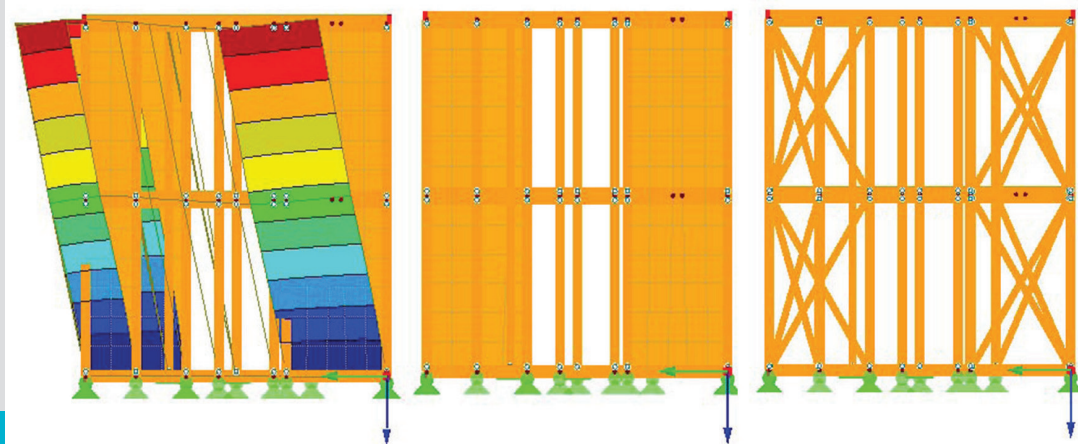


Verwendung von Brettsperrholz als Aussteifungselement im traditionellen japanischen Holzwohnbau

M-4-3/2015



Miriam Pertl
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz



Miriam Pertl, BSc

Verwendung von Brettsperrholz als Aussteifungselement im traditionellen japanischen Holzwohnbau

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieurin

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerhard Schickhofer

Institut für Holzbau und Holztechnologie

Dipl.-Ing. Georg Flatscher

EIDESSTÄTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

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

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

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Danksagung

Ich bedanke mich bei Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer für die Möglichkeit, dieses interessante Thema zu bearbeiten, sowie für die abschließende Begutachtung.

Bei Dipl.-Ing. Georg Flatscher bedanke ich mich für die zahlreichen Gespräche und die kompetente Betreuung.

Der größte Dank gilt allerdings meiner Familie, meinen Eltern Adrian und Monika die mich nicht nur finanziell unterstützt, sondern mir auch während meiner gesamten Studienzeit den nötigen Rückhalt gegeben und das nötige Vertrauen entgegen gebracht haben. Weiterer Dank gilt meiner Schwester Simone, die mir vor allem in den letzten Monaten immer zur Seite gestanden hat und für mich da war. Ebenfalls möchte ich mich bei meinem Bruder Matthias bedanken, der mich auf seine Weise immer wieder neu motiviert hat. An dieser Stelle möchte ich mich auch für die schönen gemeinsamen Stunden bedanken und freue mich schon sehr auf viele weitere.

Weiters möchte ich mich bei Andreas und Elisabeth bedanken die mich bei meinem Studium unterstützt und meine Studienzeit zu etwas ganz Besonderem gemacht haben. Ebenfalls möchte ich die Gelegenheit nutzen und mich bei Nadine für die Unterstützung und Zeit in den letzten Monaten bedanken und bei Karin, auf deren Rückhalt ich immer zählen kann.

Kurzfassung

Vor allem in Gebieten in denen große horizontale Belastungen, wie z.B. Erdbeben, auftreten ist dem Aussteifungssystem eines Gebäudes besondere Aufmerksamkeit zu widmen. In dieser Arbeit wird daher der Einsatz von Brettsperrholz (BSP) als Aussteifungselement im Fachwerkbau, im speziellen im traditionellen japanischen Fachwerkbau, untersucht. Dazu werden die vorhandenen vertikalen und horizontalen Aussteifungselemente des Fachwerkbaus (Streben und Kopfbänder), durch BSP-Elemente ersetzt. Die hierdurch erwartete Verbesserung des Wirkungsgrads der Aussteifung wäre zuletzt für Bauprojekte in Japan, bedingt durch die hohe Erdbebenwahrscheinlichkeit, von großem Vorteil.

Um die Auswirkungen von Brettsperrholz als Aussteifungselement gegenüber den Aussteifungselementen der Fachwerkbauweise auszuloten, werden Berechnungen an einzelnen Scheibenelementen sowie ganzen Gebäuden durchgeführt. Die Berechnungen der Einzelscheiben erfolgen dabei an drei unterschiedlichen Bauweisen: der Holzrahmenbauweise, der Fachwerkbauweise sowie der Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz. Für die Modellierung der Gebäude werden ebenfalls unterschiedliche Systeme generiert. Diese gliedern sich einerseits in zwei-, vier- und sechsstöckige Gebäude und andererseits in die Art des Aussteifungssystems. Als Beanspruchung der Gebäudesysteme wird eine statische Horizontallast aufgebracht und das Verformungsverhalten der beiden Systeme miteinander verglichen.

Abstract

Especially in areas with big horizontal loads, e.g. earthquakes, the relevance of stiffing-systems for structures and buildings increases. In this master thesis the application of cross laminated timber (CLT) as stiffing-system in timber frame constructions, especial in the traditional Japanese timber frame construction, is analysed. For that purpose the available vertical stiffing-members of the timber frame construction system, for example braces are replaced by CLT-elements. Due to the application of CLT-elements as stiffing-system a better behaviour under horizontal loads is expected. Because of the high earthquake probability in Japan this would be a big advantage.

To explore the behaviour of CLT as stiffing elements in timber frame constructions, in contrast to the usually used braces single wall simulations an computer modelling of whole buildings are executed. The single wall calculations were investigated on different construction systems: a platform frame construction, a timber frame construction and a solid timber construction using CLT. For the modelling of the buildings, six different systems are generated. The systems are divided into two-, four- and six-storied buildings as well as into the kind of stiffing-system. Afterwards, the buildings are loaded by static horizontal. Finally the resulting deformations an load bearing capacities are discussed.

Inhaltsverzeichnis

KAPITEL 1: EINLEITUNG UND MOTIVATION	1
KAPITEL 2: AUSSTEIFUNGSSYSTEME.....	2
2-1 ARTEN VON AUSSTEIFUNGSSYSTEMEN.....	2
2-1.1 Einzelstütze.....	2
2-1.2 Rahmen.....	2
2-1.3 Verband / Fachwerksystem	3
2-1.4 Kern.....	4
2-1.5 Scheibensystem	4
2-1.6 Outrigger-System	5
2-2 ANORDNUNG VON AUSSTEIFUNGSSYSTEMEN IM GRUNDRISS.....	6
2-2.1 Erdbebenbelastung	7
KAPITEL 3: GRUNDLAGEN UND DEFINITIONEN	11
3-1 BRETTSPERRHOLZ.....	12
3-1.1 Überblick.....	12
3-1.2 Grundlagen zur Berechnung einer Scheibe	13
3-1.3 Brettsperrholzscheibe	14
3-1.3.1 mechanisches Modell bei Scheibenbelastung.....	14
3-1.3.2 Tragfähigkeit	19
3-1.4 Nachweisführung nach ÖNORM B 1995-1-1	22
3-1.5 Verbindungen	23
3-1.5.1 Kontaktfugen	25
3-1.5.2 Berechnung der Auflagerkräfte	27
3-2 HOLZRAHMENBAU.....	29
3-2.1 Überblick.....	29
3-2.1.1 Rahmen.....	30
3-2.1.2 Beplankung.....	30
3-2.1.3 Verbindungen	31
3-2.1.4 Elemente des Holzrahmenbaus.....	31
3-2.1.5 Rastermaß	32
3-2.1.6 Konstruktionsarten	33
3-2.1.7 Lastabtragung	34
3-2.2 Nachweisführung.....	35
3-2.2.1 Schubfeldmethode [31]	36
3-2.2.2 Nachweisführung nach ÖNORM B 1995-1-1	38
3-3 FACHWERKSYSTEM.....	40

3-3.1	Überblick	40
3-3.1.1	Bauteile der Fachwerkbauweise	41
3-3.1.2	Lastabtragung.....	42
3-3.2	traditioneller japanischer Fachwerkbau	42
3-3.2.1	Verbindungen.....	44
3-3.3	Nachweisführung nach ÖNORM B 1995-1-1	45
KAPITEL 4: BERECHNUNG/ MODELLIERUNG.....		46
4-1	BEMESSUNG	46
4-1.1	Berechnung Fachwerkwand.....	47
4-1.1.1	System 1.....	48
4-1.1.2	System 2.....	51
4-1.1.3	Auflagerkräfte.....	52
4-1.2	Berechnung Holzrahmenbauwand	52
4-1.2.1	Berechnung nach EC 5 – Verfahren A [2].....	53
4-1.3	Berechnung Brettsper Holz wand.....	59
4-1.3.1	Auflagerkräfte.....	60
4-2	MODELLIERUNG	62
4-2.1	Fachwerkwand	62
4-2.2	Holzrahmenbauwand	62
4-2.3	Brettsper Holz wand.....	63
4-3	VERGLEICH DER WANDSYSTEME	65
4-4	RESÜMEE.....	67
KAPITEL 5: MODELLIERUNG GEBÄUDE		68
5-1	LASTAUFGSTELLUNG.....	68
5-2	MODELLIERUNG.....	70
5-2.1	Aussteifung über Streben.....	74
5-2.2	Aussteifung über Brettsper Holz	74
5-2.3	Ermittlung der horizontalen Verformung	75
5-2.3.1	zweistöckige Gebäude	76
5-2.3.2	vierstöckige Gebäude.....	77
5-2.3.3	sechsstöckige Gebäude	77
5-2.4	Resümee.....	79
KAPITEL 6: ZUSAMMENFASSUNG.....		80
ANHANG A VERZEICHNISSE.....		I
A-1	Abbildungsverzeichnis.....	V
A-2	Tabellenverzeichnis	VIII
A-3	Bezeichnungen.....	VIII

KAPITEL 1: EINLEITUNG UND MOTIVATION

Mit der Entwicklung von Brettsperrholz, im Weiteren BSP genannt, ist ein flächenförmiges Produkt entstanden, das sowohl als Platte als auch als Scheibe wirken kann. Durch die rechtwinklig aufeinander stehenden Lagen und den geschichteten Aufbau von BSP ist eine Lastabtragung sowohl in Längs-, als auch in Querrichtung (2D) möglich, wodurch sich viele Vorteile ergeben. In dieser Arbeit soll der Einfluss von Brettsperrholz als Aussteifungssystem im Fachwerkbau untersucht werden, im Speziellen im traditionellen japanischen Fachwerkbau. Durch die Integration von BSP in diese Bauweise wird eine höhere Effizienz der Aussteifung erwartet. Dies wäre speziell im Hinblick auf die hohe Erdbebenwahrscheinlichkeit in Japan von großem Vorteil.

Zu Beginn werden dazu drei unterschiedliche Bauweisen betrachtet, der Fachwerkbau, der Holzrahmenbau und die Brettsperrholzbauweise. Diese Bauweisen werden in Kapitel 3 näher erläutert, und somit die notwendigen Grundlagen für die weitere Arbeit geschaffen. Die Aussteifung erfolgt bei allen drei Bauweisen auf unterschiedliche Weise: im Fachwerkbau kommen Diagonalen bzw. Kopfbänder zum Einsatz, beim Holzrahmenbau erfolgt die Aussteifung über die Beplankung und bei der Brettsperrholzbauweise übernimmt das Brettsperrholzelement alle Aufgaben. In diesem Kapitel werden ebenfalls Berechnungsmethoden für die einzelnen Bauweisen erläutert. Für Brettsperrholz wird die Berechnungsmethode nach dem BSPhandbuch [1] sowie den Erläuterungen des Österreichischen Nationalen Anhangs der Europäischen Holzbaunorm EN 1995-1-1 im Folgenden EC 5 genannt [2], gezeigt. Für den Holzrahmenbau wird die Schubfeldmethode sowie die Berechnung lt. EC 5 [2] vorgestellt, und für den Fachwerkbau wird ebenfalls die Nachweisführung nach EC 5 [2] erläutert. Bei allen Berechnungsmethoden wird nur auf die Nachweisführung unter Scheibenbelastung eingegangen, da nur diese für die weitere Arbeit relevant ist. Ebenfalls werden in diesem Kapitel kurz die Besonderheiten des traditionellen japanischen Fachwerkbaus gezeigt.

In Kapitel 4 erfolgt die Berechnung von drei Wandsystemen, basierend auf den zuvor vorgestellten Bauweisen unter Scheibenbeanspruchung. Es wird dabei von definierten Querschnitten ausgegangen und auf die übertragbare Last rückgerechnet. Weiters werden die berechneten Wandsysteme mit Hilfe der Softwarepakete RStab[®] bzw. RFem[®] (Dlubal-Software GmbH) modelliert, und die Steifigkeitseigenschaften der Verbindungen und der Wandsysteme miteinander verglichen.

Um nun den Einfluss von lokal eingesetzten BSP-Elementen in einem Fachwerkbau zu untersuchen, wird im letzten Teil dieser Arbeit ein zwei-, vier-, und sechsstöckiges Gebäude in RFem[®] modelliert. Die Aussteifung dieser Objekte, deren Aufbau dem Rastermaß des traditionellen japanischen Fachwerkbaus entspricht, erfolgt dabei zunächst über Diagonalen bzw. Kopfbänder. In einem weiteren Schritt werden diese durch BSP-Elemente ersetzt. Im Anschluss wird das Verhalten bzw. die Steifigkeit der Systeme miteinander verglichen.

Neben einer Zusammenfassung wird am Ende dieser Arbeit diskutiert, ob die Integration von Brettsperrholz in den traditionellen japanischen Fachwerkbau die erwarteten Vorteile tatsächlich erfüllen kann.

KAPITEL 2: AUSSTEIFUNGSSYSTEME

Unabhängig von den verwendeten Baumaterialien müssen Tragwerke so geplant und konstruiert werden, dass sie sämtlichen Einwirkungen standhalten. Dies bedeutet, dass nicht nur auf eine ausreichende Dimensionierung von Bauteilen und Verbindungen zu achten ist, sondern auch auf die Aussteifung und Stabilität einer Tragstruktur. Belastungen sowohl in vertikaler als auch horizontaler Richtung müssen von der Tragstruktur in die Fundamente abgeleitet werden können [3].

Um Belastungen in horizontaler und vertikaler Richtung ableiten zu können, muss ein Aussteifungssystem immer aus einer Kombination von horizontalen und vertikalen Elementen, sowie aus Aussteifungselementen in Längs- und Querrichtung bestehen [4].

Eine weitere Aufgabe der Aussteifungssysteme ist die Stabilisierung gewisser Bauteile. Das bedeutet bei Druckstäben wird das Knicken, bei Biegeträgern das Kippen verhindert. Ebenso sollen durch Aussteifungssysteme die Verformungen auf ein bestimmtes Maß begrenzt werden [5].

2-1 ARTEN VON AUSSTEIFUNGSSYSTEMEN

2-1.1 EINZELSTÜTZE

Eingespannte Stützen besitzen nur eine geringe Steifigkeit [4]. Sie werden aus Holz, Stahl oder Stahlbeton ausgeführt und können je nach Ausführung als Aussteifung sowohl in Längs- als auch in Querrichtung dienen [3].

Bei Einzelstützen wird die horizontale Belastung über Biegung abgeleitet, was häufig mit großen Verformungen verbunden ist [6].

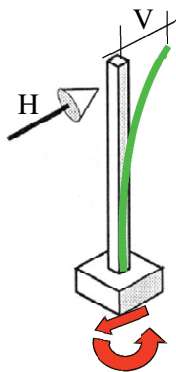


Abbildung 2.1: Einzelstütze [6]

2-1.2 RAHMEN

Rahmen tragen die angreifenden Horizontallasten über Biegemomente, Quer- und Normalkräfte ab. Je nach der Ausführung der Stützenfüße und der Rahmenecken unterscheidet man zwischen folgenden Rahmenarten (siehe Abbildung 2.3): [3]

„Rahmen mit gelenkigen Stützenfüßen und biegesteifen Rahmenecken“

„Rahmen mit eingespannten Stützenfüßen und gelenkigen Rahmenecken“

„Rahmen mit eingespannten Stützenfüßen und biegesteifen Rahmenecken“ [3]

Zwar sind eingespannte Rahmen deutlich steifer als gelenkig gelagerte, der Nachteil der Einspannung ist allerdings, dass sie in der Regel konstruktiv sehr aufwändig und kostspielig sind [4].

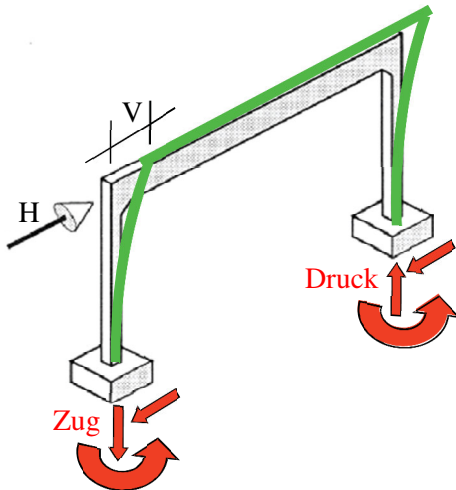


Abbildung 2.2: Rahmen [6]

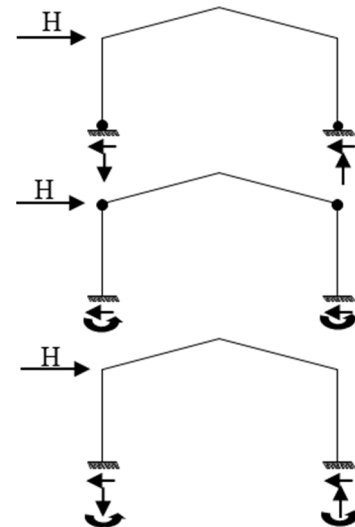


Abbildung 2.3: Rahmenausrüstungen [3]

2-1.3 VERBAND / FACHWERKSYSTEM

Diese Aussteifungsart wird vorwiegend bei Tragstrukturen mit primär stabförmigen Elementen eingesetzt, wie sie vor allem bei Stahl- und Holzkonstruktionen auftreten [3]. Die unterschiedlichen Ausprägungen von fachwerksartigen Aussteifungssystemen sind in Abbildung 2.4 dargestellt und ihre Tragwirkung im Folgenden kurz beschrieben.

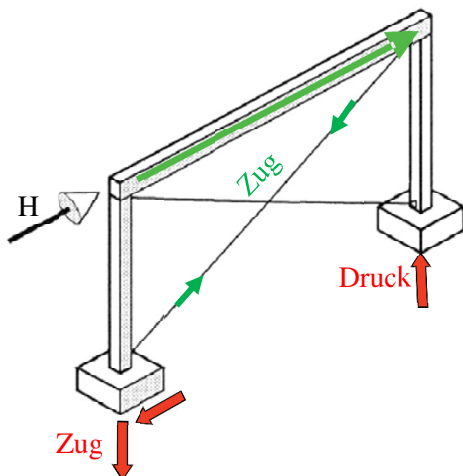


Abbildung 2.4: Verband [6]

Bei Fachwerken werden zwischen unterschiedlichen Verbandtypen unterschieden: [7]

- Kreuzverband
 Beim Kreuzverband sind die Diagonalen druckschlaff. Das bedeutet, es müssen die Diagonalen immer paarweise auftreten, siehe Abbildung 2.5 [3].
- Strebenverband
 Die Diagonale kann Zug und Druck aufnehmen, wodurch nur eine Diagonale notwendig wird [3].

- K-Verband
Wie beim Kreuzverband sind die Diagonalen druckschlaff; im Unterschied zum Kreuzverband treffen sich die Diagonalen in einem Punkt, siehe Abbildung 2.5.
- Portal
Die Aussteifung erfolgt ebenfalls über druckschlaffe Streben, nur die dritte Strebe muss drucksteif ausgeführt werden.

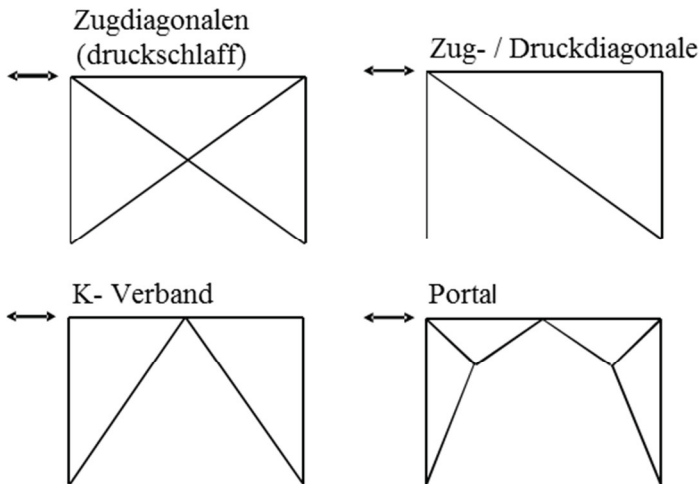


Abbildung 2.5: Kreuzverband, Strebenverband, K-Verband und Portal [7]

2-1.4 KERN

Wird ein Kern zur Aussteifung verwendet trägt dieser – ähnlich einer eingespannten Stütze - zur Steifigkeit in allen Richtungen bei. Wird er als Hohlkastenquerschnitt ausgeführt, ist er besonders torsionssteif, wobei etwaig vorhandene Öffnungen die Torsionssteifigkeit wieder verringern können [4].

Werden Kerne zur Aussteifung herangezogen, kann das periphere Tragsystem des Gebäudes durch ein sehr leichtes Tragsystem gebildet werden, da vom Kern nicht nur Horizontallasten, sondern auch ein Teil der vertikalen Lasten abgetragen wird [5].

Die Kerne werden meist auch als Treppenhäuser, Aufzüge und Leitungsschächte verwendet. Diese können sowohl im Inneren des Gebäudes, als auch im Außenbereich angeordnet sein [8].

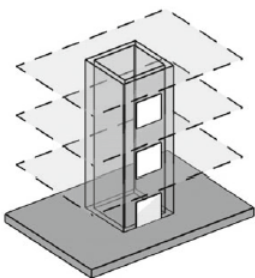


Abbildung 2.6: Kern [4]

2-1.5 SCHEIBENSYSTEM

Vertikale Scheiben, wie z.B. Wandscheiben, tragen die Horizontalkräfte in Längsrichtung ab. Die aussteifende Wirkung senkrecht zur Wandfläche ist sehr klein und kann vernachlässigt werden [3].

Wird eine Decke zur Aussteifung gegen Horizontallasten herangezogen, so wirkt diese auch als Scheibe. Die Spannungsverteilung hängt dabei von der Form der Decke, der Anordnung der vertikalen Aussteifungselemente, der relativen Steifigkeit der Scheibe und der vertikalen Aussteifungselemente, sowie der Lastverteilung ab [4].

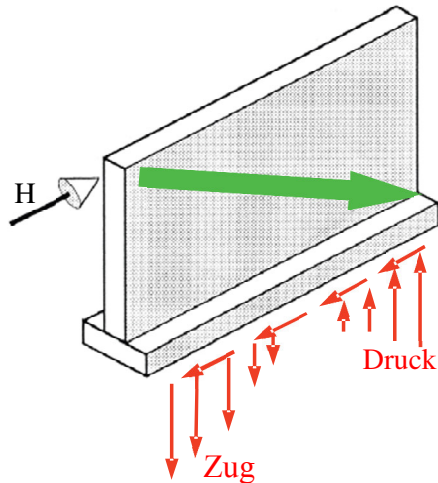


Abbildung 2.7: Scheibe [6]

2-1.6 OUTRIGGER-SYSTEM

Bei Outrigger-Systemen übertragen steife Riegel, die sogenannten Outrigger, einen Teil des Kippmoments auf ausgewählte Stützen, welche auch Megastützen genannt werden, siehe Abbildung 2.8. Outrigger-Systeme können sich auch über ein ganzes Stockwerk erstrecken. Durch die Übertragung eines Teils des Kippmomentes auf die Megastützen reduziert sich die Biegebeanspruchung im Kern, die Schubbelastung verbleibt aber im Allgemeinen im Kern [4].

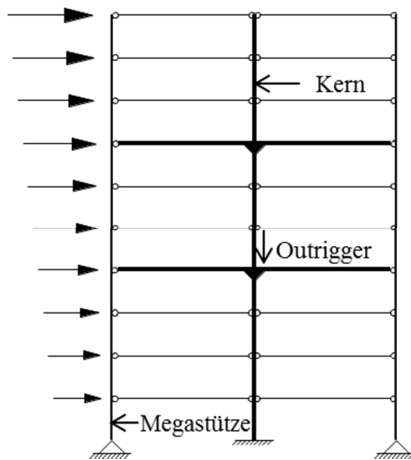


Abbildung 2.8: Outrigger- System [4]

Ein Beispiel für ein Kern-Outrigger-System ist das Jin Mao Building in Schanghai [9]. Es handelt sich hierbei um ein 421 m hohes Gebäude mit 88 Stockwerken. Die Megastützen werden dabei über Outrigger an einen Stahlbetonkern angeschlossen, die Outrigger befinden sich in den Stockwerken 24, 26, 53, 58, 85 und 87 [10].

2-2 ANORDNUNG VON AUSSTEIFUNGSSYSTEMEN IM GRUNDRISS

Um horizontale Kräfte ableiten zu können, müssen gewisse Grundregeln bei der Anordnung der vertikalen Aussteifungselemente im Grundriss beachtet werden. Die Aussteifungselemente müssen so angeordnet werden, dass ein Bauwerk für horizontale und vertikale Belastungen stabil bleibt [5].

Folgende Punkte sind dabei zu beachten: [5]

- Mindestens 3 lastabtragende Wandscheiben im Grundriss.
- Die Wirkungslinien dieser drei Wandscheiben dürfen sich nicht in einem Punkt schneiden.
- Maximal zwei von den drei Wänden dürfen parallel sein.

Weiters sollte die Anordnung der Scheibensysteme so erfolgen, dass bei horizontaler Belastung, im Idealfall keine bzw. nur geringe Torsionsbeanspruchungen in der Gebäudestruktur entstehen [5].

Zur Stabilisierung eines räumlichen Tragwerks sind folglich immer drei Wandscheiben und eine Deckenscheibe notwendig [6] (siehe Abbildung 2.9).

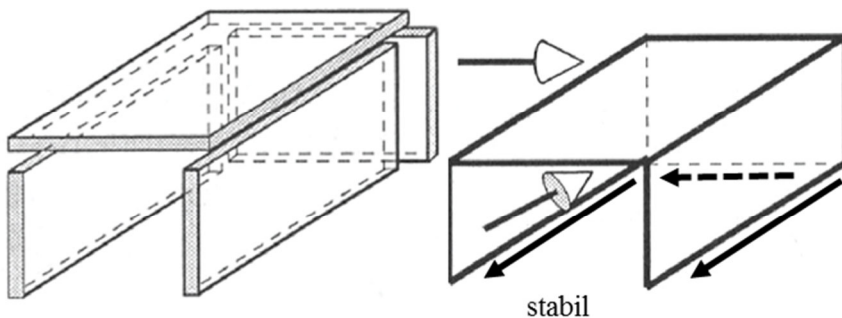


Abbildung 2.9: Stabilisierung eines räumlichen Tragwerks [6]

Werden die Wandscheiben bzw. Aussteifungselemente symmetrisch angeordnet, erhalten diese nur Kräfte aus der ihnen parallelen Belastungsrichtung. Werden die Wandscheiben bzw. Aussteifungselemente hingegen unsymmetrisch angeordnet, erhalten die Wandscheiben die zur Belastungsrichtung senkrecht stehen zusätzliche Kräfte aus dem Versatzmoment [8]. Demzufolge kommt es bei einer symmetrischen Anordnung der Aussteifungselemente nur zur Translation, wohingegen bei einer unsymmetrischen Anordnung auch Rotation auftritt [7].

In Abbildung 2.10 sind mögliche Anordnungen von Scheiben und Kernen zu sehen. Die positiven oder negativen Auswirkungen der Anordnungen sind ebenfalls der Abbildung zu entnehmen.

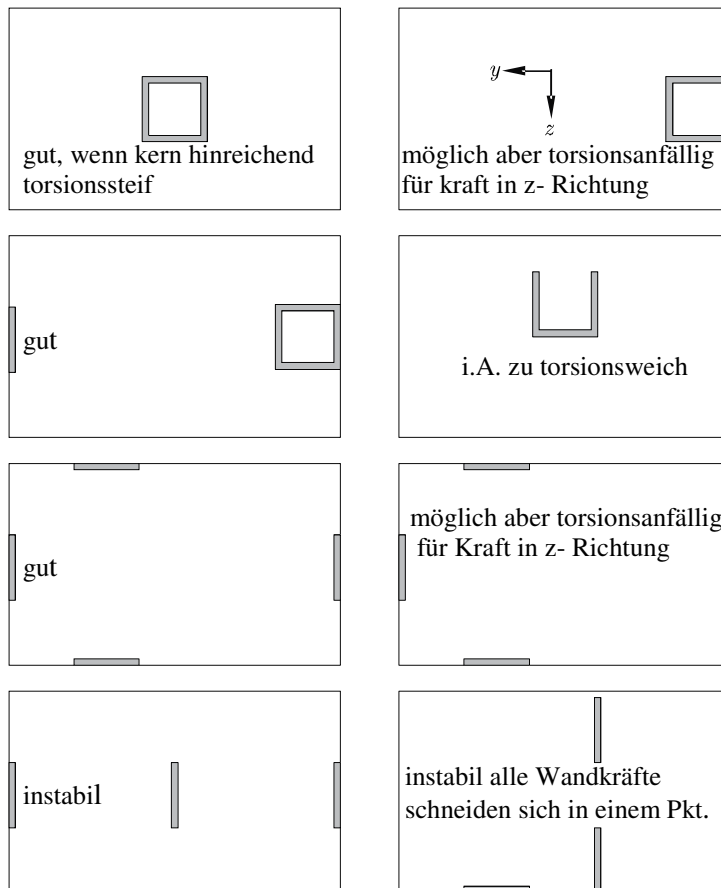


Abbildung 2.10: Anordnung der Aussteifung im Grundriss [4]

2-2.1 ERDBEBENBELASTUNG

Die Erdbebenbelastung stellt eine besondere Form der horizontalen Belastungen dar. Daher sind bei Erdbebenbelastung zu den allgemeinen Punkten (siehe Abschnitt 2-2) noch zusätzliche Kriterien zu beachten. Maßnahmen für Grund- und Aufriss sind in ÖNORM EN 1998-1:2011 (im Folgenden EC 8), im Abschnitt 4.2.1(2) angegeben und in den weiteren Abschnitten näher erläutert. Die einzelnen Punkte werden hier wiedergegeben.

- Direkte Lastableitung [11]

„4.2.1.1(1) Die konstruktive Einfachheit, gekennzeichnet durch das Vorhandensein klarer und direkter Wege zur Weiterleitung der erdbebeninduzierten Kräfte, ist ein wichtiges anzustrebendes Ziel, denn die Modellabbildung, Berechnung, Dimensionierung, konstruktive Durchbildung und die Errichtung von einfachen Bauwerken, gehen in diesem Fall mit wesentlich geringeren Unsicherheiten einher und die Voraussage ihres seismischen Verhaltens ist damit wesentlich zuverlässiger.“ [11]

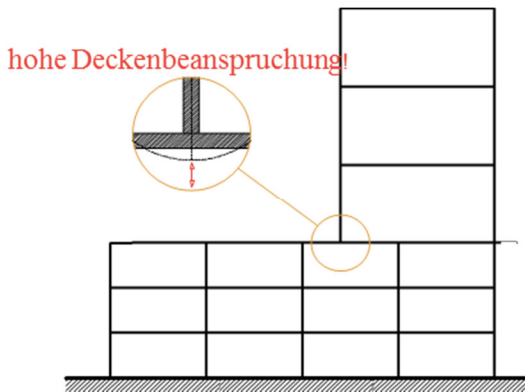


Abbildung 2.11: Beispiel einer indirekten, ungünstigen Kraftübertragung [12];(Abb.2.1)

- Regelmäßigkeit und Symmetrie [11]

Durch eine gleichmäßige Verteilung der tragenden Bauteile, kann die Regelmäßigkeit im Grundriss erreicht werden. Aber auch durch die Anordnung von Fugen, die ein Gebäude in dynamisch unabhängige Einheiten zerlegt, ist die Regelmäßigkeit im Grundriss zu erreichen.

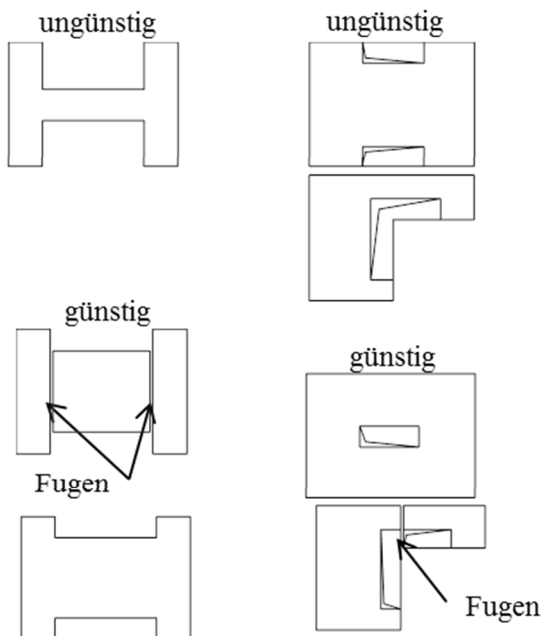


Abbildung 2.12: Maßnahmen im Grundriss [7]

Die Regelmäßigkeit im Aufriss ist wichtig, um empfindliche Bereiche zu vermeiden z.B. Bereiche mit Spannungskonzentrationen.

„4.2.1.2(3) Eine gute Übereinstimmung zwischen der Verteilung der Massen und der Verteilung der Beanspruchbarkeit und der Steifigkeit, vermeidet große Ausmittigkeiten zwischen Massen und Steifigkeit.“ [11]

„4.2.1.2(5) Die Verwendung gleichmäßig verteilter tragender Bauteile erhöht die Redundanz, erlaubt eine günstigere Umlagerung von Beanspruchungsgrößen und sorgt für eine weit gestreute Energiedissipation im gesamten Tragwerk.“ [11]

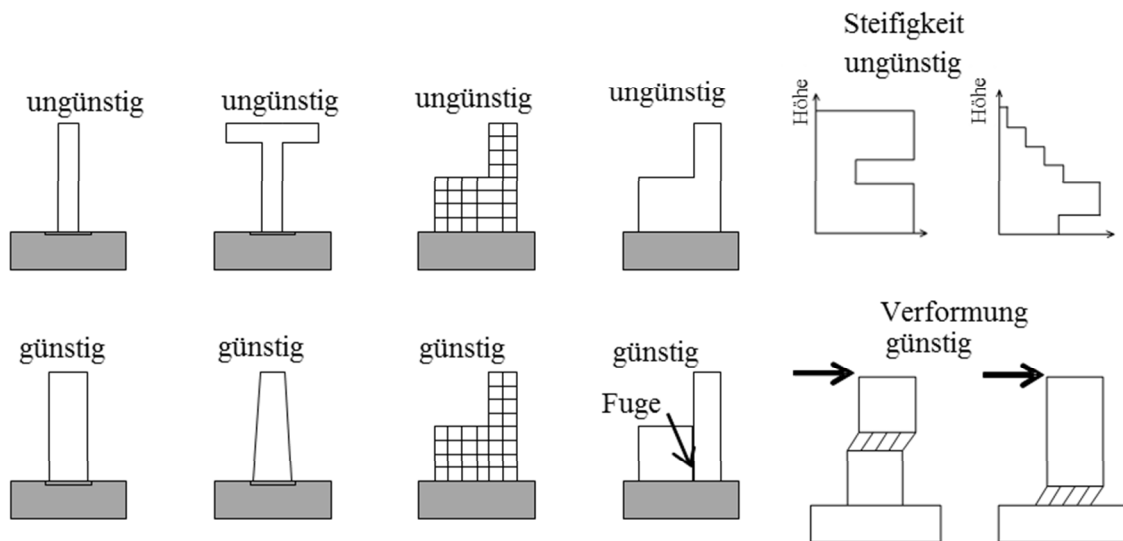


Abbildung 2.13: Maßnahmen im Aufriss [7]

- Widerstand und Steifigkeit [11]

Da die Erdbebenbewegung eine primär bidirektionale Erscheinung ist, muss das Tragwerk in der Lage sein, die Einwirkung in jeder Richtung abtragen zu können. Dies wird sichergestellt, wenn ähnliche Beanspruchbarkeits- und Steifigkeitseigenschaften in beiden Richtungen vorhanden sind. Um dies zu erfüllen, sollten tragende Bauteile längs, eines im Grundriss rechtwinkligen Rasters, angeordnet werden. Die Steifigkeitseigenschaften sollten die Folgen der Erdbebenwirkung minimieren und übermäßige Verformungen begrenzen, die zu großen Schäden oder zur Instabilität infolge von Effekten nach Theorie 2.Ordnung führen können [11].

- Torsionswiderstand und Torsionssteifigkeit [11]

Bauwerke sollen eine ausreichende Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit aufweisen, um dem Entstehen von Drehbewegungen entgegenwirken zu können [11].

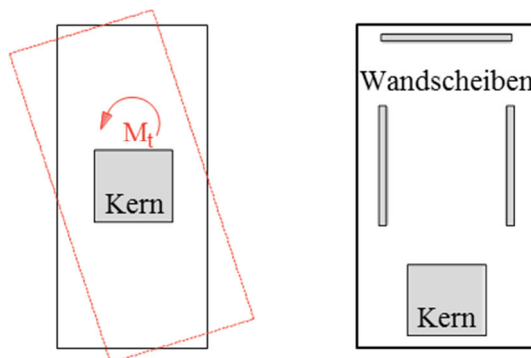


Abbildung 2.14: günstige und ungünstige Anordnung der tragenden Bauteile für eine ausreichende Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit [12]; (Abb. 2.3)

- Scheibenwirkung der Decken [11]

Geschossdecken und Dächer verhalten sich wie horizontale Scheiben, die Trägheitskräfte sammeln und an die vertikalen tragenden Bauteile weiterleiten. Demzufolge haben sie eine wichtige Rolle für das seismische Gesamttragverhalten eines Bauwerks. Sind die vertikalen Tragsysteme unregelmäßig angeordnet, oder treten auf Grund von Mischsystemen unterschiedliche horizontale Verformungen auf, ist die Scheibenwirkung der Decken besonders wichtig. Zu beachten ist, dass die Deckenscheiben und Dächer in ihrer Ebene ausreichend Steifigkeit besitzen, um die Trägheitskräfte an die vertikale

Tragstruktur weiterleiten zu können. Dazu sind auch ausreichend dimensionierte Anschlüsse zu den horizontalen und vertikalen Tragstrukturen notwendig [11].

