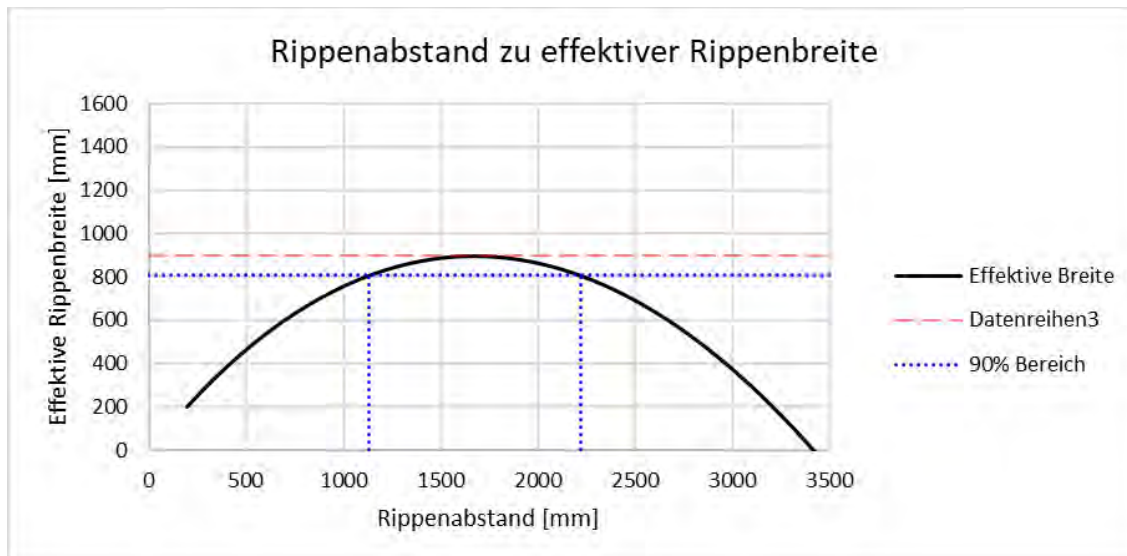


Abbildung 25: Effektive Breite bei gegebener Rippengeometrie

Für die berechneten Rippenabstände lässt sich die Querschnittsfläche bezogen auf einen 1 m Streifen berechnen. Da der Holzverbrauch der Decke in direkter Abhängigkeit mit der Querschnittsfläche liegt, lässt sich durch dieses Diagramm der Ressourcenverbrauch der Rippendecke ermitteln. Der ressourceneffizienteste Querschnitt liegt, wie in folgendem Diagramm in Abbildung 26 zu erkennen, bei ca 2600 mm Rippenabstand. Die zugehörige Querschnittsfläche beträgt 182 cm<sup>2</sup>.

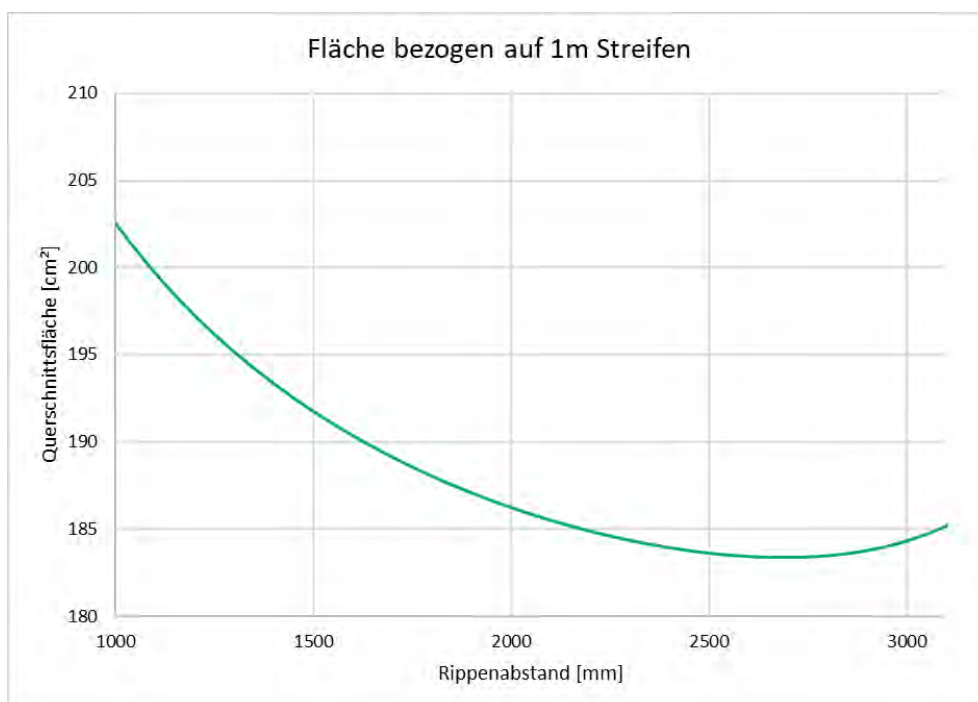


Abbildung 26: Querschnittsfläche in Abhängigkeit des Rippenabstandes bei fixer Rippengeometrie

Die zugehörige Rippenhöhe aus Abbildung 24 liegt bei 440 mm. Diese Rippenhöhe, respektive der Rippenabstand, spiegelt nicht die maximale mitwirkende Breite aus Abbildung 25 wider. Dieser Unterschied lässt darauf schließen, dass eine Erhöhung der Rippe einen größeren Einfluss auf die Nachweisführung hat als die optimale effektive Breite. Dies geht ebenfalls aus der Abbildung 25 hervor bei der sich der 90%-Bereich über einen großen Rippenabstand von ca 1100 mm erstreckt.

## Rippenbreite

Die Auswirkung der Rippenbreite auf den maximalen Rippenabstand ist in folgendem Diagramm in Abbildung 27 abzulesen. Die Kurve ist annähernd linear und lässt somit keine großen Optimierungen durch eine Variation zu. Die annähernd lineare Kurve entspricht den Erwartungen, da die Breite ebenfalls einen linearen Einfluss in das Trägheitsmoment hat und dieses als Hauptparameter für alle Nachweise herangezogen wird.

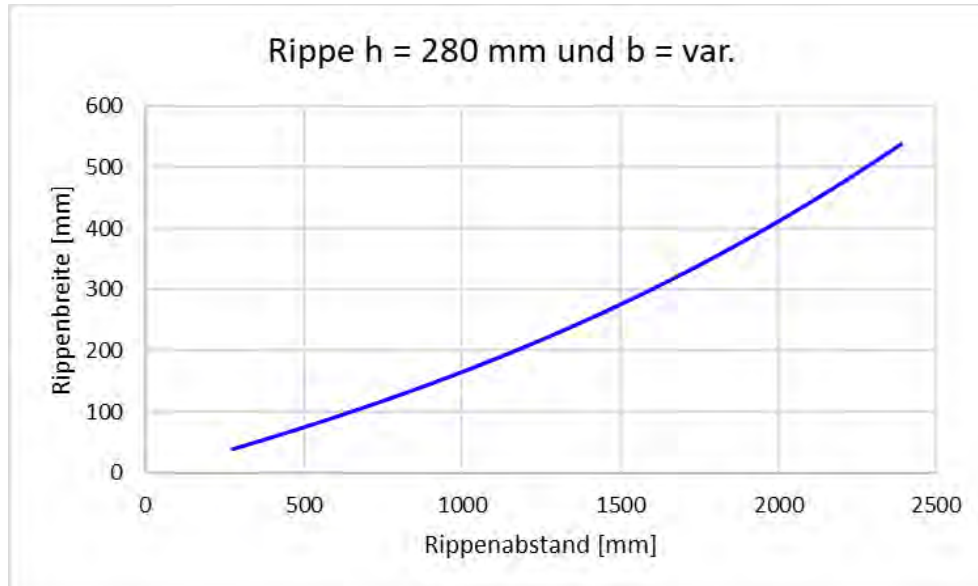


Abbildung 27: Rippenabstand in Abhängigkeit der Rippenbreite bei fixer Höhe

## BSP Plattenstärke

Gleich wie bei der Rippenbreite hat die BSP-Plattenstärke nur einen linearen Einfluss auf den maximalen Rippenabstand, sodass hier kein Potenzial für eine Optimierung des Deckenquerschnitts gesehen wird. In der Berechnung des maximalen Rippenabstandes wurde in der Berechnung vereinfacht die Gesamtstärke der Brettsperrholzplatte auf 5 Lagen gleichmäßig aufgeteilt.

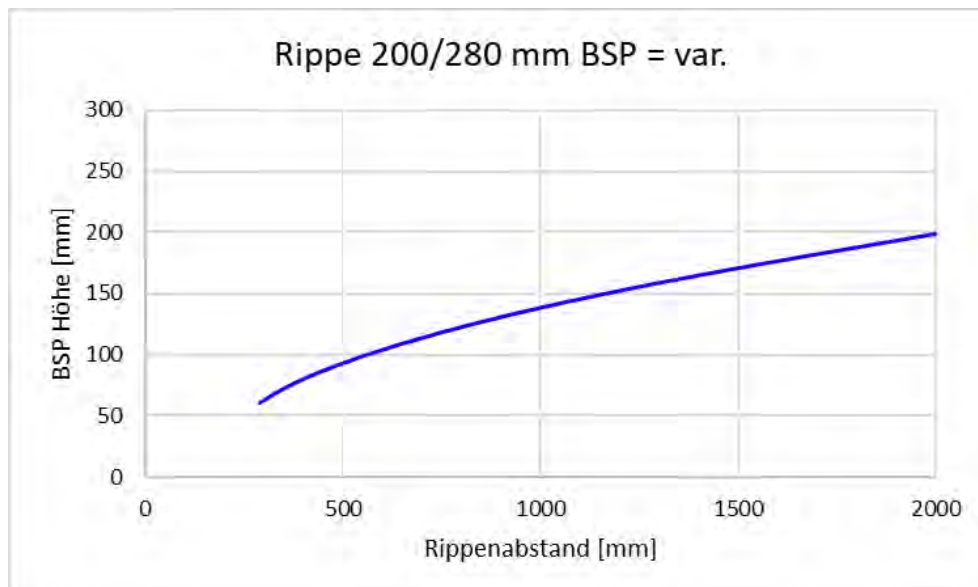


Abbildung 28: Rippenabstand in Abhängigkeit der BSP-Plattenstärke bei fixer Rippengeometrie

## Material Rippe

Alternativ zum Konstruktionsvollholz bei der Rippe mit der Festigkeitsklasse C24 wird untersucht, welche Auswirkung eine Rippe aus Brettschichtholz in der Festigkeitsklasse GL28h hat. In folgendem Diagramm in Abbildung 29 ist dargestellt, welche maximalen Rippenabstände bezogen auf die Rippenhöhe für die beiden Materialien rechnerisch möglich sind. Die Brettsperrholzplatte bleibt unverändert bei 150 mm aus C24.

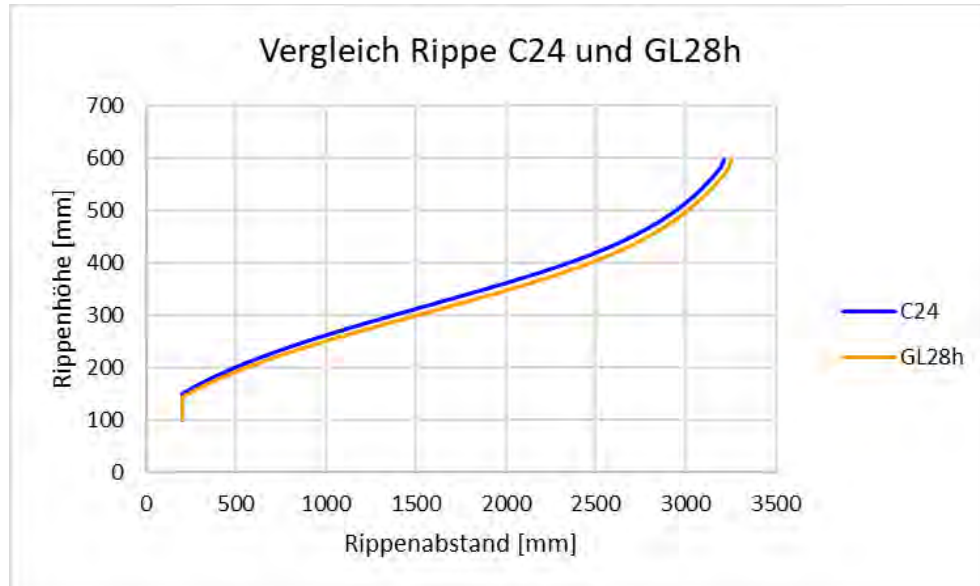


Abbildung 29: Maximale Rippenabstände bei C24 und GL28h

Um zu veranschaulichen, welchen Einfluss die höhere Festigkeit der Rippe auf die Gesamtberechnung hat wird die Differenz der Rippenhöhe der beiden Materialien, bei gleichem Rippenabstand in folgendem Diagramm dargestellt. Die Rippenhöhe wird auf der x-Achse aufgetragen und die Differenz der Höhe auf die y-Achse. Der größte Einfluss des Materialunterschiedes ergibt sich bei einer Rippenhöhe von ca. 340 mm. Bei dieser Rippenhöhe lässt sich durch eine Materialverbesserung der Rippenabstand um 140 mm vergrößern. Dies entspricht einer Erhöhung des Abstandes von ca. 8%. Grundlage dazu ist der Rippenabstand von 1750 mm in Abbildung 29 bei einer Rippenhöhe von 350 mm.

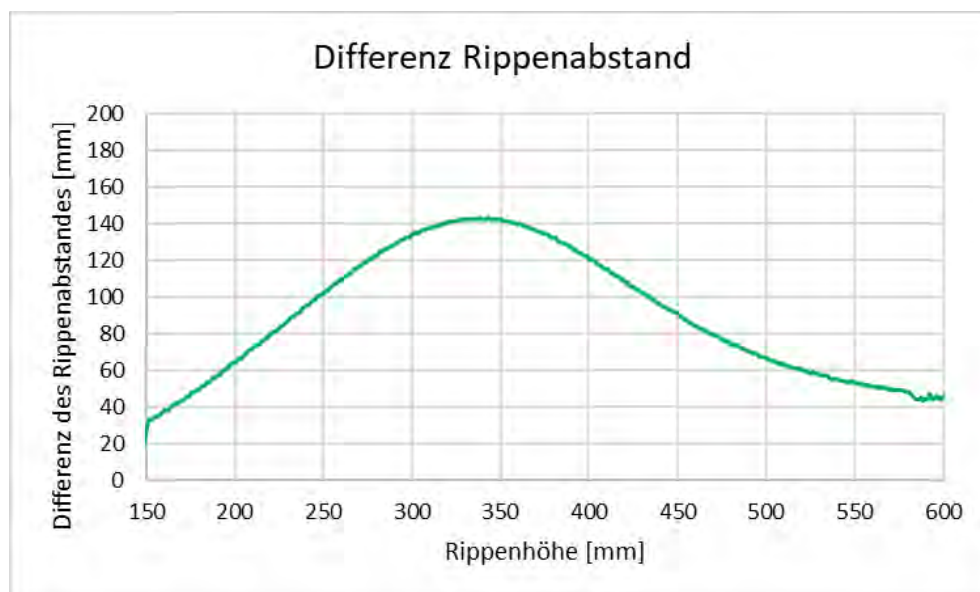


Abbildung 30: Differenz des Rippenabstandes zwischen C24 und GL28h

Im Umkehrschluss kann bei gleichbleibendem Rippenabstand die Höhe des Tragsystems reduziert werden. Dies entspricht dann nicht nur einem geringeren Materialverbrauch, sondern zusätzlich einer geringeren Geschoßhöhe bzw. weniger umbautem Volumen.



## Rippengeometrie

Gerade bei einem Rippenquerschnitt kommt es vor, dass durch die geringe Breite der Rippe an der Oberseite die Spannung überschritten wird. Der Schwerpunkt liegt meistens zu nah an der Brettsperrholzplatte, sodass das Trägheitsmoment zu gering ist. In diesem Abschnitt wird untersucht, welche Auswirkung eine trapezförmige Rippe auf die Nachweisführung hat.

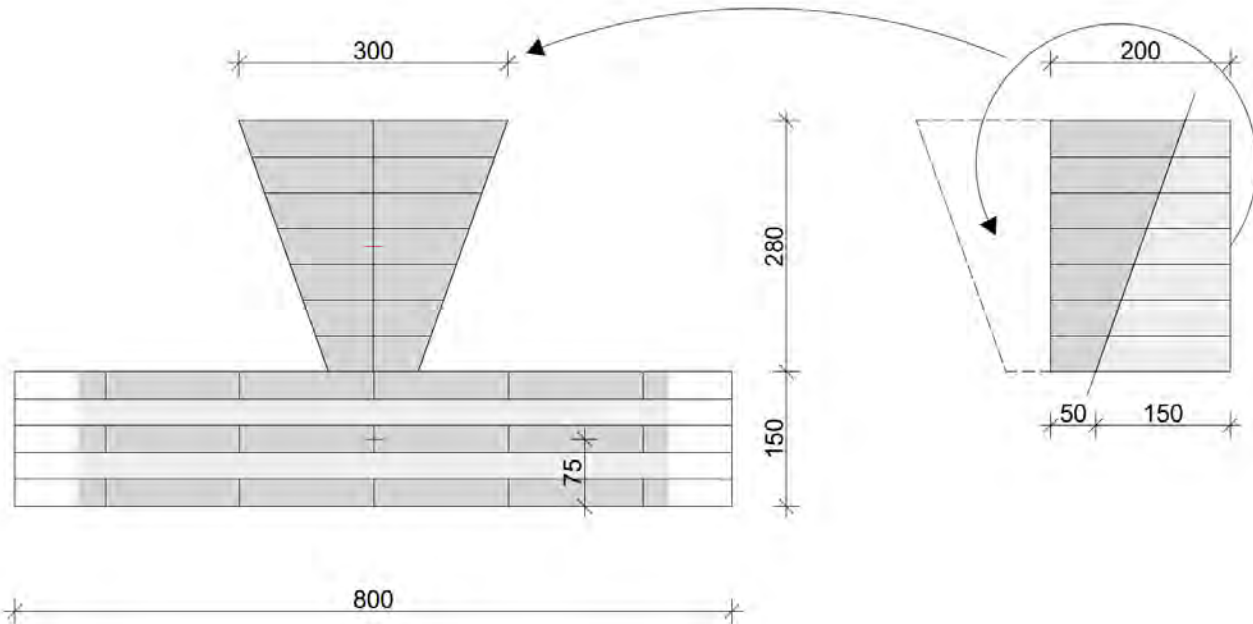


Abbildung 31: Rippenquerschnitt mit trapezförmiger Rippe

Wird die Rippengeometrie aus Kapitel 3.2.5 verwendet und schräg so durchgeschnitten, dass sich nach dem zusammensetzen ein Trapezquerschnitt ergibt, verbessert dies die Tragfähigkeit des Deckensystems.

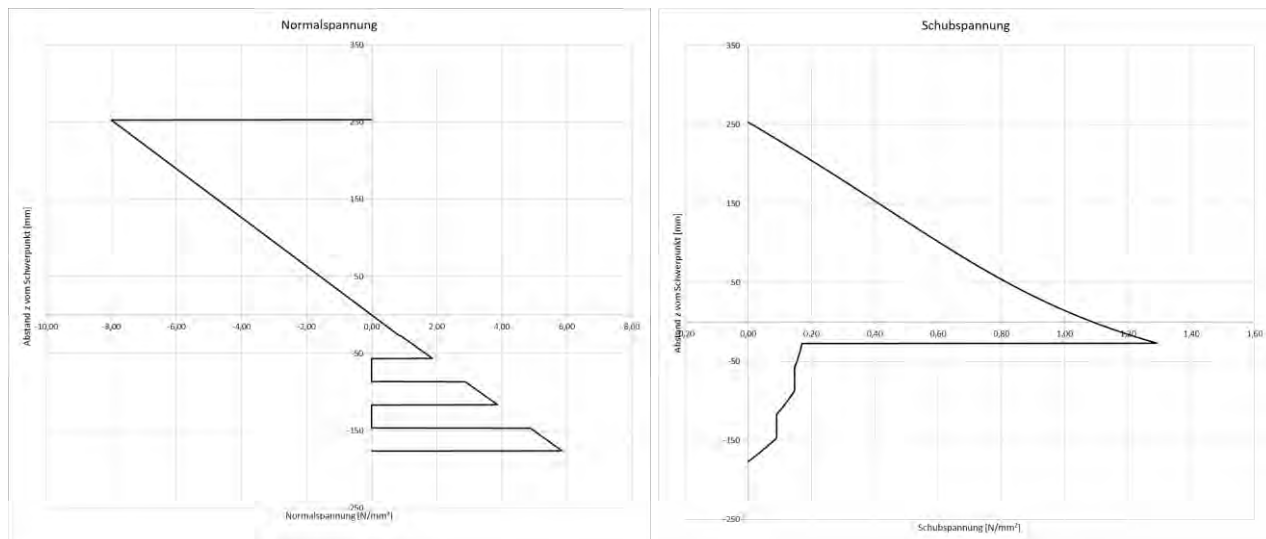


Abbildung 32: Normal- und Schubspannung einer trapezförmigen Rippe 300 mm / 100 mm

Bei gleichem Materialverbrauch erhöht sich der Schubspannungsnachweis in der Fuge zwischen Rippe und Brettsperrholz von 48% auf 91%. Im Gegenzug reduziert sich durch die steifere Konstruktion der maßgebende Schwingungsnachweis von 96% auf 90%. Die Spannungsverläufe sind in Abbildung 32 zu sehen.

Durch einen steileren Schnitt durch den Rechteckquerschnitt ergibt sich ein Trapez mit den Abmessungen 310 mm oben und 90 mm unten, bei dem sich die maximale Ausnutzung des Querschnitts ergibt. Maßgebend ist die Schubspannung in der Fuge zwischen Rippe und BSP.



Ein Vergleich zwischen der Rippe mit konstanter Breite (Rechteckform) und der trapezförmigen Rippe zeigt, dass bei gleicher Höhe die Trapezform einen größeren Rippenabstand ermöglicht. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass eine trapezförmige Rippe ressourceneffizienter ist als eine Rippe mit konstanter Breite. In Abbildung 33 ist die Variation der Rippenhöhe für eine Trapezrippe mit den Abmessungen  $b_{\text{unten}} = 100 \text{ mm}$  und  $b_{\text{oben}} = 300 \text{ mm}$  mm geführt. Da die Fläche ident mit der Rippe mit konstanter Breite von 200 mm ist, ist in folgender Abbildung direkt der Vorteil der Querschnittsfläche ablesbar.

Ebenfalls ist bei einem Rippenabstand von ca 1200 mm zu erkennen, dass der maßgebende Nachweis der trapezförmigen Rippe wechselt. Unterhalb des Knicks ist wie bei der Rechteckform der Schwingungsnachweis maßgebend. Oberhalb des Knicks wird die Schubspannung in der Fuge zwischen Rippe und BSP maßgebend. Ab einem Rippenabstand von ca 2400 mm ist die effektiv mitwirkende Breite der BSP-Platte für die vorliegende Geometrie auf 0 mm zurück gegangen. Deshalb ist keine Steigerung ab diesem Punkt für die trapezförmige Rippe mehr möglich.

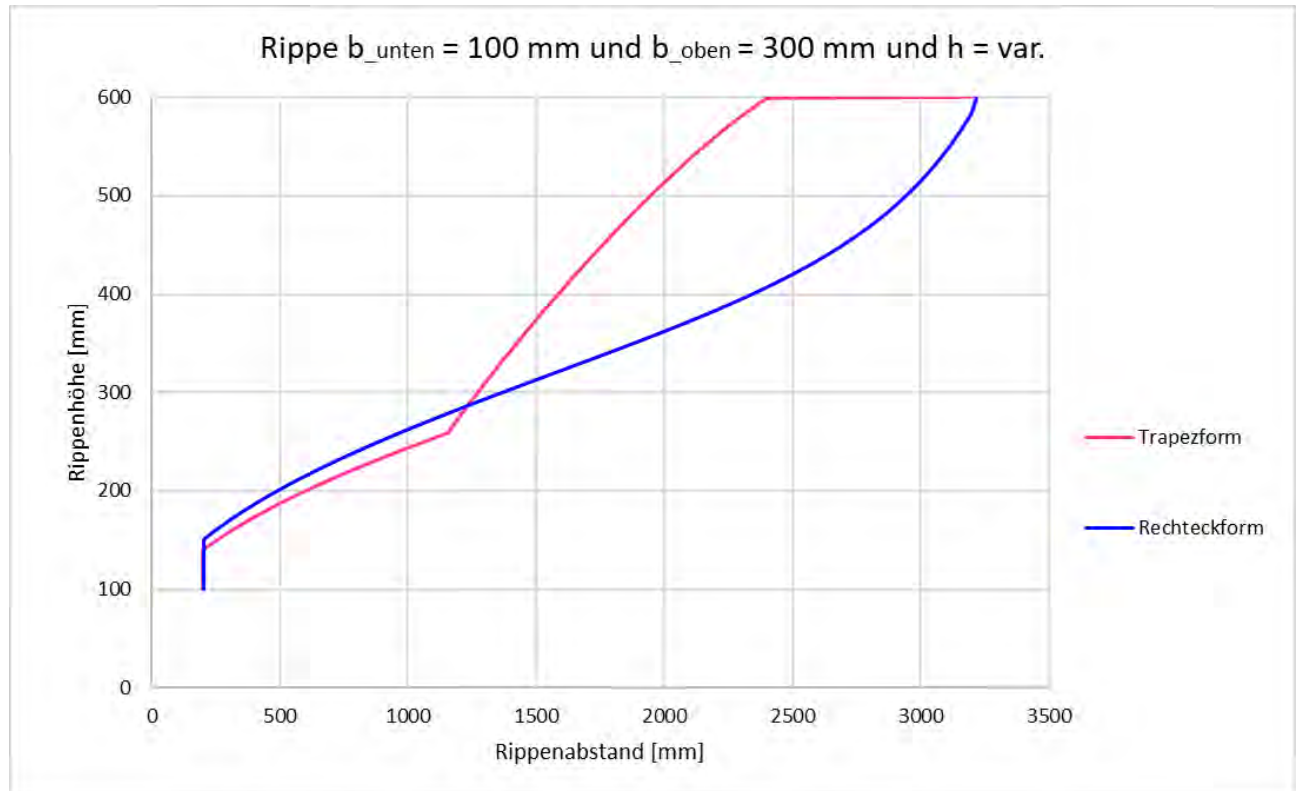


Abbildung 33: Vergleich des Rippenabstandes in Abhängigkeit der Rippenhöhe zwischen Trapezform und Rechteckform

### 3.2.7 Maximaler Rippenabstand

Wie in Abbildung 11 gezeigt, wird auf die Rippendecke eine dünne Platte konstruktiv befestigt, um den restlichen Fußbodenaufbau darauf zu verlegen. Die in den vorherigen Kapiteln untersuchten Rippenabstände sind durch die Tragfähigkeit dieser Platte zu begrenzen. Da die schwere Schüttung bereits in den Rippenzwischenräumen untergebracht ist, ist es für die OSB-Platte erforderlich das Eigengewicht des Estrichs und der Dämmung sowie der Nutzlast zu tragen.

$$g_k \approx 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

Zur Bestimmung der maximalen Spannweite wird die Vorbemessungstabelle von Kronospan [19] verwendet. Die Belastung bezieht sich nur auf eine Nutzlast, sodass der Eigengewichtsanteil wie folgt umgerechnet wird.

$$p_k = \frac{1,35 \cdot 1,5 + 1,5 \cdot 2,8}{1,5} = 4,15 \text{ kN/m}^2$$

Daraus ergibt sich lt. Tabelle eine maximale Spannweite, bei einer Spannrichtung rechtwinklig zur Rippe, von ca 850 mm mit einer 30 mm OSB/4 Platte.

**Tabelle 1:** Maximal zulässige Verkehrslasten p für unterschiedliche OSB-Dicken und Spannweiten bei paralleler Beanspruchung (A)

p(kN/m <sup>2</sup> )		Spannweite l (cm)																					
		30	35	40	45	50	55	60	62,5	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	
Plattendicke (mm)	10	4.2	2.7	1.6	1.1	0.8																	
	11	5.6	3.6	2.2	1.6	1.1	0.8																
	12	7.3	4.7	2.9	2.0	1.5	1.1	0.8															
	15	14.4	9.2	5.8	4.1	3.0	2.1	1.6	1.4	1.3	1.0	0.8											
	18	24.0	15.4	9.7	6.9	5.1	3.6	2.8	2.5	2.2	10.7	1.3	1.1	0.9									
	22	35.6	26.3	17.8	12.7	9.3	6.7	2.4	4.6	4.1	3.1	2.6	2.1	1.7	1.4	1.2	0.9						
	25	46.0	34.0	26.0	18.7	13.8	9.8	7.7	6.8	6.1	4.7	3.8	3.1	2.5	2.1	1.8	1.5	1.3	1.1	0.9			
	30	66.0	49.0	37.4	29.5	20.7	17.2	13.4	11.9	10.7	0.2	6.7	5.6	4.5	3.0	3.2	2.7	2.0	2.0	1.7	1.5	1.3	

Abbildung 34: Vorbemessungstabelle Kronospan OSB/4[19]

Bei einem Rippenabstand von 850 mm lässt sich aus Abbildung 24 eine Rippenhöhe von ca 240 mm ablesen. Da eine Rippenabmessung von 200x240 mm nicht üblich ist, wird nach einem Rippenverhältnis von Breite zu Höhe von 1:2 gesucht. Dieses Kriterium wird bei einer Rippenbreite von 140 mm und einer Rippenhöhe von 280 mm bei einem Rippenabstand von 850 mm eingehalten.

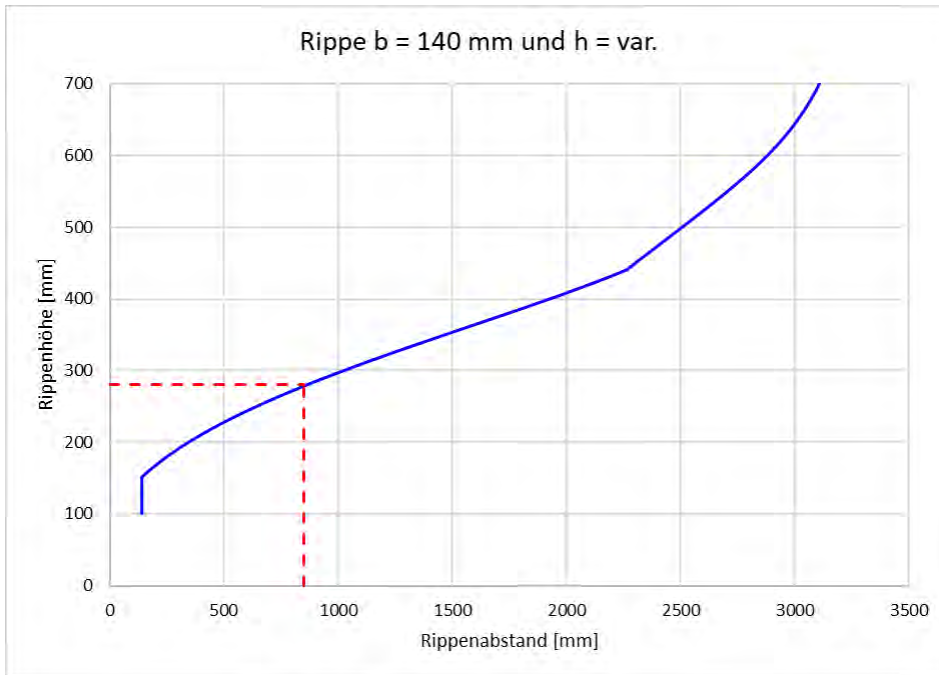


Abbildung 35: Rippenbreite 140 mm bei 850 mm Rippenabstand

Da die Höhe der Rippe kubisch in das Trägheitsmoment einfließt, ist ein Verhältnis von 1:2, zwischen Breite und Höhe, für den Materialverbrauch nicht das Optimum.

Dies lässt sich anhand einer Rippenbreite von 60 mm zeigen, bei der die statischen Nachweise erfüllt sind, wenn die Rippenhöhe 400 mm beträgt. Dies führt zu einem Materialverbrauch von nurmehr ca 60%. Da dies keine gängige Balkendimension im Holzbau darstellt, soll dies nur als theoretischer Vergleich dienen.

$$A_{\text{delta}} = \frac{60 \cdot 400}{140 \cdot 280} = 0,61$$

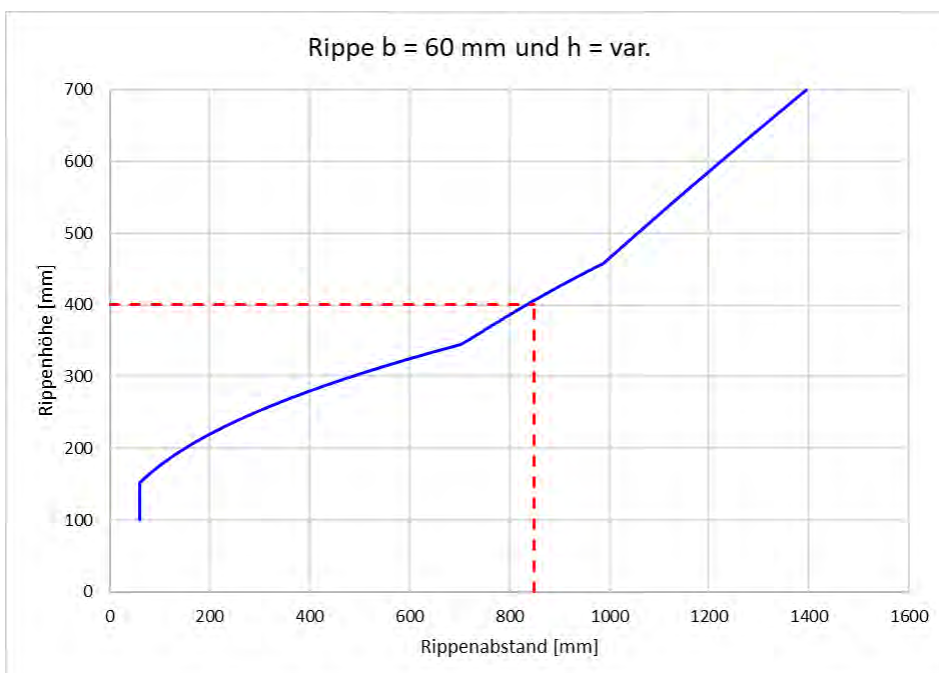


Abbildung 36: Rippenbreite 60 mm bei 850 mm Rippenabstand

### 3.3 Hohlkastendecke

Als Erweiterung der Rippendecke wird bei der Hohlkastendecke die obere Platte ebenfalls statisch mitberücksichtigt. Dadurch ergibt sich je nach Dimension eine effektiv ansetzbare mitwirkende Breite der oberen Platte. Die Querschnittsform verbessert sich von einem T-Querschnitt zu einem I-Querschnitt.

Es bleiben die Vorteile der Rippendecke aus Kapitel 3.2 erhalten und aufgrund des statisch besseren Querschnitts ergibt sich ein starreres Deckensystem bei gleicher Aufbauhöhe.

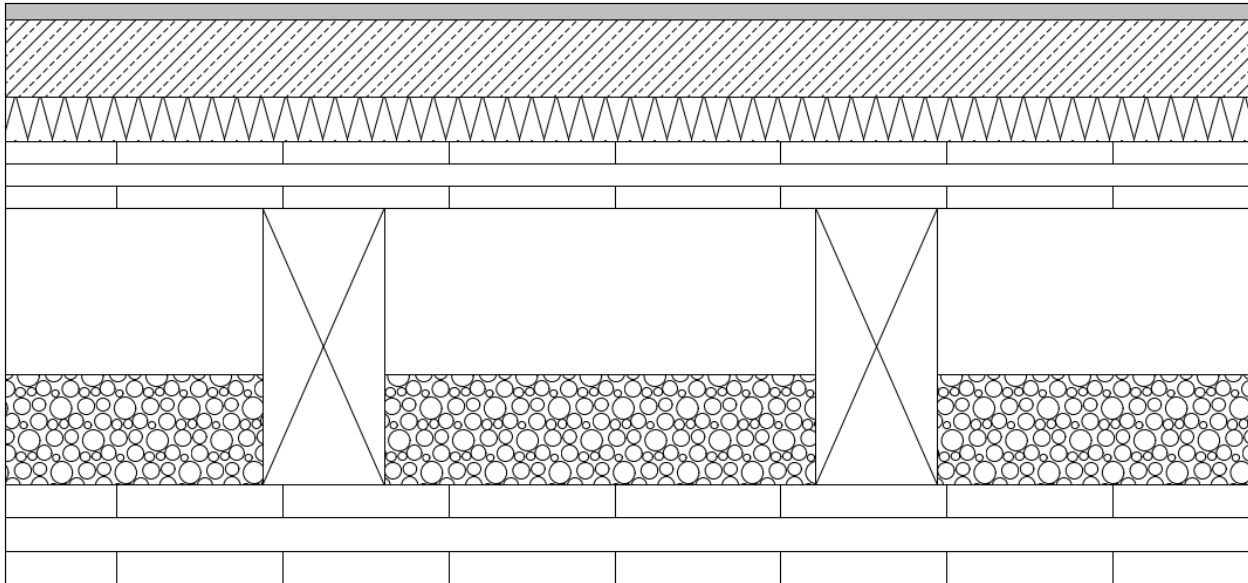


Abbildung 37: Schema einer Hohlkastendecke mit Fußbodenaufbau

Da in dieser Arbeit nur Decken untersucht werden, welche als unterste Lage eine Brettsperrholzplatte haben oder als Massivdecke ausgeführt sind, ist auch bei der Hohlkastendecke eine Vollholzuntersicht direkt nach dem Einbau gegeben. Ein weiterer Vorteil liegt darin, dass die untere BSP-Platte auf eine minimale Stärke reduziert werden kann, da durch die obere Platte auch nach einem Brandereignis eine ausreichende Steifigkeit des Deckensystems vorhanden ist.

Der Nachteil an einem komplett geschlossenen Hohlquerschnitt ist der nicht zugängliche Zwischenraum. Es ist aus diesem Grund darauf zu achten, dass dieser Hohlraum entweder inspiziert oder durch andere Maßnahmen, eine Schädigung ausgeschlossen werden kann. Wird der Hohlraum für die schwere Schüttung verwendet, wird diese entweder nachträglich durch Öffnungen zwischen den Rippen von oben eingebracht oder bereits bei der Produktion. Dann ist zB durch Schotte darauf zu achten, dass die Schüttung beim Transport nicht verrutscht. Wie in Kapitel 2.10 beschrieben, spielt die Holzfeuchte besonders bei zusammengesetzten Bauteilen eine große Rolle. Es bedeutet somit eine höhere Kontrolle der Holzfeuchtigkeit im Werk, sodass es später nicht zu einer Verformung des Trägers aufgrund der Ausgleichsfeuchte kommt.

Gleich wie bei der Rippendecke ist auch bei der Hohlkastendecke ein starrer Verbund zwischen der Rippe und beiden Brettsperrholzplatten erforderlich. Die Verfahren sind ident und können wie in Kapitel 3.2.1 beschrieben angewendet werden. Die Herstellung des Verbundes erschwert sich aufgrund dessen, dass beim Hohlkasten zwei Platten mit der Rippe verbunden werden müssen.

#### Vorteile

- + Vollholzdecke Untersicht
- + BSP zur Querverteilung um Rippe zu aktivieren
- + Hohes Trägheitsmoment durch obere Platte
- + Reduzierte Stärke der unteren Brettsperrholzplatte

#### Nachteile

- Geschlossener Zwischenraum, schwer zugänglich, Schadenspotenzial
- Starre Verleimung von drei Bauteilen erfordert lange Aushärtezeit im Werk

### 3.3.1 Brandschutzanforderungen

Um die innenliegenden Rippen zu schützen, wird die untere Brettsperrholzplatte so gewählt, dass bei einer Brandbeanspruchung von 90 Minuten, kein Branddurchtritt zu den Rippen stattfindet.

Bei einer Brettsperrholzplattenstärke von 90 mm mit gleich verteilten Lagen von je 3x 30 mm, ergibt sich nach der Branddauer von 90 Minuten der Restquerschnitt wie folgt.

Feuerwiderstand für die 1. Lage

$$t_{1.Lage} = \frac{30,0 \text{ mm}}{0,65 \text{ mm/min}} = 46,15 \text{ min}$$

Feuerwiderstand für die 2. Lage

$$t_{2.Lage} = \frac{25,0 \text{ mm}}{1,3 \text{ mm/min}} + \frac{5,0 \text{ mm}}{0,65 \text{ mm/min}} = 26,92 \text{ min}$$

Abbrandtiefe der 3. Lage

$$d_{char,0,3.Lage} = 1,3 \frac{\text{mm}}{\text{min}} \cdot (90 \text{ min} - 46,15 \text{ min} - 26,92 \text{ min}) = 22 \text{ mm}$$

Damit ergibt sich die gesamte Abbrandtiefe zu

$$d_{char,0} = 30 \text{ mm} + 30 \text{ mm} + 22 \text{ mm} = 82 \text{ mm}$$

Es verbleiben ca 8 mm der Brettsperrholzplatte, wodurch keine Querschnittsreduktion der Rippen aufgrund des Brandereignisses erfolgen muss. Zusätzlich kann bei einer Seitenverklebung der Bretter ein plötzliches Herabfallen der schweren Schüttung verhindert werden und somit zur Sicherheit beitragen.

### 3.3.2 Statische Berechnung

Zur Ermittlung der erforderlichen Hohlkastengeometrie wird die untere Plattenstärke so gewählt, dass die Brandschutzanforderungen gemäß Kapitel 3.3.1 gerade noch eingehalten werden. Somit ergibt sich als untere Platte eine 90 mm starke BSP-Platte. Auf der Oberseite wird ebenfalls eine BSP-Platte ausgewählt. Da diese im Gegensatz zur unteren Platte keiner Brandbeanspruchung ausgesetzt ist, wird hier nur eine Stärke von 60 mm gewählt.

Um eine Vergleichbarkeit zwischen der Rippendecke und der Hohlkastendecke zu erhalten, werden die gleichen Randbedingungen, Belastungen, sowie die gleiche Rippengeometrie verwendet.