- Gründung [11]

Durch die Auslegung und Konstruktion der Gründung sowie ihrer Verbindungen zum Überbau muss sichergestellt werden, dass das Gesamtbauwerk einer gleichförmigen Erdbebenanregung ausgesetzt ist. [11]

KAPITEL 3: GRUNDLAGEN UND DEFINITIONEN

Im Rahmen dieser Masterarbeit wird vor allem das Verhalten von Wandsystemen unterschiedlicher Bauweisen unter Scheibenbeanspruchung untersucht. Folgende Systeme werden hierfür betrachtet: (i) der Holzrahmenbau, (ii) der Fachwerkbau und (iii) der Holz-Massivbau mit Brettspertholz. In diesem Kapitel werden die notwendigen Grundlagen, welche für die weitere Arbeit benötigt werden, erläutert.

Unter einem Wandsystem wird in dieser Arbeit die Kombination aus der Wandscheibe an sich sowie der Verbindung mit den umliegenden Bauteilen verstanden. Im Folgenden sind die einzelnen Komponenten der drei untersuchten Wandsysteme aufgeschlüsselt.

Brettspertholz wand (siehe Abbildung 3.1)

- Wandscheibe
 - Brettspertholz scheibe
- berücksichtigte Verbindungen zum Boden
 - Zuganker
 - Schubwinkel

Holzrahmenbau wand (siehe Abbildung 3.1)

- Wandscheibe
 - Rippen (Kopf-, Fuß-, Innen-, Randrippe)
 - Beplankung
 - Verbindungsmittel zwischen den Rippen sowie zwischen den Rippen und der Beplankung
- berücksichtigte Verbindungen zum Boden
 - Zuganker
 - Schubwinkel

Fachwerkwand

- Wandscheibe
 - Stützen, Rähm und Schwelle
 - Strebe
 - Verbindungsmittel zwischen den einzelnen Bauteilen
- berücksichtigte Verbindungen zum Boden
 - Zuganker
 - Schubwinkel

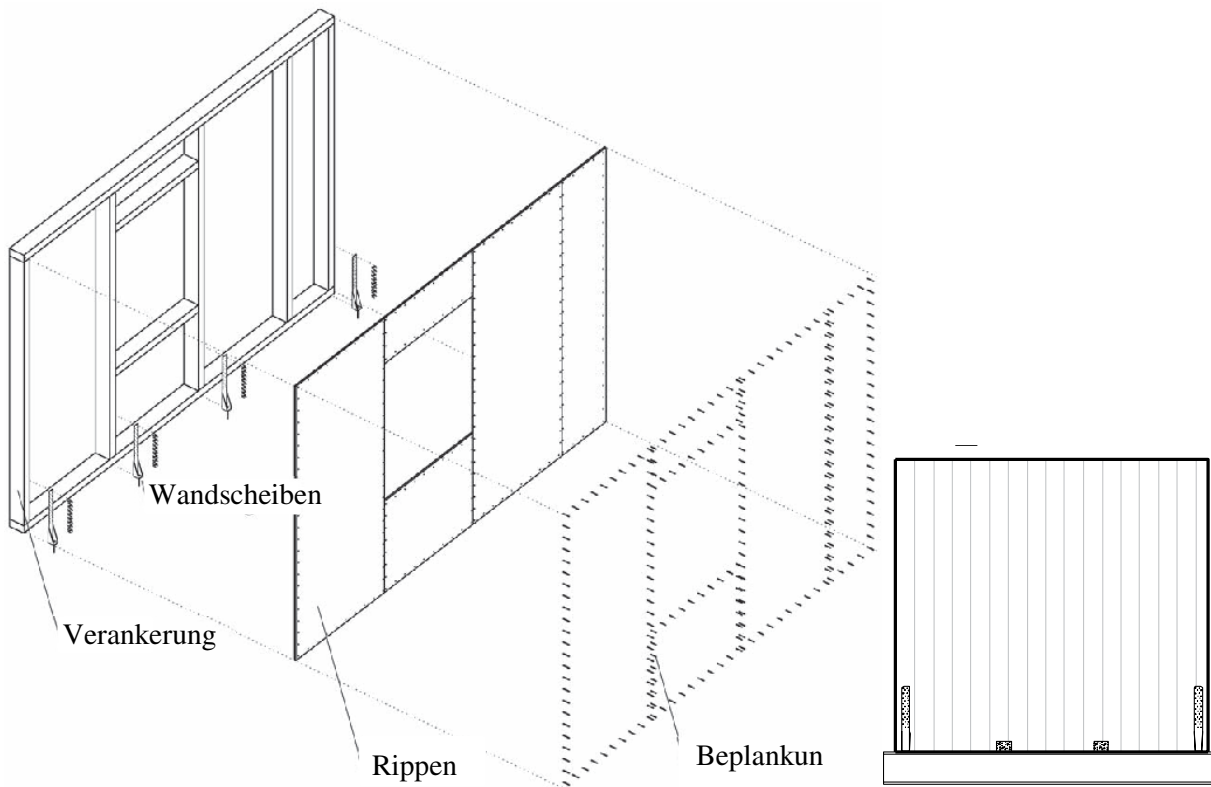


Abbildung 3.1: schematische Darstellung eines Holzrahmenbau-Wandsystem [13]; (Bild 1-2), sowie schematische Darstellung eines BSP-Wandsystems [14]; (Abbildung 5)

3-1 BRETTSPERRHOLZ

In diesem Abschnitt wird auf das Material Brettsperrholz als Holzwerkstoff näher eingegangen. Zu Beginn werden die Eigenschaften von BSP kurz erläutert und im Anschluss Berechnungsverfahren für BSP unter Scheibenbelastung gezeigt.

3-1.1 ÜBERBLICK

Mit der Entwicklung von Brettsperrholz, in den 80er- und 90er- Jahren, eröffneten sich dem Holzbau ganz neue Wege. Zuvor wurde der Baustoff Holz, für tragende Zwecke, meist als stabförmiges Element im Bauwesen eingesetzt. Durch die Entwicklung von Brettsperrholz, konnten nun auch Flächenelemente als tragende Bauteile hergestellt werden. Die BSP-Bauweise lässt sich der Massivbauweise zuordnen [1].

Die Entstehung von Brettsperrholz geht auf große Mengen schlecht vermarktbarer Seitenware zurück. Somit wurden zu Beginn der Produktion „Holzreste“ verarbeitet. Aber schon nach kurzer Zeit überstieg die Nachfrage das Angebot an vorhandener Seitenware und es musste auf das Grundmaterial der Brettschichtholzindustrie, der Hauptware, zurückgegriffen werden [1].

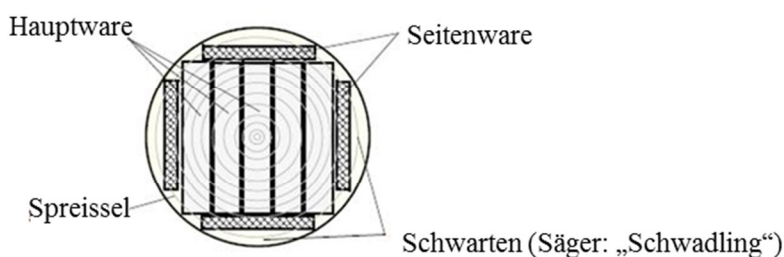


Abbildung 3.2: Holzzerzeugnisse im Sägewerk [15]; (Abb.5.1)

Brettsperrholz besteht aus mindestens drei Brettlagen, welche rechtwinkelig zueinander angeordnet und flächig miteinander verklebt sind. Durch diesen geschichteten Aufbau wird zum einem das Quell- und Schwindverhalten verbessert. Zum anderen kann ein Längs- und Quertragverhalten mit nur einem Element erzielt werden [1] [16].

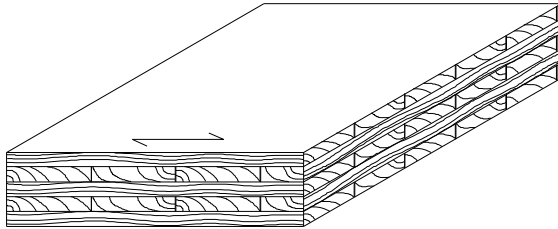


Abbildung 3.3: Beispiel eines Brettsperrholzelement vergleiche [17]; (Abb.1)

Meist wird für die Produktion Fichtenholz der Festigkeitsklasse C24 verwendet, aber auch Tanne, Kiefer und Douglasie sind üblich. Für die Querlagen können auch geringere Festigkeitsklassen (z.B. C16/C18) zum Einsatz kommen. Als Klebstoffsysteme werden aktuell Polyurethan (PUR) und Melamin-Urethan-Formaldehyd (MUF) verwendet [16].

Je nach Belastungsrichtung kann das BSP-Element als Scheibe oder Platte wirken. Liegend als Platte, erfolgt die Lastabtragung primär einachsig. In einigen Fällen kann die Lastabtragung aber auch planmäßig zweiachsig erfolgen z.B. bei punktgestützten Platten. Wird das BSP-Element stehend als Scheibe eingesetzt ergibt sich der Vorteil, dass sich durch die gesperrten Lagen die Schubtragfähigkeit verbessert [16].

Wie bei allen scheibenartigen Aussteifungselementen muss auch beim Einsatz von Brettsperrholz eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Wand- und Deckenelementen sichergestellt werden, um ein dreidimensionales Tragwerk bilden zu können. Da es sich bei BSP um ein „massives“ Wandelement handelt, und dieses wesentlich „steifer“ ist als Wände in der Leichtbauweise, kann die Anzahl und Länge der aussteifenden Wandelemente durch BSP reduziert werden. Trotzdem muss auch bei einem BSP-Wandelement darauf geachtet werden, ob durch Öffnungen wie Türen und Fenster die Scheibentragwirkung maßgeblich beeinflusst wird bzw. keine Scheibentragwirkung mehr gewährleistet ist [5]. Hinweise bezüglich der Modellbildung und Bemessung von BSP-Stürzen finden sich beispielsweise in [18].

3-1.2 GRUNDLAGEN ZUR BERECHNUNG EINER SCHEIBE

Als Scheibe wird ein ebenes Flächentragwerk verstanden, welches nur in seiner Ebene belastet wird. Wie in Abbildung 3.4 gezeigt, treten alle Kräfte parallel und symmetrisch zur Mittelebene auf, wodurch die Scheibe bei Verformungen eben bleibt. Daher herrscht in einer Scheibe, unter Scheibenbeanspruchung, ein ebener Spannungszustand, d.h. die Spannungen in z-Richtung sind null (σ_z , τ_{xz} und τ_{yz}). Die Annahme ist zwar nicht exakt, stellt allerdings eine gute Näherung dar, und wird daher in vielen praktischen Fällen angewandt [19].

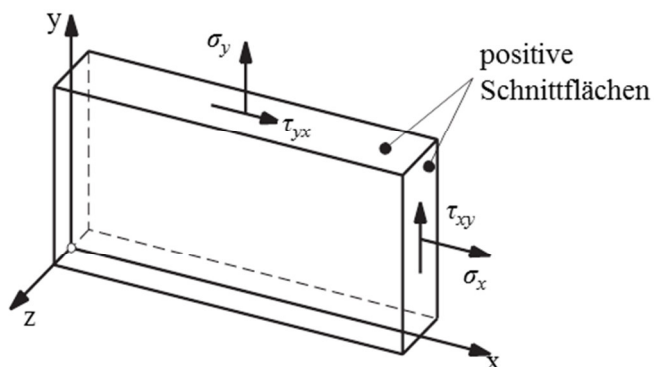


Abbildung 3.4: ebener Spannungszustand in einer Scheibe unter Scheibenbeanspruchung [19]; (Bild 2.1-1)

3-1.3 BRETTSPERRHOLZSCHEIBE

Für die Beschreibung einer BSP-Scheibe wird aus dieser ein repräsentatives Volumen-Element (RVE) und in weiterer Folge ein repräsentatives Volumen-Sub-Element (RVSE) herausgelöst. Das RVE beschreibt den Bereich der Kreuzungsflächen benachbarter Bretter, zuzüglich eventueller Fugen und der Gesamtdicke der BSP-Scheibe. Wird die Schichtanzahl gedanklich auf ∞ erhöht, entsteht in jeder Brettmittelfläche eine Symmetrieffläche. Somit kann das RVE auf ein RVSE reduziert werden, welches genau zwischen zwei Symmetriefflächen liegt. Dieses bildet nun die kleinste Einheit zur Steifigkeits- und Festigkeitsberechnung einer BSP-Scheibe, Randeffekte bleiben dabei unberücksichtigt [1].

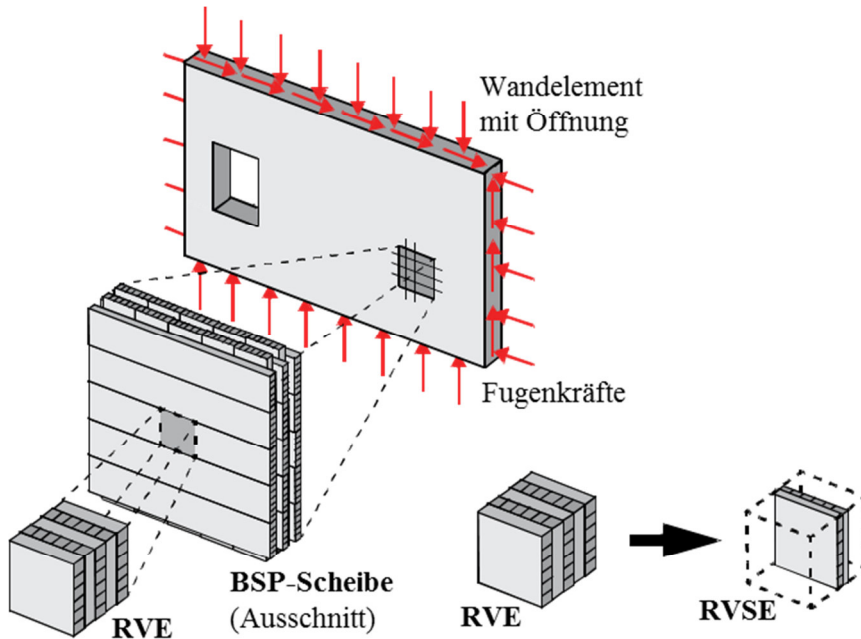


Abbildung 3.5: von der BSP- Scheibe über das RVE zum RVSE [1]; (Abb.1.4)

3-1.3.1 mechanisches Modell bei Scheibenbelastung

In [1] wurde ein Nachweiskonzept für Brettsperrholzscheibenelemente entwickelt, welches in diesem Abschnitt näher erläutert wird.

In einer Brettsperrholzscheibe, die nur in ihrer Ebene belastet wird, treten drei Scheibenkräfte auf. Zwei Normalkräfte, in x - und y -Richtung und eine Schubkraft. Diese Kräfte stehen nach der konstitutiven Gleichung über die Steifigkeitsmatrix mit den inneren Verzerrung ε_x , ε_y und γ_{xy} in Beziehung (siehe auch Gleichung (3.1)). Die Steifigkeitsmatrix beinhaltet die Dehnsteifigkeiten D_x und D_y in x - und y -Richtung, die Schubsteifigkeit D_{xy} und die gekoppelte Dehnsteifigkeit C_{xy} . Da der E-Modul quer zur Faserrichtung E_{90} im Verhältnis zum E-Modul in Faserrichtung E_0 sehr gering ist, wird dieser bei der Lastabtragung nicht berücksichtigt, weswegen auch die gekoppelte Dehnsteifigkeit C_{xy} vernachlässigt werden kann [1].

$$\begin{bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_x & C_{xy} & 0 \\ C_{xy} & D_y & 0 \\ 0 & 0 & D_{xy} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

mit

n_x Normalkraft in x -Richtung; $n_x = D_x \cdot \varepsilon_x$

n_y Normalkraft in y -Richtung; $n_y = D_y \cdot \varepsilon_y$

- n_{xy} Schubkraft
- D_x Dehnsteifigkeit in x-Richtung
- D_y Dehnsteifigkeit in y-Richtung
- D_{xy} Schubsteifigkeit
- C_{xy} gekoppelte Dehnsteifigkeit (vernachlässigbar); $C_{xy} \approx 0$
- ε_x Scheibendehnung (-stauchung) in x-Richtung
- ε_y Scheibendehnung (-stauchung) in y-Richtung
- γ_{xy} Scheibenverzerrung aufgrund der Schubkraft n_{xy}

In Abbildung 3.6 sind die auftretenden inneren Kräfte auf Grund einer Belastung p_x und p_y dargestellt.

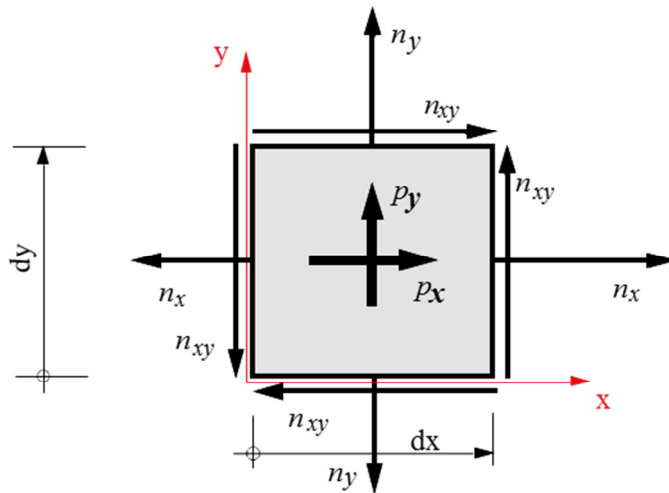
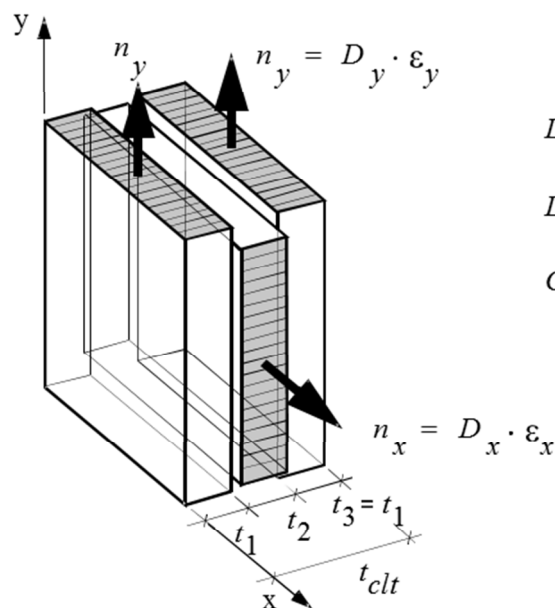


Abbildung 3.6: Scheibenkräfte auf Grund von p_x und p_y [20]; (Abb.1.5)

Dehnsteifigkeit D_x und D_y

Treten bei den Schichten in Faserrichtung unterschiedliche E-Moduli (E_0) auf, müssen diese bei der Ermittlung der Steifigkeit gewichtet berücksichtigt werden. Die Berechnung der Dehnsteifigkeiten D_x und D_y ist in Abbildung 3.7 erläutert, die Bestimmung der Schubsteifigkeit D_{xy} ist umfangreicher und wird in weiterer Folge näher erklärt [1].



$$D_x = E_{0,mean} \cdot t_2 \quad \text{Dehnsteifigkeit in x- Richtung}$$

$$D_y = E_{0,mean} \cdot 2t_1 \quad \text{Dehnsteifigkeit in y- Richtung}$$

$$C_{xy} \approx 0$$

Vernachlässigung der
Gekoppelten Dehnsteifigkeit
 t_{clt} ... Gesamtplattendicke

Abbildung 3.7: RVE unter Normalkraftbeanspruchung [20]; (Abb.1.6)

Schubsteifigkeit D_{xy}

Bei BSP-Elementen mit durchgehender Seitenverklebung wird die Schubsteifigkeit folgendermaßen berechnet:

$$D_{xy} = G_{0,mean} \cdot t_{clt} \quad (3.2)$$

mit

$G_{0,mean}$ Mittelwert des Schubmoduls

t_{clt} Gesamtplattendicke

Da es aber mit großer Wahrscheinlichkeit zu Rissen im BSP-Element kommt, verringert sich die effektive Schubsteifigkeit. Daher wird in weiterer Folge bei dem Modell nicht zwischen Elementen mit und ohne Schmalseitenverklebung unterschieden [1].

Die Schubverzerrung einer BSP-Scheibe setzt sich entsprechend dem Modell nach [1] aus zwei Anteilen zusammen, Mechanismus I und Mechanismus II.

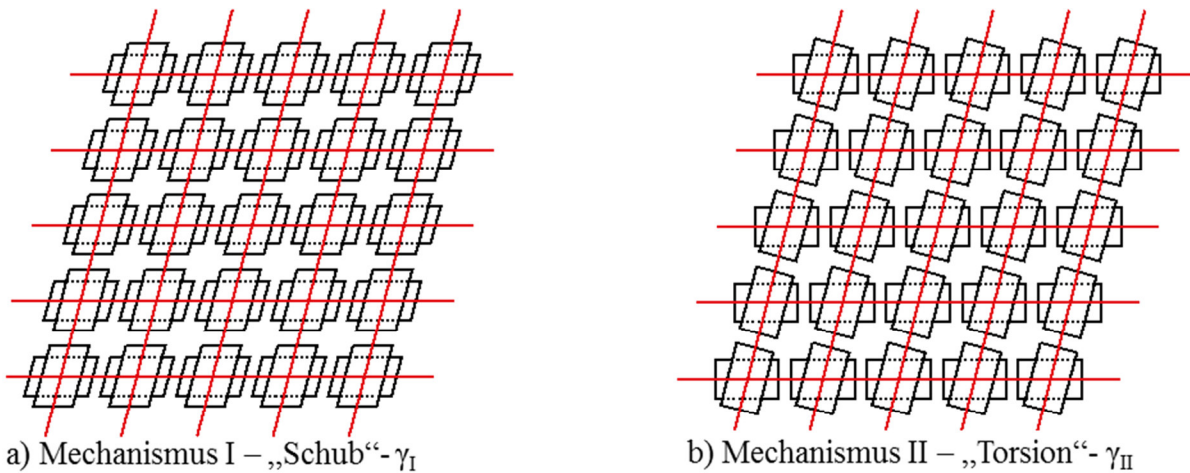


Abbildung 3.8: Anteile der Schubverzerrung aus Mechanismus I und II in einer BSP-Scheibe [20]; (Abb.1.7)

Mechanismus I tritt bei der ungerissenen BSP-Scheibe auf, und es kommt zur Schubverzerrung γ_I . Beim fiktiven Aufschneiden aller Schmalseiten, müssen die dort wirkenden Schubspannungen verschwinden. Dies erfolgt über innere Spannungumlagerungen, woraus Mechanismus II resultiert, welcher wiederum zu einer zusätzlichen Schubverformung γ_{II} führt.

Durch das gedankliche Aufschneiden der Schmalflächen reduziert sich der ursprüngliche Mechanismus I auf Querkraftschub in den einzelnen Brettlagen. Damit ein Schubfeld ausgebildet werden kann, müssen die Bretter zweier benachbarter Lagen nun gemeinsam wirken. Über das innere Torsionsmoment in den Klebeflächen wird das lokale Gleichgewicht zwischen den beiden Querkraftpaaren aufrechterhalten [1].

Die Anteile aus Mechanismus I und Mechanismus II ergeben zusammen das BSP-Scheibenmodell nach [1] mit der nominellen Schubbeanspruchung τ_0 : [1]

$$\tau_0 = \frac{n_{xy}}{t_{clt}} \quad (3.3)$$

Die Schubverzerrung γ_I des Mechanismus I kann exakt bestimmt werden.

$$\gamma_I = \frac{\tau_0}{G_{0,mean}} \quad (3.4)$$

mit

γ_I Schubverzerrung aus Mechanismus I

Die Schubverzerrung γ_{II} des Mechanismus II lässt sich hingegen nur näherungsweise bestimmen. Für die Beschreibung wird von einer komplett wölbbehinderten Torsion ausgegangen und der effektive Torsionsschubmodul G_T näherungsweise mit $G_{0,mean}/2$ angenommen. Die Annahme lässt sich so erklären, dass der Anteil des Rollschubmoduls, im Vergleich zur Schubsteifigkeit in Faserrichtung, vernachlässigbar gering ist.

$$\gamma_{II} = \frac{M_T}{G_T \cdot I_p} \cdot \frac{t}{2} = \frac{\tau_0 \cdot t \cdot a^2}{G_{0,mean} \cdot \frac{a^4}{2}} \cdot \frac{t}{2} = \frac{6 \cdot \tau_0}{G_{0,mean}} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2 \quad (3.5)$$

mit

γ_{II} Schubverzerrung aus Mechanismus II

M_T Torsionsmoment; $M_T = \tau_0 \cdot t \cdot a^2$

G_T Torsionsschubmodul; $G_T = (G_0 + G_{90})/2$

G_{90} Rollschubmodul; $G_{90} \cong 0$

I_p polares Trägheitsmoment; $I_p = I_x + I_y$

a Brettbreite oder mittlerer Rissabstand

t Schichtdicken der einzelnen Brettlamellen (werden als konstant angenommen)

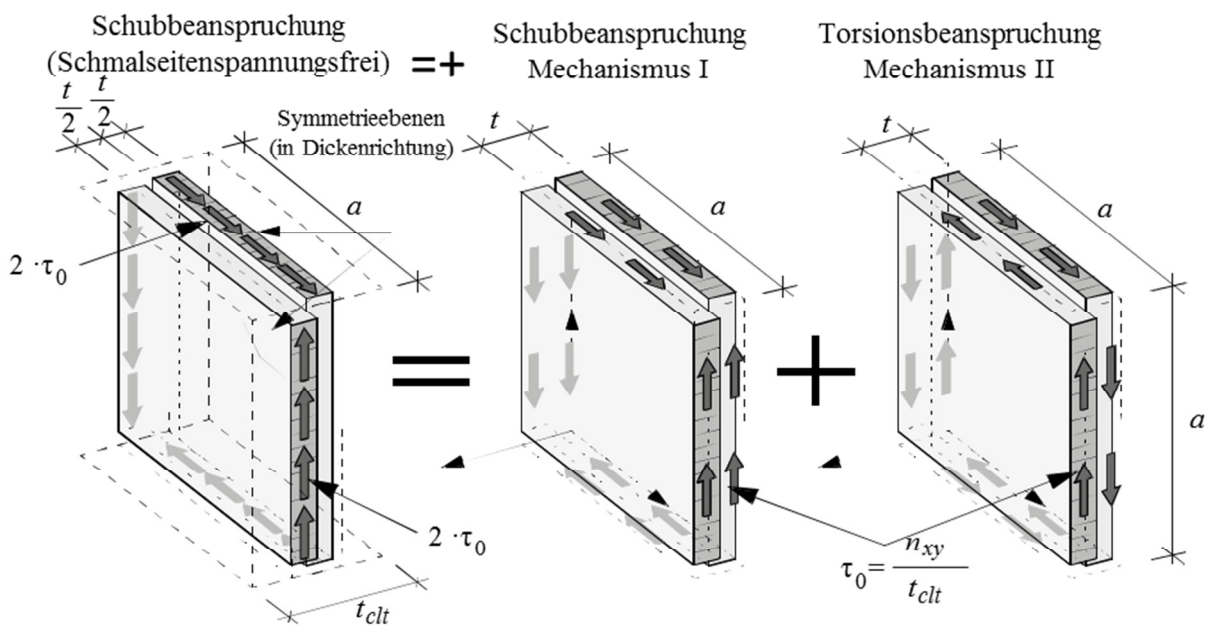


Abbildung 3.9: Schubkräfte am Repräsentativen-Volumen-Sub-Element einer BSP-Scheibe [20]; (Abb.1.8)

Somit setzt sich die gesamte Schubverzerrung γ unter der nominellen Schubspannung τ_0 aus den beiden Schubverzerrungen γ_I und γ_{II} zusammen.

$$\gamma = \frac{\tau_0}{G_{0,mean}} + \frac{6 \cdot \tau_0}{G_{0,mean}} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2 \quad (3.6)$$

Um den effektiven Schubmodul G^* zu erhalten, wird der mechanische Zusammenhang $\tau = G \cdot \gamma$ umgeformt, und für den Schubmodul G der effektive Schubmodul G^* , sowie für die Schubspannung τ die nominelle Schubspannung τ_0 eingesetzt.

$$G^* = \frac{\tau_0}{\gamma} = \frac{\tau_0}{\frac{\tau_0}{G_{0,mean}} + \frac{6 \cdot \tau_0}{G_{0,mean}} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2} = \frac{G_{0,mean}}{1 + 6 \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2} \quad (3.7)$$

mit

G^* effektiver Schubmodul

Mit dem effektiven Schubmodul lässt sich nun die Schubsteifigkeit D_{xy} errechnen.

$$D_{xy} = G^* \cdot t_{chl} \quad (3.8)$$

Die Schubsteifigkeit lässt sich auch bezogen auf den Schubmodul G_0 des Grundmaterials darstellen.

$$\frac{G^*}{G_{0,mean}} = \frac{1}{1 + 6 \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2} \quad (3.9)$$

Bei diesem Modell wird die Schubverzerrung γ_{II} nur näherungsweise erfasst, da der Rollschubmodul vernachlässigt wird. Der Abfall der Schubsteifigkeit im praktisch relevanten Bereich liegt bei 6% bis 27% und ist vom t/a -Verhältnis abhängig (siehe Abbildung 3.10 rote Linie). Eine genauere Lösung nach der linearen Elastizitätstheorie liefert eine FE-Studie. Um diese Ergebnisse zu berücksichtigen, wurde in Gleichung (3.10) eine Korrekturfunktion $\alpha_T = f(t/a)$ eingefügt. Nach der überarbeiteten Gleichung liegt der Abfall der Schubsteifigkeit im praktisch relevanten Bereich bei 11% bis 26%, (siehe Abbildung 3.10 grüne Linie).

$$\frac{G^*}{G_{0,mean}} = \frac{1}{1 + 6 \cdot \alpha_T \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2} \quad (3.10)$$

mit

α_T Korrekturparameter

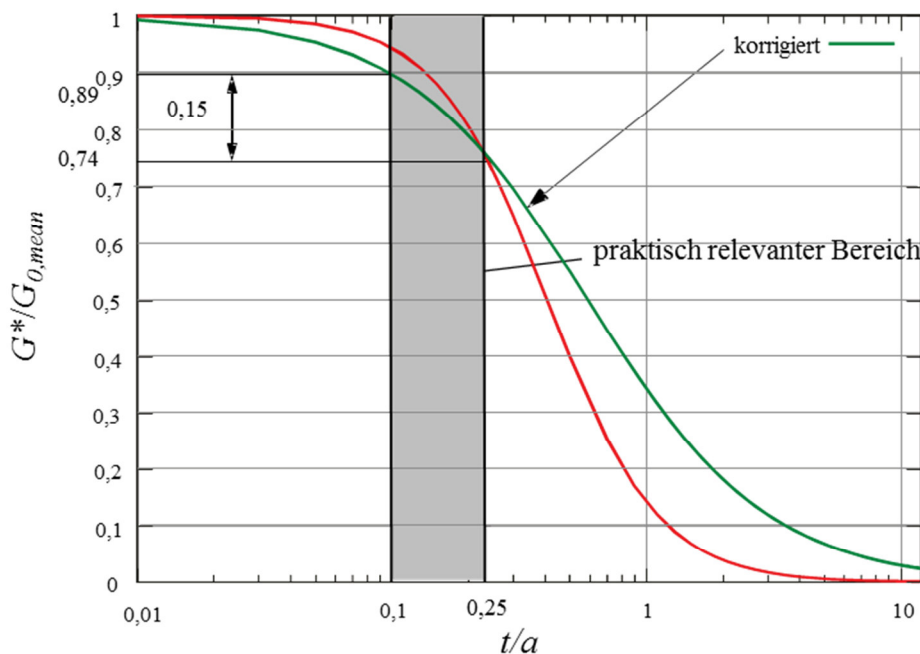


Abbildung 3.10: Schubsteifigkeit G^*/G_0 auf Basis einer FE-Analyse [20]; (Abb.1.10)

Bei BSP-Elementen mit endlicher Schichtanzahl kommt zusätzlich zu den vorherigen Ausführungen noch ein Randeffekt zum Tragen. Der Randeffekt hat einen reduzierenden Einfluss auf die Schubsteifigkeit. Mit Zunahme der Schichtanzahl nimmt der Einfluss des Randeffektes ab, (siehe Abbildung 3.11) [1].

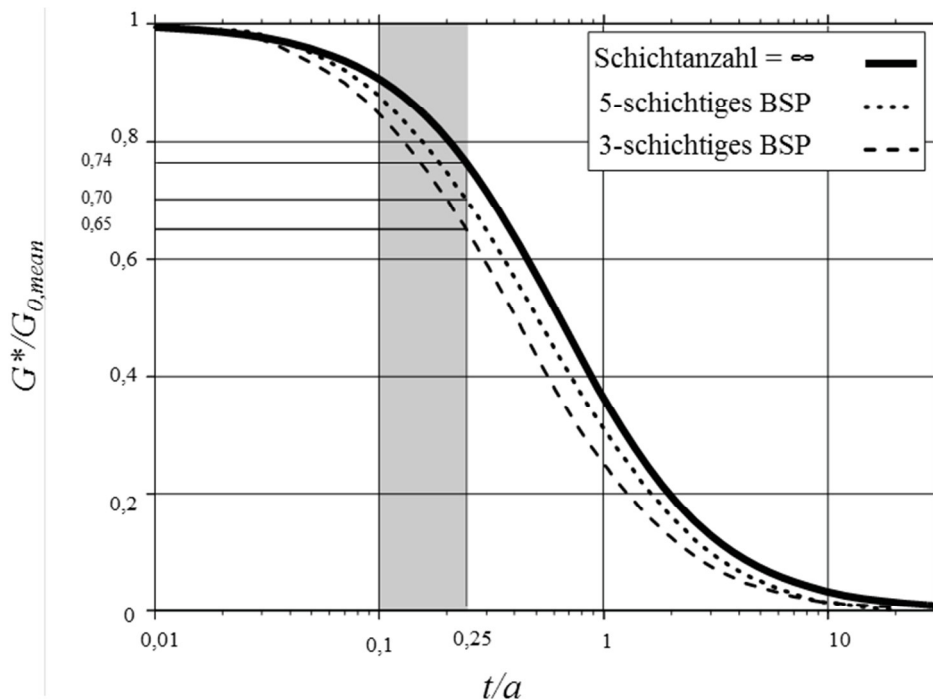


Abbildung 3.11: BSP-Scheibe mit und ohne Randeffekt [20]; (Abb.1.12)

3-1.3.2 Tragfähigkeit

Normalspannungsnachweis

Bei der Nachweisführung bezüglich auftretender Normalspannungen, muss darauf geachtet werden, dass Normalkräfte in x-Richtung nur von jenen Brettlagen, deren Fasern in x-Richtung verlaufen, abgetragen werden, analog in y-Richtung.

Die Spannung in x-Richtung berechnet sich wie folgt:

$$\sigma_{x,d} = \frac{n_{x,d}}{t_x} \quad (3.11)$$

mit

- $\sigma_{x,d}$ Bemessungswert der Normalspannung in x-Richtung [N/mm²]
- $n_{x,d}$ Bemessungswert der Scheibennormalkraft pro Länge in x-Richtung [N/mm]
- t_x Summe über die Dicke der Bretter mit Faserverlauf in x-Richtung [mm]

Bei der Bestimmung der charakteristischen Festigkeitskenngrößen für Zug und Druck in Faserrichtung kann auf das Ausgangsmaterial der Brettlagen zurückgegriffen werden (siehe Gleichung (3.12)) [1].

$$f_{t,clt,k} = f_{t,0,k} \quad (3.12)$$

Nachweis Zug in x-Richtung

$$\sigma_{x,d} = \frac{n_{x,d}}{t_x} \leq f_{t,0,clt,d} = \frac{f_{t,0,clt,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (3.13)$$

Nachweis Druck in x-Richtung

$$\sigma_{x,d} = \frac{n_{x,d}}{t_x} \leq f_{c,0,clt,d} = \frac{f_{c,0,clt,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (3.14)$$

mit

- $f_{t,0,clt,d}$ Bemessungswert für die Zugfestigkeit parallel zur FR von BSP [N/mm²]
- $f_{c,0,clt,d}$ Bemessungswert für die Druckfestigkeit parallel zur FR in BSP [N/mm²]
- $f_{t,0,clt,k}$ charakteristischer Wert der Zugfestigkeit von BSP [N/mm²]
- $f_{c,0,clt,k}$ charakteristischer Wert der Druckfestigkeit von BSP [N/mm²]
- k_{mod} Modifikationsbeiwert zur Berücksichtigung des Feuchtegehaltes und der Lasteinwirkungsdauer
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft

Die Nachweise für Zug und Druck in y-Richtung erfolgen in gleicher Weise [1].

Schubspannungsnachweis

Die Schubspannungsnachweise werden bei endlicher Schichtanzahl und variablen Einzelschichtdicken geführt. Es werden zwei Nachweise geführt, Mechanismus I „Schub“ und Mechanismus II „Torsion“.

Folgende Festigkeitskennwerte finden sich für die beiden Mechanismen:

- Mechanismus I: charakteristische Schubfestigkeit des RVSE: $f_{v,clt,k}$

Lt. [21] liegen für die Netto-Schubfestigkeit von BSP-Scheibenelementen ohne Seitenverklebung folgende charakteristische Festigkeiten vor; $f_{v,net,k} = 5,5$ N/mm² (auf Basis empirischer Daten) bzw. 5,2 N/mm² (auf Basis einer Log-Normalverteilung).

Für seitenverklebte BSP-Scheibenelemente ohne Schwindrisse beim Nachweis im Bruttoquerschnitt der BSP-Scheibe ergeben sich lt. [21] folgende charakteristische Werte $f_{v,gros,k} = 3,5$ N/mm² (auf Basis empirischer Daten) bzw. 3,4 N/mm² (auf Basis einer Log- Normalverteilung). Ersterer stimmt mit der Schubfestigkeit von Brettschichtholz entsprechend EN 14080:2013 von $f_{v,g,k} = 3,5$ N/mm² ($k_{cr} = 1,00$) überein.