Geometrie:

Länge	$l = 7500 \text{ mm}$	
Breite Deckenfeld	$b_{\text{Feld}} = 7500 \text{ mm}$	
Rippenquerschnitt	$b_{\text{Rippe}} = 200 \text{ mm}$	
	$h_{\text{Rippe}} = 280 \text{ mm}$	
	$G_{0,\text{mean}} = 650 \text{ N/mm}^2$	lt EN 338[17]
	$e_{\text{Rippe}} = 2200 \text{ mm}$	
BSP	$h_{\text{BSP,oben}} = 60 \text{ mm}$	mit je 20 mm Lagen
	$h_{\text{BSP,unten}} = 90 \text{ mm}$	mit je 30 mm Lagen
	$G_{0,\text{mean}} = 690 \text{ N/mm}^2$	lt EN14080[18]
	$G_{90,\text{mean}} = 65 \text{ N/mm}^2$	
Estrich	$h_{\text{Estrich}} = 70 \text{ mm}$	
	$\rho_{\text{Estrich}} = 2500 \text{ kg/m}^3$	
	$E_{\text{Estrich}} = 25000 \text{ N/mm}^2$	

Belastung:

Ständige Last	$g_{k,2} = 3,0 \text{ kN/m}^2$
Nutzlast	$q_k = 2,8 \text{ kN/m}^2$

Schwingung:

Deckenklasse	1
Modale Dämpfung	$\zeta = 0,04$
Grenzfrequenz	$f_{gr} \geq 8 \text{ Hz}$
Grenzwert Steifigkeitskrit.	$w_{gr} \leq 0,25 \text{ mm}$
Grenzbeschleunigung	$a_{gr} \geq 0,05 \text{ m/s}^2$

Verformung

max Anfangsbiegung	$w_{\text{inst}} \leq l/300 = 25 \text{ mm}$
max Enddurchbiegung	$w_{\text{net,fin}} \leq l/250 = 30 \text{ mm}$

Brandschutzanforderung

Reduzierter Querschnitt $h_{\text{Brand}}$	gemäß Lagenstärke
--	-------------------

## Mitwirkende Plattenbreite

Aufgrund der beiden unterschiedlich starken Brettsper Holzplatten ergeben sich unten und oben unterschiedliche mitwirkende Breiten.

### Brettsper Holzplatte OBEN

Aus der Dehnsteifigkeit in Längsrichtung

$$D_x = 2 \cdot 20 \cdot 11550 = 462000 \text{ N/mm}$$

Und der Dehnsteifigkeit in Querrichtung

$$D_x = 1 \cdot 20 \cdot 11550 = 231000 \text{ N/mm}$$

Die Scheibenschubsteifigkeit ergibt sich gemäß EN 1995-1-1[1] zu

$$S_{xy}^* = \frac{G_{0,mean} \cdot t}{1 + 6 \cdot p_s \cdot \left(\frac{t_{max}}{a}\right)^{q_s}} = \frac{690 \cdot 60}{1 + 6 \cdot 0,53 \cdot \left(\frac{20}{150}\right)^{1,21}} = 32401 \text{ N/mm}$$

Mit

$p_s = 0,53$       lt ÖNORM B 1995-1-1 Tabelle NA.K.4[1]  
 $q_s = 1,21$   
 $t = 150 \text{ mm}$     Gesamtdicke des Brettsper Holzelementes  
 $t_{max} = 30 \text{ mm}$  größte Dicke der Einzelschicht  
 $a = 150 \text{ mm}$     Mittlere Brettbreite

$$b_{ef,i} = b_f \cdot \left[ 0,5 - 0,35 \cdot \left(\frac{b_f}{l}\right)^{0,90} \cdot \left(\frac{E \cdot A_0}{S_{xy}^*}\right)^{0,45} \right] = (2200 - 200) \cdot \left[ 0,5 - 0,35 \cdot \left(\frac{2000}{7500}\right)^{0,90} \cdot \left(\frac{462000}{32401}\right)^{0,45} \right] \\ = 295,6 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = \sum b_{ef,i} + b_w = 2 \cdot 295,6 + 200 = 791 \text{ mm}$$

### Brettsper Holzplatte UNTEN

Aus der Dehnsteifigkeit in Längsrichtung

$$D_x = 2 \cdot 30 \cdot 11550 = 693000 \text{ N/mm}$$

Und der Dehnsteifigkeit in Querrichtung

$$D_x = 1 \cdot 30 \cdot 11550 = 346500 \text{ N/mm}$$

Die Scheibenschubsteifigkeit ergibt sich gemäß EN 1995-1-1[1] zu

$$S_{xy}^* = \frac{G_{0,mean} \cdot t}{1 + 6 \cdot p_s \cdot \left(\frac{t_{max}}{a}\right)^{q_s}} = \frac{690 \cdot 90}{1 + 6 \cdot 0,53 \cdot \left(\frac{30}{150}\right)^{1,21}} = 42721 \text{ N/mm}$$

Mit

$p_s = 0,53$       lt ÖNORM B 1995-1-1 Tabelle NA.K.4[1]  
 $q_s = 1,21$   
 $t = 150 \text{ mm}$     Gesamtdicke des Brettsper Holzelementes  
 $t_{max} = 30 \text{ mm}$  größte Dicke der Einzelschicht  
 $a = 150 \text{ mm}$     Mittlere Brettbreite

$$b_{ef,i} = b_f \cdot \left[ 0,5 - 0,35 \cdot \left(\frac{b_f}{l}\right)^{0,90} \cdot \left(\frac{E \cdot A_0}{S_{xy}^*}\right)^{0,45} \right] = (2200 - 200) \cdot \left[ 0,5 - 0,35 \cdot \left(\frac{2000}{7500}\right)^{0,90} \cdot \left(\frac{693000}{42721}\right)^{0,45} \right] \\ = 253,5 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = \sum b_{ef,i} + b_w = 2 \cdot 253,5 + 200 = 707 \text{ mm}$$

## Querschnittswerte

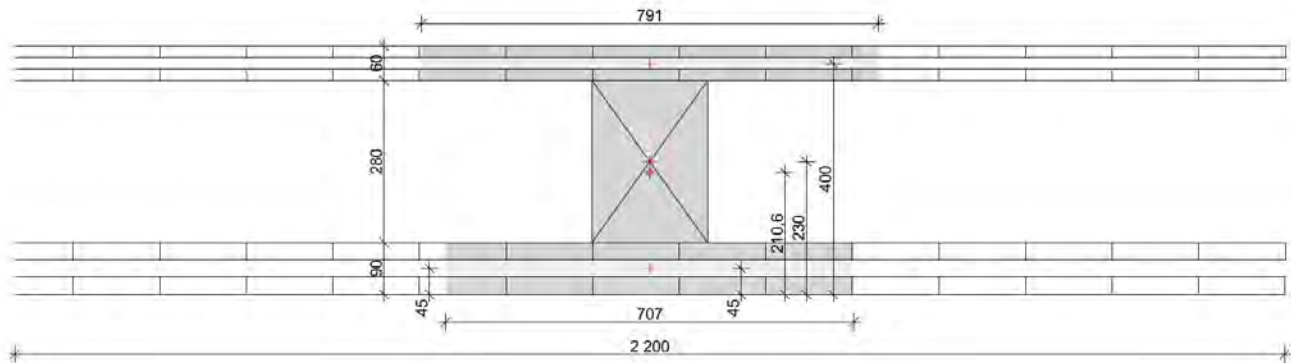


Abbildung 38: Hohlkastenquerschnitt mit effektiver Breite und Schwerpunkt

$$z_s = \frac{11550 \cdot 707 \cdot 2 \cdot 30 \cdot 45 + 11000 \cdot 200 \cdot 280 \cdot 230 + 11550 \cdot 791 \cdot 2 \cdot 20 \cdot 400}{11550 \cdot 707 \cdot 2 \cdot 30 + 11000 \cdot 200 \cdot 280 + 11550 \cdot 791 \cdot 2 \cdot 20} = 210,6 \text{ mm}$$

### Effektives Trägheitsmoment

$$(EI)_{eff} = 11550 \cdot \left[ \frac{2 \cdot 707 \cdot 30^3}{12} + 707 \cdot 30 \cdot \left( 210,6 - \frac{30}{2} \right)^2 + 707 \cdot 30 \cdot \left( 210,6 - 2 \cdot 30 - \frac{30}{2} \right)^2 \right] \\ + \left[ \frac{200 \cdot 280^3}{12} + 200 \cdot 280 \cdot (230 - 210,6)^2 \right] \\ + \left[ \frac{2 \cdot 791 \cdot 20^3}{12} + 791 \cdot 20 \cdot \left( 430 - 210,6 - \frac{20}{2} \right)^2 + 791 \cdot 20 \cdot \left( 430 - 210,6 - 2 \cdot 20 - \frac{20}{2} \right)^2 \right] = 3,14 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Der Schubkorrekturfaktor wird vereinfacht für die Brettsperrholzplatten gewichtet, mit dem Anteil der Fläche gemittelt.

$$b_{ef, gemittelt} = \frac{707 \cdot 707 \cdot 90 + 791 \cdot 791 \cdot 60}{707 \cdot 90 + 791 \cdot 60} = 743 \text{ mm}$$

$$\kappa = \frac{1}{1,2} - 0,25 \cdot \frac{\left( \frac{743}{200} \right)^{0,7}}{\left( \frac{280}{90 + 60} \right)^{0,5}} = 0,375$$

### Schubsteifigkeit

$$(GA)_{eff} = 0,375 \cdot (2 \cdot 690 \cdot 707 \cdot 30 + 1 \cdot 65 \cdot 707 \cdot 30 + 650 \cdot 200 \cdot 280 + 2 \cdot 690 \cdot 791 \cdot 20 + 1 \cdot 65 \cdot 791 \cdot 20) = 3,37 \cdot 10^7 \text{ N}$$



## Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Aus obiger Geometrie ergibt sich das Eigengewicht der Struktur zu  $g_{k,1}$

$$g_{k,1} = \frac{2,2 \cdot 0,09 \cdot 500 + 0,2 \cdot 0,28 \cdot 500 + 2,2 \cdot 0,06 \cdot 500}{2,2} = 0,88 \text{ kN/m}^2$$

Unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte sind die maßgebenden Bemessungsschnittgrößen für das Moment in Feldmitte und die Querkraft am Auflagerpunkt.

$$M_{yd} = \frac{[1,35 \cdot (0,88 + 3) + 1,5 \cdot 2,8] \cdot 2,2 \cdot 7,5^2}{8} = 145,9 \text{ kNm}$$

$$V_{zd} = \frac{[1,35 \cdot (0,88 + 3) + 1,5 \cdot 2,8] \cdot 2,2 \cdot 7,5}{2} = 77,8 \text{ kN}$$

Nachweis der Biegespannungen der BSP-Platte oben

$$\sigma_d = \frac{145,9 \cdot 10^6}{3,14 \cdot 10^{13}} \cdot (210,6 - 430) \cdot 11550 = -11,76 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{md} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,2} = 16,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{11,76}{16,0} = 0,74$$

Nachweis der Biegespannungen der BSP-Platte unten

$$\sigma_d = \frac{145,9 \cdot 10^6}{3,14 \cdot 10^{13}} \cdot (210,6) \cdot 11550 = 11,29 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{md} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,2} = 16,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{11,29}{16,0} = 0,71$$

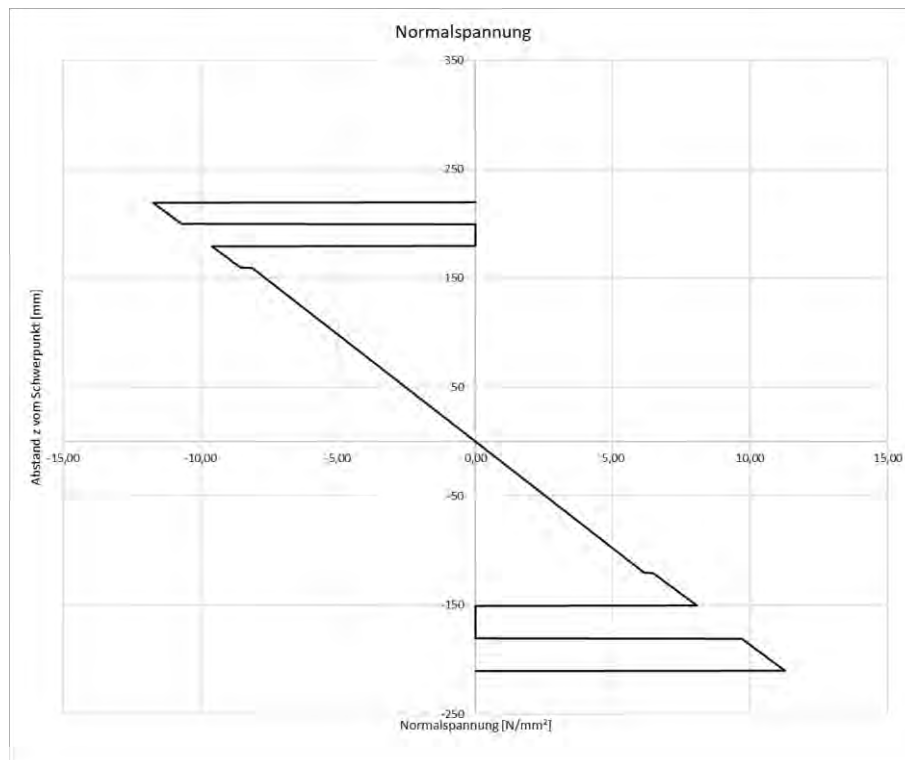


Abbildung 39: Normalspannungsverlauf im Hohlquerschnitt

#### Maximale Stellen der Schubspannungsnachweise

- Maximale Schubspannung im Querschnitt bei  $z = 0$
- Maximale Schubspannung am Übergang zwischen Rippe und BSP unten bei  $z = 90 - 210,6 = -120,6$
- Maximale Schubspannung am Übergang zwischen Rippe und BSP oben bei  $z = 430 - 60 - 210,6 = 159,4$
- Maximale Rollschubspannung in der Querlage der BSP-Platte, welche am nächsten zum Schwerpunkt liegt bei  $z=60-210,6=-150,6$

Die statischen Momente errechnen sich wie folgt

$$S_y(z_s) = \frac{11550}{11000} \cdot \left[ 707 \cdot 30 \cdot \left( 210,6 - \frac{30}{2} \right) + 707 \cdot 30 \cdot \left( 210,6 - 60 - \frac{30}{2} \right) \right] + \frac{11000}{11000} \cdot \left[ 200 \cdot (210,6 - 90) \cdot \frac{(210,6 - 90)}{2} \right] = 8,83 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_y(z = -120,6) = \frac{11550}{11000} \cdot \left[ 707 \cdot 30 \cdot \left( 210,6 - \frac{30}{2} \right) + 707 \cdot 30 \cdot \left( 210,6 - 60 - \frac{30}{2} \right) \right] = 7,37 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_y(z = -150,6) = \frac{11550}{11000} \cdot \left[ 707 \cdot 30 \cdot \left( 210,6 - \frac{30}{2} \right) \right] = 4,36 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

#### Maximale Schubspannung im Querschnitt bei $z=0$

$$\tau_{max}(z_s) = \frac{77,8 \cdot 10^3 \cdot 6,28 \cdot 10^6 \cdot 11000}{3,14 \cdot 10^{13} \cdot 200} = 1,20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = 0,8 \cdot \frac{2,3}{1,3} = 1,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{1,20}{1,41} = 0,85$$

#### Maximale Schubspannung am Übergang zwischen Rippe und BSP bei $z = -120,6$

$$\tau_{Rippe \text{ zu } BSP}(z = -29,4) = \frac{77,8 \cdot 10^3 \cdot 7,37 \cdot 10^6 \cdot 11000}{3,14 \cdot 10^{13} \cdot 200} = 1,00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = 0,8 \cdot \frac{2,3}{1,3} = 1,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{1,00}{1,41} = 0,71$$

Wie in Abbildung 40 zu erkennen ist, ist die Schubspannung in der oberen Platte geringer, weswegen auf einen expliziten Nachweis an der Stelle  $z = 159,4 \text{ mm}$  verzichtet wird.

#### Maximale Rollschubspannung in der Querlage der BSP-Platte unten bei $z = -150,6$

$$\tau_{Querlage}(z = -150,4) = \frac{77,8 \cdot 10^3 \cdot 4,36 \cdot 10^6 \cdot 11550}{3,14 \cdot 10^{13} \cdot 707} = 0,18 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = 0,8 \cdot \frac{0,7}{1,2} = 0,46 \text{ N/mm}^2 \quad \text{lt ÖNORM B 1995-1-1 Tabelle NA.K.3[1]}$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{0,18}{0,46} = 0,39$$

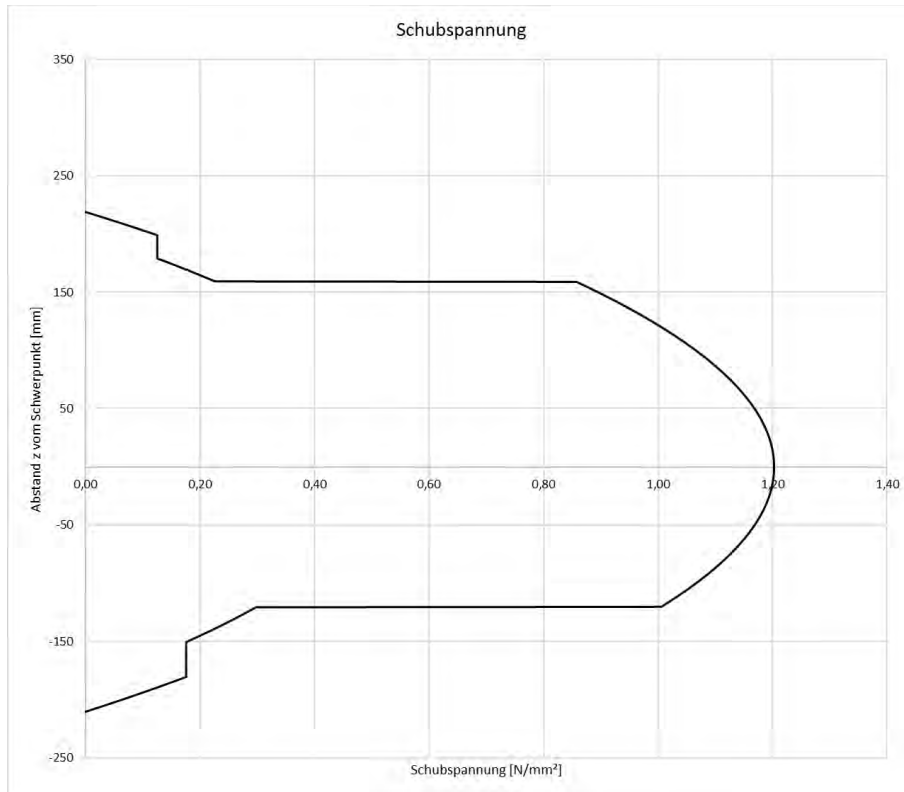


Abbildung 40: Schubspannungsverlauf des Hohlkastenquerschnittes

## Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Die Durchbiegung bezogen auf eine Rippenbreite setzt sich aus dem Durchbiegungsanteil und der Schubverformung zusammen.

$$w_{1kN/m^2} = \frac{5 \cdot 1 \cdot 2,2 \cdot 7500^4}{384 \cdot 3,14 \cdot 10^{13}} + \frac{1 \cdot 2,2 \cdot 7500^2}{8 \cdot 3,37 \cdot 10^7} = 2,88 + 0,46 = 3,34 \text{ mm}$$

Der Durchbiegungsanteil der Schubverformung beträgt ca 14% der Gesamtverformung und sollte somit für die weitere Berechnung berücksichtigt bleiben.

### Elastische Anfangsdurchbiegung

Gemäß ÖNORM B 1995-1-1[1] darf das Struktureigengewicht unberücksichtigt bleiben, sofern sich die Verformungen nicht negativ auf Ausbauten auswirkt.

$$w_{inst} = w_{1kN/m^2} \cdot (g_{k,2} + q_k) = 3,34 \cdot (3 + 2,8) = 19,38 \text{ mm}$$

$$w_{inst,grenz} = \frac{7500}{300} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{19,38}{25} = 0,77$$

### Gesamte Enddurchbiegung

$$w_{net,fin} = w_{1kN/m^2} \cdot (g_{k,1} + g_{k,2} + \psi_2 \cdot q_k) \cdot (1 + k_{def}) = 3,34 \cdot (0,88 + 3 + 0,3 \cdot 2,8) \cdot (1 + \sqrt{0,8 \cdot 0,6}) = 26,7 \text{ mm}$$

$$w_{inst,grenz} = \frac{7500}{250} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{26,7}{30} = 0,89$$

### Schwingungsnachweis

Zusätzlich zur Steifigkeit der Eigenstruktur wirkt der querverteilende Estrich ebenfalls in Längsrichtung

$$(EI)_{eff\_gesamt} = 3,14 \cdot 10^{13} + 25000 \cdot \frac{2200 \cdot 70^3}{12} = 3,14 \cdot 10^{13} + 1,57 \cdot 10^{12} = 3,30 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Die Steifigkeit des Estrichs wirkt sich mit ca 5% kaum auf die gesamte Längssteifigkeit der Deckenkonstruktion aus.

Zur Biegesteifigkeit in Querrichtung des Estrichs addieren sich die Querlagen der Brettsper Holzplatte hinzu.