In [22] wird ein Schubfestigkeitskennwert in der Scheibenebene von 5,0 N/mm² vorgeschlagen.

- Mechanismus II: charakteristische Torsionsfestigkeit in der Klebefläche: $f_{T,clt,k}$

Für $f_{T,clt,05}$ wird in [1] ein Wert von 2,5 N/mm² vorgeschlagen. [1]

Nachweisführung

Um die Berechnung an einer realen Scheibe mit endlicher Schichtanzahl und eventuell variabler Schichtdicken führen zu können, müssen einige Anpassungen vorgenommen werden. Bei Torsionsbeanspruchung in der Klebefläche müssen die Dicken der angrenzenden Schichten bekannt sein und daraus kann die ideelle Ersatzdicke t_i^* berechnet werden. Die Regeln zur Bestimmung der Ersatzdicke sind in Tabelle 3.1 aufgelistet.

Tabelle 3.1: ideale Ersatzdicke t_i^* einer n -schichtigen BSP-Scheibe; Tab.7.2 [1]

Knoten		
Knoten 1 (=Randknoten)	Schicht $i = 1$ außen; Schicht $i + 1 = 2$ innen	$t_1^* = \min(2 \cdot t_1, t_2)$
Knoten i ($1 < i < n-1$) (=Innenknoten)	Schicht i innen; Schicht $i + 1$ innen	$t_i^* = \min(t_i, t_{i+1})$
Knoten $n-1$ (=Randknoten)	Schicht $i = n-1$ innen; Schicht $i+1 = n$ außen	$t_{n-1}^* = \min(t_{n-1}, 2 \cdot t_n)$

Es gelten folgende Annahmen:

- für die Einzelschichtdicken soll gelten: $t \rightarrow t_i$
- für die knotenflächenorientierten Nachweis soll gelten: $t \rightarrow t_i^*$
- für die Scheibendicke soll gelten: $t_{clt} \rightarrow t^* = \sum_{i=1}^n t_i^*$
- für die Schubspannungen soll gelten: $\tau_0 \rightarrow \tau_0^*$

mit

- t Einzelschichtdicke für die ∞ -dicke BSP-Scheibe
- t_i Einzelschichtdicke für die endlich dicke BSP-Scheibe
- t_i^* ideale Ersatzdicke
- t^* ideale Gesamtersatzdicke
- τ_0 nominelle Schubspannung bezogen auf t_{clt}
- τ_0^* ideale Schubspannung bezogen auf t^*

Zu Beginn wird die ideale Schubspannung τ_0^* berechnet. Die ideale Schubspannung aller Knoten ist gleich ($\tau_0^* = \tau_{0,i}^*$).

$$\tau_{0,i}^* = \frac{n_{xy}}{\sum_{i=1}^n t_i^*} \quad (3.15)$$

mit:

$$t^* = \sum_{i=1}^n t_i^* = t_1^* + t_2^* + \dots + t_{n-1}^* \leq t_{clt}$$

- t^* ideale Gesamtersatzdicke
- n Anzahl der Schichten
- t_i^* ideale Ersatzdicke je Klebefläche
- n_{xy} Scheibenschubkraft über die Gesamtdicke t_{clt}
- $\tau_{0,i}^*$ ideale Schubspannung

Die ideale Schubspannung errechnet sich über die Einwirkung n_{xy} und die ideale Gesamtersatzdicke t^* . Letztere ergibt sich durch Summation aller einzelnen rechnerischen Ersatzdicken, wobei n die Anzahl der Klebeflächen bezeichnet.

- Nachweis Mechanismus I – „Schub“

$$\tau_{v,d} = 2 \cdot \tau_{0,d}^* \leq f_{v,clt,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \quad (3.16)$$

- Nachweis Mechanismus II – „Torsion“

$$\tau_{T,d} = 3 \cdot \tau_{0,d}^* \cdot \frac{t_i^*}{a} \leq f_{T,ct,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \quad (3.17)$$

mit

$\tau_{V,d}$	Bemessungswert der Netto-Schubspannung
$\tau_{0,d}^*$	Bemessungswert der ideellen Brutto-Schubspannung
$\tau_{T,d}$	Bemessungswert der Torsionsspannungen
$f_{v,ct,k}$	charakteristische Netto-Schubfestigkeit von BSP
$f_{T,ct,k}$	charakteristische Torsionsfestigkeit von BSP

3-1.4 NACHWEISFÜHRUNG NACH ÖNORM B 1995-1-1

Seit 15.11.2014 finden sich in der ÖNORM B 1995-1-1:2014 [2] (im Weiteren kurz EC 5 genannt) – dem Österreichischen Nationalen Anhang der Europäischen Holzbaunorm EN 1995-1-1 Bemessungsgrundlagen für Brettsperrholz.

Nach wie vor wird die Anwendung von BSP jedoch primär über nationale und europäische Zulassungen geregelt [1] [16].

Im Folgenden werden nur die Nachweise für Scheibenbeanspruchung, welche für die weitere Arbeit wichtig sind, näher erläutert.

BSP wird lt. [2] folgendermaßen definiert:

„Brettsperrholz ist ein mehrschichtiges Holzbauprodukt aus Brettlamellen oder Holzwerkstoffen, das aus mindestens drei rechtwinklig zueinander orientierten, verklebten Lagen aufgebaut ist. Ein Lage kann dabei aus maximal drei Schichten mit gleicher Orientierung bestehen.“

Der Einsatz von Brettsperrholz ist lt. [2] auf die Nutzungsklasse 1 (NKL 1) und die Nutzungsklasse 2 (NKL 2) beschränkt. Als Teilsicherheitsbeiwert wird $\gamma_M = 1,25$ empfohlen.

Tabelle 3.2: charakteristische Werte der Festigkeiten für die Einzellage in BSP [N/mm²] lt. Tabelle NA.K.3 [2]

Charakteristische Eigenschaften der Einzellage			Brettlage	Massivholzplatte
Schubfestigkeit Scheibenwirkung	Schub	$f_{V,0,lay,k}$	3,5	
	Torsion	$f_{tor,0,lay,k}$	2,5	

Die Festigkeitswerte von Tabelle 3.2 beziehen sich auch auf die Bruttofläche des BSP-Elements, $f_{v,gros,k}$.

Scheibenschubsteifigkeit

Bei Fugen < 2 mm errechnet sich die Scheibenschubsteifigkeit S_{xy}^* je Längeneinheit folgendermaßen:

$$S_{xy}^* = \frac{G_{0,mean} \cdot t}{1 + 6 \cdot p_s \left(\frac{t_{max}}{a} \right)^{q_s}} \quad (3.18)$$

mit:

$G_{0,mean}$	Mittelwert des Schubmoduls parallel zur Faserrichtung
t	Gesamtdicke des Brettsperrholzelementes
t_{max}	größte Dicke einer Einzelschicht
a	mittlere Brettbreite
p_s	bei einem 5-schichtigen BSP-Element 0,43
q_s	bei einem 5-schichtigen BSP-Element 1,21

Die Berechnung der Scheibenschubsteifigkeit lässt sich dabei mit Gleichung (3.10) vergleichen.

Grenzzustand der Tragfähigkeit

- Schubbeanspruchung in Scheibenebene; Nachweis mit Nettoflächen QS

$$\tau_{V,0,d} = \frac{n_{xy,d}}{\min(A_x, A_y)} \quad (3.19)$$

Nachweisführung

$$\tau_{V,0,d} \leq f_{V,0,d} \quad (3.20)$$

mit

A_x	Querschnittsfläche der Lagen in x-Richtung
A_y	Querschnittsfläche der Lagen in y-Richtung
$n_{xy,d}$	Bemessungswert der Scheibenschubkraft
$\tau_{V,0,d}$	Schubspannungen zufolge einer Scheibenschubbeanspruchung
$f_{v,0,k}$	3,5 N/mm ²

- Torsionsschubspannungen

Die Torsionsschubspannungen zufolge einer Scheibenschubbeanspruchung in den Klebeflächen, zwischen Einzelbrettern benachbarter orthogonaler Einzellagen, errechnet sich folgendermaßen

$$\tau_{tor,d} = \frac{3 \cdot \tau_{V,0,d} \cdot t_{max}}{a} \quad (3.21)$$

Nachweisführung

$$\tau_{tor,d} \leq f_{tor,d} \quad (3.22)$$

mit

$\tau_{V,0,d}$	Schubspannung zufolge einer Scheibenschubbeanspruchung
a	mittlere Brettbreite
t_{max}	größte Dicke einer Einzelschicht

3-1.5 VERBINDUNGEN

Da sich beim Holz-Massivbau mit Brettsperrholz die duktilen Bereiche auf die Fügepunkte zwischen den einzelnen Bauteilen (Wand/Wand, Wand/Decke, etc.) beschränken, muss den eingesetzten ingenieurmäßigen Verbindungen große Beachtung geschenkt werden [14].

Zu diesem Thema passend, wurden Versuche im Rahmen eines Erdbebenprojekt am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz und der holz.bau forschung gmbh durchgeführt [14]. Dieses Erdbebenprojekt gliederte sich in dreistufen.

In der ersten Stufe wurden Winkelverbindungen, Zugankerverbindungen und Schraubenverbindungen auf ihr Verhalten bei monotoner und zyklischer Beanspruchung untersucht.

In der zweiten Stufe wurde der Einfluss der Verbindungen auf das Gebäudeverhalten untersucht. Dabei wurden Wandsysteme mit unterschiedlichen Verbindungsmittelkonfigurationen und Wandöffnungen geprüft.



Abbildung 3.12: Wandprüfstand [14]; (Abbildung 3)

Für die Wandelemente wurden 3-schichtige BSP-Elemente mit einer Gesamtstärke von 112 mm (40/32/40) und vertikal orientierten Decklagen verwendet. Bei den Prüfungen wurde zwischen fünf Wandkonfigurationen unterschieden, siehe Abbildung 3.13.

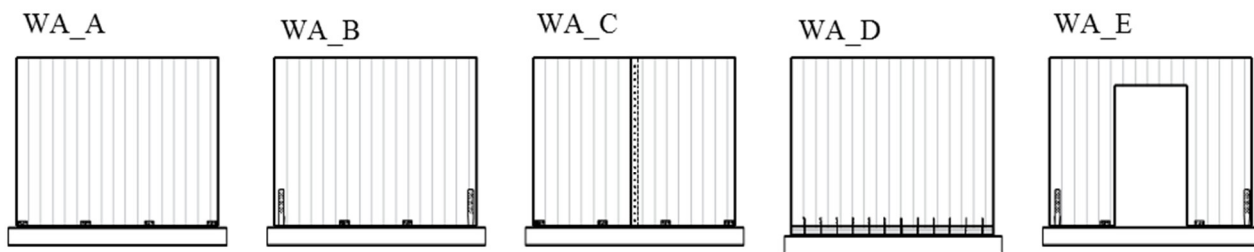


Abbildung 3.13: Wandkonfigurationen [14]; (Abbildung 5)

Folgende Verbindungselemente wurden dabei verwendet:

- Simpson Strong-Tie®; CNA Rillennägel 4,0x60 mm
- Simpson Strong-Tie®; AE116 Winkelverbinder

Befestigung: 14 Rillennägel und 2 Bolzen $d = 12$ mm

- Simpson Strong-Tie®; HTT22 Zuganker

Befestigung: 15 Rillennägel und 1 Bolzen $d = 16$ mm

- Vollgewinde Schrauben 8,0x280 mm der Fa. Schmid mit Senkkopf
- Vollgewinde Schrauben 6,0x100 mm der Fa. Würth mit Zylinderkopf

Als Prüfnorm wurde sowohl für die zyklischen als auch für die monotonen Prüfungen die ISO 21581:2010 verwendet; abweichend davon, wurde die Haltezeit bei den monotonen Versuchen einheitlich mit 120 s eingestellt.

Die aus den Prüfungen gewonnen Erkenntnisse bestätigten die tragende Rolle der Verbindungstechnik im Holz-Massivbau. Ebenfalls bestätigt wurde der erwartete geringe Verformungsanteil der BSP-Wand im Vergleich zur Gesamtverformung. Bei der Verbindungstechnik zeigten sich vor allem bei den Winkelverbindungen große Blechverformungen.

In der dritten Stufe wurden Erdbebenversuche an einem maßstabsgetreuen dreistöckigen Gebäude in der Holz-Massivbauweise in BSP durchgeführt. Dieses erfolgte im Rahmen des EU-Projektes SERIES (Seismic Engineering Research Infrastructures for European Synergies)

3-1.5.1 Kontaktfugen

In der Brettsper Holzverbindungstechnik wird zwischen folgenden Kontaktfugen unterschieden: [1]

- Wand-Fundierung
- Wand-Wand
- Wand-Decke-Wand
- Decke-Decke

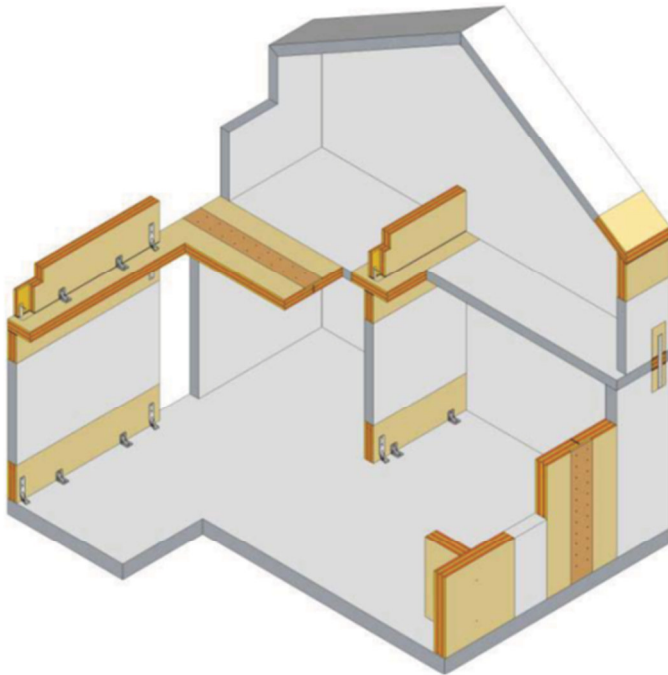


Abbildung 3.14: Anschlüsse in einem Gebäude aus Brettsper Holz [23]; (Abbildung 1)

Wand-Fundierung

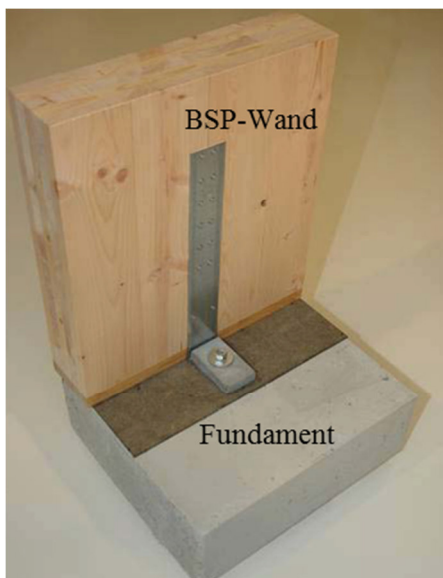


Abbildung 3.15: Anschluss Wand-Fundament [24]

Bei der Verbindung Wand-Betonfundament bzw. Wand-Betondecke, ist immer auf die Ebenheit der Betonfläche und auf eine funktionstüchtige Abdichtung zwischen Beton und Holz zu achten. Als Verbindungsmittel kommen Stahlblechwinkel zum Einsatz, welche eingeschlitzt oder außen liegend

angeordnet werden. Die Verbindung zwischen Beton und Winkel, wird in der Regel über Betonanker hergestellt. Für den Anschluss der BSP-Wand werden selbstbohrende Holzschrauben oder Ankernägeln verwendet [1].

Wand-Wand

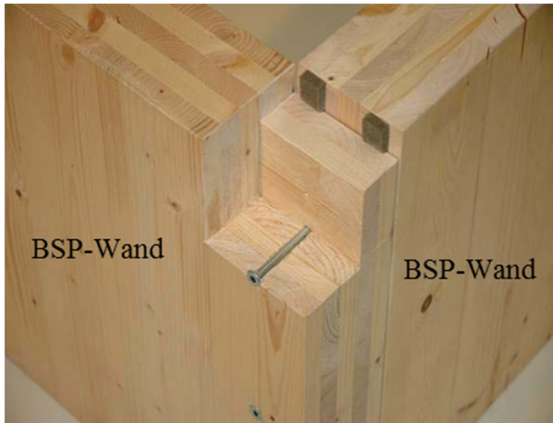


Abbildung 3.16: Anschluss Wand-Wand [24]

Die Verbindung zwischen einzelnen Wandelementen, kann weiter unterteilt werden in:

- Eckverbindungen
- T-Verbindungen sowie
- Wand-Wand-Verbindungen in der Ebene (Wandstöße)

Für Wand-Wand-Stöße werden häufig selbstbohrende Holzschrauben verwendet, welche normal oder in einem Winkel zur Oberfläche eingeschraubt sind. Um im Bedarfsfall die Funktion von eingesetzten Dichtbändern (z.B. Kompribänder) gewährleisten zu können, müssen die Wände aneinander gepresst werden. Dies kann durch Teilgewindeschrauben mit Scheibenkopf oder Unterlegscheiben gewährleistet werden [1].

Wand-Decke-Wand

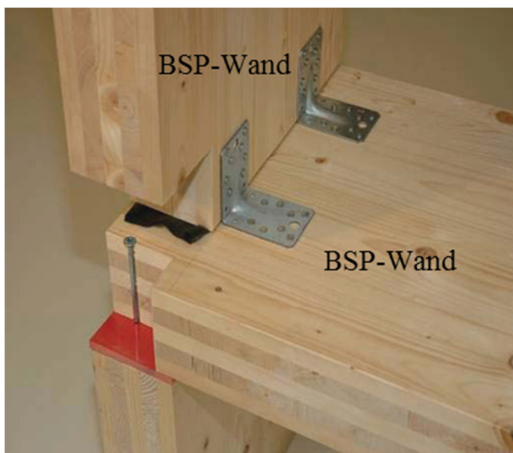


Abbildung 3.17: Anschluss Wand-Decke-Wand [24]

Eine mögliche Verbindung zwischen dem Deckenelement und der darauf aufsetzenden Wand erfolgt über Winkelverbinder. Diese werden meist mittels Nägeln und/oder Schrauben an den Holz-Elementen befestigt. Dadurch können nicht nur horizontale Lasten, sondern auch abhebende Kräfte in die Decke übertragen werden. Für die Verbindung zwischen dem Deckenelement und der darunter liegenden Wand werden häufig selbstbohrende Holzschrauben eingesetzt. Hierbei muss jedoch darauf geachtet werden, dass es zu keiner Hirnholzverschraubung kommt [1].

Bei den Kontaktfugen Wand–Decke-Wand sowie Fundierung-Wand ist zu beachten, dass auf Grund der hohen Eigenlasten der massiven, aussteifenden und tragenden Elemente meist Druck in der Kontaktfuge herrscht. Wenn Zugkräfte in den Kontaktfugen auftreten, müssen diese über entsprechende Verankerungen an die Fundamente weitergeleitet werden. Das Aufklaffen der Fugen ist zu verhindern [1].

Decke–Decke

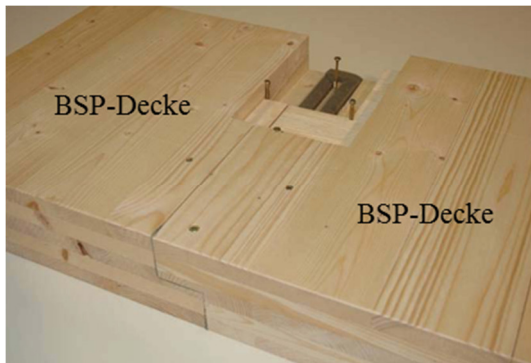


Abbildung 3.18: Anschluss Decke-Decke [24]

Da die Abmessungen von BSP-Elementen aus produktions- und transporttechnischen Gründen begrenzt sind, müssen einzelne Elemente miteinander verbunden werden. Eine Möglichkeit bei der Decke–Decke-Kontaktfuge ist der verschraubte Stufenfalz (siehe Abbildung 3.19). Diese Verbindung wird gewöhnlich parallel zur Haupt-Deckenspannrichtung eingesetzt, da sie keine Momente übertragen kann [1].

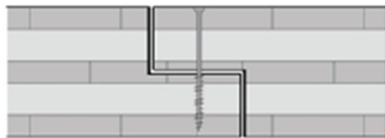


Abbildung 3.19: Stufenfalz [16]; (Abbildung 9-6)

Über Laschen, welche an der Ober- und Unterseite des BSP-Elementes eingelassen sind, kann ein biegesteifer Anschluss realisiert werden. Die Möglichkeit der zusätzlichen Verklebung (Schraub- und Nagelpressverklebung) ist ebenfalls gegeben [1]. Vergleichbare Verbindungen werden auch bei Wand-Wand-Verbindungen in der Ebene eingesetzt.

3-1.5.2 Berechnung der Auflagerkräfte

Über die Anschlussfugen, wie z.B. Wand-Fundament, müssen die vorhandenen Kräfte weitergeleitet werden. Die Übertragung der Druckkräfte bei einer BSP-Scheibe erfolgt in der Regel über Kontakt. Die Zugkräfte werden meist konzentriert am Rand der Scheibe über mechanische Verbindungen weitergeleitet. Die auftretenden Schubkräfte werden über Winkel sowie Reibung übertragen [1].

Die Ermittlung der zu übertragenden Zugkraft in einer Anschlussfuge ist wesentlich aufwendiger als die Ermittlung der Schubkraft. Einen großen Einfluss hat dabei das statische Modell, welches für die Ermittlung der auftretenden Kräfte in der Anschlussfuge eingesetzt wird. In dieser Arbeit wird zur Berechnung ein statisches Modell gewählt, welches dem der Biegebemessung im Stahlbetonbau sehr ähnlich ist (vergleiche [25]). Dabei wird das aufzunehmende Biegemoment in eine Druck- und Zugkomponente zerlegt. Die auftretende Zugkraft wird über mechanische Verbindungen wie Zuganker weitergeleitet. Bei der Übertragung der Druckkraft wird von einem vollplastischen Druckbereich ausgegangen. In Abbildung 3.20 ist das statische Modell zu sehen [26].

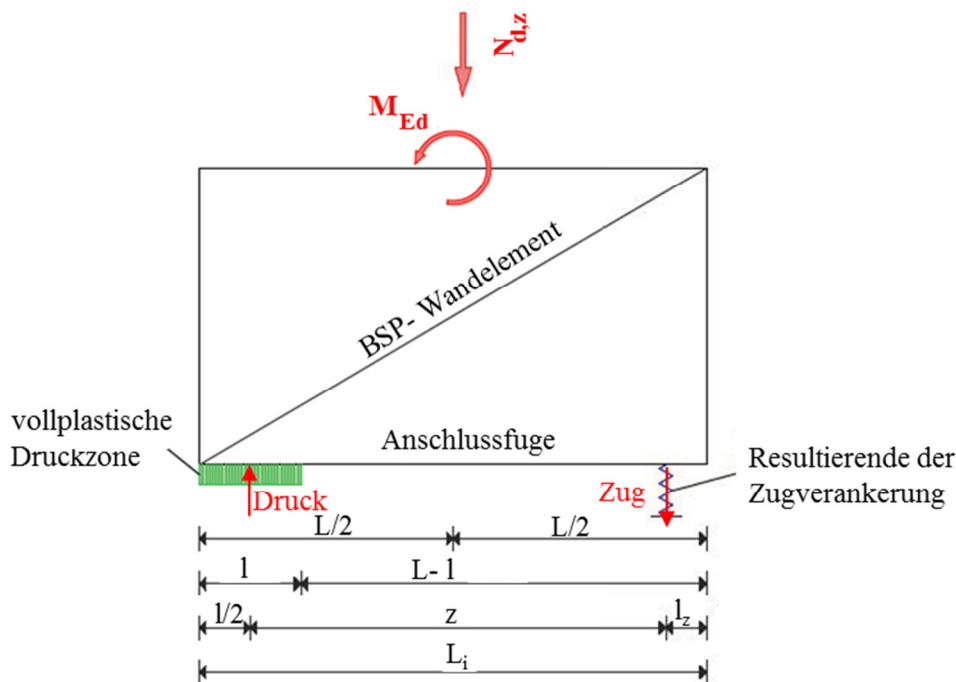


Abbildung 3.20: statischen Modell für die Berechnung der Auflagerkräfte [26]; (Abb.3.6)

Im Weiteren wird das Modell anhand des **Anschlusses Wand-Fundament** näher erläutert. Als ersten Schritt muss die vorhandene Drucknormalkraft in den Schwerpunkt der Verankerung geschoben werden und eine Momentenbilanz gebildet werden.

- Berechnung der resultierenden Druckkraft zufolge der vertikalen Lasten [26]

$$N_{d,z} = n_{d,z} \cdot L_i \quad (3.23)$$

$n_{d,z}$ Normalkraft (Linienschnittgröße)

L_i Länge der Anschlussfuge i

- Bilden des Momentes um den Schwerpunkt der Zugverankerung [26]

$$M_{d,neu} = M_{Ed} + N_{d,z} \cdot \left(\frac{L_i}{2} - l_z \right) \quad (3.24)$$

l_z Abstand der resultierenden Widerstandskraft aller Zuganker

- Berechnung des inneren Hebelarms z [26]

Die Ermittlung des inneren Hebelarms z erfolgt in dieser Anschlussfuge über den Nachweis Druck in Faserrichtung.

$$\frac{F}{A_n} = 1,00 \quad (3.25)$$

$f_{c,0,d}$

A_n Nettofläche

$f_{c,0,d}$ Bemessungswert der Druckfestigkeit in Faserrichtung

mit

$$F = \frac{M_{d,neu}}{z} \quad (3.26)$$

$$A_n = b_n \cdot l \cdot (L_i, z, l_z) \quad (3.27)$$

b_n Nettobreite

Bei Ermittlung der Nettofläche werden nur jene Schichten berücksichtigt, deren Faserrichtung in z-Richtung verlaufen. Nach einsetzen von F und A_n in Gleichung (3.25) lassen sich über eine quadratische Gleichung die Werte z_1 und z_2 berechnen, wobei mit z_1 der inneren Hebelarm bezeichnet wird, da z_2 beim Einsetzen von vorhandenen Werten der Wandlänge, Lage der resultierenden Verankerungskraft und Biegemoment zu unrealistischen Ergebnissen führt [26].

- Berechnung der resultierenden Zugkraft [26]

$$F_{1,d,ges} = \frac{M_{d,neu}}{z_1} - N_{d,z} \quad (3.28)$$

Die Berechnung der erforderlichen Zuganker n erfolgt nach Gleichung (3.29), wobei $R_{1,d}$ die maximal übertragbare Kraft eines Verbindungsmittels darstellt.

$$n = \frac{F_{1,d,ges}}{R_{1,d}} \quad (3.29)$$

Die Berechnung der **Anschlussfuge Wand-Decke** erfolgt analog zu der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte. Der einzige Unterschied für die Ermittlung des inneren Hebelarms besteht darin, dass nicht der Nachweis Druck in Faserrichtung, sondern der Nachweis der Auflagerpressung herangezogen wird [26].

3-2 HOLZRAHMENBAU

In diesem Kapitel wird auf die Holzrahmenbauweise näher eingegangen. Zu Beginn werden die Eigenschaften dieser Bauweise erläutert und am Ende wiederum das Berechnungsverfahren gezeigt.

3-2.1 ÜBERBLICK

Entstanden ist der Holzrahmenbau in Nordamerika. Grundlage für dieses Bausystem bot das traditionelle Fachwerk der europäischen Einwanderer. Die Bauweise erreichte über Skandinavien schließlich ca. 1790 Mitteleuropa [27] [28]. Es handelt sich bei dieser Bauweise um eine Leichtbauweise, welche sich durch einen hohen Standardisierungsgrad auszeichnet [5] [27]. Durch den hohen Standardisierungsgrad, einfache Verbindungen und optimierter Materialeinsatz, entsteht die hohe Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise. Der Holzrahmenbau setzt sich aus Holzrippen, Beplankung und ihrem meist duktilen Verbund zusammen. Erst durch das Zusammenwirken der Bauteile kann die Holzrahmenkonstruktion als Scheibe bzw. Platte wirken [13]. Wegen des geringen Eigengewichtes des Holzrahmenbaus wird dieser häufig zur Aufstockung herangezogen [27]. In Abbildung 3.21 sind die Bauteile der Holzrahmbauweise zu sehen.

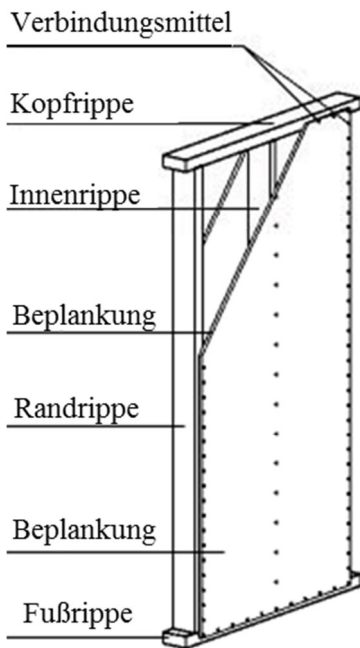


Abbildung 3.21: Bauteile des Holzrahmenbau [29]; (Abb.0-3)

Im Folgenden werden die verwendeten Materialien sowie die Standardabmessungen der einzelnen Bauteile erläutert. Dabei werden die Fuß-, Innen-, Rand-, und Kopfriple unter den Begriff „Rahmen“ zusammengefasst.

3-2.1.1 Rahmen

Für den Rahmen wird hauptsächlich Voll- oder Brettschichtholz der Holzart Fichte oder Tanne der Festigkeitsklasse C24 verwendet. Eine bessere Formstabilität wird durch den Einsatz von Brettschichtholz erreicht [28].

Übliche Abmessung des Rahmens: [28]

- Breite der Rippen 60, 80, 100, 120 mm
- Breite der Randrippen 60 mm (generell); 80 mm (bei Plattenstoß)
- Höhe der Rippen 180, 200, 220 ,240 mm

3-2.1.2 Beplankung

Als Beplankungsmaterial werden u.a. Dreischichtplatten, Spannplatten, Gipsfaserplatten, Furnierplatten, oder OSB-Platten verwendet. Die Beplankung kann einseitig, außen oder innen, oder beidseitig am Rahmen aufgebracht werden. In der heutigen Baupraxis erfolgt die Aufbringung meist innen, da dies bauphysikalische Vorteile mit sich bringt [28].

Beplankungsmaterialien mit üblichen Stärken: [28]

- Dreischichtplatte 27 mm
- OSB- Platte 22 mm
- Massivholzschalung 22 mm
- Spanplatte 25 mm [28]

3-2.1.3 Verbindungen

Verbindung zwischen Rippen und Beplankung sowie der Rippen untereinander

Heute erfolgt die Verbindung zwischen Rippen und Beplankung über Nägel mit geringem Durchmesser und Klammern. Seltener kommen Klebung und Holzschrauben zum Einsatz [27] [30]. Der Abstand der Verbindungsmittel entlang den Beplankungsrändern muss konstant sein, und darf bei Klammern und Nägeln den maximalen Abstand von $a_v = 150$ mm nicht überschreiten [31]. Die Verbindungsmittel zwischen Rahmen und Beplankung sorgen für die Duktilität dieser Bauweise [14]. Die Verbindung der Rippen untereinander erfolgt meist über Klammern [5] [27].

Verankerung der Wände

Die Übertragung der Schubkräfte kann über einen kontinuierlichen Anschluss der Fußrippe erfolgen, wobei in diesem Fall schon ein Teil der Zugkräfte übertragen wird [27] [28]. In Nordamerika und Skandinavien erfolgt die Übertragung der resultierenden Zugkraft über eine kontinuierliche Verankerung der Fußrippe, während in Deutschland die Zugrippe (äußerste Randrippe unter Zugbelastung) direkt verankert wird [30]. Zur Verankerung werden meist Flacheisen, Rundstähle oder Lochbleche verwendet. Für die Befestigung am Fundament werden verschiedene Dübel- oder Ankersysteme eingesetzt. Geeignet sind z.B. Segment-, Schwerlast- und Verbundanker [27] [28].

Die Verankerung der oberen Geschosse kann mit Hilfe von durchlaufenden Zugbändern oder untereinander verbundenen Holzwerkstoffplatten erfolgen [28].

Wie Abbildung 3.22 zeigt, hat die Wandlänge großen Einfluss auf die zu übertragenden Kräfte. Bei einer kurzen Wand entstehen auf Grund der ungünstigeren Hebelverhältnisse (Wandhöhe/Wandbreite) wesentlich größere Auflagerkräfte als bei einer langen Wand [27].

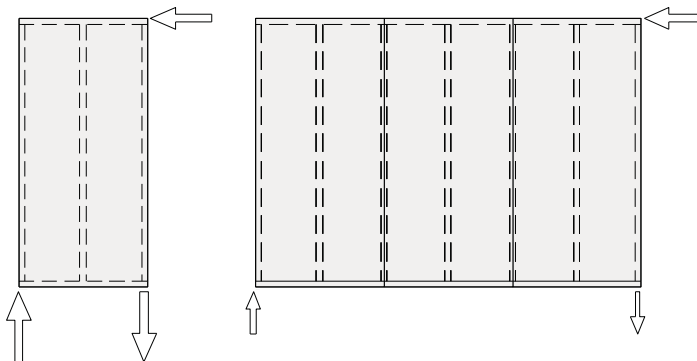


Abbildung 3.22: Verankerungskräfte bei unterschiedlicher Wandlänge [27]

3-2.1.4 Elemente des Holzrahmenbaus

Dachfläche

Für die Aussteifung der Dachflächen werden Windverbände aus Massivholz, Windrispenbänder aus Stahl, Massivholzschalung mit Nut und Feder oder Holzwerkstoffplatten verwendet. Der Vorteil von Windverbänden mit Massivholz ist, dass sowohl Druck- als auch Zug aufgenommen werden kann, während Windrispen nur Zugkräfte übertragen können. Allerdings sollte bei Verwendung einer Massivholzschalung die Anordnung beachtet werden. Durch eine diagonale Anordnung ergibt sich die günstigste Wirkung. Bei Anordnung parallel zur Traufe ergibt sich erst nach großer Verformung eine Wirkung [28].

Wände

Bei Wänden übernimmt die Beplankung die aussteifende Aufgabe. Durch den kraftschlüssigen Verbund zwischen Rahmen und Beplankung werden Schubfelder ausgebildet. Diese Schubfelder leiten die horizontalen Lasten weiter. Dabei spielt es keine Rolle, ob sich die Beplankung außen- oder innenseitig befindet [28] Beachtung ist dem Anschluss von nichttragenden Wänden zu den Geschossdecken zu schenken, da der Anschluss nur konstruktiv ausgeführt werden darf, d.h. es muss verhindert werden, dass vertikale oder horizontale Kräfte übertragen werden [27]. Dies ist wichtig, da im Falle eines Erdbebens das Verhalten einer Tragstruktur von ihrer Steifigkeit und Masse bestimmt wird; die Steifigkeit wird wiederum von der Art und Anordnung der tragenden Bauteile beeinflusst.

Stützen

Sind Stützen vorhanden, werden diese als Pendelstützen ausgeführt, d.h. oben und unten gelenkig verbunden. Nur in seltenen Fällen laufen die Stützen über mehrere Geschosse [27].

Decken

Die benötigte Aussteifung bei Geschossdecken erfolgt über Holzwerkstoffplatten, Massivholzschalungen oder aus Vollholzelementen. Die Deckenscheibe, welche auf Schub und Biegung beansprucht ist, wird im notwendigen Abstand mit Rillennägeln oder Schrauben mit den Deckenrippen verbunden (siehe Abbildung 3.23). Die Deckenrippen übernehmen bei den Deckenscheiben die Gurtkräfte d.h. sie werden als Gurte der Deckenscheibe herangezogen. Dabei ist sicherzustellen, dass die Rippen entweder durchlaufen oder entsprechende Zug- oder Druckstöße aufweisen. Schubkräfte werden anschließend in die Wandscheiben eingeleitet. Sind Aussparungen wie z.B. Treppenöffnungen vorhanden müssen diese bei dem Kraftfluss berücksichtigt werden [28].

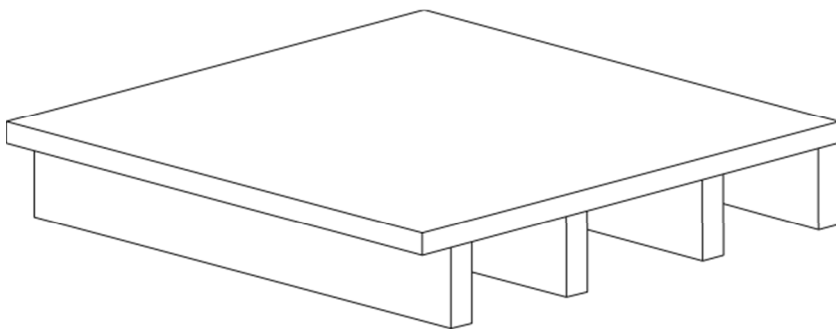


Abbildung 3.23: Holzrahmenbaudecke; vergleiche [28]; (b15)

3-2.1.5 Rastermaß

Im Holzrahmenbau ist ein bestimmtes Rastermaß nicht zwingend vorgegeben. Allerdings wird meist ein Rastermaß von 62,5 cm verwendet, da dieses mit den handelsüblichen Abmessungen der Beplankungswerkstoffe korrespondiert [30]. Die übliche Breite der Werkstoffplatten beträgt 125 cm, somit verläuft die Beplankung über zwei Rippenfelder, wie in Abbildung 3.21 zu sehen ist. Bei der Wahl des Rastermaßes sollten aber noch folgende weitere Kriterien berücksichtigt werden: Maß der Öffnungen, Fassadengliederungen und Raumaufteilung [28] [27] [5].

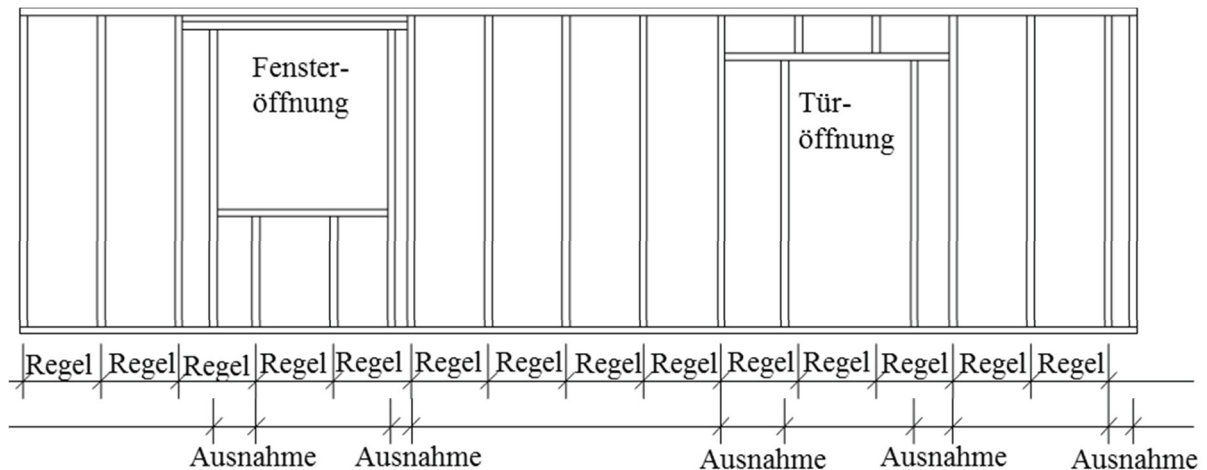


Abbildung 3.24: Rastermaß [27]; (Abb.2.02)

3-2.1.6 Konstruktionsarten

Es gibt unterschiedliche Konstruktionsarten, um einen Holzrahmenbau zu errichten, in Nordamerika werden Holzrahmenbauten meist vor Ort aus Rippen und Beplankung zusammengesetzt. Eine weitere Möglichkeit wird in Deutschland als Holztafelbau bezeichnet und zur Fertighauserstellung verwendet. Bei dieser Variante werden Dach-, Decken- und Wandtafeln vorgefertigt und vor Ort nur noch verbunden. Meist treten allerdings Mischformen der beiden Konstruktionsarten auf [30].

Im Folgenden werden drei Konstruktionsweisen kurz erläutert.

Plattform-Bauweise

Bei dieser Bauweise wird die Geschossdecke unmittelbar auf der Kopfrippe der Außenwand aufgelegt. Die Wand des darauffolgenden Geschosses wird dann unmittelbar auf den Rand der Decke gestellt, dadurch entstehen geschossweise Ebenen. Diese Baumethode wird in der Praxis hauptsächlich eingesetzt [27].

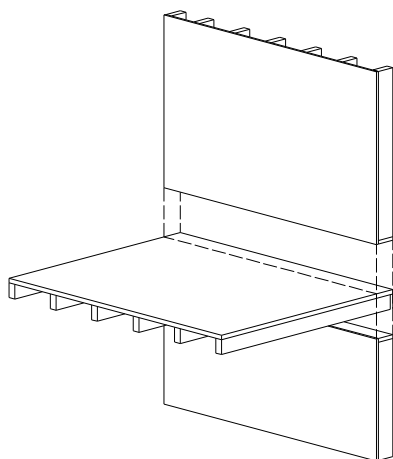


Abbildung 3.25: Plattform-Bauweise, Geschossstoß [27]; vergleiche (Abb.2.04)

Ballon-Bauweise:

Bei dieser Bauweise laufen die Holzständer der Wandkonstruktion ungestoßen über die gesamte Außenwandhöhe. Die Decke wird auf der Innenseite auf Randbohlen, meist in Verbindung mit unterstützenden Knaggen oder Ständern aufgelegt. Häuser in dieser Bauweise weisen geringe Setzungen auf. Dies liegt daran, dass die senkrecht zur Faserrichtung beanspruchten Hölzer auf Fußrippe und

Kopfrippe begrenzt sind. Bei der Montage ist diese Bauweise allerdings aufwendiger und aufgrund der großen Elementabmessungen im Regelfall auf maximal zweigeschossige Gebäude begrenzt [27].

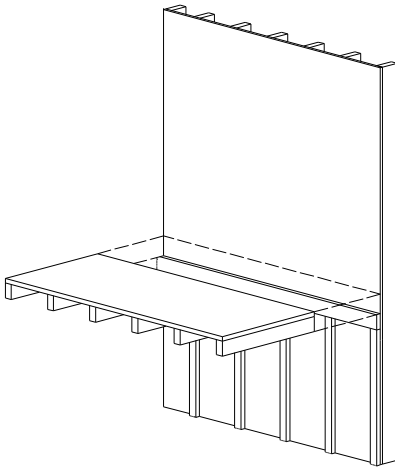


Abbildung 3.26: *Ballon-Bauweise, Geschossstoß* [27]; vergleiche (Abb.2.05)

Quasi-Ballon-Bauweise:

Im Gegensatz zu der Ballonbauweise wird die Verwendung gebäudehoher Wandelemente vermieden. Der Geschossstoß erfolgt knapp oberhalb der Rohdecke, dies schafft wirtschaftliche Abmessungen der Wandelemente. Aufgrund der geringen Setzungen eignet sich diese Bauweise sehr gut für mehrgeschossige Bauwerke. Deckenbauteile werden meist auf Randbohlen, die an den Holzständern der Außenwand befestigt und durch Knaggen unterstützt sind, aufgelagert [27].

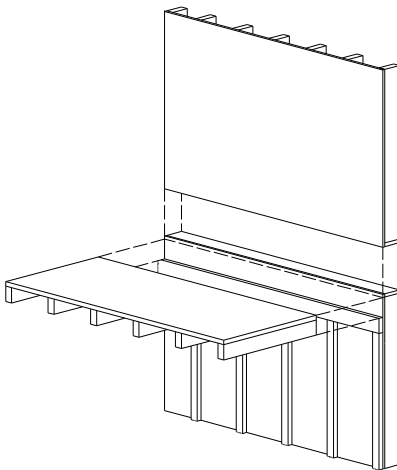


Abbildung 3.27: *Quasi-Ballon-Bauweise, Geschossstoß* [27]; vergleiche (Abb.2.06)

3-2.1.7 Lastabtragung

Im Folgenden wird die Lastabtragung für eine Holzrahmenbauwand näher erläutert.

Die Steifigkeit einer Wand hängt im Wesentlichen von deren Länge ab [27]. Wird eine Wand durch eine Kraft in ihrer Ebene belastet wird die angreifende Belastung von den Rippen über die Verbindungsmittel auf die aussteifende Beplankung weiter geleitet. Die horizontale Tragfähigkeit der Wand wird daher maßgebend von der Anzahl der Verbindungsmittel zwischen der Kopfrippe und der Beplankung bestimmt [27]. In weiterer Folge wird die Belastung über Zug- und Druckkräfte in das Fundament geleitet.

Wie schon erwähnt, dient die Beplankung der Aussteifung des Systems. Die auftretenden vertikalen Lasten müssen daher vom Rahmen abgetragen werden [30] [27]. Dabei ermöglicht das Rastersystem die vertikalen Lasten aus z.B. Deckenbalken oder Sparren direkt in die darunterliegenden vertikalen Rippen einzuleiten. Die Lastübertragung erfolgt dabei durch Kontaktstöße der Rippen. Die horizontalen Rippen (Kopfrippe, Fußrippe) werden im Regelfall nur im Sturzbereich von Türen und Fenstern auf Biegung belastet [30]. Ebenfalls erzeugen die vertikalen Lasten (im Kontaktstoß z.B. Randrippe-Fußrippe) in den horizontalen Rippen Querdruckspannungen. Diese sind maßgebend für die maximal aufnehmbaren Lasten der Wände. Wie hoch die Querdruckspannungen sind, hängt von den auftretenden Lasten und dem Stützenquerschnitt ab, die Querdruckfestigkeit von der Holzart sowie der Vorholzausbildung der horizontalen Rippe. Die aus der Querpressung resultierenden Setzungen, müssen bei der Planung berücksichtigt werden [27] [28].

Das Zusammenwirken von Rahmen und Beplankung wirkt sich auch auf das Beulen der Platte und Knicken der Rippen positiv aus. Durch das gegenseitige Aussteifen wird bei der Platte das Beulen und bei den Rippen das Knicken in der Rahmenebene verhindert [13]. Somit wird bei den Rippen, unter Verwendung von Standardabmessungen, nur der Nachweis Biegeknicken um die starke Achse notwendig [28].

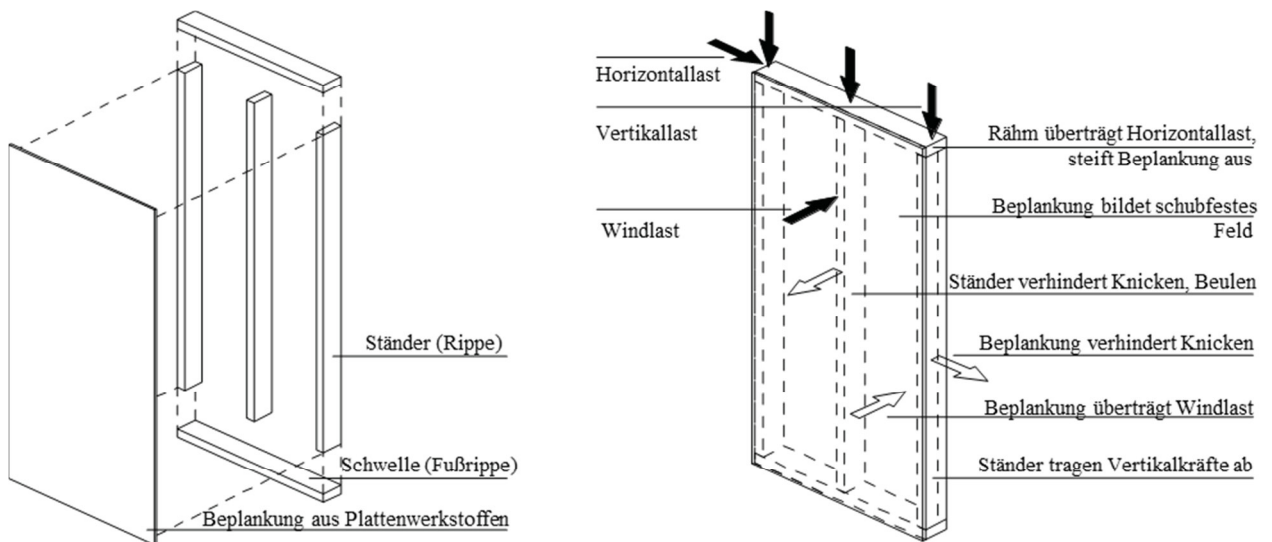


Abbildung 3.28: Aufbau und Lastabtragung im Holzrahmenbau [27]; (Abb.1.10/Abb.1.11)

3-2.2 NACHWEISFÜHRUNG

Für die Handrechnung geeignete Verfahren sind zum einen die Schubfeldmethode in DIN 1052:2004-08 und zum anderen die Erläuterungen zu EC 5. Allerdings kann mit diesen Berechnungsmethoden nur die untere Grenze der Traglast für Holzrahmentragwerke angegeben werden [32].

Die Schubfeldmethode diente zunächst der Bestimmung der Tragfähigkeit von Leichtbaukonstruktionen im Flugzeugbau, und geht auf **Ebner (1933)** [33], [34] zurück. Später wurde die Methode von **Hertel (1960)** [35] und **Schnell/Czerwenka (1970)** [36] für die praktische Anwendung im Stahlleichtbau aufbereitet. [13] Die Anwendung der Schubfeldtheorie für aussteifende Scheiben im Holzrahmenbau wurde von **Schulze und Schönhoff (1989)** [37] vorgeschlagen und von **Kessel (2003)** [38] [39] grundlegend definiert und erläutert [13].

Diese Methode basiert auf der Annahme, dass die Längssteifigkeit der Schubfelder vernachlässigbar ist. Daher erhalten die Schubfelder nur Schubbeanspruchung. Beim gedanklichen Freischneiden der Schubfelder von den Rippen erhält man an den Rändern der Felder einen konstanten Schubfluss s_0 . Durch den Schubfluss s_0 erhalten die Rippen nur Normkraftbeanspruchung. Diese Methode ist allerdings nur bedingt oder gar nicht anwendbar, wenn die Holzrahmenkonstruktionen planmäßig große Krümmungen der Rippen aufweisen. Dabei werden in der Regel die äußeren Lasten nicht nur über die Schubfeldwirkung, sondern auch über die Biegetragfähigkeit der Rippen abgetragen [13].

Bei sehr dünnen Beplankungen ist keine ausreichende Schubtragfähigkeit mehr vorhanden und daher die Schubfeldmethode nicht anwendbar. In diesem Fall kann der Spannungszustand mit Hilfe der Zugfeldtheorie unter Berücksichtigung überkritischer Tragreserven sowohl nach **Hertel (1960)** [35] als auch nach **Sandau-Wietfeldt (2007)** [29] bestimmt werden.

In seiner Dissertation beschäftigt sich **Hall (2012)** damit, alternativ zur Schubfeldmethode und zu den aufwendigen nichtlinearen FE- Modellierungen neue Methoden aufzuzeigen, mit welchen Spannungs- und Verformungszustände von scheibenartig beanspruchten Holztafelkonstruktionen mit angemessenem Aufwand bestimmt werden können. Dabei wird unter anderem auch das duktile Verhalten des Verbundes und der Verankerung mitberücksichtigt. Die in der Arbeit vorgestellten Methoden sind auf Wand-, Decken- und Dachtafeln anwendbar und es können sowohl elastische als auch plastische Grenzzustände von Holzrahmenkonstruktionen bestimmt werden. [13]

3-2.2.1 Schubfeldmethode [31]

Die Schubfeldmethode selbst wurde bereits kurz erläutert. In diesem Kapitel erfolgt nun die Beschreibung der Nachweisführung wie sie auch in [31] zu finden ist. Es wird vorausgesetzt, dass alle Verbindungsmittel dieselbe Beanspruchung erhalten und entlang des Randes in die gleiche Richtung beansprucht werden. Die Beanspruchung erfolgt nur parallel zur Längsrichtung der Außenrippen. Die Tragfähigkeit der Wand errechnet sich über die Schertragfähigkeit der Verbindungsmittel und über die Beanspruchbarkeit der Beplankung [31].

Folgende konstruktive Regeln müssen eingehalten werden:

„Die Wandelemente müssen an allen Seiten mit Rippen begrenzt sein, die beiden äußeren Stiele eines Wandelements sind zu verankern, der Abstand der Verbindungsmittel entlang des Umfanges jeder Tafel muss konstant sein

- *maximaler Abstand: 150 mm bei Klammern und Nägel, 200 mm bei Schrauben,*
- *minimaler Abstand: 8,5 d bei Schrauben und Nägel, 10 bzw. 15 d bei Klammern,*
die Breite jeder Tafel muss mindestens h/4 betragen.“ [31]

Drei mögliche Versagensformen werden bei der Ermittlung der Tragfähigkeit $F_{v,Rd}$ berücksichtigt.

- Tragfähigkeit der Verbindungsmittel auf Abscheren
- Schubtragfähigkeit der Beplankung
- Beulen der Beplankung

$$F_{v,Rd} = \min \left\{ \frac{F_{f,Rd} \cdot b \cdot c}{s}, \kappa_{pl} \cdot f_{v,d} \cdot b_r \cdot t \right\} \quad (3.30)$$

mit

$F_{f,Rd}$ Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels
 b Breite des Wandelements
 h Höhe des Wandelements
 s Abstand der Verbindungsmittel

$$c = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ für } b \geq h/2 \\ \frac{b}{h/2} \text{ für } b < h/2 \end{array} \right\}$$

κ_{pl} Beiwert zur Berücksichtigung des Plattenbeulens und des Einflusses von Nebenspannungen

$$\kappa_{pl} = \min \left\{ \frac{35 \cdot t}{b_r}; 0,33 \text{ einseitig beplankt}, 0,5 \text{ beidseitig beplankt} \right.$$

$f_{v,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit der Beplankung
 t Dicke der Beplankung
 b_r Abstand der vertikalen Rippen

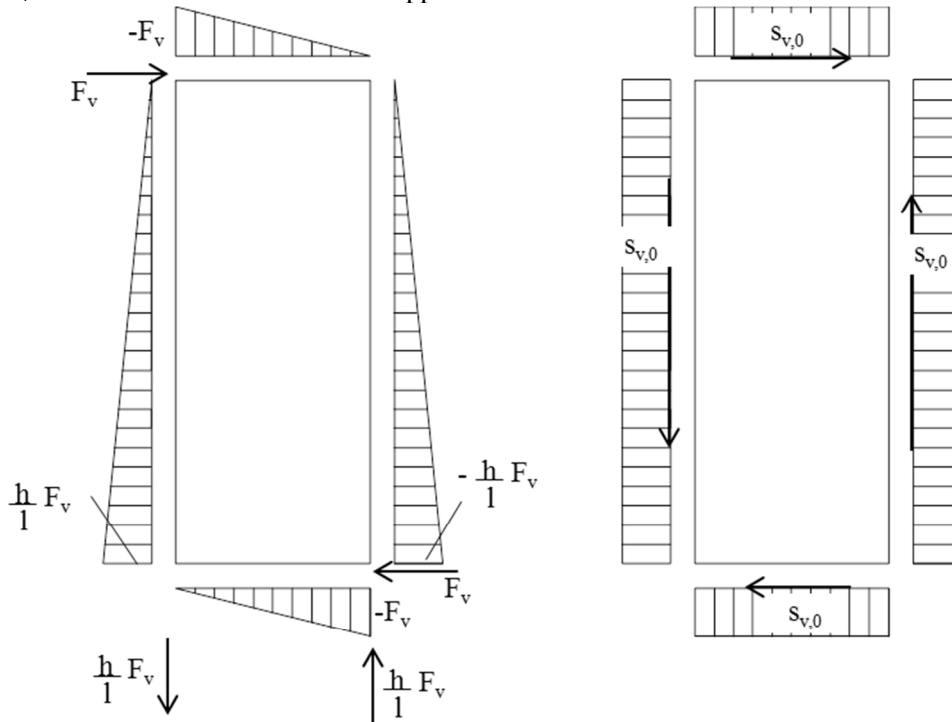


Abbildung 3.29: Beanspruchung der Rippen und der Beplankung unter eine horizontalen Belastung F_v , vergleiche Bild 8/66 bzw. Bild 8/67 [39]

Für die Abtragung einer horizontalen Last, ist folgender Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu führen:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.31)$$

$F_{v,Ed}$ Bemessungswert der einwirkenden Horizontalkraft

$F_{v,Rd}$ Bemessungswert der Tragfähigkeit der Wandscheibe gegenüber horizontalen Einwirkungen

Weitere Nachweise:

- Nachweis druckbeanspruchter Rippen aus der Wandebene
- Schwellenpressung (Nachweis rechtwinklig zur Faser in der Fußrippe)

Folgenden weiteren Punkten ist Beachtung zu schenken: [31]

- Die Tragfähigkeit des Kontaktstoßes Rand- bzw. Innenrippe an Fuß- bzw. Kopfriple (siehe 6.1.5 Druck rechtwinklig zur Faser lt. EC 5 [2]) darf aufgrund des Mitwirkens der Beplankung um 20% erhöht werden.
- Auftretende Zugkräfte sind von Geschoss zu Geschoss weiter zu leiten und zu verankern

3-2.2.2 Nachweisführung nach ÖNORM B 1995-1-1

Wandscheiben

Für die Bemessung von Wandscheiben stehen im EC 5 [2] zwei alternative, vereinfachte Verfahren zur Verfügung. Verfahren A und Verfahren B, wobei laut nationaler Festlegung Verfahren B in Österreich nicht anzuwenden ist. Demzufolge wird im Weiteren auf das Nachweisverfahren A eingegangen [2]. Unter einer Wandtafel werden in diesem Kapitel zwei Rippenfelder mit ihrer Beplankung verstanden.

Verfahren A [2]

Dieses Verfahren ist in der Regel nur anwendbar bei Wandscheiben mit Endverankerung. D.h., dass ein vertikales Bauteil am Scheibenende unmittelbar mit der Unterkonstruktion verbunden ist.

Für die Anwendbarkeit von Verfahren A müssen folgende Bedingungen eingehalten werden:

- Der Verbindungsmittelabstand entlang des Umfanges jeder Platte ist konstant
- Eine Mindestbreite jeder Platte von $h/4$

Die Berechnung der Wandscheibentragfähigkeit jeder Wandtafel unter der Belastung $F_{i,v,Ed}$ errechnet sich folgendermaßen:

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i \cdot c_i}{s} \quad (3.32)$$

$F_{f,Rd}$ Bemessungswert der Beanspruchbarkeit auf Abscheren eines einzelnen Verbindungsmittels

b_i Wandscheibenbreite

s Verbindungsmittelabstand

$$c_i = \begin{cases} 1 & \text{für } b_i \geq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0} & \text{für } b_i < b_0 \end{cases}$$

mit

b_0 $h/2$

h Wandhöhe

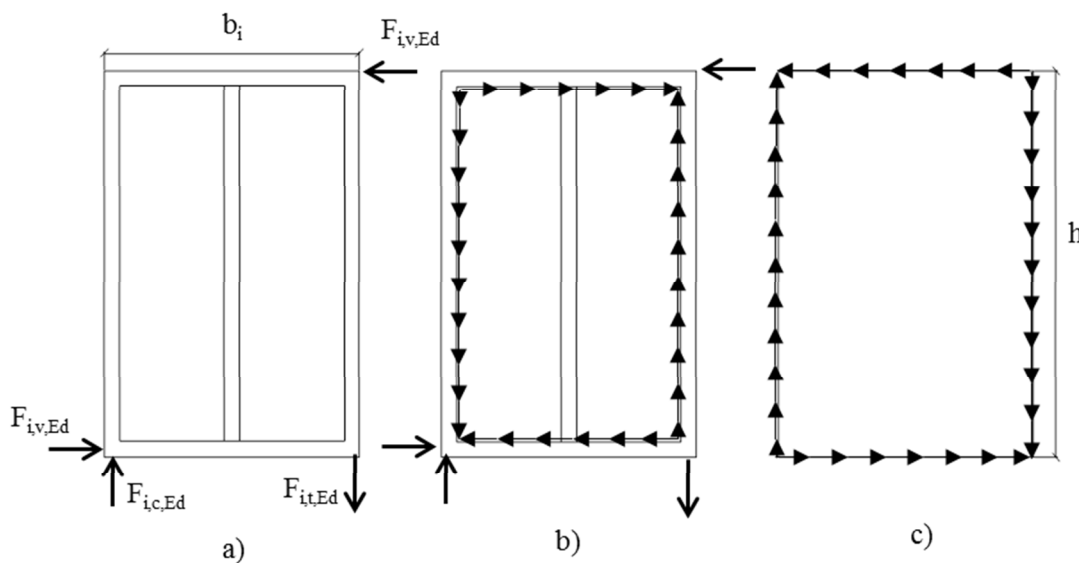


Abbildung 3.30: einwirkende Kräfte auf: a) Wandscheibe; b) Stabwerk; c) Beplankung; vergleiche Bild 9.5 lt. EC 5 [2]

Wird folgende Bedingung eingehalten ist das Beulen der Beplankung infolge der Schubbeanspruchung zu vernachlässigen.

$$\frac{b_{net}}{t} \leq 100 \quad (3.35)$$

mit

b_{net} lichter Abstand zwischen den Pfosten/Rippen
 t Beplankungsdicke

Laut Nationalem Anhang zum EC 5 [2] (Nationale Ergänzung zu ÖNORM EN 1995-1-1:2014 Abschnitt 9.2.4.2 (2)) ist für Wandscheiben auch der Nachweis der Tragfähigkeit der Platten zu führen. Dieser darf vereinfacht als Schubspannungsnachweis in der Beplankung geführt werden. Dabei darf der Schubfluss über die Scheibenlänge als konstant angenommen werden. Eine Verringerung der Schubtragfähigkeit der Platte soll bei einseitiger Beplankung mit 0,33 und bei beidseitiger Beplankung mit 0,5 angenommen werden.

Dieser Abschnitt des EC 5 wurde folgender Maßen interpretiert:

$$F_{v,Rd} = \kappa_{pl} \cdot f_{v,d} \cdot b_{net} \cdot t \quad (3.36)$$

Die angeführte Gleichung (3.36) kann mit Gleichung (3.30) verglichen werden, welche bei der Schubfeldmethode die Schubtragfähigkeit der Beplankung bzw. das Beulen der Beplankung berücksichtigt.

mit

κ_{pl} Beiwert, beidseitige Beplankung 0,5, einseitige Beplankung 0,33

3-3 FACHWERKSYSTEM

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit dem Fachwerkbau. Da in weiterer Folge besonders der japanische Fachwerkbau relevant wird, wird dieser hier ebenfalls näher erklärt.

3-3.1 ÜBERBLICK

Der Fachwerkbau ist eine weitverbreitete Bauweise. Zu finden ist sie vor allem in England, Norddeutschland, Dänemark, Ost- und Mitteleuropa. Es handelt sich bei dieser Bauweise nach [1] um eine Leichtbauweise, die sich im Vergleich z.B. mit der Blockbauweise durch einen geringen Holzbedarf auszeichnet [5] [40] (siehe Abbildung 3.32). Bis Mitte des 19. Jahrhunderts blieb bei Fachwerkbauten das Traggerüst meist sichtbar, erst später wurde diese Bauweise verputzt, um Massivbauten aus Stein und Mauerwerk zu imitieren. Die klassische Fachwerkbauweise mit außen sichtbarem Traggerüst wird heute kaum mehr errichtet [40].

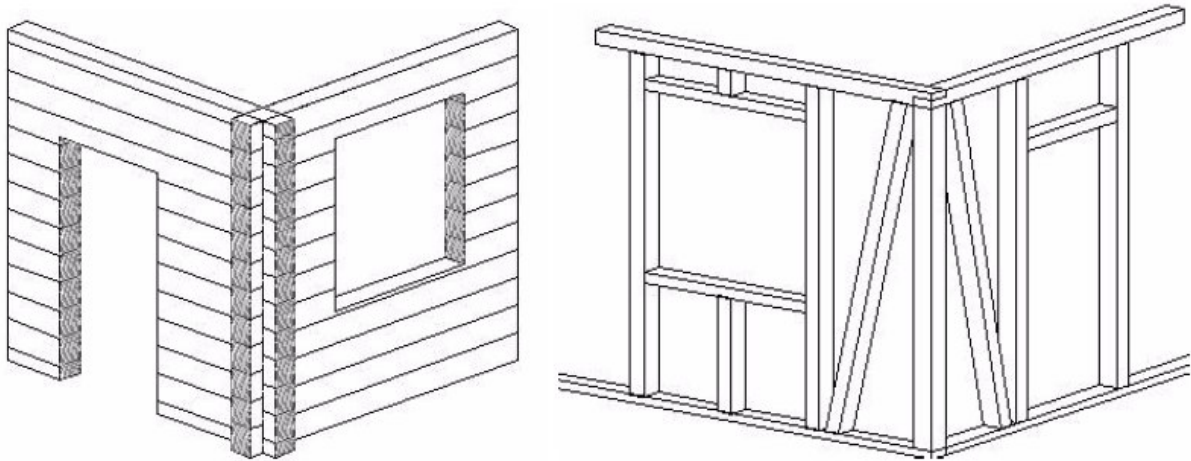


Abbildung 3.32: Blockbauweise und Fachwerkbauweise [5]; (Abb.1.1)

Für landwirtschaftliche Gebäude oder einfache ein- bis maximal zweigeschossige Zweckbauten, sind Fachwerkbauten nach wie vor eine wirtschaftliche Lösung. Mehrgeschossige Gebäude in dieser Bauweise sind aus montage-technischen Gründen sowie aus konstruktiven Gründen und wirtschaftlichen Überlegungen nicht mehr sinnvoll [40].

Merkmale der Fachwerkbauweise [5]

- Gestaltungsfreiheit, d.h. das Traggerippe kann komplett verkleidet oder ein- bzw. beidseitig sichtbar ausgeführt werden
- ein- oder mehrgeschossige Bauwerke möglich
- Aufbau erfolgt Stockweise
- hauptsächlich zimmermannsmäßige Verbindungen (Zapfen, Versatz, Überblattungen)

3-3.1.1 Bauteile der Fachwerkbauweise

Schwelle

Die Schwelle bildet das Verbindungsteil zwischen Boden- und Wandkonstruktion und begrenzt die Fachwerkwand nach unten. Dabei kann die Schwelle entweder auf ihrer ganzen Länge aufliegen (Betondecke) oder nur in kurzen Abständen unterstützt sein, so dass ihre Tragfähigkeit nur gering in Anspruch genommen wird (Balkenlage). Die Ausnahme bildet die Querdruckbeanspruchung in den Anschlussbereichen von Stützen und Streben. Als Holzart kommt meist Fichten- und Tannenholz zum Einsatz. Bei Schwellen mit sehr großer Querdruckbeanspruchung kann aber auch Eichen- und Buchenholz eingesetzt werden [40].

Strebe

Durch die Streben werden die horizontalen Lasten über die Schwellen ins Auflager geleitet und die Fachwerkwand erhält die notwendige Steifigkeit in ihrer Wandebene [40].

Stütze

Die Stützen bilden die vertikalen Bauteile der Fachwerkwand. Sie erhalten Kräfte aus den vertikalen Belastungen sowie aus der direkten Windbeanspruchung, daher sind sie statisch auf Knicken und Biegung belastet. Bei der Berechnung sind vor allem auf Querschnittsschwächungen auf Grund von Zapfenverbindungen zu achten. Die Verankerung der Fachwerkkonstruktion kann mit zugfesten Verbindungen über die Stützen ins Fundament erfolgen [40].

Riegel

Die Riegel sind horizontale Bauteile welche die Wandbekleidung oder deren Unterkonstruktion tragen. Bei hohen Fachwerkwänden können allerdings so genannte „Riegelzüge“ das Ausknicken der Streben und Stützen in der Ebene verhindern. Stütz- und Brüstungsriegel dienen dem Anschlag von Türen und Fenstern sowie der daran angrenzenden Wandbekleidung [40].

Rähm

Der Rähm bildet den oberen Abschluss der Fachwerkwand und hält die Stützen und Streben. Zudem bildet der Rähm die Auflage für Balken oder Sparren. Sie übernehmen somit die Lasten der oben liegenden Geschosse und des Daches und leiten diese an die unteren Stützen und Streben weiter [40].

Als Verbindungen dienen hauptsächlich Zapfen und Versatz da diese günstiger sind als Verbindungen aus Blechform- oder Stahlteilen. Beim Fachwerkbau treten auf Grund der kleinen Abstände der Hölzer nur geringe Beanspruchungen in den Verbindungen auf, und die Übertragung der vertikalen Lasten erfolgt über Kontakt. Zur Sicherung der Verbindungen werden meist Nägel eingesetzt, nur in Ausnahmefällen kommen Holzschrauben, Passbolzen und Einlassdübel zum Einsatz [40].

3-3.1.2 Lastabtragung

Als Grundprinzip des Fachwerks dient ein System gelenkig verbundener und gerader Stäbe, bei dem alle Lasten an den Fachwerkknoten (Verbindungsstellen) eingeleitet werden. Dies entspricht somit einem idealen Fachwerk und es treten in den Stäben nur Druck- und Zugkräfte auf. Je nach Art der Verbindung weisen die Knoten eine gewisse Biegesteifigkeit auf, welche allerdings in der Regel vernachlässigt wird [5].

Die vertikale Belastung wird von den Stützen, die horizontale Belastung von den Streben auf die Schwelle übertragen; in der Schwelle kommt es dadurch zu einer Querdruckbelastung. Über die Schwellen kann die Schubbelastung über Verbindungen in das Fundament eingeleitet werden, die Zugbelastung kann über Zuganschlüssen an den Stützen weitergeleitet werden.

3-3.2 TRADITIONELLER JAPANISCHER FACHWERKBAU

Ein typisches Wandsystem im japanischen Fachwerkbau setzt sich aus drei Stützen (Hashira) mit einem Achsabstand von 910 mm, einem Rähm (Moya) einer Schwelle (Dodai) und Streben zusammen. Zwischen den Stützen können sich noch weitere kleinere Stützen befinden die sogenannten Mabashira. Streben werden zur Aussteifung des Systems seit dem späten 18. Jahrhundert eingesetzt. Dabei wird unterschieden ob zwei Streben (Kata sujikai) oder vier Streben (Tasuki sujikai) zum Einsatz kommen (siehe Abbildung 3.33). Durch die Anordnung der Stützen ergibt sich das fixe Rastermaß von 910 mm bzw. 2x455 mm. Als primäre Verbindung werden bei der japanischen Bauweise Zapfenverbindungen eingesetzt [41]. Diese können durch zusätzliche Stahlbleche bzw. auch durch zusätzliche Nägel verstärkt werden [42].

Übliche Bauteilabmessungen:

Stütze (Hashira)	105x105 mm
Stütze (Mabashira)	30x105 mm
Rähm	105x105 mm
Schwelle	105x105 mm
Strebe	45x90 mm

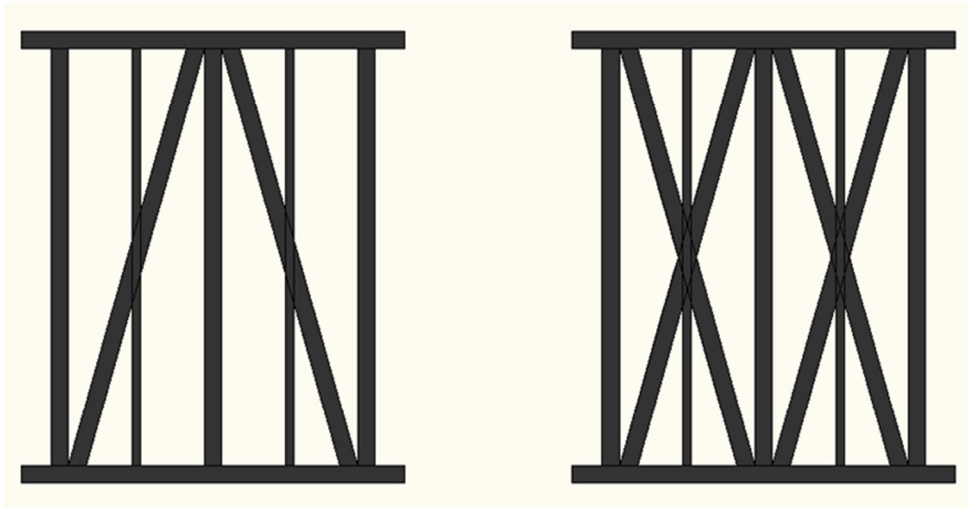


Abbildung 3.33: Wand mit zwei (Kata sujikai) und vier (Tasuki sujikai) Streben zur Aussteifung [43]; (Figure 1.6)

Das folgende Bild zeigt das Rastermaße eines Wandsystems.

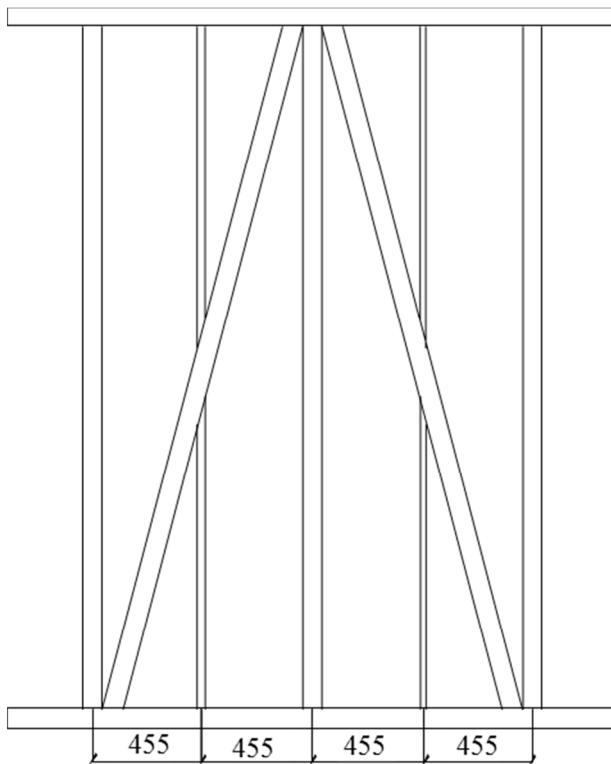


Abbildung 3.34: übliches Rastermaß eines japanischen Wandsystems [43]; (Figure 2.8)

Zur Aussteifung können anstatt der Streben auch Kopfbänder, Sperrholzplatten und Gipskartonplatten zum Einsatz kommen, wie in Abbildung 3.35. zu sehen ist [44]. Werden Werkstoffplatten zur Aussteifung herangezogen werden diese mittels Nagelverbindung mit dem Rahmen verbunden. Die Verankerung der Zugkraft erfolgt über Ankersysteme [42].