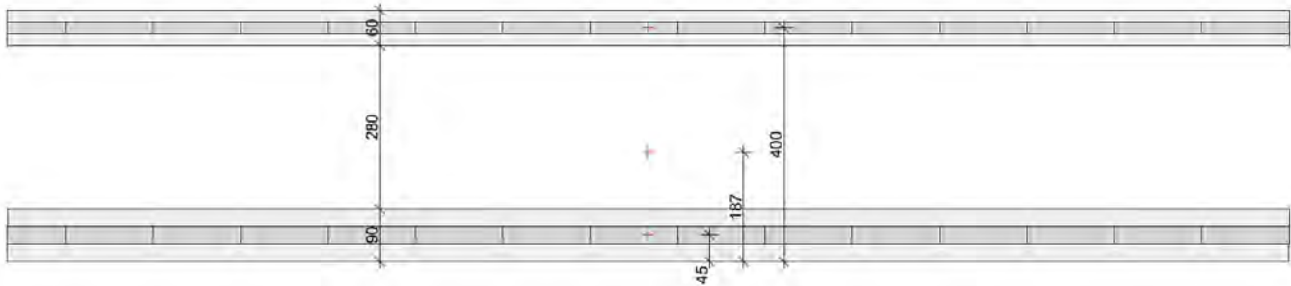


Abbildung 41: Schwerpunkt des Hohlkastenquerschnitts in Querrichtung

$$z_s = \frac{2200 \cdot 30 \cdot 45 + 2200 \cdot 20 \cdot 400}{2200 \cdot 30 + 2200 \cdot 20} = 187 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 (EI)_{b_{gesamt}} &= 11550 \cdot \left[ \frac{2200 \cdot 30^3}{12} + 2200 \cdot 30 \cdot \left( 187 - 30 - \frac{30}{2} \right)^2 \right] \\
 &\quad \cdot \left[ \frac{2200 \cdot 20^3}{12} + 2200 \cdot 20 \cdot \left( 430 - 187 - 20 - \frac{20}{2} \right)^2 \right] + 25000 \cdot \frac{2200 \cdot 70^3}{12} \\
 &= 4,0 \cdot 10^{13} \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

### Eigenfrequenz

Die Masse des Estrichs ist bereits in der Aufbauast von  $g_{k,2}$  enthalten.

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot 7,5^2} \cdot \sqrt{\frac{3,30 \cdot 10^7}{2,2 \cdot 88 + 2,2 \cdot 300}} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{7,5}{7,5}\right)^4 \cdot \frac{4,0 \cdot 10^7}{3,30 \cdot 10^7}} = 8,17 \text{ Hz}$$

Das Kriterium für die Deckenklasse 1 von  $f_1 = 8,0 \text{ Hz}$  wird eingehalten und somit ist kein zusätzlicher Nachweis der Schwingungsbeschleunigung erforderlich.

Die Querverteilung erhöht die Eigenfrequenz um ca 48% und wirkt sich maßgebend auf den Nachweis im GZG aus. Der größte Teil der Querverteilung kommt von den Querlagen, welche über die statische Höhe der Rippe getrennt sind, sodass sich ein hohes Trägheitsmoment in Querrichtung ausbilden kann.

Zusätzlich zur Eigenfrequenz muss das Steifigkeitskriterium eingehalten werden. Dabei wird durch eine statische Ersatzlast von 1 kN in Feldmitte Rückschluss gezogen auf die Steifigkeit der Deckenkonstruktion. In der Berechnung wird das Struktureigengewicht nicht berücksichtigt und nur die statische Ersatzlast herangezogen, welche keine größere Verformung als 0,25 mm in Deckenklasse 1 hervorrufen darf.

Die mitwirkende Breite ergibt sich zu

$$b_F = \begin{cases} \frac{l}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{(EI)_b}{(EI)_l}} \\ \text{Deckenbreite } b \end{cases} = \begin{cases} \frac{7,5}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{4,0 \cdot 10^7}{3,30 \cdot 10^7}} = 7,16 \text{ m} \\ 7,5 \text{ m} \end{cases}$$

Da sich die statische Ersatzlast von 1 kN (1000 N) auf die mitwirkende Breite  $b_F$  bezieht, wird  $(EI)_l$  durch den Rippenabstand von 2200 mm dividiert, sodass sich diese mit der effektiven Breite multiplizieren lässt. Aufgrund der Rippenkonstruktion mit BSP-Platte wird zusätzlich der Schubverformungsanteil berücksichtigt.

$$w_{stat} = \frac{1000 \cdot 7500^3}{48 \cdot \left(\frac{3,30 \cdot 10^{13}}{2200}\right) \cdot 7160} + \frac{1000 \cdot 7500}{4 \cdot \left(\frac{3,37 \cdot 10^7}{2200}\right) \cdot 7160} = 0,082 + 0,017 = 0,099 \text{ mm}$$

$w_{gr} = 0,25 \text{ mm}$  wird eingehalten.

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{0,099}{0,25} = 0,40$$

## Grenzzustand der Tragfähigkeit im außergewöhnlichen Lastfall Brand

Wie in Kapitel 3.3.1 beschrieben reduziert sich die untere Brettsperrholzplatte des Hohlkastenquerschnitts um 82 mm.

Der Restquerschnitt ergibt sich somit zu

$$h_{Brand} = 90 - 82 = 8 \text{ mm}$$

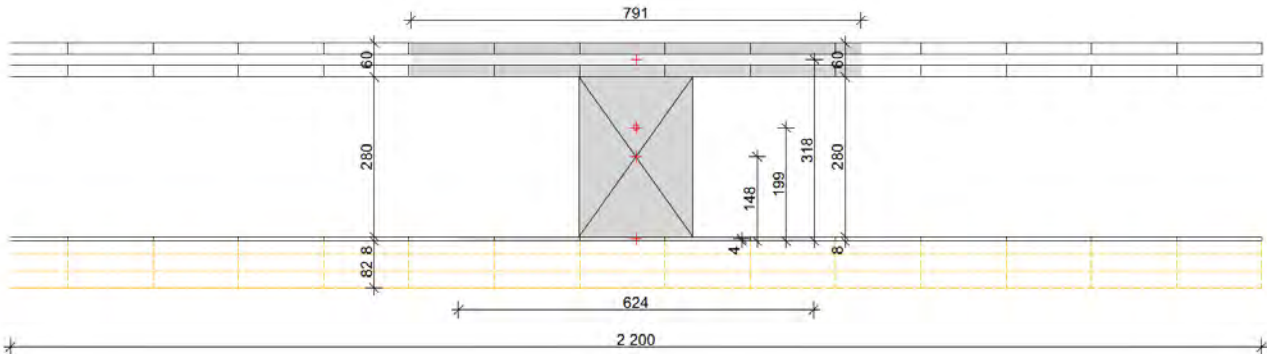


Abbildung 42: Schwerpunkt des Hohlkastenquerschnitts im Brandfall

Die untere effektive Breite reduziert sich auf 624 mm.

Der Schwerpunkt der verbleibenden Konstruktion verschiebt sich in Richtung des Rippenquerschnitts zu

$$z_s = 199 \text{ mm}$$

Womit sich das effektive Trägheitsmoment ändert.

$$(EI)_{eff} = 1,32 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Zusätzlich reduziert sich im Brandfall die Einwirkungskombination zu

$$M_{yd} = \frac{[1,00 \cdot (0,47 + 3) + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 2,8] \cdot 2,2 \cdot 7,5^2}{8} = 66,6 \text{ kNm}$$

$$V_{zd} = \frac{[1,00 \cdot (0,47 + 3) + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 2,8] \cdot 2,2 \cdot 7,5}{2} = 35,5 \text{ kN}$$

Nachweis der Biegespannungen der BSP-Platte oben

$$\sigma_d = \frac{66,6 \cdot 10^6}{1,32 \cdot 10^{13}} \cdot (199 - 348) \cdot 11550 = -8,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{md} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,0} = 19,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{12,47}{19,2} = 0,45$$

Nachweis der Biegespannungen der BSP-Platte unten

$$\sigma_d = \frac{66,6 \cdot 10^6}{1,32 \cdot 10^{13}} \cdot (199) \cdot 11550 = 11,68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{md} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,0} = 19,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ausnutzung} \quad \eta = \frac{11,68}{19,2} = 0,61$$

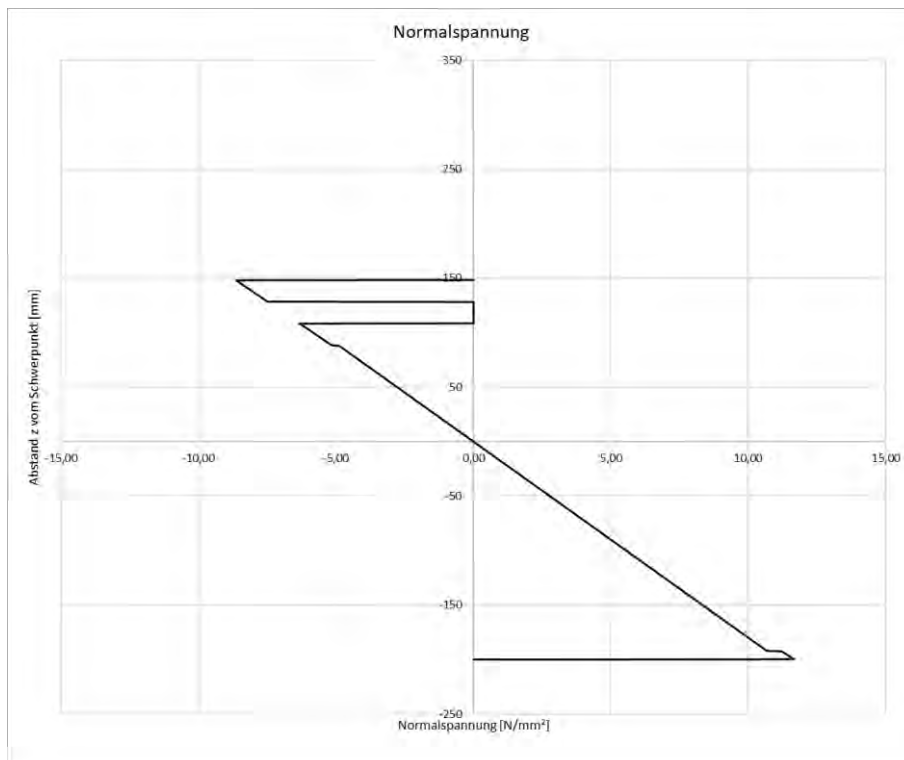


Abbildung 43: Normalspannungsverlauf im außergewöhnlichen Brandzustand am Hohlquerschnitt

### Zusammenfassung der Nachweise

In folgender Tabelle sind alle Nachweise bzw. Ausnutzungsgrade für die gewählte Geometrie zusammengefasst.

Ausnutzungsgrade Nachweise	GZT	GZG
$\sigma_{BSP,oben}$	0,74	
$\sigma_{BSP,unten}$	0,71	
$\tau_{z=0}$	0,85	
$\tau_{Rippe\ zu\ BSP}$	0,74	
$\tau_{Querlage}$	0,39	
$w_{inst}$		0,77
$w_{net,fin}$		0,89
$f_{1,grenz\ 4,5Hz}$		0,55
$f_{1,8Hz}$		0,97
$w_{stat}$		0,40
$a_{rms}$		-*

\* Da die Anforderung an die Deckenklasse 1 mit 8 Hz eingehalten wird, ist kein zusätzlicher Nachweis des Beschleunigungskriteriums  $a_{rms}$  erforderlich.

Die Ausnutzungsgrade im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Brandfall sind geringer als im GZT und somit für den Nachweis nicht maßgebend.

### 3.3.3 Variantenstudie

Wie in Kapitel 3.2.6 des Rippenquerschnitts ist auch beim Hohlkastenquerschnitt möglich, einen positiven Nachweis mit unterschiedlichen Rippenabständen zu generieren. Dafür können ebenfalls folgende Kriterien variiert werden.

1. Rippenabstand
2. Rippenhöhe
3. Rippenbreite
4. BSP Plattenstärke oben und unten
5. Material Rippe (KVH oder BSH)
6. Rippengeometrie

#### Rippenabstand

Im Vergleich zum Rippenquerschnitt ist zu erkennen, dass bei gleicher Rippengeometrie und gleicher Gesamthöhe des Querschnitts ein weitaus größerer Rippenabstand möglich ist. Die Berechnung im vorherigen Kapitel ergab eine maximale Ausnutzung von ca 90% bei einem Abstand von 2200 mm. Der maximale Rippenabstand für die gegebene Geometrie ist bei 2300 mm erreicht, wie in folgender Abbildung 44 zu erkennen ist. Das maßgebende Kriterium ist die Enddurchbiegung. Dies unterscheidet sich maßgeblich vom Rippenquerschnitt, da die Schwingungsanforderung auch für größere Abstände eingehalten wird.

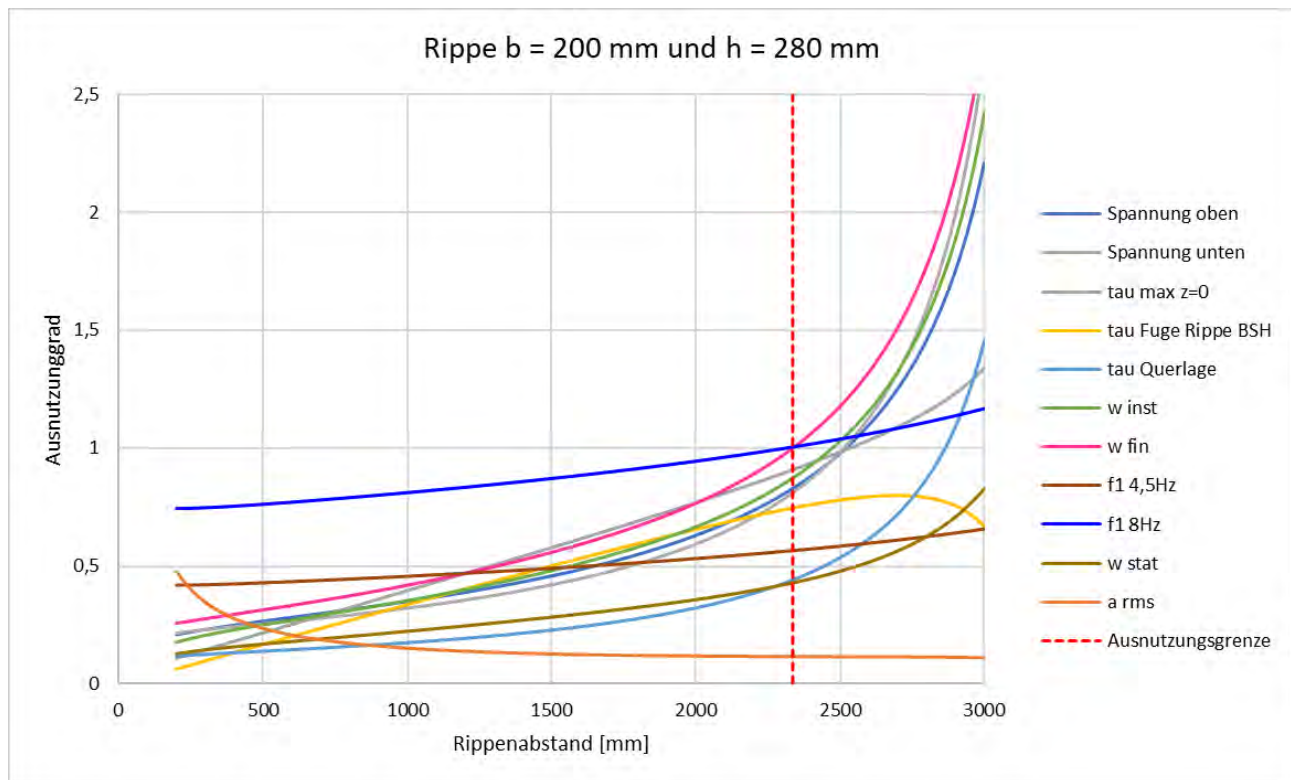


Abbildung 44: Ausnutzungsgrade in Abhängigkeit des Rippenabstandes bei fixer Rippengeometrie am Hohlkastenquerschnitt



## Rippenhöhe

Durch Variation der Rippenhöhe beim Hohlkastenquerschnitt bei einer fixen Rippenbreite, ist zu erkennen, dass ein maximaler Rippenabstand bei ca 3100 mm erreicht wird. Dies ist darauf zurückzuführen, dass ähnlich wie in Abbildung 25, die maximale effektive Breite erreicht ist.

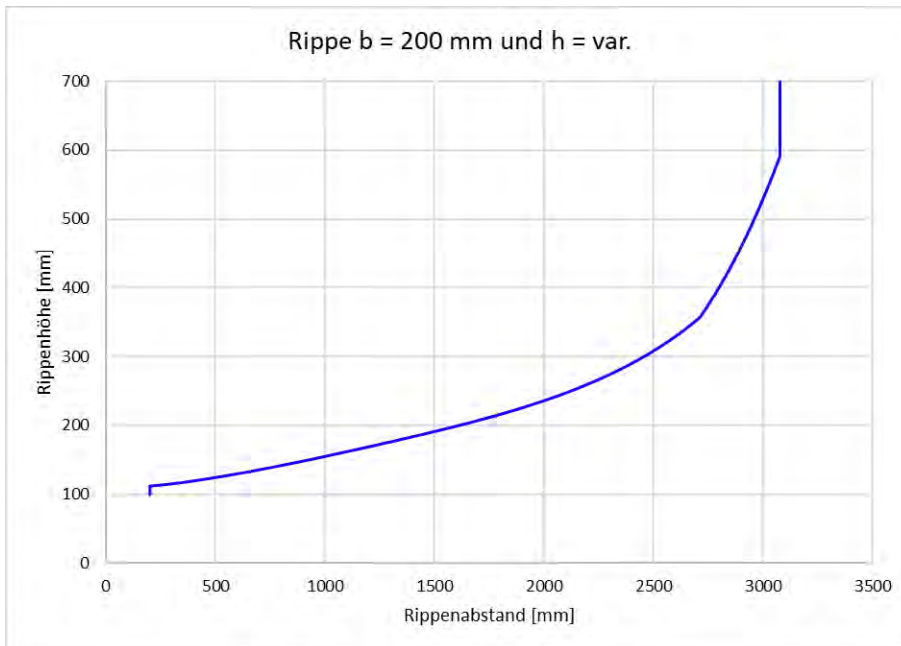


Abbildung 45: Rippenabstand in Abhängigkeit der Rippenhöhe bei fixer Rippenbreite am Hohlkastenquerschnitt

Ein Knick in der Kurve bei ca 2700 mm deutet darauf hin, dass ein Wechsel im maßgebenden Nachweis an dieser Stelle vorhanden ist. Im vorliegenden Fall ist unterhalb dieses Knicks die Enddurchbiegung maßgebend und oberhalb des Knicks die Normalspannung in der unteren Brettsperrholzplatte.

Bei Untersuchung des Hohlkastenquerschnitts mit einer Rippengeometrie von 200 mm x 280 mm wird ein Minimum des Materialverbrauchs bei ca 2100 mm Rippenabstand festgestellt. Die Querschnittsfläche der Hohlkastendecke beläuft sich im Minimum auf 173 cm<sup>2</sup> (Abbildung 46), welche im Vergleich zum Minimum der Rippendecke, von 183 cm<sup>2</sup> (Abbildung 26), geringer ausfällt.

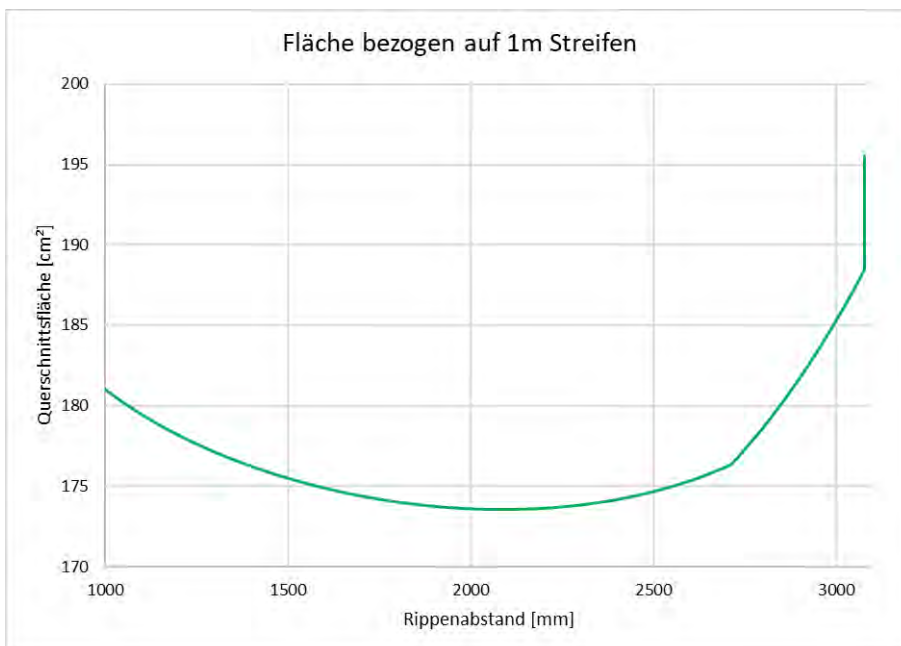


Abbildung 46: Querschnittsfläche in Abhängigkeit des Rippenabstandes bei fixer Rippengeometrie am Hohlkastenquerschnitt

## Rippenbreite

Analog zur Untersuchung der variablen Rippenhöhe ist bei einer variablen Rippenbreite ein Knick bei ca 2700 mm Rippenabstand zu erkennen. Vor und nach diesem Knick ist der Verlauf annähernd linear, was wiederum auf den linearen Beitrag der Breite zum Trägheitsmoment schließen lässt.