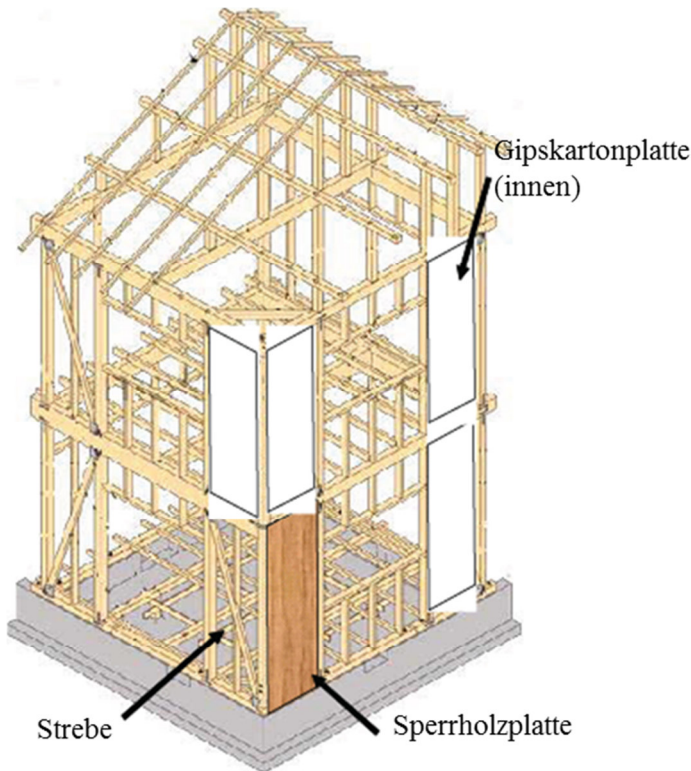


Abbildung 3.35: japanisches Fachwerk ausgesteift mit Streben, Sperrholzplatten und Gipskartonplatten [44]; (Figure 1)

3-3.2.1 Verbindungen

Als Verbindungen des traditionellen japanischen Fachwerkbaus kommen hauptsächlich zimmermannsmäßige Verbindungen zum Einsatz, die durch Stahlblechteile verstärkt werden. Anstelle der manuellen Fertigung durch einen Zimmermann werden diese Holzverbindungen in so genannten „Precut“ – Fabriken vorgefertigt. [45]

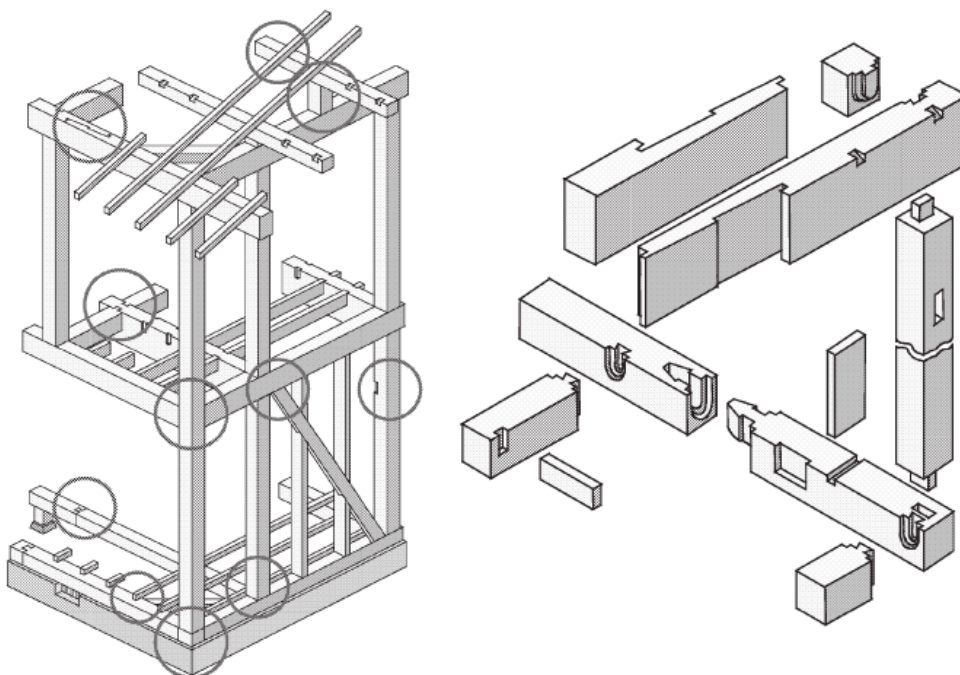


Abbildung 3.36: Positionen und Formen von Holzverbindungen des japanischen Holzhauses [45], (Fig.1)

Im Folgenden werden mögliche Anschlüsse anhand von Bildern gezeigt. Der Anschluss der Strebe zu Rähm und Schwelle kann unterschiedlich erfolgen. In Abbildung 3.37 werden einige Anschlussmöglichkeiten gezeigt [43].

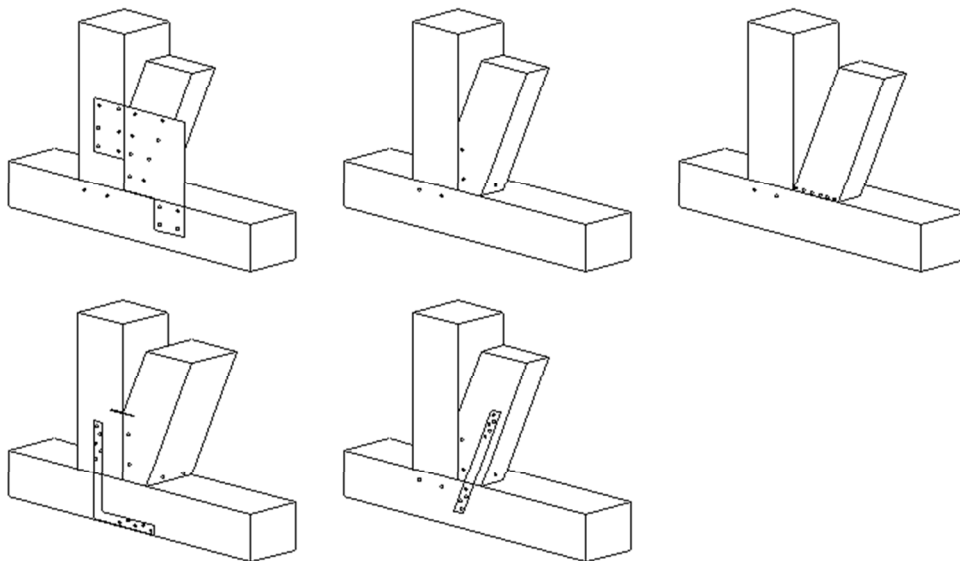


Abbildung 3.37: Anschlüsse von Strebe an Rähm und Schwelle [43]; (Figure 2.9)

Der Anschluss der Stütze an die Schwelle erfolgt über Zapfen, als Verstärkung dient ein T- Stahlblech mit Nägeln, siehe Abbildung 3.38. Der Anschluss der kleinen Stützen (Mabashira) an die Schwelle erfolgt über Nägel, während der Anschluss an den Rähm über eine Zapfenverbindung erfolgt, siehe Abbildung 3.38 [43].

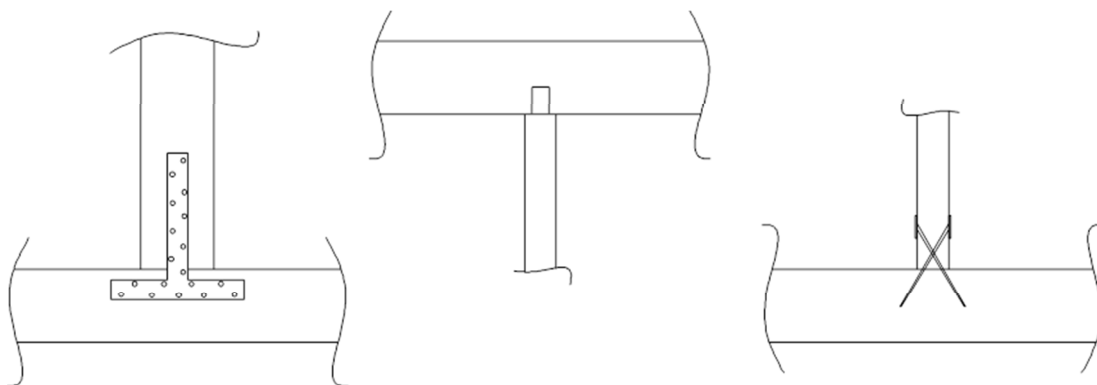


Abbildung 3.38: Anschluss der Stütze an die Schwelle [43]; (Figure 3.3); sowie Anschluss Mabashira an Rähm und Schwelle [43]; (Figure 3.6/ Figure 3.7)

3-3.3 NACHWEISFÜHRUNG NACH ÖNORM B 1995-1-1

Im EC 5 [2] gibt es keinen gesonderten Abschnitt für die Berechnung von Fachwerkbauten, nur in Abschnitt 5.4.3 ist eine vereinfachte Berechnung für Fachwerke in Nagelplattenbauweise zu finden. Ansonsten sind somit die in Abschnitt 6 (Grenzzustände der Tragfähigkeit) erforderlichen Querschnittsnachweise (Abschnitt 6.1), Nachweise für Querschnitte unter Spannungskombinationen (Abschnitt 6.2) sowie die Nachweise für die Stabilität von Bauteilen (Abschnitt 6.3) zu führen. Ebenso sind die notwendigen Nachweise in Abschnitt 7 (Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit) zu überprüfen.

KAPITEL 4: BERECHNUNG/ MODELLIERUNG

4-1 BEMESSUNG

Im folgenden Kapitel wird die maximal übertragbare horizontale Belastung für eine Fachwerkwand, Holzrahmenbauwand und Brettsperrholzwand unter Scheibenbeanspruchung berechnet. Um einen anschließenden Vergleich zu ermöglichen, weisen alle Systeme eine Scheibenbreite von 105 mm auf.

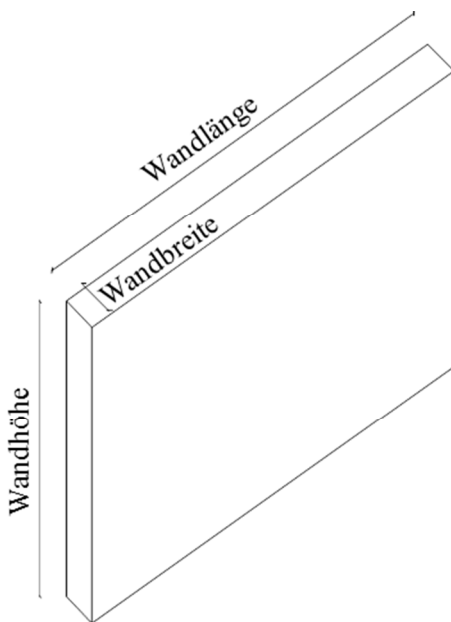


Abbildung 4.1: Definitionen

Weitere Belastungen bleiben unberücksichtigt. Die angenommenen Querschnitte sind den entsprechenden Unterkapiteln zu entnehmen. Die Wandlänge für diesen Vergleich beträgt für alle Systeme 4,0 m die Wandhöhe 2,5 m. Als Basismaterial kommt Nadelholz der Festigkeitsklasse C24 zum Einsatz. Die Wandhöhe ergibt sich auf Grund der Abmessung des gewählten Beplankungsmaterials der Holzrahmenbauwand, weiter Abmessungen für OSB 3 sind in [46] zu finden.

Brettsperrholzwand:

Laut Nationalem Anhang im EC 5 [2] ist ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 1,25$ anzunehmen. Ebenso muss auf Grund der Annahme, dass es sich bei der horizontalen Belastung um Wind handelt, KLED „kurz“, und bei der angenommenen NKL 1 ein Modifikationsbeiwert von $k_{mod} = 0,9$ angesetzt werden.

Fachwerkwand/Holzrahmenbauwand:

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_M für Vollholz ist laut [2] mit 1,30 anzunehmen. Der Modifikationsbeiwert beträgt ebenfalls $k_{mod} = 0,9$.

Als Beplankung der Holzrahmenbauwand wird OSB 3 verwendet. OSB 3 kann für NKL 1 und NKL 2 eingesetzt werden, beim Einsatz in NKL 1 und bei der Annahme KLED „kurz“ ergibt sich ein k_{mod} -Wert von 0,9. Für OSB muss nach [2] ein Teilsicherheitswert γ_M von 1,20 angesetzt werden.

Zur Übertragung der Auflagerkräfte werden für alle Wandscheiben Zuganker und Schubwinkel verwendet. Als Zuganker kommen Simpson Strong-Tie® HTT22 Zuganker [47] zum Einsatz, und zur Übertragung der Schubkräfte werden Simpson Strong-Tie® AE116 Winkelverbinder [48] verwendet. Dafür stehen aus bereits abgeschlossenen Versuchen an der TU-Graz Kraft-Verschiebungsdiagramme zur Verfügung, siehe Abbildung 4.2. Diese werden allerdings erst bei der genaueren Modellierung der Systeme benötigt (siehe Abschnitt 4-2).

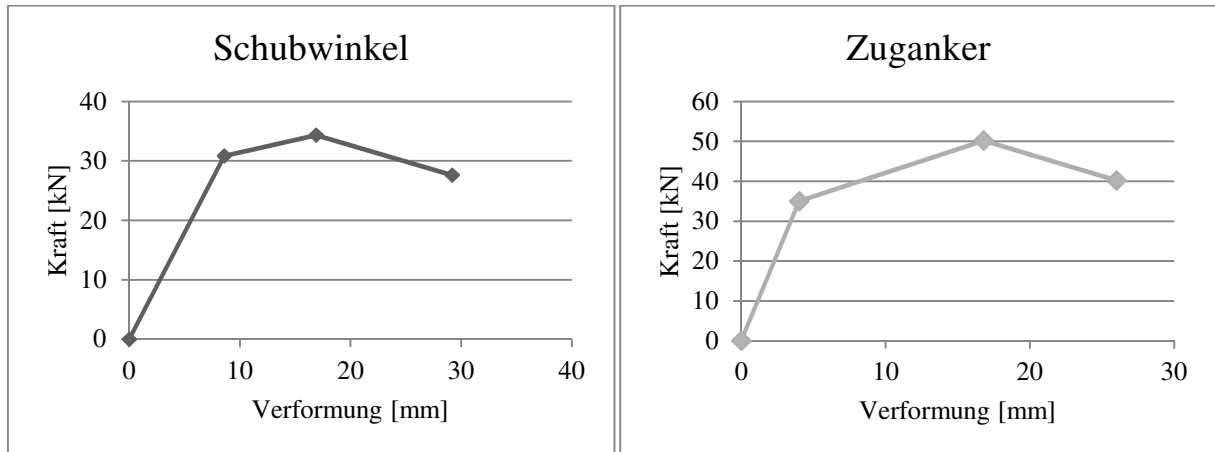


Abbildung 4.2: Kraft-Verschiebungskurve Schubwinkel AE116 mit zwei M12-Bolzen und 14 CNA Rillennägeln; Kraft-Verschiebungskurve Zuganker HTT22 mit einem M16-Bolzen und 15 CNA Rillennägeln

4-1.1 BERECHNUNG FACHWERKWAND

Es wird bei der Fachwerkwand zwischen zwei statischen Systemen unterschieden: System 1 mit zwei Diagonalen und System 2 mit vier Diagonalen; die Berechnung der zwei Systeme erfolgt nach EC 5 [2]. Die gewählten Querschnitte sowie die Systemmaße sind Tabelle 4.1 und Abbildung 4.3 zu entnehmen.

Tabelle 4.1: gewählte Querschnitte Fachwerkwand

Querschnitt	b [mm]	h [mm]
Rähm	105	105
Schwelle	105	105
Stütze	105	105
Strebe	105	105

4-1.1.1 System 1

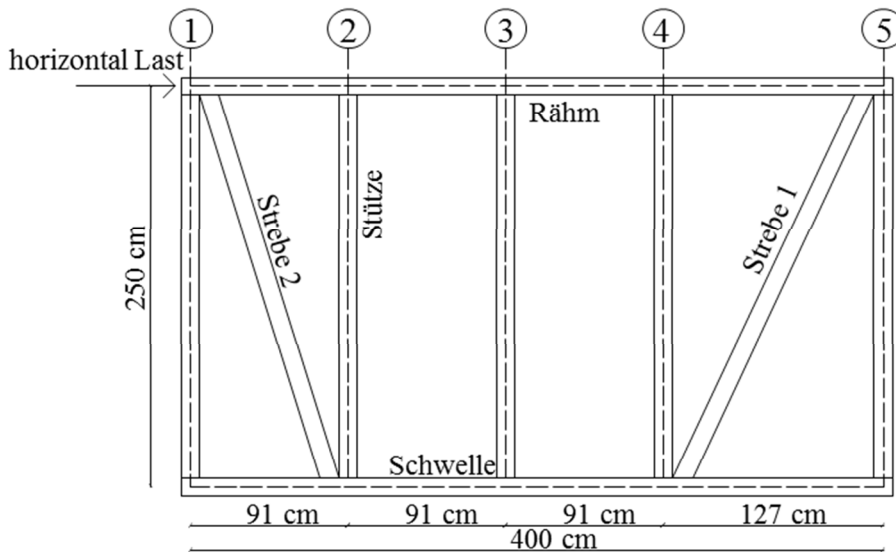


Abbildung 4.3: Systemmaße System 1[cm]

Der Anschluss der Stützen und Streben an Schwelle und Rähm erfolgt gelenkig. Demzufolge treten in diesen Bauteilen nur Normalkräfte auf. Über die Rückrechnung der Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit von Stütze und Strebe ergibt sich deren maximal aufnehmbare Kraft. Im Anschluss wird mit Hilfe der Statik- und Bemessungssoftware von Ruckzuck® (MURSOFT Wörgötter, Kump OEG) die maximal übertragbare horizontale Belastung für die in Abbildung 4.3 gezeigte Fachwerk wand berechnet.

Zu führende Nachweise der Stütze:

- Zug in Faserrichtung lt. EC 5; Abschnitt 6.1.2; Gleichung 6.1
- Druck in Faserrichtung lt. EC 5; Abschnitt 6.1.4; Gleichung 6.2
- Biegeknicken von Druckstäben lt. EC 5; Abschnitt 6.3.2; Gleichung 6.23 bzw. 6.24

Als maßgebender Nachweis für die Stütze stellt sich das Biegeknicken heraus, welcher im Folgenden näher erläutert wird. Da es sich um einen doppelt symmetrischen Querschnitt handelt, entspricht Knicken um y-y dem Knicken um z-z, daher muss nur der Nachweis um die y-Achse geführt werden.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0 \quad (4.1)$$

Da die Stützen gelenkig an Rähm und Schwelle angeschlossen sind, und somit nur Normalkräfte auftreten, ist nur der folgende Term von Gleichung (4.1) relevant:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1,0 \quad (4.2)$$

$$f_{c,0,d} = \frac{21 \cdot 0,9}{1,3} = 14,53 \text{ N / mm}^2$$

$$A = 11025 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 10,129 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 30,3 \text{ mm} \quad (4.3)$$

Durch den gelenkigen Anschluss an Schwelle und Rähm liegt Eulerfall II vor und somit ein β - Wert von 1,0.

$$l_{k,y} = \beta \cdot l = 1 \cdot 2500 = 2500 \text{ mm} \quad (4.4)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{k,y}}{i_y} = 82,50 \quad (4.5)$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{82,50}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{21}{7400}} = 1,399 \quad (4.6)$$

Für β_c darf bei Vollholz ein Wert von 0,2 angenommen werden.

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,2 \cdot (1,399 - 0,3) + 1,399^2) = 1,589 \quad (4.7)$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,589 + \sqrt{1,589^2 - 1,399^2}} = 0,42 \quad (4.8)$$

Durch Einsetzen in Gleichung (4.2) ergibt sich die Druckkraft $N_{c,0,d}$ für die Stütze.

$$\frac{N_{c,0,d}}{11025} \leq 1,0 \rightarrow N_{c,0,d} = 67281 \text{ N} \equiv 67,28 \text{ kN}$$

$$0,42 \cdot 14,53$$

mit

I_y	Trägheitsmoment 2. Grades
i_y	Trägheitsradius
$l_{k,y}$	Ersatzstablänge
β_c	Imperfektionsbeiwert
λ_y	Schlankheitsgrad für Biegung um die y- Achse
$E_{0,05}$	5%-Quantil des Elastizitätsmoduls in Faserrichtung
$\lambda_{rel,y}$	bezogener Schlankheitsgrad für Biegung um die y-Achse
k_y	Knickbeiwert
$k_{c,y}$	Knickbeiwert für die y- Achse

Zu führende Nachweise der Strebe

- Zug in Faserrichtung lt. EC 5; Abschnitt 6.1.2; Gleichung 6.1
- Druck in Faserrichtung lt. EC 5; Abschnitt 6.1.4; Gleichung 6.2
- Druck unter einem Winkel zur Faserrichtung lt. EC 5; Abschnitt 6.2.2; Gleichung 6.16
- Biegeknicken von Druckstäben lt. EC 5; Abschnitt 6.3.2; Gleichung 6.23 bzw. 6.24

Der maßgebende Nachweis ist ebenfalls Biegeknicken der Strebe 1. Daher werden im Folgenden nur noch die Ergebnisse dargestellt; genaue Rechenschritte siehe Nachweis der Stütze. Da es sich auch in diesem Fall um einen doppelt symmetrischen Querschnitt handelt wird nur der Nachweis um die y- Achse erläutert.

$$\frac{N_{c,0,d}}{A} \leq 1,0$$

$$k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}$$
(4.9)

mit

$f_{c,0,d}$	14,53 N/mm ²
A	11025 mm ²

I_y	10,129·106 mm ⁴
i_y	30,3 mm
l_{ky}	2620 mm
λ_y	86,46
$\lambda_{rel,y}$	1,47
k_y	1,69
k_{cy}	0,39

Nach Einsetzen des Knickbeiwertes der y- Achse k_{cy} ergibt sich folgende Druckkraft $N_{c,0,d}$:

$$\frac{N_{c,0,d} \cdot 10^3}{0,39 \cdot 14,53} \leq 1,0 \rightarrow N_{c,0,d} = 62,47 \text{ kN}$$

Zu führende Nachweise in der Schwelle

- Druck in Faserrichtung lt. EC 5; Abschnitt 6.1.4; Gleichung 6.2
- Schub lt. EC 5; Abschnitt 6.1.7; Gleichung 6.13
- Biegung lt. EC 5; Abschnitt 6.1.6; Gleichung 6.11 bzw. 6.12
- Biegung und Druck lt. EC 5, Abschnitt 6.2.4; Gleichung 6.19 bzw. 6.20
- Druck rechtwinklig zur Faserrichtung lt. EC 5; Abschnitt 6.1.5; Gleichung 6.3
 - Anschluss Stütze
 - Anschluss Strebe

Maßgebender Nachweis der Schwelle ist Druck rechtwinklig zur Faserrichtung beim Anschluss der Stütze.

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1,0 \quad (4.10)$$

Die Gleichung gilt nur unter Annahme einer gleichmäßigen Querdruckverteilung in der Kontaktfläche der lokalen Auflagerung.

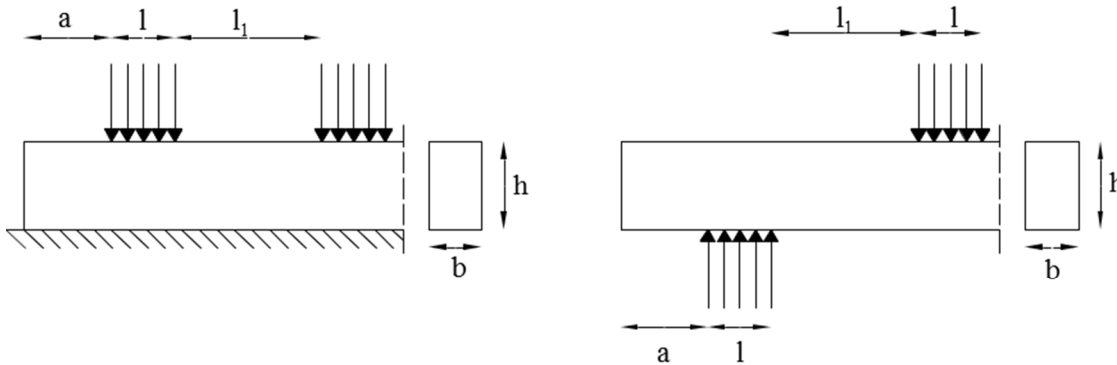


Abbildung 4.4: kontinuierliche Lagerung(a) und Einzellagerung (b) lt. EC 5; vergleiche Bild 6.2(a) und Bild 6.2(b) [2]

Es liegt eine kontinuierliche Lagerung vor, somit kann unter Einhaltung der Bedingung:

$$l_1 \geq 2 \cdot h \quad (4.11)$$

$$700 \text{ bzw. } 805 \text{ mm} \geq 210 \text{ mm}$$

bei Vollholz aus Nadelholz ein $k_{c,90}$ -Beiwert von 1,25 angenommen werden. Die Berechnung der Spannung erfolgt über eine wirksame Fläche A_{ef} wobei die Kontaktfläche einseitig oder beidseitig um 30 mm erhöht werden kann. Da der Nachweis einer Randstütze durchgeführt wird, wird hier keine Erhöhung angesetzt.

Die Berechnung erfolgt analog zu System 1 und wird hier nicht näher erläutert. Laut Berechnung ist System 2 in der Lage, eine horizontale Kraft von ca. 37,85 kN abzutragen.

4-1.1.3 Auflagerkräfte

Wie schon erwähnt, werden für die Übertragung der Auflagerkräfte Zuganker und Winkelverbinder der Firma Simpson Strong-Tie[®] eingesetzt (HTT22 bzw. AE116). Laut Datenblatt [47] weist der Zuganker eine charakteristische Tragfähigkeit $R_{1,k}$ von 24,7 kN auf. Als Verbindungsmittel werden 15 Kammnägeln mit einem Durchmesser von 4 mm und einer Länge von 60 mm sowie ein Bolzen mit einem Durchmesser von 16 mm eingesetzt.

Der „Designwert“ der Tragfähigkeit für die Zuganker errechnet sich lt. [49] folgendermaßen:

$$R_{1,d} = \frac{R_{1,k} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = \frac{24,7 \cdot 0,9}{1,3} = 17,05 \text{ kN} \quad (4.13)$$

Lt. ETA-07/0285; Table 1 [50] muss ein k_{mod} -Wert von 0,9 angenommen werden.

Unter der Annahme, dass der Winkel nur Schubkräfte überträgt, ergibt sich lt. [48] für den Winkel eine charakteristische Tragfähigkeit von 28,4 kN (zwei Winkel pro Anschluss). Diese charakteristische Tragfähigkeit ergibt sich bei einem Anschluss Holz an Beton, mit Kammnägeln CNA 4,0x60 mm.

Der „Designwert“ der Tragfähigkeit für die Winkel wird lt. [49] folgendermaßen berechnet:

$$R_{2/3,d} = \frac{R_{2/3,k} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = \frac{28,4 \cdot 0,9}{1,3} = 19,66 \text{ kN} \quad (4.14)$$

Es werden somit für System 1 ein Zuganker und zwei Schubwinkel benötigt. Bei System 2 werden zwei Zuganker und vier Schubwinkel, bzw. zwei Winkelverbindungen mit je zwei Winkeln benötigt. Die Auflagerkräfte wurden der Ruckzuck[®]-Berechnung entnommen.

4-1.2 BERECHNUNG HOLZRAHMENBAUWAND

Die gewählten Querschnitte und Systemmaße sind Abbildung 4.6 und Tabelle 4.2 zu entnehmen. Für die Rippen wird Vollholz der Festigkeitsklasse C24 angenommen. Als Beplankung wird eine 22 mm dicke OSB 3-Platte herangezogen. Für OSB 3 werden folgende Abmessungen gewählt: Höhe $h=2,5$ m, Länge $l=1,25$ m, Stärke $d=22$ mm. [46]

Der Anschluss der Beplankung an die Rippen erfolgt über Nägel mit einem Durchmesser von 3,8 mm und einer Länge von 90 mm [51]. Die Rand- und Innenrippen werden gelenkig an Kopf- und Fußrippe angeschlossen. Die Berechnung der Wandscheibe erfolgt laut EC 5, Vereinfachter Nachweis von Wandscheiben – Verfahren A.

Folgende Voraussetzungen sind hierfür einzuhalten:

- eine Mindestplattenbreite von $h/4$ → Plattenbreite = $1,25 \text{ m} > h/4 = 0,625 \text{ m}$
- Verbindungsmittelabstand ist am Umfang einer Platte konstant. → gewählt: 125 mm

Tabelle 4.2: gewählte Querschnitte Holzrahmenbau

Querschnitt	b [mm]	h [mm]
Kopfrippe	105	80
Randrippe	105	120
Innenrippe	105	60
Fußrippe	105	80

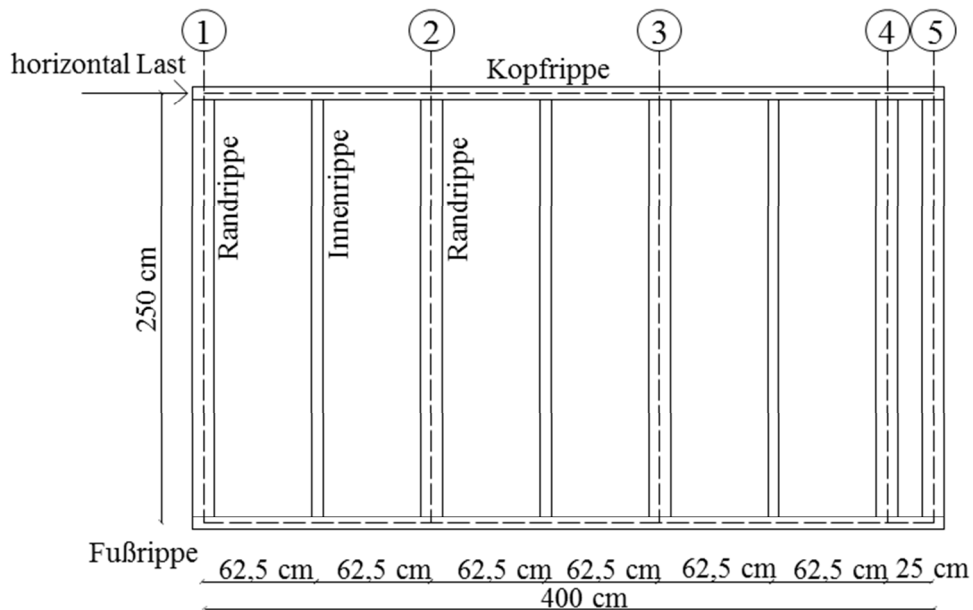


Abbildung 4.6: Systemmaße Holzrahmenbau [cm]

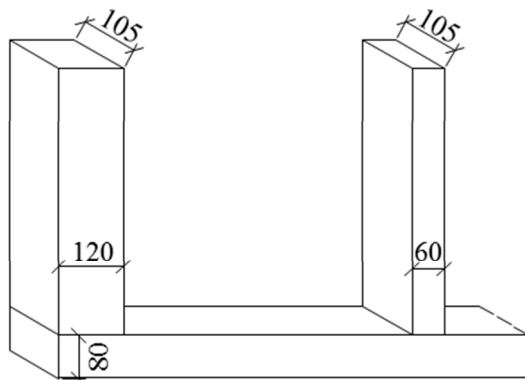


Abbildung 4.7: Anschluss Randrippe und Innenrippe an Fußrippe [mm]

4-1.2.1 Berechnung nach EC 5 – Verfahren A [2]

Anschluss Beplankung an Rippen

Zu Beginn werden die geometrischen Anforderungen überprüft. Der Verbindungsmittelabstand ist entlang den Beplankungsändern sowie an den Innenrippen konstant und wird mit 125 mm angenommen. Für den Mindestnagelabstand der Verbindungsmittel ist neben dem Durchmesser der Nägel (3,8 mm) auch die

charakteristische Rohdichte der Rippen ($\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$) von Bedeutung. Für genagelte Holzwerkstoff-Holz-Verbindungen ohne Vorbohrung dürfen laut EC 5 [2] die Werte aus Tabelle 8.2 mit einem Faktor 0,85 multipliziert werden; die Abstände zum Hirnholz und zum Rand bleiben jedoch unverändert [2].

Abstände (siehe Bild 8.7)	Winkel α	Mindestabstände		
		ohne Vorbohrung		mit Vorbohrung
		$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 \text{ kg/m}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	
Abstand a_1 (in Faserrichtung)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(5 + 5 \cos\alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(5 + 7 \cos\alpha) \cdot d$	$(7 + 8 \cos\alpha) \cdot d$	$(4 + \cos\alpha) \cdot d$
Abstand a_2 (rechtwinklig zur Faserrichtung)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5 d$	$7 d$	$(3 + \sin\alpha) \cdot d$
Abstand $a_{3,t}$ (beanspruchtes Hirnholzende)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10 + 5 \cos \alpha) d$	$(15 + 5 \cos \alpha) d$	$(7 + 5 \cos \alpha) d$
Abstand $a_{3,c}$ (unbeanspruchtes Hirnholzende)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$10 d$	$15 d$	$7 d$
Abstand $a_{4,t}$ (beanspruchter Rand)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(5 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(5 + 5 \sin \alpha) d$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(7 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(7 + 5 \sin \alpha) d$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(3 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(3 + 4 \sin \alpha) d$
Abstand $a_{4,c}$ (unbeanspruchter Rand)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5 d$	$7 d$	$3 d$

Abbildung 4.8: Mindestabstände von Nägeln lt. EC 5; Tabelle 8.2 [2]

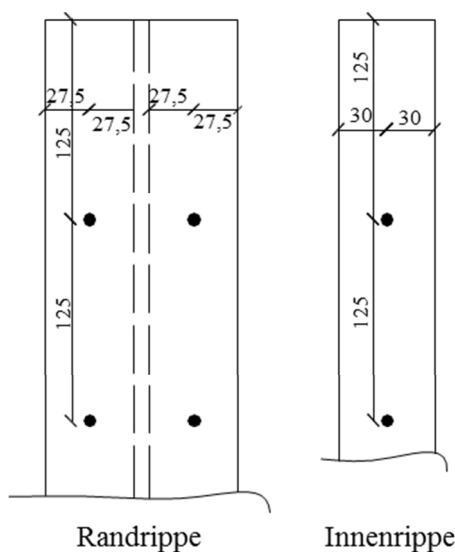


Abbildung 4.9: gewählte Abstände der Nägel bei Randrippe und Innenrippe [mm]

Tabelle 4.3: Mindestabstände der Nägel

	Mindestabstände [mm]	
	ohne Vorbohrung	
	$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	
a_1	32,30	
a_2	16,15	
$a_{3,t}$	57,00	
$a_{3,c}$	38,00	
$a_{4,t}$	19,00	
$a_{4,c}$	19,00	

Laut EC 5 dürfen bei Verbindungen aus drei Holzbauteilen die Nägel im Mittelholz übergreifen, wenn:

$$(t - t_2) > 4 \cdot d \quad (4.15)$$

$$(105 - 68) = 37 > 15,2 \text{ [mm]} \quad (4.16)$$

Somit ist ein Übergreifen der Nägel wie in Abbildung 4.10 möglich.

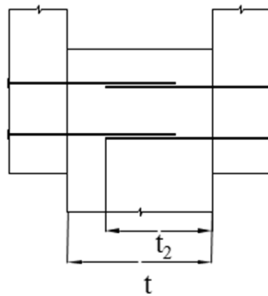


Abbildung 4.10: übergreifende Nägel im Mittelholz lt. EC 5; vergleiche Bild 8.5 [2]

Lt. EC 5 sollte bei einer Reihe mit n Nägeln in Faserrichtung des Holzes, die Tragfähigkeit in Faserrichtung mit einer wirksamen Nagelanzahl n_{ef} berechnet werden.

$$n_{ef} = n^{k_{ef}} \quad (4.17)$$

Tabelle 4.4: Nägel in einer Reihe in Faserrichtung angeordnet lt. EC 5; vergleiche Tabelle 8.1 [2]

Nagelabstand ^a	k_{ef}	
	nicht vorgebohrt	vorgebohrt
$a_1 \geq 14d$	1,0	1,0
$a_1 = 10d$	0,85	0,85
$a_1 = 7d$	0,7	0,7
$a_1 = 4d$	-	0,5

^a Für Zwischenwerte der Nagelabstände ist eine lineare Interpolation für k_{ef} zulässig.

Da die Bedingung $a_1 \geq 14 \cdot d \rightarrow 125 \text{ mm} \geq 52,3 \text{ mm}$ erfüllt ist (siehe Tabelle 4.4) und es sich um eine Nagelverbindung ohne Vorbohrung handelt, ergibt sich $k_{ef} = 1,0$; somit ist $n_{ef} = n$.

Berechnung der Tragfähigkeit

Für die Berechnung der Wandscheibentragfähigkeit einer Wandtafel, fließt unter anderem die Abscherfestigkeit eines Verbindungsmittels und der Verbindungsmittelabstand mit ein. Der Verbindungsmittelabstand wurde bereits mit 125 mm gewählt und ist somit geringer als der maximale Abstand nach EC 5 [2] von 150 mm. Im Folgenden wird die Tragfähigkeit des Verbindungsmittels auf Abscheren berechnet. Es handelt sich hierbei um eine einschnittige Holzwerkstoff-Holz-Verbindung.

Charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit von OSB 3 lt. EC 5 Tabelle NA.8.2-E1.

$$f_{h,k,1} = 50 \cdot d^{-0,6} \cdot t^{0,2} = 50 \cdot 3,8^{-0,6} \cdot 22^{0,2} = 41,64 \text{ N / mm}^2$$

Charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit der Rippen

$$f_{h,k,2} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \cdot 350 \cdot 3,8^{-0,3} = 19,22 \text{ N / mm}^2$$

Charakteristisches Fließmoment des Verbindungsmittels

$$M_{y,k} = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 600 \cdot 3,8^{2,6} = 5790 \text{ Nmm}$$

Bei der Berechnung bleibt der Seileffekt unberücksichtigt.

mit: $\beta = 0,46$

$$t_1 = 22 \text{ mm}$$

$$t_2 = 68 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d \quad (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right.$$

Abbildung 4.11: einschnittige Holzwerkstoff-Holz-Verbindung lt. EC 5; Gleichung 8.6 [2]

Laut Berechnung ist Versagensmechanismus f maßgebend $F_{v,Rd} = 855,69 \text{ N}$, d.h. das Auftreten von Fließgelenken des Nagels in Rippe und Beplankung.

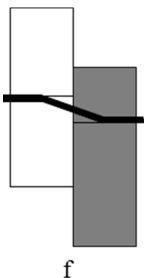


Abbildung 4.12: Versagensmechanismus f lt. EC 5; vergleiche Bild 8.2 (d) [2]

Laut EC 5 darf für Verbindungsmittel entlang der Ränder einer einzelnen Platte der Bemessungswert um den Faktor 1,2 erhöht werden. Somit ergibt sich ein „Designwert“ der Tragfähigkeit pro Scherfuge und Verbindungsmittel von

$$F_{f,Rd} = 1026,83 \text{ N} \quad (4.18)$$

Im Folgenden wird der Bemessungswert der Wandscheibentragfähigkeit jeder Wandtafel bei einem konstanten Verbindungsmittelabstand von 125 mm berechnet.

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i \cdot c_i}{s} \quad (4.19)$$

$$F_{i,v,Rd} = \frac{1026,83 \cdot 125 \cdot 1}{12,5} = 10268,3 N \equiv 10,27 kN$$

Bei beidseitiger Beplankung mit denselben Werkstoffplatten und Verbindungsmitteln (Art, Abmessung, Abstand) darf lt. EC 5 die Wandscheibentragfähigkeit der Wand als Summe der Wandscheibentragfähigkeiten der einzelnen Seiten angenommen werden. Es ergeben sich sechs Wandtafeln und somit ein Bemessungswert der Wandscheibentragfähigkeit der Wand von:

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd} \quad (4.20)$$

$$F_{v,Rd} = F_{v,Ed} = 61620 N \equiv 61,62 kN$$

Somit kann die Holzrahmenbauwand mit beidseitiger OSB 3 Beplankung und einem Verbindungsmittelabstand 125 mm eine horizontale Belastung von 61,62 kN aufnehmen.

Beplankung

Als letzter Schritt wird überprüft ob das Beulen der Beplankung zufolge der Schubbelastung vernachlässigt werden kann.

$$\frac{b_{net}}{t} = \frac{535}{22} = 24,31 \leq 100 \quad (4.21)$$

→ kann vernachlässigt werden.

Ebenfalls erfolgt der Nachweis der Schubtragfähigkeit für eine Platte lt. Nationalem Anhang von EC 5. Dieser Nachweis wurde wie bereits erwähnt folgendermaßen interpretiert

$$F_{v,i,Rd} = \kappa_{pl} \cdot f_{v,d} \cdot b_{net} \cdot t \quad (4.22)$$

mit

κ_{pl}	0,5 für beidseitige Beplankung
b_{net}	230 mm
$f_{v,d}$	5,1 N/mm ² [51]
t	22 mm

Durch Einsetzen in Gleichung (3.36) ergibt sich ein Wert für die Tragfähigkeit $F_{v,Rd}$.

$$F_{v,i,Rd} = 0,5 \cdot 5,1 \cdot 230 \cdot 22 = 12903 N$$

Bei der Schubfeldmethode errechnete sich die Tragfähigkeit einer Wandtafel aus dem minimalen Wert der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel auf Abscheren und der Schubtragfähigkeit bzw. Beulen der Beplankung. Wird dies für EC 5 übernommen, ist die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel auf Abscheren maßgebend, und die Wandscheibentragfähigkeit kann mit 61,62 kN angenommen werden.

Auflagerkräfte

Die Auflagerkräfte einer Wandscheibe errechnen sich folgendermaßen:

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} \cdot h}{b_i} \quad (4.23)$$

Laut Verfahren A können die Auflagerkräfte entweder auf die Beplankung der benachbarten Wandscheibe oder in die darüber oder darunter liegende Konstruktion weitergeleitet werden.

Bei der Verankerung der gesamten Fachwerkwand ergeben sich auf Grund der günstigeren Hebelwirkung geringere Druck und Zugkräfte, wie bei Verankerung jeder Wandtafel für sich.

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{61620 \cdot 2,5}{4} = 38512,5N \equiv 38,51kN$$

Somit werden zur Kraftübertragung drei Simpson Strong-Tie® HTT22 Zuganker und vier Simpson Strong-Tie® AE116 Schubwinkel benötigt. Wie in der unten gezeigten Abbildung sind nur zwei Zuganker je Seite möglich, auf der Rück- und Vorderseite der Wand. Unter Berücksichtigung von nur zwei Zuganker je Seite ist die Holzrahmenbauwand nur in der Lage, eine horizontale Belastung von 60,12 kN zu übertragen.

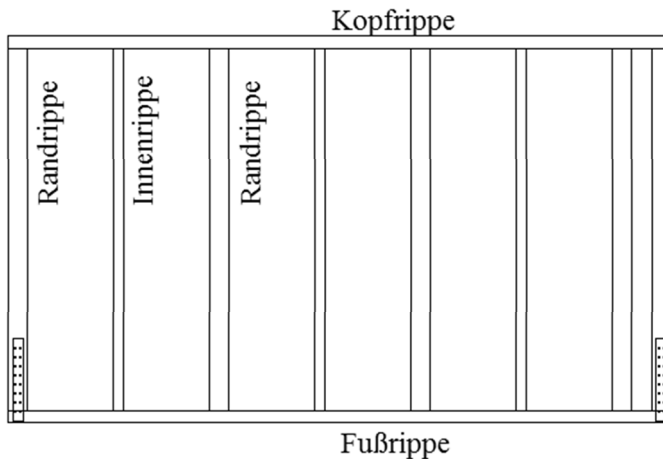


Abbildung 4.13: Anbringung der Zuganker

Folgende Nachweise sind nach EC 5 ebenfalls zu führen:

- Querschnittsnachweise
 - Zug in Faserrichtung lt. EC 5; Abschnitt 6.1.2; Gleichung 6.1
 - Druck in Faserrichtung lt. EC 5; Abschnitt 6.1.4; Gleichung 6.2
 - Druck rechtwinklig zur FR in der Fußrippe lt. EC 5; Abschnitt 6.1.5; Gleichung 6.3
 - Druck rechtwinklig zur FR in der Kopfriple lt. EC 5; Abschnitt 6.1.5; Gleichung 6.3
- Stabilität von Bauteilen
 - Biegeknicken von Druckstäben aus der Wandebene lt. EC 5; Abschnitt 6.3.2; Gleichung 6.24

Da die Beplankung als Knickaussteifung der Rippen wirkt, ist nur der Nachweis Knicken aus der Ebene maßgebend [13].

Im Weiteren wird nur noch der Nachweis Druck rechtwinklig zur Faser in der Fußrippe (Anschluss Randrippe) näher erläutert, da sich dieser als maßgebend herausstellte. Der Nachweis wird an der äußeren Rippe durchgeführt. Daher darf bei der Berechnung A_{ef} zur tatsächlichen Kontaktfläche nur einseitig 30 mm hinzu gerechnet werden. Der Nachweis erfolgt mit der Kraft $F_{c,90,d} = 38,51kN$.

$$\frac{F_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \cdot A_{ef}} \leq 1,0 \quad (4.24)$$

$$A_{ef} = 105 \cdot (120 + 30) = 15750 \text{ mm}^2$$

Laut Nationalem Anhang darf die charakteristische Tragfähigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung um 20% erhöht werden.

$$f_{c,90,k} = 2,5 \cdot 1,2 = 3,0N / \text{mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = \frac{3,0 \cdot 0,9}{1,3} = 2,07 \text{ N / mm}^2$$

$$\frac{38,51 \cdot 10^3}{1,25 \cdot 2,07} = 0,94 > 1,0$$

Somit ist der Nachweis erfüllt.

4-1.3 BERECHNUNG BRETTSPERRHOLZWAND

Die Berechnung erfolgt nachdem in [1] beschriebenen Verfahren. Dabei wird der Schubfestigkeitsnachweis bei endlicher Schichtanzahl und variablen Einzelschichtdicken (t_i) geführt. Der Nachweis erfolgt hierfür an einer ideellen Gesamtersatzdicke t^* und für eine ideelle Schubspannung $\tau_{0,d}^*$. Es wird ein 5-schichtiges BSP- Element mit Schichtdicken von je 21 mm angenommen, womit sich eine Gesamtdicke von 105 mm ergibt. Es werden nur die maßgebenden Nachweise näher erläutert.

Nachweis Mechanismus I – „Schub“

Der charakteristische Wert der Schubfestigkeit wird EC 5 entnommen $f_{v,clb,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$

$$\tau_{v,d} = 2 \cdot \tau_{0,d}^* \leq f_{v,clb,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \quad (4.25)$$

$$f_{v,clb,d} = f_{v,clb,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{3,5 \cdot 0,9}{1,25} = 2,52 \text{ N / mm}^2$$

Nachweis Mechanismus II – „Torsion“

Der charakteristische Wert der Torsionsfestigkeit wird ebenfalls EC 5 entnommen $f_{T,clt,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$

$$\tau_{T,d} = 3 \cdot \tau_{0,d}^* \cdot \frac{t_i^*}{a} \leq f_{T,clt,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \quad (4.26)$$

$$f_{T,clt,d} = f_{T,clt,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 2,5}{1,25} = 1,8 \text{ N / mm}^2$$

$$t_1^* = \min(2 \cdot t_1; t_2) = \min(42; 21) = 21 \text{ mm}$$

$$t_2^* = \min(t_2; t_3) = \min(21; 21) = 21 \text{ mm}$$

$$t_3^* = \min(t_3; t_4) = \min(21; 21) = 21 \text{ mm}$$

$$t_4^* = \min(2 \cdot t_4; t_5) = \min(42; 21) = 21 \text{ mm}$$

$$t^* = 84 \text{ mm}$$

$$a = 150 \text{ mm}$$

Aus Mechanismus I $\rightarrow \tau_{0,d}^* = 1,26 \text{ N / mm}^2 \rightarrow$ **maßgebend**

Aus Mechanismus II $\rightarrow \tau_{0,d}^* = 4,28 \text{ N / mm}^2$

$$\tau_{0,d}^* = \frac{n_{xy}}{t^*} \quad (4.27)$$

Durch Umformen der Gleichung (4.27) ergibt sich ein Wert für die Schubkraft von $n_{xy} = 105 \text{ N/mm}$ und daraus eine horizontale Belastung von 420 kN

4-1.3.1 Auflagerkräfte

Die Berechnung der zu verankernden Zugkraft wird wie in Kapitel 2 bereits erwähnt, nach einem Verfahren berechnet, welches dem der Biegebemessung im Stahlbetonbau sehr ähnlich ist. Das aufzunehmende Biegemoment wird in eine Zug- und eine Druckkomponente zerlegt. Die Zugkraft wird über Zuganker in das Fundament geleitet; die Druckkraft über Auflagerpressung übertragen. Es wird dabei von einem vollplastischen Druckbereich ausgegangen [26].

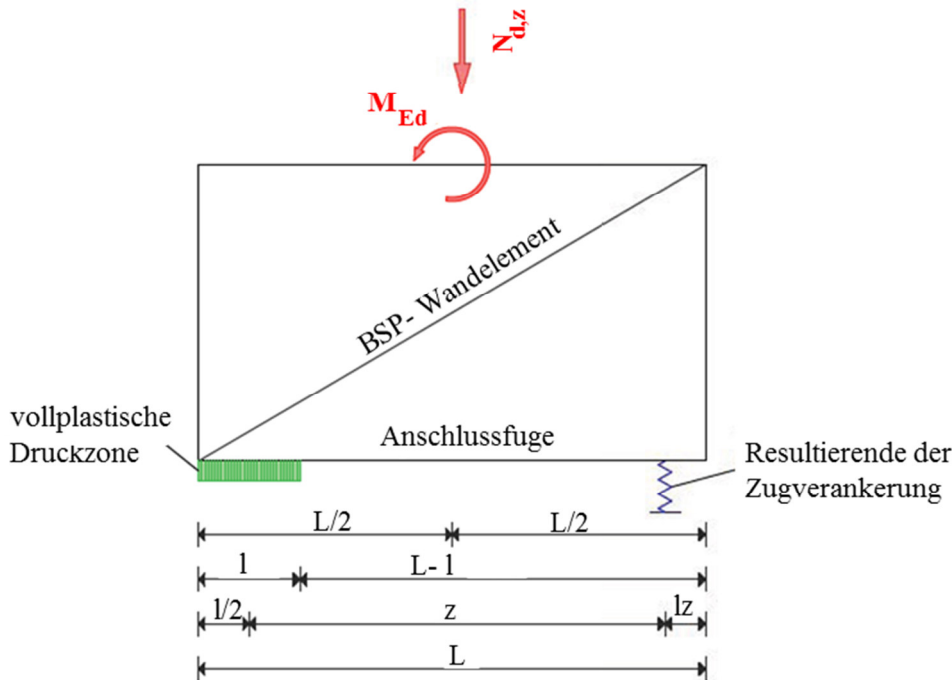


Abbildung 4.14: statisches Modell zur Berechnung der Auflagerkräfte [26]

l_z entspricht dem Abstand der resultierenden Widerstandskräfte der Zuganker und wird mit 200 mm angenommen.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1,00 \quad (4.28)$$

Berechnung des inneren Hebelarms z [26]

$$\frac{F}{A_n} = 1,00 \quad (4.29)$$

$$f_{c,0,d}$$

mit

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 21}{1,25} = 15,12 \text{ N / mm}^2$$

$$A_n = b_n \cdot l \cdot (L_i, z, l_z) \rightarrow \text{nur Schichten in } z\text{-Richtung}$$

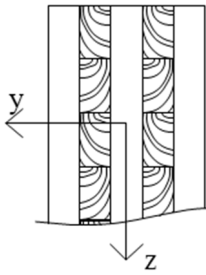


Abbildung 4.15: Schnitt Brettsperrholzscheibe

$$A_n = (0,105 - 2 \cdot 0,021) \cdot (L - l_z - z) \cdot 2 = 0,126 \cdot (L - l_z - z)$$

Da in diesem Fall keine weiteren vertikalen Kräfte angreifen errechnet sich das Moment $M_{d,neu}$ folgendermaßen:

$$M_{d,neu} = 420 \cdot h = 420 \cdot 2,5 = 1050 \text{ kNm}$$

$$N_{d,z} = 0$$

mit

h Wandhöhe

$$F = \frac{M_{d,neu}}{z} \quad (4.30)$$

nach Einsetzen in Gleichung (4.29) erhält man:

$$\frac{1050}{z} = 1,0 \cdot \frac{0,126 \cdot (4 - 0,2 - z)}{15,12 \cdot 1000}$$

$$\rightarrow z = 3,64 \text{ m}$$

$$\rightarrow F = 288,46 \text{ kN}$$

Wie bei den vorherigen Wandscheiben werden auch hier dieselben Winkel und Zuganker verwendet.

Berechnung der erforderlichen Zuganker [26]

$$n = \frac{F}{R_{1,d}} \quad (4.31)$$

Es werden zur Verankerung der Wand 22 Simpson Strong-Tie® AE116 Schubwinkel und 17 Simpson Strong-Tie® HTT22 Zuganker benötigt. Wie man anhand der benötigten Verbindungen erkennt, wird die Tragfähigkeit der BSP-Wand von den Verbindungen bestimmt. In diesem Fall müssten die Schubwinkel beidseitig der Wand alle 18 cm angeordnet werden. Ebenso müssten zur Übertragung der Zugkräfte noch zusätzlich Zuganker angebracht werden, da aus platztechnischen Gründen der vorgesehene Verbindungsschwerpunkt nicht eingehalten werden kann.

Daher wird nun über die Verbindungen rückgerechnet. Hierfür werden fünf Zuganker in einem Abstand von 5 cm angenommen. Mit einer Breite der Zuganker von 6,4 cm resultiert daraus ein Abstand für den Schwerpunkt der Verbindungen von 28,5 cm. Die Tragfähigkeit der fünf Zuganker von 85,5 kN führt wiederum zu einer Druckzonenbreite von rund 100 mm und einem Hebelarm z von 3,67 m. Daraus ergibt

sich schlussendlich eine horizontale Kraft von 125,85 kN für deren Übertragung sieben Schubwinkel notwendig sind.

4-2 MODELLIERUNG

Für die Federsteifigkeiten der Zuganker und Winkel werden die Kraft-Weg-Diagramme aus Abbildung 4.2 verwendet. Die Zugtragfähigkeit des Winkels bleibt dabei unberücksichtigt, es wird nur die Tragfähigkeit auf Abscheren bei der Modellierung berücksichtigt. Es werden zwei Winkel kontinuierlich über die Wandlänge verteilt angebracht. Die Verformung einer Wand unter horizontaler Scheibenbeanspruchung setzt sich aus den Verformungsanteilen der Verbindungstechnik (Rotation und Translation) und den Verformungsanteilen des Wandsystems (Biegung und Schub) zusammen [14].

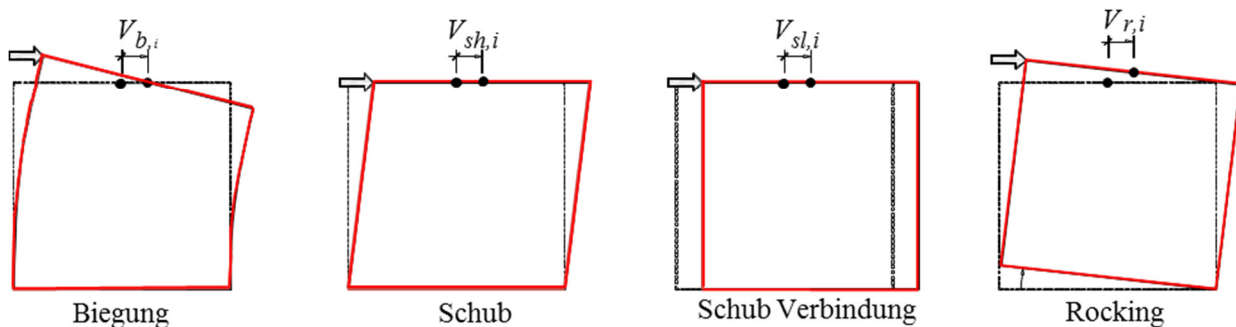


Abbildung 4.16: Verformungsanteile einer Wand und horizontaler Belastung [14]; (Abbildung 10)

4-2.1 FACHWERKWAND

Die Modellierung der Fachwerkwand erfolgt in RStab[®] (Dlubal Software GmbH; RSTAB 8). In diesem Abschnitt wird nur System 2 mit vier Diagonalen betrachtet. Der Anschluss der Stützen und Streben an Schwelle und Rähm wird gelenkig modelliert, die Nachgiebigkeit der Verbindungen bleibt unberücksichtigt und wird daher nicht modelliert. Wie man anhand der Abbildung 4.17 erkennt verlaufen die Achsen von Stützen und Streben nicht in einem Punkt.

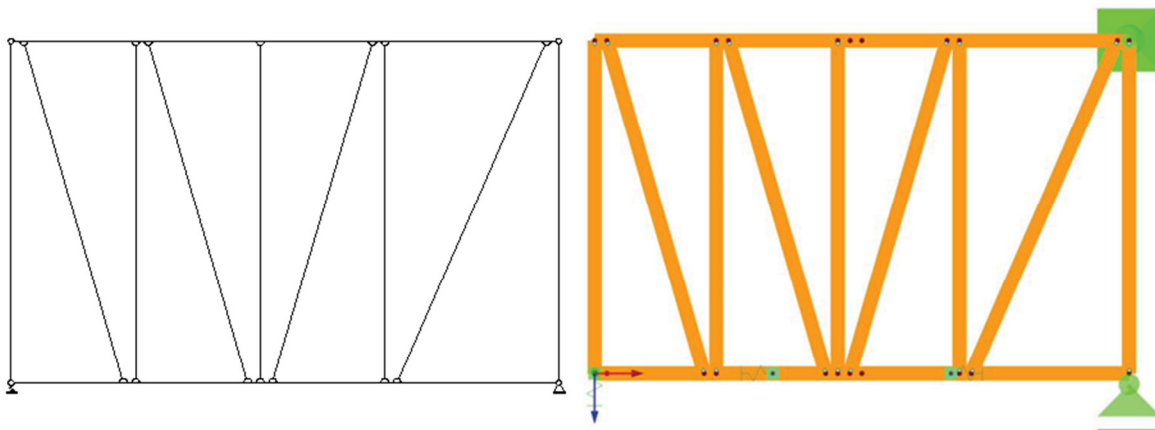


Abbildung 4.17: statisches Modell und RStab[®]-Modell der Fachwerkwand

4-2.2 HOLZRAHMENBAUWAND

Die Modellierung der Holzrahmenbauwand erfolgt in RFem[®] (Dlubal Software GmbH; RFEM 5). Der Anschluss der Rand- und Innenrippen an Kopf- und Fußrippe wird gelenkig modelliert. Die Nachgiebigkeit der Verbindungen wird ebenfalls nicht modelliert. Die Nagelverbindung zwischen Rippen und Bepunktung wird mit Hilfe von Starrstäben mit einseitigem Gelenk modelliert.

Die Steifigkeit für einen Nagel berechnet sich laut EC 5 Tabelle 7.1 folgendermaßen: [2]

$$K = \frac{2}{3} \cdot \frac{\rho_m^{1,5}}{30} \cdot d^{0,8} \quad (4.32)$$

Für die Rippen aus Nadelholz der Festigkeitsklasse C24 liegt ein ρ_{m1} von 420 kg/m³ vor. Die mittlere Rohdichte der Beplankung errechnet sich laut EC Nationale Erläuterung B 1995-1-1 mit $\rho_{m2} = 1,15 \cdot \rho_k = 632,5 \text{ kg/m}^3$.

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m1} \cdot \rho_{m2}} = 515,41 \text{ kg/m}^3$$

$$\rightarrow K = 756,56 \text{ N/mm}$$

In den Starrstäben werden immer mehrere Nägel zusammengefasst. Die berechnete Steifigkeit wird sowohl für die y- als auch für die z-Richtung angesetzt.

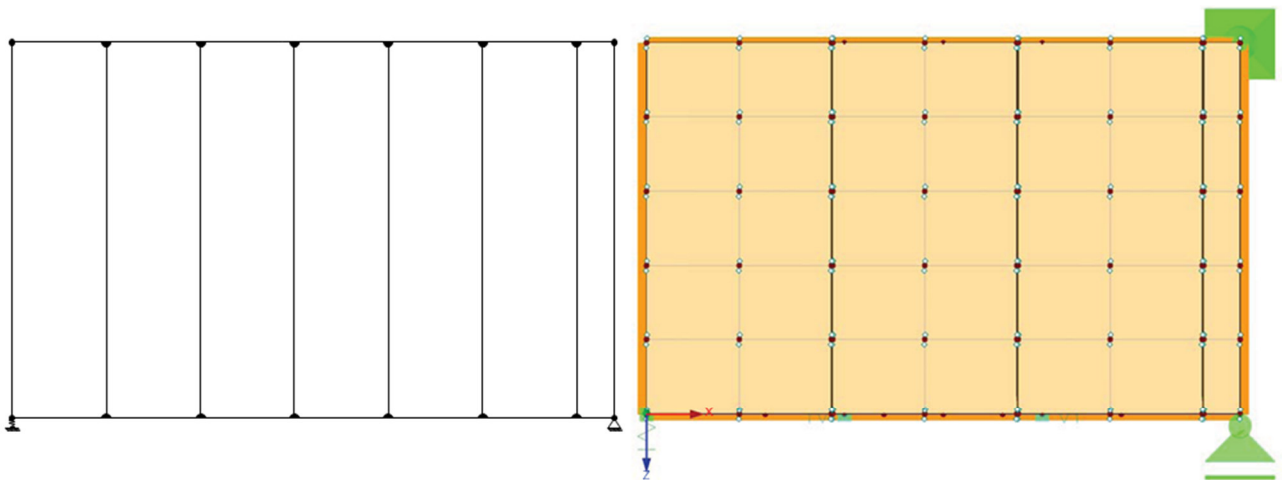


Abbildung 4.18: statisches System der Holzrahmenbaurippen und RFem®-Modell Holzrahmenbau

4-2.3 BRETTSPERRHOLZWAND

Die Modellierung erfolgt in RFem® der Firma Dlubal über die Steifigkeitsmatrix des 5-schichtigen BSP-Elements mit einer Schichtdicke von je 21 mm. Die Eingabe des BSP- Elementes erfolgt über eine Steifigkeitsmatrix, die zuvor mittels Excel berechnet wurde.

$$\begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & D_{16} & D_{17} & D_{18} \\ & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & sym. & D_{27} & D_{28} \\ & & D_{33} & 0 & 0 & sym. & sym. & D_{38} \\ & & & D_{44} & D_{45} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & D_{55} & 0 & 0 & 0 \\ & sym. & & & & D_{66} & D_{67} & D_{68} \\ & & & & & & D_{77} & D_{78} \\ & & & & & & & D_{88} \end{bmatrix} \quad (4.33)$$

Die Komponenten der Steifigkeitsmatrix errechnen sich folgendermaßen:

$$D_{11} = E_x \cdot J_{x,eff}$$

$$D_{22} = E_y \cdot J_{y,eff}$$

$$D_{33} = \frac{\Phi}{100} \cdot \frac{G_{0,mean} \cdot h_{ges}^3}{12}$$

$$D_{44} = \frac{(G_{0,mean} \cdot h_x + G_{90,mean} \cdot h_y)}{\kappa}$$

$$D_{55} = \frac{(G_{90,mean} \cdot h_x + G_{0,mean} \cdot h_y)}{\kappa}$$

$$D_{66} = E_x \cdot h_x$$

$$D_{77} = E_y \cdot h_y$$

$$D_{88} = h_{ges} \cdot \left[\frac{G_{0,mean}}{1 + 6 \cdot \left(0,32 \cdot \left(\frac{t}{a} \right)^{-0,77} \right) \left(\frac{t}{a} \right)^2} \right]$$

mit

E_x E-Modul in x-Richtung

E_y E-Modul in y-Richtung

$J_{x,eff}$ Trägheitsmoment in x-Richtung

$J_{y,eff}$ Trägheitsmoment in y-Richtung

h_x Schichten in x-Richtung

h_y Schichten in y-Richtung

h_{ges} Gesamtdicke des BSP-Elements

κ Schubkorrekturfaktor für die geschichtete Gesamtstruktur

$$\begin{bmatrix} 840,436 & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & D_{16} & D_{17} & D_{18} \\ & 220,721 & D_{23} & 0 & 0 & sym. & D_{27} & D_{28} \\ & & 26,625 & 0 & 0 & sym. & sym. & D_{38} \\ & & & 11060,68 & D_{45} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & 7798,544 & 0 & 0 & 0 \\ & & sym. & & & 693000 & D_{67} & D_{68} \\ & & & & & & 462000 & D_{78} \\ & & & & & & & 61869,31 \end{bmatrix} \quad (4.34)$$

Die folgende Abbildung zeigt das RFem[®] Modell.

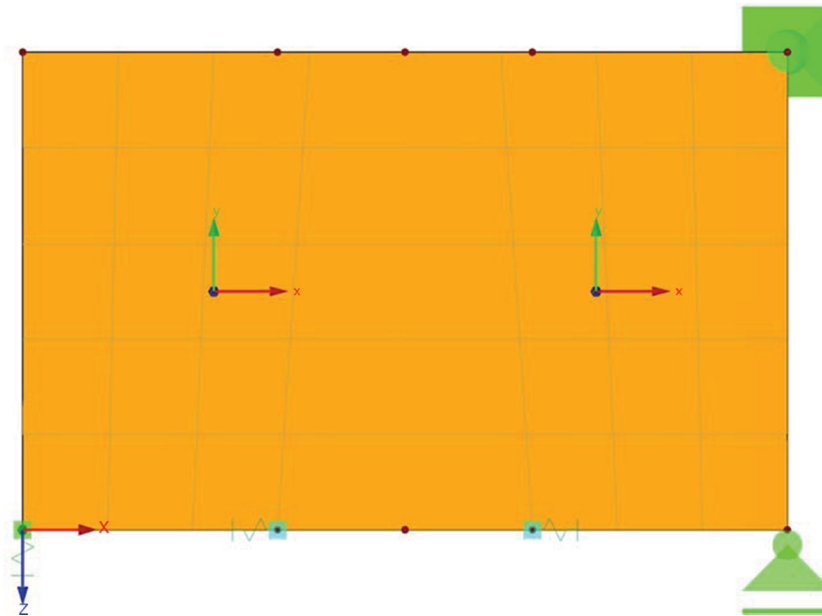


Abbildung 4.19: Modell BSP-Scheibe

4-3 VERGLEICH DER WANDSYSTEME

In diesem Unterkapitel wird nur der Verformungsanteil Schub und Biegung der drei Wandsysteme miteinander verglichen. Um einen guten Vergleich zu ermöglichen wird für alle Systeme dieselbe Anzahl an Verbindungen verwendet. Zwei Schubwinkel welche verteilt auf der Wandlänge modelliert werden, sowie zwei Zuganker. Es wird in diesem Fall keine horizontale Einzellast auf die Wandsysteme aufgebracht sondern eine Streckenlast über die gesamte Wandlänge; so werden starke Verformungen beim Kräfteinleitungsbereich vermieden. Als Streckenlast wurde 2,5 kN/m, 6,5 kN/m und 8,5 kN/m aufgebracht. Da wiederum die in Kapitel 3 angegeben Querschnitte für die Wandsysteme verwendet werden, muss bei der Streckenlast darauf geachtet werden, dass alle drei Systeme in der Lage sind, die aufbrachte Last abzutragen. Die Fachwerkwand bildet somit die untere Grenze für die ansetzbare Belastung.

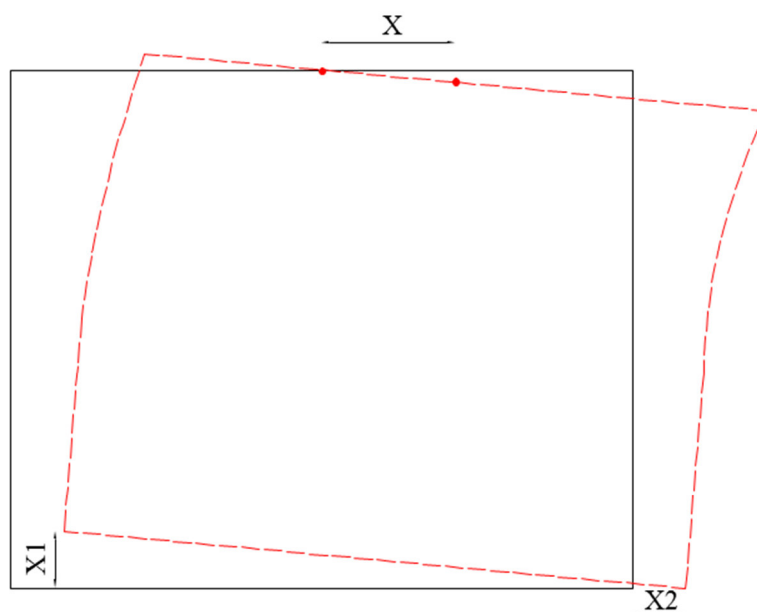


Abbildung 4.20: Verformungsanteile: Biegung und Schub der Wand sowie Rotation und Translation der Verbindungen

$X1_{Rotation}$ stellt den Rotationsanteil der Verbindungen dar, $X2_{Translation}$ den Translationsanteil der Verbindungen. X_{Wand} den Verformungsanteil Schub und Biegung der Wand. Die Verformungsanteile berechnen sich folgendermaßen:

$$X1_{Rotation} = \frac{h}{l} \cdot X1 \quad (4.35)$$

mit

h Wandhöhe
 l Wandlänge

$$X2_{Translation} = X2 \quad (4.36)$$

$$X_{Wand} = X - X1_{Rotation} - X2_{Translation} \quad (4.37)$$

In den folgenden Tabellen werden die Verformungen bzw. Verschiebungen der Wand und der Verbindungen für die drei Systeme bei einer Streckenlast von 2,5 kN/m, 4,5 kN/m und 8,5 kN/m aufgelistet.

Tabelle 4.5: Verformungs- und Verschiebungsanteile bei einer Streckenlast von 2,5 kN/m

		Brettsperrholzwand		Holzrahmenbauwand		Fachwerkwand	
		[mm]	%	[mm]	%	[mm]	%
Scheibe		0,05	2,78	1,55	48,44	2,05	55,41
Verbindung	Rotation	0,25	13,89	0,25	7,81	0,25	6,76
	Translation	1,50	83,33	1,40	43,75	1,40	37,84
		1,80	100,00	3,20	100,00	3,70	100,00

Tabelle 4.6: Verformungs- und Verschiebungsanteile bei einer Streckenlast von 6,5 kN/m

		Brettsperrholzwand		Holzrahmenbauwand		Fachwerkwand	
		[mm]	%	[mm]	%	[mm]	%
Scheibe		0,44	9,17	4,14	49,26	5,54	57,09
Verbindung	Rotation	0,56	11,67	0,56	6,69	0,56	5,79
	Translation	3,80	97,17	3,70	44,05	3,60	37,11
		4,80	100,00	8,40	100,00	9,70	100,00

Tabelle 4.7: Verformungs- und Verschiebungsanteile bei einer Streckenlast von 8,5 kN/m

		Brettsperrholzwand		Holzrahmenbauwand		Fachwerkwand	
		[mm]	%	[mm]	%	[mm]	%
Scheibe		0,45	7,26	5,25	49,07	7,25	57,09
Verbindung	Rotation	0,75	12,10	0,75	7,01	0,75	5,91
	Translation	5,0	80,65	4,70	43,93	4,70	37,01
		6,20	100,00	10,70	100,00	12,70	100,00

Wie man anhand der Tabellen erkennt, setzen sich die Verformungen der Bauweisen unterschiedlich zusammen. Während bei der Brettsperrholzscheibe der Großteil der Verformung von der Verbindungstechnik bestimmt wird, wird beim Holzrahmenbau und Fachwerkbau die Verformung maßgebend von den Wandsteifigkeiten bestimmt.

Das folgende Diagramm zeigt nur den Anteil der Wandverformungen (Biege- und Schubverformung) unter den Streckenlasten 2,5 kN/m, 6,5 kN/m und 8,5 kN/m. Genaue Zahlenwerte siehe Tabelle 4.5, Tabelle 4.6 und Tabelle 4.7.

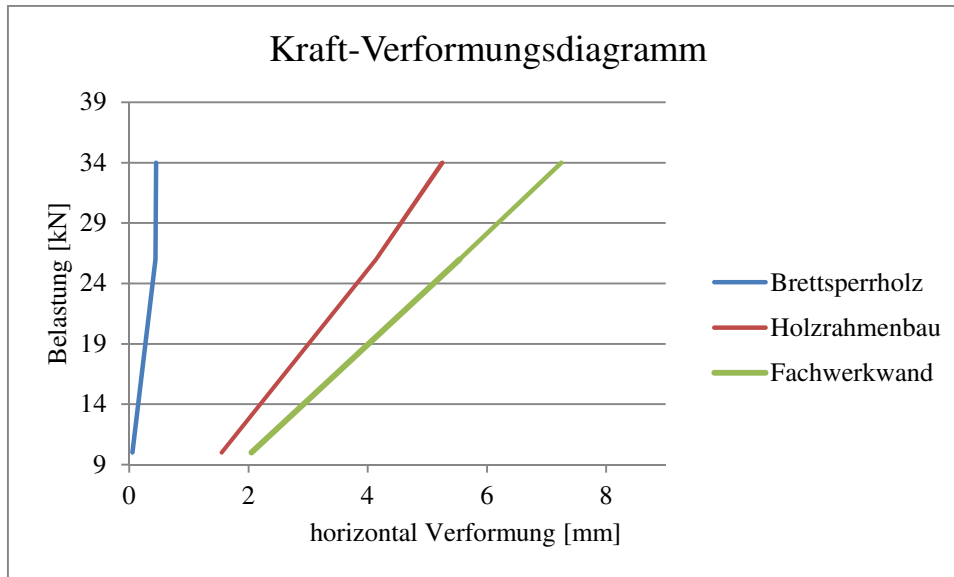


Abbildung 4.21: Verformung auf Grund der Biege- und Schubsteifigkeit der Wandsysteme

Wie man erkennt, weist die Brettsper Holz die größte Biege- und Schubsteifigkeit auf, und die Fachwerk wand die geringste.

4-4 RESÜMEE

Die Rückrechnung zeigte bereits große Unterschiede bezüglich der aufnehmbaren horizontalen Last der drei Wandsysteme:

- Brettsper Holz wand 125,9 kN bzw. 420 kN bei Vernachlässigung der Verbindungen
- Holzrahmenbau wand 60,1 kN bzw. 61,6 kN bei Vernachlässigung der Verbindungen
- Fachwerk wand 37,9 kN

Wie man erkennt ist die Brettsper Holz wand in der Lage, die höchste horizontale Last abzutragen. Ebenfalls ist ersichtlich, dass für die maximal übertragbare Last nicht das BSP-Element, sondern die Verbindungstechnik ausschlaggebend ist. Die geringste horizontale Last wird von der Fachwerk wand abgetragen. Demzufolge ist die Brettsper Holz scheibe (bei Berücksichtigung der Verbindungstechnik) in der Lage, mehr als das Dreifache der Fachwerk wand abzutragen

Zusammenfassend kann man sagen, dass bei Wandsystemen Brettsper Holz nicht nur die aufnehmbare Last, sondern auch die Verformung maßgebend von der verwendeten Verbindungstechnik bestimmt wird. Das Brettsper Holz weist im Vergleich zu den beiden anderen Bauweisen eine große Biege- und Schubsteifigkeit auf.

Beim Holzrahmenbau haben die eingesetzten Verbindungen (zu den umliegenden Bauteilen) einen wesentlich geringeren Einfluss auf die Gesamtverformung, da diese Bauweise eine wesentlich geringere Biege- und Schubsteifigkeit aufweist als Brettsper Holz.

Der Fachwerk bau weist die geringsten Steifigkeiten auf. Auch in diesem Fall wird die Verformung wesentlich von den Wandsteifigkeiten bestimmt.

KAPITEL 5: MODELLIERUNG GEBÄUDE

Im letzten Teil dieser Arbeit wird untersucht, ob die mäßige horizontale Steifigkeit der Fachwerkbauweise über das lokale Einfügen von BSP-Elementen verbessert werden kann. Hierfür wird auf Grundlage eines traditionellen japanischen Fachwerkhouses ein zwei-, vier-, und sechsstöckiges Gebäude modelliert und dessen Verhalten unter vertikaler sowie horizontaler Belastung untersucht. Die Aussteifung erfolgt dabei über Streben, welche anschließend durch BSP-Elemente ersetzt werden.

5-1 LASTAUFSTELLUNG

Im Folgenden sind die anzusetzenden Lasten aufgelistet und näher erläutert. Teilsicherheitsbeiwerte sowie Kombinationsbeiwerte der einzelnen Belastungen sind Tabelle 5.1 zu entnehmen.

Tabelle 5.1: Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte

Belastung	Teilsicherheitsbeiwert	Kombinationsbeiwert		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Eigengewicht	1,35	-	-	-
Nutzlast Kategorie A1	1,50	0,7	0,5	0,3
Nutzlast Kategorie H	1,50	0,0	0,0	0,0
Schneebelastung	1,50	0,5	0,2	0,0
Windbelastung	1,50	0,6	0,2	0,0
Erdbebenbelastung	1,00	-	-	-

Eigengewicht lt. ÖNORM B 1991-1-1:2011 [52]

Für Obergeschoss und Dach werden die folgenden in Tabelle 5.2 gezeigten Aufbauten angenommen.

Tabelle 5.2: Eigengewicht lt. ÖNORM B 1991-1-1

	Aufbau	kN/m ²
Obergeschoss	Fußbodenaufbau, massiv mit Fußbodenheizung, 12 cm; Sandausgleich, Trittschaldämmung, Folie, Estrich, Belag	2,00
Dach	Warmdach, nicht zugänglich- Nutzungskategorie H; Wärmedämmung (6 cm Hartschaumplatten), 3 Lagen Bitumendachbahn, 8 cm Kiesschüttung	1,80

Nutzlasten lt. ÖNORM B 1991-1-1:2011 [52]

In der angegebenen Tabelle sind die Nutzlasten für das Obergeschoss und das Dach angegeben.