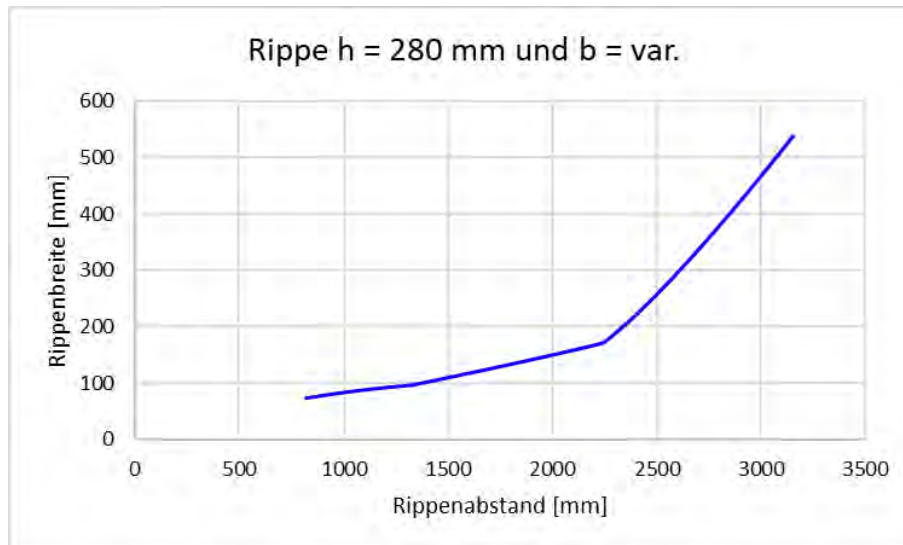


Abbildung 47: Rippenabstand in Abhängigkeit der Rippenbreite bei fixer Höhe am Hohlkastenquerschnitt

## BSP Plattenstärke

Auf eine Variation der Brettsperrholzplattenstärke wird verzichtet, da die untere Platte bereits eine minimale Dimension aufgrund der Brandschutzanforderung aufweist. Eine Vergrößerung der oberen und unteren Platte lässt, wie beim Rippenquerschnitt, auf einen linearen Verlauf des Rippenabstandes schließen.

## Material Rippe

Die Materialqualität der Rippe zeigt lediglich geringfügige Unterschiede zwischen C24 und GL28h auf. Da die Rippe im inneren des Querschnitts liegt, ist deren Einfluss auf die Nachweisführung gering. Die maximalen Spannungen treten an den äußeren Rändern (oben und unten) an der Brettsperrholzplatte auf. Der einzige Beitrag ist der minimal größere E-Modul der Rippe. Aufgrund ihrer Lage im Querschnitt fällt dieser Einfluss gering aus.

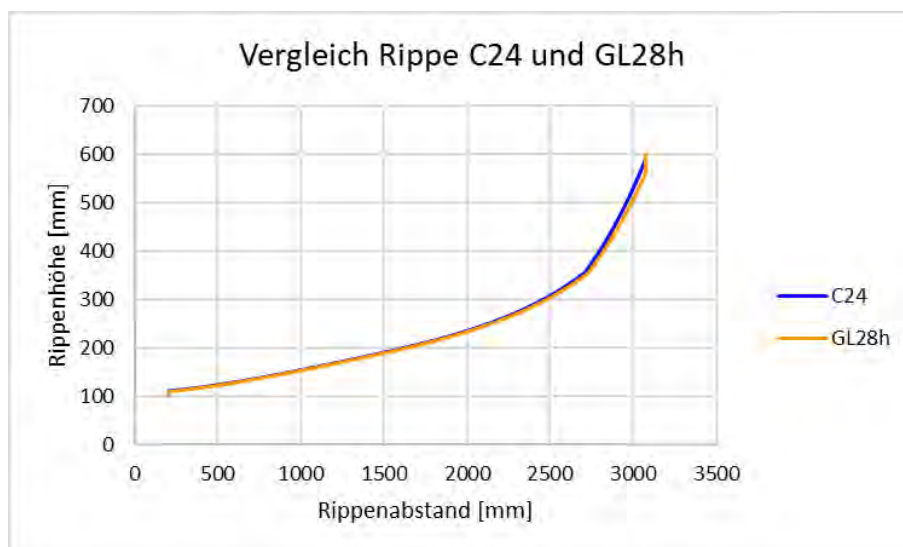


Abbildung 48: Maximale Rippenabstände bei C24 und GL28h am Hohlkastenquerschnitt

Somit ist die Differenz des maximalen Rippenabstandes von ungefähr 20-30 mm sehr gering. Es lässt sich darauf schließen, dass keine signifikante Verbesserung durch ein besseres Material der Rippe erzielt werden kann.

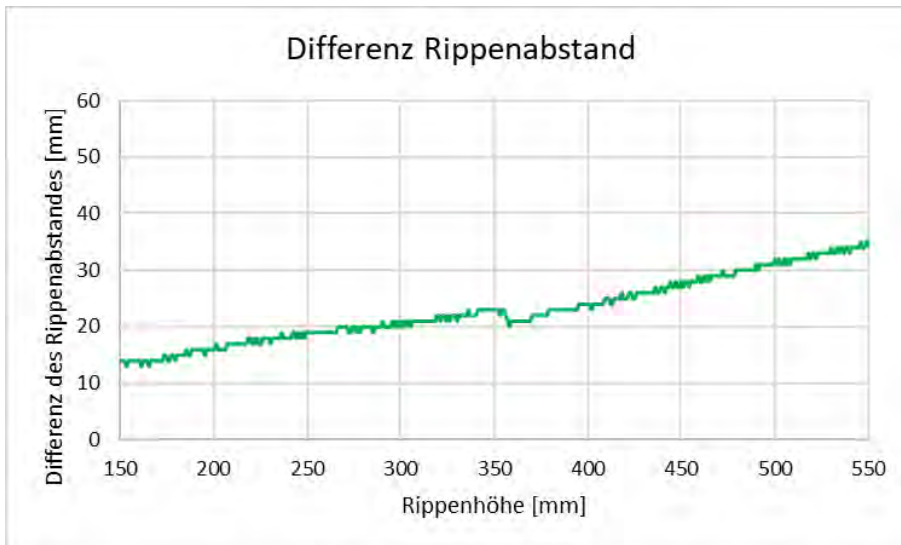


Abbildung 49: Differenz des Rippenabstandes zwischen C24 und GL28h am Hohlkastenquerschnitt

Ist es aufgrund der Rippengeometrie erforderlich, Brettschichtholz zu verwenden, so genügt es, sich für GL24h oder eine geringere Holzqualität zu entscheiden.

### Rippengeometrie

Eine Variation der Rippengeometrie ist für den Hohlkastenquerschnitt nicht sinnvoll, da sich nur die Schubspannungen in der Fuge zwischen BSP und Rippe erhöhen. Die Auswirkung auf das Trägheitsmoment ist im Vergleich dazu gering.

Als Beispiel wird die Rippe aus der Berechnung im Kapitel 3.3.2 auf eine Trapezform (oben 300 mm, unten 100 mm) geändert. Das Trägheitsmoment vergrößert sich von  $(EI)_{eff} = 3,14 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$  auf  $(EI)_{eff, trapez} = 3,19 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$ . Diese Änderung entspricht ca 2%.

Im Gegenzug dazu erhöht sich die Schubspannung von  $\tau_{Rippe \text{ zu BSP}}(z = -29,4) = 1,00 \text{ N/mm}^2$  auf  $\tau_{Rippe \text{ zu BSP, trapez}}(z = -29,4) = 2,1 \text{ N/mm}^2$ , wodurch der Nachweis nicht mehr erfüllt wird.

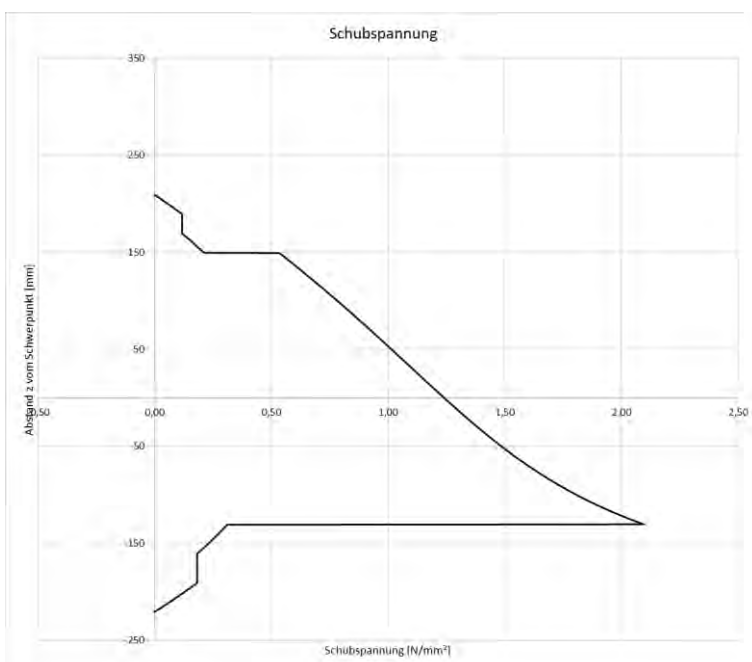


Abbildung 50: Schubspannungsverlauf im Hohlkasten bei einem Trapezquerschnitt der Rippe

### 3.3.4 Maximaler Rippenabstand

Die in den vorherigen Kapiteln gezeigten maximalen Rippenabstände sind theoretische Werte, welche sich auf die Tragfähigkeit bzw die Gebrauchstauglichkeit berufen. Da die obere Deckschicht aus einer 3-s-Platte besteht, auf die der restliche Bodenaufbau aufgebracht wird, ist die Spannweite bei einer Decklagenrichtung quer zur Spannrichtung als begrenzender Faktor heranzuziehen.

Wie in Kapitel 3.2.7 beschrieben verbleibt eine Belastung aus Eigengewichtsanteil (ohne schwere Schüttung) und Nutzlast von

$$p_k = \frac{1,35 \cdot 1,5 + 1,5 \cdot 2,8}{1,5} = 4,15 \text{ kN/m}^2$$

Zur Bestimmung wird die Vorbemessungstabelle von nordpan, Rubner[20] für eine 3s-Massivholzplatte herangezogen.

Dabei ergibt sich eine maximale Stützweite für eine „3-S 60 FI“ zwischen 1000-1250 mm. Wird für eine Belastung von 4,15 kN/m<sup>2</sup> linear zwischen den Werten interpoliert, liegt die maximale Spannweite bei 1150 mm.

## 3-S MASSIVHOLZPLATTE

Zulässige Flächenlasten in kN/m<sup>2</sup> gemäß individuell deklariertes Werte von  
NORDPAN GMBH

*FI = Fichte – LÄ = Lärche – DO = Douglasie – KI = Kiefer*

Orientierung: Decklage quer zur Spannrichtung (Nebenachse)

Plattentyp Stärke mm Holzart	NORDPAN BAUPLATTE								
	Stützweite in mm								
	200	300	400	500	600	800	1000	1250	1500
3-S 13 FI	3,64	0,96	0,30	0,05	--	--	--	--	--
3-S 16 FI	8,55	2,40	0,90	0,37	0,14	--	--	--	--
3-S 19 FI	14,38	4,08	1,57	0,68	0,29	--	--	--	--
3-S 22 FI	36,64	10,67	4,34	2,09	1,10	0,31	--	--	--
3-S 27 FI	41,69	12,14	4,95	2,39	1,26	0,36	--	--	--
3-S 32 FI	108,89	38,46	16,01	8,01	4,48	1,67	0,67	0,12	--
3-S 35 FI	119,11	50,42	21,05	10,58	5,96	2,29	0,98	0,31	--
3-S 42 FI	142,93	87,33	36,56	18,49	10,50	4,15	1,89	0,73	0,17
3-S 49 FI	166,74	110,99	58,26	29,55	16,86	6,78	3,20	1,36	0,55
3-S 60 FI	204,19	135,92	101,79	54,62	31,32	12,82	6,23	2,86	1,37
3-S 19 LÄ	14,38	4,08	1,57	0,68	0,29	--	--	--	--
3-S 26 LÄ	47,70	24,25	13,89	5,66	2,73	1,44	0,57	--	--
3-S 32 LÄ	108,89	38,46	16,01	8,01	4,48	1,67	0,67	0,12	--
3-S 42 LÄ	142,93	87,33	36,56	18,49	10,50	4,15	1,89	0,73	0,17
3-S 19 DO	14,38	4,08	1,57	0,68	0,29	--	--	--	--
3-S 26 DO	47,70	24,25	13,89	5,66	2,73	1,44	0,57	--	--
3-S 19 KI	14,38	4,08	1,57	0,68	0,29	--	--	--	--
3-S 27 KI	41,69	12,14	4,95	2,39	1,26	0,36	--	--	--
	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>

Abbildung 51: Vorbemessungstabelle 3-s Massivholzplatte von Nordpan[20]

Für einen maximalen Rippenabstand von 1150 mm ergibt sich ein Rippenquerschnitt mit einer Breite von 120 mm und einer zugehörigen Höhe von 220 mm. Das Verhältnis von 1:2 zwischen Breite und Höhe wird bei diesem Querschnitt geringfügig unterschritten.

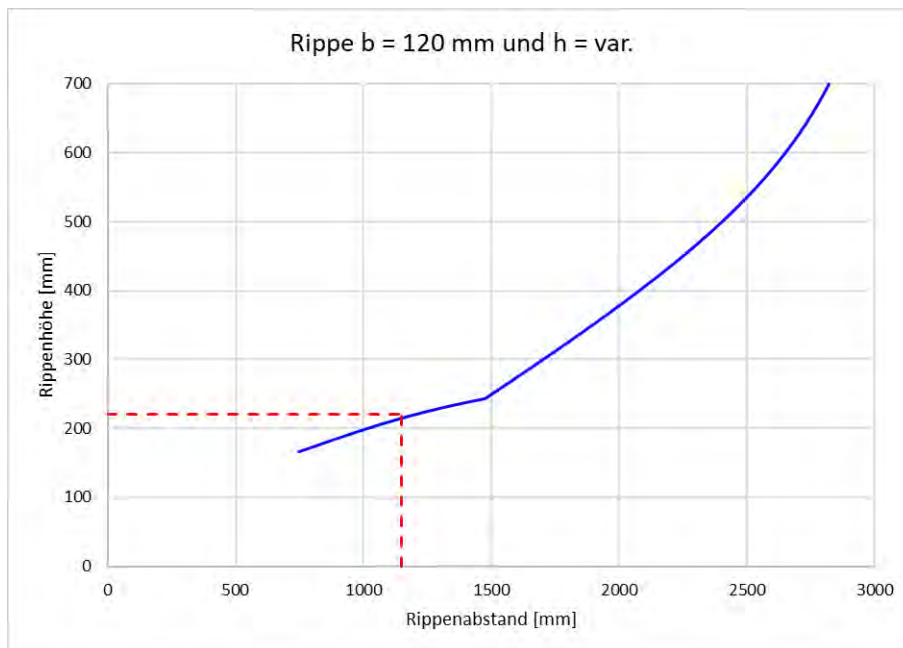


Abbildung 52: Rippenbreite 120 mm bei 1150 mm Rippenabstand am Hohlkastenquerschnitt

Auch hier gilt, wie in Kapitel 3.2.7, dass flächenmäßig kleinere Rippenquerschnitte möglich sind, wenn von einem Verhältnis von 1:2 des Balkens abgewichen wird.

### 3.3.5 Vergleich Rippendecke mit Hohlkastendecke

Ein Vergleich zwischen der Rippendecke aus Kapitel 3.2 und der Hohlkastendecke aus dem aktuellen Kapitel hinsichtlich des Rippenabstandes zeigt in Abbildung 53, dass bei der Hohlkastendecke überwiegend ein größerer Rippenabstand bei gleicher Rippenhöhe möglich ist, als bei der Rippendecke. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass die gleiche Spannweite mit einer wesentlich geringeren Rippenhöhe bzw. Konstruktionshöhe möglich ist. Der Vorteil der Hohlkastendecke wechselt erst ab einem Rippenabstand von ca. 2900 mm, welcher wie in vorherigem Kapitel beschrieben, nie auftreten wird.

Der Vorteil der trapezförmigen Rippendecke ist nur im Vergleich mit der rechteckförmigen Rippendecke bis ca. 250 mm Rippenhöhe vorhanden. Im Vergleich zur Hohlkastendecke relativiert sich der Vorteil der Trapezform und der maßgebliche Vorteil der Hohlkastendecke gegenüber der Rippendecke wird erkennbar.

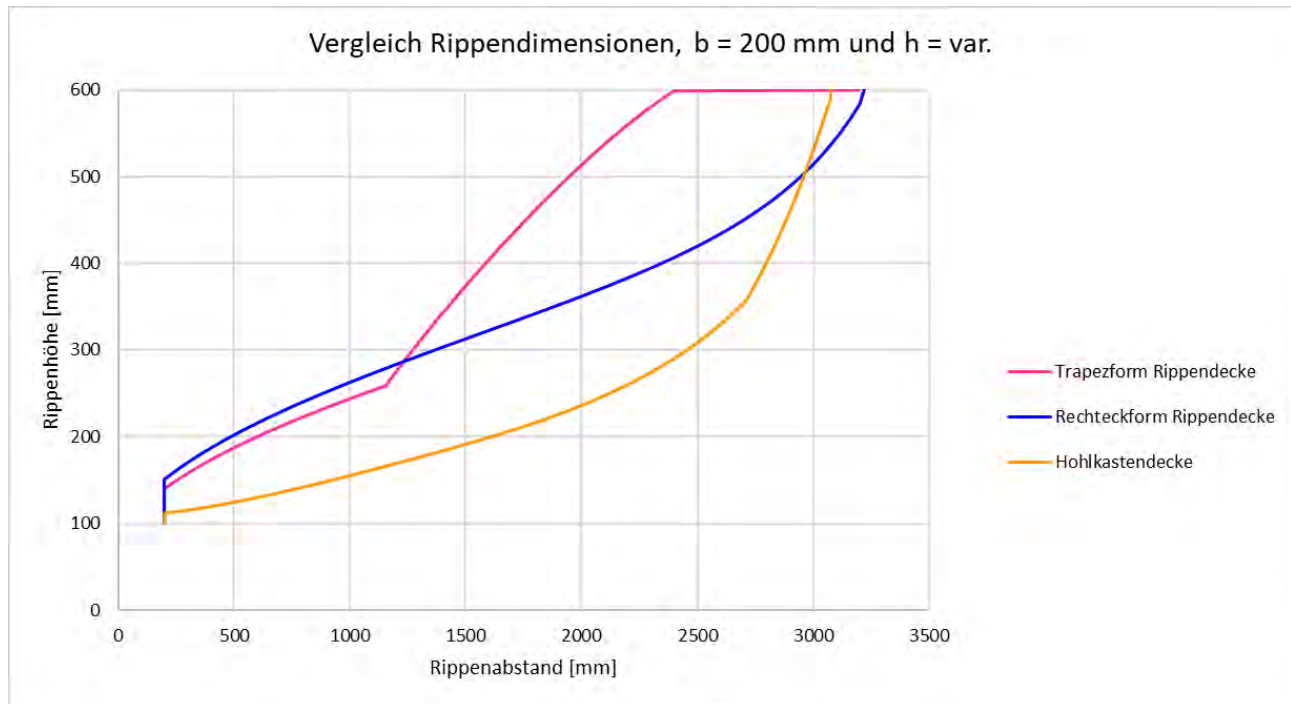


Abbildung 53: Vergleich Rippendecke mit Hohlkastendecke

## 4 Unterzug

Die in den vorherigen Kapiteln behandelten Deckensysteme sind so geplant, dass sie auf einem linearen Träger des Skelettbaus aufliegen. Dieser Träger, sowie die Verbindung mit dem Deckensystem, kann auf verschiedene Arten gelöst werden. Folgend wird eine Variante des Trägers als Unterzug berechnet, sowie ein Konstruktionsdetail entwickelt, welches als deckengleiches Auflager dient. Der Unterzug wird aufgrund der Dimension als Träger aus GL28h berechnet.

Für die Berechnung wird das maximale Deckenfeld von 7,5 m x 7,5 m herangezogen.

Für das Struktureigengewicht werden 100 kg/m<sup>2</sup> angesetzt, welche basierend auf den Berechnungen in den vorherigen Kapiteln als plausibel erscheinen.

$$g_{k1} = 1 \cdot 7,5 = 7,5 \text{ kN/m}$$

$$g_{k2} = 3 \cdot 7,5 = 22,5 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 2,8 \cdot 7,5 = 21,0 \text{ kN/m}$$

Die Ausklinkung wird so gewählt, dass es im Brandfall zu keinem Herabfallen der Deckenkonstruktion kommt. Bei einer Abbrandrate von 0,65 mm/min und einer Brandbeanspruchungsdauer von 90 min ergibt sich folgende Abbrandtiefe.

$$d_{char,0} = 0,65 \text{ mm/min} \cdot 90 \text{ min} = 58,5 \text{ mm}$$

Bei einer Ausklinkung von 100 mm wird somit eine Abbrandtiefe von ca 60 mm, eine Toleranz von 10 mm und eine verbleibende Restauflagefläche von 40 mm gewährleistet.