Tabelle 5.3: Nutzlasten lt. ÖNORM B 1991-1-1

Nutzungskategorie		q_k [kN/m ²]
Kategorie A1	Decken	2,00
Kategorie H	Dächer, Wartungslast	1,00

Die Nutzlast der Kategorie H muss lt. ÖNORM EN 1991-1-1 [52] nicht als gleichzeitig wirkend mit Schnee- und Windlasten angesetzt werden.

Trennwandzuschlag

Bei der Annahme einer Trennwandlast ≤ 2 kN/m muss eine Flächenlast von $q_k = 0,8$ kN/m² angenommen werden [53]. Für die Berechnung wird ein Trennwandzuschlag von 0,8 kN/m² angesetzt.

Schneelasten lt. ÖNORM EN 1991-1-3 [54] bzw. ÖNORM B 1991-1-3 [55]

Als Standort wird Villach angenommen; dies bedeutet eine Seehöhe von 535 m und somit einen Schneelastwert s_k von 3,00 kN/m². Die Schneelast auf Dächer errechnet sich in Projektion auf die Horizontale folgendermaßen:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (5.1)$$

mit

- μ_i Formbeiwert
- C_e Umgebungskoeffizient, wird in Österreich mit 1,0 angenommen
- C_t Temperaturkoeffizient, wird in Österreich mit 1,0 angenommen

Da es sich bei den Gebäuden um ein Flachdach handelt, ergibt sich ein Formbeiwert $\mu_i = 0,8$ und somit eine charakteristische Schneelast von:

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 3,0 = 2,4 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (5.2)$$

Windlasten lt. ÖNORM EN 1991-1-4 [56] bzw. ÖNORM B 1991-1-4 [57]

Die Windlasten werden in RFem[®] automatisch generiert, daher müssen diese nur zur Vordimensionierung lt. ÖNORM EN 1991-1-4 bzw. ÖNORM B 1991-1-4 berechnet werden.

Allgemeines

Lt. EC 5 [2] Abschnitt 3.1.3 (2) muss bei einer Lastfallkombination aus Einwirkungen die zu verschiedenen Klassen der Lasteinwirkungsdauer gehören, der k_{mod} Wert der zu der Einwirkung mit der kürzesten Dauer gehört, verwendet werden.

Tabelle 5.4: Zuordnung der Einwirkungen zu Klassen der Lasteinwirkungsdauer; vergleiche [2] (Tabelle NA.2.2)

Klasse der Lasteinwirkungsdauer	Einwirkung	k_{mod}
Ständig	Eigengewicht	0,60
Mittel	Nutzlast Kategorie A1	0,80
Kurz	Nutzlast Kategorie H Schneelast bei Geländehöhen ≤ 1000 m über NN Windlasten	0,90
Sehr kurz	Erdbebenlasten	1,10

Horizontale Verschiebung lt. 4.2.2(1) [58]

Im Allgemeinen sind bei Hochbauten am oberen Ende der Stützen unter der charakteristischen Einwirkungskombination folgende Werte für die horizontalen Verschiebungen einzuhalten:

- Hallentragwerke ohne Krananlagen und/oder Zwischengeschoßen $H/150$
- eingeschossige Gebäude $H/300$
- mehrgeschossige Gebäude in jedem Stockwerk $H_i/300$

mit

- H_i Höhe der Stütze oder des Geschosses
- H Gebäudehöhe siehe ÖNORM EN 1990:2003, Bild A1.2

Im folgenden Kapitel erfolgt die Modellierung und Berechnung und Vergleich von sechs unterschiedlichen Systemen.

5-2 MODELLIERUNG

Die Abmessungen aller Gebäude im Grundriss betragen in x-Richtung 10,01 m und in y-Richtung 5,46 m; diese Maße ergeben sich auf Grund des japanischen Rastermaßes von 0,91 m. Die Stockwerkhöhe der Systeme wird mit 3 m angenommen. Die Aussteifung der Decken erfolgt über 5-schichtige BSP-Platten mit einer Gesamtstärke von 137 mm und folgenden Schichtstärken: 33; 19; 33; 19; 33 mm. Im Folgenden wird die Steifigkeitsmatrix dieser BSP-Platten gezeigt.

$$\begin{bmatrix}
 2174,400 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & 311,242 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & & 59,141 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & & & 17041,262 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & & & & 7565,534 & 0 & 0 & 0 \\
 & sym. & & & & 1148400 & 0 & 0 \\
 & & & & & & 440800 & 0 \\
 & & & & & & & 76405,474
 \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

Der Anschluss der Stützen und Streben an Schwelle und Rähm wird über ein Gelenk modelliert, die Nachgiebigkeit der Verbindungen bleibt unberücksichtigt und wird nicht modelliert. Wie man anhand von Abbildung 5.3 und Abbildung 5.4 erkennt verlaufen die Achsen von Stützen und Streben in einem Punkt. Bei den Systemen mit BSP-Aussteifung wird das BSP-Element starr an Stützen, Rähm und Schwellen angeschlossen. Wie schon erwähnt, unterscheiden sich die sechs Systeme durch die Art der Aussteifung und der Stockwerksanzahl. Die Aussteifung der Systeme A-C erfolgt über Streben. Die Systeme D-F werden über 3-schichtige BSP-Platten mit einer Gesamtstärke von 71 mm und einer Schichtstärke von je 19, 33, 19 mm ausgesteift, siehe Abbildung 5.1.

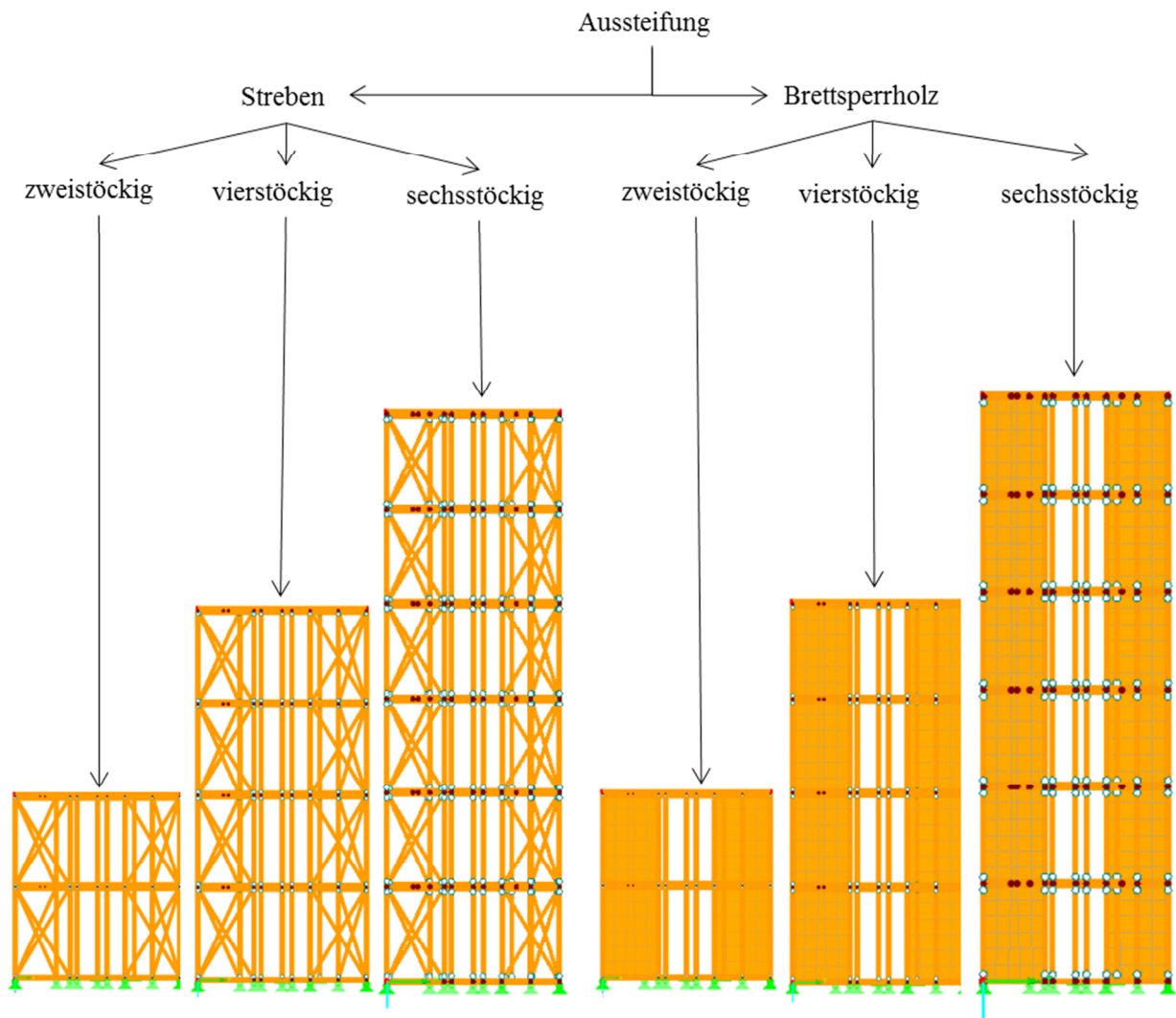


Abbildung 5.1: Überblick der gesamten Systeme

Abbildung 5.2 ist der Grundriss der Systeme zu entnehmen. In Abbildung 5.3 und Abbildung 5.4 ist die xz- und yz-Ansicht eines zweigeschossigen Gebäudes mit Streben als Aussteifungselement zu sehen. Die Anordnung der Aussteifung ist bei allen weiteren Systemen ident und wird nicht weiter erläutert.

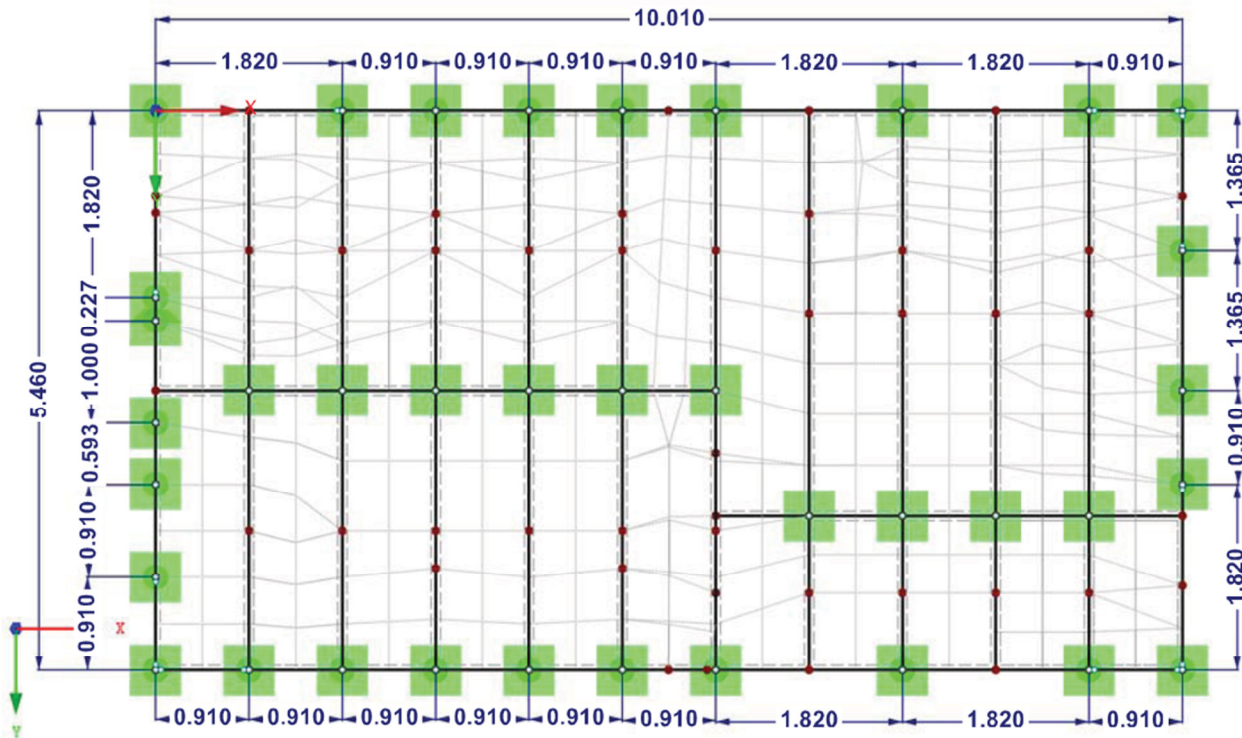


Abbildung 5.2: Grundriss

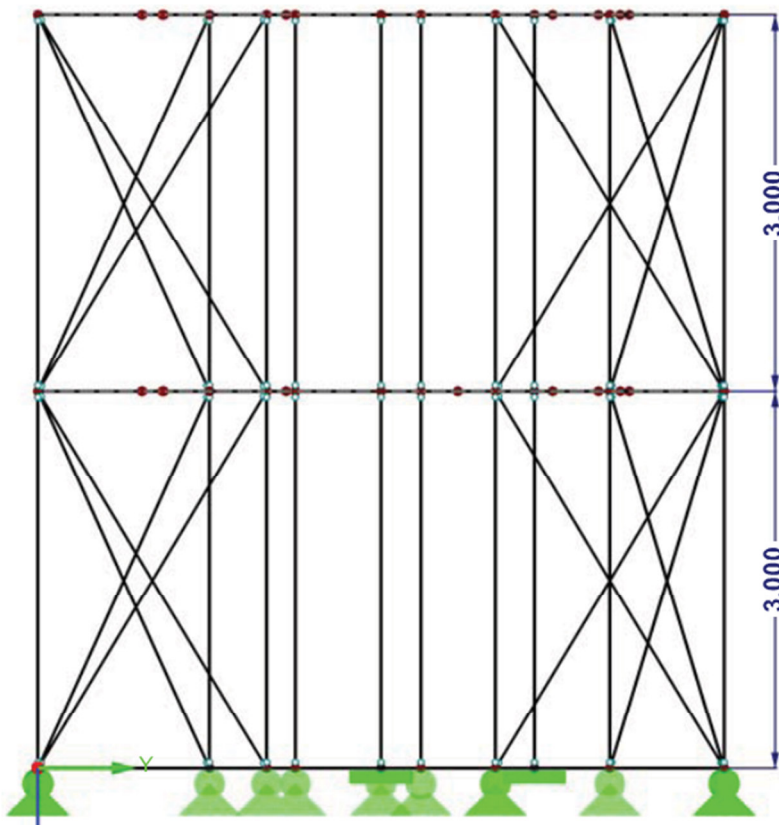


Abbildung 5.3: yz-Ansicht

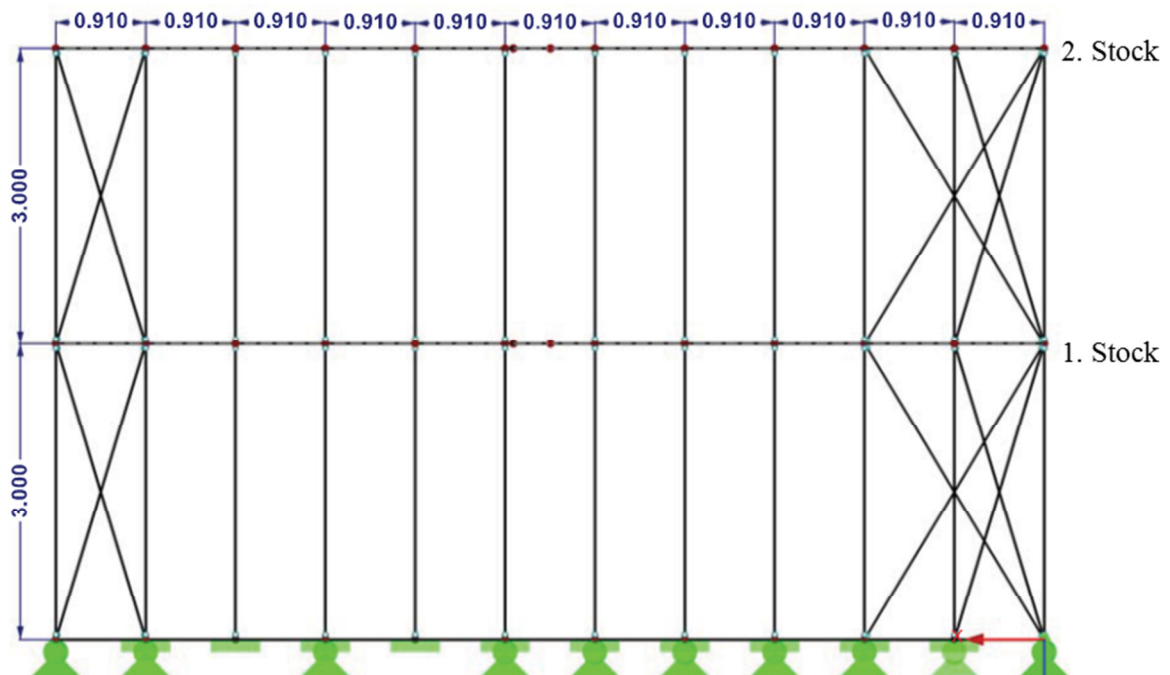


Abbildung 5.4: xz-Ansicht

Zur Berechnung der benötigten Querschnitte werden zu Beginn die sechsstöckigen Gebäude mit angenommenen Querschnitten in RFem[®] modelliert und anhand der maßgebenden Schnittkräfte aus den Lastfallkombinationen lt. EC 5 [59] errechnet. Als Material wird wie schon erwähnt C24 verwendet und für k_{mod} wird 0,8 angenommen. Die oben bereits beschriebenen Lasten werden als Stablasten auf den Balken angesetzt.

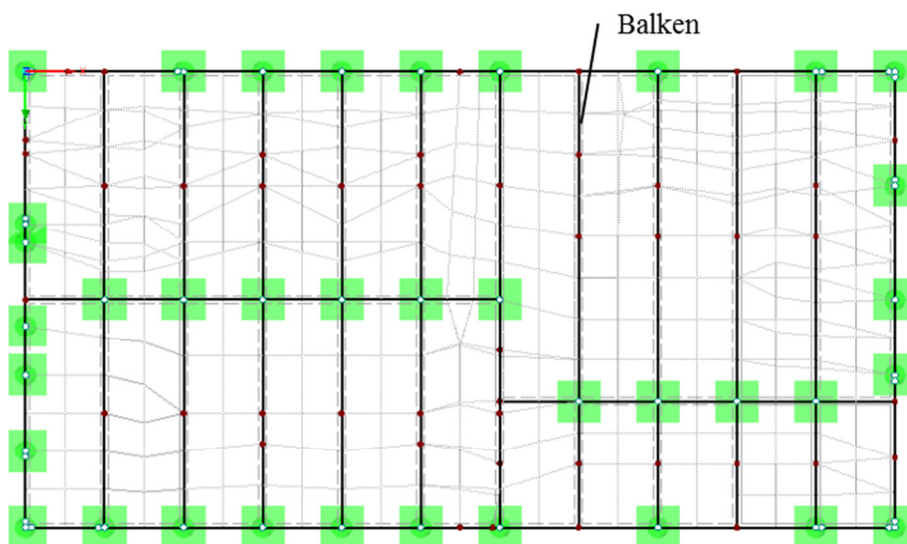


Abbildung 5.5: Balken

Die Windbelastung erfolgt über RFem[®]-Generierung.

Die berechneten Nachweise zur Ermittlung der Querschnitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, wurden mittels des Zusatzmoduls RF-Holz Pro[®], welches die Berechnung lt. dem Nationalen Anhang von EN 1995-1-1:2004-11 durchführt, nochmals überprüft. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird der Grenzwert $l/300$ eingehalten. Ebenso werden die Stockwerksverschiebungen im allgemeinen Fall von 10 mm eingehalten.

Laut den Berechnungen, ergeben sich die in Tabelle 5.5 aufgelisteten Querschnitte. Um einen direkten Vergleich der Aussteifungssysteme zu erleichtern, finden die Querschnitte bei allen Gebäuden Verwendung.

Tabelle 5.5: Querschnitte lt. Berechnung

Vordimensionierung		
Querschnitte	Höhe [mm]	Breite [mm]
Balken Dach	300	160
Balken Obergeschoss	300	160
Randstützte	180	180
Innenstütze	150	150
Strebe	130	130

5-2.1 AUSSTEIFUNG ÜBER STREBEN

Die Systeme A-C werden über Streben aussteift. Da eine Stockwerkhöhe von 3 m angenommen wurde, ergibt sich für System A eine Höhe von 9 m, für System B eine Höhe von 12 m und für System C eine Gesamthöhe von 18 m. In der folgenden Abbildung sind die Systeme dargestellt.

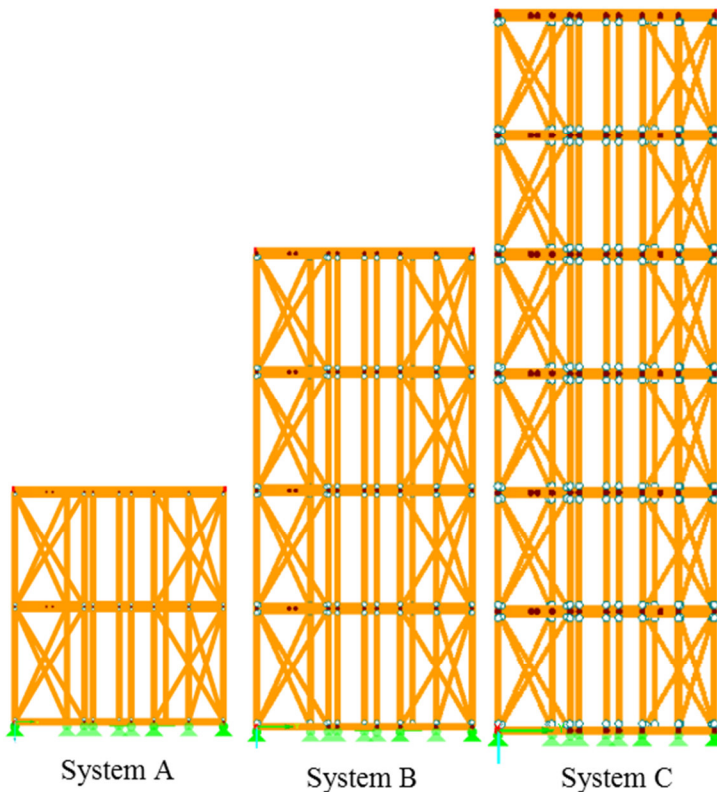


Abbildung 5.6: System A,B und C, Fachwerk

5-2.2 AUSSTEIFUNG ÜBER BRETTSPERRHOLZ

Für die Aussteifung mit Brettsperrholz wird, wie schon erwähnt eine 3-schichtige BSP-Platte mit einer Gesamtstärke von 71 mm; Schichtstärken 19, 33, 19 mm verwendet. Die BSP-Elemente verlaufen dabei immer über die gesamte Rastermaßbreite und Rastermaßhöhe. Es werden alle Bereiche, welche bei den Systemen A-C über Streben aussteift sind, bei den Systemen D-F durch BSP-Elemente ersetzt. Die für die Berechnungen eingesetzte Steifigkeitsmatrix ergibt sich wie folgt.

$$\begin{bmatrix}
 295,143 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & 32,942 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & & 8,232 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & & & 5722,793 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & & & & 5065,708 & 0 & 0 & 0 \\
 & sym. & & & & 418000 & 0 & 0 \\
 & & & & & & 363000 & 0 \\
 & & & & & & & 40889,538
 \end{bmatrix} \quad (5.4)$$

Die Verbindungen zwischen den BSP-Elementen und Stützen bzw. Riegeln wird bei dieser Arbeit wie schon erwähnt vereinfacht als starr angenommen. Im Folgenden werden die drei Systeme in Abbildung 5.7 dargestellt.

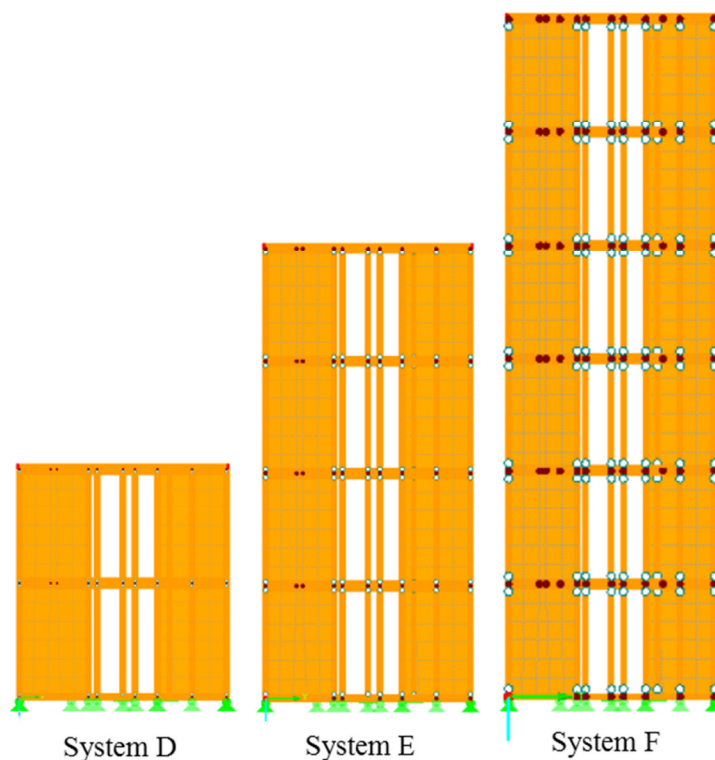


Abbildung 5.7: System D,E und F, mit BSP

5-2.3 ERMITTLUNG DER HORIZONTALEN VERFORMUNG

Um einen Vergleich zu ermöglichen, werden, wie schon erwähnt, für alle Systeme (A-F) die Querschnitte lt. Tabelle 5.5 verwendet. Die Systeme werden mit einer horizontalen Flächenlast von 1 kN/m² belastet bzw. es wird die Belastung als horizontale Streckenlast (3 kN/m; 1,5 kN/m) auf die einzelnen Stockwerke aufgebracht. Als vertikale Last wird nur das Eigengewicht der Konstruktion berücksichtigt. In weiterer Folge werden die horizontalen Verformungen jedes Systems miteinander verglichen. Bei Ansetzten der horizontalen Last in y-Richtung wird in Punkt 1 an jedem Stockwerk die Verformung in y-Richtung entnommen. Wird die horizontale Last in x-Richtung angesetzt wird an Punkt 1 an jedem Stockwerk die Verformung in x-Richtung entnommen. Die angesetzte horizontale Beanspruchung von 1,0 kN/m² entspricht natürlich keiner realen Last. Demzufolge werden an dieser Stelle auch keine Vergleiche zwischen den errechneten Werten und absoluten Grenzwerten vorgenommen, sondern ausschließlich Vergleiche von Systemverformungen untereinander.

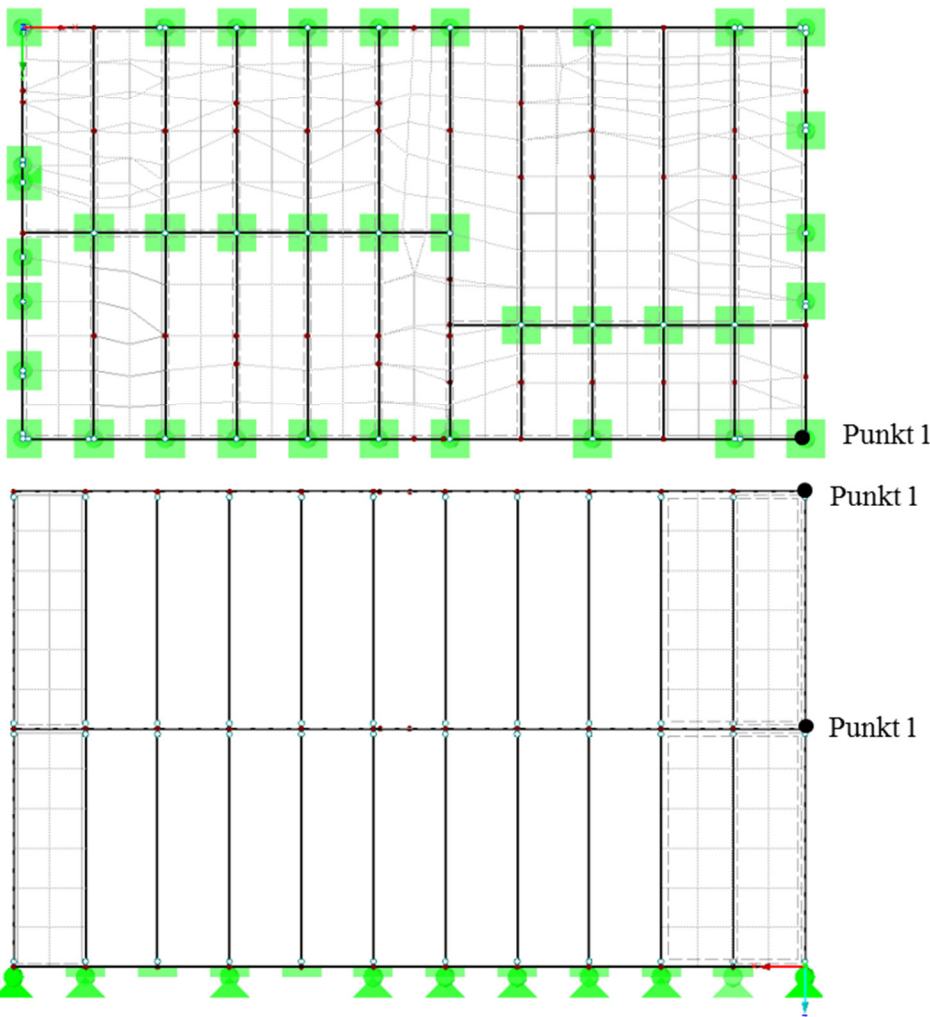


Abbildung 5.8: Grundriss und Aufriss mit den Punkten 1 und 2

Die nächsten Abschnitte gliedern sich in die zwei-, vier und sechsstöckigen Gebäude. Es werden die Verformungen der Systeme mit gleicher Stockwerkanzahl miteinander verglichen.

5-2.3.1 zweistöckige Gebäude

In den folgenden zwei Tabellen sind die absoluten Stockwerkverformungen der Systeme A und D in x- und y-Richtung unter der jeweiligen Belastung angegeben. Zusätzlich werden diese Verformungen in Prozent wiedergegeben, wobei System A als Referenz dient.

Tabelle 5.6: Verformungen in x-Richtung der zweistöckigen Gebäude

Stockwerk	System A		System D	
	x- Richtung	%	x- Richtung	%
Stockwerk 1	0,60	100	0,60	100
Stockwerk 2	1,20	100	1,10	92

Tabelle 5.7: Verformung in y-Richtung der zweistöckigen Gebäude

Stockwerk	System A		System D	
	y- Richtung	%	y- Richtung	%
Stockwerk 1	0,60	100	0,70	117
Stockwerk 2	1,20	100	1,20	100

Beim Vergleich der Prozentsätze in x-Richtung erkennt man, dass im Stockwerk 1 für beide Systeme die gleichen Verformungen auftreten, während bei Stockwerk 2 die Verformungen von System D geringer sind. Beim Vergleich von Tabelle 5.7 sind bei Stockwerk 1 die Verformungen von System D größer, bei Stockwerk 2 treten bei beiden Systemen dieselben Verschiebungen auf.

5-2.3.2 vierstöckige Gebäude

Tabelle 5.8 und Tabelle 5.9 sind die Bauwerksverformungen von System B und E in den jeweiligen Richtungen und Stockwerken zu entnehmen.

Tabelle 5.8: Verformungen in x-Richtung der vierstöckigen Gebäude

Stockwerk	System B		System E	
	x- Richtung	%	x- Richtung	%
Stockwerk 1	1,70	100	1,60	94
Stockwerk 2	4,10	100	3,70	90
Stockwerk 3	6,30	100	5,70	90
Stockwerk 4	8,20	100	7,20	88

Tabelle 5.9: Verformungen in y-Richtung der vierstöckigen Gebäude

Stockwerk	System B		System E	
	y- Richtung	%	y- Richtung	%
Stockwerk 1	1,80	100	1,90	106
Stockwerk 2	4,10	100	4,00	98
Stockwerk 3	6,30	100	6,00	95
Stockwerk 4	8,10	100	7,60	94

Beim Betrachten der Tabelle 5.8 erkennt man, dass bei System E geringere Verformungen auftreten als bei System B. Weiters nimmt die Verformungsdifferenz der Systeme mit jedem weiteren Stockwerk zu. Bei dem Vergleich der Verformungen in y-Richtung kommt es bei Stockwerk 1 bei System E zu größeren Verformungen. Aber bereits ab Stockwerk 2 treten auch bei den vierstöckigen Gebäuden bei System E ebenfalls geringer Verformungen als bei System B auf.

5-2.3.3 sechsstöckige Gebäude

Den folgenden Tabellen sind die Verformungen jedes Stockwerkes in x-, und y-Richtung des sechsstöckigen Gebäudes zu entnehmen. Zusätzlich sind die Unterschiede zwischen den beiden Aussteifungssystemen auch wieder prozentuell dargestellt.

Tabelle 5.10: Verformungen in x-Richtung der sechsstöckigen Gebäude

Stockwerk	System C		System F	
	x- Richtung	%	x- Richtung	%
Stockwerk 1	3,00	100	2,80	93
Stockwerk 2	7,80	100	7,00	90
Stockwerk 3	13,00	100	11,50	88
Stockwerk 4	18,00	100	15,90	88
Stockwerk 5	22,50	100	19,70	88
Stockwerk 6	26,30	100	23,00	87

Tabelle 5.11: Verformungen in y-Richtung der sechsstöckigen Gebäude

Stockwerk	System C		System F	
	y- Richtung	%	y- Richtung	%
Stockwerk 1	3,10	100	3,20	103
Stockwerk 2	7,70	100	7,50	97
Stockwerk 3	12,80	100	12,00	94
Stockwerk 4	17,70	100	16,30	92
Stockwerk 5	22,10	100	20,00	90
Stockwerk 6	25,80	100	23,20	90

Wiederum treten bei der Aussteifung mit BSP (System F) geringere Verformungen wie bei System C auf. In y-Richtung kommt es bei System F im ersten Stockwerk zu größeren Verformungen, ab Stockwerk 2 treten allerdings wieder geringer Verformungen auf. Um den Verformungsunterschied besser veranschaulichen zu können, sind im Abbildung 5.9 die Verformungen der sechsstöckigen Gebäude in x- und y-Richtung mittels Diagramm dargestellt.

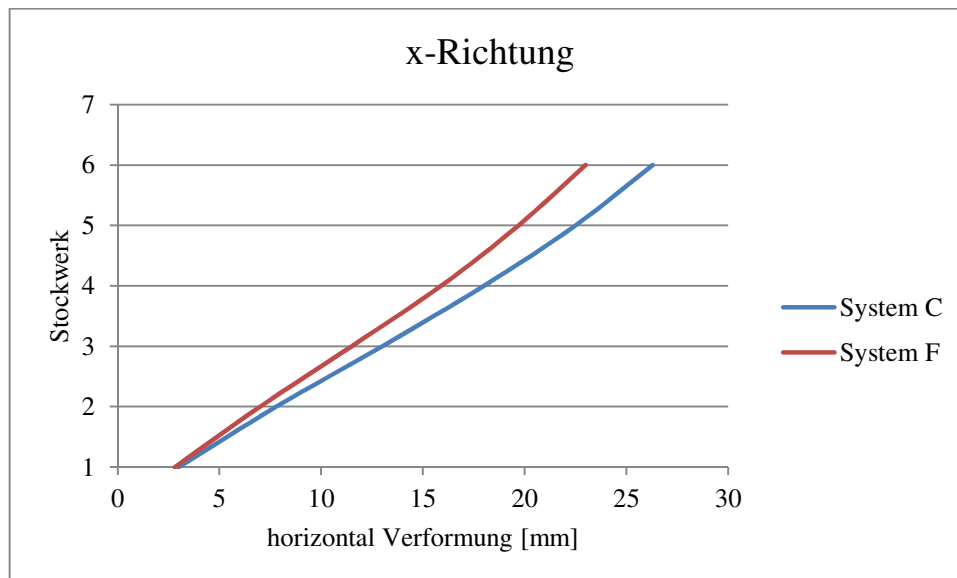


Abbildung 5.9: Verformung x-Richtung der System C und F; sechsstöckigen Gebäude

Wie man anhand der Abbildung erkennt, nimmt mit jedem weiteren Stockwerk der Verformungsunterschied der beiden Systeme zu. System F, welches über BSP aussteift, ist weist grundsätzlich geringere Verformungen auf.

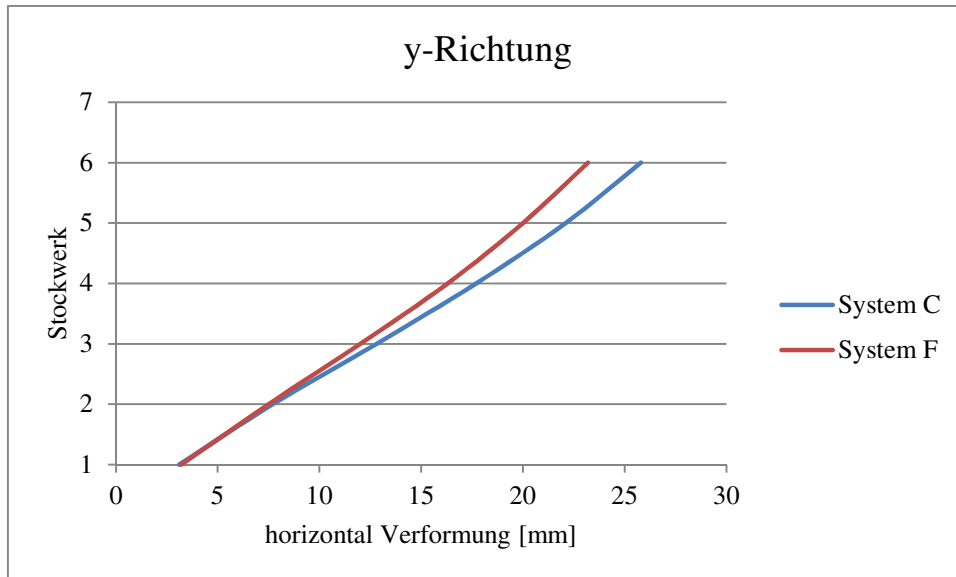


Abbildung 5.10: Verformung y-Richtung der System C und F; sechsstöckigen Gebäude

5-2.4 RESÜMEE

Bei Betrachtung der Verformungen der zwei-, vier- und sechsstöckigen Gebäude in x-Richtung, werden die grundsätzlich geringeren horizontalen Verschiebungen der Systeme D, E und F klar sichtbar.