Die Höhe der Ausklinkung ergibt sich aus der Beanspruchung der Decke bzw den daraus folgenden Nachweisen. Für die Nachweise wird eine kontinuierliche Einleitung der Last auf einen 1-Meter Streifen angenommen.

$$V_{zd} = (1,35 \cdot (7,5 + 22,5) + 1,5 \cdot 21,0) \cdot \frac{1}{2} = 72 \text{ kN/m}$$

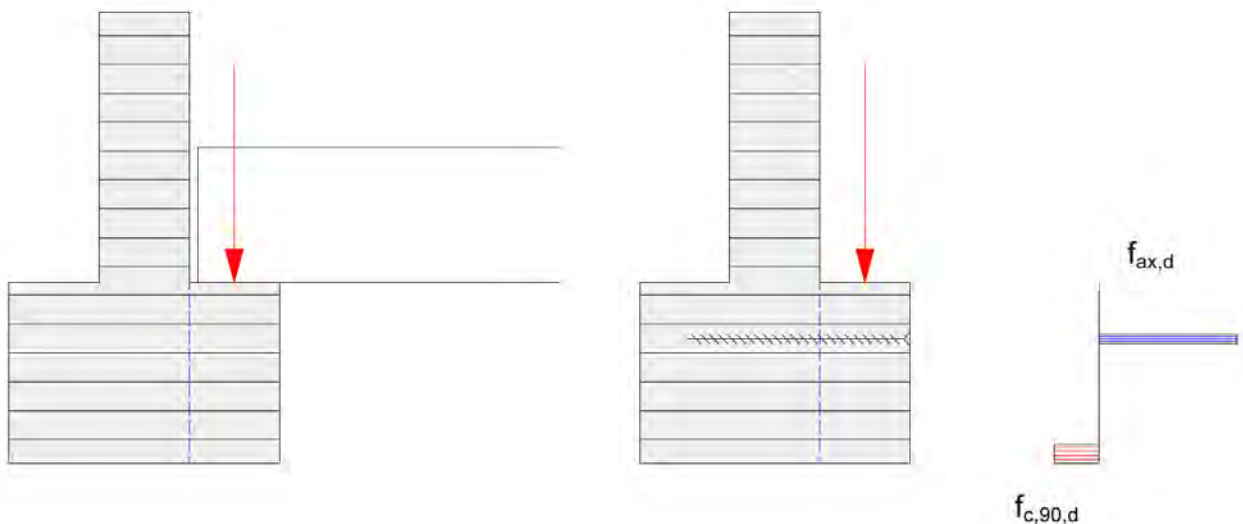


Abbildung 54: Deckenaullager auf Unterzug und Querkzugverstärkung

Bei einem Lasteinleitungspunkt in der Mitte der Ausklinkung ergibt sich ein Moment von

$$M_{y,d} = 72000 \cdot 50 = 3600 \text{ kNmm/m}$$

Bei einem Hebelarm zwischen Schraubenachse und Unterkante des Unterzugs von 150 mm ergibt sich eine Auszugskraft für die Schrauben von

$$F_{t,d} = \frac{3600}{150} = 24 \text{ kN/m}$$

Unter der Annahme von einer Holzbauschraube mit Vollgewinde und Durchmesser  $\varnothing 8$  mm, sowie einem Auszieh Widerstand von 59 N/mm und einer effektiven Gewindelänge im Unterzug von 150 mm, ergibt sich folgender Schraubenabstand.

$$F_{ax,d} = 59 \text{ N/mm} \cdot 150 \text{ mm} = 8,8 \text{ kN}$$

$$e_{\text{Schraube}} = \frac{1000 \cdot 24}{8,8} = 367 \text{ mm}$$

Es wird somit von einer Restquerschnittshöhe von 200 mm (inkl Schraubenrandabstand) und einer Ausklinkungsbreite von 100 mm ausgegangen. Der Schraubenabstand liegt in einem Bereich von 250 mm bis 350 mm.



## 4.1 Einfluss Unterzug auf Schwingung

Liegen Deckensysteme auf ebenfalls schwingenden Unterkonstruktionen auf, so beeinflussen sich die Eigenfrequenzen der beiden Teilsysteme. Die Beeinflussung der Eigenfrequenz lässt sich mit der Näherungsformel von Dunkerley bestimmen.

$$\frac{1}{f^2} \approx \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_2^2} + \frac{1}{f_3^2} + \dots$$

Daraus folgt, dass die Gesamtfrequenz für ein Deckenelement, welches auf einem Unterzug aufgelagert ist, nach folgender Formel zu bestimmen ist.

$$f = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{Decke}^2} + \frac{1}{f_{Unterzug}^2}}}$$

Wird nun die Einhaltung der Grenzfrequenz für die Deckenklasse 1 mit 8 Hz gefordert, bedeutet dies für die Decke und den Unterzug jeweils eine strengere Grenzfrequenz von  $\sqrt{2} \cdot 8 \text{ Hz} = 11,3 \text{ Hz}$ .

Wird der Unterzug durch den Nachweis der Schwingung dimensioniert, kann die erforderliche Steifigkeit anhand folgender Formel abgeschätzt werden.

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot 7,5^2} \cdot \sqrt{\frac{(EI)_l}{(100 + 300) \cdot 7,5}}$$

Als modale Masse wird von einem Deckeneigengewicht von ca 100 kg/m<sup>2</sup> und einer Aufbaulast von 300 kg/m<sup>2</sup> ausgegangen. Der Unterzug hat eine Einflussbreite von  $2 \cdot 7,5\text{m}/2 = 7,5 \text{ m}$ .

$$(EI)_{l,erf,11,3\text{Hz}} = \left( \frac{11,3 \cdot 2 \cdot 7,5^2}{\pi} \right)^2 \cdot (100 + 300) \cdot 7,5 = 4,91 \cdot 10^8$$

$$(EI)_{l,erf,8\text{Hz}} = \left( \frac{8 \cdot 2 \cdot 7,5^2}{\pi} \right)^2 \cdot (100 + 300) \cdot 7,5 = 2,46 \cdot 10^8$$

Ein Vergleich der beiden erforderlichen Trägheitsmomente zeigt, dass die Erhöhung des Frequenzkriteriums von 8 Hz auf 11,3 Hz für den Unterzug eine Verdoppelung des Trägheitsmomentes bedeutet. Der Einfluss der Interaktion zwischen Unterzug und Decke ist somit nicht zu vernachlässigen und projektspezifisch zu untersuchen.

Am Beispiel der Hohlkastendecke aus Kapitel 3.3.2 mit der Rippengeometrie von 200 mm x 280 mm folgt, dass ein positiver Nachweis der Schwingung mit dem Grenzkriterium von 11,3 Hz ohne Berücksichtigung der Schwingungsbeschleunigung bei keinem Rippenabstand möglich ist. Siehe dazu Abbildung 55.

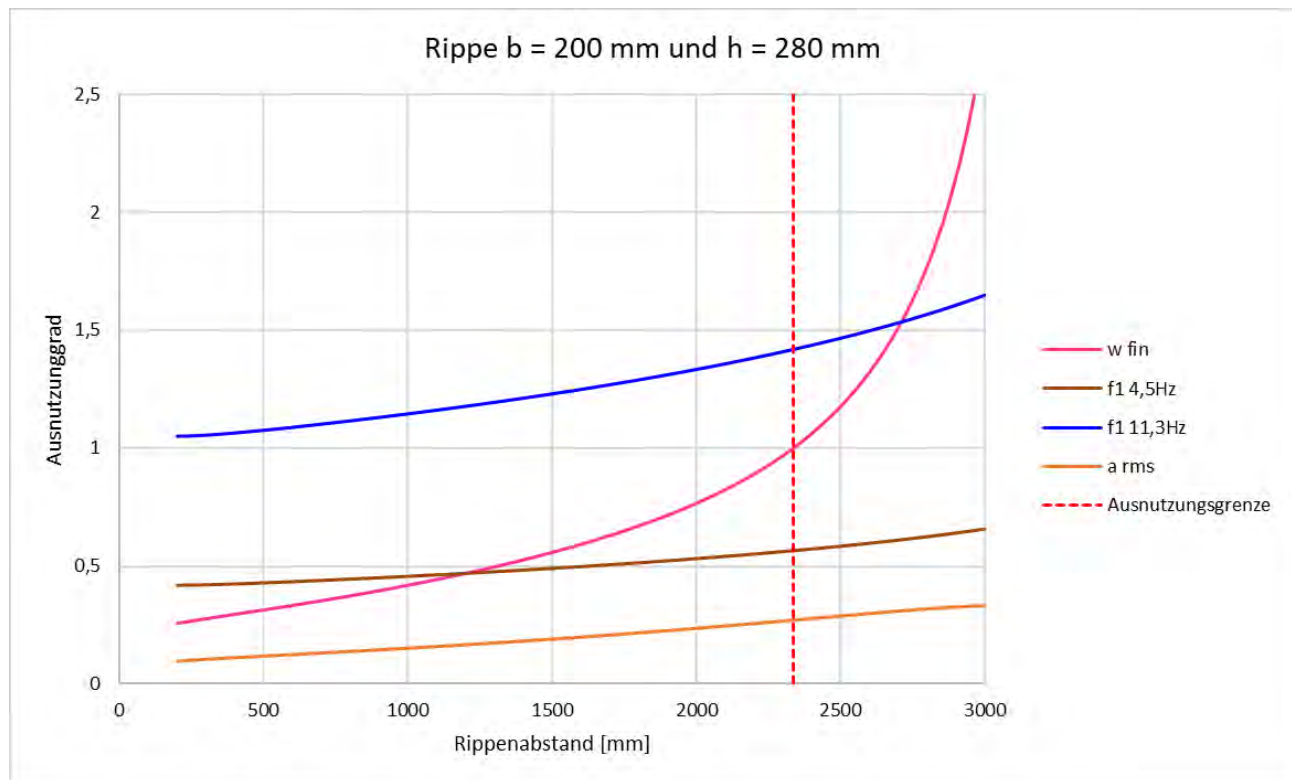


Abbildung 55: Ausnutzungsgrade der Hohlkastendecke mit einem Grenzkriterium von 11,3 Hz

Bei einem Rippenabstand von 2200 mm (max Abstand aus der Berechnung) liegt der Nachweis der Frequenz bei ca 135% und ist somit ebenfalls überschritten. Der Nachweis der Schwingungsbeschleunigung bleibt erbracht, gilt normativ nur für einfeldrige, an allen Rändern gelenkig gelagerte, Decken. Im vorliegenden Fall von einem kombinierten schwingungsanfälligen System gibt die Norm keine Hinweise zur zusätzlichen Bemessung. Das Schwingungsverhalten ist für eine Zusammenwirkung von Decke und Unterzug mittels Berechnungsprogrammen zu untersuchen, sodass die gegenseitige Beeinflussung in der Berechnung berücksichtigt werden kann. Dabei kann auch die Schwingungsbeschleunigung an der kritischsten Stelle untersucht werden.

## 4.2 Detail Decke zu Unterzug

Durch die Ausklinkung im Unterzug aus dem vorherigen Kapitel, ist es möglich, die Deckensysteme seitlich am Unterzug aufliegen zu lassen, wodurch Konstruktionshöhe eingespart werden kann. In folgender Abbildung 56 ist zusätzlich eine konstruktive Befestigung des Deckenelements mit dem Unterzug eingezeichnet.

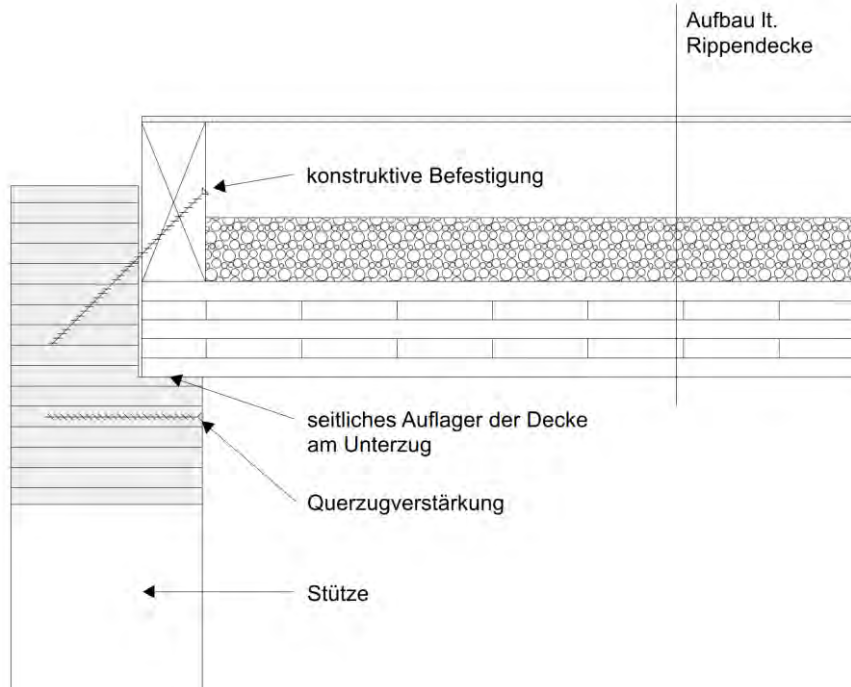


Abbildung 56: Verbindung der Rippendecke mit dem Unterzug

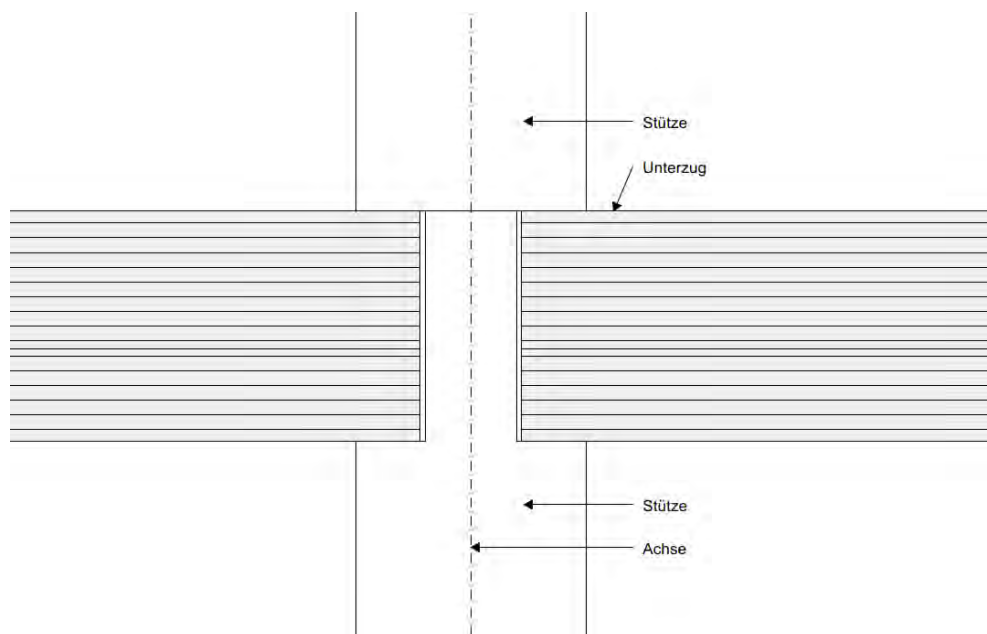


Abbildung 57: Ansicht eines Knotens von Stütze und Unterzug

## 5 Außenwand

Bei der Skelettbauweise hat das Wandsystem keinen direkten Einfluss auf das Deckensystem bzw umgekehrt. Die Wahl der passenden Außenwand kann somit abhängig vom Unterzug bzw den Stützen getroffen werden.

### 5.1 Holzrahmenbauweise

Die meistverwendete Konstruktionsmethode für Außenwände im Holzbau stellt die Holzrahmenbauweise dar. Diese beruht ebenfalls auf dem System des Skelettbau und besteht aus Holzbalken (Schwellen) und Ständer, welche mit einem Plattenwerkstoff außen und innen verkleidet werden. Der Zwischenraum kann zudem direkt für die Wärmedämmung verwendet werden. Durch den geringen Einsatz von Holz und der geringen Wandstärke (durch die Kombination mit der Dämmebene) zählt die Holzrahmenbauweise zu den kosteneffizientesten und wirtschaftlichsten Lösungen für den Außenwandaufbau.

Gemäß Kapitel 2.5 sind die Deckensysteme auf Gebäude mit einer oberirdischen Geschosshöhe  $\leq 6$  beschränkt, wodurch ein Stapeln der Außenwände ermöglicht wird. Voraussetzung dafür ist, dass das Eigengewicht der Außenwand gering gehalten wird. Dies wird durch die Holzrahmenbauweise und die maximal übereinander gestapelte Anzahl von 6 Elementen gewährleistet.

### 5.2 Regeldetails

Die Schwellen der Wände werden je nach Belastung aus Nadelholz oder bei größerer Beanspruchung aus Hartholz oder Furnierschichtholz bzw Baubuche gefertigt. Diese hoch beanspruchten Bereiche treten bei einem 6-geschossigen Gebäude bei den untersten Geschossen auf. Eine genaue Untersuchung ist projektspezifisch durchzuführen, da das Fassadengewicht, die Öffnungen für Fenster, und die Bauteilgröße darauf einen Einfluss haben.

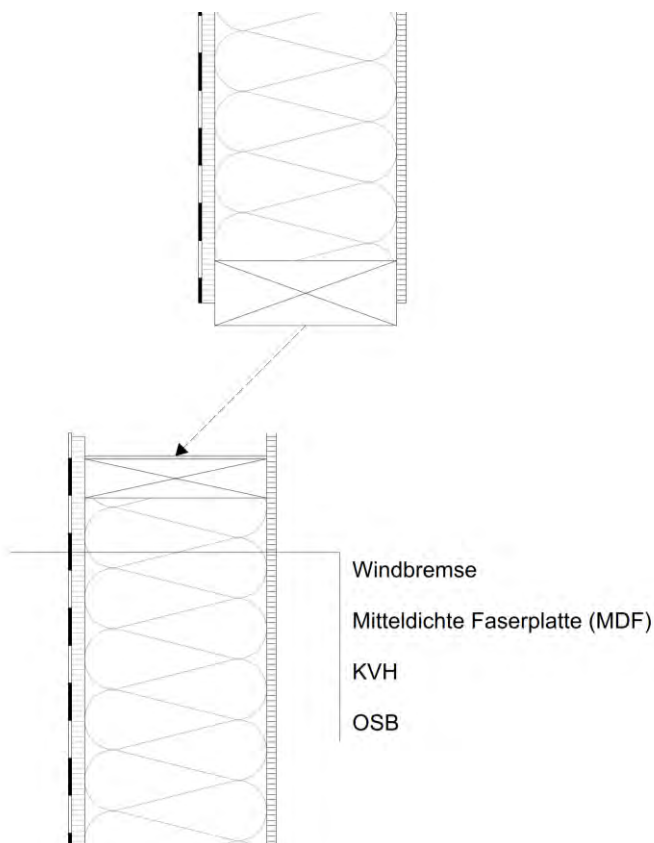


Abbildung 58: Aufeinanderfürgung zweier Holzrahmenwände

Die Befestigung der Wand an den Unterzug erfolgt über die Länge des Unterzugs verteilt mit Stahlwinkel. Aufgrund der Durchbiegung des Unterzugs unter Nutzlast und dass die Wand geringere Verformungen aufweist, werden vertikale Langlöcher in den Stahlwinkel vorgesehen, um ein Gleiten zu ermöglichen und keine Zwangsbeanspruchungen in die Wand einzuleiten.

Durch den Überstand der äußeren und inneren Platte der Holzständerwand können die Horizontalkräfte in das darüberliegende Element übertragen werden. Dadurch ist nur eine Befestigung der unteren Schwelle mit dem Unterzug erforderlich.

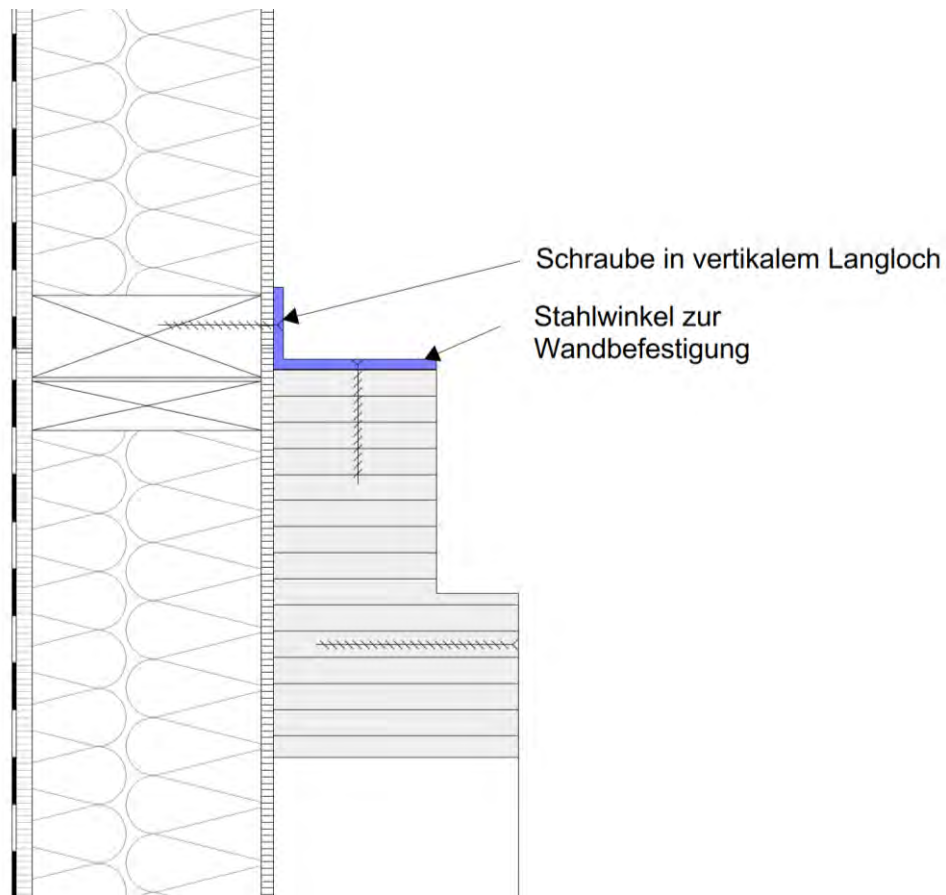


Abbildung 59: Anbindung der Wand an den Unterzug

## 6 Leitdetail Wand – Decke – Unterzug

Folgend ist ein Vorschlag eines Knotens zwischen Deckensystem (Rippendecke), Außenwand und Unterzug zu sehen. Die einzelnen Verbindungen sind in den vorherigen Kapiteln erläutert. Die Abbildung 60 stellt somit ein Leitdetail dar, welches für das entwickelte Deckensystem eingesetzt werden kann.

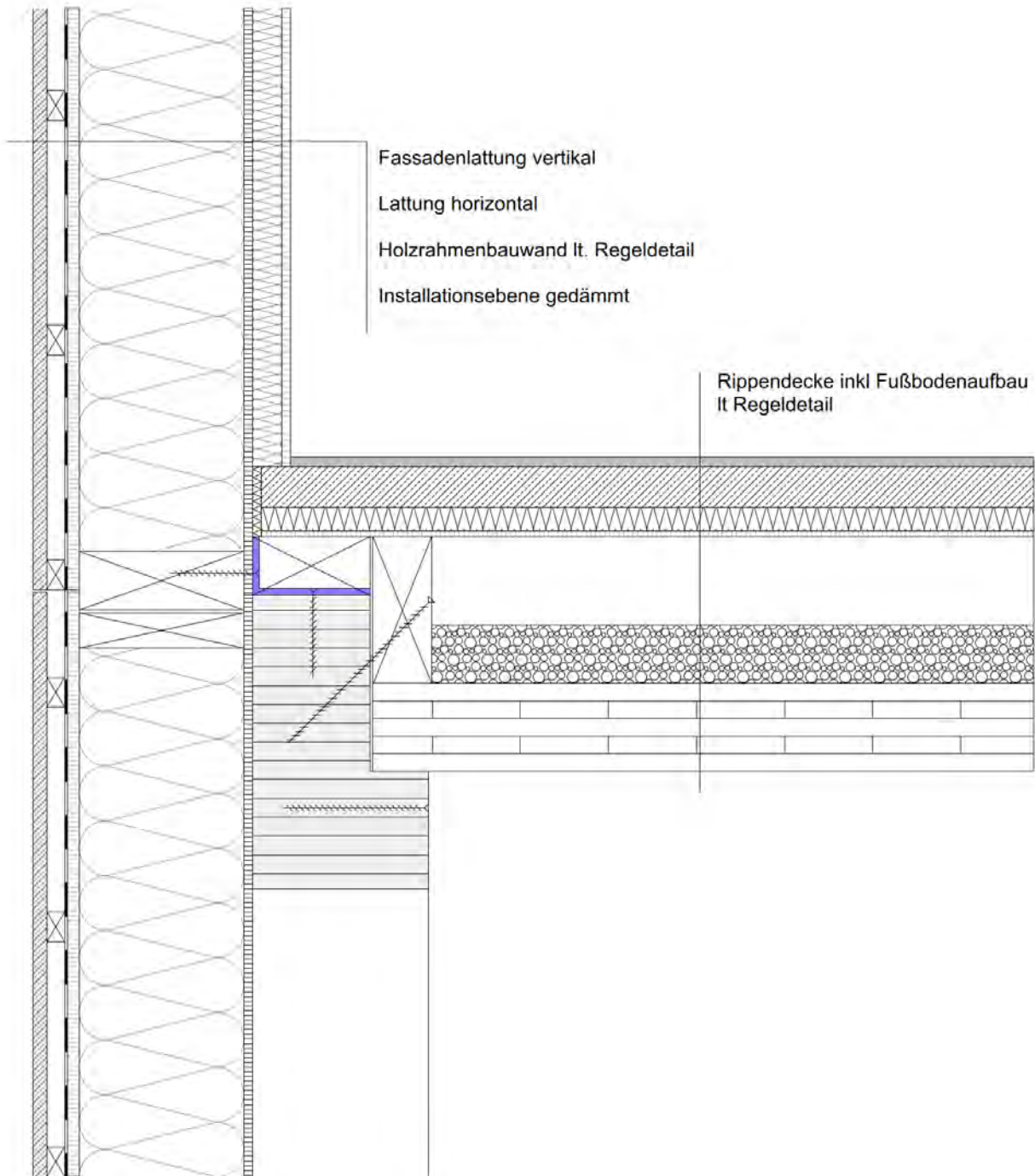


Abbildung 60: Leitdetail von Wand, Decke und Unterzug

## 7 Fazit

Die Untersuchung der verschiedenen Deckenvarianten hat gezeigt, dass es maßgebliche Unterschiede zwischen Massivholzdecke, Rippendecke und Hohlkastendecke in Bezug auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit gibt. Wie erwartet ist der Schwingungsnachweis zum größten Teil der dimensionierende Faktor in der Berechnung. Bei großen Rippenabständen und Rippenhöhen kommt als maßgebender Nachweis die Durchbiegung des Elementes hinzu. Beide Nachweise hängen direkt mit der Steifigkeit des Deckenelementes zusammen.

Im Kapitel 3.1 zur Massivholzdecke ergab sich für eine Deckenspannweite von 7,5 m eine erforderliche Deckenstärke von 340 mm. Diese Dimensionen sind im üblichen Sägewerk nicht verfügbar und es bedarf entweder Sonderbreiten oder einer Blockverleimung von zwei Brettschichtholzträgern. Beide Varianten sind sehr aufwändig und der Materialverbrauch sehr hoch.

Eine Verstärkung durch Stahleinlagen in Form eines T-Querschnitts hat im Falle eines starren Verbundes zwischen Stahl und Holzdecke zu einer maßgeblichen Verbesserung des Systems geführt. Die Schwierigkeit dahinter ist, den starren Verbund in der Fuge zu gewährleisten, da es bei einer Fügung mittels Schrauben zu einem Schlupf in der Fuge kommen kann bzw ein Verschiebungsmodul zu berücksichtigen ist. Dies kann durch eine wiederum aufwändigere Schrägverschraubung gelöst werden.

In Kapitel 3.2 wurde gezeigt, dass bei der Verwendung eines Rippenquerschnitts ein geringerer Materialverbrauch im Vergleich zur Massivholzdecke erzielt werden konnte. Durch die Verwendung einer Brettspertholzplatte als Deckenelement konnte eine ausreichende Querverteilung erreicht werden, sodass ein Rippenquerschnitt mit üblichen Maßen von 200 mm x 280 mm für einen positiven Nachweis des Deckenfeldes ausreichend war. Zudem hat die Variantenstudie gezeigt, dass ein minimaler Materialverbrauch erst bei sehr großen Rippenabständen auftritt.

In der Konstruktion ist zu erkennen, dass obwohl der statisch betrachtete Querschnitt oben offen ist, es dennoch eine Abdeckung in Form einer OSB-Platte oder 3s-Platte bedarf, um den Fußbodenaufbau flächig aufbringen zu können. Diese Platte wird nachträglich aufgelegt bzw konstruktiv vernagelt und statisch nicht berücksichtigt. Wird eine OSB-Platte unter dem Fußbodenaufbau gewählt, reduziert sich der maximal mögliche Rippenabstand auf ca 850 mm, da die OSB-Platte keine größeren Spannweiten zwischen den Rippen überbrücken kann. Da die Höhe der Rippe zur dritten Potenz in die Steifigkeit eingeht, hat sich als theoretisches Optimum für den Materialverbrauch eine 60 mm x 400 mm Rippe ergeben.

Das effizienteste Deckensystem in Bezug auf die Steifigkeit wurde in Kapitel 3.3 untersucht. Hierbei ist im Vergleich zur Rippendecke die obere Platte mit verbunden und der entstandene Hohlkastenquerschnitt übernimmt die tragende Funktion der Decke. Im Vergleich zur Rippendecke, bei der die obere Platte nur konstruktiv aufliegt und nicht zum statischen Querschnitt gezählt wird, wird beim Hohlkastenquerschnitt eine 3s-Platte gewählt, welche eine größere Steifigkeit als eine OSB-Platte aufweist. Durch den Hohlkastenquerschnitt lassen sich größere Rippenabstände bei gleicher Höhe wie beim Rippenquerschnitt erzielen. Gleichzeitig bedeutet dies im Umkehrschluss, dass bei gleichen Rippenabständen geringere Rippendimensionen für dieselbe Spannweite ausreichend sind.

Im Vergleich zur OSB-Platte bei der Rippendecke wird der maximale Rippenabstand durch eine steifere 3s-Platte erst bei 1150 mm begrenzt.

Ein Vergleich der drei untersuchten Tragsysteme zeigt, dass eine Massivholzdecke für den gegebenen Anwendungsfall nicht wirtschaftlich umsetzbar ist. Bei näherer Betrachtung der Rippendecke und der Hohlkastendecke in Kapitel 3.3.5 ist zu erkennen, dass die Hohlkastendecke weitaus ressourceneffizienter ist als die Rippendecke. Die trapezförmige Rippe, welche bei der Rippendecke untersucht wurde, bringt nur einen minimalen Vorteil gegenüber der konstanten Rippenbreite bei geringen Rippenabständen. Für die in dieser Arbeit betrachteten Randbedingungen ergibt sich die Hohlkastendecke mit einer Rippe von 120 mm x 220 mm im Rippenabstand von 1150 mm als das effizienteste Deckentragssystem.

Die Kapitel 4 und 5 ergänzen die Entwicklung des Deckensystem durch die Einbeziehung der anschließenden Bauteile. Es zeigt sich, dass die Steifigkeit des Unterzugs maßgebenden Einfluss auf den Schwingungsnachweis des Gesamtsystems hat und bei großen Deckenfelder projektspezifisch genauer zu untersuchen ist. Abschließend werden alle Bauteile in Kapitel 6 in einem Leitdetail, als Verbindungsknoten zwischen Deckenelement, Unterzug und Außenwand zusammengeführt.

## 7.1 Ausblick

Weiterführend kann eine Untersuchung mit einer „Rippe nach unten“ als Querschnitt im Vergleich zu der, in dieser Arbeit untersuchten „Rippe nach oben“, geführt werden. Dabei gilt es die Brandschutzanforderungen bei einem dreiseitigen beflamten Querschnitt und einer zusätzlich flächigen Beflammung der Brettsperrholzplatte zu lösen.

Zudem gilt es, die Auswirkung der Holzfeuchte bei einem Hohlkastenquerschnitt genau zu untersuchen, da dieser aufgrund des starren Verbundes und des Hohlraumes sensitiv auf eine Feuchteänderung der Holzwerkstoffe reagiert.

Die in dieser Arbeit betrachtete Optimierung des Tragsystems bezieht sich auf die Ressourceneffizienz bzw die damit verbundene Optimierung der Querschnittsfläche. Für eine gesamtheitliche Betrachtung der standardisierten Deckenelemente ist eine betriebswirtschaftliche Untersuchung des gesamten Fertigungsprozesses interessant. Welche Auswirkung hat die Art der Fügung der Einzelteile auf die Produktionskosten? Eine materialintensive Fügung mittels Schrauben und Hakenband steht dabei im Gegensatz zu einer zeitintensiven Fügung mittels Verleimung.



## 8 Anhang

### 8.1 Normenauszüge

In den folgenden Kapiteln werden die wichtigsten Auszüge aus den Normen dargestellt, welche für diese Arbeit erforderlich waren.

#### 8.1.1 Auszug EN 338 und EN 14080

In der Norm EN 338 ist Bauholz für tragende Zwecke wie zB Konstruktionsvollholz (KVH) geregelt. In Tabelle 1 werden alle, zur Berechnung notwendigen Kennwerte, je nach Festigkeitsklasse geregelt.

**Tabelle 1 — Festigkeitsklassen für Nadelholz auf der Grundlage von Hochkantbiegeprüfungen — Werte für Festigkeit, Steifigkeit und Rohdichte**

	Klasse	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
<b>Festigkeitseigenschaften, in N/mm<sup>2</sup></b>													
Biegung	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Zug in Faserrichtung	$f_{t,0,k}$	7,2	8,5	10	11,5	13	14,5	16,5	19	22,5	26	30	33,5
Zug rechtwinklig zur Faserrichtung	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Druck in Faserrichtung	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Druck rechtwinklig zur Faserrichtung	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,5	2,7	2,7	2,8	2,9	3,0
Schub	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
<b>Steifigkeitseigenschaften, in kN/mm<sup>2</sup></b>													
Mittelwert des Elastizitätsmoduls bei Biegung in Faserrichtung	$E_{m,0,mean}$	7,0	8,0	9,0	9,5	10,0	11,0	11,5	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0
5%-Quantil des Elastizitätsmoduls bei Biegung in Faserrichtung	$E_{m,0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,1	10,7
Mittelwert des Elastizitätsmoduls bei Biegung rechtwinklig zur Faserrichtung	$E_{m,90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Mittelwert des Schubmoduls	$G_{mean}$	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
<b>Rohdichte, in kg/m<sup>3</sup></b>													
5%-Quantil der Rohdichte	$\rho_k$	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430
Mittelwert der Rohdichte	$\rho_{mean}$	350	370	380	400	410	420	430	460	470	480	490	520
ANMERKUNG 1	Die oben angegebenen Werte für die Zug-, Druck- und Schubfestigkeit, den charakteristischen Elastizitätsmodul bei Biegung, den Mittelwert des Elastizitätsmoduls rechtwinklig zur Faserrichtung und den Mittelwert des Schubmoduls wurden mit den in EN 384 angegebenen Gleichungen berechnet.												
ANMERKUNG 2	Die Zugfestigkeitswerte wurden auf der sicheren Seite geschätzt, da die Sortierung für die Biegefestigkeit erfolgt.												
ANMERKUNG 3	Die tabellierten Eigenschaften gelten für Holz mit einer bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte üblichen Holzfeuchte, die bei den meisten Holzarten einer Holzfeuchte von 12 % entspricht.												
ANMERKUNG 4	Die charakteristischen Werte für die Schubfestigkeit werden entsprechend EN 408 für Holz ohne Risse angegeben.												
ANMERKUNG 5	Diese Klassen dürfen auch für Laubholz mit ähnlichen Festigkeits- und Dichteprofilen, wie z. B. Pappel oder Kastanie, verwendet werden.												
ANMERKUNG 6	Die Hochkantbiegefestigkeit darf auch im Falle der Flachkantbiegung verwendet werden.												

Abbildung 61: Charakteristische Festigkeit von Nadelholz gemäß EN 338[17]

Die Norm EN 14080 befasst sich mit Brett- bzw Balkenschichtholz. In Tabelle 5 dieser Norm sind analog zur vorherigen Tabelle bei KVH, alle erforderlichen Kennwerte je nach Festigkeitsklasse geregelt.

Tabelle 5 — Charakteristische Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften, in N/mm<sup>2</sup>, sowie Rohdichten, in kg/m<sup>3</sup>, für homogenes Brettschichtholz

Eigenschaft	Symbol	Festigkeitsklasse von Brettschichtholz						
		GL 20h	GL 22h	GL 24h	GL 26h	GL 28h	GL 30h	GL 32h
Biegefestigkeit	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Zugfestigkeit	$f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Druckfestigkeit	$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Schubfestigkeit (Schub und Torsion)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rollschubfestigkeit	$f_{r,g,k}$	1,2						
Elastizitätsmodul	$E_{0,g,mean}$	8 400	10 500	11 500	12 100	12 600	13 600	14 200
	$E_{0,g,05}$	7 000	8 800	9 600	10 100	10 500	11 300	11 800
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Schubmodul	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Rollschubmodul	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Rohdichte	$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$\rho_{g,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

Abbildung 62: Charakteristische Festigkeit von Brettschichtholz gemäß EN 14080[18]

## 8.1.2 Auszug ÖNORM B 1995-1-1:2019-06

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Bemessung von Holz sind in der ÖNORM B 1995-1-1 Tabelle 2.3 geregelt.

**Tabelle 2.3 — Empfohlene Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  für Baustoffeigenschaften und Beanspruchbarkeiten**

<b>Grundkombinationen:</b>	
Vollholz	1,3
Brettschichtholz	1,25
LVL, Sperrholz, OSB	1,2
Spanplatten	1,3
Harte Faserplatten	1,3
Mittelharte Faserplatten	1,3
MDF-Faserplatten	1,3
Weiche Faserplatten	1,3
Verbindungen	1,3
Nagelplatten (Stahleigenschaften)	1,25
Außergewöhnliche Kombinationen	1,0

Abbildung 63: Teilsicherheitsbeiwerte auf der Materialseite gemäß EN 1995-1-1[1]

In Abhängigkeit der Deckenkonstruktion variiert der modale Dämpfungsgrad, welcher für den Schwingungsnachweis verwendet wird. Die Richtwerte werden dazu in der ÖNORM B 1995-1-1 Tabelle NA.7.2-E6 geregelt.

**Tabelle NA.7.2-E6 – Richtwerte für den modalen Dämpfungsgrad  $\zeta$  verschiedener Deckenkonstruktionen aus Holz**

<b>Art der Deckenkonstruktion</b>	<b>Modaler Dämpfungsgrad <math>\zeta</math></b>
Deckenkonstruktionen ohne bzw. mit leichtem Fußbodenaufbau	0,01
Deckenkonstruktionen mit schwimmendem Estrich	0,02
Brettsperrholzdecken ohne bzw. mit leichtem Fußbodenaufbau	0,025
Holzbalkendecken und mechanisch verbundene Brettstapeldecken mit schwimmendem Estrich	0,03
Brettsperrholzdecken mit schwimmendem Estrich und schwerem Fußbodenaufbau	0,04

Abbildung 64: Richtwerte für den modalen Dämpfungsgrad[1]

Die Materialfestigkeiten für Brettspertholz werden im nationalen Anhang der ÖNORM B 1995-1-1 Tabelle NA.K.3 [1] definiert.

<b>Tabelle NA.K.3 – Charakteristische Werte der Festigkeiten und Elastizitätskonstanten für die Einzellage in Brettspertholz (BSP), in N/mm<sup>2</sup></b>			
Charakteristische Eigenschaften der Einzellage des Brettspertholzes		Brettlage	
		Deklariertes Grundmaterial gemäß ÖNORM EN 14081-1 <sup>a</sup>	Deklariertes Grundmaterial gemäß ÖNORM EN 13353 <sup>b</sup>
Biegefestigkeit		$f_{m,lay,k}$	$k_{sys} \cdot f_{m,k}$
Zugfestigkeit	parallel	$f_{t,0,lay,k}$	$k_{sys} \cdot f_{t,0,k}$
	rechtwinklig	$f_{t,90,lay,k}$	$k_{sys} \cdot f_{t,90,k}$
Druckfestigkeit	parallel	$f_{c,0,lay,k}$	$k_{sys} \cdot f_{c,0,k}$
	rechtwinklig	$f_{c,90,lay,k}$	3,0
Schubfestigkeit Scheibenwirkung	Schub	$f_{v,0,lay,k}$	3,5
	Torsion	$f_{tor,lay,k}$	2,5
Schubfestigkeit Plattenwirkung	Schub	$f_{v,lay,k}$	2,3
	Rollschubfestigkeit <sup>d</sup>	$f_{r,lay,k}$	0,7
Elastizitätsmodul <sup>e</sup>	parallel	$E_{0,lay,mean}$	$1,05 \cdot E_{0,mean}$
	rechtwinklig <sup>f</sup>	$E_{90,lay,mean}$	450
Schubmodul <sup>e</sup>	parallel	$G_{0,lay,mean}$	$G_{0,mean}$
Rollschubmodul <sup>e</sup>	rechtwinklig	$G_{r,lay,mean}$	65
<sup>a</sup> T-Klassen sind in ÖNORM EN 338 nicht definiert und können ÖNORM EN 14080 entnommen werden. <sup>b</sup> Die charakteristischen Werte der Festigkeiten, Steifigkeiten und Rohdichte sind gemäß ÖNORM EN 12369-3 zu verwenden. <sup>c</sup> Der charakteristische Wert der Schubfestigkeit $f_{v,0,lay,k}$ darf auf 5,0 N/mm <sup>2</sup> erhöht werden, wenn die Summe der Dicken benachbarter faserparalleler Lagen nicht mehr als 40 mm beträgt. <sup>d</sup> Der charakteristische Wert der Rollschubfestigkeit darf bei einem Verhältnis von $b_1/t > 4$ mit 1,0 N/mm <sup>2</sup> angesetzt werden. Nuten innerhalb von Einzelbrettern sind für die Festlegung des charakteristischen Wertes der Rollschubfestigkeit als freie Brettanten zu betrachten. <sup>e</sup> Die 5 %-Quantilwerte der Elastizitäts- und Schubmoduln sind 5/6 der jeweiligen Mittelwerte: $E_{0,5} = E_{mean} \cdot 5/6$ ; $G_{0,5} = G_{mean} \cdot 5/6$ <sup>f</sup> Der Elastizitätsmodul quer zur Faserrichtung für eine Lage aus Vollholz ist mit $E_{90,mean}$ mit 0 N/mm <sup>2</sup> anzusetzen, wenn dieser nicht für das statische Gleichgewicht erforderlich ist.			

Abbildung 65: Tabelle NA.K.3 Charakteristische Festigkeiten von Brettspertholz



### 8.1.3 Auszug EN 1995-1-2:2011-09

Für den Nachweis im Brandfall werden die Abbrandraten von Bauholz in der EN 1995-1-2 Tabelle 3.1 [12] geregelt.

**Tabelle 3.1 — Bemessungswerte der Abbrandraten  $\beta_0$  und  $\beta_n$  für Bauholz, Furnierschichtholz, Holzbekleidungen und Holzwerkstoffe**

Material	$\beta_0$ mm/min	$\beta_n$ mm/min
<b>a) Nadelholz und Buche</b>		
Brettschichtholz mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Vollholz mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8
<b>b) Laubholz</b>		
Vollholz oder Brettschichtholz mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Vollholz oder Brettschichtholz mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
<b>c) Furnierschichtholz</b>		
mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
<b>d) Platten</b>		
Holzbekleidungen	0,9 <sup>a</sup>	–
Sperrholz	1,0 <sup>a</sup>	–
Holzwerkstoffplatten außer Sperrholz	0,9 <sup>a</sup>	–
a Die Werte gelten für eine charakteristische Rohdichte von $450 \text{ kg/m}^3$ und eine Werkstoffdicke von 20 mm, für andere Werkstoffdicken und Rohdichten, siehe 3.4.2 (9)		

Abbildung 66: Tabelle 3.1 der ÖNORM B 1995-1-2[12] für die Bemessungswerte der Abbrandraten

## 8.1.4 Auszug OIB Richtlinie 2

In der OIB-Richtlinie 2 werden die Regeln für den Brandschutz in Österreich festgelegt.

**Tabelle 1b: Allgemeine Anforderungen an den Feuerwiderstand von Bauteilen**

Gebäudeklassen (GK)	GK 1	GK 2	GK 3	GK 4	GK 5	
					≤ 6 oberirdische Geschoße	> 6 oberirdische Geschoße
<b>1 tragende Bauteile (ausgenommen Decken und brandabschnittsbildende Wände)</b>						
1.1 im obersten Geschoß	-	R 30	R 30	R 30	R 60 <sup>(5)</sup>	R 60
1.2 in sonstigen oberirdischen Geschoßen	R 30 <sup>(1)</sup>	R 30	R 60	R 60	R 90	R 90 und A2
1.3 in unterirdischen Geschoßen	R 60	R 60	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2
<b>2 Trennwände (ausgenommen Wände von Treppenhäusern)</b>						
2.1 im obersten Geschoß	-	REI 30 EI 30	REI 30 EI 30	REI 60 EI 60	REI 60 <sup>(5)</sup> EI 60	REI 60 EI 60
2.2 in oberirdischen Geschoßen	-	REI 30 EI 30	REI 60 EI 60	REI 60 EI 60	REI 90 EI 90	REI 90 und A2 EI 90 und A2
2.3 in unterirdischen Geschoßen	-	REI 60 EI 60	REI 90 und A2 EI 90 und A2	REI 90 und A2 EI 90 und A2	REI 90 und A2 EI 90 und A2	REI 90 und A2 EI 90 und A2
2.4 zwischen Wohnungen bzw. Betriebseinheiten in Reihenhäusern	nicht zutreffend	REI 60 EI 60	nicht zutreffend	REI 60 EI 60	nicht zutreffend	nicht zutreffend
<b>3 brandabschnittsbildende Wände und Decken</b>						
3.1 brandabschnittsbildende Wände an der Nachbargrundstücks- bzw. Bauplatzgrenze	REI 60 EI 60	REI 90 <sup>(2)</sup> EI 90 <sup>(2)</sup>	REI 90 und A2 EI 90 und A2	REI 90 und A2 EI 90 und A2	REI 90 und A2 EI 90 und A2	REI 90 und A2 EI 90 und A2
3.2 sonstige brandabschnittsbildende Wände oder Decken	nicht zutreffend	REI 90 EI 90	REI 90 EI 90	REI 90 EI 90	REI 90 EI 90	REI 90 und A2 EI 90 und A2
<b>4 Decken und Dachschrägen mit einer Neigung ≤ 60°</b>						
4.1 Decken über dem obersten Geschoß	-	R 30	R 30	R 30	R 60	R 60
4.2 Trenndecken über dem obersten Geschoß	-	REI 30	REI 30	REI 60	REI 60	REI 60
4.3 Trenndecken über sonstigen oberirdischen Geschoßen	-	REI 30	REI 60	REI 60	REI 90	REI 90 und A2
4.4 Decken innerhalb von Wohnungen bzw. Betriebseinheiten in oberirdischen Geschoßen	R 30 <sup>(1)</sup>	R 30	R 30	R 30	R 60	R 90 und A2
4.5 Decken über unterirdischen Geschoßen	R 60	REI 60 <sup>(3)</sup>	REI 90 und A2	REI 90 und A2	REI 90 und A2	REI 90 und A2
<b>5 Balkonplatten <sup>(6)</sup></b>	-	-	-	R 30 oder A2	R 30 oder A2	R 30 und A2 <sup>(4)</sup>
(1) Nicht erforderlich bei Gebäuden, die nur Wohnzwecken oder der Büronutzung bzw. büroähnlichen Nutzung dienen;						
(2) Bei Reihenhäusern genügt für die Wände zwischen den Wohnungen bzw. Betriebseinheiten auch an der Nachbargrundstücks- bzw. Bauplatzgrenze eine Ausführung in REI 60 bzw. EI 60;						
(3) Für Reihenhäuser sowie Gebäude mit nicht mehr als zwei Betriebseinheiten mit Büronutzung bzw. büroähnlicher Nutzung genügt die Anforderung R 60;						
(4) Bei Einzelbalkonen genügt eine Ausführung in R 30 oder A2, wenn die Fläche nicht mehr als 10 m <sup>2</sup> , die Auskrägung nicht mehr als 2,50 m und der Abstand zwischen den Einzelbalkonen mindestens 2,00 m beträgt;						
(5) Die Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten genügt für die beiden obersten Geschoße, wenn alle sonstigen oberirdischen Geschoße in R 90 und A2 bzw. EI 90 und A2 bzw. REI 90 und A2 ausgeführt werden;						
(6) Balkonplatten sind als vollflächiger Bauteil herzustellen.						

Abbildung 67: Tabelle 1b der OIB-Richtlinie 2[4]

## 8.2 Literatúrauszug

### 8.2.1 Schallschutz Grundlagen und Vorbemessung

Die normativen Anforderungen und Empfehlungen für die Zielwerte der drei bauphysikalischen Niveaus werden in Tabelle 2 der Literatur „Schallschutz Grundlagen und Vorbemessung“ [6] definiert.

1		Schallschutzniveau		
		2	3	4
Bauteil / Übertragungsweg:		BASIS $\triangleq$ DIN 4109-1:2018	BASIS +	KOMFORT
1	Wohnungstrennwand	$R'_{w} \geq 53$ dB	$R'_{w} \geq 56$ dB	$R'_{w} \geq 59$ dB
2	Reihenhaustrennwand	$R'_{w} \geq 62$ dB	$R'_{w} \geq 62$ dB $R_{w} + C_{50-5000} \geq 62$ dB <sup>1) 5)</sup>	$R'_{w} \geq 67$ dB $R_{w} + C_{50-5000} \geq 65$ dB <sup>1) 5)</sup>
3	Wohnungstrenndecke	$R'_{w} \geq 54$ dB	$R'_{w} \geq 57$ dB	$R'_{w} \geq 60$ dB
4	Wohnungstrenndecke Trittschallpegel	$L'_{n,w} \leq 53$ dB <sup>2)</sup>	$L'_{n,w} \leq 50$ dB $L_{n,w} + C_{150-2500} \leq 50$ dB <sup>2)</sup>	$L'_{n,w} \leq 46$ dB $L_{n,w} + C_{150-2500} \leq 47$ dB <sup>2)</sup>
5	Dachterrassen und Loggien mit darunterliegenden Wohnräumen	$L'_{n,w} \leq 50$ dB	$L'_{n,w} \leq 50$ dB	$L'_{n,w} \leq 46$ dB
6	Decken unter Laubengängen (in alle Schallausbreitungsrichtungen)	$L'_{n,w} \leq 53$ dB	$L'_{n,w} \leq 50$ dB	$L'_{n,w} \leq 46$ dB
7	Treppenlauf und Treppenpodest	$L'_{n,w} \leq 53$ dB	$L'_{n,w} \leq 50$ dB	$L'_{n,w} \leq 46$ dB
8	Außenlärm nach Lärmpegelbereich und Anforderungen der DIN 4109			Anforderungen nach DIN 4109 inkl. Berücksichtigung $C_{10-5000}$ für das opake Bauteil <sup>4)</sup>
9	Weitere Bauteile	nach DIN 4109-1:2018	nach DIN 4109-1:2018	nach DIN 4109-5:2019 <sup>6)</sup>

<sup>1)</sup> ergänzender Luftschallanforderungswert nur ans Bauteil ohne Flanken  
<sup>2)</sup> ergänzender Trittschallanforderungswert nur ans Bauteil ohne Flanken  
<sup>3)</sup> Sonderregelung für Deckenkonstruktionen, die der DIN 4109-33:2016 zuzuordnen sind, ansonsten  $L'_{n,w} \leq 50$  dB  
<sup>4)</sup> Für Fensterflächenanteile über 30% gesonderte Betrachtung, reine Bauteilanforderung  
<sup>5)</sup> Anforderung an die Doppelschalenwand, beide Wände  
<sup>6)</sup> nach jeweils gültiger Fassung oder E-DIN 4109-5:2018

Abbildung 68: Tabelle 2 aus Schallschutz Grundlagen Vorbemessung [6]



Um die Anforderungen an das Niveau KOMFORT einhalten zu können wird in Tabelle 7 der oben genannten Literatur die Grenzwerte definiert. Für das in dieser Arbeit gewählte Deckensystem ist der Schnittpunkt der Spalte 1 und der Zeile 2 erforderlich.

Tabelle 7 | Kombinationsmatrix für Massivholzdecken

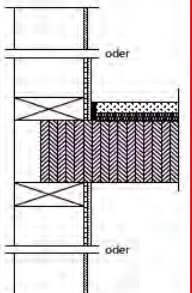
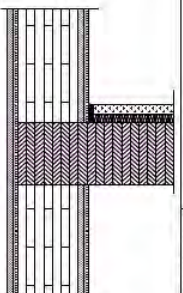
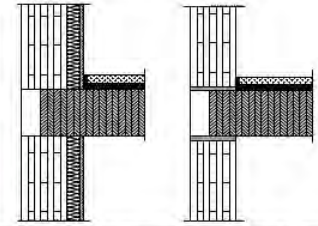

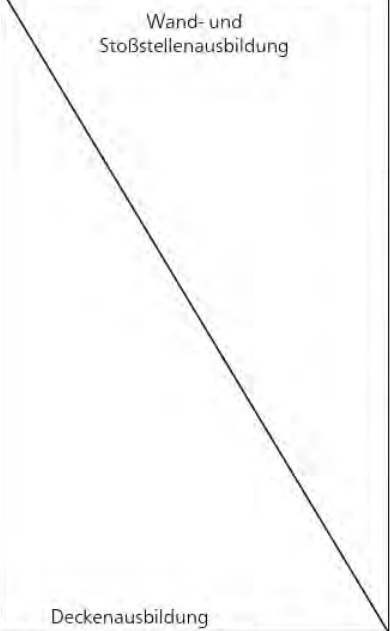

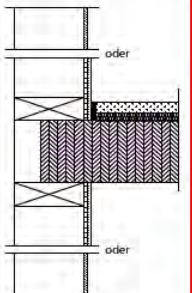
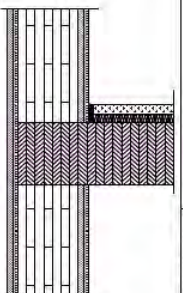
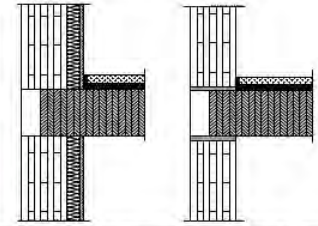

L' n,w und R' w für verschiedene Massivholzdecken und Wandkombinationen <sup>1)</sup>		1	2	3	4	
		Holztafelbauwände mit HWS + GK- oder 1-lagig GF-Beplankung 	Massivholzwände mit 2 x 18 mm GF-Platte, R <sub>w</sub> = 44,8 dB, K <sub>2</sub> 60 <sup>2) 3) 4) 5) 6)</sup> 	Massivholzwände innen mit Vorsatzschale oben und unten ΔR <sub>w</sub> ≥ 5 dB, Grundwand R <sub>w</sub> = 32,8 dB <sup>2) 3) 4) 5)</sup> 	Verbesserung durch Elastomereinlage oben und unten auf 2 Raumseiten und weitere Raumseiten mit Holzständerwand mit HWS + GK oder GF 	
Wand- und Stoßstellenausbildung 	Deckenausbildung 	Holztafelbauwände mit HWS + GK- oder 1-lagig GF-Beplankung 	Massivholzwände mit 2 x 18 mm GF-Platte, R <sub>w</sub> = 44,8 dB, K <sub>2</sub> 60 <sup>2) 3) 4) 5) 6)</sup> 	Massivholzwände innen mit Vorsatzschale oben und unten ΔR <sub>w</sub> ≥ 5 dB, Grundwand R <sub>w</sub> = 32,8 dB <sup>2) 3) 4) 5)</sup> 	Verbesserung durch Elastomereinlage oben und unten auf 2 Raumseiten und weitere Raumseiten mit Holzständerwand mit HWS + GK oder GF 	
		1 Kapitel 6, Tabelle 26, Zeile 3: - ≥ 50 mm ZE - ≥ 40 mm TS-Dämmung mit s' ≤ 7 MN/m <sup>2</sup> - ≥ 90 kg/m <sup>2</sup> Schüttung - R <sub>w</sub> = 48 dB ohne Estrichaufbau L <sub>n,w</sub> ≤ 40 dB C <sub>1,50-2500</sub> = 8 dB R <sub>w</sub> ≥ 72 dB	L' n,w < 48 dB L <sub>n,w</sub> + C <sub>1,50-2500</sub> = 48 dB R' w > 60 dB BASIS+	L' n,w < 47,2 dB L <sub>n,w</sub> + C <sub>1,50-2500</sub> = 48 dB R' w > 56 dB BASIS+	L' n,w < 46 dB L <sub>n,w</sub> + C <sub>1,50-2500</sub> = 48 dB R' w > 56 dB BASIS+	L' n,w < 46 dB L <sub>n,w</sub> + C <sub>1,50-2500</sub> = 48 dB R' w > 59 dB BASIS+
		2 Kapitel 6, Tabelle 26, Zeile 4: - ≥ 50 mm ZE - ≥ 40 mm TS-Dämmung mit s' ≤ 7 MN/m <sup>2</sup> - ≥ 150 kg/m <sup>2</sup> Schüttung - R <sub>w</sub> = 51 dB ohne Estrichaufbau L <sub>n,w</sub> ≤ 38 dB C <sub>1,50-2500</sub> = 4 dB R <sub>w</sub> ≥ 77 dB	Massivholzdecken <sup>3)</sup> L' n,w < 46 dB L <sub>n,w</sub> + C <sub>1,50-2500</sub> = 42 dB R' w > 60 dB KOMFORT	L' n,w < 46 dB L <sub>n,w</sub> + C <sub>1,50-2500</sub> = 42 dB <sup>9)</sup> R' w > 57 dB BASIS+	L' n,w < 45 dB L <sub>n,w</sub> + C <sub>1,50-2500</sub> = 42 dB <sup>9)</sup> R' w > 58 dB BASIS+	L' n,w < 45 dB L <sub>n,w</sub> + C <sub>1,50-2500</sub> = 42 dB <sup>9)</sup> R' w > 59 dB BASIS+
3 Kapitel 6, Tabelle 27, Zeile 2: - ≥ 50 mm ZE - ≥ 30 mm TS-Dämmung mit s' ≤ 8 MN/m <sup>2</sup> - ≥ 90 kg/m <sup>2</sup> Schüttung - entkoppelte Unterdecke (180 mm) mit 2 x 12,5 mm GKF, f <sub>0</sub> < 30 Hz L <sub>n,w</sub> ≤ 23 dB C <sub>1,50-2500</sub> = 26 dB R <sub>w</sub> ≥ 82 dB	L' n,w < 46 dB L <sub>n,w</sub> + C <sub>1,50-2500</sub> = 49 dB R' w > 60 dB BASIS+	L' n,w < 43 dB L <sub>n,w</sub> + C <sub>1,50-2500</sub> = 49 dB R' w > 59 dB BASIS+	L' n,w < 42 dB L <sub>n,w</sub> + C <sub>1,50-2500</sub> = 49 dB R' w > 57 dB BASIS+	L' n,w < 42 dB L <sub>n,w</sub> + C <sub>1,50-2500</sub> = 49 dB R' w > 60 dB BASIS+		

Abbildung 69: Tabelle 7 aus Schallschutz Grundlagen Vorbemessung[6]



## Literaturverzeichnis

- [1] „ÖNORM B 1995-1-1:2019-06 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten“. Austrian Standards International, 20119-06-01.
- [2] „ÖNORM B 1991-1-1:2020-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke“. Austrian Standards International, 1. Dezember 2020.
- [3] „EN 1991-1-1:2011-09 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke“. Austrian Standards International, 1. September 2011.
- [4] „OIB-Richtlinie 2 Brandschutz, OIB-330.2-012/19“. Österreichisches Institut für Bautechnik, April 2019.
- [5] „ÖNORM EN 13501-1:2020-01 Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten - Teil 1: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten“. Austrian Standards International, 15. Januar 2020.
- [6] Dipl.-Wirtschaftsing. (FH) A. Blödt M.Sc. und Prof. Dr.-Ing. A. Rabold, *Schallschutz im Holzbau - Grundlagen und Vorbemessung*, 1. Holzbau Deutschland-Institut e.V., 2019.
- [7] „DIN 4109-1:2018-01 Schallschutz im Hochbau - Teil 1: Mindestanforderungen“.
- [8] „EN 1990:2013-03 Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung“. Austrian Standards International, 15. März 2013.
- [9] Dipl.-Ing. D. Henninger, Dr.-Ing. G. Deckelmann, Dr.-Ing. H. Stehr, L. Franke, und Dipl.-Ing. M. Franke, *Baukonstruktion im Planungsprozess - Vom Entwurf zur Detailplanung*. Vieweg+Teubner Verlag, 13 n. Chr.
- [10] „Pilipp Holzwerkstoffe“, *Brettstapeldecke*. <https://pilipp-holzwerkstoffe.de/shop/holzbau/konstruktiver-holzbau/konstruktive-bauteile/brettstapeldecke/>
- [11] proHolz Austria, „zuschnitt 54“, Nr. Juni 2014 Nr.54.
- [12] „EN 1995-1-2:2011-09 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall“. Austrian Standards International, 1. September 2011.
- [13] F. Colling, *Holzbau - Grundlagen, Bemessungshilfen*, 2. Auflage. Vieweg+Teubner |GWV Fachverlage GmbH, 2008.
- [14] „Holzbauverbinder - Holzbau, Ingenieurholzbau und Aussenbereich“. rothoblaas - Solutions for Building Technology, Juli 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.rothoblaas.de/kataloge-rothoblaas>
- [15] M. Wallner-Novak, J. Koppelhuber, und K. Pock, *Brettsperrholz Bemessung Band I*.
- [16] M. Wallner-Novak, M. Augustin, J. Koppelhuber, und K. Pock, *Brettsperrholz Bemessung Band II*. proHolz Austria, 2018.
- [17] „EN 338:2016-06 Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen“. Austrian Standards International, 1. Juni 2016.
- [18] „EN 14080:2013-08 Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz - Anforderungen“. Austrian Standards International, 1. August 2013.
- [19] „Belastungstabelle OSB BAU/4“. Kronospan Luxembourg S.A., 9. Juni 2023. [Online]. Verfügbar unter: [https://www.huettemann.de/lagerkatalog/download/osb4\\_belastung.pdf](https://www.huettemann.de/lagerkatalog/download/osb4_belastung.pdf)
- [20] „nordpan Rubner 3-s Massivholzplatte“. Nordpan gmbH, Italien, 9. Juni 2023. [Online]. Verfügbar unter: [https://www.rubner.com/fileadmin/marken/nordpan/Lastendiagramme/Lastentabelle\\_DEU\\_IDW\\_NP\\_.pdf](https://www.rubner.com/fileadmin/marken/nordpan/Lastendiagramme/Lastentabelle_DEU_IDW_NP_.pdf)



CC BY-NC-ND 4.0 International  
Namensnennung - Nicht-kommerziell - Keine Bearbeitung 4.0 International