Bei Betrachtung dieser Systeme in y-Richtung, treten im ersten Stock jedoch immer größere Verformungen als bei den Systemen A, B und C auf. Ab Stockwerk 2 ist allerdings wieder ein gleiches Verhalten für alle Systeme wie in x-Richtung zu erkennen. Anhand von Abbildung 5.9 ist klar zu sehen, dass die Verformungsdifferenz zwischen den Systemen mit unterschiedlicher Aussteifung mit jedem Stockwerk zunimmt. Demzufolge gewinnt die Art des Aussteifungssystems mit steigender Stockwerksanzahl an Bedeutung.

KAPITEL 6: ZUSAMMENFASSUNG

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde untersucht, ob es grundsätzlich möglich ist, Brettsperrholz als Aussteifungselement in ein traditionelles Fachwerkssystem zu integrieren. Hierfür wurden zunächst Rückrechnungen zur Erhaltung der maximal übertragbaren Last an drei Wandsystemen (Holzrahmbau, Fachwerkbau und Brettsperrholz), durchgeführt. Durch diese Rückrechnungen konnte festgestellt werden, dass die angenommene Brettsperrholzscheibe in der Lage ist, rund die dreifache horizontale Belastung der Fachwerkwand zu übertragen. Ebenso wurde ein Verformungsvergleich der drei in RFem[®] modellierten Wandsysteme durchgeführt. Dazu wurden die Verformungsanteile der Verbindungen (Rotation und Translation) und die Verformungsanteile der Wände auf Grund der Biege- und Schubsteifigkeit, gegenübergestellt. Bei diesem Vergleich konnte eine wesentlich höhere Steifigkeit der Brettsperrholzscheibe festgestellt werden. Weiters wurde die maßgebende Rolle der Verbindungstechnik bei Brettsperrholz sichtbar. Demzufolge stellt die Verbindungstechnik in diesem Fall nicht nur die oberste Grenze der maximal übertragbaren Last dar, sondern hat auch den größten Einfluss auf die Gesamtverformung der Brettsperrholzwand. Bei der Holzrahmenwand und der Fachwerkwand hat die Verbindungstechnik auf die Gesamtverformung einen wesentlich geringeren Einfluss. Bei diesen beiden Bauweisen hat der Verformungsanteil aus der Biege- und Schubsteifigkeit der Wand den größten Anteil an der Gesamtverformung.

Im Anschluss wurden sechs unterschiedliche Gebäude-Modelle in RFem[®] generiert, welche sich durch die Stockwerksanzahl (zwei-, vier-, und sechs-stöckig) und durch das Aussteifungssystem (Strebe bzw. BSP) unterschieden. Durch den Vergleich der Systemverformungen unter einer horizontalen Last, konnte die höhere Steifigkeit von Brettsperrholz untermauert werden. Diese höhere Steifigkeit zeigt sich auf Grund einer geringeren Verformung der Systeme mit BSP unter der horizontalen Belastung. Der größer werdende relative Unterschied der Verformungen bei zunehmender Gebäudehöhe zeigt, dass das eingesetzte Aussteifungssystem mit der Gebäudehöhe an Bedeutung gewinnt. Bei Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindungen könnte der relative Verformungsunterschied zwischen den Systemen mit BSP-Aussteifung und Strebenaussteifung zunehmen.

Zusammenfassend kann somit festgehalten werden, dass der lokale Einsatz von BSP Elementen als Substitution für die herkömmliche Streben oder Kopfbänder in Fachwerkssystemen, durchaus geeignet ist. Da sich eine leichte Steigerung der Gebäudesteifigkeit festhalten lässt.

ANHANG A VERZEICHNISSE

Literaturverzeichnis

- [1] BSPHandbuch Holz-Massivbauweise in Brettsper Holz, Graz: Verlag der Technischen Universität Graz, 2010.
- [2] *Eurocode 5 ÖNORM B 1995-1-1: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten; Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut/ Austrian Standards Institute, 2014.
- [3] U. Huth und M. Schönk, *TECHNIK IM HOLZBAU - Aussteifungssysteme - Grundlagen*, Berlin/ Neu-Isenburg: Fördergesellschaft Holzbau und Ausbau mbH/ Zeittechnik Verlag GmbH, 2011.
- [4] A. Neuenhofer, „Aussteifung von Tragwerken,“ in *Wendehorst Bautechnische Zahlentafeln*, Vieweg+Teubner Verlag | Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, 2012, pp. 491 - 522.
- [5] G. Schickhofer, *Holzbau - Konstruktionen aus Holz*, Graz: Technische Universität Graz, Institut für Holzbau und Holztechnologie, 2006.
- [6] M. Maas, „Hochschule Bochum,“ [Online]. Available: http://www.hochschule-bochum.de/fileadmin/media/fb_a/Maas/ordner1/Vorlesung-Aussteifung-07.10.11.pdf. [Zugriff am 10 Juli 2014].
- [7] J. Lange, *Aussteifung von Gebäuden*, t Darmstadt: Technische Universität Darmstadt / Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik.
- [8] bauforumstahl, „bauforumstahl.de,“ [Online]. Available: bauforumstahl.de/upload/documents/publikationen/arbeitshilfen/sta.23.0.pdf. [Zugriff am 10 Juli 2014].
- [9] H. Sommer, *Projektmanagement im Hochbau*, Berlin: Springer Verlag; Berlin, 2009.
- [10] M. Sarkisian, N. Mathias, E. Long, A. Mazeika, J. Gordon und J. Chakar, *Jin Mao Tower`s Influence on China`s New Innovative Tall Buildings*, Shanghai, China: Shanghai International Seminar of Design an Construction Technologiis of Super High-Rise Buildings, 2006.
- [11] *Eurocode 8 ÖNORM EN 1998-1: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben; Teil 1: Grundlagen, Erdbebenwirkung und Regeln für den Hochbau*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut/ Austrian Standards Institute, 2011.
- [12] G. Schickhofer und A. Ringhofer, *Anforderung an erdbebensichere Konstruktionen*, 9. Grazer Holzbau-Fachtagung.
- [13] C. Hall, *Methoden zur elastischen und plastischen Modellierung von scheibenartig beanspruchten Holztafeln*, Braunschweig: Technischen Universität Braunschweig/ Dissertation, 2012.
- [14] G. Flatscher, *Versuchstechnische Betrachtung zyklisch beanspruchter Wandelemente in der Holz-Massivbauweise*, Graz: Technische Universität Graz/ Internationales Holzbau-Forum 2012, 2012.

- [15] G. Schickhofer, *Holzbau-der Roh- und Werkstoff Holz*, Graz: Technische Universität Graz, Institut für Holzbau und Holztechnologie, 2006.
- [16] M. Wallner-Novak, J. Koppelhuber und K. Pock, *Brettsperrholz-Bemessung*, Wien: proHolz Austria, 2013.
- [17] A. Gülzow, K. Richter und R. Steiger, *Influence of wood moisture content on bending and shear stiffness of cross laminated timber panels*, Schweiz: Springer-Verlag, 2010.
- [18] A. Reichhart, *Ein Beitrag zur Beschreibung des Tragverhaltens von Öffnungsstürzen in BSP-Scheiben*, Graz: Technische Universität Graz/ Masterarbeit, 2013.
- [19] E. Hake und K. Meskouris, *Statik der Flächentragwerke*, Berlin/ Heidelberg: Springer-Verlag, 2001/ 2007.
- [20] B. Hirschmann, *Ein Beitrag zur Bestimmung der Scheibenschubfestigkeit von Brettsperrholz*, Graz: Technische Universität Graz/ Masterarbeit, 2011.
- [21] J. Dröschner, *Prüftechnische Ermittlung der Schubkenngrößen von BSP-Scheibenelementen und Studie ausgewählter Parameter*, Graz: Technische Universität Graz/ Masterarbeit, 2014.
- [22] R. Harris, A. Ringhofer und G. Schickhofer, *COST Action FP1004- Focus Solid Timber Solutions - European Conference on Corss Laminated Timber (CLT)*, Graz: University of Bath, 2013.
- [23] V. Schiermeyer, *Verbindungstechnik in der Brettsperrholz-Bauweise*, 2. Forum Holzbau Beaune 12.
- [24] T. Bogensberge und G. Schickhofer, *Brettsperrholz - Forschung & Entwicklung, Nachweisverfahren, Einsatzmöglichkeiten und Transfer*, Volyn: holz.bau forschungs gmbh, 2010.
- [25] A. Ringhofer, *Erdbebennormung in Europa und deren Anwendung auf Wohnbauten in Holz-Massivbauweise*, Graz: Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz, 2010.
- [26] A. Ringhofer, *Erdbebennormung in Europa und deren Anwendung auf Wohnbauten in der Holz-Massivbauweise*, Graz: Technische Universität Graz/ Masterarbeit, 2010.
- [27] C. Hubweber, D. Schmidt, H. Schopbach, G. Wagner und H. Zeitter, *Holzrahmenbau*, Bonn: HOLZABSATZFOND Absatzförderungsfond der deutschen Forst- und Holzwirtschaft, 2009.
- [28] J. Kolb, „Rahmenbau,“ in *Holzbau mit System - Tragkonstruktion und Schichtaufbau der Bauteile*, Lignum - Holzwirtschaft Schweiz Zürich, DGfH - Deutsche Gesellschaft für Holzforschung München (Springer Verlag), 2007, pp. 62 - 85.
- [29] M. Sandau-Wietfeldt, *Modelle für die Tragfähigkeit von Holztafeln mit beulgefährdeter Beplankung*, Braunschweig: Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig/ Dissertation, 2008.
- [30] U. Meyer, *Ein Beitrag zur Bemessung von Holzrahmenbauwänden mit der Methode der Finiten Elemente*, Weimar: Fakultät Bauingenieurwesen der Bauhaus-Universität Weimar/ Dissertation, 2004 .

- [31] L. Eisenhut, J. Hummel, M. Schick, W. Seim und T. Vogt, *Holzbau Basiswissen*, Kassel: Prof. Dr.-Ing. Werner Seim, Universität Kassel, Fachgebiet Holzbau und Bauwerkserhaltung, 2014.
- [32] T. zur Kammer, *Zum räumlichen Tragverhalten mehrgeschossiger Gebäude in Holztafelbauart*, Braunschweig: Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig/ Dissertation, 2006.
- [33] H. Ebner, „Beanspruchung dünnwandiger Kastenträger auf Drillung bei behinderter Querschnittsverwölbung,“ *Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt*, Nr. 24 Jahrg., pp. 645- 655; 684- 692, 1933.
- [34] H. Ebner und H. Köller, „Zur Berechnung des Kraftverlaufs in versteiften Zylinderschalen,“ in *Bd. 14*, 1937, pp. 607- 626.
- [35] H. Hertel, *Leichtbau: Bauelemente, Bemessung und Konstruktion von Flugzeugen und anderen Leichttragwerken*, Berlin/ Göttingen/ Heidelberg: Springer Verlag, 1960.
- [36] W. Schnell und G. Czerwenka, Einführung in die Rechenmethoden des Leichtbaus; zweiter Band, Mannheim: Bibliographisches Institut, Hochschula-schenbücher Verlag, 1970.
- [37] H. Schulze und T. Schönhoff, „Bemessungsvorschläge für Deckenscheiben,“ in *Bauen mit Holz; Heft 2*, pp. S 96-101.
- [38] M. Kessel und H., „Tafel: eine elastische, geometrisch lineare Beschreibung,“ in *Holzbaukalender 2003*, Bruderverlag, 2003, pp. S 599- 632.
- [39] H. Blaß, J. Ehlbeck, H. Kreuzinger und G. Steck, *Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08; Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken/ Vereinfachte Berechnung von scheibenartig beanspruchten Tafeln und Nachweis der Scheibenbeanspruchung von Tafeln (2005)*, München: DGfH Innovations- und Service GmbH, 2004.
- [40] K. Josef, „Fachwerkbau,“ in *Holzbau mit System - Tragkonstruktion und Schichtaufbau der Bauteile*, Lignum - Holzwirtschaft Schweiz Zürich, DGfH - Deutsche Gesellschaft für Holzforschung München (Springer Verlag), 2007, pp. S 54 -59.
- [41] F. Lam, A. Filiatrault, N. Kawai, S. Nakajima und N. Yamaguchi, *Performance of timber buildings under seismic load. Part 1: experimental studies*, Vancouver, Canada; San Diego, USA; Tsubuka, Japan: John Wiley & Sons, Ltd., 2002.
- [42] M. Li, *Seismic performance of post-and beam wood buildings*, Vancouver: University of British Columbia, 2009.
- [43] M. Stefanescu, *Lateral resistance of traditional japanes post-and-beam frames unter monotonic and cyclic loading condition*, Vancouver, Canda: University of British Columbia, 2000.
- [44] M. OKABE, *Allowable Strength of Various Shear walls for Post and Beam Structure in Japan*, Tsukuba city, IBARAKI, JAPAN: Tsukuba Building Test Laboratory, Center for Better Living.
- [45] K. Y. Matsumura, *Analysis of precut industry in Japan*, Springer-Verlag, 2004.
- [46] Product, GmbH EGGER Building, „www.egger.com/bauprodukte,“ [Online]. Available: www.egger.com/downloads/bildarchiv/18000/1_18220_PP_EGGER-OSB-3_DE.pdf. [Zugriff am 19 Jänner 2015].

- [47] Strong-Tie, SIMPSON; HTT22, Zuganker, „www.strongtie.de,“ [Online]. Available: www.strongtie.de/products/detail/ancrage/81. [Zugriff am 11 2 2015].
- [48] Strong-Tie, SIMPSON; AE116, Winkelverbinder, „www.strongtie.de,“ [Online]. Available: www.strongtie.de/products/detail/vinkelbeslag/707. [Zugriff am 11 2 2015].
- [49] Profikatalog, SIMPSON Strong-tie /, „www.strongtie.de,“ [Online]. Available: www.strongtie.de/upload/media_items/dl/profikkatalog-2014-15-original.original.pdf. [Zugriff am 12 2 2015].
- [50] *European Technical Approval ETA-07/0285*, Charlottenlund: ETA-Danmark A/S, 2013.
- [51] N. Nikolaus Nebgen und L. A. Peterson, *Holzbau kompakt nach Eurocode 5*, Berlin, Wien, Zürich: Beuth Verlag GmbH, 2014.
- [52] *Eurocode 1 ÖNORM B 1991-1-1: Einwirkung auf Tragwerke; Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut / Austrian Standarts Institute, 1.12.2011 .
- [53] *Eurocode 1 ÖNORM EN 1991-1-1: Einwirkung auf Tragwerke; Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut / Austrian Standart Institute, 2011.
- [54] *Eurocode 1 ÖNORM EN 1991-1-3: Einwirkung auf Tragwerke; Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen , Schneelasten*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut/ Austrian Standards Institute, 2012.
- [55] *Eurocode 1 ÖNORM B 1991-1-3: Einwirkung auf Tragwerke; Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut / Austrian Standard Institute, 2013.
- [56] *Eurocode 1 ÖNORM EN 1991-1-4: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut / Austrian Standard Institute, 2011.
- [57] *Eurocode 1 ÖNORM B 1992-1-4: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*, Wien: Österreichisches Normungsinstitute / Austrian Standard Institute, 2012.
- [58] *Eurocoe ÖNROM B 1990-1: Grundlage der Tragwerksplanung; Teil 1: Hochbau*, Wien: Österreichisches Normungsinstitut, 2004.
- [59] *Eurocode5, Eurocode 5 ÖNORM B 1995-1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*, Wien: Auslrian Standards Institute/ Österreichischen Normungsinstitut, 2014.
- [60] M. Lackner, G. Meinhardt, M. Egger und A. Kleinbichler, *Eurocode 5 kompakt*, ÖLV, Österreichischer Holzleimbau, 2011/ 1.Auflage.
- [61] G. Flatscher, K. Bratulic, R. Brandner und G. Schickhofer, „Zusammenfassende und weiterführende Arbeiten zum Verhalten von BSP-Tragwerken bei der Beanspruchungssituation Erdbeben,“ holz.bau forschung gmbh, Graz, 2013.
- [62] H. Bachmann, *Erdbebensicherung von Bauwerken*, 2. Hrsg., Zürich: Birkhäuser Verlag, 2002.

- [63] B. Dujic, S. Klobcar and R. Zarnic, “Influence of Openings on Shear Capacity of Wooden Walls,” in *Proceedings of the 40th CIB-W18*, Bled, 2007.
- [64] CEN, *Eurocode 5 EN 1995-1-1: Design of timber structures. Part -1-: General - Common rules and rules for buildings.*, CEN, Ed., Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
- [65] G. Wallner, *Versuchstechnische Ermittlung der Verschiebungskenngrößen von orthogonal verklebten Brettlamellen*, Graz: Masterarbeit; Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke; Technische Universität Graz, 2004.
- [66] D. B. Jung-Pyo HONG, *Three-dimensional finite solid element model for Japanese post and beam connection*, Vancouver, Canada: Department of Wood Science, University of British Columbia.
- [67] B. Dujic, S. Aicher und R. Zarnic, *Investigations on in-plane loaded wooden elements- influence of loading and boundary conditiions*, In *Otto-Graf-Journal* Vol. 16, 2005.
- [68] H. Blaß und P. Schädle, *Verhalten einer Massivholzbauweise unter Erdbebenlasten*, Karlsruhe: Karlsruher Institut für Technologie (KIT)/ Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktion, 2011.
- [69] R. Bosl, *Zum Nachweis des Trag- und Verformungsverhaltens von Wandscheiben aus Brettlagenholz*, München: Universtiät der Bundeswehr München/ Disseration, 2001.
- [70] A. Ceccotti, C. Sandhaas und M. Yasumura, *Seismic Behaviour of Multistory Cross-laminated Timber Buildings*, Geneva, Switzerland: Proceedings of the International Convention of Society of Wood Science and Technology and United Nations Economic Commission for Europe – Timber Committee, 2010.
- [71] O. J. Dettmann, *Entwicklung von Modellen zur Abschätzung der Steifigkeit und Tragfähigkeit von Holztafeln*, Braunschweig: Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig/ Dissertation, 2003.
- [72] M. Rösler, *Aussteifung*, Beuth Hochschule für Technik Berlin: Beuth Hochschule für Technik Berlin / Fachgebiet Massivbau.
- [73] *Eurocode ÖNORM EN 1990-Grundlagen der Tragwerksplanung*, Wien: Österreichischen Normungsinstitut/ Austrian Standarts Institute, 2013.

A-1 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Einzelstütze [6].....	2
Abbildung 2.2: Rahmen [6] Abbildung 2.3: Rahmenausführungen [3]	3
Abbildung 2.4: Verband [6]	3
Abbildung 2.5: Kreuzverband, Strebenverband, K-Verband und Portal [7]	4
Abbildung 2.6: Kern [4]	4
Abbildung 2.7: Scheibe [6]	5

Abbildung 2.8: Outrigger- System [4].....	5
Abbildung 2.9: Stabilisierung eines räumlichen Tragwerks [6].....	6
Abbildung 2.10: Anordnung der Aussteifung im Grundriss [4].....	7
Abbildung 2.11: Beispiel einer indirekten, ungünstigen Kraftübertragung [12];(Abb.2.1)	8
Abbildung 2.12: Maßnahmen im Grundriss [7]	8
Abbildung 2.13: Maßnahmen im Aufriss [7]	9
Abbildung 2.14: günstige und ungünstige Anordnung der tragenden Bauteile für eine ausreichende Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit [12]; (Abb. 2.3).....	9
Abbildung 3.1: schematische Darstellung eines Holzrahmenbau-Wandsystem [13]; (Bild 1-2), sowie schematische Darstellung eines BSP-Wandsystems [14]; (Abbildung 5).....	12
Abbildung 3.2: Holzerzeugnisse im Sägewerk [15]; (Abb.5.1)	12
Abbildung 3.3: Beispiel eines Brettsperrholzelement vergleiche [17]; (Abb.1)	13
Abbildung 3.4: ebener Spannungszustand in einer Scheibe unter Scheibenbeanspruchung [19]; (Bild 2.1-1)	13
Abbildung 3.5: von der BSP- Scheibe über das RVE zum RVSE [1]; (Abb.1.4).....	14
Abbildung 3.6: Scheibenkräfte auf Grund von p_x und p_y [20]; (Abb.1.5).....	15
Abbildung 3.7: RVE unter Normalkraftbeanspruchung [20]; (Abb.1.6).....	15
Abbildung 3.8: Anteile der Schubverzerrung aus Mechanismus I und II in einer BSP-Scheibe [20]; (Abb.1.7)	16
Abbildung 3.9: Schubkräfte am Repräsentativen-Volumen-Sub-Element einer BSP-Scheibe [20]; (Abb.1.8)	17
Abbildung 3.10: Schubsteifigkeit G^*/G_0 auf Basis einer FE-Analyse [20]; (Abb.1.10)	18
Abbildung 3.11: BSP-Scheibe mit und ohne Randeffekt [20]; (Abb.1.12).....	19
Abbildung 3.12: Wandprüfstand [14]; (Abbildung 3).....	24
Abbildung 3.13: Wandkonfigurationen [14]; (Abbildung 5)	24
Abbildung 3.14: Anschlüsse in einem Gebäude aus Brettsperrholz [23]; (Abbildung 1).....	25
Abbildung 3.15: Anschluss Wand–Fundament [24]	25
Abbildung 3.16: Anschluss Wand–Wand [24].....	26
Abbildung 3.17: Anschluss Wand–Decke-Wand [24]	26
Abbildung 3.18: Anschluss Decke-Decke [24]	27
Abbildung 3.19: Stufenfalz [16]; (Abbildung 9-6).....	27
Abbildung 3.20: statischen Modell für die Berechnung der Auflagerkräfte [26]; (Abb.3.6)	28
Abbildung 3.21: Bauteile des Holzrahmenbau [29]; (Abb.0-3)	30
Abbildung 3.22: Verankerungskräfte bei unterschiedlicher Wandlänge [27]	31
Abbildung 3.23: Holzrahmenbaudecke; vergleiche [28]; (b15).....	32
Abbildung 3.24: Rastermaß [27]; (Abb.2.02)	33
Abbildung 3.25: Plattform-Bauweise, Geschosstoß [27]; vergleiche (Abb.2.04)	33
Abbildung 3.26: Ballon-Bauweise, Geschosstoß [27]; vergleiche (Abb.2.05).....	34
Abbildung 3.27: Quasi-Ballon-Bauweise, Geschosstoß [27]; vergleiche (Abb.2.06)	34
Abbildung 3.28: Aufbau und Lastabtragung im Holzrahmenbau [27]; (Abb.1.10/Abb.1.11)	35

Abbildung 3.29: Beanspruchung der Rippen und der Beplankung unter eine horizontalen Belastung F_v , vergleiche Bild 8/66 bzw. Bild 8/67 [39]	37
Abbildung 3.30: einwirkende Kräfte auf: a) Wandscheibe; b) Stabwerk; c) Beplankung; vergleiche Bild 9.5 lt. EC 5 [2]	38
Abbildung 3.31: Beispiel für die Zusammensetzung von Wandscheiben mit einer Wandtafel mit Fensteröffnung und einer Wandscheibe geringer Breite; vergleiche Bild 9.6 lt. EC 5 [2].....	39
Abbildung 3.32: Blockbauweise und Fachwerkbauweise [5]; (Abb.1.1).....	41
Abbildung 3.33: Wand mit zwei (Kata sujikai) und vier (Tasuki sujikai) Streben zur Aussteifung [43]; (Figure 1.6).....	43
Abbildung 3.34: übliches Rastermaß eines japanischen Wandsystems [43]; (Figure 2.8).....	43
Abbildung 3.35: japanisches Fachwerk ausgesteift mit Streben, Sperrholzplatten und Gipskartonplatten [44]; (Figure 1).....	44
Abbildung 3.36: Positionen und Formen von Holzverbindungen des japanischen Holzhauses [45], (Fig.1).....	44
Abbildung 3.37: Anschlüsse von Strebe an Rähm und Schwelle [43]; (Figure 2.9).....	45
Abbildung 3.38: Anschluss der Stütze an die Schwelle [43]; (Figure 3.3); sowie Anschluss Mabashira an Rähm und Schwelle [43]; (Figure 3.6/ Figure 3.7).....	45
Abbildung 4.1: Definitionen.....	46
Abbildung 4.2: Kraft-Verschiebungskurve Schubwinkel AE116 mit zwei M12-Bolzen und 14 CNA Rillennägel; Kraft-Verschiebungskurve Zuganker HTT22 mit einem M16-Bolzen und 15 CNA Rillennägel	47
Abbildung 4.3: Systemmaße System 1[cm]	48
Abbildung 4.4: kontinuierliche Lagerung(a) und Einzellagerung (b) lt. EC 5; vergleiche Bild 6.2(a) und Bild 6.2(b) [2].....	50
Abbildung 4.5: Systemmaße System 2.....	51
Abbildung 4.6: Systemmaße Holzrahmenbau [cm]	53
Abbildung 4.7: Anschluss Randrippe und Innenrippe an Fußrippe [mm].....	53
Abbildung 4.8: Mindestabstände von Nägel lt. EC 5; Tabelle 8.2 [2]	54
Abbildung 4.9: gewählte Abstände der Nägel bei Randrippe und Innenrippe [mm]	54
Abbildung 4.10: übergreifende Nägel im Mittelholz lt. EC 5; vergleiche Bild 8.5 [2].....	55
Abbildung 4.11: einschnittige Holzwerkstoff-Holz-Verbindung lt. EC 5; Gleichung 8.6 [2]	56
Abbildung 4.12: Versagensmechanismus f lt. EC 5; vergleiche Bild 8.2 (d) [2].....	56
Abbildung 4.13: Anbringung der Zuganker	58
Abbildung 4.14: statisches Modell zur Berechnung der Auflagerkräfte [26]	60
Abbildung 4.15: Schnitt Brettsperrholzscheibe.....	61
Abbildung 4.16: Verformungsanteile einer Wand und horizontaler Belastung [14]; (Abbildung 10)..	62
Abbildung 4.17: statisches Modell und RStab [®] -Modell der Fachwerkwand	62
Abbildung 4.18: statisches System der Holzrahmenbaurippen und RFem [®] -Modell Holzrahmenbau ..	63
Abbildung 4.19: Modell BSP-Scheibe	65
Abbildung 4.20: Verformungsanteile: Biegung und Schub der Wand sowie Rotation und Translation der Verbindungen	65
Abbildung 4.21: Verformung auf Grund der Biege- und Schubsteifigkeit der Wandsysteme.....	67

Abbildung 5.1: Überblick der gesamten Systeme	71
Abbildung 5.2: Grundriss	72
Abbildung 5.3: yz-Ansicht	72
Abbildung 5.4: xz-Ansicht	73
Abbildung 5.5: Balken	73
Abbildung 5.6: System A,B und C, Fachwerk	74
Abbildung 5.7: System D,E und F, mit BSP	75
Abbildung 5.8: Grundriss und Aufriss mit den Punkten 1 und 2	76
Abbildung 5.9: Verformung x-Richtung der System C und F; sechsstöckigen Gebäude	78
Abbildung 5.10: Verformung y-Richtung der System C und F; sechsstöckigen Gebäude	79

A-2 Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: ideale Ersatzdicke t_i^* einer n-schichtigen BSP-Scheibe; Tab.7.2 [1]	21
Tabelle 3.2: charakteristische Werte der Festigkeiten für die Einzellage in BSP [N/mm ²] lt. Tabelle NA.K.3 [2].....	22
Tabelle 4.1: gewählte Querschnitte Fachwerkwand.....	47
Tabelle 4.2: gewählte Querschnitte Holzrahmenbau.....	53
Tabelle 4.3: Mindestabstände der Nägel	55
Tabelle 4.4: Nägel in einer Reihe in Faserrichtung angeordnet lt. EC 5; vergleiche Tabelle 8.1 [2]....	55
Tabelle 4.5: Verformungs- und Verschiebungsanteile bei einer Streckenlast von 2,5 kN/m.....	66
Tabelle 4.6: Verformungs- und Verschiebungsanteile bei einer Streckenlast von 6,5 kN/m	66
Tabelle 4.7: Verformungs- und Verschiebungsanteile bei einer Streckenlast von 8,5 kN/m.....	66
Tabelle 5.1: Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte	68
Tabelle 5.2: Eigengewicht lt. ÖNORM B 1991-1-1.....	68
Tabelle 5.3: Nutzlasten lt. ÖNORM B 1991-1-1.....	68
Tabelle 5.4: Zuordnung der Einwirkungen zu Klassen der Lasteinwirkungsdauer; vergleiche [2] (Tabelle NA.2.2).....	69
Tabelle 5.5: Querschnitte lt. Berechnung	74
Tabelle 5.6: Verformungen in x-Richtung der zweistöckigen Gebäude	76
Tabelle 5.7: Verformung in y-Richtung der zweistöckigen Gebäude	76
Tabelle 5.8: Verformungen in x-Richtung der vierstöckigen Gebäude.....	77
Tabelle 5.9: Verformungen in y-Richtung der vierstöckigen Gebäude.....	77
Tabelle 5.10: Verformungen in x-Richtung der sechsstöckigen Gebäude	77
Tabelle 5.11: Verformungen in y-Richtung der sechsstöckigen Gebäude	78

A-3 Bezeichnungen

Große lateinische Buchstaben [60] [1]

A	Querschnittsfläche
A_{ef}	effektive Kontaktfläche zwischen einer Nagelplatte und dem Holz, wirksame Kontaktfläche bei Druckspannung rechtwinklig zur Faserrichtung
A_n	Nettofläche
A_x	Querschnittsfläche der Lagen in X-Richtung
A_y	Querschnittsfläche der Lagen in Y-Richtung
C_e	Umgebungskoeffizient
C_t	Temperaturkoeffizient
D_x	Dehnsteifigkeit in x-Richtung; $D_x = E_{0,mean} \cdot t_x$
D_y	Dehnsteifigkeit in y-Richtung; $D_y = E_{0,mean} \cdot t_y$
D_{xy}	Schubsteifigkeit
C_{xy}	gekoppelte Dehnsteifigkeit (vernachlässigbar $C_{xy} \approx 0$)
E_0	Elastizitätsmodul in Faserrichtung
E_{90}	Elastizitätsmodul quer zur Faserrichtung
E_d	Bemessungswert eines Elastizitätsmoduls, Bemessungswert der Beanspruchung
E_{mean}	Mittelwert eines Elastizitätsmodul
$E_{0,05}$	5%- Quantil des Elastizitätsmodul in Faserrichtung
F	Kraft
F_c	Druckkraft
F_t	Zugkraft
F_d	Bemessungswert der Kraft
$F_{f,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Verbindungsmittel in Wandscheiben
$F_{i,c,Ed}$	Bemessungswert der Druckreaktionskraft am Ende der Wandscheibe
$F_{i,t,Ed}$	Bemessungswert der Zugreaktionskraft am Ende der Wandscheibe
$F_{v,Ed}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit auf Abscheren pro Scherfuge des Verbindungsmittels
$F_{v,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit pro Scherfuge und Verbindungsmittel; Bemessungswert der Scheibentragfähigkeit
$F_{v,Rk}$	charakteristischer Wert der Tragfähigkeit pro Scherfuge und Verbindungsmittel
G_0	Schubmodul des Grundmaterials der Brettware
G_{90}	Rollschubmodul; $G_{90} \approx 0$
G_d	Bemessungswert des Schubmoduls
G_{mean}	Mittelwert des Schubmoduls
G_T	Torsionsschubmodul $G_T = (G_0 + G_{90})/2$
G^*	effektiver Schubmodul
I	Flächenträgheitsmoment; $I_p = I_x + I_y$
I_p	polares Trägheitsmoment
K_{ser}	Verschiebungsmodul
K_u	Anfangsverschiebungsmodul im Grenzzustand der Tragfähigkeit
L_i	Länge der Anschlussfuge i
M_d	Bemessungswert des Momentes
$M_{y,Rk}$	charakteristischer Wert des Fließmomentes des Verbindungsmittels
M_T	Torsionsmoment $M_T = \tau_0 \cdot t \cdot a^2$
N	Normalkraft
R_d	Bemessungswert der Tragfähigkeit
R_k	charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
S_{xy}^*	Scheibenschubsteifigkeit
W_y	Widerstandsmoment um die Achse y

Kleine lateinische Buchstaben [60] [1]

a	Brettbreite bzw. mittlerer Rissabstand
a_1	Verbindungsmittelabstand innerhalb einer Reihe in Faserrichtung
a_2	Abstand von Verbindungsmittelreihen rechtwinklig zur Faserrichtung
$a_{3,c}$	Abstand zwischen Verbindungsmittel und unbeanspruchtem Hirnholzende

$a_{3,t}$	Abstand zwischen Verbindungsmittel und beanspruchtem Hirnholzende
$a_{4,c}$	Abstand zwischen Verbindungsmittel und unbeanspruchtem Holzrand
$a_{4,t}$	Abstand zwischen Verbindungsmittel und beanspruchten Holzrand
a_{gR}	Referenzbodenbeschleunigung
b_i	Breite der Wandscheibe oder Wandlänge
b_{net}	lichter Stützenabstand
b_r	Abstand der vertikalen Rippen
d	Durchmesser, Gewindeaußendurchmesser von Schrauben
$f_{h,i,k}$	charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit des Holzteils
$f_{c,0,d}$	Bemessungswert der Druckfestigkeit in Faserrichtung
$f_{c,90,k}$	charakteristischer Wert der Druckfestigkeit quer zur Faser
$f_{h,k}$	charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit
$f_{m,k}$	charakteristischer Wert der Biegefestigkeit
$f_{t,0,d}$	Bemessungswert der Zugfestigkeit in Faserrichtung
$f_{t0,k}$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit in Faserrichtung
$f_{t,90,d}$	Bemessungswert der Zugfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung
$f_{v,d}$	Bemessungswert der Schubfestigkeit
h	Höhe, Wandhöhe
h_{ef}	wirksame Höhe
i_y	Trägheitsradius
$k_{c,y}, k_{c,z}$	Knickbeiwerte
k_{crit}	Kippbeiwert
k_{c90}	Beiwert zur Berücksichtigung der Art der Einwirkung, der Spaltgefahr und des Grades der Druckverformung
k_{def}	Verformungsbeiwert
k_{mod}	Modifikationsbeiwert für Lasteinwirkungsdauer und Feuchtegehalt
k_y, k_z	Knickbeiwerte
l	Stützweite; Kontaktlänge
l_z	Abstand zwischen Durchbrüchen
l_{ky}	Ersatzstablänge
n_{ef}	wirksame Anzahl von Verbindungsmitteln
n_x	Normalkraft in x-Richtung $n_x = D_x \cdot \varepsilon_x$
n_y	Normalkraft in y-Richtung $n_y = D_y \cdot \varepsilon_y$
n_{xy}	Scheibenschubkraft (über die Gesamtdicke t_{clt})
$n_{xy,i}$	Schubkraft je Klebefläche
p_d	verteilte Last
s	Abstand
s_0	Grundwert des Verbindungsmittelabstandes
t	Brettdicke
t_{max}	größte Dicke einer Einzelschicht
t_{clt}	Dicke des BSP- Elements
t_x	Summe über die Dicke der Bretter mit Faserverlauf in X-Richtung
t_y	Summe über die Dicke der Bretter mit Faserverlauf in Y-Richtung
t_i	Einzelschichtdicke für die endlich dicke BSP- Scheibe
t_i^*	ideelle Ersatzdicke
t^*	ideelle Gesamtersatzdicke
z	innerer Hebelarm

kleine griechische Buchstaben [60] [1]

α	Winkel zwischen der x-Richtung und der Kraft bei einer Nagelplatte, Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung; Winkel zwischen der Krafrichtung und dem beanspruchten Hirnholzende oder Rand
α_T	Korrekturparameter
β	Winkel zwischen Faserrichtung und der Krafrichtung bei einer Nagelplatte
β_c	Imperfektionsbeiwert

γ_I	Schubverzerrung in der seitenverklebten BSP-Scheibe
γ_{II}	Schubverzerrung aus Mechanismus II
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft, unter Berücksichtigung der Modellunsicherheiten von geometrischen Abweichungen
γ_{xy}	Scheibenverzerrung aufgrund der Schubkraft n_{xy}
ε_x	Scheibendehnung bzw. Stauchung in x-Richtung
ε_y	Scheibendehnung bzw. Stauchung in y-Richtung
κ_{pl}	Beiwert zur Berücksichtigung des Plattenbeulens und des Einflusses von Nebenspannungen
λ_y	Schlankheitsgrad für Biegung um die y-Achse
λ_z	Schlankheitsgrad für Biegung um die z-Achse
$\lambda_{rel,y}$	bezogener Schlankheitsgrad für Biegung um die y-Achse
$\lambda_{rel,z}$	bezogener Schlankheitsgrad für Biegung um die z-Achse
μ	Poissonszahl, Querkontraktionszahl, ist ein Materialkennwert
μ_i	Formbeiwert
$\mu_{E,i}$	Kombinationsbeiwert
ρ_k	charakteristische Rohdichte
ρ_m	Mittelwert der Rohdichte
$\sigma_{c,0,d}$	Bemessungswert der Druckspannung in Faserrichtung
$\sigma_{c,\alpha,d}$	Bemessungswert der Druckspannung unter einem Winkel α zur Faserrichtung
$\sigma_{m,y,d}$	Bemessungswert der Biegespannung um die Hauptachse y
$\sigma_{m,z,d}$	Bemessungswert der Biegespannung um die Hauptachse z
$\sigma_{m,\alpha,d}$	Bemessungswert der Biegespannung unter einem Winkel α zur Faserrichtung
$\sigma_{t,0,d}$	Bemessungswert der Zugspannung in Faserrichtung
$\sigma_{t,90,d}$	Bemessungswert der Zugspannung rechtwinklig zur Faserrichtung
τ_0	nominelle Schubspannungen
$\tau_{0,i}$	ideelle Schubspannung
$\tau_{0,i}^*$	ideelle Schubspannung bezogen auf t^*
$\tau_{0,i}^*$	ideelle Schubspannung
$\tau_{0,d}$	Bemessungswert der ideellen Brutto- Schubspannung
$\tau_{T,d}$	Bemessungswert der Torsionsspannungen
$\tau_{v,d}$	Bemessungswert der Schubspannungen
τ_d	Bemessungswert der Schubspannung I
ψ_0	Kombinationsbeiwert für veränderliche Einwirkungen

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe

S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | F – Forschungsberichte
V – Vorträge, Tagungen | M – Masterarbeiten

Institutskenzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl