

Diplomarbeit

Master's Thesis

Zur technischen und ressourceneffizienten Umsetzung von Holzhochhäusern

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

von

Lukas Winter

Matr.Nr.: 0726116

unter der Anleitung von

Associate Professor Dipl.-Ing. Dr. **Alireza Fadai**

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

Wien, im März 2019

Danksagung

Ich möchte mich bei Herrn Associate Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Alireza Fadaei bedanken für die Unterstützung bei der Diplomarbeit und die Möglichkeit, ein für mich so interessantes Thema im Rahmen meiner Diplomarbeit zu bearbeiten.

Auch bei meinen Eltern Susanne und Erich sowie meinen Großeltern, die mir stets gute Vorbilder waren, möchte ich mich bedanken. Sie haben mir ein Leben ermöglicht indem ich Vieles lernen durfte und sie haben mich stets unterstützt, wo es nur ging. Einen großen Anteil an meinem Interesse am Holzbau hat neben meinem Vater, bei dem ich während des Studiums in der familieneigenen Baufirma mit Zimmerei arbeiten durfte, auch mein leider bereits verstorbener Großvater Valentin Winter. Er hat mich schon als Kind zu seinen Zimmerei-Baustellen mitgenommen und mir als Zimmereilehrer der HTL Wien die Liebe zum Holzbau beigebracht.

Bei meinen vier Schwestern, Katharina, Birgit, Anna und Stefanie möchte ich mich bedanken, dass sie mir immer mit guten Ratschlägen und Humor beigegeben sind.

Ich möchte auch meiner Freundin Kathrin Spörer für die gesellschaftliche Unterstützung an unzähligen Lernabenden danken. Sie hat mich immer motiviert, weiter zu machen und hatte oft Verständnis, wenn ich weniger Zeit für sie über hatte. Ich habe auch das Glück gute Freunde zu haben, welche mich durch gesellschaftliche und sportliche Aktivitäten abgelenkt haben. Besonders Maximilian Billmaier und Mario Weiß konnten mir durch ihr Wissen als Bauingenieure oft auch bei schwierigeren technischen Fragestellungen weiterhelfen.

All diesen Leuten und besonders meinem Großvater und meiner Tochter Marlies möchte ich diese Diplomarbeit widmen.

Danke!

Kurzfassung

In der vorliegenden Diplomarbeit werden Hochhäuser in Holzbauweise untersucht. Hochhäuser aus Holz stellen eine umweltfreundlichere Alternative zu Stahl- und Stahlbetonhochhäusern dar. In den vergangenen Jahren wurden bereits zahlreiche Hochhäuser in Holzbauweise mit überwiegend positiven Erfahrungen bis zu einer Höhe von 84 m errichtet.

Die höchsten Bäume der Welt sind über 100 m hoch, daher wird unter anderem die Fragestellung behandelt, mit welchem Ressourceneinsatz ein Hochhaus aus Holz über 100 m technisch realisierbar wäre. Dazu werden die Eigenschaften und die Festigkeiten des Baustoffes Holz und der daraus erstellten Holzwerkstoffe vorgestellt. Im Kapitel zu den Grundlagen von Hochhaus-tragwerken werden Einwirkungen und Lastannahmen für Hochhäuser beschrieben. Es werden mögliche Holzdeckensysteme und Aussteifungsmaßnahmen für Tragwerke von Hochhäusern in Holzbauweise untersucht und verglichen.

Da die Möglichkeit mit Holz in die Höhe zu bauen stark vom Brandschutz abhängig ist und dieser landesspezifisch unterschiedlich geregelt wird, werden auch die Vorschriften in verschiedenen Ländern verglichen. Anhand bereits gebauter Holzhochhäuser sollen Lösungsmöglichkeiten aufgezeigt werden, wie die zuvor beschriebenen Anforderungen umgesetzt wurden. In einer Tabelle werden zusammenfassend bereits gebaute Holzhochhäuser bezüglich der Bauweisen, der Brandschutzmaßnahmen, der verbauten Materialien und der Bauzeit und Kosten gegenübergestellt.

Im Anschluss wird anhand der gewonnenen Erkenntnisse eine technische und ressourceneffiziente Lösung für ein exemplarisches Holzhochhaus mit 120 m Höhe untersucht. Dazu werden Modelle von Hochhäuser in Holzbauweise mit einem rechteckigen Grundriss in Holz-Beton-Hybridbauweise, in Holzskelettbauweise und in Holzmassivbauweise als computerunterstütztes Finite Elemente Modell modelliert und bezüglich der Steifigkeit, der Schwingungsanfälligkeit und den Verformungen des Tragwerks verglichen. Der Vergleich verschiedener Holz- und Hybriddeckensysteme zeigt, dass für das exemplarische Gebäude eine Fertigteil-Holz-Beton-Verbunddecke am besten geeignet ist, weshalb diese bei den Modellen nicht geändert wird. Anhand der Analyse der Eigenschwingungen und Verformungen, sowie den erforderlichen Ressourceneinsatz und der Bauzeit sollen die Stärken, Schwächen, Chancen und Risiken der jeweiligen Gebäudeentwürfe aufgezeigt und verglichen werden.

Abstract

The present master thesis shows an investigation about wooden high-rise-buildings. Wooden high-rise-buildings are an environmentally friendly alternative to buildings made out of steel- and reinforced concrete. In recent years, positive experience has been made with numerous wooden high-rise-buildings, which have been erected up to heights of 84 m.

The highest trees on earth are approximately 100 m tall. Thus, one guiding question is, whether a wooden high rise building with a height of the world's tallest trees, approximately 100 m, could be realized from a technical and an economical point of view. In order to discuss this question, the properties and resistance of the building material wood and of the used materials are introduced. The state of the art in the field of wooden structures, which includes actions and loads, as well as wooden ceiling systems and measures for stiffening of such high-rise-buildings, is discussed. An additional comparison of different stiffening systems made out of wood, concrete and steel should show the stiffness properties based on a calculated replacement stiffness indicator, which is evaluated for the materials.

Since the design of wooden structures highly depends on technical fire protection, for which guidelines differ for various countries strongly, applicable regulations are compared. Based on realized wooden high-rise-buildings, possible designs are proposed, as well as measures to match the design proposed in the discussed guidelines. A comparison is shown, in which already built wooden high-rise-buildings are compared regarding their construction method, their fire safety, the used materials and the construction time needed. Furthermore, the costs are compared.

Additionally, an economical and technical solution for the design of a 120 m tall building is presented based on structural models in Dlubal RFEM. These four wooden structures with a rectangular layout and different stiffening systems are evaluated in terms of their susceptibility to oscillations and to deformations. The models are designed for timber-concrete-hybrid method, the skeleton- and the massive-construction method. The comparison of different wood and hybrid ceiling systems shows that for the exemplary building, the best solution for the ceiling is a prefabricated wood-concrete composite ceiling. Therefore, the ceiling in all models is calculated as a wood-concrete composite ceiling. Based on the results of the analysis, which are mainly the material requirements, an economical solution as well as the construction time analysis for a wooden high-rise building is discussed. The strengths, weaknesses, opportunities and threats of each type of the proposed wooden high-rise-building structures are shown and compared.

Inhalt

Danksagung	2
Kurzfassung	3
Abstract	4
Inhalt	5
1 Einleitung	9
1.1 <i>Struktur und Methodik</i>	10
2 Baustoff Holz	10
2.1.1 Definition und Eigenschaften	10
2.2 <i>Holzprodukte und Holzwerkstoffe</i>	11
2.2.1 Kostruktionsvollholz KVH	11
2.2.2 Brettschichtholz	11
2.2.3 Brettsperholz	11
3 Grundlagen Hochhaustragwerk	12
3.1.1 Definition	12
3.1.2 <i>Allgemeines</i>	13
3.2 <i>Horizontale Einwirkungen</i>	15
3.2.1 Wind	16
3.2.2 Erdbeben	17
3.2.3 Imperfektionen	22
3.3 <i>Vertikale Lasten</i>	23
3.3.1 Eigengewicht	23
3.3.2 Nutzlasten	23
3.3.3 Schnee	23
4 Holzbauweisen	23
4.1 <i>Holzrahmenbauweise</i>	23
4.2 <i>Skelettbauweise</i>	24
4.3 <i>Holzmassivbauweise</i>	25
4.4 <i>Hybridbauweise</i>	27
5 Aussteifungssysteme	27
5.1 <i>Rahmensysteme:</i>	28
5.2 <i>Wandscheiben:</i>	28
5.3 <i>Aussteifende Kerne:</i>	29
5.4 <i>Verbände:</i>	30
5.5 <i>Fachwerksysteme und Netzstruktur</i>	31

5.6	<i>Vergleich verschiedener Aussteifungssysteme je nach eingesetztem Material an einer Wand [29]</i>	32
6	Holzdeckensysteme	33
6.1	<i>Begrenzung der Verformungen</i>	33
6.2	<i>Begrenzung der Schwingungen der Deckenelemente</i>	33
6.3	<i>Holztramdecke</i>	35
6.4	<i>Brettsperrholz-Decke</i>	35
6.5	<i>Holz-Beton-Verbunddecken</i>	36
6.5.1	Bemessung der Deckenelemente	37
6.5.2	Vorbemessungstabellen	39
6.6	<i>Holz-Holz-Verbunddecke</i>	40
7	Verbindungsmittel	42
8	Brandschutz	44
8.1	<i>Allgemeines</i>	44
8.2	<i>Beschreibung eines Gebäudebrandes</i>	44
8.3	<i>Brandverhalten eines Baustoffes</i>	45
8.4	<i>Feuerwiderstandsklassen</i>	46
8.5	<i>Schutzziele im Brandfall</i>	46
8.6	<i>Brandschutzmaßnahmen zum Erreichen der Schutzziele im Holzbau:</i>	47
8.6.1	Heißbemessung mit reduzierten Querschnitten	47
8.6.2	Brandschutz durch Verkleidung [58]:	49
8.6.3	Feuerwiderstand von Verbindungen	49
8.6.4	Einsatz von Sprinkleranlagen	50
9	Bauvorschriften und Lösungsmöglichkeiten	50
9.1	<i>Österreich</i>	50
9.1.1	Hoho Wien	53
9.1.2	Life Cycle Tower One	56
9.2	<i>Deutschland</i>	57
9.3	<i>Schweiz</i>	58
9.3.1	Suurstoffi 22	59
9.4	<i>Großbritannien</i>	60
9.4.1	Dalston Lane	61
9.4.2	Murray Grove (London, England)	62
9.5	<i>Kanada</i>	63
9.5.1	Brock Commons UBC-Tall Wood Building	64
9.6	<i>Italien</i>	67
9.6.1	Wohnanlage Via Cenni	67
9.7	<i>Schweden</i>	68
9.7.1	Strandparken Hus B	70
9.8	<i>Finnland</i>	71
9.8.1	Puukuokka Housing Block	71

9.9	<i>Norwegen</i>	72
9.9.1	The Treet (The Tree oder Trehus)	73
9.9.2	Mjostarnet	75
9.10	<i>Australien</i>	76
9.10.1	Forté Living Tower	77
9.10.2	25 King (Brisbane, Australien)	78
9.11	<i>USA</i>	79
9.11.1	Framework	80
9.12	<i>Japan</i>	82
9.12.1	W350	82
9.13	<i>Überblick</i>	83
10	Vergleich der Holzbauweisen an einem Hochhausstragwerk	89
10.1	<i>Grundriss des Beispielgebäudes</i>	89
10.2	<i>Einwirkungen auf das Tragwerk</i>	93
10.2.1	Eigengewicht [15] [146]	93
10.2.2	Nutzlasten [15]	94
10.2.3	Wind [13]	95
10.2.4	Schnee	96
10.2.5	Erdbeben (Eurocode 8)	96
10.2.6	Imperfektionen (Eurocode 5)	97
10.3	<i>Modellierung des Gebäudes im FE Programm</i>	97
10.3.1	Tragwerk Typ 1	97
10.3.2	Tragwerk Typ 2	100
10.3.3	Tragwerk Typ 3	101
10.3.4	Tragwerk Typ 4	103
10.4	<i>Geschossdecken</i>	104
10.4.1	Analyse zur Deckenfindung	104
10.4.2	Deckenaufbau	105
10.4.3	Verbindungsmitel	105
10.4.4	Modellierung der Decken im FE-Programm	106
10.4.5	Aussteifung in Deckenebene	108
10.5	<i>Brandschutz</i>	112
10.6	<i>Vergleich der vier Gebäudetypen</i>	113
10.6.1	Dynamische Analyse und Vergleich der Eigenfrequenzen und Schwingungsdauer	113
10.6.2	Vergleich der seismisch aktiven Gebäudemasse	116
10.6.3	Verformung im GZT Erdbeben	116
10.6.4	Vergleich der Verformung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	117
10.6.5	Vergleich der eingebauten Materialien im Tragwerk	118
10.7	<i>Abschätzung der Bauzeit</i>	120
10.7.1	Bauablauf Typ 1	120
10.7.2	Bauablauf Typ 2 a	120
10.7.3	Bauablauf Typ 2 b	121
10.7.4	Bauablauf Typ 3	121
10.7.5	Bauablauf Typ 4	121
10.7.6	Vergleich der Bauzeit	121
10.8	<i>Zusammenfassende SWOT-Analyse der Gebäudetypen</i>	122

Zur technischen und ressourceneffizienten Umsetzung von Holzhochhäusern

10.8.1	Typ 1	122
10.8.2	Typ 2	123
10.8.3	Typ 3	123
10.8.4	Typ 4	123
11	Fazit	124
	Literaturverzeichnis	126
	Abbildungsverzeichnis	133
	Tabellenverzeichnis	136
	Anhang A Massenaufstellung Gebäudety 1	138
	Anhang B Massenaufstellung Gebäudety 2a	139
	Anhang C Massenaufstellung Gebäudety 2b	140
	Anhang D Massenaufstellung Gebäudety 3	141
	Anhang E Massenaufstellung Gebäudety 4	142

1 Einleitung

Der Trend, Hochhäuser in Holzbauweise zu errichten, zeichnet sich schon länger ab. Mittlerweile schmücken sich vermehrt Städte mit Holzhochhäusern als „Wahrzeichen“ und wollen so ihr Image in Bezug auf zukunftsorientiertes und nachhaltiges Bauen aufbessern. Besonders in London, im Stadtteil Hackney oder in British Columbia, wo mit den Initiativen „Wood First“ vermehrt mit Holz gebaut werden soll, entstanden in den letzten Jahren zahlreiche Holzgebäude. In Wien soll in der Seestadt Aspern das Hoho Wien als höchstes Holzgebäude der Welt entstehen und als Leuchtturmprojekt für andere Holzhochhäuser dienen.

Ein Hauptgrund, warum vermehrt mit Holz gebaut wird ist dabei der Umweltgedanke. Laut Statistiken sollen Holzhochhäuser um ca. 75 % weniger CO₂ als Hochhäuser in Stahl- und Betonbauweise verbrauchen [1]. Es scheint, als wäre Holz als nachwachsender und CO₂-neutraler Baustoff der ideale Baustoff, um die immer größer werdende Nachfrage an Bürogebäuden und Wohngebäuden abzudecken und gleichzeitig die geforderten Energie- und Treibhausgaseinsparungen einzuhalten.

Neben der Umweltverträglichkeit hat Holz noch weitere zahlreiche positive Eigenschaften. Durch geringes Gewicht bei gleichzeitig hohen Festigkeiten und der Entwicklung von vielseitigen Holzwerkstoffen und Holz-Verbundelementen in den letzten Jahren, sowie Weiterentwicklung auf dem Verbindungsmittelsektor können mittlerweile auch Holzhochhäuser in großen Dimensionen realisiert werden. Gleichzeitig wurde durch die Entwicklung von Berechnungsprogrammen der Statik basierend auf der Finiten Elemente Methode die Simulation eines Holzhochhauses vereinfacht. Dadurch können Tragwerke effizienter und genauer berechnet werden.

Holz ist auch sehr gut formbar und kann in fast alle möglichen Formen mit den passenden Verbindungsmitteln ohne zu großen Aufwand Kraftschlüssig zusammengebaut werden. Durch den hohen Vorfertigungsgrad im Holzbau und der Entfall von Trocknungszeiten kann die Bauzeit kurzgehalten werden. Dadurch können Gebäude rascher gewinnbringend genutzt werden.

In Asien, wo die Arbeitszeit noch sehr billig ist, ist das Argument des hohen Vorfertigungsgrades und der kurzen Bauzeit nicht ausschlaggebend und es müssen andere Vorteile der Holzbauweise hervorgehoben werden, um konkurrenzfähig zu sein. Argumente für den Holzbau wären in diesem Fall, dass Holz eine hohe Innenraumqualität durch die abwechslungsreiche Optik schafft und gute Eigenschaften der Feuchteadaptivität und Wärmespeicherung besitzt. Es kann deshalb sowohl bei Wohngebäuden als auch bei Bürogebäuden sehr vorteilhaft eingesetzt werden, um eine gemütliche Atmosphäre in den Räumen zu schaffen. Durch die guten Wärmedämmeigenschaften von Holz, sind geringere Wandaufbauten möglich. Dadurch kann mehr Raumfläche bei gleichbleibenden Außenabmessungen geschaffen werden.

Holzkonstruktionen sind auch sehr flexibel und können leicht umgebaut werden, wenn es eine Nutzungsänderung erforderlich macht. Im Beton- oder Stahlbau ist es oft schwierig oder unmöglich nachträglich etwas zu verändern, da keine zusätzlichen Bewehrungsseisen eingebaut oder Stahlbauteile nur schwer angearbeitet werden können.

Neben den vielen Vorteilen, die der Baustoff Holz bietet, hat er allerdings auch den Nachteil, dass er brennbar ist. Nach einigen Brandkatastrophen von Gebäuden in Holzbauweise oder Gebäuden mit Holzverkleidungen in den letzten 100 Jahren, wurde in vielen Bauvorschriften gefordert, dass Hochhäuser nur mit „nicht brennbaren“ Baustoffen, wie Ziegel, Beton und Stahl errichtet werden dürfen. Somit wurde der mehrgeschossige Holzbau weitestgehend verboten. Diese Vor-

schriften gelten noch in vielen Ländern. Erst seit Kurzem werden die Normen und Bauvorschriften soweit geändert, dass Holzhochhäuser gebaut werden können.

Weitere Herausforderungen für Planer sind die oft großen Formänderungen durch anisotrope und hygroskopische Eigenschaften von Holz. Es fehlt die Langzeiterfahrung der erst jungen Entwicklung im Holzhochhausbau. Die Skepsis über die Leistungsfähigkeit des Holzbaues ist in der Bevölkerung noch weit verbreitet, wodurch es schwerer ist Auftraggeber für Holzhochhäuser zu finden und diese zu vermarkten.

Die Fragestellung lautet also: „Sind Holzhochhäuser die Gebäude der Zukunft und bis zu welcher Größe ist ein Holzhochhaus wirtschaftlich zu realisieren oder handelt es sich dabei nur um einen Trend zur Imageaufbesserung der Städte? Wo ist es noch notwendig, Normen und Bauvorschriften an den heutigen Wissensstand anzupassen und wie ist es möglich, den Baustoff Holz optimal einzusetzen um stabile, sichere und wirtschaftliche Hochhäuser zu bauen und konkurrenzfähig gegen konventionelle Bauweisen zu sein?“

In der vorliegenden Diplomarbeit soll daher auch untersucht werden, unter welchen Voraussetzungen es mit der momentanen Gesetzgebung möglich ist, Holzhochhäuser zu bauen und ob es möglich ist Holzhochhäuser über 100 m Höhe wirtschaftlich zu bauen.

1.1 Struktur und Methodik

Um ein Hochhaustragwerk zu planen und zu untersuchen soll zuerst der Stand der Technik in Bezug auf den Baustoff Holz und Holzwerkstoffe erarbeitet werden. Danach wird auf die Anforderungen und Belastungen eines Hochhaustragwerkes eingegangen und die möglichen Bauweisen beschrieben. Dazu werden verschiedene Holzbauweisen, Aussteifungssysteme und Deckensysteme betrachtet und verglichen.

Beim Thema Holzbau spielt der Brandschutz eine große Rolle. Dieser wird in Kapitel 8 bearbeitet.

In Kapitel 9 werden die Bauvorschriften für Österreich, im Speziellen für den Standort Wien beschrieben und mit anderen Ländern, in denen bereits Holzhochhäuser gebaut wurden, verglichen. Dazu werden auch Beispiele und Lösungsmöglichkeiten beschrieben, welche in **Tabelle 9.2** bis **Tabelle 9.4** bezüglich Konstruktion, Kosten je m²BGF und verbautem Holzvolumen je m² BGF verglichen werden.

Im Kapitel 10 wird ausgehend von den vorangegangenen Kapiteln ein Entwurf für ein Holzhochhaus erstellt. Untersucht wird dabei eine Höhe von ca.120m (so hoch wie der höchste Baum der Welt). Um einen Wirtschaftlichkeitsvergleich der Holzbauweisen vornehmen zu können, wird das Gebäude zuerst in Hybridbauweise, dann in Skelettbauweise mit Aussteifung in der Fassadenebene und zuletzt in Brettsperrholzbauweise geplant und mit dem Statik-Programm Dlubal RFEM berechnet.

Die verwendeten Quellen in dieser Arbeit werden mit Nummern in eckigen Klammern gekennzeichnet und im Literaturverzeichnis am Ende der Arbeit aufgelistet. Die Angabe der Quellen in eckigen Klammern erfolgt jeweils am Ende eines Zitates, nach Abbildungen, Tabellen oder Absätzen.

2 Baustoff Holz

2.1.1 Definition und Eigenschaften

Holz ist ein nachwachsender, organischer und anisotroper Werkstoff.

„Holz besteht aus Cellulose und Lignin, es enthält zudem Harze, Wachse, Fette, Öle, Stärke, Zucker, verschiedene Mineral-, Gerb- und Farbstoffe sowie Alkaloide“. [2]

Die Eigenschaften von Holz sind vor allem abhängig von der Holzart und von seiner Herkunft. Sie unterscheiden sich in Hinsicht auf Porenvolumen, Festigkeit und der hygroskopischen Eigenschaften. Holz ist ein anisotroper Werkstoff. Das bedeutet, dass die Holzeigenschaften richtungsbezogen sind. Die Festigkeit ist am größten parallel zur Faserrichtung und hat quer zur Faserrichtung nur mehr ein Zehntel der Festigkeit parallel zur Faserrichtung. Die Rohdichte ist abhängig vom Feuchtigkeitsgehalt und der Holzart und beträgt zwischen 200 kg/m^3 und 1200 kg/m^3 . Holz hat damit ein sehr gutes Verhältnis von Gewicht/Festigkeit, im Vergleich zu anderen Baustoffen. [3]

Der Feuchtigkeitsgehalt im Holz ist immer abhängig von seiner Umgebungsfeuchte. Je feuchter die Umgebung ist, umso mehr Feuchtigkeit wird vom Holz aufgenommen. Diese Feuchtigkeitswechsel führen zu Volumenänderungen (Quellen und Schwinden).

Holz ist ein brennbarer Baustoff. Massivholz aus Lärche und Fichte wird bezüglich des Brandverhaltens laut EN 13501-1 in die Klasse D-s2, d0 eingestuft und ist als leicht entflammbar gekennzeichnet.

Die Wärmeleitfähigkeit von Holz hängt von dessen Dichte und dem Porenvolumen ab und somit auch von der Feuchtigkeit. Der Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit wird laut ÖNORM 12524 für 12 % Feuchtigkeit mit $0,13 \text{ W/mK}$ angegeben. [4]

2.2 Holzprodukte und Holzwerkstoffe

Holz wird im Sägewerk zu Latten, Brettern, Pfosten und Konstruktionsholz zugeschnitten. Durch Verleimung von Brettlamellen oder Holzspänen können neue Holzwerkstoffe entstehen, die verbesserte Eigenschaften in gewissen Bereichen aufweisen. Nachfolgend werden einige Ausgangsstoffe genauer beschrieben.

2.2.1 Konstruktionsvollholz KVH

Konstruktionsvollholz ist ein visuell und maschinell gemäß ÖNORM EN14081-1 festigkeitssortiertes, technisch getrocknetes und gehobeltes Kantholz. Mittels Keilzinkung ist es in fast beliebiger Länge herstellbar.

2.2.2 Brettschichtholz

Für Brettschichtholz (BSH) werden vorsortierte gehobelte Brettlamellen in einer Stärke von 6 bis 45 mm faserparallel übereinander verklebt. Dadurch können höhere Querschnitte mit verbesserten Festigkeitseigenschaften hergestellt werden. Mittels Keilzinkung der einzelnen Lamellen können sehr lange Träger hergestellt werden. Bei BSH mit homogenen Aufbau besteht der gesamte Querschnitt aus Lamellen der gleichen Sortierklasse. Bei kombinierten Aufbau haben die Lamellen im Randbereich eine bessere Sortierklasse als im Kernbereich.

2.2.3 Brettsperrholz

Brettsperrholz (auch als BSP, KLH oder CLT bezeichnet) besteht aus kreuzweise, in der Regel rechtwinkelig verleimten Bretterlamellen. In Sonderfällen können diese Bretterlagen auch vernagelt oder verdübelt sein. Die Brettbreiten bewegen sich zwischen 80 mm und 240 mm, die Brettdicken zwischen 10 mm und 40 mm. Das Verhältnis Breite zu Dicke beträgt $\geq 4:1$. Der Querschnitt der KLH-Massivholzplatte muss symmetrisch aufgebaut sein und es können auch einzelne Lagen in Tragrichtung verstärkt ausgeführt werden. [5] [6]

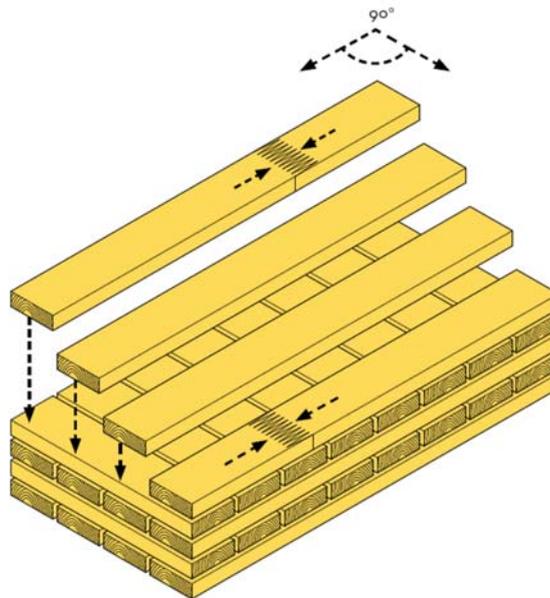


Abbildung 2.1 Aufbau eines Brettsperrholzelementes [6]

Durch die im Winkel von 90° kreuzweise verleimten Bretterlagen können Lasten in zwei Richtungen abgetragen werden. Außerdem kann Brettsperrholz als Platte und Scheibe eingesetzt werden und kann daher auch als Aussteifung eingesetzt werden. Brettsperrholzelemente werden aus Transportgründen meistens bis zu Abmessungen $2,95\text{ m} \times 16\text{ m}$ hergestellt. Es können aber auch größere Sonderanfertigungen hergestellt werden. Die Dicke der Platten ist nicht begrenzt. Bei Bedarf können die Oberflächen der Elemente in Sichtqualität ausgeführt werden.

Brettsperrholz ist diffusionsoffen mit einem μ zwischen 30 und 80 und wirkt daher wie eine feuchtevariable Dampfbremse. Es nimmt Feuchtigkeit bei hoher Raumfeuchtigkeit auf und gibt sie bei niedriger Raumfeuchtigkeit wieder ab. Man benötigt daher auch keine zusätzlichen Dampfbremsen an der Innenseite. [5]

Bei der Berechnung muss der nachgiebige Verbund der Schichten durch den Rollschubmodul der Zwischenschicht und den Kleber berücksichtigt werden. Als Berechnungsmethode kann das Gamma-Verfahren laut ÖNORM EN 1995-1-1 Anhang B [7] oder das Schubmodulverfahren verwendet werden. Die Modellierung bei der Berechnung erfolgt dann entweder als orthotrope Platte oder mit Trägerrostmodell.

An Brettsperrholzelementen wurden zahlreiche Abbrandtests durchgeführt. Durch die große geschlossene Fläche ist es nicht leicht entflammbar. In den meisten Normen wird das jedoch noch nicht berücksichtigt. Die Verklebung muss allerdings hitzefest sein, um den Schubverbund der Lagen bei hohen Temperaturen zu gewährleisten. Brettsperrholz besitzt auch ein gutes Wärmespeichervermögen und kann als Speichermasse aktiviert werden. [5] [6]

3 Grundlagen Hochhaustragwerk

3.1.1 Definition

Die Definition, ab wann man von einem Hochhaus spricht ist in jedem Land unterschiedlich. Meistens ist die Höhe abhängig vom Fluchtniveau im Brandfall oder von den Löschmöglichkeiten der Feuerwehren. In Wien wird in der Bauordnung ab einer Gebäudehöhe von 35m von einem Hochhaus gesprochen.

Wiener Bauordnung Teil 1 §7f (1):

„Hochhäuser sind Gebäude, deren oberster Abschluss einschließlich aller Dachaufbauten gemäß § 81 Abs. 6 und 7 mehr als 35 m über dem tiefsten Punkt des anschließenden Geländes beziehungsweise der festgesetzten Höhenlage der anschließenden Verkehrsfläche liegt.“ [8]

3.1.2 Allgemeines

Durch die Höhe des Gebäudes nehmen die horizontalen Einwirkungen auf das Tragwerk, wie Wind und Erdbeben überproportional zu, während die vertikalen Einwirkungen aus den Eigenlasten und den Nutzlasten der Geschosse linear zunimmt. Diese Einwirkungen müssen sicher und ohne große Verformungen über geeignete Aussteifungssysteme und Tragsysteme in den Baugrund abgeleitet werden. Die horizontale Aussteifung erfolgt dabei über Wände, Rahmen oder Fachwerksysteme. Über Decken mit Scheibenwirkung werden die Kräfte in die Wände oder Rahmen eingeleitet und als Moment in Zug- und Druckkräfte aufgeteilt und an das Geschoss darunter weitergegeben. Bei der Anordnung von aussteifenden Wänden muss darauf geachtet werden, dass mindestens drei Wände in zwei verschiedenen Richtungen die Lasten abtragen können. Die Wirkungslinien der Wände dürfen sich dabei nicht in einem Punkt schneiden, um auch Torsionskräfte aufnehmen zu können (siehe Abbildung 3.1). Die günstigste Anordnung ergibt sich, wenn das Lastangriffszentrum (Punkt E in Abbildung 3.1) mit dem Massenzentrum (Punkt M in Abbildung 3.1) und dem Steifigkeitszentrum (Punkt S in Abbildung 3.1) zusammenfällt. [4]

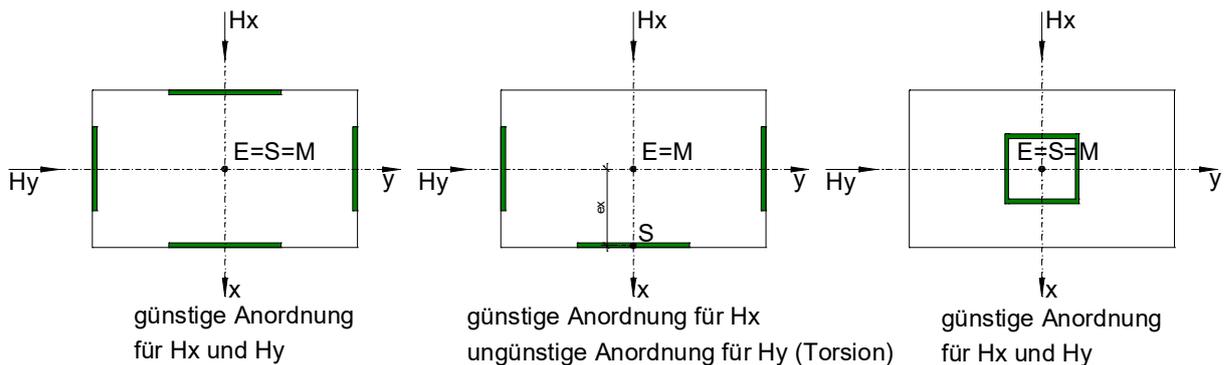


Abbildung 3.1: Scheibenanordnung zur Gebäudeaussteifung nach [4]

Als Gründung wird meist ein Plattenfundament verwendet oder eine Kombination aus Plattenfundament und Pfahlgründungen, wenn der Boden es erfordert. Ein Hochhaus wirkt dann wie ein eingespannter Kragarm, bei dem auch die Steifigkeit von der Spitze zum Boden zunehmen soll. Das bedeutet, dass der Baugrund hohe vertikale Lasten und die Auflagerkräfte aus dem Moment der horizontalen Einwirkung aufnehmen muss, die umso größer werden, je höher das Gebäude ist. Bei der Kräfteinleitung in den Boden spielt die Grundrissfläche und das Aussteifungssystem eine große Rolle. Je größer die Fläche ist, desto besser können die Kräfte aufgeteilt werden und die Spannungen im Boden können verringert werden. Das Gleiche gilt auch für die tragenden Bauteile in den unteren Geschossen. Das einwirkende Moment, M wird durch die Breite, B des Aussteifungssystems in Zug und Druckkräfte zerlegt. Das zu übertragende Moment aus der horizontalen Windeinwirkung steigt quadratisch mit der Höhe an (siehe **Abbildung 3.2**). [9]

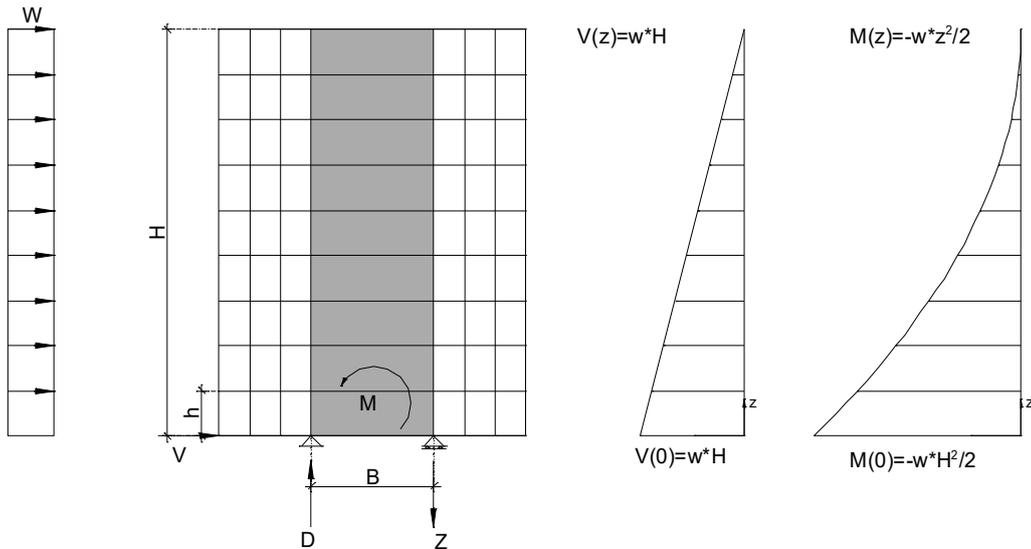


Abbildung 3.2: Kraftaufteilung im Aussteifungssystem eines Hochhausstragwerkes

Das bedeutet, je breiter das aussteifende System ist, desto geringer werden die resultierenden Kräfte die von den einzelnen Bauteilen aufgenommen und weitergeleitet werden müssen. **Abbildung 3.3** zeigt die Aufteilung der Kräfte in einer aussteifenden Wandscheibe. Die resultierenden Zug- und Druckkräfte werden laut Formel (1) berechnet.

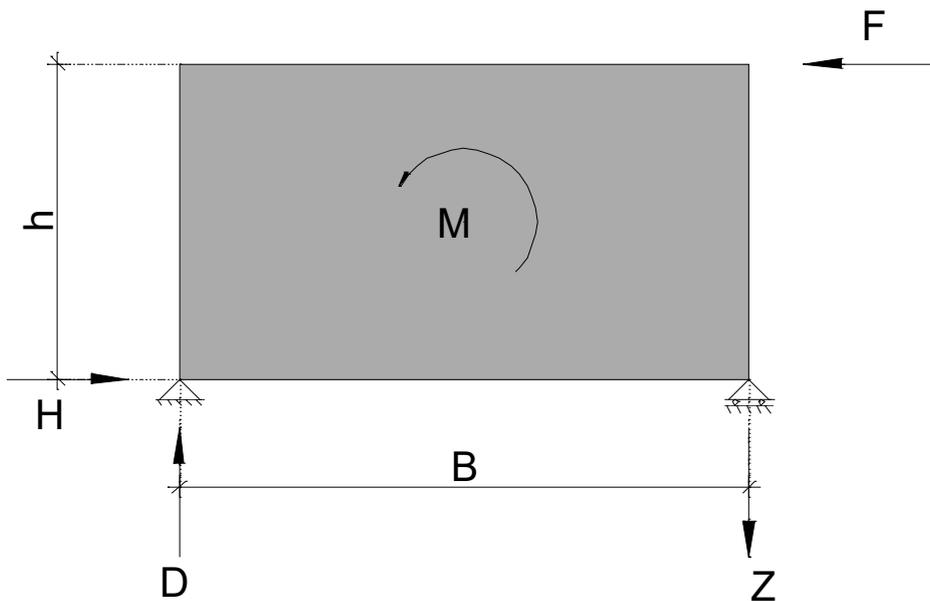


Abbildung 3.3: Kraftaufteilung in einer aussteifenden Wandscheibe

$$Z = D = \frac{M}{B} = \frac{F * H}{B} \quad (1)$$

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden die Einwirkungen E_d aus den Schnittkräften oder auf Spannungsniveau den Materialwiderständen (Festigkeiten) unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte gegenübergestellt. [10]

$$E_d \leq R_d \quad (2)$$

Bei Hochhäusern sollte dabei auch ein Stützensausfall kompensiert werden können. Die Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird laut ÖNORM EN 1990 Punkt 6.4.3.2 (3) unter der Grundkombination nach folgender Formel berechnet [10]:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot \gamma_{G,j} + Q_{k,1} \cdot \gamma_{Q,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \cdot \gamma_{Q,i} \quad (3)$$

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) ist nachzuweisen, dass die auftretenden Verformungen eingehalten werden, so dass keine Schäden an angrenzenden Bauteilen entstehen, das Erscheinungsbild erhalten bleibt und die Durchbiegung nicht zu einem Gefühl der Unbehaglichkeit führt. Die Schwingungsfrequenz und die Schwingungsbeschleunigung sind ebenfalls einzuhalten, damit der Nutzungskomfort nicht eingeschränkt wird. Die Grenzwerte zur Erfüllung des GZG können auch durch den Bauherrn abhängig von den Nutzungsanforderungen festgelegt werden und von der Norm abweichen.

Tieffrequente Schwingungen werden von Nutzern subjektiv wahrgenommen und als störend empfunden und stellen folglich ein Komfortproblem dar. Daher gilt es Schwingungen bezüglich der Frequenz und der Beschleunigung für die Gebrauchstauglichkeit eines Gebäudes zu begrenzen. Die Tragfähigkeit eines Tragwerks wird durch Schwingungen nicht direkt beeinflusst. Um ein Gebäude hinsichtlich möglicher Schwingungen auszulegen, können die Parameter Steifigkeit, Masse oder Dämpfung des Gebäudes geändert werden. [7]

Die Eigenform ist das Verformungsbild einer Schwingung. Die Schwingungsdauer T in [s] ist die Dauer einer Schwingung bis zur maximalen Auslenkung der jeweiligen Eigenform. Die Eigenfrequenz in Hertz [$1\text{Hz}=1/\text{s}$] ist der Kehrwert der Schwingungsdauer und gibt die Frequenz an, in der das Gebäude schwingt. Anhand der Eigenfrequenz kann die Schwingungsanfälligkeit des Gebäudes abgelesen werden.

Als Grundsatz gilt, dass sich eine höhere Steifigkeit der Tragstruktur eines Gebäudes positiv auf die Schwingungsanfälligkeit auswirkt, denn es werden die Eigenfrequenzen des Tragwerks angehoben.

Aus statischer Sicht kann die Masse eines Gebäudes nur in Grenzen variiert werden und ist generell als unwirtschaftlich zu bezeichnen. Aus einer Reduktion der Masse resultiert das Anheben der Eigenfrequenzen des Tragwerks.

Der Parameter Dämpfung wirkt sich direkt auf den zeitlichen Verlauf des Schwingungsverhalten aus. Einerseits begrenzt die Dämpfung die maximalen Amplituden, andererseits ist das Dämpfungsverhalten maßgebend für den zeitlichen Rückgang von erzwungenen Schwingungen. Es wird zwischen der Material-, Struktur-, und System-Dämpfung unterschieden. Die Materialdämpfung beschreibt die Energiedissipation innerhalb eines Materials. Die Strukturdämpfung beschreibt das Verhalten zwischen unterschiedlichen Materialien bzw. Konstruktionselementen. Als Systemdämpfung wird das Dämpfungsverhalten zufolge den Einflüssen von der Struktur umgebenen Kontinuums, etwa dem Baugrund, bezeichnet. [11]

3.2 Horizontale Einwirkungen

Horizontale Einwirkungen können aus Wind, Erdbeben oder aus Imperfektionen beim Bauen entstehen. Weltweit gesehen gibt es Gebiete, in denen der Wind stärker maßgebend ist für die horizontale Aussteifung oder Erdbeben. Beides ist vom Standort abhängig. Hier muss entweder die Höhe der Gebäude angepasst oder die Aussteifung verstärkt werden.

Gebiete mit besonders starken Erdbebeneinwirkungen sind Gebieten mit starken tektonischen Bewegungen der Plattenränder oder Gebieten mit vulkanischen Tätigkeiten.

3.2.1 Wind

Der Wind wirkt mit seiner Geschwindigkeit als horizontale Belastung auf die Außenflächen eines Gebäudes. Diese Windeinwirkung ist eine über die Zeit veränderliche Belastung. In Abhängigkeit von Standort, Gebäudegeometrie und den Hindernissen in der Umgebung wird die Windbelastung im Eurocode 1991-1-4 [12] geregelt. Trifft der Wind auf ein Hinderniss, wird die Geschwindigkeit abgebremst und an der Vorderseite entsteht ein Staudruck. Auf der Rückseite und an den Seitenflächen kommt es zu Luftverwirbelungen und dadurch zu Sogkräften. Besonders bei hohen Gebäuden ist die Windbelastung sehr hoch, da der Wind von keinen Hindernissen ausgebremst werden kann und mit seiner vollen Geschwindigkeit auf das Gebäude prallt.

Die Windlast besteht aus einem quasi-statischen Anteil aus der konstanten Grundgeschwindigkeit und aus abwechselnd auftretenden Böen mit Spitzenwindgeschwindigkeit, die in zeitlichen Abständen an lokalen Stellen auftreten können. Gefährlich sind Böen, die in solchen Zeitabständen auf das Gebäude treffen, dass sie der Schwingungsperiode des Gebäudes entsprechen und so Resonanzschwingungen erzeugen können. Als Kriterium für die Eigenfrequenz wird in EN 1994-1-4 [12] Anhang F Formel F.2 gefordert, dass die Eigenfrequenz des Gebäudes größer ist als die Grundeigenfrequenz n_1 , wobei H die Gebäudehöhe bezeichnet.

$$n_1 = \frac{46}{H} \quad (4)$$

Quasistatische Windbelastung:

Diese Windbelastung ist bei Gebäuden mit geringer Schlankheit (Höhe/Breite) gegeben. Der vom Standort und der Bezugshöhe z_e des Gebäudes abhängige Staudruck wird mit den aerodynamischen Beiwerten, welche von der Geometrie abhängen multipliziert und ergibt die Windbelastung auf die Oberflächen.

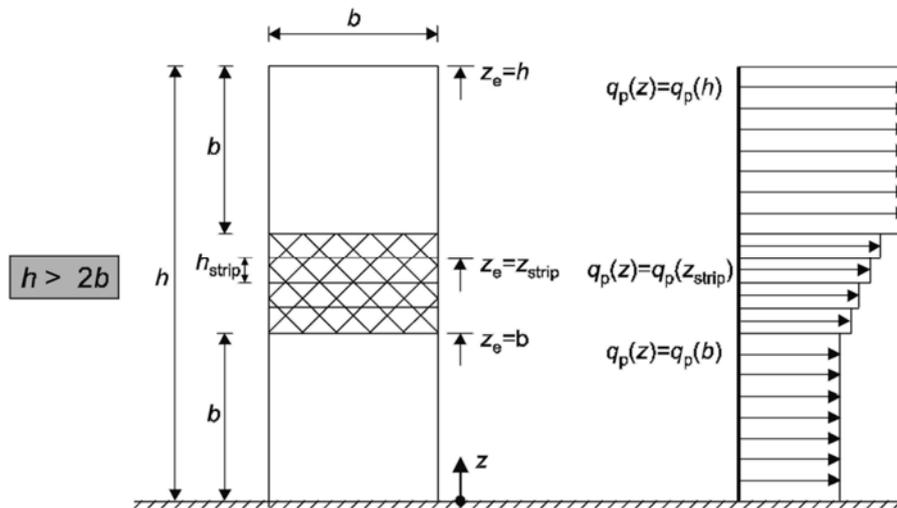


Abbildung 3.4: Bezugshöhe z_e in Abhängigkeit von h und b und Winddruckverteilung [12]

Der Winddruck auf die Außenflächen wird mit den aerodynamischen Beiwerten c_{pe} laut Abschnitt 7 in dem Eurocode 1991-1-4 wie folgt ermittelt:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (5)$$

Der Winddruck auf die Innenflächen wird mit den aerodynamischen Beiwerten c_{pi} laut Abschnitt 7 in dem Eurocode 1991-1-4 wie folgt ermittelt:

$$w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi} \quad (6)$$

Dynamische Windbelastung:

Bei schwingungsanfälligen Bauten müssen dynamische Windbelastungen berücksichtigt werden. Die dynamischen Bauwerkseigenschaften werden durch die Eigenfrequenz [Hz=1/s] und die Eigenform, sowie die modale Masse und die Dämpfungseigenschaften im Eurocode 1991-1-4 Anhang E und F [12] beschrieben. Besonders gefährlich sind Resonanzschwingungen, wenn die Erregerfrequenz gleich oder genau ein Vielfaches der Eigenfrequenz ist und dadurch die Amplitude der Schwingungen mit jeder Schwingung größer wird. Bei Hochhäusern kann es zu folgenden dynamischen Windbelastungen kommen:

- wirbelerregte Querschwingungen EN 1991-1-4 Anhang E.1:

„Wirbelerregte Querschwingungen treten auf, wenn sich Wirbel alternierend von gegenüberliegenden Seiten einer Bauwerksstruktur ablösen. Hierdurch entsteht eine alternierende Belastung quer zum Wind. Das Bauwerk kann zu Schwingungen angeregt werden, wenn die Frequenz der Wirbelablösung gleich einer Bauwerkseigenfrequenz ist.“ [12]

- Galloping EN 1991-1-4 Anhang E.2:

„Galloping ist eine selbsterregte Schwingung eines elastischen Bauwerks oder Bauteils in einer Biegeschwingungsform normal zum Wind. Nicht kreisförmige Querschnitte einschließlich I-, U-, L- und T-förmige Querschnitte können durch Galloping gefährdet sein. Eisansatz kann bewirken, dass ein gegenüber Galloping stabiler Querschnitt instabil wird. Galloping-Schwingungen beginnen bei einer bestimmten Einsetzgeschwindigkeit v_{CG} . Die Amplituden wachsen danach mit zunehmender Windgeschwindigkeit schnell an.“ [12]

- Interferenzgalloping EN 1991-1-4 Anhang E.3:

„Interferenzgalloping ist eine selbsterregte Schwingung, die auftreten kann, wenn zwei oder mehr Zylinder mit geringem Abstand voneinander angeordnet sind, ohne miteinander gekoppelt zu sein.“ [12]

- Divergenz und Flattern EN 1991-1-4 Anhang E.4:

„Divergenz und Flattern sind Instabilitäten, die nur bei verformungsfähigen plattenähnlichen Tragwerken, wie zum Beispiel bei Anzeigetafeln oder Hauptträger von Hängebrücken, bei Überschreitung eines bestimmten Schwellenwertes oder einer kritischen Windgeschwindigkeit auftreten können. Diese Instabilitäten entstehen, wenn die Tragwerksverformungen veränderliche aerodynamische Belastungen bewirken.“ [12]

Um den Schwingungen entgegen zu wirken, können wie zuvor beschrieben die Steifigkeit, die Masse oder die Dämpfung des Gebäudes geändert werden. [9]

3.2.2 Erdbeben

Die Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben ist in der EN 1998, dem Eurocode 8 [13] dokumentiert. In der Normenreihe EN 1991, dem Eurocode 1 [14], sind die Einwirkungen auf Bauwerke, darunter auch die Außergewöhnliche Einwirkungskombination für Erdbeben mit reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten, definiert. Für Erdbeben wird die Einwirkungskombination für außergewöhnliche Einwirkungen verwendet:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7)$$

Die Erdbebeneinwirkung wird ganz allgemein als Überlagerung von zwei orthogonalen horizontalen und einer vertikalen Einwirkung angegeben, um die elastische Berechnung der Schnittgrößen am Tragwerksmodell durchzuführen. [13]

Der Eurocode 8 [13] unterscheidet zwischen Bemessungssituationen mit

- *sehr geringer Seismizität*: Die Auswirkungen unter Windbeanspruchung größer als unter Erdbebenbeanspruchung. Die Vorschriften der Normenreihe EN 1998 sind nicht anzuwenden,
- *geringer Seismizität*: reduzierte oder vereinfachte Erdbebenauslegungsverfahren für bestimmte Bauwerkstypen oder -kategorien nach Normenreihe ÖNORM EN 1998-1 [13]. Laut ÖNORM B 1998-1 [15] dürfen „*linear elastische Berechnungen an zwei ebenen Modellen, jeweils eines für jede der beiden horizontalen Hauptrichtungen, durchgeführt werden.*“
- *normaler Seismizität*

Die gängigsten Berechnungsansätze zur Definition der Erdbebeneinwirkung und Ermittlung der Erdbebenantwort eines Tragwerksmodells sind [16] [17]:

- das Ersatzkraftverfahren bzw. vereinfachte Antwortspektren-Verfahren,
- das Multimodale Antwortspektren-Verfahren und
- Zeitverlaufsberechnungen
- Pushover-Verfahren

Der Eurocode 8 [13] unterscheidet weiters zwischen kraft- und verformungsbasierten Verfahren. Aufgrund der großteils geringen Seismizität in Österreich und der Relevanz der Zeitverlaufsberechnung und Pushover-Verfahren bei Neubauten, welche großteils die Leitprinzipien für Erdbebengerechtes Bauen einhalten, liegt der Fokus in diesem Abschnitt auf dem Ersatzkraftverfahren und dem multimodalen Antwortspektren-Verfahren. Zeitverlaufsberechnungen werden üblicherweise auf Grund des großen Aufwandes nicht eingesetzt. Verformungsbasierte Verfahren sind im Fall von Neubauten und der als gering ausgewiesenen Seismizität gegenüber den kraftbasierten Verfahren von untergeordneter Bedeutung.

Maßgebende Einflussparameter zur Definition der Erdbebengefährdung [16] [17]:

Im Fall der zuvor vorgestellten Berechnungsmethoden 1) und 2) werden mit elastischen Bodenbeschleunigungs-Antwortspektren die Erdbebeneinwirkungen in die drei Hauptrichtungen charakterisiert. In diesen werden frequenzabhängig sogenannte Pseudo-Beschleunigungen definiert. **Abbildung 3.5** zeigt die Form des elastischen Antwortspektrums, wie es in der EN 1998 definiert wird. Auf der horizontalen Achse wird die Schwingungsdauer T [s] aufgetragen. Auf der vertikalen Achse wird die Pseudobeschleunigung S_e aufgetragen.

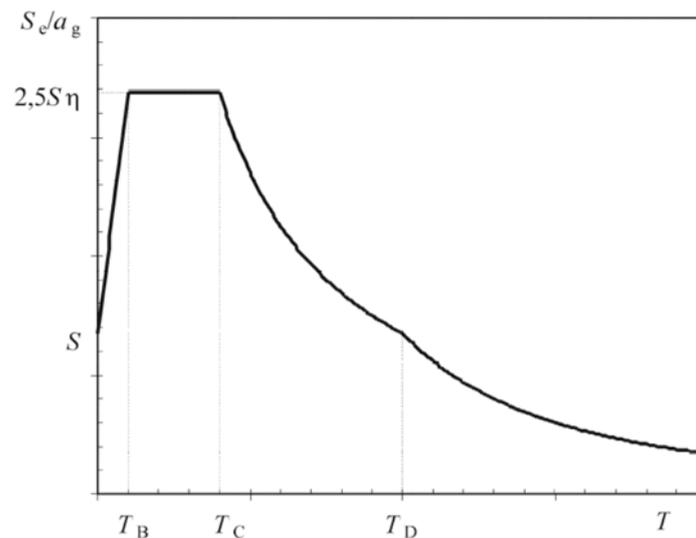


Abbildung 3.5: Form des elastischen Antwortspektrums laut EN 1998 [13]

Diese Antwortspektren sind von den folgenden Parametern abhängig:

- Die *Erdbebengefährdung* ist zufolge der Erdbebenzonenkarte für Österreich mit Erdbebenzonen definiert für welche die Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung als maßgebender Parameter angegeben ist (siehe ÖNORM EN 1998-1-1, Bild A.2)
- Die *Bedeutungskategorie* geht als linearer Skalierungsfaktor γ_1 in die Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung ein. Der Bedeutungsbeiwert γ_1 kategorisiert die erforderliche Zuverlässigkeit je nach Wichtigkeit des zu berechnenden Gebäudes.

Tabelle 3.1: Bedeutungskategorien nach EN 1998 [13]

Bedeutungskategorie	Bauwerke
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z. B. landwirtschaftliche Bauten usw.
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z. B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen usw.
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z. B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw.

- Die *Baugrundklasse* ist entsprechend EN 1998 in sieben Klassen eingeteilt, die sich auf die Erdbebeneinwirkung auswirken. Sie haben Einfluss auf den Frequenzgehalt der Antwortspektren und gehen als Stützwerte für die Eigenschwingungsdauern T_B , T_C und T_D der Antwortspektren ein.

Tabelle 3.2: Baugrundklasse laut EN 1998 [13]

Baugrund- klasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils	Parameter		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (Schläge/30 cm)	c_u (kPa)
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche	> 800	—	—
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe	360–800	> 50	> 250
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	180–360	15–50	70–250
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden	< 180	< 15	< 70
E	Ein Bodenprofil, bestehend aus einer Oberflächen-Alluvialschicht mit v_s -Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5 m und 20 m über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s			
S_1	Ablagerungen, bestehend aus (oder enthaltend) eine(r) mindestens 10 m dicke(n) Schicht weicher Tone oder Schluffe mit hohem Plastizitätsindex ($PI > 40$) und hohem Wassergehalt	< 100 (indikativ)	—	10–20
S_2	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes andere Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder S_1 enthalten ist			

- Die Dämpfung der untersuchten Tragstruktur wird mit dem Verhaltensbeiwert q in den Antwortspektren berücksichtigt. Dieser wird als Abschätzung für die Fähigkeit eines Tragwerkes Energie zu dissipieren angesetzt und reduziert die Amplituden des Antwortspektrums. Die Energiedissipation erfolgt durch duktilen Verhalten des Tragwerkes. Dabei wird ein Teil der Erdbebeneinwirkung durch die plastische Verformung der Verbindungsmittel dissipiert. In ÖNORM EN 1998-1: 2004 Tab. 3.1 sind folgende Verhaltensbeiwerte (Duktilitätsklassen) für Tragwerke aus Holz angegeben:

Tabelle 3.3: Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte, Abhängig vom Tragwerk und der Duktilitätsklasse laut EN 1998 [13]

Auslegungskonzept und Duktilitätsklasse	q	Beispiele für Tragwerke
niedriges Energiedissipationsvermögen – DCL	1,5	Kragarm-Tragwerke; Träger; Zwei- oder Dreigelenkbögen; Fachwerke mit Dübelverbindungen
mittleres Energiedissipationsvermögen – DCM	2	Verleimte Wandscheiben mit verleimten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen; Fachwerke mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen; Tragwerke in Mischbauweise, bestehend aus Holzrahmen (zur Aufnahme der Horizontallasten) und einer nichttragenden Ausfachung
	2,5	Statisch überbestimmte Rahmen mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen (siehe 8.1.3(3)P)
hohes Energiedissipationsvermögen – DCH	3	Genagelte Wandscheiben mit verleimten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen; Fachwerke mit Nagelverbindungen
	4	Statisch überbestimmte Rahmen mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen (siehe 8.1.3(3)P)
	5	Genagelte Wandscheiben mit genagelten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen

Ersatzkraftverfahren (vereinfachtes Antwortspektren-Verfahren) [13] [16]:

Methodisch wird im Ersatzkraftverfahren mit einer Näherung der ersten Eigenfrequenz (Grundfrequenz) je orthogonaler Richtung des Tragwerks eine Horizontallast ermittelt und auf das Rechenmodell angesetzt. Diese wird nach einer festgelegten Verteilung für die Stockwerke berechnet. Es sind Kriterien zum statischen Tragsystem (Erdbebengerechter Entwurf) einzuhalten, um das Verfahren anwenden zu können.

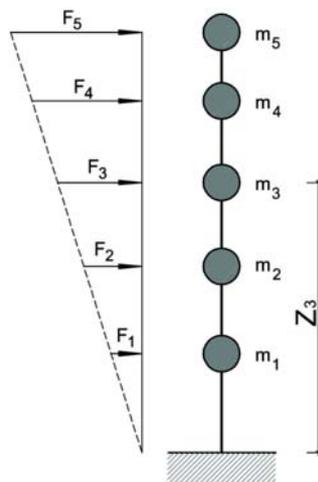


Abbildung 3.6: Verteilung der Ersatzkräfte je Stockwerk [16]

Multimodales Antwortspektren-Verfahren [13] [16]:

Beim multimodalen Antwortspektren-Verfahren werden mit der Methode der modalen Analyse die Grundswingungsformen des Tragwerkmodells berechnet. Ein Kriterium für die Anwendung ist, dass 90 % der effektiven modalen Massen abgedeckt werden, um mit den Pseudo-Beschleunigungen aus dem Antwortspektrum die Ersatzkräfte zu berechnen. Dabei werden die modalen Massen mit den zugehörigen Pseudo-Beschleunigungen multipliziert. Der Grundfrequenz ist der größte Anteil der modalen Masse zugeordnet. Die berechneten Kräfte werden am Modell entsprechen den Modalen Grundswingungsformen angesetzt und überlagert.

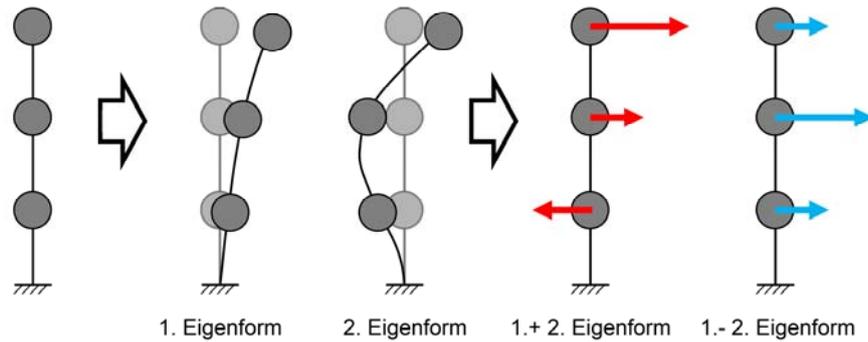


Abbildung 3.7: Überlagerung Eigenformen 1.+2. für Auslegung des Tragwerks [18]

Leitprinzipien für Erdbebensicheres Bauen

Als Leitprinzipien für erdbebensicheres Bauen sind in EN 1998 [13] folgende Punkte einzuhalten:

- Konstruktive Einfachheit
- Regelmäßigkeit, Symmetrie und Redundanz
- Bidirektionale Beanspruchbarkeit (Widerstand) und Steifigkeit
- Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit
- Scheibenwirkung der Decken auf Geschosebene
- Ausreichende Gründung

Tragverhalten von Bauwerken aus Holz hinsichtlich dem Lastfall Erdbeben [9] [17] [19] [20]

Die geringe Dichte des Baustoffs Holz erzeugt, im Vergleich zu Massivbaustoffen, verhältnismäßig geringere seismische Kräfte. Diese reduzierten seismischen Kräfte reduzieren die notwendigen Aussteifungsmittel, um horizontale Einwirkungen in den Baugrund ableiten zu können. Ein Vergleich von Holz-Massivbauweise mit Stahlbeton- und mineralischer Bauweise von Ringhofer und Schickhofer an der TU Graz [20] zeigt außerdem, dass durch die geringe seismische Masse und die geringere Steifigkeit „die Grundperioden der Holz-Massivbauweise in den konstanten unteren Bereich, als Mindestwert des Spektrums, fallen“ [20] und dadurch die Erdbebenlasten ebenfalls reduziert werden. Das gleiche Ergebnis hatte auch Christianell an der TU Wien in [9]

3.2.3 Imperfektionen

Imperfektionen entstehen durch Maßungenauigkeiten beim Bauen und müssen bei der Berechnung der Schnittgrößen berücksichtigt werden. Die Größe der anzusetzenden Imperfektion ist abhängig von den Abmessungen und wird als Stabverdrehung und Stabverkrümmung angegeben. Statt der Verdrehung und der Verkrümmung können auch Ersatzlasten angesetzt werden (siehe **Abbildung 3.8**).

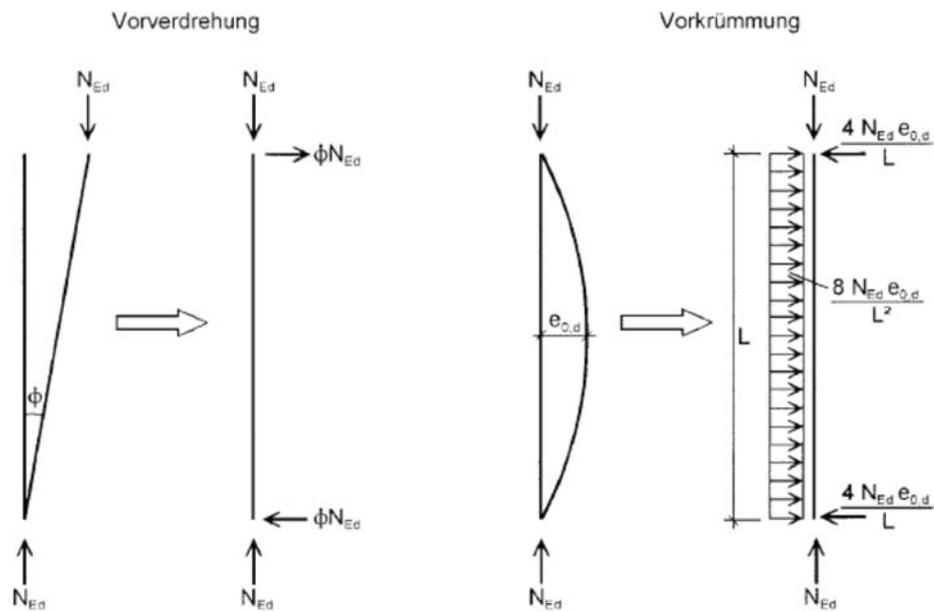


Abbildung 3.8: Ansatz von Imperfektionen als Verdrehung und Verkrümmung oder mit Ersatzlasten laut Bild 5.4 in EN 1993-1-1 [21]

3.3 Vertikale Lasten

Vertikale Lasten entstehen durch die Erdanziehungskraft. Die drei wichtigsten vertikalen Einwirkungen sind:

3.3.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht beschreibt das Gewicht der Konstruktion und der Aufbauten und wird als ständige Last angenommen. Gewichtsannahmen für bestimmte Aufbauten und Konstruktionen sind in ÖNORM EN 1991-1 [14] aufgelistet.

3.3.2 Nutzlasten

Die Nutzlast bezeichnet eine mit der Zeit veränderliche Einwirkung aus Personenlasten, Einrichtung, Maschinen, Lagerstoffen oder Fahrzeugen. In ÖNORM EN 1991-1 Tabelle 1 [14] werden verschiedene Nutzungskategorien beschrieben. In Tabelle 2 [14] wird jeder Nutzungskategorie eine zugehörige Flächen- oder Punktlasten, die in ungünstigster Stellung anzunehmen ist, zugeordnet.

3.3.3 Schnee

Die Schneelast ist abhängig vom Standort und vom Klima. In ÖNORM EN 1991-1-3 [22] werden je nach Standort Schneelasten angegeben, die an Dächern in der ungünstigsten Laststellung als zeitlich veränderliche Belastung angesetzt werden müssen.

4 Holzbauweisen

4.1 Holzrahmenbauweise

Die Wände bestehen aus vertikalen Holzstäben (Stehern), die in regelmäßigen Abständen von 60-100cm angeordnet sind und beidseitig mit Platten beplankt werden (siehe **Abbildung 4.1**).

An den Stirnseiten der Wände werden horizontale Holzschwellen, die die Pressung der Steher aufnehmen müssen, angeordnet. Bei hohen vertikalen Lasten werden Schwellen auch aus Furnierschichtholz oder Brettschichtholz erstellt. Die seitliche Beplankung kann zur horizontalen Aussteifung herangezogen werden, dann wirken die Wände wie Scheiben, ansonsten müssen Streben zur Aussteifung eingebaut werden. Die Wärmedämmung befindet sich bei dieser Konstruktion in der Ebene der Tragkonstruktion, zwischen der Beplankung.

Beim Balloon-Framing werden die Wände geschossübergreifend eingebaut und die Decke an den Wänden durch Verbindungsmittel befestigt. Beim Platform-Framing sind die Wände nur zwischen den Decken geschosshoch angeordnet. [2] [23]

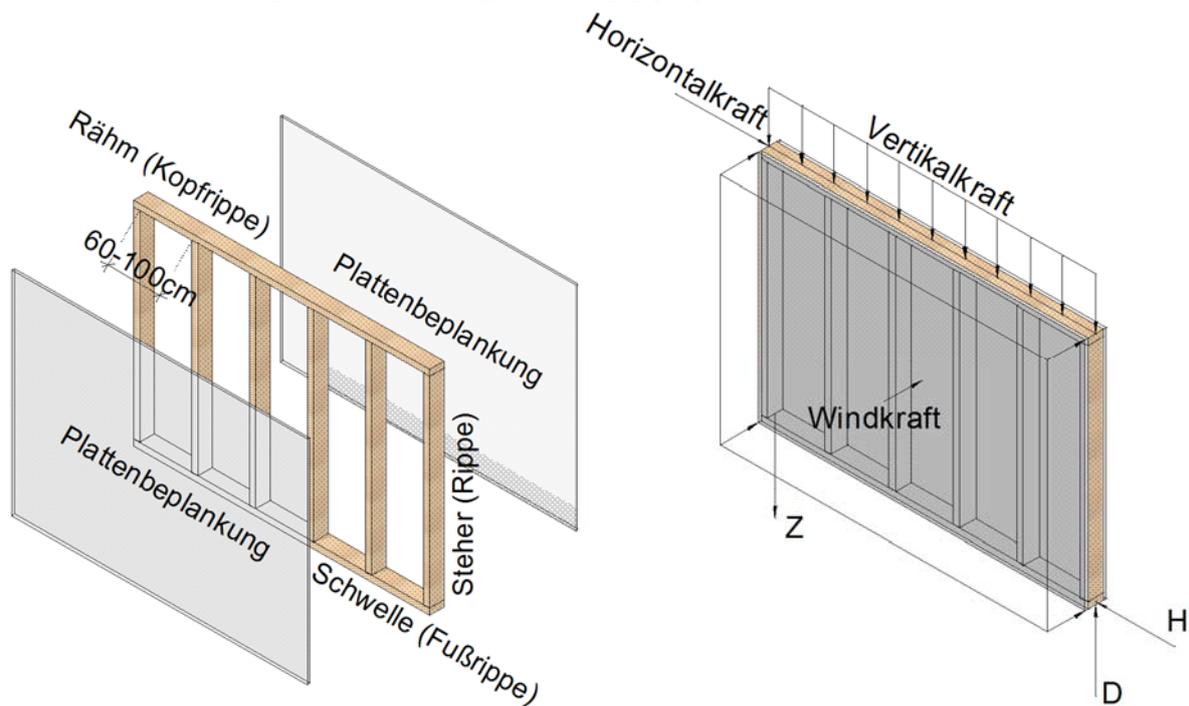


Abbildung 4.1: Bauteile und Beanspruchung einer Holzriegelwand nach [4]

Um das Gewicht dieser ohnehin sehr leichten Konstruktionsweise weiter zu sparen und die Dämmfläche zu erhöhen, können auch TJI-Träger (z.B. System Steico-Wall [24]) statt rechteckigen Holzstehern angeordnet werden. Die Kopf- und Fußschwelle wird dabei aus Furnierschichtholz erstellt.

4.2 Skelettbauweise

Bei der Skelettbauweise erfolgt die vertikale Lastabtragung nur über Stützen und Träger. Die horizontale Aussteifung wird von den Decken und Wänden oder über Verbände und Streben aufgenommen. Bei der Skelettbauweise hat man große Flächen für Verglasung zur Verfügung und auch die Räume sind am flexibelsten zu gestalten. Diese Bauweise kommt vor allem bei Gebäuden zur Anwendung, bei denen große Räume und flexible Grundrissgestaltung erwünscht sind. Die Innenwände können dabei flexibel versetzt werden, da sie nicht tragend ausgeführt werden und nur als Raumbegrenzung und für Sicht- oder Schallschutzaufgaben erforderlich sind. Die Träger und Stützen sind dabei aus Brettschichtholz oder aus Stahl-Holz-Verbundelementen zu erstellen. Die Knoten zwischen Träger und Stützen müssen dabei hohe Lasten übertragen und erfordern daher eine gute Kraftübertragung in den Verbindungen. Wichtig dabei ist auch, dass es zu keiner zu hohen Querpressung kommt. Deshalb sollten auch die Stützen die Kräfte nur über Hirnholz übertragen und die Knotenpunkte mit Stahlverbindungen

erstellt werden. Die Wirtschaftlichkeit dieser Bauteile ist zu einem Großteil von dem Raster und von den Knotenverbindungen abhängig.

Ein Beispiel für Skelettbauweise ist das 25 King Gebäude in Australien (siehe Punkt 9.10.2).

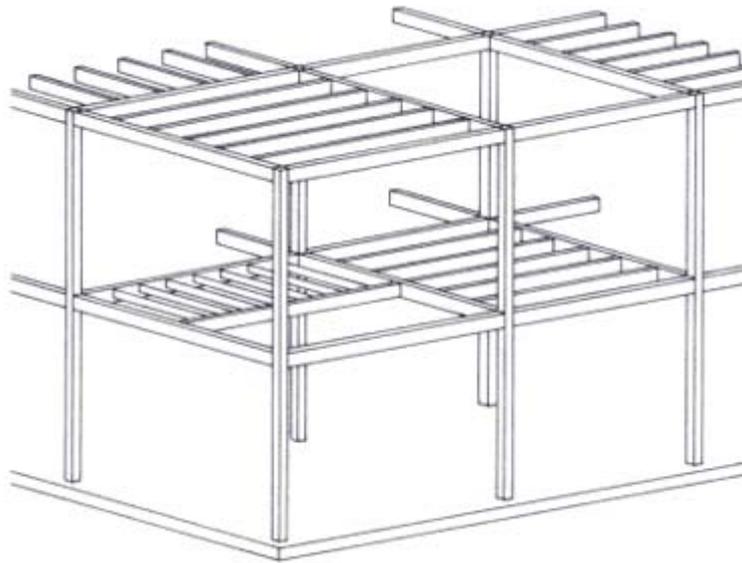


Abbildung 4.2: Skelettbauweise [25]

4.3 Holzmassivbauweise

Hier werden die vertikalen und die horizontalen Lasten über Brettsperrholzwände und Decken abgetragen. Die Wände wirken dabei als Scheibe und können so die vertikalen Lasten und die horizontale Aussteifung übernehmen und in die Fundamente abtragen. Die Wände können auch Windkräfte normal auf ihre Eben über Biegung an weitere Wände und Decken weitergeben. Die Wände müssen dabei in zwei Richtungen aufgestellt werden und der Abstand darf nicht zu groß sein. Das Gebäude wird bei dieser Bauweise sehr steif und kann große horizontale Kräfte aus Wind und Erdbeben abtragen, doch die Grundrisse sind dadurch nicht mehr so flexibel, weil die Wände später nicht einfach herausgenommen oder verschoben werden können. Deshalb eignet sich so eine Bauweise eher für Wohnungen, wo keine großen stützenfreien Räume benötigt werden und die Wände nicht später entfernt oder versetzt werden sollen. In Brettsperrholzbauweise wurden bereits zahlreiche Holzhochhäuser errichtet. Beispiele dafür sind unter anderem die Holzhochhäuser in Hackney (siehe 9.4.1 und 9.4.2), das Wohn-Hochhaus Via Cenni (9.6.1) oder das Strandparken Hus B (siehe 9.7.1). **Abbildung 4.3** zeigt die Brettsperrholzelemente während der Bauphase vom Dalston Lane Gebäude in Hackney.

Die Wandelemente müssen, wie in **Abbildung 4.4** ersichtlich gegen Abheben und Verschieben bei horizontalen Einwirkungen mit Winkel am Boden befestigt werden. Bei der Verbindung der Decke mit der Wand muss darauf geachtet werden, die Querpressung der Decken möglichst zu vermeiden, um Setzungen zu verhindern. Eine gute Lösung dafür wurde sich für das Bridport-House in London überlegt. Dabei wurden rechteckige Zinken in Wände und Decken eingefräst (siehe **Abbildung 4.5**) und die Wände dadurch nur in Längsrichtung über das Hirnholz belastet. Die Decken hatten genug Auflagerfläche und die Querpressung konnte damit vermieden werden. Gleichzeitig wurde damit eine schubfeste Verbindung der Wand mit der Decke hergestellt.

Um Innenräumen eine besondere Optik und Atmosphäre zu verleihen, können die Brettsperrholzelemente mit Wohnsicht-Qualität an der Innenseite verbaut werden.



Abbildung 4.3: Brettsperrholzelemente während der Bauphase beim Dalston Lane Gebäude [26]

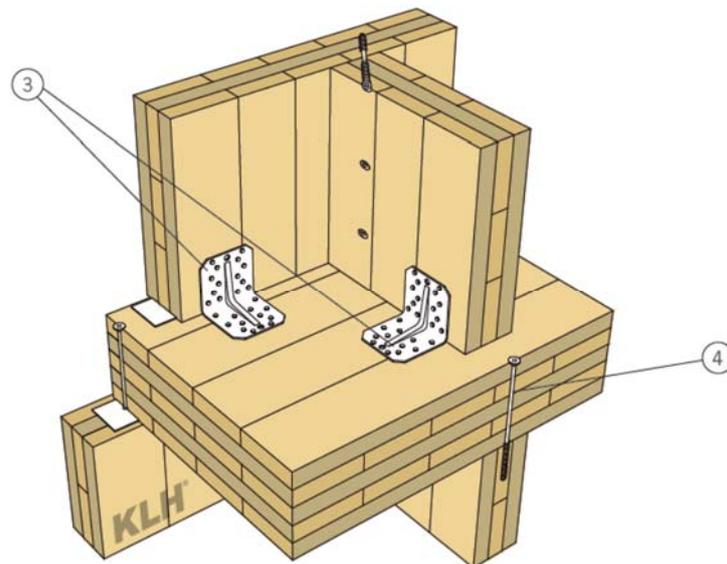


Abbildung 4.4: Verankerung von Wandscheiben [4]

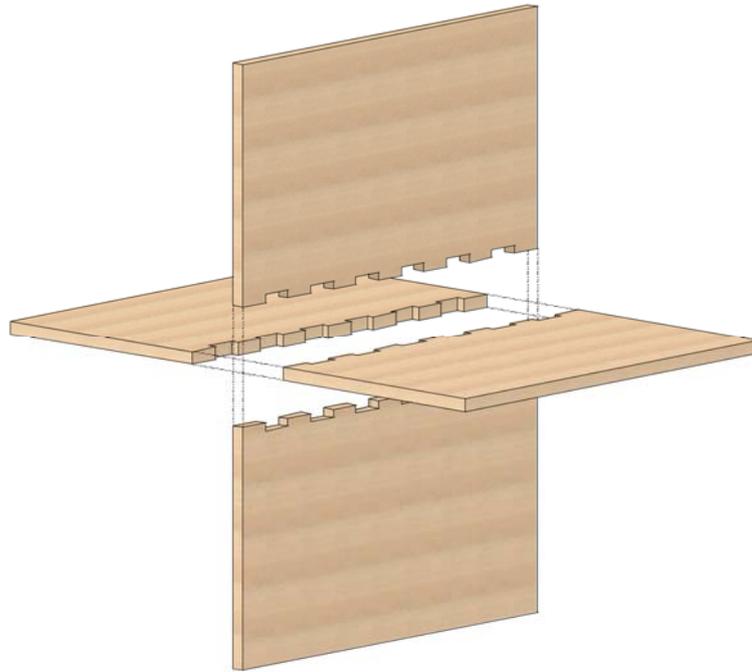


Abbildung 4.5: Schubsteife Verbindung Decke/Wand durch Verzinkung beim Bridporthouse

4.4 Hybridbauweise

Um die Vorteile verschiedener Baustoffe zu nutzen und damit möglichst wirtschaftlich zu bleiben, kann es sinnvoll sein, mehrere Baustoffe zu kombinieren und nach ihren besten Eigenschaften einzusetzen. Oft ist es eine Kombination aus Holz und Beton, aber auch Holz-Stahl- oder Holz-Glas-Verbund wäre möglich, um die Eigenschaften der Bauteile zu kombinieren und zu verbessern. Dabei wird zum Beispiel der tragende Kern aus Beton erstellt und die restliche Struktur aus Holzstützen oder Holzträgern. Auch die Anwendung von Holz-Beton-Verbundbauteilen, wie sie z.B. beim LCT-Tower in Dornbirn (siehe 9.1.2) oder beim Hoho in Wien (siehe 9.1.1) Anwendung fanden, kann sinnvoll sein. Dort wurden vorgefertigte Holz-Beton-Verbunddecken und ein tragender Stahlbetonkern eingesetzt. Dadurch konnten ca. 50 % Ressourcen gespart werden und der CO₂-Verbrauch im Vergleich zur konventionellen Bauweise um 90 % reduziert werden [27]. Durch die Kombination mit Beton können Brandschutz, Schallschutz und Schwingungsanforderungen leichter erfüllt werden. Beton hat den Vorteil, dass er nicht brennbar ist. Die höhere Masse von Beton ist auch bei der Schwingungsberechnung und dem Schallschutz von Vorteil.

Eine Möglichkeit für Holz-Stahl-Hybridgebäude wäre der Einsatz von Zugstangen aus Stahl und Druckstäbe aus Holz, wie das bei abgehängten Trägern oder Fachwerken oft vorkommt, um schlankere Querschnitte zu erhalten.

5 Aussteifungssysteme

Die Horizontallasten werden von dem Aussteifungssystem aufgenommen und in den Grund abgeleitet. Die Aussteifung muss so bemessen werden, dass die Anforderungen an die Verformung im GZG (meistens $x=H/500$) und die Erfüllung der Frequenzkriterien unter Wind- und Erdbebenbelastung (Eigenfrequenz $n_1=46/H$) erfüllt werden. Die erforderliche Steifigkeit EI_{erf} steigt bei gleichbleibender horizontaler Belastung ca. zur dritten Potenz mit der Höhe [28].

Für die Vorbemessung eines Aussteifungssystems kann die Ersatzsteifigkeit berechnet werden zu:

$$EI_{ers} = \frac{p \cdot H^4}{8 \cdot x_p} \quad (8)$$

Dabei ist p die horizontale Belastung und x_p ist die Verformung an der höchsten Stelle des Gebäudes zufolge Biegung und Schub. Für schwingungsanfällige Gebäude muss außerdem die horizontale Beschleunigung infolge der resonanten Windboen begrenzt werden. In [28] wird die Beschleunigung a abhängig von Masse m_1 Steifigkeit EI_{ers} und der Dämpfung δ wie folgt beschrieben:

$$a \sim \frac{1}{\sqrt{m_1} \cdot \sqrt{EI_{ers}} \cdot \sqrt{\delta}} \quad (9)$$

Abhängig von der Gebäudehöhe werden daher verschieden starke Aussteifungssysteme erforderlich. Diese Systeme können auch kombiniert werden. Im Folgenden werden einige Aussteifungssysteme beschrieben:

5.1 Rahmensysteme:

Bei Rahmensystemen werden geschossweise biegesteife Rahmen angeordnet. Dabei werden die Verdrehungen in den Rahmenecken behindert und die Schnittgrößen über die Rahmenecken von Riegel zur Stütze umgelenkt. Die Ausbildung der Rahmenecken ist hier das entscheidende Kriterium, da sie neben Querkräften und Normalkräften auch Momente übertragen müssen. Im Holzbau werden Rahmen daher eher nicht für Hochhäuser verwendet, da die Ausführung der biegesteifen Rahmenecken sehr aufwendig sind. Rahmensysteme kommen im Holzbau hauptsächlich im Industriebau zum Einsatz. **Abbildung 5.1** zeigt einen Holzrahmen mit Momentenverlauf und die Eckausbildung eines Rahmens mit Überblattung und Dübelkreis. Die Verbindung am Rahmeneck wäre auch mit Stahlblechen möglich.

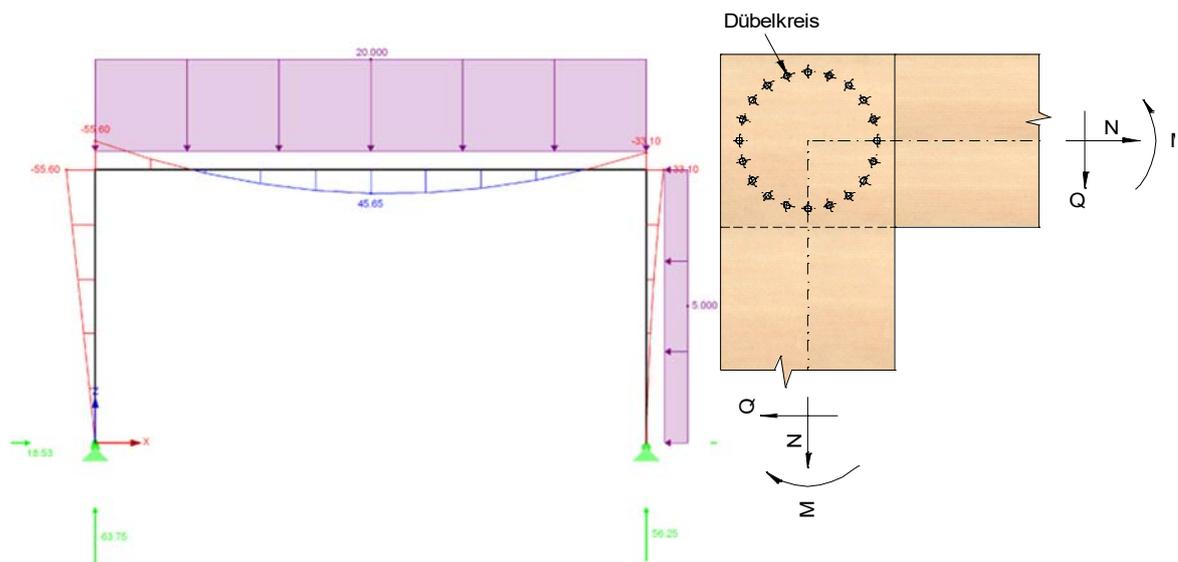


Abbildung 5.1: Holzrahmen und Rahmeneckausbildung [29]

5.2 Wandscheiben:

Wandscheiben haben wie schon bei der Holzmassivbauweise oder der Holzrahmenbauweise beschrieben (siehe 4.1 und 4.3) den Vorteil, dass sie Kräfte in 3 verschiedenen Richtun-

gen aufnehmen können. Sie können vertikale Lasten aus Eigengewicht und Nutzlasten sowie horizontale Lasten aus Wind und Erdbeben parallel zur Wandebene sowie auch senkrecht auf die Wandebene aufnehmen und ableiten.

Bei der Aussteifung über Wandscheiben werden die Horizontalkräfte über die Decken durch Scheibenwirkung über Schubkräfte am Auflager in die Wände eingeleitet. Die Kräfte werden über Zug- und Druckkräfte bis in die Fundamente abgetragen. Im Holzbau eignen sich hier Brettsperrholzelemente oder Wandscheiben in Holzrahmenbauweise mit Plattenbeplankung optimal als aussteifende Scheiben, die gleichzeitig auch die vertikalen Kräfte abtragen. **Abbildung 5.2** zeigt die Verteilung der Kräfte von Holzrahmenwänden. Die horizontale Kraft erzeugt in der aussteifenden Platte ein Moment, welches über Schubkräfte in den Verbindungsmitteln an den Holzrahmen weitergegeben wird. Von diesem werden die resultierenden Auflagerkräfte aus dem Moment an den Boden weitergegeben. Die resultierenden Zugkräfte müssen mit Verbindungsmittel in der Anschlussfuge verankert werden. Dabei sollte die Verbindung mit der richtigen Federsteifigkeit modelliert werden.

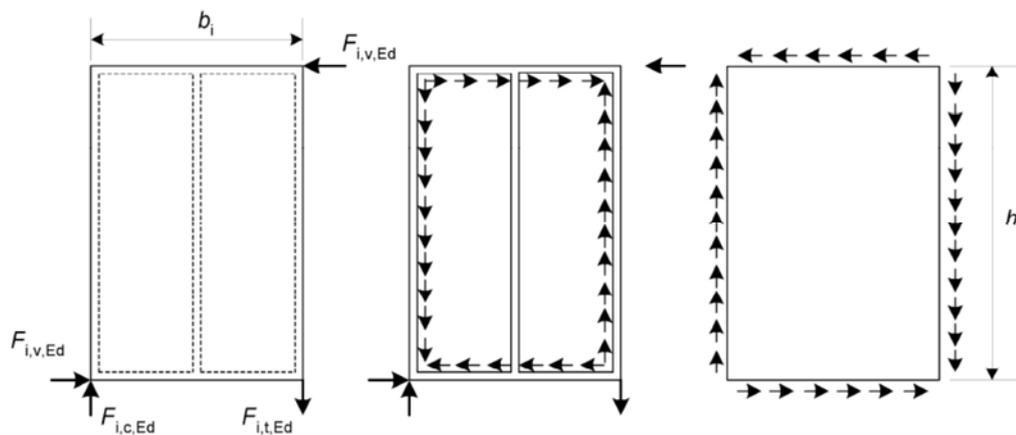


Abbildung 5.2: Prinzip der Aussteifung durch eine Wandscheibe in Holzrahmenbauweise [7]

5.3 Aussteifende Kerne:

Für Bürogebäude, wo offene Grundrisse verlangt werden, bietet es sich an, die aussteifenden Wände in einen tragenden Kern, der die vertikale Erschließung und geschlossene Räume beinhaltet zusammenzufassen und die vertikalen Lasten über Stützen abzutragen. Da bei einem Kern die Kräfte auf wenige Wände gebündelt werden und hier hohe Lasten auftreten, macht es Sinn, diese ab einer gewissen Höhe aus Beton zu machen, um nicht zu große Querschnitte zu bekommen. Die Aussteifung durch einen Kern kann zusätzlich durch Wandscheiben oder Fachwerke in der Fassadenebene verstärkt werden. Oft kommen auch sogenannte Outrigger in den oberen Geschossen zur Anwendung. Diese sind geschosshohe Fachwerke in der Fassadenebene, die die Kopfverdrehung beschränken und die Verformungen und Momente im Gebäude dadurch reduzieren. (siehe **Abbildung 5.3**) Bei einem Belt-Truss werden die Kräfte aus dem Outrigger auf mehrere Stützen verteilt. [28]

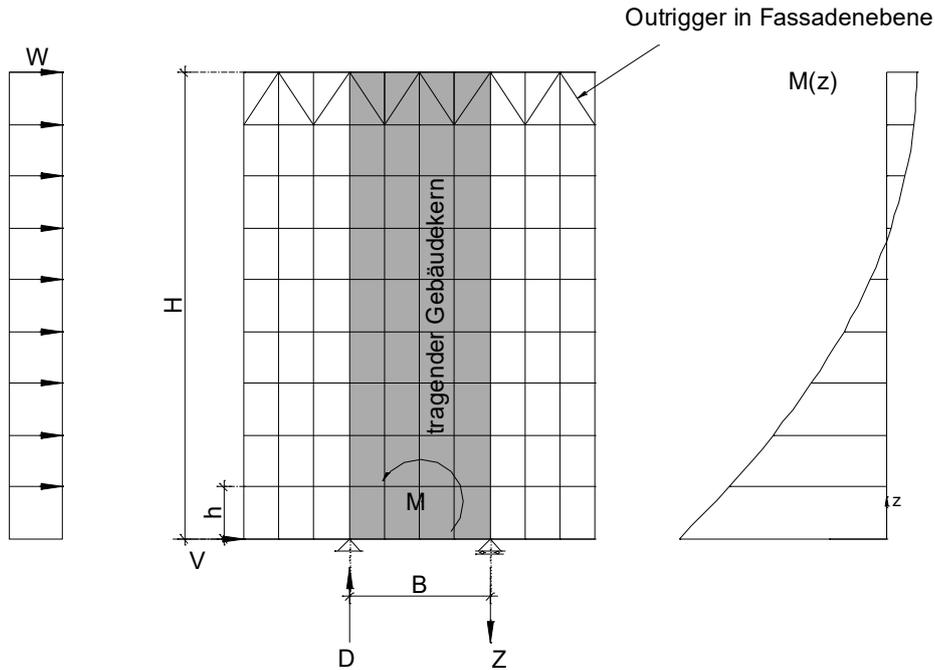


Abbildung 5.3: Aussteifung mit Kern und Outrigger

5.4 Verbände:

Verbände sind diagonale Streben, welche horizontale Kräfte als Zug- oder Druckkräfte aufnehmen und an die Stützen weiterleiten. **Abbildung 5.4** zeigt die Kräfteverteilung eines Verbandes, wie er z.B. auch für die des Earth Science Building verwendet wurde.

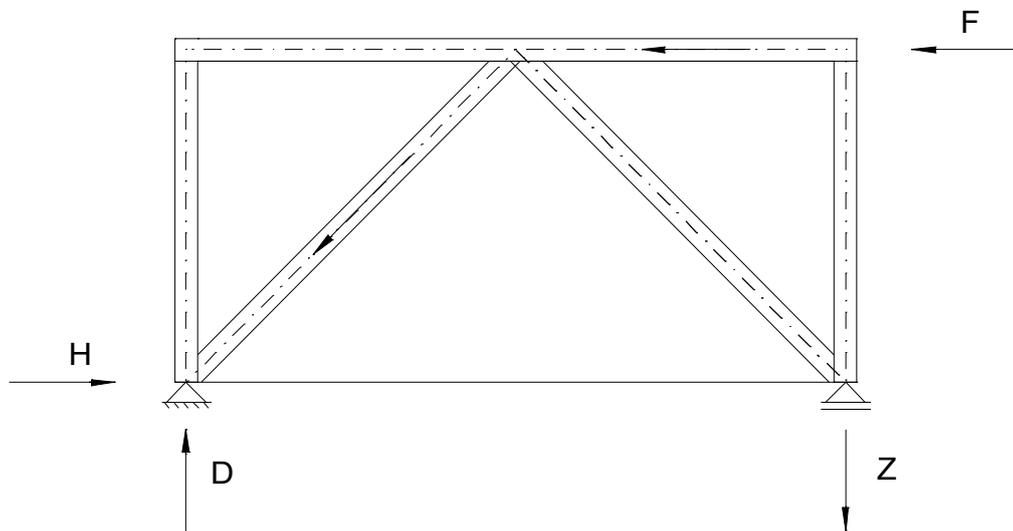


Abbildung 5.4: Aussteifungssystem mit Verbänden

Es gibt auch die Möglichkeit, schlankere Zugstabsysteme für Verbände zur horizontalen Aussteifung zu verwenden. Zugstäbe werden nur auf Zug beansprucht. Im Falle einer Druckbeanspruchung werden sie nicht aktiviert und fallen für die Lastabtragung aus, weshalb sie überkreuzt angeordnet sein müssen. Hier gibt es zum Beispiel die Detan-Stabsysteme der Firma Halfen (siehe **Abbildung 5.5**).



Abbildung 5.5: Detan Zugstäbe als Aussteifungsverbände [30]

5.5 Fachwerksysteme und Netzstruktur

Bei Fachwerksystemen werden Druck- und Zugstäbe wie beim Mjostarnet (Abbildung 5.6 und Kapitel 9.9.1) oder wie beim Trehus in Bergen (siehe 9.9.1) in der Fassadenebene eingebaut, welche die Horizontalkräfte aufnehmen und durch Normalkräfte in den Stäben in den Boden einleiten. Es ist auch möglich, in der ein Netz aus Diagonalen zu erstellen und auch die vertikalen Kräfte über diese abzuleiten. Da hier eine hohe Anzahl an Knotenverbindungen entsteht, ist die Ausführung dieser besonders wichtig, um zu hohe Kosten zu vermeiden.

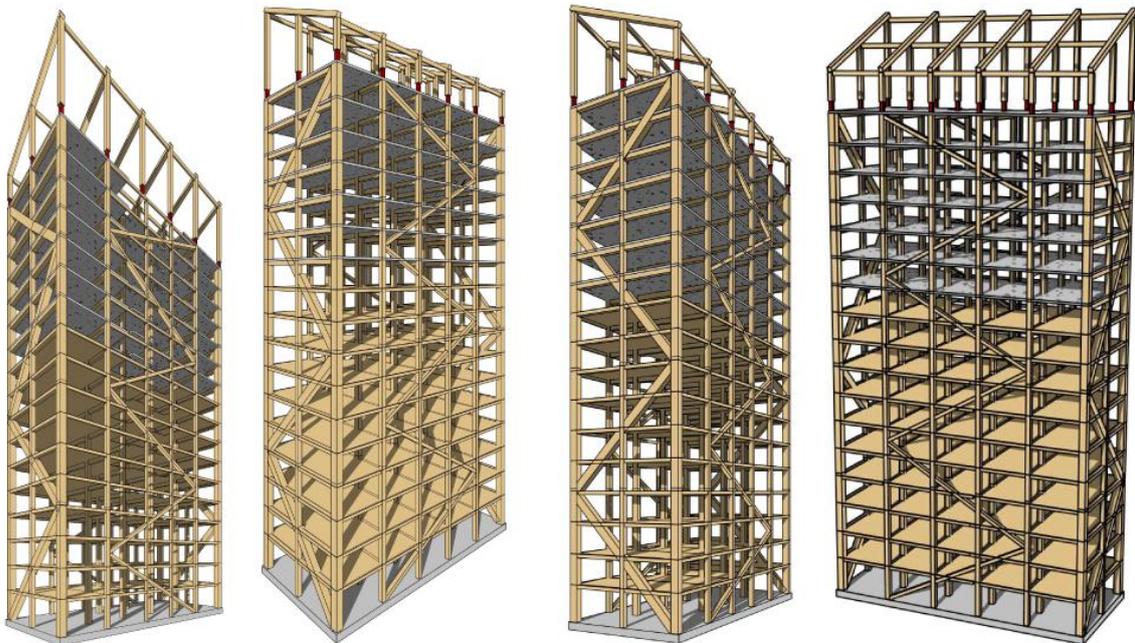


Abbildung 5.6: Tragwerk Mjostarnet [31]

5.6 Vergleich verschiedener Aussteifungssysteme je nach eingesetztem Material an einer Wand [28]

Die Verformung eines Aussteifungssystems unter mit der Höhe gleichbleibender Windbelastung kann nach Formel (10) abgeschätzt werden. **Tabelle 5.1** zeigt den Vergleich der horizontalen Verformung am Kopf einer CLT-Wand mit einer Betonwand unter horizontaler Gleichlast von 10 kN/m. Die Biegesteifigkeit einer Betonwand ist dabei ca. fünfmal größer als die einer CLT-Wand, da bei der CLT-Wand auch nur die Schichten in Längsrichtung zur Biegesteifigkeit beitragen. Bei einem Gebäude mit 60 m Höhe würde man 60 cm starke CLT-Wände benötigen. Deshalb macht es Sinn, bei Gebäuden ab ca. 60 m Höhe, aussteifende Wände in einem Kern aus Beton herzustellen, um nicht zu große Querschnitte zu erhalten.

$$x_p = \frac{w \cdot H^4}{8 \cdot EI} \leq \frac{H}{500} \quad (10)$$

Tabelle 5.1: Vergleich der maximalen Höhe zur Erfüllung von H/500 einer Betonwand und einer Brettsperrholzwand unter horizontaler Windbelastung von 10kN/m

Material	w [MN/m]	d [m]	L [m]	E [MN/m ²]	I [m ⁴]	EI [MNm ²]	x=H/500 [mm]	zul H [m]	Auslastung [%]
Beton C30/45	0,01	0,60	8,00	34000	25,60	870400,00	223,35	111,67	100,00
CLT-15s-600	0,01	0,60	8,00	11500	13,65	157013,33	126,20	63,10	100,00
Beton C35/45	0,01	0,40	8,00	34000	17,07	580266,67	195,11	97,55	100,00
CLT 11s-400	0,01	0,40	8,00	11500	10,24	117760,00	114,66	57,33	100,00
Beton C35/45	0,01	0,20	8,00	34000	8,53	290133,33	154,86	77,43	100,00
CLT 5s-200	0,01	0,20	8,00	11500	5,12	58880,00	91,00	45,50	100,00

Abbildung 5.7 zeigt einen Vergleich der Verformung verschiedener Wandsysteme für 100 m Höhe unter 10 kN/m horizontaler Windeinwirkung. Daraus lässt sich nach Formel (8) auf Seite 28 die Ersatzsteifigkeit berechnen. In **Tabelle 5.2** werden die Ersatzsteifigkeiten, Volumen und Gewicht der Wandsysteme gegenübergestellt.

Tabelle 5.2: Vergleich der Ersatzsteifigkeit, Volumen und Gewicht der Wandsysteme in **Abbildung 5.7**

Wandsystem:	a) C35/45 d=60cm	b) CLT-15s 600	c) Fachwerk GL28h Stäbe 60/80	(d) Fachwerk S 235 Stäbe QRQ 400x20
x[m]=	0,1449	0,5065	0,6404	0,6148
EI,ers [MNm ²]	862663,906	246791,708	195190,506	203318,152
Volumen [m ³]	480	480	398,38	22,64
Gewicht [t]	1200	264	219,109	177,724

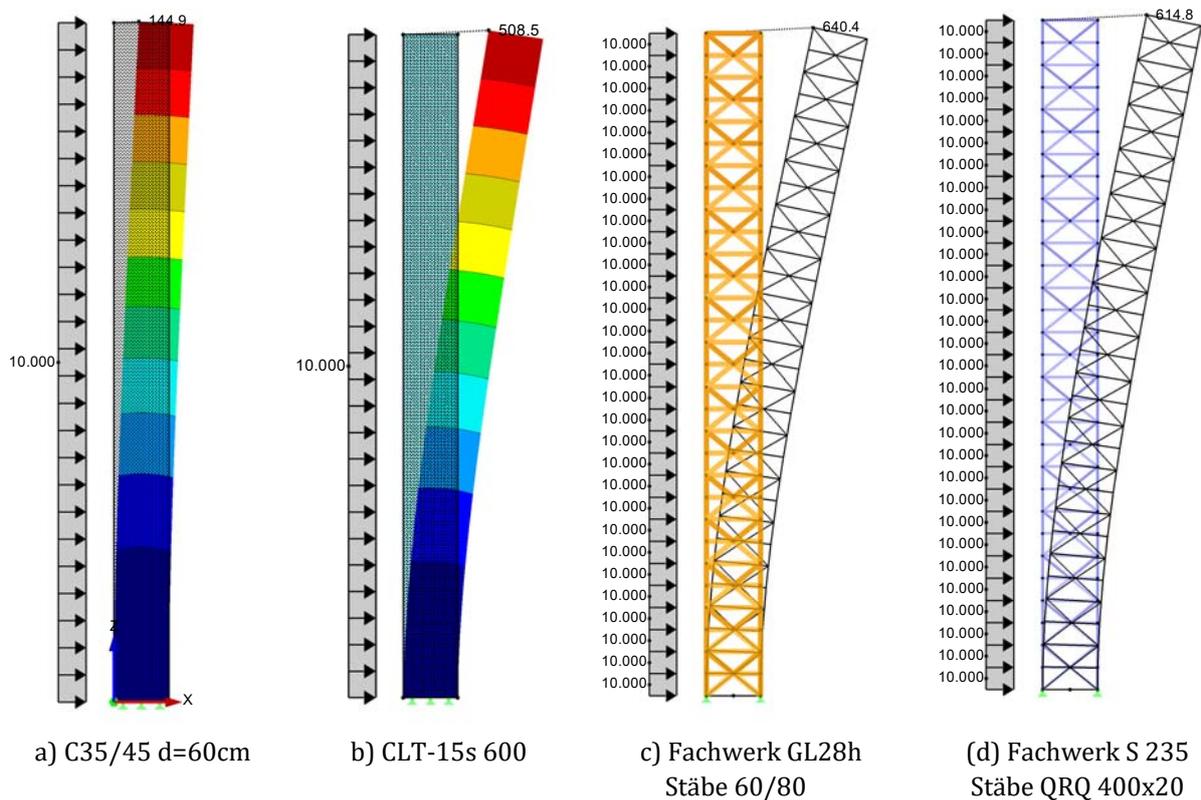


Abbildung 5.7: Verformungsvergleich verschiedener Wandsysteme unter Windbelastung von 10 kN/m

6 Holzdeckensysteme

Nachfolgend werden verschiedene Deckensysteme beschrieben und vorbemessen. Es werden Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf Spannungsniveau und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für Verformungen und Schwingungen laut ÖNORM EN 1995-1-1 [7] und dem nationalen Anhang ÖNORM B1995-1-1 [32] geführt.

6.1 Begrenzung der Verformungen

Die Durchbiegung wird ebenfalls mit der effektiven Biegesteifigkeit der HBV-Decke berechnet. Der Nachweis muss unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden und Änderung der Festigkeitswerte für den Zeitpunkt $t=0$ und den Zeitpunkt $t=\infty$ geführt werden.

Die Grenzwerte der Durchbiegung werden in ÖNORM B 1990-1 Tabelle 2 [33] für Decken und begehbare Dächer unter der häufigen Einwirkungskombination mit $L/300$ begrenzt. Bei Auskragungen darf die Durchbiegung $L/150$ nicht überschreiten.

6.2 Begrenzung der Schwingungen der Deckenelemente

Um Resonanz zu vermeiden muss die Eigenfrequenz der Decke etwa das 2-3-fache der Erregerfrequenz haben. Für personeninduzierte Schwingungen von Holzdecken mit einer Flächenmasse $\geq 50 \text{ kg/m}^2$ ist das Nachweisverfahren in ÖNORM B 1995-1-1 Abschnitt 7.3.3 beschrieben. Dabei muss die Decke in eine Deckenklasse nach Tabelle NA.7.2-E1 eingeordnet werden. Die Decken sollen Deckenklasse 1 erfüllen.

Für die Schwingungsberechnung ist die Summe der ständigen Einwirkungen zu verwenden. Estriche dürfen bei der Ermittlung der Steifigkeit berücksichtigt werden, sind aber in den Deckenaufbau des untersuchten Gebäudes nicht vorhanden, da nur Doppelböden eingebaut wer-

den. Die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel muss wie bei den anderen Nachweisen ebenfalls berücksichtigt werden.

Die ÖNORM B1995-1-1 [7] gibt 3 Kriterien an, welche einzuhalten sind:

1) *Frequenzkriterium:*

$$f_1 \geq f_{gr} = 8 \text{ [Hz]} \quad (11)$$

Die Eigenfrequenz für Decken ohne Querverteilungswirkung wird nach Gleichung NA.7.5 wie folgt ermittelt:

$$f_1 \text{ [Hz]} = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad (12)$$

Dabei ist $(EI)_l$ die Biegesteifigkeit in Längsrichtung in $[\text{Nm}^2/\text{m}]$ und m die äquivalente Masse der ständigen Einwirkungen in $[\text{kg}/\text{m}^2]$.

Eine Querverteilungswirkung darf dann in Rechnung gestellt werden, wenn das Verhältnis der Biegesteifigkeiten $\frac{(EI)_b}{(EI)_l} \geq 0,05$ beträgt.

Die Eigenfrequenz mit Querverteilungswirkung wird nach Gleichung NA 7.5-E1 wie folgt ermittelt:

$$f_1 \text{ [Hz]} = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{l}{b}\right)^4 \cdot \frac{(EI)_b}{(EI)_l}} \quad (13)$$

Dabei ist $(EI)_b$ die Biegesteifigkeit in Querrichtung $[\text{Nm}^2/\text{m}]$, b ist die Breite in $[\text{m}]$ und l ist die Stützweite in $[\text{m}]$.

2) *Steifigkeitskriterium:*

In ÖNORM B1995-1-1 7.3.3 wird das Steifigkeitskriterium wie folgt beschrieben:

„Zur Überprüfung des Steifigkeitskriteriums ist die größte vertikale Anfangsdurchbiegung w_{stat} infolge einer vertikal an ungünstigster Stelle wirkenden statischen Einzellast $F = 1 \text{ kN}$ unter Berücksichtigung der mitwirkenden Breite b_F zu ermitteln.“ [7]

Der Nachweis ist erbracht, wenn die vorhanden Durchbiegung w_{stat} nach Formel (NA 7.2-E2) für Einfeldträger mit der Einzellast $F=1\text{kN}$ in Feldmitte kleiner als die Grenzdurchbiegung $w_{gr}=0,25\text{mm}$ für Deckenklasse I ist:

$$w_{stat} = \frac{F \cdot l^3}{48 \cdot (EI)_l \cdot b_F} \leq w_{gr} = 0,25 \text{ mm} \quad (14)$$

Dabei ist F eine statische Einzellast mit $F=1\text{kN}$ an ungünstigster Stelle wirkend. Die mitwirkende Breite b_F wird wie folgt berechnet:

$$b_F = \min \left\{ \frac{l}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{(EI)_{b,ges}}{(EI)_{l,ges}}}; b \right\} \quad (15)$$

3) *Nachweis der Schwingungsbeschleunigung:*

Wenn das Frequenzkriterium nicht erfüllt wird, jedoch die Mindestfrequenz $f_{min} = 4,5 \text{ Hz}$ eingehalten wird muss noch die Schwingungsbeschleunigung nachgewiesen werden.

Der Effektivwert der Schwingbeschleunigung a_{rms} für einfeldrige, an allen Rändern gelenkig gelagerte Decken darf dabei näherungsweise nach Formel (NA 7.2- E4) in [32] ermittelt werden und muss den Grenzwert a_{gr} nach Tabelle NA 7.2-E6 aus [32]. Für Deckenklasse 1 ist a_{gr} mit $0,05\text{m}/\text{s}^2$ anzunehmen.

$$a_{rms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{2 \cdot \zeta \cdot M^*} \leq a_{gr} = 0,05 \text{ m}/\text{s}^2 \quad (16)$$

Darin ist M^* die modale Masse in [kg], ζ ist der modale Dämpfungsgrad laut Tabelle 7.6 in [7], α ist der Fourierkoeffizient in Abhängigkeit der 1. Eigenfrequenz $a = e^{-0,4 \cdot f^1}$ und F_0 wird mit 700 N angenommen für das Gewicht einer Person.

6.3 Holztramdecke

Holztramdecken bestehen aus Holzträgern (Träme), welche im Abstand von 60-100 cm verlegt werden. Die Lastabtragung funktioniert nur in eine Richtung. Der Fußbodenaufbau wird dabei von einer Schalung über den Trämen getragen. Die Untersicht kann offen bleiben oder geschlossen werden und mit Dämmstoff ausgefüllt werden. Aufbauten für Holztramdecken mit Angaben zum Schalldämmmaß und zum U-Wert sind unter www.dataholz.com zu finden. Da Holztramdecken keine horizontalen Lasten an die seitlichen Wände weitergeben können, sind sie ohne aussteifende Platte oder Diagonalen für Hochhäuser nicht geeignet. **Tabelle 6.1** zeigt eine Vordimensionierung von Tramdecken ohne Schwingungsnachweis.

Tabelle 6.1 erforderliche Trägerabstände für Bürogebäude mit Auflast $g_1=1,50\text{kN/m}^2$ und $q=3,80\text{kN/m}^2$

Querschnitt [cm]	Spannweite [m]			
	5,00	6,00	7,00	8,00
GL 24h 16/20	0,45			
GL 24h 16/24	0,80	0,45		
GL 24h 16/28	1,20	0,70	0,40	
GL 24h 16/32	1,70	1,10	0,65	0,40
GL 24h 20/32	2,10	1,35	0,80	0,50
GL 24h 20/36			1,20	0,75

6.4 Brettsperrholz-Decke

Decken aus Brettsperrholz (siehe 2.2.3) sind in der Lage mit 28 cm Stärke und 7-Schichten bis zu 7 m Spannweite zu überbrücken und weisen dabei einen Feuerwiderstand von 120 min auf [34]. Der Vorteil von BSP-Decken ist die rasche Verlegung und die trockene Bauweise. Die Decken sind sofort tragfähig und raumabschließend. Durch die seitliche Verschraubung können die einzelnen Deckenfelder zu einer Deckenescheibe verschraubt werden und Schubkräfte an die Wände weiterleiten. Das Problem von Brettsperrholzdecken ist die hohe Schwingungsanfälligkeit bei höheren Spannweiten, weshalb hier die Querschnitte unwirtschaftlich groß werden. In **Tabelle 6.2** werden Decken als Einfeldträger für Spannweiten von 5 – 7 m laut Angabe der Fa. KLH vorbemessen. Spannweiten von 8m sind mit Standardquerschnitten von bis zu 8 Schichten und 320 mm Stärke für Deckenklasse 1 nicht möglich. Weitere Vorbemessungstabellen können bei den Herstellern angefragt werden.

Tabelle 6.2: Vorbemessungstabelle für KLH-Einfelddecken und Dach für ständige Auflast $g_1, k=1,50\text{kN/m}^2$, Deckenklasse 1 und 2, R90 mit 6cm Estrich [34]

Bauteil	Nutzlast gk/sk [kN/m ²]	Spannweite [m]		
		5,00	6,00	7,00
Decke DK 1	3,8	5s 170 DL	7s 220 DL	7s 280 DL
Decke DK 2	3,8	5s 150 DL	5s 180 DL	7ss 220 DL
Dach	2	5s 130 DL	5s 160 DL	5s 190 DL

6.5 Holz-Beton-Verbunddecken

Bei Holz-Beton-Verbunddecken werden Holzträger mit einer Betonplatte schubfest miteinander verbunden. Das einwirkende Moment wird auf die Teilquerschnitte aufgeteilt, sodass im Holz, das im Gegensatz zu Beton eine hohe Zugfestigkeit besitzt, die Zugkräfte aufgenommen werden und im Beton, der eine gute Druckfestigkeit hat, die Druckkräfte aufgenommen werden. In der Verbundfuge entstehen Schubkräfte durch die Querkraft, die durch Verbindungsmittel oder Ker-ven aufgenommen werden müssen. Dieser „nachgiebige“ Verbund muss in der Berechnung be-rücksichtigt werden, indem die Steineranteile vom Trägheitsmoment nicht voll angesetzt wer-den. **Abbildung 6.1** zeigt den Vergleich der Spannungsverteilung von Querschnitten ohne Verbund, mit nachgiebigem Verbund und mit steifem Verbund. Man kann sehen, dass die Span-nungsverteilung des nachgiebigen Verbundes zwischen der Spannungsverteilung bei Quer-schnitten mit steifem Verbund und Querschnitten ohne Verbund liegt. [35]

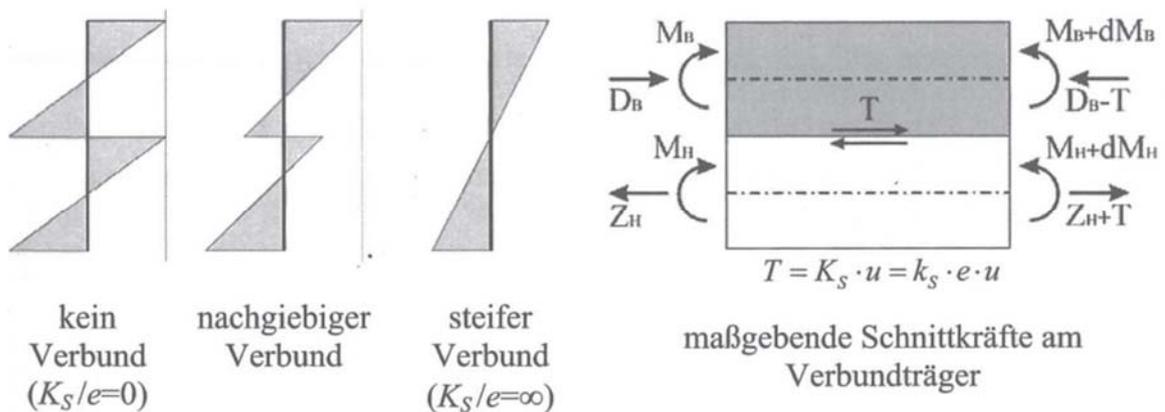


Abbildung 6.1: Spannungsverteilung im Verbundquerschnitt [35]

Die Standardausführung von Holz-Beton-Verbunddecken wird vor allem bei bestehenden Tram- und Dippelbaumdecken ausgeführt. Dabei wird die Betonplatte auf die bestehende oder neue Tram- oder Dippelbaumdecke aufbetoniert und eine eventuell vorhandene Sturzschalung kann gleich als verlorene Schalung zum Betonieren verwendet werden (siehe **Abbildung 6.2**).

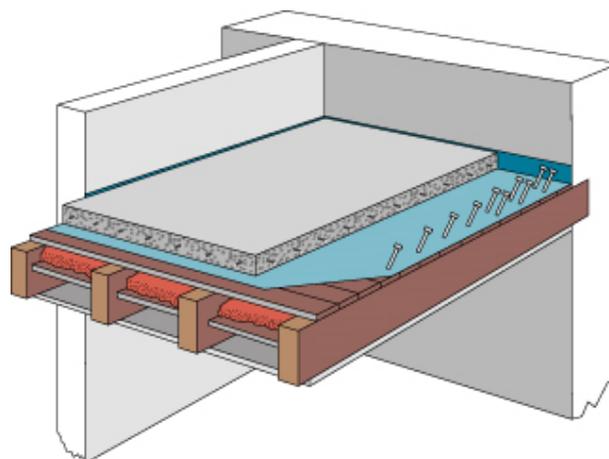


Abbildung 6.2: Standard Holz-Beton-Verbunddecke [36]

In Dornbirn wurde zum Beispiel der 8-stöckige Life-Cycle-Tower mit Fertigteil-HBV-Decken hergestellt (siehe **Abbildung 6.3**). Ein Vorteil der vorgefertigten HBV Decken liegt in der sofor-

tigen Tragfähigkeit, während vor Ort hergestellte HBV-Decken bis zur Tragfähigkeit der Betonschicht unterstellt werden müssen.



Abbildung 6.3: Fertigteile-HBV-Deckenelemente beim Bau vom Lifecycle-Tower [37]

6.5.1 Bemessung der Deckenelemente

Die Deckenelemente werden mit dem γ -Verfahren laut Eurocode 1995-1-1 Anhang B [7] vorbemessen. Dabei wird die Abnahme der Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts aufgrund der Nachgiebigkeit der Verbundfuge berücksichtigt, indem die Steineranteile am Trägheitsmoment mit einem Faktor γ abgemindert werden. Dieser Faktor γ hängt von der Art und Anzahl der Verbindungsmittel in der Verbundfuge ab. Es wird eine effektive Steifigkeit für den zusammengesetzten Gesamtquerschnitt ermittelt und damit die Schnittgrößen und Spannungen des Systems berechnet.

Die Reibung zwischen Holz und Beton kann bei Einfeldträgern ohne Schalung zwischen Beton und Holzträger mit dem Reibungskoeffizient $\mu=0,25$ angesetzt werden.

Da Holz-Beton-Verbund-Rippendecken zusammengesetzte Verbundquerschnitte aus zwei Teilquerschnitten sind, werden hier nur die vereinfachten Formeln für den Zweipunktquerschnitt nach angeführt [38]:

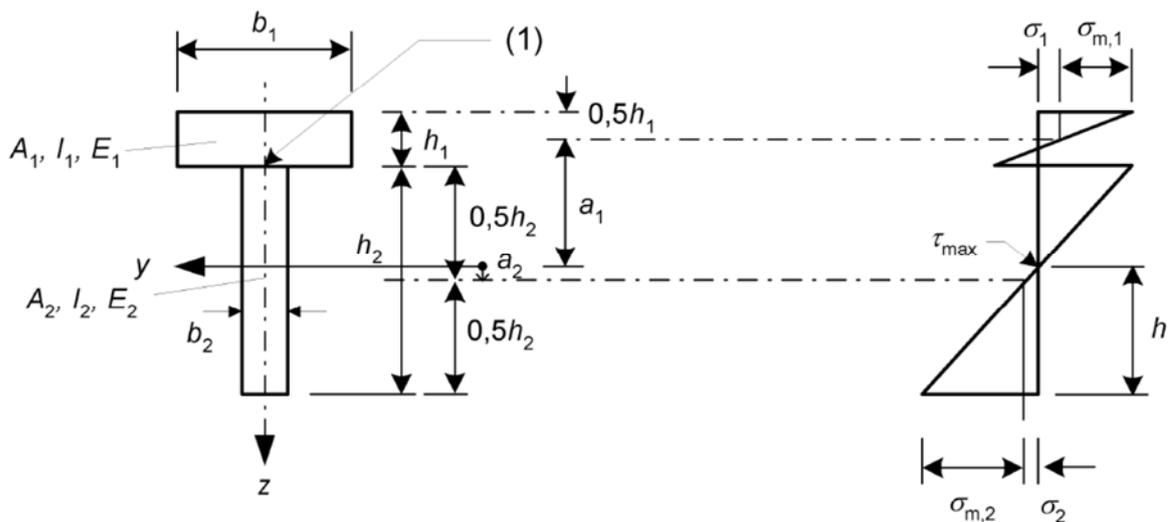


Abbildung 6.4: Geometrische Zusammenhänge des Zweipunktquerschnitts [7]

Die Berechnung des Abminderungsbeiwerts γ und der effektiven Biegesteifigkeit erfolgt nach folgenden Formeln [38]:

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + E_1 A_1 \frac{\pi^2 \cdot s_i}{K_1 \cdot l^2}} \quad \text{und} \quad \gamma_2 = 1 \quad (17)$$

$$(EI)_{ef} = EI_1 + EI_2 + a^2 \cdot \frac{EA_1 \cdot \gamma_1 \cdot EA_2}{EA_1 \cdot \gamma_1 + EA_2} \quad (18)$$

$$K_i = K_{ser,i} \quad \text{für GZG} \quad (19)$$

$$K_i = K_{u,i} \quad \text{für GZT} \quad (20)$$

a = Schwerpunktabstand der Teilquerschnitte ($a = a_1 + a_2$)

$$a_1 = a \cdot \frac{EA_2}{EA_1 \cdot \gamma_1 + EA_2} \quad (21)$$

$$a_2 = a \cdot \frac{EA_1 \cdot \gamma_1}{EA_1 \cdot \gamma_1 + EA_2} \quad (22)$$

Die Schnittkräfte werden anteilig den Querschnitten zugeordnet:

$$M_{1,d} = \frac{M_{Ed} \cdot EI_1}{(EI)_{ef}} \quad (23)$$

$$N_{1,d} = - \frac{M_{Ed} - M_{1,d} - M_{2,d}}{(EI)_{ef}} \quad (24)$$

$$M_{2,d} = \frac{M_{Ed} \cdot EI_1}{(EI)_{ef}} \quad (25)$$

$$N_{2,d} = \frac{M_{Ed} - M_{1,d} - M_{2,d}}{(EI)_{ef}} \quad (26)$$

Für den Spannungsnachweis werden die vorhandenen Normalspannungen σ und Schubspannungen τ den zulässigen Spannungen gegenübergestellt.

$$\sigma_{1,Ro,d} = \frac{N_{1,d}}{A_1} - \frac{M_{1,d}}{W_1} \leq \sigma_{1,zul} \quad (27)$$

$$\sigma_{1,Ru,d} = \frac{N_{1,d}}{A_1} + \frac{M_{1,d}}{W_1} \leq \sigma_{1,zul} \quad (28)$$

$$\sigma_{2,Ro,d} = \frac{N_{2,d}}{A_2} - \frac{M_{2,d}}{W_2} \leq \sigma_{2,zul} \quad (29)$$

$$\sigma_{2,Ru,d} = \frac{N_{2,d}}{A_2} + \frac{M_{2,d}}{W_2} \leq \sigma_{2,zul} \quad (30)$$

Die Schubspannungen im Holzquerschnitt betragen:

$$\tau_{max} = V_d \cdot \frac{0,5 \cdot E_2 \cdot h^2}{(EI)_{ef}} \leq \tau_{2,zul} \quad (31)$$

Der Schubfluss t in der Fuge ergibt sich zu:

$$t_d = V_d \cdot \frac{\gamma_1 \cdot EA_1 \cdot a_1}{(EI)_{ef}} \quad (32)$$

$$\text{mit } h = a_2 + \frac{h_2}{2} \quad (33)$$

Der Schubfluss in der Fuge wird als konstant angenommen und verteilt sich daher gleichmäßig auf die n Reihen der Verbindungsmittel mit dem gemittelten Verbindungsmittele Abstand s_{ef} :

$$F_{Ed} = t_d \cdot \frac{s_{ef}}{n} \leq T_{Rd} = \frac{k_{mod} \cdot T_k}{\gamma_M} \quad (34)$$

Die Einwirkende Kraft F_{Ed} auf die Verbindungsmittel muss kleiner als die von den Verbindungsmittel aufnehmbare Kraft T_{Rd} sein. Die Berechnung der Schnittgrößen erfolgt nach der Elastizitätstheorie. Der Nachweis muss für den Zeitpunkt $t=0$ und den Zeitpunkt $t=\infty$ geführt werden, wobei der Einfluss von Kriechen und Schwinden berücksichtigt werden muss. Der Einfluss der Feuchteänderung darf durch Abminderung des Elastizitätsmoduls der Verbundbaustoffe und des Verschiebungsmoduls der Verbindungsmittel berücksichtigt werden. **Tabelle 6.3** zeigt die Zusammenfassung der Materialkennwerte für Holz, Beton und Verbindungsmittel zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$.

Dabei ist k_{VBM} ein Beiwert zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens der Verbindungsmittel und kann für Schrauben und Flachstahlschlösser mit $2/3$ und für eingeklebte Lochbleche mit $1/2$ angenommen werden. Der Wert k_{def} wird laut ÖNORM B 1995-1-1 Tabelle 3.2 ermittelt und beträgt für Brettschichtholz in der Nutzungsklasse 1 $k_{def}=0,6$ [7].

Tabelle 6.3: Zusammenfassung der Materialkennwerte im GZG und GZT zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$ nach [38]

Bauteil		Grenzzustand	Zeitpunkt $t=0$	Zeitpunkt $t=\infty$
Holz	E_{Holz}	GZG/GZT	$E_{0,mean}$	$\frac{E_{0,mean}}{(1 + k_{def})}$
Beton	E_{Beton}	GZG/GZT	E_{cm}	$\frac{E_{cm}}{3,5}$
Schubverbinder	K_{ser}	GZG	K_{ser}	$k_{VBM} \cdot K_{ser}$
		GZT	$K_u=2/3 \cdot K_{ser}$	$2/3 \cdot k_{VBM} \cdot K_{ser}$

6.5.2 Vorbemessungstabellen

Zur Vorbemessung von Holz-Beton-Verbunddecken wurden einige Decken mit verschiedenen Trägerabständen und Spannweiten mit dem Gamma-Verfahren laut ÖNORM EN 1995-1-1 Anhang B [7] berechnet und die zulässigen Auflasten ermittelt. Die folgenden Abbildungen zeigen die Auswertungen der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Die Decken erfüllen die Kriterien für Deckenklasse 1.

Tabelle 6.4: Werte für Anfangsverschiebung K_{ser} und Schubtragfähigkeit T_k von HBV-Schubverbindern [39]

d_0 [mm]=	1,00
d_{zs} [mm]=	0,00
T_k [N/mm]=	160,00
$K_{ser,t=0}$ [N/mm]=	825,00
$K_{ser,t=\infty}$ [N/mm]=	412,50

Tabelle 6.5: Bemessungstabelle einer HBV-Decke mit TICOMTEC Schubverbindern

Zulässige Nutzlast q ($g_{Aufbau} = 1,50 \text{ kN/m}^2$); GL24h; C25/30; Estrich 6cm					
Kategorie A+B; eine Verbindungsmittelreihe					
Querschnitt Träger B/H [cm]	Stützweite [m]				
	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00
12/24 e=0,625m	5,71				
16/24 e=0,625m	6,78	6,08	5,37		
16/24 e=0,80m	4,68	4,01			
16/28 e=0,80m	5,63	4,94	4,29	3,66	3,11
16/28 e=0,625m	8,06	7,18	6,45	5,80	5,11
20/28 e=0,80m	6,66	5,78	5,05	4,40	3,71
16/32 e=1,00m	4,71	4,03	3,44	2,82	2,28
20/36 e=1,20 m	4,17	3,44	2,83	2,29	1,76
Höhe Beton	8,00	9,00	10,00	11,00	12,00

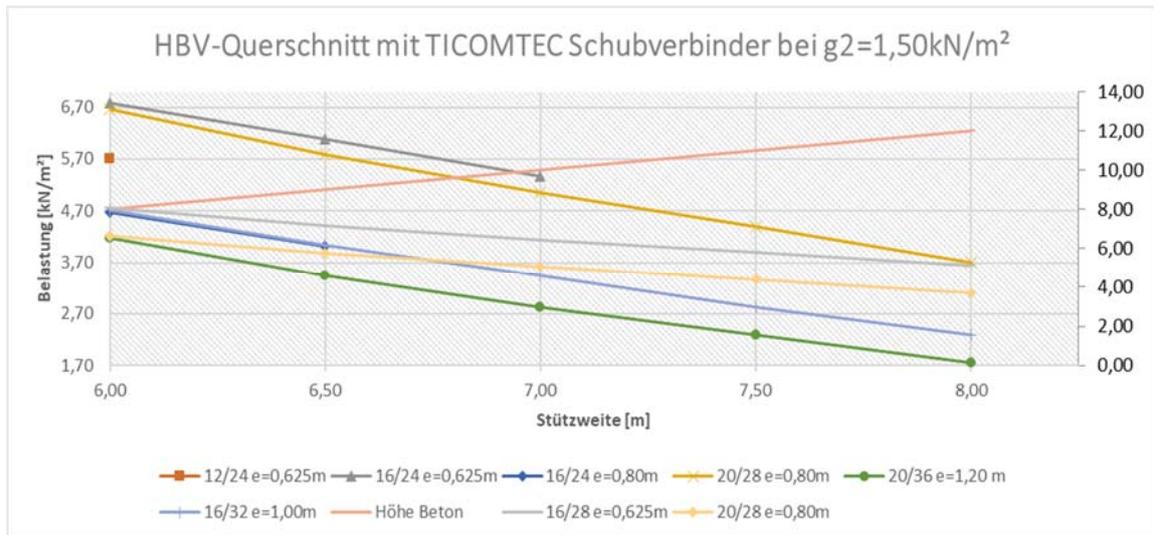


Abbildung 6.5: Bemessungstabelle HBV-Decke TICOMTEC Schubverbindern für $g_{Aufbau} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

6.6 Holz-Holz-Verbunddecke

Genauso wie Holz-Beton-Verbunddecken, werden hier die Querschnitte so eingesetzt, dass der Holzträger die Zugkräfte aus der Biegung übernimmt und die Platte, in diesem Fall ebenfalls aus

Holz, übernimmt wieder die Druckkräfte. Die Schubkräfte in der Fuge werden wieder von Verbindungsmitteln, wie Schrauben, Blechen oder vollflächig mittels Kleber aufgenommen.

Bei den Holz-Holz-Verbunddecken unterscheidet man zwischen Rippen und Hohlkastendecken. Bei Rippendecken ist die flächige Beplankung nur an der Oberseite, wobei bei Hohlkastendecken auch unten eine Platte montiert wird, die auch zur Tragfähigkeit beiträgt. Die Beplankung erfolgt durch Dreischichtplatten, Furnierschichtholz, OSB-Platten oder Brettspertholzplatten. Der Hohlraum bei Hohlkastendecken muss allerdings aus akustischen Gründen gedämmt werden. **Abbildung 6.6** zeigt den Aufbau einer Hohlkastendecke und einer Rippendecke im Vergleich.

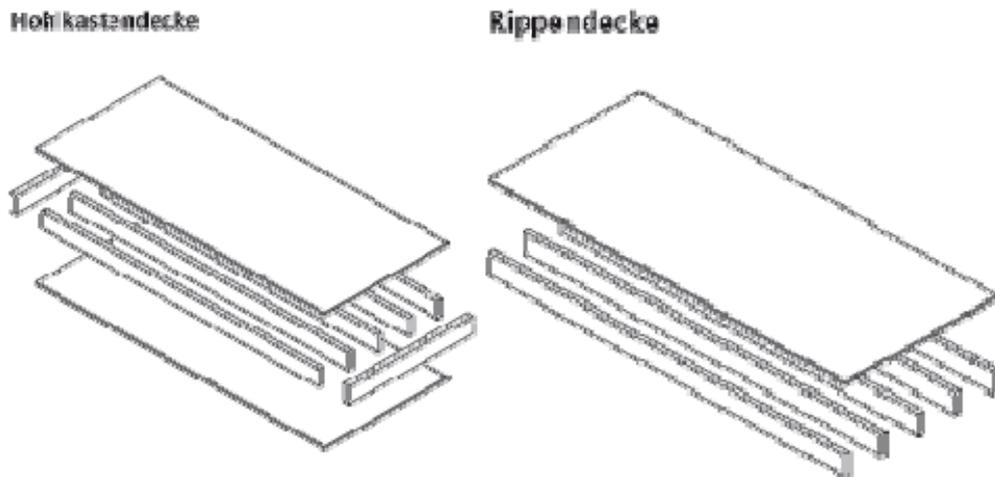


Abbildung 6.6: Aufbau Hohlkastendecke und Rippendecke [40]

Bei KLH-Rippendecken (siehe **Abbildung 6.7**) besteht die Platte aus Brettspertholz und die Rippen sind aus Brettschichtholz. Die Decklagen der Brettspertholzplatten verlaufen dabei in Richtung der Brettschichtholzträger.

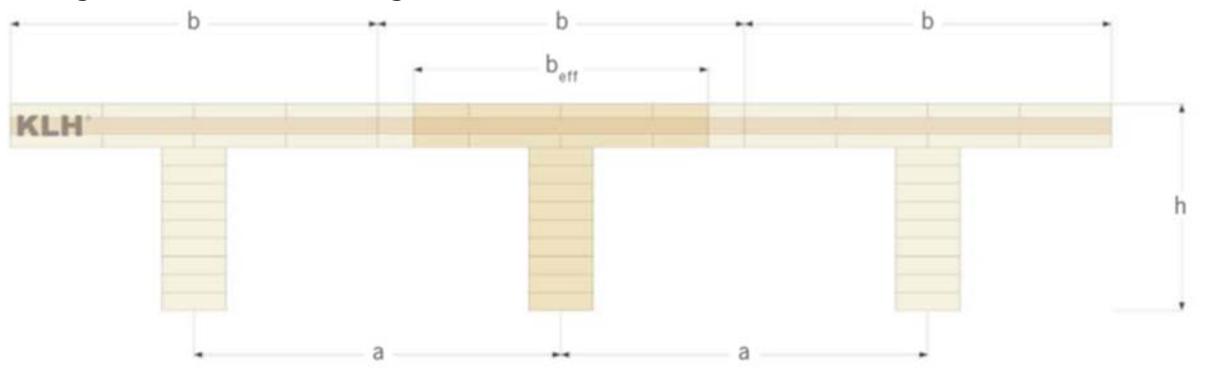


Abbildung 6.7: KLH-Rippendecke aus Brettschichtholzträgern in Haupttragrichtung und Brettspertholzplatten [41]

Die Dimensionen von KLH-Rippenelementen sind frei wählbar und weder in den Abmessungen noch in der Stärke der Elemente begrenzt. Zu beachten sind allerdings das Maximalformat der KLH-Massivholzplatte mit 16,50 m in der Länge und 2,95 m in der Breite.

Für die Berechnung muss zuerst die effektive Breite ermittelt werden. Die effektive Breite ist abhängig von Spannweite, Abstand der Rippen und Art der Belastung. Der Achsabstand der Rippen sollte bei Deckenelementen im Bereich zwischen 40 und 60 cm und bei Dachelementen 60 und 120 cm gewählt werden. Die Querverbindung der Platten erfolgt über Stufenfalz, Deckbrett oder kreuzweise Verschraubung mit Vollgewindeschrauben. Eine Vorbemessung für KLH-

Rippenelemente ist in **Tabelle 6.6** für Trägerabstände von 60cm und einer Platte 3s 108 DL angeführt.

Tabelle 6.6: Vorbemessungstabelle für KLH-Rippenelemente für KLH Platte 3s 108 DL und 60cm Trägerabstand. Kaltbemessung R0 [41]

Bauteil	Nutzlast gk/sk [kN/m ²]	Spannweite [m]		
		6,00	7,00	8,00
Decke DK 1	3,8	14/20	14/24	14/32
Decke DK 2	3,8	14/20	14/24	14/28
Dach	2	14/16	14/20	14/24

Ein weiteres System für Holz-Holz-Rippendecken ist das System Kerto-Ripa von der Firma Metsä Wood. Dabei werden Furnierschichtholzplatten mit Furnierschichtholzträgern zu Rippendecken verbunden. Die schubfeste Verbindung erfolgt mit Verklebung. Es können Rippenelemente und Hohlkastenelemente hergestellt werden. **Abbildung 6.8** zeigt den typischen Querschnitt einer Einfeld-Rippendecke. Hierzu werden Vorbemessungstabellen unter www.fh-finnholz.com [42] angeboten.

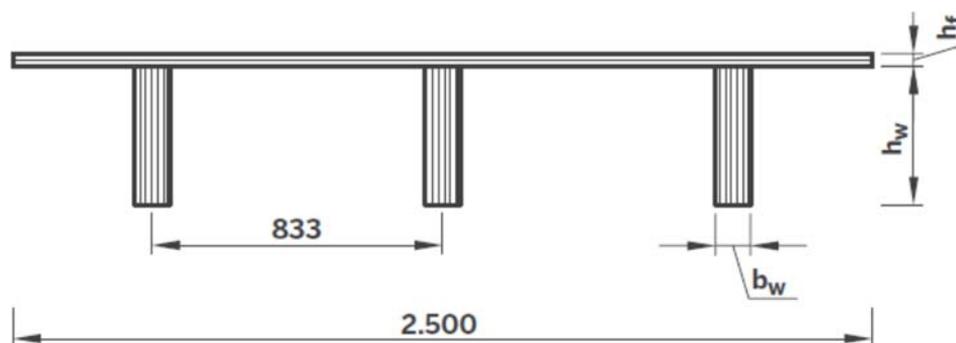


Abbildung 6.8: Kerto Ripa Element [42]

7 Verbindungsmittel

Jeder Anschluss und jede Fuge in einem Gebäude müssen durch geeignete Verbindungsmittel verbunden werden, um die Kräfte von einem Element zum nächsten übertragen zu können. Dabei sind der Konstruktionsvielfalt keine Grenzen gesetzt. Es kommen meistens Stahlteile in Kombination mit Schrauben, Dübel und Nägel zum Einsatz, welche hauptsächlich auf abscheren oder herausziehen belastet werden. In Kombination mit Dichtbändern und Gummipplatten können Anforderungen an Luftdichtheit und Schallschutz erfüllt werden. Verbindungsmittel haben einen erheblichen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit und die Duktilität des Gebäudes. **Abbildung 6.7** zeigt das Last- Verschiebungsdiagramm eines Verbindungsmittels. Bis zur Verformung w_y befindet sich der elastische Bereich, indem die Kurve linear steigt. Duktile Verbindungsmittel können sich bei gleichbleibender Belastung über einen plastischen Bereich weiter verformen bevor sie brechen. Die Verformung im Bruchzustand wird mit w_u bezeichnet.

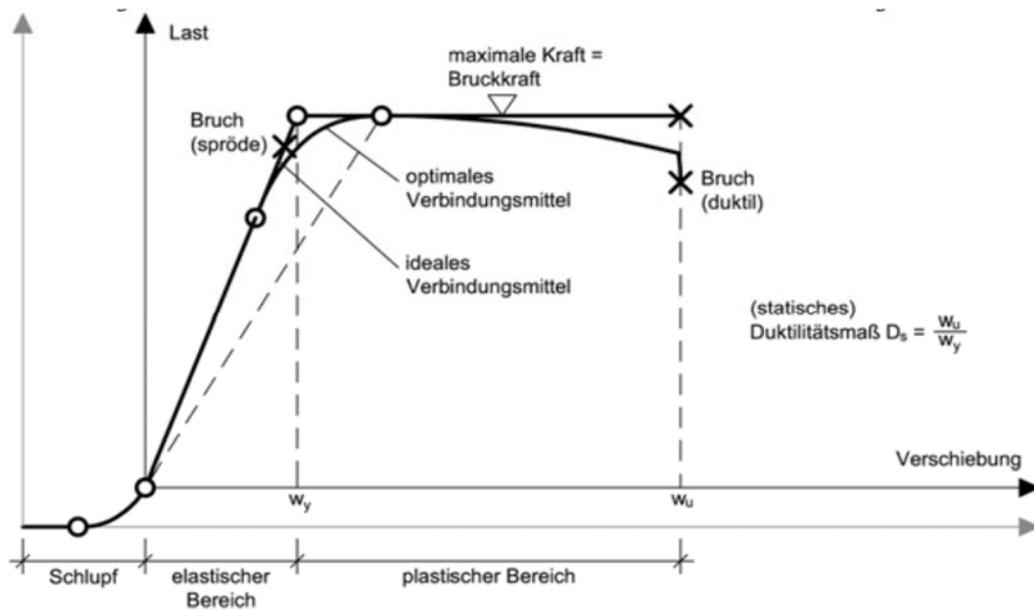


Abbildung 7.1: Arbeitslinie für das wesentliche Verhalten von Verbindungsmitteln [4]

Das Tragverhalten von Verbindungen wird hauptsächlich durch zwei Größen ausgedrückt [43]:

- der Duktilitätsindex D_s wird als Quotient zwischen der elastischen Verformung w_y und der Verformung im Bruchzustand w_u berechnet und beschreibt das Plastifizierungsvermögen der Verbindung:

$$D_s = \frac{w_u}{w_y} \quad (35)$$

- der Verschiebungsmodul K_{ser} gibt die Steifigkeit der Verbindung im elastischen Bereich an:

$$K_{ser} = \frac{F_y}{w_y} \quad (36)$$

K_{ser} ist der Verschiebungsmodul für die Gebrauchstauglichkeit und wird in EN 1995-1-1 in Tabelle 7-1 [7] für Holz-Holz-Verbindungen angegeben. Für die Nachweise der Tragfähigkeit wird der Wert K_u mit $2/3 K_{ser}$ angenommen. Die Duktilität einer Verbindung ist auch für die Berechnung von Erdbeben von Bedeutung. Ab einem Duktilitätsindex von 3 kann von duktilen Verbindungen ausgegangen werden. Die Modellierung der Verbindungen erfolgt normalerweise mit Federmodellen, wobei der Verschiebungsmodul der Federkonstante entspricht.

Für jedes Verbindungsmittel gibt es Zulassungen, in denen alle relevanten Eigenschaften und Verschiebungsmodule beschrieben werden. Da bei mehrgeschossigen Holzgebäuden sehr viele Verbindungen auftreten, müssen diese wirtschaftlich konstruiert werden, da sie einen großen Anteil der Kosten ausmachen.

8 Brandschutz

8.1 Allgemeines

Holz ist brennbar und hat in Bezug auf sein Brandverhalten in der Öffentlichkeit ein eher schlechtes Image als Baustoff für Hochhäuser. Verschiedene Brandkatastrophen in der Vergangenheit waren ausschlaggebend, dass die Bauvorschriften soweit geändert wurden, dass das mehrgeschossige Bauen mit Holz teilweise verboten wurde. Doch Holz hat auch die gute Eigenschaft, dass es im Brandfall eine schützende und isolierende Kohleschicht bildet. Durch viele Tests und Forschungsprojekte werden die Brandeigenschaften schon seit Jahren untersucht, um den Brandschutz im Holzbau zu optimieren. Dabei werden die Brandeigenschaften durch die Einheitstemperaturkurve oder durchschnittliche Holzbrandlasten, Brandbelastung und Wärmefreisetzungsrate beschrieben. Die Einheitsbrandkurve beschreibt die Phase des Vollbrandes und vernachlässigt die Entstehungs- und Abklingphase des Brandes. Die ETK ist ein Worst-Case Szenario, da bei Naturbränden in Wirklichkeit niedrigere Temperatureinträge entstehen und der Abbrand nicht so groß ist. Der Abbrand ist am Anfang am höchsten, bis sich eine schützende Kohleschicht ausbildet. Danach stellt sich bei konstanter Temperatureinwirkung ein Gleichgewichtszustand ein, in dem der Wärmedurchlasswiderstand der Verkohlungszone, die Wärmestromdichte und die Abbrandgeschwindigkeit konstant bleiben. [44]

Die ETK wird durch die folgende Gleichung laut Eurocode EN1991-1-2 [45] beschrieben:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log(8t + 1) \quad (37)$$

Darin bedeutet t die Zeit in [min] und θ_g ist die Gastemperatur in [°C].

Oft ist es notwendig, ein Brandschutzkonzept zu erstellen. Dabei ist eine simulierte Berechnung eines Brandszenarios mit Zonen- oder Feldmodellen notwendig.

8.2 Beschreibung eines Gebäudebrandes

Ein Gebäudebrand kann durch eine Brandverlaufskurve (siehe **Abbildung 8.1**) beschrieben werden. Die Kurve wird eingeteilt in:

- Schwellbrand: Es brennt in einem kleinen Bereich, und es sind noch keine großen Flammen sichtbar
- Entstehungsbrand: Von der Brennbarkeit der Einrichtung abhängig. Hier brennt nur die Einrichtung und die Verkleidung der Wände und Decke
- Flash-over: schlagartiger Übergang vom Entstehungsbrand zum Vollbrand
- Vollbrand: Hier brennt auch die Konstruktion. Beim Vollbrand ist der Brandwiderstand der Konstruktion wichtig [9]

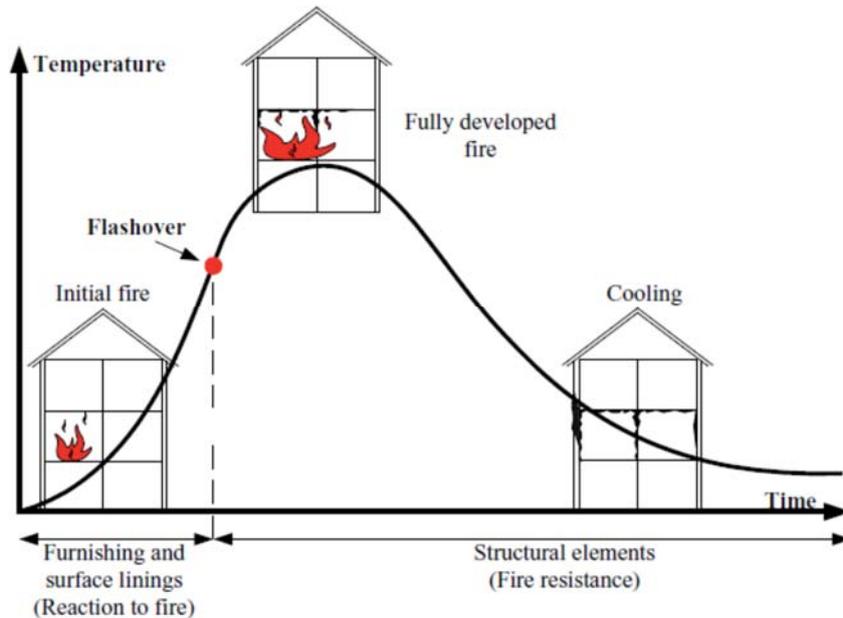


Abbildung 8.1: Brandverlaufskurve [46]

Der Brandverlauf ist von folgenden Parametern beeinflussbar [9]:

- die Brandlast [kWh/m^2]:

„Die Brandlast (auch Brandbelastung) wird mit q bezeichnet, in kWh/m^2 angegeben und ist das auf eine bestimmte Grundfläche (z.B. Brandabschnittsfläche in m^2) bezogene Wärmepotenzial aller auf ihr vorhandenen brennbaren Stoffe. Sie ergibt sich also aus allen brennbaren Einbauten oder Einrichtungen an und im Gebäude, wie z.B. Fußbödenbeläge, Möbel, Stoffe, Leitungen, Geräte sowie Fassadenelemente wie beispielsweise Wärmedämmverbundsysteme (WDVS)“

[47]

- der Heizwert [MJ/kg]: ist die freigesetzte Wärmemenge bezogen auf die Brandlastmenge [48]
- das Brandverhalten eines Baustoffes: beschreibt die Brennbarkeit des Baustoffes

8.3 Brandverhalten eines Baustoffes

Die Brennbarkeit eines Baustoffes wird laut EN 13501-1 [49] anhand der freigesetzten Wärmemenge THR in folgende Klassen eingeteilt:

- A1: nicht brennbar ohne organische Bestandteile, (z.B. Beton, Ziegel, Stahl, Glas, Granit, Steinwolle, Gipsfaser)
- A2: nicht brennbar mit organischen Bestandteilen, (z.B. Glaswolle)
- B,C: schwer entflammbar (z. B. Hartschäume, Hartholz, Spezialspanplatten, polymergebundene Kunststeine)
- D,E: normal entflammbar (z. B. Weichholz, Silikon, Textilien, Strohhallen)
- F: leicht entflammbar (z. B. Tapeten, Polystyrol)

Bezüglich der Rauchentwicklung wird anhand der Rauchentwicklungsrate (SMOGR in [m^2/s^2]) und der freigesetzten Rauchmenge während 600s ($\text{TSP}_{600\text{s}}$ in [m^2]) in folgende Klassen eingeteilt [49]:

- s1: geringe Rauchentwicklung ($\text{SMOGR} \leq 30 \text{ m}^2/\text{s}^2$ und $\text{TSP}_{600\text{s}} \leq 50 \text{ m}^2$)

- s2: mittlere Raumentwicklung ($\text{SMOGRA} \leq 180 \text{ m}^2/\text{s}^2$ und $\text{TSP600s} \leq 200 \text{ m}^2$)
- s3: hohe Raumentwicklung (keine Raumentwicklung geprüft, oder erfüllt nicht die Kriterien von s1 und s2)

Bezüglich Abtropfen und Abfallen gibt es folgende Klassen [49]:

- d0: kein brennendes Abtropfen/Abfallen innerhalb von 600 Sekunden
- d1: kein brennendes Abtropfen/Abfallen für länger als 10 Sekunden innerhalb von 600 Sekunden
- d2: wenn keine Leistung festgestellt

Massivholz wird in die Euroklasse D, s2, d0 eingeteilt. Bei Behandlung mit brandschutzanstrichen kann die Klasse B erreicht werden.

8.4 Feuerwiderstandsklassen

Der Feuerwiderstand eines Bauteiles (Wand-, Decken-, oder Dachelement) ist ein Maß für seine Fähigkeit, den Auswirkungen von Feuer auf die Tragfähigkeit, den Raumabschluss oder die Wärmedämmung zu widerstehen. [50]

Die Feuerwiderstandsdauer wird nach den europäischen REI-Klassen der ÖNORM EN 13501-2 [51] zur Berechnung des Feuerwiderstandes von Bauteilen in Minuten angegeben. Dabei wird unterschieden zwischen:

- R: Die Elemente müssen während der Brandeinwirkung die Tragfähigkeit aufrechterhalten
- E: Die Elemente müssen während der Brandeinwirkung den Raumabschluss gewährleisten
- I: Während der Brandeinwirkung muss die Wärmedämmung eingehalten werden.
- M: Während der Brandeinwirkung muss ein Widerstand gegen mechanische Einwirkung gegeben sein
- W: Begrenzung des Strahlungsdurchtritts
- K: Kapselung, Verkleidung von Elementen muss eine gewisse Feuerwiderstandsdauer haben.
- C: Türen müssen selbstschließend sein

Zum Beispiel bedeutet REI 90 einen Feuerwiderstand von 90 min in Bezug auf Tragfähigkeit, Raumabschluss und Wärmedämmung.

Der erforderliche Feuerwiderstand muss schon in der Entwurfsphase berücksichtigt werden, da er die Elemente in Hinsicht auf Abmessungen, Gewicht und die Art der Verbindungen beeinflusst, sowie die Art der Konstruktion.

Im Holzbau kann nach EN 1995-1-2 [45] mit Abbrand bemessen werden oder der Holzbauteil durch Verkleidung oder Beschichtung über die vorgegebene Zeit geschützt werden

8.5 Schutzziele im Brandfall

In fast allen Ländern gelten die folgenden Schutzziele im Brandfall. Nach diesen Schutzzielen werden die Vorschriften über Brandschutz erstellt. Die Lösungswege zum Erreichen der Ziele sind dafür in jedem Land etwas unterschiedlich. Folgende Ziele werden definiert [9] [52] [53]:

- **Sicherheit der Personen:**

Die Menschen müssen das Gebäude rechtzeitig verlassen und Menschen mit Beeinträchtigung müssen evakuiert werden können. Im Falle eines Brandes müssen genug Fluchtmöglichkeiten vorhanden sein.

Maßnahmen dafür sind die Herstellung ausreichender Fluchtwege und Stiegenhäuser mit anlagentechnischer Rauchfreihaltung sowie Evakuierungsaufzüge für die Feuerwehr, um mobilitätsbeschränkte Menschen zu evakuieren bei Menschenansammlungen oder in Hotels. Alarmierungseinrichtung, Sicherheitsbeleuchtung und Notstromversorgung müssen vorhanden sein.

- **Feuerbekämpfung:**

Die Feuerwehr muss das Feuer schnell und mit einem kalkulierbaren Risiko bekämpfen können. Dafür müssen ausreichend sichere Zugangsrouten geschaffen werden und es müssen genügend Wasseranschlüsse und Wassermengen vorhanden sein.

- **Schutz gegen Ausbreitung von Feuer:**

Im Falle eines Brandes muss der Brand rasch lokalisiert werden können und die Ausbreitung von Feuer und Rauch im Gebäude sowie die Ausbreitung auf andere Gebäude muss beschränkt werden.

- **Stabilität der Gebäudestruktur:**

Die Gebäudestabilität im Brandfall ist Voraussetzung zum Erfüllen der oberen drei Punkte. Die Tragfähigkeit des Gebäudes und das Erhalten der Fluchtwege ist mindestens für die Dauer zu gewährleisten, bis alle Menschen das Gebäude verlassen haben oder gerettet werden konnten.

8.6 Brandschutzmaßnahmen zum Erreichen der Schutzziele im Holzbau:

Neben einer Brandmeldeanlage für eine schnelle Alarmierung und eventuell einer Sprinkleranlage sollten vor allem die Flucht- und Rettungswege kurz und eindeutig organisiert sein und Rauch- und Brandabschnitte nicht zu groß ausgebildet werden. Die Rettungswege sollen dabei nicht durch Rauch beeinflusst werden und müssen genügend lange dem Feuer standhalten, sodass alle Menschen flüchten können und auch die Rettungskräfte nicht gefährdet werden. Dies kann zum Beispiel mit Laubengängen, außen liegende Treppen oder Sicherheitstreppenräumen gelöst werden. Bei größerer Personenanzahl im Gebäude, kann es notwendig sein mehrere unabhängige Rettungswege auszubilden. Treppenhäuser sind als eigene Brandabschnitte auszuführen mit erhöhtem Brandschutz. Oft sind diese aus Stahlbeton ausgeführt, da Stahlbeton nicht brennbar ist. [54] [55]

Für den Holzbau gibt es mehrere konstruktive Möglichkeiten, den Feuerwiderstand zu erhöhen, wovon im Folgenden einige erklärt werden.

8.6.1 Heißbemessung mit reduzierten Querschnitten

Die Berechnung der Tragfähigkeit R im Brandfall kann laut ÖNORM EN 1995-1-2 [45] entweder mit reduzierten Querschnitten oder mit reduzierten Eigenschaften berechnet werden. Eventuell vorhandene Verkleidungen können noch berücksichtigt werden. Die Verbindungsmittel in der Verbundfuge müssen durch Einhalten einer ausreichenden Holzüberdeckung geschützt werden.

Als Belastung wird im Brandfall die Einwirkungskombination für außergewöhnliche Beanspruchung laut ÖNORM EN 1990-1-1 nach folgender Formel angesetzt:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + Q_{k,1} \cdot \psi_{1,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (38)$$

Bei der Methode mit reduzierten Querschnitten wird der Abbrand vom ursprünglichen Querschnitt abgezogen. Der Abbrand nimmt linear mit der Branddauer zu und wird auf allen brandbeanspruchten Oberflächen angesetzt. Dies gilt auch für anfänglich geschützte Oberflächen, wenn ein Abbrand der Bauteile während der maßgebenden Branddauer auftritt. Es wird zwischen dem eindimensionalen Abbrand $d_{\text{char},0}$, wie er bei einem einseitigen Abbrand bei Decken oder Wänden vorkommt (siehe **Abbildung 8.2**) und dem ideellen Abbrand $d_{\text{char},n}$, welcher auch

den erhöhten Abbrand an Ecken und Rissen von rundum dem Brand ausgesetzten Balken und Stützen berücksichtigt (siehe **Abbildung 8.3**). In **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** sind die zugehörigen Abbrandraten in [mm/min] angeführt. [45]

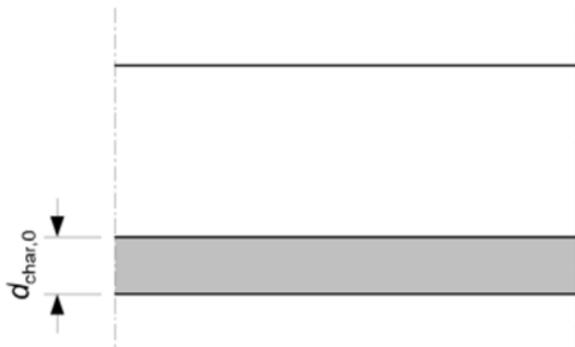


Abbildung 8.2: eindimensionaler Abbrand $d_{char,0}$ von flächigen Bauteilen laut ÖNORM EN 1995-1-2 [45]

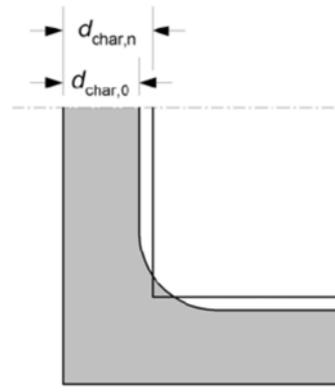


Abbildung 8.3: Abbrandtiefe $d_{char,n}$ für eindimensionalen Abbrand und die ideale Abbrandtiefe $d_{char,n}$ laut ÖNORM EN 1995-1-2 [45]

Tabelle 8.1: eindimensionale Abbrandrate β_0 und ideale Abbrandrate β_n (für Risse, Eckausrundung) [45]

Material	β_0 mm/min	β_n mm/min
a) Nadelholz und Buche		
Brettschichtholz mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Vollholz mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8
b) Laubholz		
Vollholz oder Brettschichtholz mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Vollholz oder Brettschichtholz mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
c) Furnierschichtholz		
mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
d) Platten		
Holzbekleidungen	0,9 ^a	–
Sperrholz	1,0 ^a	–
Holzwerkstoffplatten außer Sperrholz	0,9 ^a	–
a Die Werte gelten für eine charakteristische Rohdichte von 450 kg/m^3 und eine Werkstoffdicke von 20 mm, für andere Werkstoffdicken und Rohdichten, siehe 3.4.2 (9)		

Für die Abbrandrate von Brettsperrholz muss das Erweichen der Klebstoffuge berücksichtigt werden, wodurch sich der Abbrand erhöht. Die Abbrandraten für Brettsperrholz sind in **Tabelle 8.2** laut [56] angegeben.

Tabelle 8.2: Bemessungswerte der Abbrandraten β_0 für Brettsperrholzelemente in Abhängigkeit der Flächenverklebung der einzelnen Lagen laut Teibinger [56]

Lage	Bauteil	PUR-Verklebstoff der Flächenverleimung	β_0 [mm/min]
Decklage	Wand Decke bzw. Dach	---	0,65
weitere Lagen	Decke bzw. Dach	ja	1,3
weitere Lagen	Decke bzw. Dach	nein	0,8
weitere Lagen	Wand	ja	0,9
weitere Lagen	Wand	nein	0,7

Zur Berücksichtigung der Festigkeitsverluste des erwärmten Holzes werden zusätzlich zum eindimensionalen oder ideellen Abbrand noch $d_0=7\text{mm}$ vom Holzquerschnitt abgezogen. Der Abbrand d_{ef} in [mm] berechnet sich dann nach folgenden Formeln:

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 \cdot d_0 \quad (39)$$

mit

$$d_{char} = \beta_{0,n} \cdot t \quad (40)$$

Dabei ist k_0 ein Beiwert, der die Branddauer berücksichtigt (für Brandeinwirkung $\geq 20\text{min}$: $k_0=1$) und t ist die Brandeinwirkungsdauer in [min].

8.6.2 Brandschutz durch Verkleidung [57]:

Auch durch Verkleidungen der zu schützenden Teile kann der Brandschutz verbessert werden. Dabei ist eine Verklebung besser als Befestigungen mit Klammern, Schrauben oder Nägel, da diese die Wärme durch die Verkleidung weiterleiten und der Holzbauteil dadurch schneller verkohlt. Bei einer Verklebung muss allerdings auch der Kleber im Brandfall nachgewiesen werden können. Statt einer Verklebung auf Holz kann die Verkleidung auch mehrlagig mit versetzten Fugen angebracht werden.

8.6.3 Feuerwiderstand von Verbindungen

Wichtig ist auch die Ausbildung der Verbindungen. Da die meisten Verbindungen in Holz mit Metallverbindern ausgeführt werden und Metall bei erhöhten Temperaturen schnell seine Festigkeit verliert, müssen diese im Brandfall geschützt werden. Regelungen hierfür sind in Abschnitt 6 von ÖNORM EN 1995-1-2: 2004 [45] angegeben. Dabei sollte die Spaltenbreite bei den Verbindungen auf maximal 4 mm begrenzt werden und Stahlteile verdeckt sein. Je größer die Fläche ist, die der Brandeinwirkung ausgesetzt ist, desto mehr Wärme wird eingeleitet und desto größer ist auch der Abbrand. Bei ungeschützten Stahlholzverbindungen können Feuerwiderstandsdauern von 30 Minuten erreicht werden. Durch konstruktive Maßnahmen kann die Feuerwiderstandsdauer auch erhöht werden.

Wenn mehr als 30 Minuten Feuerwiderstand erforderlich sind, sind "geschützte Verbindungen" erforderlich und können zum Beispiel durch Füllen der Aussparung der Verbindungsmittel mit einem eingeklebten Holzdübel oder Bedecken der Verbindungsmittel mit einer Holz- oder Gipsplatte hergestellt werden. [50] [58]

8.6.4 Einsatz von Sprinkleranlagen

Wenn eine Sprinkleranlage eingesetzt wird, erhöht sich dadurch das Brandschutzniveau in einem Gebäude, da ein Brand schnell gelöscht werden kann. Durch den Einsatz von Sprinkleranlagen werden daher auch die Anforderungen an Bauteile erleichtert. In manchen Ländern sind Sprinkleranlagen ab einer gewissen Gebäudehöhe verpflichtend.

9 Bauvorschriften und Lösungsmöglichkeiten

Die Rahmenbedingungen in den Bauvorschriften für mehrgeschossigen Holzbau in Europa, Australien, Asien und Nordamerika sollen verglichen werden. Obwohl die Schutzziele laut Punkt 8.5 in jedem Land ähnlich definiert sind und diese eingehalten werden müssen, unterscheiden sich die gesetzlichen Vorschriften von Land zu Land.

Diese Vorschriften sollen in den verschiedenen Ländern, in denen bereits Holzhochhäuser errichtet wurden, einzeln betrachtet werden. Dazu werden auch in jedem Land Beispiele angeführt und die Lösungsmöglichkeiten anhand der Bauweise, der Brandschutzlösungen sowie der Bauzeit und der Kosten verglichen, um einen Anhaltspunkt für eine optimale technische und wirtschaftliche Lösung für ein Holzhochhaus zu finden.

9.1 Österreich

In Österreich unterliegt das Baurecht der Landesgesetzgebung. Deshalb hat jedes Bundesland eine eigene Bauordnung. Für Neu- und Umbauten in Wien gilt die Wiener Bauordnung.

Im Jahr 2008 wurden die OIB Richtlinien vom österreichischen Institut für Baurecht herausgegeben und dienen zur Harmonisierung der bautechnischen Vorschriften der einzelnen Bundesländer. Sie werden in den Bauordnungen für verbindlich erklärt und sind Grundlage der technischen Vorschriften.

Von den OIB-Richtlinien kann abgewichen werden, wenn nachgewiesen wird, dass das gleiche Schutzniveau eingehalten wird. [8]

Es gibt sechs OIB Richtlinien, die folgende Themen beinhalten:

- Richtlinie 1: Mechanische Festigkeit und Standsicherheit
- Richtlinie 2: Brandschutz
 - Richtlinie 2.1: Brandschutz bei Betriebsbauten
 - Richtlinie 2.2: Brandschutz bei Garagen, überdachten Stellplätzen und Parkdecks
 - Richtlinie 2.3: Brandschutz bei Gebäuden mit einem Fluchtniveau von mehr als 22 m
- Richtlinie 3: Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz
- Richtlinie 4: Nutzungssicherheit und Barrierefreiheit
- Richtlinie 5: Schallschutz
- Richtlinie 6: Energieeinsparung und Wärmeschutz

In der OIB Richtlinie werden Gebäude nach Größe, Höhe und Nutzung in Gebäudeklassen eingeteilt. Laut OIB-Richtlinie 2 sind Gebäude ab einem Fluchtniveau von über 22 m Hochhäuser. Dabei gelten dann die Bestimmungen der OIB-Richtlinie 2.3 „Brandschutz bei Gebäuden mit einem Fluchtniveau von mehr als 22 m“. [59]

OIB-Richtlinie 2 [59]

Die aktuelle Ausgabe der OIB-Richtlinie 2 ist seit März 2015 gültig. In der OIB Richtlinie werden Maßnahmen zum Erfüllen der Schutzziele im Brandfall vorgeschrieben. Dazu werden Brandabschnitte, Alarmierungsmaßnahmen und die Anordnung der Fluchtwege definiert. Es werden die Anforderungen an das Brandverhalten von Baustoffen und die Anforderungen an

den Feuerwiderstand von Bauteilen geregelt um die unter 8.5 genannten Ziele zu erreichen. Wenn es erforderlich ist, sind auch geeignete Löschhilfen anzuordnen (z.B. tragbare Feuerlöscher)

Die Anforderungen an das Brandverhalten von Bauteilen sind in Tabelle 1A angeführt und die Anforderungen an den Feuerwiderstand von Bauteilen stehen in Tabelle 1B in der OIB-Richtlinie 2. Die Anforderungen sind von der Gebäudeklasse, vom jeweiligen Bauteil und der Lage und Funktion des Bauteiles im Gebäude abhängig. Bis Gebäudeklasse 5 mit bis zu sechs oberirdischen Geschossen dürfen tragende und aussteifende Bauteile aus Holz sein und haben nicht die Anforderung A2. Über sechs oberirdischen Geschossen müssen tragende und aussteifende Bauteile REI 90 und A2 ausgeführt werden.

OIB Richtlinie 2.3 [60]:

In der OIB-Richtlinie 2.3 ist der Brandschutz für Gebäude mit einem Fluchtniveau von mehr als 22 m geregelt.

In den Vorbemerkungen dieser Richtlinie wird darauf verwiesen, dass bei Abweichungen zu den Bestimmungen der Richtlinie auch der Nachweis erbracht werden kann, dass die Schutzziele laut OIB-Richtlinie 2 leistungsmäßig erreicht werden. Bei Abweichungen muss der OIB-Leitfaden „Abweichungen im Brandschutz und Brandschutzkonzepte“ angewendet werden.

In den allgemeinen Anforderungen an Gebäude mit einem Fluchtniveau von mehr als 22m wird für die Anforderungen an das Brandverhalten von Baustoffen auf Tabelle 1 verwiesen. Unter Punkt 2.2 in der OIB-Richtlinie 2.3 werden die allgemeinen Anforderungen an den Feuerwiderstand geregelt. Darin steht, dass tragende und aussteifende Bauteile einen Feuerwiderstand R90 und Brandverhalten A2 haben müssen. Außerdem müssen automatische Brandmeldeanlagen und automatische Löschsysteime eingebaut werden.

Zu dem Brandverhalten von Fassaden heißt es:

„Fassaden sind so auszuführen, dass eine Brandweiterleitung über die Fassade auf das zweite über dem Brandherd liegende Geschöß und das Herabfallen großer Fassadenteile wirksam eingeschränkt wird“. [60] Bis zu sechs Geschossen dürfen Fassaden aus Holz sein, sofern die Wärmedämmung der Fassade Klasse A2 entspricht und Brandschutzabschottungen über jedem Geschoss eingebaut werden.

Die OIB Richtlinie 2.3 gibt noch gesonderte Regeln über die Anordnung von Fluchtwegen, Brandschutzanlagen und Maßnahmen zur wirksamen Einschränkung einer vertikalen Brandübertragung für Gebäude abhängig vom Fluchtniveau an. Dabei wird aufgeteilt in:

- „Gebäude mit einem Fluchtniveau von weniger als 32 m Höhe“,
- „Gebäude mit einem Fluchtniveau von mehr als 32 m Höhe und weniger als 90m Höhe“
- „Gebäude mit einem Fluchtniveau von mehr als 90 m Höhe“

Für Gebäude mit einem Fluchtniveau von mehr als 90 m wird ein Brandschutzkonzept laut dem OIB-Leitfaden „Abweichungen im Brandschutz und Brandschutzkonzepte“ vorgeschrieben.

OIB-Leitfaden „Abweichungen im Brandschutz und Brandschutzkonzepte“ [53]:

In dem OIB-Leitfaden „Abweichungen im Brandschutz und Brandschutzkonzepte“ wird ergänzend zu den Punkten 2 und 3 der OIB-Richtlinie 2.3 auf Personenanzahl bei der Flucht, Evakuierungszeiten, Angriffsbedingungen der Feuerwehr, Art der Nutzung und Umgebungssituationen eingegangen.

In dem Leitfaden wird unterschieden zwischen wesentlichen Abweichungen und unwesentlichen Abweichungen. Eine Abweichung der Richtlinien gilt dann als unwesentlich,

„wenn damit keine Auswirkungen hinsichtlich der Gefährdung von Leben und Gesundheit von Personen sowie hinsichtlich Brandausbreitung verbunden sind. Es ist schlüssig zu begründen, weshalb keine zusätzlichen Brandschutzmaßnahmen erforderlich werden.“ [53]

Bei wesentlichen Abweichungen muss die gleichwertige Einhaltung der Schutzziele nachgewiesen werden. Es kann daher notwendig sein ein Brandschutzkonzept zu erstellen.

Brandschutzkonzept [53]:

„Das Brandschutzkonzept dient als Nachweis einer gleichwertigen Erreichung der Schutzziele auf gleichem Niveau wie bei Anwendung der jeweiligen OIB-Richtlinie.“ [53]

Für die Erstellung des Brandschutzkonzeptes muss eine Risikoanalyse durchgeführt werden. Es müssen die geforderten Schutzziele beschrieben werden und die zugehörigen baulichen, anlagentechnischen, organisatorischen und abwehrenden Brandschutzmaßnahmen. Die Wirksamkeit der Brandschutzmaßnahmen kann durch Analogieschlüsse auf vorhandene Regelwerke, Gutachten oder durch wissenschaftliche Verfahren mit physischen Modellen oder Rechenmodellen nachgewiesen werden.

Lösungsmöglichkeiten für den Holzbau ab 22 m Gebäudehöhe in Österreich:

Hochhäuser mit tragenden Bauteilen aus Holz sind in Österreich nur bis zu sechs Geschossen oder 22 m Höhe erlaubt, da hier tragende Bauteile brennbar sein dürfen. Darüber müsste für ein Holzgebäude ein Brandschutzkonzept erstellt werden, wo die Einhaltung der Schutzziele nachgewiesen wird. Eine Lösungsmöglichkeit wäre, tragende Holzbauteile mit Brandschutzverkleidung laut ÖNORM EN 1991-1-2 Anhang F zu verkleiden und eine automatische Brandmeldeanlage sowie eine automatische Löschanlage einzubauen. Hohlräume müssen vermieden werden und mit nicht brennbarer Dämmung ausgefüllt sein (z.B. Steinwolle).

Folgend werden noch die Lösungen der zwei wohl bekanntesten Holzhochhäuser in Österreich gezeigt.

9.1.1 Hoho Wien



Abbildung 9.1: Animation Hoho Wien [61]

Allgemeine Gebäudeinformationen:

Das Hoho Wien befindet sich zur Zeit noch im Bau und soll das weltweit höchste Gebäude aus Holz werden. Das Gebäude besteht aus einem hohen Turm mit 84 m Höhe, einem mittleren Gebäudeteil mit 57 m Höhe und einem niedrigeren Gebäudeteil mit 40 m Höhe jeweils in Hybridbauweise. Das Gebäude soll als Wohn-/Bürogebäude und als Hotel genutzt werden und hat 24 Geschosse.

Konstruktion und Aussteifung:

Für die vertikale Erschließung und gleichzeitig zur horizontalen Aussteifung werden Gebäudekerne mit Stiegenhaus aus Stahlbeton ausgeführt. Rundherum werden HBV-Decken auf BSH-Trägern und Stützen angebaut und mit einem Ringanker zusammengehalten, um die Aussteifung in Deckenebene aufnehmen zu können (siehe **Abbildung 9.2**). Um die Queraussteifung des hohen Turmes mit 84 m Höhe zu verbessern, wird der hohe Bauteil mit den niedrigeren Gebäudeteilen über Stahlbetonwände und Stahlbetondecken verbunden. Die Holz-Beton-Verbunddecken bestehen aus 16 cm starken CLT-Platten mit 12 cm Aufbeton, wobei die Untersicht der CLT-Platten nicht verkleidet wird und sichtbar bleibt.

Die BSH-Stützen werden um 6 cm gegenüber dem Betonkern überhöht, um die Stauchung der Stützen auszugleichen. Sie werden ebenfalls unverkleidet in Sichtqualität erstellt. Über Bewehrungsstäbe und lokale Vergussbereiche werden die Stützen und Deckenelemente mit dem FT-Ringträger kraftschlüssig verbunden (siehe **Abbildung 9.4**).

Die Fassadenelemente sind ebenfalls vorgefertigte CLT-Elemente, die innen sichtbar bleiben. Nur die Gänge in den Fluchtwegen werden mit Gipskarton verkleidet. [52] [62] [63]

Zur Vermeidung von Schadensfolgen durch lokale Schäden wurden laut Anhang A in EN 1991-1-7 [64] folgende statischen Maßnahmen als Sicherheit eingeplant (siehe **Abbildung 9.4**):

- Vertikale Zugverankerung mit Bewehrungsseisen, welche in den Holzstützen eingeklebt wurden.
- Horizontale Zugverankerung mit U-Bügel und Längseisen vom FT-Auflager um die HBV-Decken (Ringanker)

Zur technischen und ressourceneffizienten Umsetzung von Holzhochhäusern

- Um einen Stützensausfall zu kompensieren wurde der FT-Träger am Auflager der HBV-Decke so dimensioniert, dass er die zusätzlichen Lasten aufnehmen könnte.

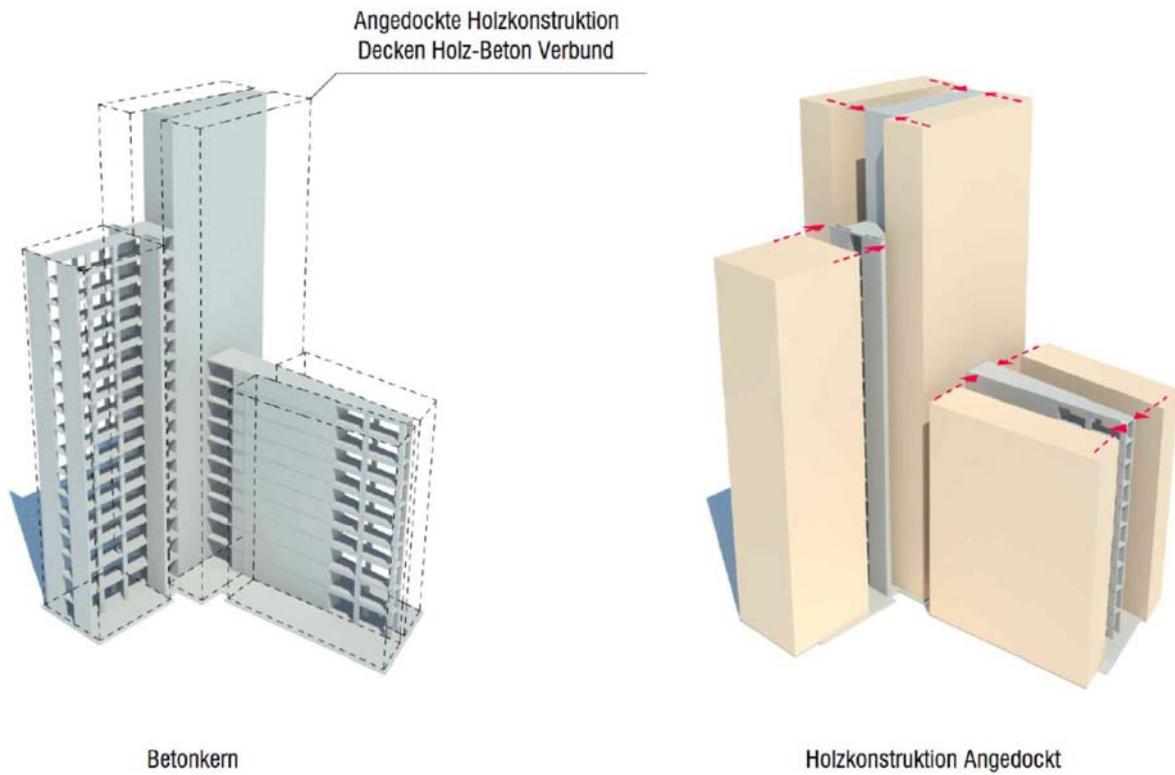


Abbildung 9.2: Tragwerkskonzept Hoho Wien [62]

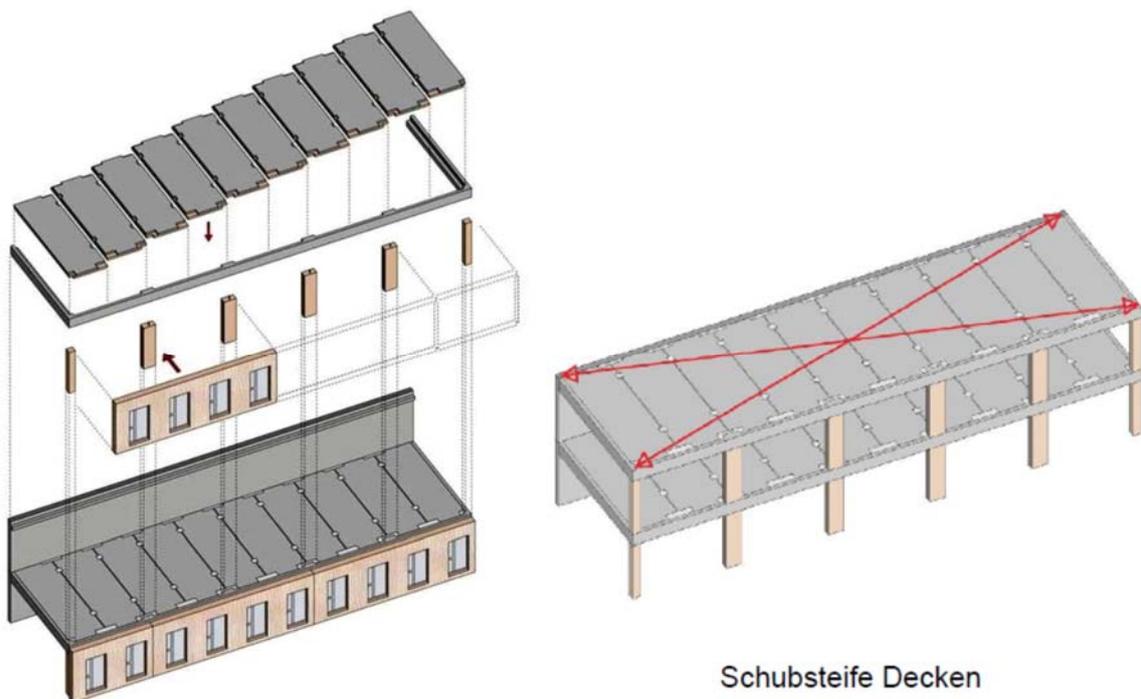


Abbildung 9.3: Fertigteilenelemente mit Schubsteifen HBV-Decken und FT-Durchlaufträger am Auflager [62]

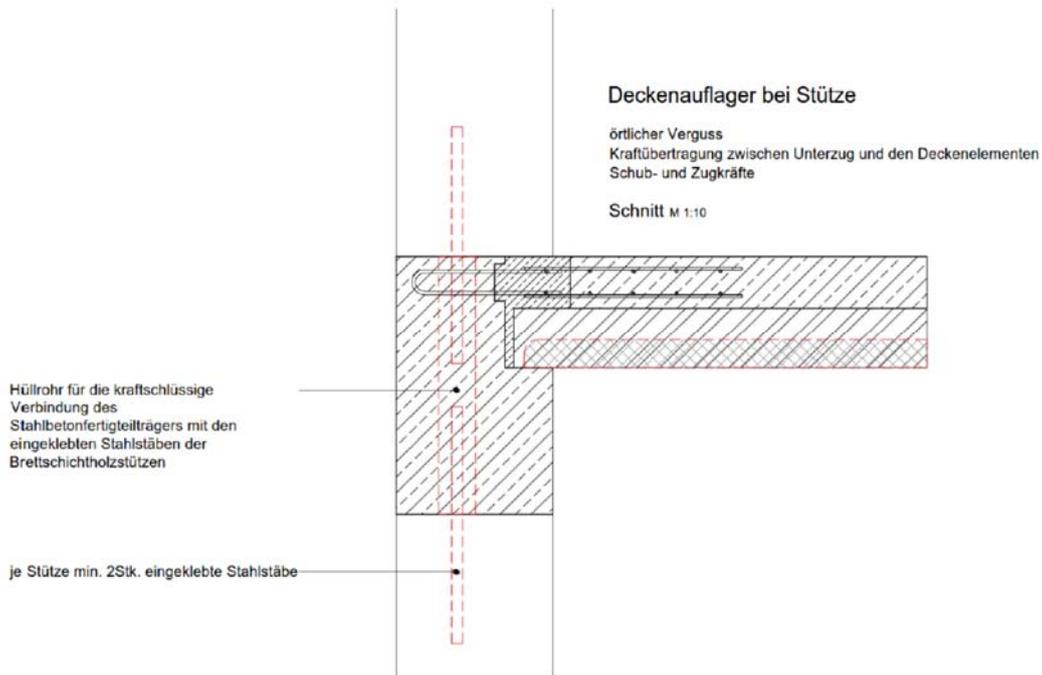


Abbildung 9.4: Schnittdetail Deckenaufleger [62]

Brandschutzkonzept [52] [62]

Zum Erreichen des Schutzzieles der Personenrettung mussten genügend Fluchtwege geschaffen werden. Es werden daher zwei Sicherheitstreppehäuser der Stufe 2 laut OIB-Richtlinie 2.3 aus Stahlbeton in REI 90-A2 hergestellt, von denen eines innerhalb von 40 m erreichbar sein muss und ein zweites über einen anderen Brandabschnitt erreicht werden kann. Die Oberflächen der Stockwerksgänge werden in A2 ausgeführt, durch Verkleidung mit Gipskartonplatten. Zur Evakuierung mobilitätsbeschränkter Personen gibt es einen Feuerwehraufzug, wobei der Schacht in EI 90 A2 ausgeführt wird. Auf allen Fluchtwegen werden Sicherheitsbeleuchtungen angeordnet und die Alarmierung erfolgt mittels Schall- und Lichtzeichen. Für den Feuerwehr- und Evakuierungsaufzug sowie für die Drucksteigerungsanlage, Löschanlage, Sicherheitsbeleuchtung, Rauchfreihaltung und CEE-Drehstromsteckdosen wird eine Sicherheitsstromversorgung für den Fall eines Netzausfalles hergestellt. Um die Tragfähigkeit des Bauwerkes für die erforderliche Dauer der Rettung der Personen und des Bauwerkes zu gewährleisten werden hitzeempfindliche Bauteile (wie z.B. Stahleinbauteile) vor Wärme geschützt. Tragende Holzbauteile werden mit Brandschutzverkleidung bedeckt oder überdimensioniert und auf Abbrand bemessen. Die Verbindungsmittel werden ebenfalls vor Hitze einwirkung geschützt, um nicht dem Brand ausgesetzt zu sein. Zur Begrenzung der Brandlast werden nicht brennbare Baustoffe an Fassaden außerhalb von Wohnungen und in sicheren Bereichen verwendet.

Die Feuerbeständigkeit wurde in Brandversuchen getestet. Dabei wurden die Anschlussknoten, Decke- Wand abgebrannt. Es konnten über 90 min Brandwiderstandsdauer nachgewiesen werden.

Montageablauf, Bauzeit und Kosten [52] [65]

Zuerst werden die Betonkerne und das Sockelgeschoss aus Stahlbetonfertigteilen fertiggestellt. Währenddessen werden die Holzbauteile witterungsunabhängig in der Werkstätte vorgefertigt. Danach werden die Stützen und die HBV-Fertigteildecken an die fertigen Betonkerne angebaut. Die ebenfalls vorgefertigten Fassadenelemente mit eingebauten Fenstern werden dann vor der Tragstruktur vorgesetzt. Die Bauzeit ist mit ca. zwei Jahren angegeben

Laut [65] betragen die Projektkosten ca. 65 Mio Euro.

9.1.2 Life Cycle Tower One



Abbildung 9.5: Lifecycletower [66]

Allgemeine Gebäudeinformationen:

Der Life Cycle Tower von der Cree G.m.b.H. wurde in Dornbirn in Vorarlberg errichtet und war eines der ersten modernen Holzhochhäuser weltweit. Es wird als Bürogebäude genutzt und umfasst acht Geschosse. Das 27m hohe Gebäude erreicht Passivhausstandard.

Konstruktion:

Das Gebäude wurde in Hybridbauweise ausgeführt mit einem rechteckigen Grundriss von 13x24m. Der Stiegenhauskern ist aus Stahlbeton. Um einen hohen Vorfertigungsgrad zu erreichen, wurden alle Wand- und Deckenelemente vorgefertigt. Die Decken wurden als vorgefertigte Holz-Beton-Verbund-Rippendecken ausgeführt und die Außenwände wurden in Holzrahmenbauweise ebenfalls vorgefertigt. Die Decken liegen auf BSH-Stützen in einem Raster von 2,7x8,1m. Der Schubverbund zwischen Beton und BSH-Träger wird über Schrauben und Schubkerven hergestellt. Der Träger am Rand des Deckenfeldes wurde in Beton ausgeführt, um die Lasten der jeweils doppelt angeordneten Fassadenstützen aufnehmen zu können (siehe **Abbildung 9.6**) und keine zu hohe Querpressung zu bekommen. Die Verbindung der Stütze mit dem Betonbalken wurde ebenfalls schon vorgefertigt und ein Auslass für den Dorn wurde mit einbetoniert. Auf der Seite des Stahlbetonkerns wurde das Auflager mit Stahleinbauteilen ausgeführt (siehe **Abbildung 9.6**). [67] [68] [69]



Abbildung 9.6: Auflagerausbildung der HBV-Deckenelemente [37]



Abbildung 9.7 Verlegung der Deckenelemente [37]

Aussteifung:

Die Aussteifung erfolgt über die Deckenscheiben und den Stahlbetonkern. Um die Decke in Deckenebene schubsteif zu bekommen, wurden die Deckenelemente seitlich an den Randträgern verschraubt. [68]

Brandschutz [67] [68]:

Mit acht Geschossen fällt das Gebäude in Gebäudeklasse 5. Das Stiegenhaus in Stahlbeton erfüllt den geforderten Brandschutz von REI 90 und A2. Auch die HBV-Decken mit dem Betonträger am Rand erfüllen die Bedingung einer nicht-brennbaren Trennung der Geschosse und verhindern so einen Brandüberschlag auf das nächste Geschoss.

Um den Feuerwiderstand von REI 90 bei den HBV-Decken nachzuweisen, wurden in Tschechien mehrere Holz-Beton-Verbunddecken getestet und mit Erfolg nachgewiesen. Deshalb konnten in den Büroetagen die Holzkonstruktionen an der Unterseite der Decke sichtbar bleiben.

Die Fassade besteht aus regelmäßig angeordneten Aluminiumplatten.

Bauzeit und Kosten [67] [69]

Durch den hohen Vorfertigungsgrad der Decken und Wandelemente konnte die Bauzeit mit ca. einem Jahr kurzgehalten werden. Die Verlegung eines Deckenelements dauerte ca. 5 Minuten und pro Tag konnte ein Geschoss wetterdicht aufgestellt werden. Die Baukosten für den betrug laut ProHolz [67] ca. 4,5 Mio Euro.

9.2 Deutschland

In Deutschland gibt es eine Musterbauordnung, die von den einzelnen Bundesländern in den Landesbauordnungen übernommen oder angepasst werden können.

Die Musterbauordnung MBO 2002 [70] ist eingeteilt in sechs Teile. Im dritten Teil, unter Bauliche Anlagen werden die Themen Brandschutz, Bauprodukte und Rettungswege, ähnlich wie in der österreichischen OIB Richtlinie geregelt.

Zum Thema Brandschutz heißt es in den allgemeinen Anforderungen laut §14 der MBO:

„Bauliche Anlagen sind so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und instand zu halten, dass der Entstehung eines Brandes und der Ausbreitung von Feuer und Rauch (Brandausbreitung) vorgebeugt wird und bei einem Brand die Rettung von Menschen und Tieren sowie wirksame Löscharbeiten möglich sind.“ [70]

Gebäude werden ebenfalls wie in der OIB-Richtlinie je nach Fluchtniveau und Geschossfläche in Gebäudeklassen von 1 bis 5 eingeteilt. Hochhäuser werden als Sonderbauten mit Gebäudehö-

he größer als 22 m bezeichnet. Bis Gebäudeklasse 4 mit 13 m Höhe des obersten Geschossfußbodens müssen tragende und aussteifende Bauteile hochfeuerhemmend ausgeführt sein. Das wären „Bauteile, deren tragende und aussteifende Teile aus brennbaren Baustoffen bestehen und die allseitig eine brandschutztechnisch wirksame Bekleidung aus nichtbrennbaren Baustoffen (Brandschutzbekleidung) und Dämmstoffe aus nichtbrennbaren Baustoffen haben“ [70].

Dazu wird in §26 der MBO die Musterrichtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an hochfeuerhemmende Bauteile in Holzbauweise (M-HFHolzR 2004) [71] verbindlich erklärt welche die Brandschutzanforderungen und Ausführungsmöglichkeiten für tragende Bauteile in Holzbauweise, ausgenommen Massivholzbauweise beschreibt. Darin wird erklärt, dass Holz bei hochfeuerhemmenden Bauteilen erlaubt ist, wenn es mit einer nichtbrennbaren Verkleidung geschützt wird, die das Holz 60 min vor Entzündung schützt. Die Hohlräume müssen dabei vollständig mit nichtbrennbarer Wärmedämmung geschützt sein.

Ab Gebäudeklasse 5 müssen tragende und aussteifende Bauteile feuerbeständig sein. Das sind „Bauteile, deren tragende und aussteifende Teile aus nichtbrennbaren Baustoffen bestehen und die bei raumabschließenden Bauteilen zusätzlich eine in Bauteilebene durchgehende Schicht aus nichtbrennbaren Baustoffen haben“ [70].

Für Hochhäuser ab 22 m Fluchtniveau regelt die Muster-Richtlinie über den Bau und Betrieb von Hochhäusern MHHR [72] die Anforderungen. In Punkt 3.1.1 der MHHR wird verlangt, dass tragende und aussteifende Bauteile feuerbeständig sein müssen und aus nicht brennbaren Stoffen bestehen müssen.

Für Hochhäuser ab 13 m Höhe sind daher Gebäude in Holzbauweise nicht erlaubt. Ausgenommen davon ist die Landesbauordnung von Baden Württemberg. Hier sind auch Hochhäuser in Holz möglich.

In der LBO B-W §26 Absatz 3 in der seit dem 1. März 2015 gültigen Fassung steht:

„(3) Abweichend von Absatz 2 Satz 3 sind tragende oder aussteifende sowie raumabschließende Bauteile, die hochfeuerhemmend oder feuerbeständig sein müssen, aus brennbaren Baustoffen zulässig, wenn die geforderte Feuerwiderstandsdauer nachgewiesen wird und die Bauteile so hergestellt und eingebaut werden, dass Feuer und Rauch nicht über Grenzen von Brand- oder Rauchschutzbereichen, insbesondere Geschosstrennungen, hinweg übertragen werden können.“ [73]

9.3 Schweiz

Die Brandschutzvorschriften in der Schweiz setzen sich zusammen aus der VKF-Brandschutznorm und den VKF-Brandschutzrichtlinien. In der Brandschutznorm wird der bauliche und technische Brandschutz geregelt. Die Brandschutzrichtlinien ergänzen die Vorgaben der Brandschutznorm durch detaillierte Beschreibung der Anforderungen und Maßnahmen.

Bis 2004 waren nicht mehr als 2 Geschosse plus Dachausbau in Holzbauweise erlaubt. Ab 2005 waren bis zu sechs Geschossen zulässig bis auf die Nutzung mit großer Personenbelegung. Dadurch wurden mehrere mehrgeschossige Gebäude aus Holz gebaut und der Holzbauanteil in den Städten von 0% auf 6% erhöht. Durch die Erfahrungen wurden die Vorschriften 2015 erneut geändert.

Seit der neuen gültigen Brandschutzvorschrift 2015 sind in der Schweiz auch Gebäude in Holzbauweise in allen Gebäudeklassen bis zu 30 m möglich. Es wurden nichtbrennbar verkleidete Holzbauteile der nichtbrennbaren Bauweise gleichgestellt und es wird auf die brandschutztechnisch korrekte Ausführung hingewiesen. Bis 30 m Gebäudehöhe müssen tragende und ausstei-

fende Gebäudeteile 60 min Feuerwiderstand aufweisen und können dabei nicht brennbar ausgeführt werden. [9] [74] [75]

9.3.1 Suurstoffi 22



Abbildung 9.8: Holzhochhaus Suurstoffi [76]

Allgemeine Gebäudeinformationen:

Suurstoffi 22 ist das erste Holzhochhaus der Schweiz und hat zehn Geschosse in Holz-Hybridbauweise mit gemischter Nutzung aus Wohnen, Büro und Freizeitaktivitäten. Das Gebäude hat eine Höhe von 36 m.

Der Grundriss (siehe **Abbildung 9.9**) besteht aus zwei sich überschneidenden Rechtecken, welche jeweils einen Kern aus Stahlbeton haben, indem sich die vertikale Erschließung und Sanitärräume befinden. In der Mitte des Gebäudes befindet sich ein Innenhof für die Belichtung.

Konstruktion:

Das Erdgeschoss und das Stiegenhaus sind aus Stahlbeton aus Stabilitäts- und Brandschutzgründen. Stützen und Träger sind aus Buchen-Furnierschichtholz. Die Decken sind Holz-Beton-Verbunddecken mit Doppelboden.

An der Untersicht der Decke werden zwischen den Holzträgern schallabsorbierende Akustikplatten eingebaut. In der Decke läuft das Heizsystem und aktiviert gleichzeitig die Betonplatte als Wärmespeicher. **Abbildung 9.10** zeigt einen Schnitt durch die Decken. Die Fassadenelemente wurden schon mit fertig montierten Fenstern geliefert. In Summe waren es 1400 vorgefertigte Elemente.

[77]

Aussteifung:

Die horizontalen Lasten werden von den HBV-Decken an die Stahlbetonkerne weitergeleitet, welche die horizontale Aussteifung des Gebäudes übernehmen.

Bauzeit und Kosten:

Durch die Vorfertigung und die BIM-Planung konnten vier bis sechs Monate Bauzeit eingespart werden. Ein weiterer Vorteil der BIM-Planung war die Kostentreue. Dadurch war der Holzbau in Summe nicht teurer als eine Stahlbetonkonstruktion.

Die Kosten des Projektes betragen laut Lignum [77] 55 Mio SRF für 17900 m² BGF und die Bauzeit wird mit ca. 3 Jahren angegeben.

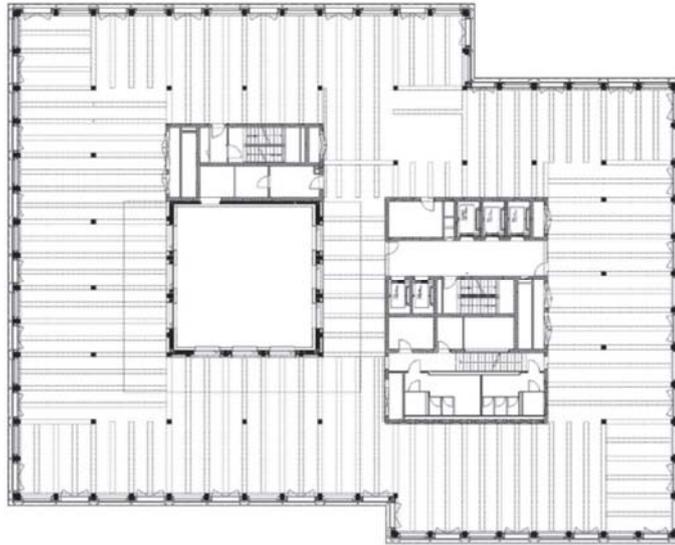


Abbildung 9.9: Grundriss des Suurstoffi 22 [78]



Abbildung 9.10: 3D-Schnitt des Suurstoffi 22 [78]

9.4 Großbritannien

In Großbritannien werden die Europäischen Normen durch die British Standards mit den britischen Normen verknüpfen. Die Regelungen bezüglich Bauordnung und Feuerschutz bilden die „National building regulations“ und die „Approved Documents“. Der Brandschutz wird im „Part B-Fire Safety“ geregelt. Es muss lediglich eine bestimmte Feuerwiderstandsklasse eingehalten werden, aber es gibt keine Einschränkungen bezüglich Brennbarkeit der Baustoffe. Es gibt daher

auch keine Höhenbegrenzung für Holzbauten. Der Brandschutz für die Fassade ist hauptsächlich vom Abstand der Nachbargebäude abhängig. [9] [50]

Lokale Behörden, sogenannte „Local Acts“ können ab einer gewissen Größe jedoch zusätzliche Maßnahmen nach ihrem Ermessen verlangen.

Durch die Möglichkeit, unbegrenzt mit Holz zu bauen, zeigt sich daher, dass sehr viele hohe Gebäude in Holzbauweise errichtet werden. Speziell im Stadtteil Hackney in London, wo auch die Initiative „Timber first“ wie in British Columbia in Kanada einberufen wurde und Holzbauten besonders gefördert werden, entstanden in den letzten Jahren mehrere Hochhäuser, wie z.B. Dalston Lane, Wenlock Road, Murray Grove und das Bridbird House. In Großbritannien gilt auch die Merton Regel, wonach *„neue kommerzielle Gebäude mit einer Größe von mehr als 1.000 m² mindestens 10 Prozent ihres Energiebedarfs aus erneuerbarer, vor Ort produzierter Energie decken müssen“* [79].

9.4.1 Dalston Lane



Abbildung 9.11: Außenansicht Dalston Lane [80]

Allgemeine Gebäudeinformationen:

Im Stadtteil Hackney in London steht der Häuserblock aus Brettsperrholz, welcher von den Architekten Waugh Thistleton geplant wurde. Insgesamt sind darin 121 Wohnungen, 3500m² Büros und Verkaufsflächen untergebracht. Die Gebäudeteile sind alle durch Brettsperrholzelemente verbunden. Der höchste Gebäudeteil mit Wohnungen ist 33 m hoch und hat 10 Geschosse komplett aus Brettsperrholz. [81]

Konstruktion:

Das Gebäude wurde in Brettsperrholzbauweise errichtet. Auch der Stiegenhauskern und der Liftschacht sind aus Brettsperrholz. Das Erdgeschoss ist aus Stahlbeton um die Holzkonstruktion vor Feuchtigkeit zu schützen und den Zugang zum Gebäude auch im Brandfall zu gewährleisten. Die Decken sind, je nach Spannweite und Nutzlast, 140 bis 220 mm stark. Die Wände haben eine Stärke von 100 mm im obersten Geschoss bis 160 mm im ersten Stock. Insgesamt wurden 4400 m³ CLT-Elemente verbaut. Die gesamte Konstruktion hat 3500 t, ca. ein Drittel des Gewichtes

einer ähnlichen Konstruktion in Stahlbetonbauweise. Das geringe Gewicht war wichtig, da sich der Häuserblock über einem Tunnel befindet und Pfahlgründungen nicht möglich waren.

Außen wurde als Fassade eine Backsteinfassade vorgesetzt, damit sich das Gebäude in den Stadtteil einfügt. [81]

Aussteifung:

Die Aussteifung erfolgt über die Scheibenwirkung der Brettsperrholzelemente.

Brandschutz:

Die CLT-Elemente werden innen mit Gipskarton verkleidet, um den Brandschutz und auch den Schallschutz zu gewährleisten. Die Wände in den Fluchtstiegenhäusern sind 160 mm stark und beidseitig mit zwei Schichten aus Gipskarton beplankt, um 120 min Feuerwiderstand zu erhalten, wobei die Gipskartonverkleidung dem Feuer 50 min Widerstand leistet und der Abbrand des Holzes mit 0,65mm/min die restlichen 70 min standhält. [81]

Bauablauf und Montage:

Die vorgefertigten Elemente wurden von fünf Mann mit Stahlwinkel montiert. Durch die hohe Vorfertigung konnte die Lärmbelastung während des Baus sehr niedrig gehalten werden und die ersten beiden Gebäudeteile mit je 6 Geschossen konnten in 12 Wochen aufgestellt werden.

Es wurden ca. 2400 t CO₂ gespart im Vergleich zu einem ähnlich großen Projekt in konventioneller Bauweise. [81]

Bauzeit und Kosten:

Die Bauzeit wird von [82] mit 18 Monaten angegeben. Die Kosten betragen laut [83] 28 Mio. Euro

9.4.2 Murray Grove (London, England)



Abbildung 9.12: Außenansicht Murray Grove [84]

Allgemeine Gebäudeinformationen:

Das Wohngebäude mit 8 Geschossen in Massivholzbauweise ist 29,5 m hoch und hat einen quadratischen Grundriss mit 17,5 m Seitenlänge. [84]

Konstruktion:

Das Erdgeschoss wurde in Stahlbetonbauweise errichtet. Darüber besteht die Tragstruktur aus Wand- und Deckenelementen aus Brettspertholz. Die Wände wurden als zusätzliche Sicherheit gegen einen Gesamtkollaps bei Ausfall einer Wand auch an der Deckenunterseite mit Stahlwinkel nach oben aufgehängt. Das Stiegenhaus und der Liftschacht bestehen aus 11,5 m hohen verzahnten Brettspertholzwänden. Zur Schalltechnischen Entkopplung des Liftschachtes wurde ein zweiter Schacht herumgebaut und mit Gipskartonplatten getrennt. Für die Treppenläufe wurden Stahlhohlkörper montiert, welche danach mit Beton verfüllt wurden. Das gesamte Stiegenhaus wurde in REI 120 ausgeführt. Die lastabtragenden Bauteile erfüllen REI 90. Der Brandschutz der Decken wird durch abgehängte Decken aus Gipskarton und Mineralwollendämmung gewährleistet. Die Fassade besteht aus Faserzementplatten. Die Außenwanddämmung besteht aus Polyurethanschaum. Die Montage der Brettspertholzelemente dauerte nur 9 Wochen. [84]

Aussteifung:

Die Aussteifung erfolgt über die Scheibenwirkung der Querwände und Deckenelemente, welche mit Stufenfalz und Diagonalverschraubungen zu Scheiben ausgebildet wurden. [84]

Bauzeit und Kosten:

Die Herstellungskosten betragen laut ProHolz [84] nur rund 3,75 Mio Euro und waren sogar niedriger als ein vergleichbares Gebäude aus Stahlbeton. Die Bauzeit betrug 18 Monate. [84]

9.5 Kanada

In Kanada ist das allgemeine Baurecht und die speziellen Anforderungen an Holzkonstruktionen im National Building Code of Canada 2015 (NBCC) geregelt. [9]

Im NBCC werden abhängig von Gebäudehöhe und Nutzungstyp zwei Konstruktionstypen vorgeschrieben:

- Brennbare Konstruktionen und
- Nicht brennbare Konstruktionen

Holzkonstruktionen zählen dabei unter brennbare Konstruktionen. Diese sind mit Sprinkleranlage bis zu 6 Geschossen erlaubt. Die Geschossfläche ist für Wohngebäude begrenzt auf 1500 m² und bei Bürogebäuden auf 3000 m².

Für höhere Gebäude aus Holz und eventuell größere Geschossflächen muss anhand eines Brandschutzkonzeptes und Brandtests nachgewiesen werden, dass die Holzkonstruktion den Anforderungen der Schutzziele des NBCC entspricht und genauso leistungsfähig sind wie nicht brennbare Konstruktionen. Wichtig ist dabei, dass die Konstruktion nicht zum Ausbreiten des Brandes beiträgt. Als zulässige Alternativlösung für einige Holzkonstruktionen wurde bereits die Verkleidung mit Gipskartonplatten getestet. In der Provinz Quebec gibt es einen Katalog, in der Alternativlösungen für tragende Teile bis zu 12 Geschossen ausgearbeitet sind, die den Nachweis der Leistungsfähigkeit schon erbracht haben. Diese Konstruktionen können ohne weitere Nachweise wie nicht brennbare Konstruktionen in Bürogebäuden und Wohngebäuden behandelt werden. Der NBCC dient als Musterbauordnung, welche von den Provinzen auch angepasst werden kann. [85]

9.5.1 Brock Commons UBC-Tall Wood Building



Abbildung 9.13: Brock Commons UBC-TallWood Building [86]

Allgemeine Gebäudeinformationen:

Das Gebäude in Vancouver wird als Studentenwohnheim für insgesamt 404 Betten genutzt und hat eine Grundfläche von 15x56 m. Das Gebäude umfasst 18 Geschosse und ist 54,81 m hoch. Die BGF Je Geschoss beträgt 840 m² und gesamt ergibt sich eine Bruttogeschossfläche von 15120 m². Das Gebäude liegt in unmittelbarer Nähe einer bestehenden mehrstöckigen Parkanlage. Der Standort ist relativ schmal und misst nur ca. 26 m.

Laut dem geotechnischen Bericht hat der Standort Klasse C, welcher als sehr dichte Bodenstandorte definiert ist und somit für ein hohes Gebäude ohne besondere Gründungsarbeiten ausreichend ist. [87]

Konstruktion:

Das Erdgeschoss mit einer Geschosshöhe von 5 m dient als präsentative öffentliche Eingangshalle und besteht aus Stahlbetonstützen und einer lastverteilenden Stahlbetondecke für die Holzkonstruktion darüber. Die Decke ist 60 cm dick, da der Stützenraster im Erdgeschoss unabhängig vom Stützenraster in den Geschossen darüber ist. Die Haustechnik befindet sich auch im Erdgeschoss.

Unter dem Erdgeschoss gibt es ein Kellergeschoss. Im Kellergeschoss befinden sich am Rand 25 cm dicke Stahlbetonwände, welche die Lasten über 60x30 cm Streifenfundamente in den Boden einleiten. Unter den Stützen befinden sich Einzelfundamente 2,8x2,8x 0,70 m und unter dem STB-Kern wurde eine STB-Fundamentplatte mit 1,5 m Dicke eingebaut. Über dem Erdgeschoss befinden sich 17 Geschosse aus Holz mit einer Geschosshöhe von 2,80m. Die Holzkon-

struktions besteht aus Brettschichtholzstützen mit einem Querschnitt von 265x265 mm und CLT-Decken. Der Stützenraster beträgt 2,85x4,00 m um die Produktionslängen der CLT-Elemente mit 12m oder 16m optimal auszunützen und auch keine Probleme mit den Schwingungen der Decke zu bekommen. Die Stiegenhauskerne bestehen ebenfalls aus Stahlbeton und haben 45 cm dicke Wände. **Abbildung 9.14** zeigt das Tragwerksmodell im FE-Programm. [87]



Abbildung 9.14: Tragwerksaxonometrie [87]

Um den Montageprozess zu simulieren und zu verbessern wurde ein zweigeschossiges Modell des Gebäudes errichtet. Dabei wurden die Verbindungsdetails getestet und es stellte sich heraus, dass die Knoten mit Stahlverbindern gemacht werden sollten. Es wurden auch die Materialien und die Haltbarkeit getestet. Die Verbindung zwischen Stütze-Decke und Stütze wurde ähnlich wie beim LCT-One (siehe unter 9.1.2) mit Stützenfüßen aus Stahl hergestellt, wie in **Abbildung 9.15** ersichtlich ist. Dadurch konnte die Montage sehr rasch und genau erfolgen und eine Querverpressung der Decke wurde vermieden. Das Auflager am Stahlbetonkern wurde mit einem durchgehenden Stahlwinkel ausgeführt (siehe **Abbildung 9.16**). Wichtig bei der Montage der Holzbauteile war auch, Feuchtigkeit zu vermeiden. Deshalb wurde die Montage in den Sommermonaten geplant und es wurde darauf geachtet, so schnell als möglich die schützende Hülle fertigzustellen. [88]

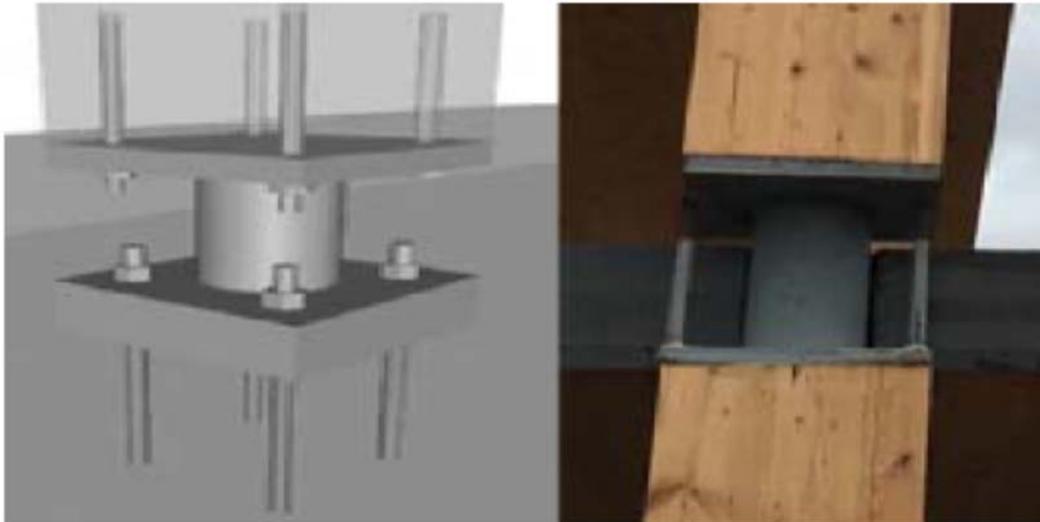


Abbildung 9.15: Verbindung Stütze-Decke-Stütze mit Stahlteilen [88]



Abbildung 9.16: Auflager für CLT-Decken [88]

Aussteifung

Die horizontalen Kräfte werden über die Decken an die Stahlbetonkerne weitergeleitet, welche die Lasten in die Fundamente übertragen. [87]

Brandschutz:

Durch das Nichteinhalten der Richtlinien bezüglich des Brandschutzes und der Gebäudehöhe musste für das Projekt ein Konzept erstellt werden, um nachzuweisen, dass es die Anforderungen an den Brandschutz leistungsmäßig erfüllen kann.

Die im Projekt verwendeten CLT- und BSH-Komponenten wurden vollständig durch mehrlagige feuerfeste Gipskartonplatten verkleidet und für 120 min Brandwiderstand dimensioniert. Eine Notwasserversorgung und eine Notstromversorgung sind installiert, so dass die Sprinkleranlage auch dann funktioniert, wenn das Gebäude seine normale Wasser- und Stromversorgung verliert. Das waren auch die Bedingungen der Brandschutzprüfung zur Baugenehmigung. [87]

Bauzeit und Kosten:

Der Preisunterschied zwischen der günstigeren Betonkonstruktion und der teureren Holzkonstruktion wurde zum Teil durch die Finanzierung der „Tall Wood Demonstration Initiative“

abgefangen. Um die Lücke zwischen Betonbauweise und Holzbauweise zu reduzieren wurde besonders auf Montagefreundlichkeit geachtet.

Die gesamten Projektkosten betragen laut [87] 51.525.000 \$, was aufgeteilt auf 15120m² ca. 3390 \$/m² ergibt. Die Kosten für die Konstruktion betrug dabei 39.437.000 \$ (2608 \$/m²). Gestartet wurde mit dem Bau am 15. Oct. 2015. Fertigstellung war nach 593 Tagen am 30. Mai 2017. [87] Durch den Bau des Tall Wood Buildings wurde ein Gebäude geschaffen, das die Anwendbarkeit von Holz im Hochbau demonstrieren sollte und Erfahrungswerte für weitere Projekte herstellen sollte, um den Bau von Holz-Hochhäusern in Canada anzutreiben.

9.6 Italien

In Italien wird der Brandschutz von der Feuerwehr geregelt und eingeteilt in den vorbeugenden Brandschutz „Manuale di prevenzioni incendi“, in dem die Anforderungen an die Fluchtwege und den abwehrenden Brandschutz beschrieben werden. [9] Die Schutzziele sind die gleichen wie in den OIB-Richtlinien.

In der „Decreto Ministeriale“ sind die technischen Anforderungen an den Brandschutz abhängig von der Höhe, der Nutzung und der Grundfläche enthalten. Es wird nicht unterschieden zwischen brennbar und nicht brennbar. Es muss nur die Erfüllung der Schutzziele nachgewiesen werden. Bis 2011 waren nur 4 Geschosse in Holzbauweise möglich. Seit 2011 gibt es keine Höhenbeschränkung mehr für Holzbau. [55] [89]

9.6.1 Wohnanlage Via Cenni



Abbildung 9.17: Ansicht aus dem Innenhof der Wohnhausanlage Via Cenni [90]

Allgemeine Gebäudeinformationen:

In der erdbebengefährdeten und teuersten Region Italiens wurde 2013 dieses Hochhaus in Holzbauweise errichtet. Die wichtigsten Ziele dabei waren, die darin befindlichen Wohnungen leistungsfähig zu machen und ausreichende Sicherheit gegen Erdbeben zu gewährleisten. Auf 9300 m² BGF befinden sich 124 Wohnungen, Gemeinschaftsräume und Gewerbe- und Einzelhandelsflächen. Vier ähnliche neugeschossige Türme sind mit zweigeschossigen Flachbauten verbunden.

Dazwischen befinden sich ein Innenhof, der als Begegnungszone genutzt wird und von den Gewerbeflächen im Erdgeschoss umgeben ist. [91] [92] [93]

Die 27m hohen Hochhäuser, mit Abmessungen von 13,5 m x 19 m im Grundriss, sind statisch entkoppelt von den Flachbauten, um verschiedene Setzungen zu vermeiden und die Erdbebenanalyse zu vereinfachen.

Konstruktion:

Das Untergeschoss wurde in Stahlbetonbauweise erstellt und die oberirdischen Geschosse sind in Massivholzbauweise erstellt. Die Decken bestehen aus durchgehenden fünfplagigen Brettsperrholzelementen mit 200 bis 230 mm Stärke. Die Wände sind ebenfalls fünfplagige Brettsperrholzelemente und haben im Erdgeschoss eine Stärke von 200 mm und im obersten Geschoss eine Stärke von 120 mm. Die Treppen- und Aufzugkerne wurden ebenfalls mit Brettsperrholzelementen gebaut. Durch das geringe Gewicht der Holzkonstruktion im Vergleich zu Beton, Erdbebenlast war auch die Erdbebenlast aus den Antwortspektren niedriger und die Brettsperrholzelemente konnten die Lasten sehr gut aufnehmen. [91] [92] [93]

Aussteifung:

Die Stöße der BSP-Deckenelemente wurden mit Vollgewindeschrauben zu Scheiben verschraubt und leiten die Horizontalkräfte aus Erdbeben und Wind an die Brettsperrholzwände weiter. Diese leiten die Kräfte über Scheibenwirkung zu den Fundamenten. [91]

Brandschutz:

Zum Zeitpunkt der Projektierung der Wohnhausanlage war in Italien das Bauen mit Holz nur bis zu vier Geschossen möglich. Für die Genehmigung mussten Sondergenehmigungen der obersten Baubehörde durch Brandschutznachweise eingeholt werden. Die Anforderungen von einem Feuerwiderstand REI 60 wurden durch 2-lagige Verkleidung mit GKF-Platten und Überdimensionierung erfüllt. [91] [92] [93]

Bauzeit:

Durch den hohen Vorfertigungsgrad konnte die Bauzeit mit nur 15 Monaten sehr kurz gehalten werden. [93]

9.7 Schweden

In Schweden wird das Baurecht in Boverkets Byggregler [94] geregelt. Darin werden unter Punkt 5 die Anforderungen an den Feuerschutz beschrieben und die Schutzziele, wie auch in Österreich definiert. [95] Es gibt sechs Nutzungsklassen, die je nachdem wie gut sich die Menschen selbst evakuieren können eingeteilt werden [94]:

- Nutzungsklasse 1: Industrie- und Bürogebäude
- Nutzungsklasse 2: Versammlungsräume, Geschäfte und Schulen
- Nutzungsklasse 3: Wohnungen
- Nutzungsklasse 4: Hotels
- Nutzungsklasse 5: Pflegeheime
- Nutzungsklasse 6: Räumlichkeiten mit einer erhöhten Wahrscheinlichkeit, dass ein Feuer auftritt oder bei denen ein Feuer sehr schnell zu großen Auswirkungen führen kann.

Zur Erfüllung der Schutzziele werden 4 Gebäudeklassen mit funktionalen Feuerwiderstandsklassen eingeführt [96]. Bei der Beurteilung des Schutzbedarfs sind wahrscheinliche Brandvor-

gänge, mögliche Folgen im Brandfall und die Komplexität des Gebäudes zu berücksichtigen. Die Beurteilung erfolgt durch qualitative Bewertung, Szenarioanalyse und Risikoanalyse.

- BR0: Gebäude mit sehr hohem Schutzbedarf [96]
 - Gebäude mit mehr als 16 Geschossen
 - Gebäude der Nutzungsklasse 5C und 5D
 - Gebäude der Nutzungsklasse 2
- BR1: Gebäude mit hohem Schutzbedarf [96]
 - Gebäude mit mehr als 3 Geschossen
 - Gebäude mit zwei Etagen für zeitweilige Übernachtung
- BR2: Gebäude mit mäßigem Schutzbedarf [96]
 - Gebäude mit 2 Geschossen und mehr als 200m²
 - Gebäude mit mehr als 2 Wohneinheiten
 - Gebäude mit 2 Geschossen, die Versammlungsräume im Erdgeschoss haben
 - eingeschossige Gebäude mit Pflegeeinrichtungen
- BR3: Gebäude mit geringem Schutzbedarf [96]
 - Sonstige Gebäude, die nicht in Klasse BR0, BR1, BR2 und BR 3 fallen

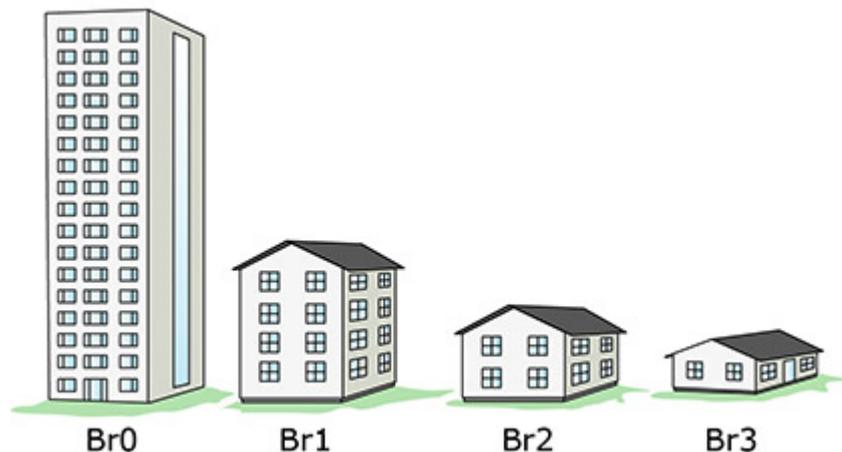


Abbildung 9.18: Gebäudeklassen nach Etagen laut Boverkets Byggregler [96]

Die Anforderungen an das verbaute Material hängen von der Brandbelastung ab, die sich im Gebäude entwickeln kann. Baustoffe an Bauteilen dürfen keinen Beitrag zur Brandausbreitung leisten.

Für die Verwendung von Baustoffen in Gebäuden werden nur Empfehlungen angegeben. Ab der Gebäudeklasse BR1 sollte als Baustoff für Dächer mindestens Klasse B-s1,d0 und für Wände Materialien der Klasse C-s2,d0 verwendet werden. Holz kann mit Brandschutzanstrichen behandelt werden und bezüglich der Eigenschaften Entzündbarkeit, Wärme- und Rauchentwicklung und der Flammenausbreitung verbessert werden. In den Nordic Building Regulations [97] hat brandschutzbehandeltes Holz die Brennbarkeitsklasse B-s1,d0. Das bedeutet, behandeltes Holz dürfte unbegrenzt verwendet werden, es ist aber zusätzlich eine Sprinkleranlage und ein Brandmeldesystem als weitere Brandschutzmaßnahme erforderlich.

9.7.1 Strandparken Hus B



Abbildung 9.19: Außenansicht Strandparken Hus B [98]

Allgemeine Gebäudeinformationen:

Die schwedische Firma Folkhem [99] hat sich auf Holzgebäude spezialisiert und errichtete unter anderem das Strandparken Hus B, sowie das Cederhuset. Das Strandparken Hus B ist ein Wohngebäude mit 31 Wohnungen zwischen 55 und 150 m² in der Gemeinde Sundbyberg, in der Nähe von Stockholm. Das Gebäude hat 9 Geschosse in Brettsperrholzbauweise mit einer Bruttogeschossfläche von 4060 m². Gesamt wurden ca. 1000 m³ Holz verbaut. [100]

Konstruktion:

Das Gebäude wird auf einem Kellergeschoss aus Stahlbeton errichtet, um die Holzkonstruktion vor Feuchtigkeit zu schützen und die Verankerung mit dem Baugrund zu gewährleisten. Die Wände und Decken sind aus Brettsperrholz. Die Decken werden teilweise von Brettschichtholzträgern unterstützt, um längere Spannweiten zu schaffen. Die Wanddicke der Brettsperrholzelemente ist über die Höhe konstant mit 120mm. Auch der Treppenhaus- und Liftkern besteht aus Brettsperrholzwänden. Die Außenwände werden inklusive Fenster und Türen vorgefertigt und haben inkl. 3x70mm Wärmedämmung, Lattung und Zedernschindel eine Dicke von 450mm.

Aussteifung:

Die Brettsperrholzwände haben neben der vertikalen Lastabtragung auch die Aufgabe der Aussteifung gegen Wind- und Erdbebenkräfte. Um auch Zugkräfte aus der Windbelastung aufzunehmen, werden durchgehende Zugstangen aus Stahl von der Bodenplatte bis zum Dachgeschoss durchgeführt.

Brandschutz:

Um die Brandschutzanforderungen zu erfüllen, wird eine Sprinkleranlage eingebaut und das Holz wird mit Brandschutzanstrichen behandelt. Innen werden die Wände zusätzlich mit 15mm Gipskartonplatten verkleidet. [100]

Bauzeit, Montage und Kosten:

Die Wandelemente waren leicht genug, um die gesamte Montage mit einem LKW-Kran zu montieren. Als Witterungsschutz für die Konstruktion während der Bauphase wurde ein Zelt errichtet. [27] Angaben über die Bauzeit und die Kosten konnten nicht gefunden werden.

9.8 Finnland

In der Richtlinie „fire safety for buildings“ werden in Tabelle 3.2.1 [101] 3 Gebäudeklassen, abhängig von der Nutzung und der Größe beschrieben [101] [102]:

- P1: unbegrenzte Größe und Anzahl der Personen
- P2: je nach Nutzung maximal 4 Geschosse und 14 m Höhe und 250 Personen (als Bürogebäude)
- P3: je nach Nutzung maximal 2 Geschosse und 9 m Höhe und 250 Personen (als Bürogebäude)

Außerdem gibt es noch 3 Kategorien für die Brandlast [101] [102]:

- weniger als 600 MJ/m²
- mehr als 600 MJ/m²
- mehr als 1200 MJ/m²

In Tabelle 6.2.1 in der Richtlinie „fire safety for buildings“ [101] werden die Anforderungen an die Feuerwiderstände in Abhängigkeit der Gebäudeklassen und Brandlastklassen geregelt. Bei Gebäudeklasse P1 mit mehr als 8 Geschossen ist dabei ein Feuerwiderstand von R120 bis R240 je nach Brandlastklasse zu erfüllen. Holzkonstruktionen sind dabei ab Gebäudeklasse P2 mit Material der Brennbarkeitsklasse A2-s1,d0 zu verkleiden. Die Brandschutzbekleidung muss dabei die dahinterliegende Konstruktion 10 min vor Entzündung schützen. Bei Außenwänden muss brandschutzbehandeltes Holz der Klasse B-s1,d0 verwendet werden. [103]

9.8.1 Puukuokka Housing Block



Abbildung 9.20: Puukuokka Housing Block [104]

Allgemeine Gebäudeinformationen:

Der Puukuokka Housing Block besteht aus 3 Gebäuden aus Brettpertholzmodulen. Auf insgesamt 14000 m² BGF wurden Appartements mit 54 bis 76 m² erstellt. Im Untergeschoss befindet sich noch eine Tiefgarage mit 4500 m².

Das erste Gebäude mit acht Geschossen und 5334 m² BGF wurde 2015 fertiggestellt. 2017 und folgte Haus 2 mit sieben Geschossen und 4796 m² BGF und 2018 Haus 3 mit sechs Geschossen und 3695 m². [104] Für das erste Gebäude mit 8 Geschossen wurden laut Stora Enso 1700 m³ CLT-Elemente verbaut. [105]

Konstruktion:

Die gesamte Tragkonstruktion und der Rahmen bestehen aus vorgefertigten rechteckigen CLT-Raummodulen. Auch die gesamten Installationen wurden bereits an den Modulen in einer Installationsebene hinter Gipskartonplatten vormontiert, so dass sie die Module dann auf der Baustelle nur mehr an die richtige Stelle gehoben werden mussten. Die Fassadenelemente wurden ebenfalls vorgefertigt. An der Straßenseite wurde die Fassade mit schwarz lackierter Fichtenschalung und in der Hofseite mit naturbelassener Lärchenfassade verkleidet. Jede Wohnung besteht aus zwei Raummodulen, wobei in einem das Wohnzimmer, der Balkon und das Schlafzimmer und in dem anderen das Badezimmer, die Küche und das Foyer sind. Durch die guten Dämmeigenschaften der Massivholzwände ist es möglich die Temperatur jedes Raummoduls einzeln zu steuern. [104]

Brandschutz:

Die Wände und Decken an der Innenseite der Module, an denen keine Installationen angebracht wurden, wurden in Sichtqualität ausgeführt. Die Wände im Treppenhaus wurden mit Gipskartonplatten verkleidet, um die Brandschutzbestimmungen zu erfüllen.

Bauzeit und Kosten:

Durch den hohen Grad der Vorfertigung war es möglich, die Bauzeit vor Ort auf ca. sechs Monate je Gebäude zu verkürzen. [106] Die durchschnittlichen Kosten je m² BGF betragen laut Miesarch [107] 2400 €/m².

9.9 Norwegen

In Norwegen sind die Brandschutzvorschriften in der Gebäudetechnikverordnung TEK17 beschrieben. [108]

Gebäude werden in 6 Risikoklassen eingeteilt. Kriterien für die Risikoklassen sind:

- die Aufenthaltsdauer in den Gebäuden
- ob sich die Personen in den Gebäuden selbst retten
- ob die Gebäude zum Übernachten gedacht sind
- wie hoch das Brandrisiko ist

Die Risikoklassen sind Grundlage, zur Bestimmung, welche Maßnahmen erforderlich sind, um die Flucht zu gewährleisten und die Rettung im Brandfall zu erleichtern.

Pflegeheime und Hotels sind zum Beispiel in Risikoklasse 6, Bürogebäude haben Risikoklasse 2 und Wohngebäude Risikoklasse 4. Bei mehr als 150 Personen im Gebäude ist mindestens Risikoklasse 5 anzunehmen.

Anhand der Brandfolgen werden 4 Brandklassen in Abhängigkeit von Größe, Personenanzahl im Gebäude, Brandlast und Risikoklasse unterschieden:

- Brandklasse 1: kleine Folgen
- Brandklasse 2: mittlere Folgen

- Brandklasse 3: große Folgen
- Brandklasse 4: sehr große Folgen

Gebäude ab 16 Geschossen gehören in Brandklasse 4.

Bei der Beurteilung der Notwendigkeit von Sicherheitsmaßnahmen im Brandfall ist unter anderem folgendes zu berücksichtigen

- Brandszenarien
- Mögliche Folgen eines Feuers
- Komplexität des Gebäudes
- Abhängigkeit der Maßnahmen voneinander

Die Feuerwiderstandsdauern und das Brandverhalten bis Brandklasse 3 werden in Tabelle 1 in der Gebäudetechnikverordnung TEK 17 angegeben. Darin sind tragende Gebäudeteile ab Brandklasse 2 nicht brennbar auszuführen. Tragende Bauteile der Brandklasse 4 (also auch Gebäude mit mehr als 16 Geschossen) müssen mit Berechnungen der Brandlast und Simulation eines Brandes nachgewiesen werden. Bei Abweichungen an die Brandschutzvorschriften muss ein Brandschutzkonzept mit dem Nachweis über die alternative Erfüllung der Schutzziele erbracht werden. Beim Einbau einer Sprinkleranlage sind vereinfachte Nachweise und geringere Anforderungen an die Konstruktion erlaubt. [109] [108]

9.9.1 The Treet (The Tree oder Trehus)



Abbildung 9.21: The Treet in Bergen [110]

Allgemeine Gebäudeinformationen:

Das 51 m hohe Wohngebäude steht in Bergen und wurde von Artec Architekten entworfen. Das Tragwerk wurde von Sweco geplant. Das Gebäude umfasst 14 Geschosse und hat einen rechteckigen Grundriss mit 21x23m. [111]

Konstruktion:

Die Konstruktion besteht aus Brettschichtholzfachwerken in der Fassaenebene und sogenannten „Supergeschossen“ und hat in der Mitte einen Stiegenhauskern aus Brettsperrholzplatten, welcher vom Tragwerk entkoppelt wurde und nicht zur horizontalen Aussteifung beiträgt. Die „Supergeschosse“ funktionieren wie Outrigger und bestehen aus einem Gitter aus geschosshohen Fachwerkträgern und Stahlbetondecken. Diese „Supergeschosse“ befinden sich im 5. und im 10. Stock. Dazwischen werden vorgefertigte Raummodule aus Brettsperrholz hinter die Fachwerkfassade eingebaut. Das Untergeschoss in Stahlbetonbauweise steht auf ca. 100 Pfahlgründungen.

Das Holztragwerk befindet sich hinter einer Glasfassade und ist dabei keinen Witterungseinflüssen ausgesetzt. Die BSH Stützen haben eine Dimension von 405x650 mm. Die Diagonalen sind aus 405x405 mm Brettschichtholz. Die Verbindung der Fachwerkträger und Verstrebrungen erfolgt mit eingebetteten Stahlplatten und Stiften. [9] Insgesamt wurden 550 m³ Brettschichtholz und 385 m³ Brettsperrholz für die Tragstruktur verbaut und mit der Fassade und den Zimmerwänden sind es ca. 3000 m³ Holz. [110] [112] [113] [111]

Aussteifung:

Die Aussteifung funktioniert über das räumliche Fachwerk in der Fassadenebene und den Supergeschossen, welche die Funktion von Outriggern übernehmen und die Verformungen und Momente durch Teileinspannungen begrenzen.

Bauablauf:

Auf dem Stahlbetonsockel werden die ersten 4 Geschosse mit selbsttragenden Brettsperrholzmodulen aufgestellt. Danach wurden die ersten 15 m des äußeren Fachwerks errichtet und das fünfte Geschoss in das Tragwerk eingebaut, sodass es die unteren Geschosse nicht belastet. Vorgefertigte Betonplatten wurden anschließend auf die Träger gelegt, um so eine Basis für die nächsten vier Geschosse zu bilden. Dieser Vorgang wiederholte sich, bis das Gebäude fertig war. Durch die Optimierung der Vorfertigung und Verkürzung der Bauzeit konnten die Mehrkosten des Holzbaues gegenüber Stahl- oder Betonbau verringert werden. [111] **Abbildung 9.22** zeigt eine Übersicht über den Bauablauf.

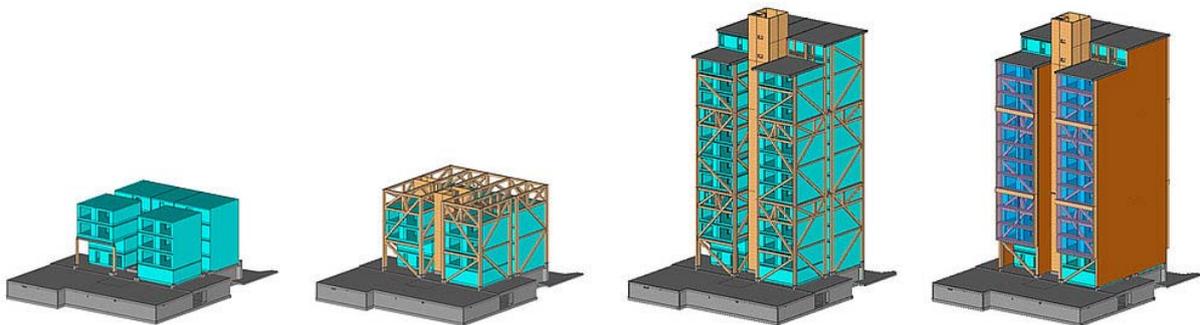


Abbildung 9.22: Einteilung der Bauabschnitte [111]

Brandschutz:

Die tragenden Brettschichtholzelemente und die Brettsperrholzmodule wurden überdimensioniert und der Abbrand berechnet, um an dem primären Tragwerk 90 min und an

dem sekundären Tragwerk 60 min Brandwiderstand zu erfüllen. Zusätzlich gibt es noch eine Sprinkleranlage und Brandschutzanstriche. [9]

9.9.2 Mjostarnet



Abbildung 9.23: links: Mjostarnet Außenansicht; rechts: Tragwerksmodell [114]

Allgemeine Gebäudeinformationen:

Das mit 85 m Höhe geplante Mjostarnet Gebäude mit 19 Geschossen ist in Brumundal und soll neben Büros und Wohnungen auch ein Restaurant und ein Hotel beinhalten. Ursprünglich war das Gebäude mit 81m Höhe geplant, diese wurde jedoch um 4 m nach oben korrigiert, um mit 85 m noch höher als das Hoho in Wien mit 84m zu werden. Somit wird das Mjostarnet voraussichtlich mit seiner Fertigstellung im März 2019 das höchste Holzgebäude der Welt sein. Der Grundriss hat die Außenmaße 17x37 m.

Konstruktion:

Die Tragkonstruktion ist in Holz-Skelettbauweise errichtet worden und besteht aus Brett-schichtholzstützen und Trägern aus GL30h.

Die Knotenverbindungen bestehen aus S355 Stahlblechen. Die Stiegenhauskerne sind aus CLT-Wänden, tragen aber nicht zur Aussteifung bei. Die Deckenelemente sind Kerto-Ripa-Holzrippendecken der Firma Metsä Wood, womit eine maximale Spannweite von 7,50 m erreicht werden kann (siehe **Abbildung 9.24**).

Die Stützen im Erdgeschoss in den Ecken haben neben der vertikalen Lastabtragung auch die Aufgabe als Druck- bzw. Zuggurt des Fachwerks und haben eine Dimension von 1485x625 mm. Die inneren Stützen, welche nur die Lasten der Decken zu tragen haben, haben im Erdgeschoss einen Querschnitt von 725x810 mm. [114]

Insgesamt wurden laut [115] ca. 2850m³ Holz verbaut und die Projektkosten sind mit ca. 51,5 Mio Euro angegeben [116].

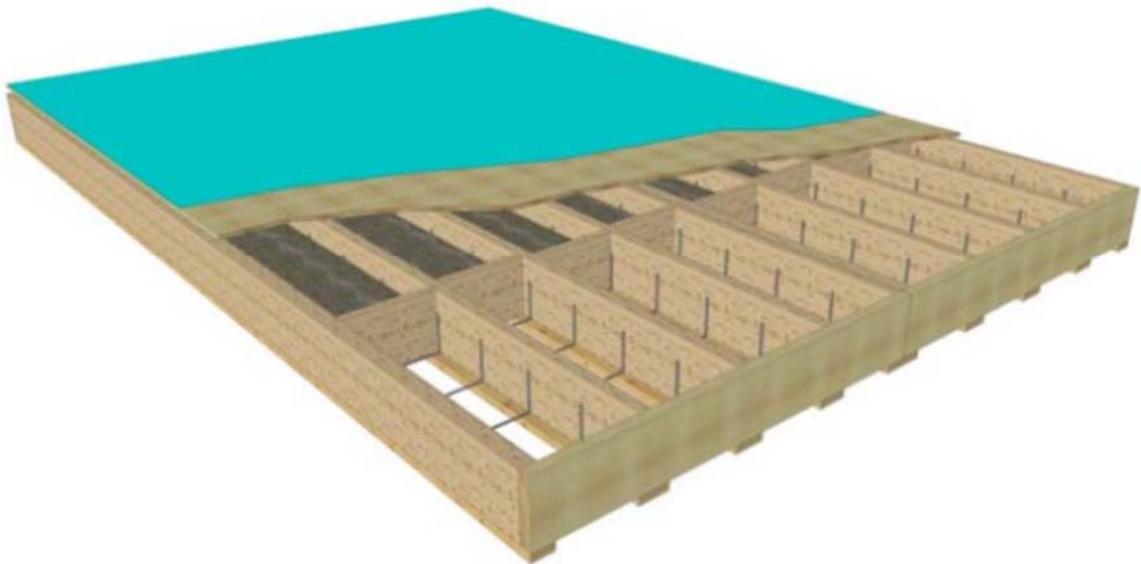


Abbildung 9.24: Deckenelemente im Mjostarnet [114]

Aussteifung:

Die horizontale Aussteifung gegen Wind und Erdbeben wird durch Fachwerksstreben in der Fassade und die Scheibenwirkung der Platte auf der Holzrippendecke erreicht. Bei der Berechnung der dynamischen Einwirkungen wurde eine Windgeschwindigkeit von 22 m/s und eine strukturelle Dämpfung von 1,9% angenommen. Die Dämpfung ergab sich aus Messungen am Trehus Gebäude, welches eine ähnliche Tragstruktur hat. [114]

Brandschutz:

Das Haupttragssystem bestehend aus den Trägern und Stützen muss 120 min feuerbeständig sein, das Sekundärtragssystem, wie die Böden müssen einen Feuerwiderstand für 90 min aufweisen. Dabei wurden die Querschnitte überdimensioniert und laut Eurocode 1995 auf Abbrand bemessen. Zusätzlich wurden Abbrandversuche an den BSH Stützen für 90 min durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass nach der Befuerung, die stark dimensionierten BSH Stützen noch etwas nachglühen und danach auskühlen und ein tragfähiger Restquerschnitt stehen bleibt.

Sichtbare CLT Wände in den Gängen wurden mit Brandschutzanstrich beschichtet und die CLT-Wände im Stiegenhaus wurden mit Gipskarton verkleidet. Die Decken wurden mit Mineralwolle ausgestopft.

Die Stahlverbindungselemente sind mehr als 85 mm in das Holz eingebettet und werden so vor Brand geschützt. [114]

9.10 Australien

In Australien sind die Bauvorschriften im BCA Building Code of Australia geregelt. Gebäude werden darin je nach Nutzung und Größe in Gebäudeklassen von 1 bis 10 eingeteilt.

Gebäude werden auch noch nach ihrer Höhe in 3 Gebäudetypen eingeteilt. Gebäude ab 3 oberirdischen Stockwerken fallen in die Gebäudekategorie A. Dabei müssen tragende Elemente, Aufzugkern und Treppenhaus aus nichtbrennbaren Stoffen sein. Ab einer Höhe von 25 m müssen in allen Gebäuden zusätzliche Sicherheitsmaßnahmen wie Sprinkleranlagen eingebaut werden. Holz darf bis 25m mit Brandschutzverkleidung eingesetzt werden und das Gebäude muss zusätzlich mit einer Sprinkleranlage ausgestattet sein. Ab einer Höhe von 25 m dürfte Holz laut

Zur technischen und ressourceneffizienten Umsetzung von Holzhochhäusern

NCC nicht mehr verwendet werden und alle Gebäude müssen ab 25 m mit einer Sprinkleranlage ausgestattet werden. [9] [117] [118]

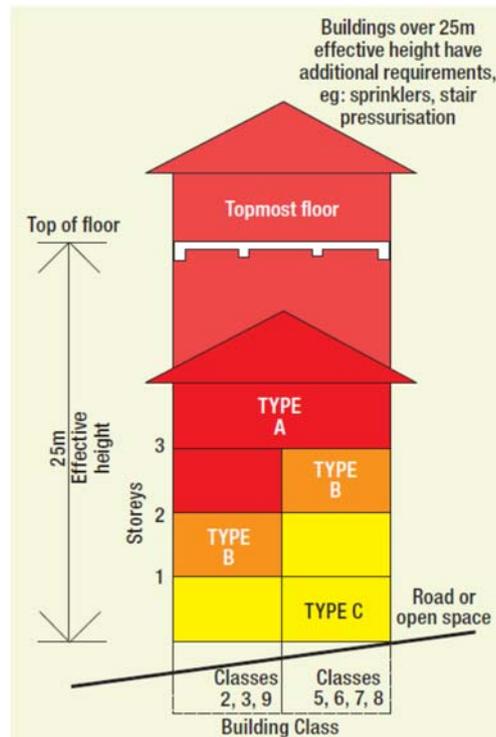


Abbildung 9.25 Erklärung der Gebäudetypen laut NCC [117]

9.10.1 Forté Living Tower



Abbildung 9.26: Forte Living Tower in Melbourne [119]

Allgemeine Gebäudeinformationen:

Melbourne hat das Ziel bis 2020 klimaneutral zu sein und will dafür Abfall und Treibhausgase reduzieren. Deshalb stand auch für den Forte Living Tower dieses Ziel an oberster Stelle. Das

Wohngebäude aus BSP-Elementen ist 32,2 m hoch und hat 10 Geschosse in Holzbauweise. Im Erdgeschoss befinden sich Einzelhandelsflächen.

Konstruktion:

Das Erdgeschoss ist aus Stahlbeton, um das Holz vor Feuchtigkeit zu schützen. Die Geschosse darüber bestehen aus Decken und Wänden aus Brettsperrholz. Bei der Tragfähigkeit wurden Reserven einberechnet, sodass eine Wand ausfallen könnte und die Lasten vom restlichen Tragwerk aufgenommen werden können. Die Fassade besteht aus Aluminiumplatten und dient auch als Witterungsschutz der Holzkonstruktion.

Aussteifung:

Die Aussteifung funktioniert über die Scheibentragwirkung der Brettsperrholzelemente.

Brandschutz:

Das Gebäude wurde laut NCC als eine Mischung aus Gebäudeklasse 6 (Verkaufsflächen im Erdgeschoss) und Gebäudeklasse 2 (Wohnungen in den Geschossen 1 bis 10). Durch die Höhe des Gebäudes gilt demnach „Construction Type A“, wobei tragende und aussteifende Bauteile, sowie Fluchtwege und Stiegenhäuser aus nicht brennbaren Baustoffen bestehen müssen. [120] Um die Brandschutzanforderungen zu erfüllen wurden die Wände mit feuerfesten Gipskartonplatten beplankt und überdimensioniert (5s-128mm und 5s-148mm).

Bauzeit und Kosten:

Durch den Einsatz der vorgefertigten BSP-Elemente konnte die Bauzeit von 10 Monaten auf 6 Monate verkürzt werden. Gegenüber konventionellen Hochhäusern konnten 1400t CO₂ eingespart werden. Insgesamt wurden 485 t CLT-Elemente mit dem Schiff aus Österreich angeliefert [121] und die Baukosten betragen ca. 8Mio Euro. [120]

9.10.2 25 King (Brisbane, Australien)



Abbildung 9.27: 25 King [122]

Allgemeine Gebäudeinformationen:

Das Gebäude 25 King hat zehn Geschosse in Holzbauweise und ein unterirdisches Geschoss aus Stahlbeton. Es ist 46,8m hoch und hat eine Nutzfläche von 15.000m² [123]. Die Nutzung ist eine Mischung aus Verkaufsflächen in den unteren Etagen und Büros in den oberen.

Konstruktion:

Das Tragwerk besteht aus einem Brettsperrholz-Kern und sichtbar ausgebildeten Brettsperrholzdecken auf ebenfalls sichtbar bleibenden Brettschichtholzträgern und Stützen. Die Stützen haben einen Querschnitt von 48x48 cm. Die Träger haben einen Querschnitt von 48x72 cm. Im Erdgeschoss werden die Stützen am Rand jeweils zu massiven V-förmigen Brettschichtholzstützen in einem Stahlknoten zusammengefasst (siehe **Abbildung 9.28**) [124]. Insgesamt wurden 1415 m³ Brettschichtholz und 4824 m³ Brettsperrholz verbaut [125].

Aussteifung:

Die Aussteifung erfolgt über Druckdiagonalen aus Brettschichtholz in der Fassadenebene und den CLT-Kern. [119]

Brandschutz:

Der Brandschutz der tragenden Teile wird nur durch eine Sprinkleranlage und Überdimensionierung der Bauteile ohne Verkleidung gewährleistet. [124]



Abbildung 9.28: V-förmige Stützen im Erdgeschoss übernehmen die Lasten aus jeweils zwei Stützen der oberen Geschosse [122]

9.11 USA

In den vereinigten Staaten von Amerika werden die Brandschutzvorschriften von zwei Normen geregelt [9]:

- 2018 National Fire Protection Association NFPA 5000 Building Construction and Safety Code [126]
- 2018 International Building Code IBC, 6 Geschosse aus Holz

NFPA 5000 regelt die Anforderungen an das Material, die Fluchtwege und die Feuerwehruzufahrten. Gebäude und Konstruktionselemente werden in fünf Konstruktionstypen je nach ihrer Feuerbeständigkeit eingeteilt:

- Typ I und II: Tragende Wände und Elemente sowie brandabschnittsbildende Wände sollten aus nicht brennbaren oder begrenzt brennbaren Elementen bestehen.

- Typ III sind gewöhnliche Konstruktionen aus Mauerwerk mit min. 2h Feuerbeständigkeit und Holzdächern oder Holzdecken, die geschützt mindestens 60min Feuerwiderstand (Typ III A) oder keinen Feuerwiderstand (Typ III B) aufweisen.
- Typ IV sind Konstruktionen aus Massivholz wobei die kleinste Abmessung mindestens 8 Inches (ca. 205 mm) bei Stützen haben muss und Träger müssen mindestens 6 Inches (150 mm) breit sein und mindestens 10 Inches (255 mm) hoch sein.
- Typ V sind Konstruktionen in Holzrahmenbauweise, die mit Beplankung für 1h Feuerwiderstand geschützt sind (Typ V A) oder ungeschützt sind (Typ V B).

In Tabelle 7.4.1 NFPA 5000 werden jedem Typ abhängig von der Nutzung die erlaubte Höhe und die erlaubte Grundfläche zugewiesen. Dabei darf Typ VI mit Massivholz und Sprinkleranlage maximal 85 ft (ca. 25,9 m) hoch oder mit maximal 6 oberirdischen Geschosse gebaut werden. [126]

9.11.1 Framework



Abbildung 9.29: Außenansicht des Frameworkgebäudes [127]

Allgemeine Gebäudeinformationen:

Das Büro- und Wohngebäude in Portland ist mit 45 m Höhe und 12 Geschossen aus Holz derzeit das höchste Massivholzgebäude der USA. Das Erdgeschoss ist öffentlich zugänglich und wird gewerblich genutzt. Darüber befinden sich Wohnungen und Büros bei einer Bruttogeschossfläche von 8000m². [127]

Konstruktion:

Das Gebäude wurde in Brettschichtholz-Skelettbauweise mit einem Kern aus vorgespannten Brettsperrholzwänden errichtet (siehe **Abbildung 9.30**). Die Decken sind ebenfalls aus Brettsperrholz.

Aussteifung:

Die vorgespannten Brettsperrholzwände im Kern übernehmen die Aussteifung für die Horizontalkräfte, vor allem für die hohen Erdbebenlasten. Der Ausfall der Zugfedern in der Fuge der Brettsperrholzwände wird dabei bei der Biegung des Kragarms unter Horizontalkräften verhindert und das Moment kann über Biegung durch Zug und Druckkräfte abgeleitet werden. [127]



Abbildung 9.30: Tragwerk Framework mit vorgespannten Zugbändern an den CLT-Wänden im Kern [127]

Brandschutz [128]:

Beim Framework wurde auf die Verkohlungseigenschaften von Massivholz gesetzt und die tragenden Elemente überdimensioniert, um feuerbeständig zu werden. Zur Erfüllung der Standards wurden Brandtests mit den CLT-Platten und Brettschichholzträgern durchgeführt. Bei diesen Tests wurden auch die Verbindungen zwischen Balken und Säulen, der Boden- und Deckenbereich und die Verbindung der Träger mit der Decke untersucht.

Die Bewertung der Tests zeigte, dass das Tragwerk des Gebäudes für 2 Stunden intakt bleiben könnte. Zusätzlich wurde eine Sprinkleranlage und ein Brandmelder eingebaut.

Kosten [128]:

Das Gebäude kostet laut Lever Architecture [128] 34 Mio. US Dollar. Das bedeutet, bezogen auf die Bruttogeschossfläche von 8000 m² wären das ca. 4250 €/m².

9.12 Japan

In Asien gibt es viele Gebäude in Holzbauweise, jedoch hauptsächlich als Einfamilienhäuser oder historische Tempel. Büro- oder Wohnhochhäuser in Holzbauweise wurden noch nicht gebaut. Der Todaji Tempel in der japanischen Stadt Nara ist mit 48m Höhe, derzeit der höchste Tempel in Holzbauweise und wurde im Jahr 745 errichtet [129]. 2041 soll das Projekt W350 (siehe 9.12.1) in Tokio als Vorzeigeprojekt entstehen um abseits der Verwendung für Einfamilienhäuser auch alternative Möglichkeiten für den Einsatz von Holz und Holzwerkstoffen zu zeigen und der heimischen Forstwirtschaft und der Bauindustrie wieder einen wirtschaftlichen Aufschwung zu geben. [130]

Die kürzere Bauzeit ist in Asien nicht wirklich ausschlaggebend, da dort die Arbeiter und die Arbeitszeit nicht viel kostet. Es müssen daher andere Argumente, wie Raumklima und Nachhaltigkeit angeführt werden, um ein Holzhochhaus zu bewerben. In Japan ist neben dem Brandschutz besonders die Auslegung der Gebäude gegen Erdbeben wichtig.

Gesetzliche Grundlage für das Bauen bildet das „Building Standard Law of Japan“.

Darin werden die strukturellen Anforderungen, die Feuerschutz-Anforderungen und die hygienischen Anforderungen geregelt.

Abhängig von der Gebäudenutzung, der Anzahl der Geschosse und der Lage des Gebäudes werden darin erforderliche Feuerwiderstände an die Konstruktion angegeben.

Um die Gefahr des Brandübergreifens auf Nachbargebäude für den Brandschutz zu erfassen, werden Regionen je nach Bebauungsdichte in drei Zonen eingeteilt, die verschiedene Anforderungen an den Brandschutz haben:

- Fire zone: Bereiche in Stadtzentren
- Quasi fire zone: Wohngebiete in der Nähe von Stadtzentren, Handels- und Gewerbegebiete
- District (Art. 22): Stadtrand oder Ortsgebiete

Bei Gebäuden mit mehr als 13m Höhe oder 3000m² Grundfläche muss die Konstruktion als feuerbeständige Konstruktion ausgeführt sein. Dies bedeutet, dass die tragenden Teile nicht brennbar sein dürfen oder die erforderliche Brandwiderstandsdauer von 180min (im Fall von Hochhäusern) aufweisen müssen. Der Einsatz von Holz wäre daher sogar theoretisch unbegrenzt möglich. [131] [9]

9.12.1 W350

In Japan soll ein 350m hohes Holz-Stahl-Hybridgebäude realisiert werden. Geplante Fertigstellung ist im Jahr 2041. Die Konstruktion soll zu 90% aus Holz bestehen und um ein Stahlgerüst gebaut werden. Eine Kostenschätzung ergibt, dass das Projekt 4,6 Milliarden Euro kosten könnte, doppelt so viel wie ein ähnliches Bauvorhaben in konventioneller Stahl- oder Stahlbetonbauweise.

Auf einer Fläche von 455.000 m² sollen Einzelhandelsflächen, Büros, ein Hotel und Wohnungen entstehen. Dafür werden 185.000 m³ Holz benötigt. Das Tragwerk besteht aus BSH-Stützen und Balken und wird zur seitlichen Aussteifung unterstützt durch diagonale Stahlstreben mit integrierter Dämpfung (siehe **Abbildung 9.32**). Die gesamte Innenarchitektur soll ebenfalls aus Holz sein, um eine gemütliche Atmosphäre zu schaffen. Um einen Feuerwiderstand von 180min zu erreichen wird das Holz überdimensioniert und behandelt. [132]



Abbildung 9.31: Animation des W350 [132]

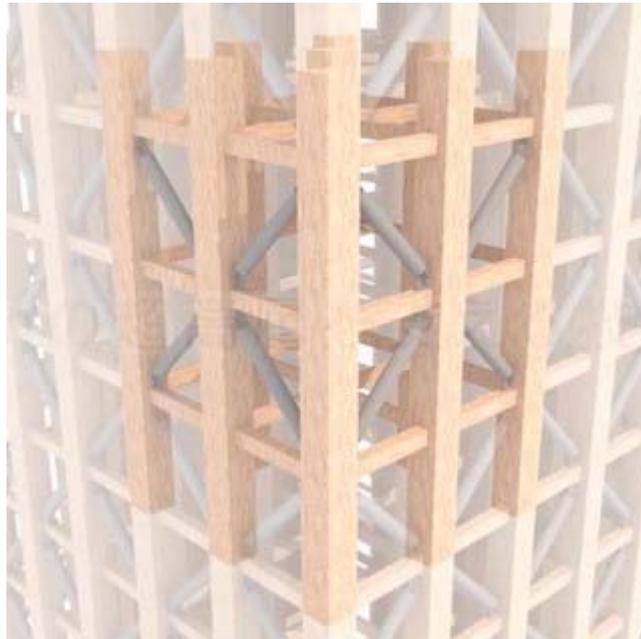


Abbildung 9.32: Aussteifungssystem mit diagonal angeordneten gedämpften Stahlrohren [133]

9.13 Überblick

Tabelle 9.1 zeigt einen Überblick über die zuvor beschriebenen Vorschriften für Hochhäuser. bis **Tabelle 9.2**: Überblick über gebaute Holzhochhäuser Teil 1 bis **Tabelle 9.4**: Überblick über gebaute Holzhochhäuser Teil 3 zeigen einen Vergleich der bereits gebauten Holzhochhäuser. In **Abbildung 9.33** und **Abbildung 9.34** werden noch die Kosten pro m² Bruttogeschossfläche in Abhängigkeit der Bauweise und der Gebäudehöhe, sowie das verbaute Holzvolumen pro m² Bruttogeschossfläche, abhängig von der Gebäudehöhe verglichen.

Tabelle 9.1: Überblick der Brandschutzvorschriften

Land	Gebäudehöhe/ -Klasse/ Anzahl Ge- schosse	Anforderungen an tragende Bauteile und Fluchtwege
Österreich	≤6 Geschosse	R90 (Treppenhaus A2); oberstes Geschoss R60
	>6 Geschosse	R90-A2; oberstes Geschoss R60
	>90m	Brandschutzkonzept
Deutschland	≤7m	R30
	7-13m	R60, Kapselkriterium K ₂ 60
	13m-22m	R90-A2
	>22m	Brandschutzkonzept
Schweiz	<11m	R30
	11m-30m	R60; mit Sprinklervollschutz R30
	30-100m	R60 mit Sprinklervollschutz; lineare Bauteile: normal brennbar flächige Bauteile: schwer brennbar
Großbritannien	≤5m	R30
	6-18m	R60
	18-30m	R90; mit Sprinklervollschutz R60 (außer Wohngebäude)
	>30m	R120 und Sprinklervollschutz
Kanada	≤6 Geschosse	Holzbau mit Sprinkleranlage, unterschiedliche Anforderungen in den Provinzen
Italien	12-32m	R60
	32-80m	R90
	>80m	R120
Frankreich	<28m	R60
	28-50m	R90
Schweden	≤4 Geschosse	R60
	5-15 Geschosse	R90
	>15 Geschosse	Brandschutzkonzept
Finnland	≤2 Geschosse	R30
	3-8 Geschosse	R60; Kapselung K ₂ 10/K ₂ 30; Sprinkleranlage erforderlich
	>8 Geschosse	R120; Brandschutzkonzept erforderlich
Norwegen	≤2 Geschosse	R30
	3-4 Geschosse	R60
	>4 Geschosse	R90-A2; Brandschutzkonzept erforderlich
Australien	≤2 Geschosse	R30
	3-4 Geschosse	R60
	>4 Geschosse	R90-A2; Brandschutzkonzept erforderlich
USA	max. 6 Geschosse	Mit Massivholz und Sprinkleranlage
Japan	> 4 Geschosse	R 180

Zur technischen und ressourceneffizienten Umsetzung von Holzhochhäusern

Tabelle 9.2: Überblick über gebaute Holzhochhäuser Teil 1 [134] [27] [135] [136] [137] [138] [139] [140]

	Österreich		Schweiz	Großbritannien	
	Hoho Wien	Life Cycle Tower One	Suurstoffi 22	Dalstone Lane	Murray Grove
Fertigstellung	in Bau; Fertigstellung Anfang 2019 erwartet	2012	in Bau; Fertigstellung Anfang 2019 erwartet	2017	2008
Bauzeit	ca. 2 Jahre	ca. 1 Jahr	ca. 3 Jahre	18 Monate	18 Monate
Verwendungszweck	Wohn- und Bürogebäude, Hotel und Freizeiteinrichtungen (zB Fitness, Wellness)	Wohn- und Bürogebäude und Hotel	Wohn- und Bürogebäude und Freizeiteinrichtungen	Wohn- und Bürogebäude und Verkaufsflächen	Wohngebäude
Höhe	84 m	27 m	36 m	33 m	29,5 m
Geschossanzahl	24 Geschosse	8 Geschosse	10 Geschosse	10 Geschosse	8 Geschosse
Bauweise	Hybridbauweise	Hybridbauweise	Hybridbauweise	Brettspertholz	Brettspertholz
Decken	HBV-Decken	HBV-Decken mit 8,1 m Spannweite	HBV-Decken	Brettspertholzdecken	Brettspertholzdecken
Aussteifung	Stahlbetonkern und HBV-Decken mit Ringanker	Stahlbetonkern und zu Scheiben verschraubte HBV-Decken	Stahlbetonkern und Scheibenwirkung der HBV-Decken	Scheibenwirkung der Brettspertholzwände und Decken	Scheibenwirkung der Brettspertholzwände und Decken
Baukosten (rund)	EUR 65 Mio	EUR 4,5 Mio	SRF 55 Mio (rund EUR 49 Mio, Stichtag 24.1.2019)	EUR 28 Mio	EUR 3,75 Mio
Bruttogeschossfläche	25.000 m ²	2 319 m ²	17.900 m ²	16.000 m ²	2 500 m ²
Baukosten pro m²BGF (ca.)	2 600 EUR/m ²	1 940 EUR/m ²	2 737 EUR/m ²	1 750 EUR/m ²	1 500 EUR/m ²
verbaute Holzmenge	3.600 m ³	1.030 m ³	1 300 m ³	4.400 m ³	950 m ³
Besondere Brandschutzmaßnahmen	kleine Brandabschnitte; 2 Sicherheitstreppehäuser aus Stahlbeton REI 90 A2; Feuerwehraufzug; Sicherheitsbeleuchtungen in allen Fluchtwegen; Sicherheitsstromversorgung; Wärmeschutz hitzeempfindlicher Bauteile; Brandschutzverkleidung oder Überdimensionierung tragender Holzbauteile; Verwendung nichtbrennbarer Baustoffe zB an Fassaden,	Stiegenhaus erfüllt den Brandschutz von REI 90 und A2; nicht brennbare Trennung der Geschosse durch HBV-Decken; Fassade besteht aus Aluminiumplatten	Treppenhäuser und Erdgeschoss aus Stahlbeton	Überdimensionierung der Brettspertholzelemente und Verkleidung mit GKF für 120 min Feuerwiderstand. Zusätzlich Sprinkleranlage	Überdimensionierung der Brettspertholzelemente für REI 120 im Stiegenhaus und REI 90 für sonstige tragende Bauteile. Abgehängte Decken aus Gipskarton und Mineralwolle. Fassade aus Faserzementplatten und Polyurethanschaum. Wände wurden für mit Winkel aufgehängt um einen Ausfall einer Wand kompensieren zu können. Zusätzlich Sprinkleranlage

Zur technischen und ressourceneffizienten Umsetzung von Holzhochhäusern

Tabelle 9.3: Überblick über gebaute Holzhochhäuser Teil 2 [134] [27] [141] [135] [136] [137] [138] [139] [140]

	Kanada			Italien	Schweden	Finnland
	Brock Commons UBC-Tall Wood Building	Wood Innovation and Design Centre	Origine	Via Cenni	Strandparken Hus B	Puukuoka Housing Block
Fertigstellung	2017	2014	2017	2013	2013	1. Haus wurde im Jahr 2015, das 2. Haus im Jahr 2017 und das 3. Haus im Jahr 2018 fertiggestellt
Bauzeit	593 Tage	16 Monate	16 Monate	15 Monate	-	6 Monate je Gebäude
Verwendungszweck	Studentenwohnheim	Universität	Wohngebäude	Wohn- und Bürogebäude und Verkaufsflächen	Wohngebäude	Wohngebäude
Höhe	55 m	28 m	41 m	27 m	-	-
Geschossanzahl	18 Geschosse	6 Geschosse	13 Geschosse	9 Geschosse	8 Geschosse	6 bis 8 Geschosse
Bauweise	Hybridbauweise	Skelettbauweise mit Brettsperrholz-Kern	Brettsperrholz	Brettsperrholz	Brettsperrholz	Brettsperrholz
Decken	Brettsperrholzdecken	Brettsperrholzdecken	Brettsperrholzdecken	Brettsperrholzdecken	Brettsperrholzdecken	Brettsperrholzdecken
Aussteifung	Stahlbetonkern und Scheibenwirkung der CLT-Decken	Aussteifung über Brettsperrholz-Kern	Scheibenwirkung der Brettsperrholzwände und -Decken	Scheibenwirkung der Brettsperrholzwände und -Decken	Scheibenwirkung der Brettsperrholzwände und -Decken	Scheibenwirkung der Brettsperrholzwände und -Decken
Baukosten (rund)	USD 51,5 Mio (rund EUR 45,3 Mio, Stichtag 24.1.2019)	USD 19 Mio (rund EUR 16,7 Mio, Stichtag 24.1.2019)	USD 30 Mio (rund EUR 26,4 Mio, Stichtag 24.1.2019)	EUR 18 Mio	-	EUR 34 Mio
Bruttogeschossfläche	15 120 m ²	4.795 m ²	11.500 m ²	9.300 m ²	4.060 m ²	5.334 m ² + 4.796 m ² + 3.695 m ²
Baukosten pro m²BGF (ca.)	2 996 EUR/m ²	3 483 EUR/m ²	2 296 EUR/m ²	1 935 EUR/m ²	-	2 400 EUR/m ²
verbaute Holzmenge	2233 m ³	1700 m ³	3111 m ³	6.100 m ³	1.000 m ³	1700 m ³ für Haus 1 mit 8 Geschossen
Besondere Brandschutzmaßnahmen	Verkleidung durch Gipskartonplatten (Dimensionierung für 2 h Brandwiderstand); Installation einer Notwasser- und Notstromversorgung und Sprinkleranlage	Sondergenehmigung Überdimensionierung und Brandschutzbeschichtung. Sprinkleranlage und Rauchmelder	Verkleidung CLT-Wände mit Gipskarton; Einbau einer Sprinkleranlage; Stahlverbindungen wurden im Holz verborgen	2-lagige Verkleidung der BSP-Elemente mit GKF-Platten	Einbau einer Sprinkleranlage; Behandlung des Holzes mit Brandschutzanstrichen	Verkleidung der Wände im Treppenhaus mit Gipsplatten

Zur technischen und ressourceneffizienten Umsetzung von Holzhochhäusern

Tabelle 9.4: Überblick über gebaute Holzhochhäuser Teil 3 [134] [27] [141] [135] [136] [137] [138] [139] [140]

	Norwegen		Australien		USA	Japan
	The Treet	Mjostarnet	Forté Living Tower	25 King	Framework	W350
Fertigstellung	2015	in Bau (Fertigstellung 03/2019 erwartet)	2012	2018	2018	2041
Bauzeit	ca. 2 Jahre	-	6 Monate	15 Monate	-	-
Verwendungszweck	Wohngebäude	Wohn- und Bürogebäude und Hotel	-	Bürogebäude mit Verkaufsflächen (inkl. Restaurants)	Wohn- und Bürogebäude, Verkaufsflächen	Wohn- und Bürogebäude, Verkaufsflächen und Hotel
Höhe	51 m	85 m	32 m	47 m	45 m	350 m
Geschossanzahl	14 Geschosse	19 Geschosse	10 Geschosse	10 Geschosse	12 Geschosse	-
Bauweise	Skelettbauweise mit CLT-Kern und CLT- Raummodulen	Skelettbauweise mit CLT-Kern	Brettspertholz	Skelettbauweise mit Brettspertholzkern	Brettschichtholz- Skelettbauweise	Holz-Stahl- Hybridbauweise
Decken	Brettspertholzdecken in den Raummodulen, Stahlbetondecken in den "Supergeschossen"	Kerto-Ripa-Holzrippendecken mit 7,5m Spannweite	Brettspertholzdecken	Brettspertholzdecken	Brettspertholzdecken	
Aussteifung	BSH-Fachwerke in der Fassadenebene mit zusätzlichen Outriggergeschossen	Fachwerkstreben in der Fassadenebene aus GL 30h	Scheibenwirkung der Brettspertholzwände und -Decken	Druckstreben aus BSH in der Fassadenebene	Vorgespannter Brettspertholzkern	Diagonale Stahlstreben mit integrierter Dämpfung
Baukosten (rund)	-	EUR 51,5 Mio	EUR 8,8 Mio	-	USD 34 Mio (rund EUR 30 Mio, Stichtag 24.1.2019)	EUR 4,6 Mrd
Bruttogeschossfläche	5830m ² NGF ≈ca. 6700 m ² BGF	11 300 m ²	-	15.000 m ²	8.000 m ²	455.000 m ²
Baukosten pro m²BGF (ca.)	-	4 500 EUR/m ²	-	-	3 750 EUR/m ²	-
verbaute Holzmenge	3.000 m ³	2.850 m ³	485t~1.280 m ³	6.240 m ³	-	185.000 m ³
Besondere Brandschutzmaßnahmen	Überdimensionierung der Brettschichtholzelemente und Brettspertholzmodule und Bemessung auf Abbrand, um an den primären Tragwerk 90 min und an dem sekundären Tragwerk 60 m Brandwiderstand zu erfüllen; Einbau einer Springkieranlage; feuerfeste Holzanstriche	Haupttragssystem weist einen Feuerwiderstand von 120 min auf, das Sekundärtragssystem 90 min; Überdimensionierung der Querschnitte und Bemessung auf Abbrand; Beschichtung der sichtbaren CLT Wände mit Brandschutzanstrich; Verkleidung der CLT-Wände im Stiegenhaus mit Gipskarton; die Stahlverbindungselemente sind mehr als 85 mm in das Holz eingebettet	Überdimensionierung der tragenden Elemente; Verkleidung mit GKF- Platten,Reserven in der Globalen Tragfähigkeit wurden eingeplant, Einbau einer Sprinkleranlage	Überdimensionierung der tragenden Elemente; Einbau einer Sprinkleranlage	Überdimensionierung der tragenden Elemente; Durchführung von Brandtests mit CLT-Platten und Brettschichtholzträgern; Einbau einer Sprinkleranlage	Überdimensionierung und Behandlung der tragenden Elemente für R180

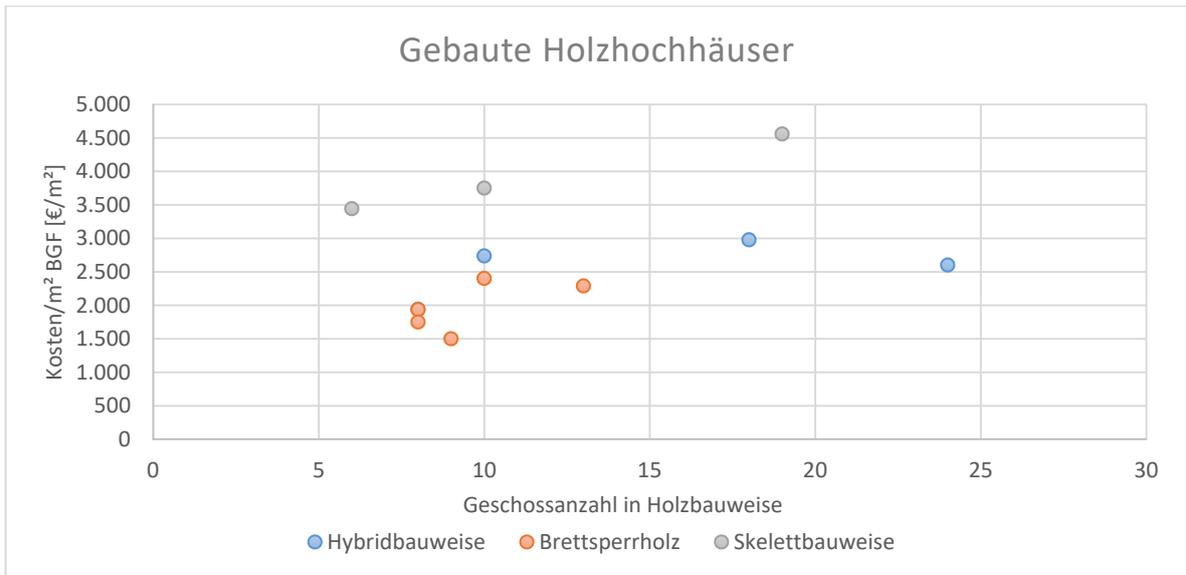


Abbildung 9.33: Vergleich der Kosten/m²BGF in[€/m²] in Abhängigkeit der Bauweise und der Geschossanzahl

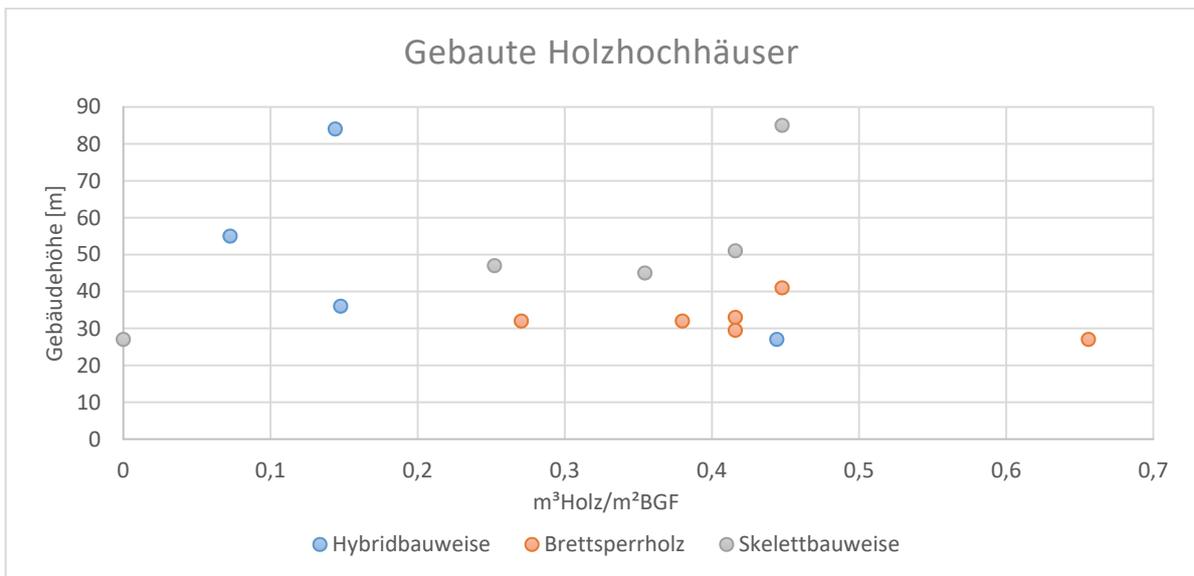


Abbildung 9.34: Vergleich der verbrauchten Holzmenge in m³ je m²BGF abhängig von der Gebäudehöhe und der Bauweise.

Der Vergleich der Hochhäuser in **Abbildung 9.33** und **Abbildung 9.34** zeigt, dass durch die verschiedene Nutzung und die verschiedenen Grundrissgestaltung, wie zu erwarten keine generelle Aussage bezüglich der verbauten Holzmenge in Abhängigkeit der Gebäudehöhe getätigt werden kann. Bei den Kosten je m² BGF sieht man zwar, dass diese mit der Gebäudehöhe steigen, jedoch sind hier auch noch Ungenauigkeiten bezüglich der Nutzung und der Preisgestaltung der verschiedenen Länder enthalten. Für genauere Aussagen müsste es daher mehrere Vergleichsobjekte in einem Land, mit der gleichen Nutzung und der gleichen Bauweise geben. Zu erkennen ist jedoch, dass die geringsten Kosten je m² BGF für die Brettsperrholzbauweise anfallen und die höchsten Kosten für die Skelettbauweise. Der Holzverbrauch ist logischerweise bei der Hybridbauweise am niedrigsten, hier müsste noch der Betoneinsatz mitberücksichtigt werden. Die Brettsperrholzbauweise benötigt das größte Holzvolumen je m²/BGF in Abhängigkeit der Geschosshöhe.

10 Vergleich der Holzbauweisen an einem Hochhaustragwerk

Es werden 4 Holzbauweisen an einem Hochhaustragwerk mit gleichem Grundriss untersucht bezüglich Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Erdbeben. Anschließend werden die Ergebnisse der Gebäudetypen analysiert und der erforderliche Materialeinsatz verglichen.

Die Nutzung wird als Bürogebäude geplant, wodurch auch höhere Nutzlasten als bei Wohnhäusern angesetzt werden müssen. Beim Entwurf des Hochhauses wird als Standort der 10. Bezirk in Wien gewählt. Das Erdgeschoss wird in Massivbauweise geplant, um die Lasten kompakt in den Grund einzuleiten und die Holzkonstruktion von der Bodenfeuchte und eventuellem Spritzwasser fern zu halten. Auch aus Brandschutzgründen ist es von Vorteil, wenn das Erdgeschoss aus Stahlbeton errichtet und nicht brennbar ist. Dadurch wird der Zugang zum Gebäude im Brandfall von der Rettungsmannschaft erleichtert. Da es rein um den Vergleich der Holzkonstruktion geht und bei allen vier Typen das Erdgeschoss aus Stahlbeton sein soll, wird als Vereinfachung das Erdgeschoss als starr angenommen und im Modell nicht berücksichtigt.

Als Höhe für das fiktive Gebäude wird die Referenzhöhe des höchsten Baumes der Welt genommen. Der aktuell höchste Baum der Welt ist ein Küstenmammutbaum im Redwood Forrest in Californien und ist 115,72 m hoch und wurde nach einer Gestalt der griechischen Mythologie, „Hyperion“ benannt. [142] Es werden daher 33 Geschosse mit 3,5 m Geschosshöhe in Holzbauweise auf einem Geschoss aus Stahlbeton mit 4,5 m Geschosshöhe untersucht. Das Gebäude hat somit eine Höhe von 120 m. Bezüglich der Brandschutzforderung „nicht brennbar“ in der OIB Richtlinie 2 [59] für Gebäude über 22m Höhe macht es zwar Sinn, das Stiegenhaus in Stahlbetonbauweise zu errichten, es wäre jedoch auch interessant, wie wirtschaftlich eine reine Holzbauweise wäre. Deshalb wird beim Tragwerk des Types 2 die Aussteifung über ein Fachwerk in der Fassadenebene wie beim Mjostarnet (siehe **Abbildung 5.6**) oder Trehus Gebäude (**Abbildung 9.22**) betrachtet. Am Typ 3 wird ebenfalls eine Aussteifung in der Fassadenebene untersucht. Es wird statt vertikalen Stützen ein Netz aus Holzdiagonalen in der Fassade untersucht, welche zusätzlich zur horizontalen Aussteifung auch die vertikale Aussteifung übernimmt (wurde auch im Endbericht des Projektes Acht+ [143] vorgeschlagen). Beim Typ 4 wird ein Gebäude komplett mit Brettsperrholzwänden untersucht.

10.1 Grundriss des Beispielgebäudes

Wie schon unter Punkt 3 beschrieben wurde, hat der Grundriss einen entscheidenden Einfluss auf das Tragsystem. Es gibt unendlich viele Möglichkeiten der Grundrissgestaltung. Zur Vergleichbarkeit mit einem bestehenden Gebäude wird der Grundriss dem Grundriss des Life Cycle Towers, wie in [144] angepasst. Dabei befindet sich der tragende Kern mit zwei getrennten Stiegenhäusern und 6 Liften sowie einem Lastenaufzug in der Mitte des Gebäudes. Zur Evakuierung mobilitätsbeschränkter Personen gibt es einen Feuerwehraufzug, wobei der Schacht in EI 90 A2 ausgeführt wird. Damit ist auch im Brandfall eine rasche Evakuierung des Gebäudes möglich.

Die Büros werden rund um den Stiegenhauskern angeordnet. Aus Gründen der Transportierbarkeit werden die Deckenelemente auf eine Breite von 2,70 m vorgefertigt. Die Länge der Deckenelemente beträgt 8,10 m. Diese Länge lässt sich noch relativ wirtschaftlich herstellen und ermöglicht auch große Räume mit flexibler Raumeinteilung ohne zu knappe Stützenabstände. Der Stützenraster wird an die Fertigteildeckenmaße angepasst. In der Fassadenebene haben die Stützen einen Abstand von 2,70 m Achsmaß. Im Gebäudeinneren gibt es in Längsrichtung der Deckenelemente 3 Achsen im Abstand von 8,10 m. Der Grundriss hat die Gesamtmaße von 24,3 m x 37,8 m und eine Bruttogeschossfläche von 919 m² je Geschoss. In Summe ergibt das eine BGF von 919 m² x 33 Geschosse= 30300 m². **Abbildung 10.1** bis **Abbildung 10.3** zeigt die Grundrisse der Tragwerkstypen.

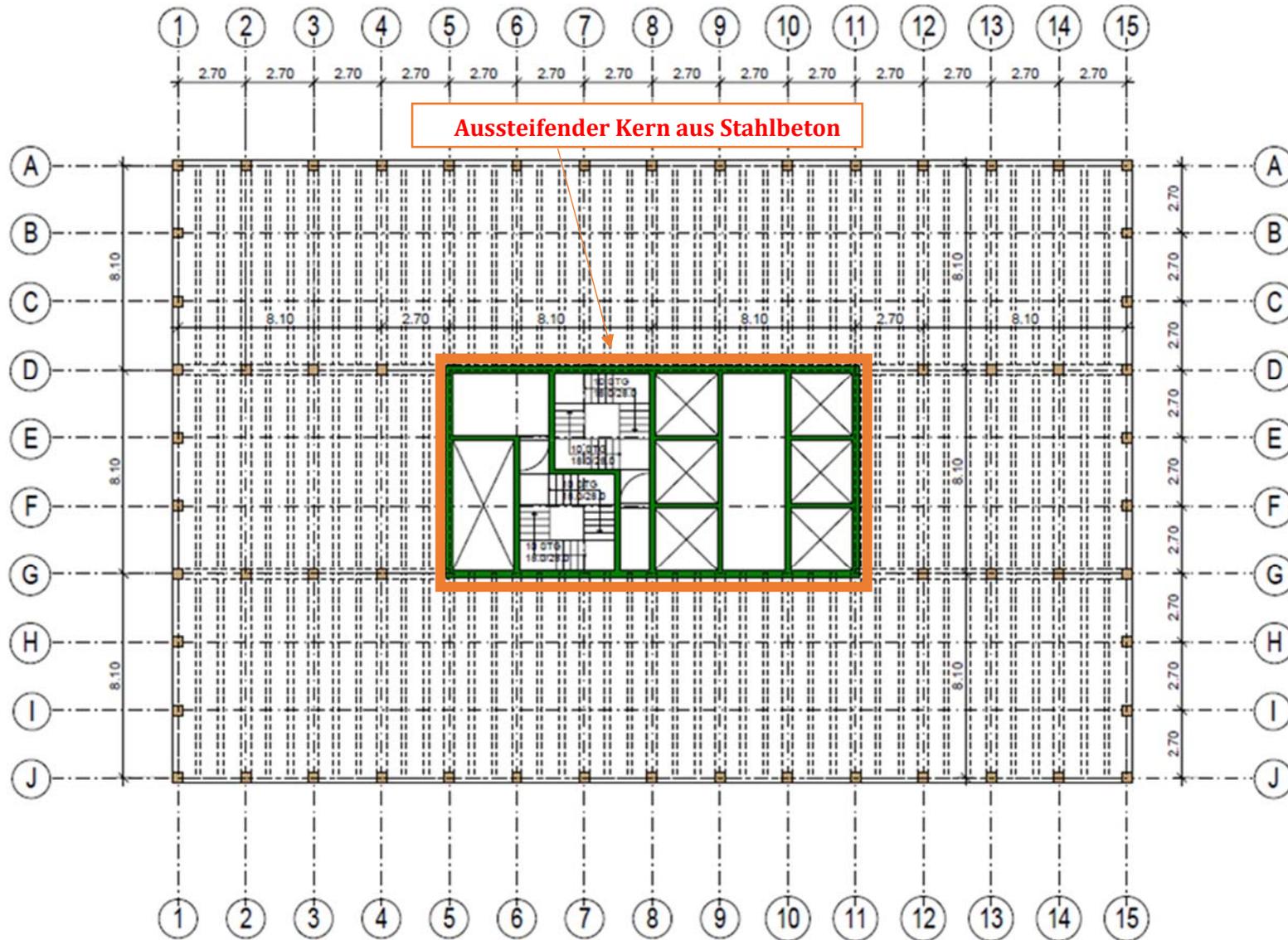


Abbildung 10.1: Grundriss Tragwerkstyp 1

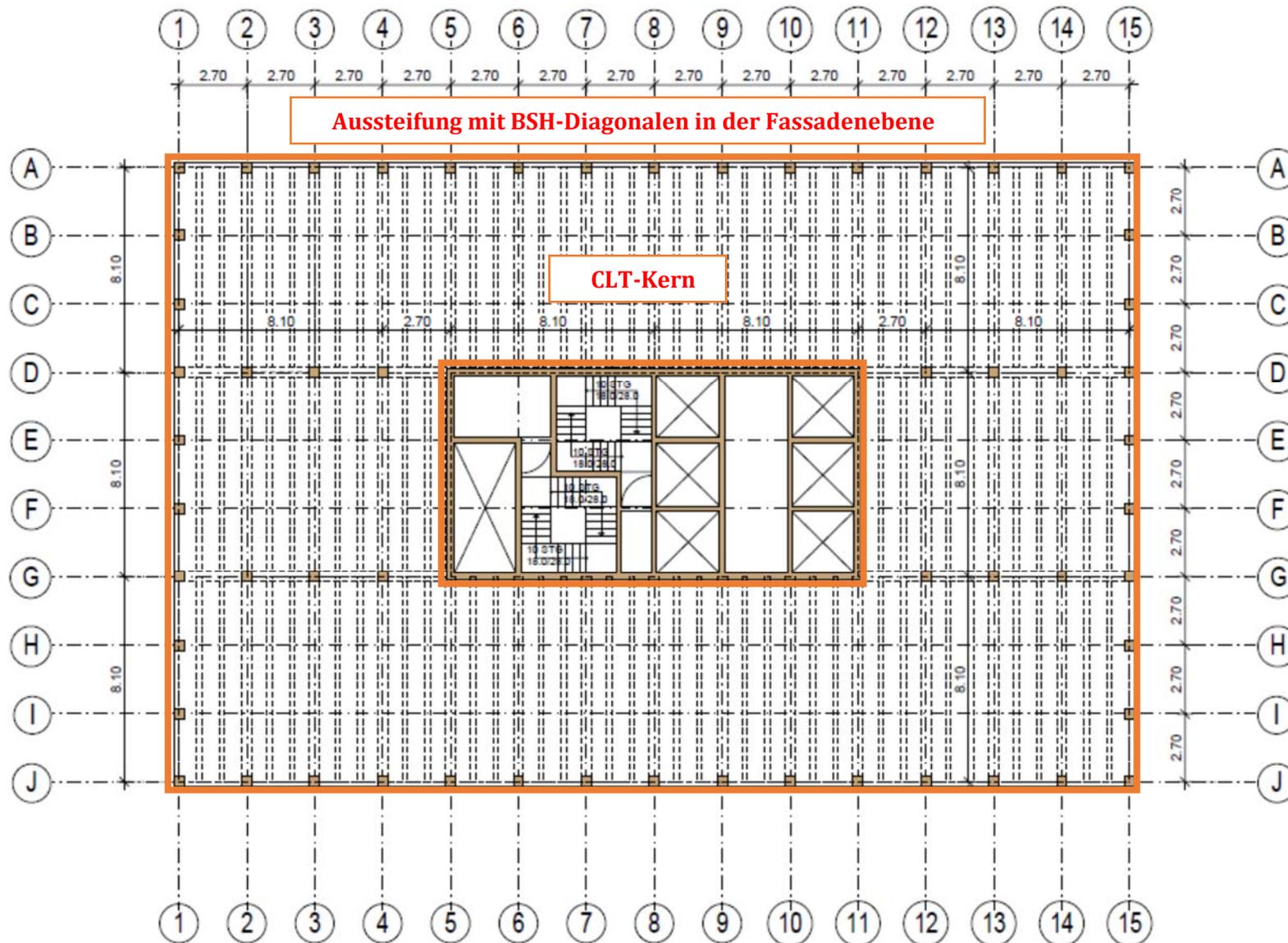


Abbildung 10.2: Grundriss Tragwerkstyp 2 und 3

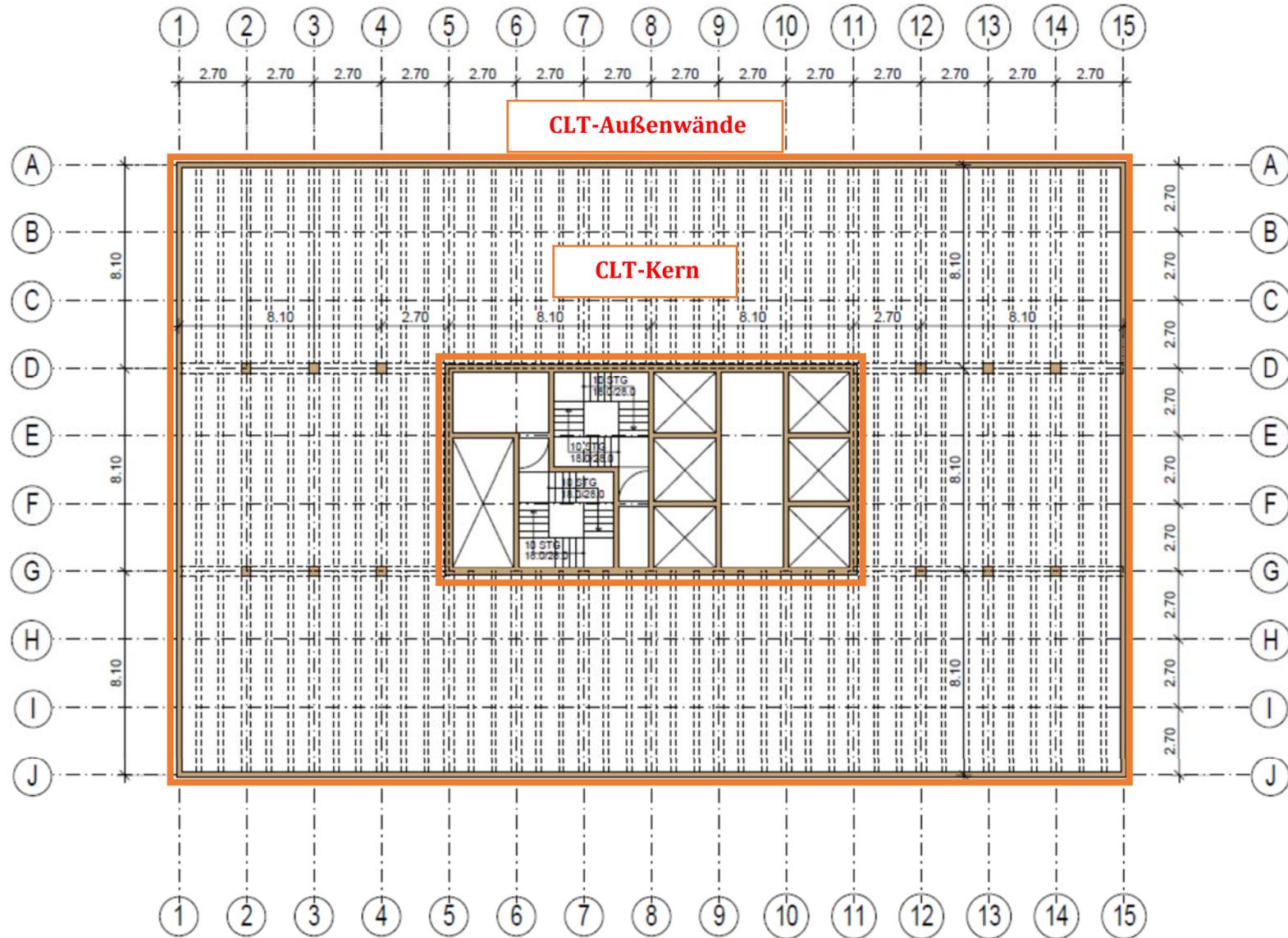


Abbildung 10.3: Grundriss Tragwerkstyp 4

10.2 Einwirkungen auf das Tragwerk

Folgend werden die Einwirkungen auf das Tragwerk beschrieben.

10.2.1 Eigengewicht [14] [145]

Das Eigengewicht der Konstruktion wird vom Programm berechnet. Die Bauteilaufbauten wurden dem Bauteilkatalog www.dataholz.com entnommen und angepasst. Die Lasten für die Decken- und Wandaufbauten werden wie folgt angenommen:

Tabelle 10.1: Lastannahme Dachaufbau

<u>Dach D-01 REI 60</u>					
	d	b	e	γ	g_K
	[cm]	[cm]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Kies	10,0			18,00	1,80 kN/m ²
Abdichtung	-				-
Gefälledämmung	20,0			0,50	0,10 kN/m ²
Dampfsperre	-				-
Dampfdruckausgleichsschicht	-				-
STB-Decke	12,0			25,00	3,00 kN/m ²
Holzträme	28,0	20,0	0,90	5,00	0,31 kN/m ²
GKF-Platten 1,5cm					0,14 kN/m ²
				$\Sigma g =$	5,35 kN/m²

Der Deckenaufbau besteht aus der HBV-Decke und einem Doppelboden als Fußboden. An der Untersicht wird die Decke mit Akkustikplatten verkleidet. In den Hohlräumen können Leitungen für die Haustechnik verlegt werden.

Tabelle 10.2: Lastannahme Deckenaufbau

<u>Decke F-01 REI 90-A2</u>					
	d	b	e	γ	g_K
	[cm]	[cm]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Doppelboden					0,32 kN/m ²
STB-Decke	12,0			25,00	3,00 kN/m ²
Holzträme	28,0	20,0	0,90	5,00	0,31 kN/m ²
GKF-Platten 1,5cm					0,14 kN/m ²
				$\Sigma g =$	3,77 kN/m²

Treppe REI 90-A2:

Steigungsverhältnis $h/b=$	h[m]	b[m]		$\alpha=$	31,9 °
	17,4	27,9			
	d	b	e	γ	g_K
	[cm]	[cm]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Treppenlauf	16,0			25,00	4,00 kN/m ²
Stufenkerne:	8,7			25,00	2,18 kN/m ²
				$\Sigma g =$	6,18 kN/m²
Belag	1,0			28,00	0,28 kN/m ²
				$\Sigma g =$	6,36 kN/m²
Podest	20,0			25,00	5,00 kN/m ²
Belag	1,0			28,00	0,28 kN/m ²
				$\Sigma g =$	5,28 kN/m²

Als Außenwand wird zwischen den Holzstützen eine Holzriegelwand mit Aluminiumfassade als Fertigteil eingebaut. Die Wand ist mit Gipskartonplatten an der Innenseite nicht brennbar verkleidet. An der Außenseite sollen nicht brennbare Mineralwolle Putzträger unter einer Alu-

Zur technischen und ressourceneffizienten Umsetzung von Holzhochhäusern

minium-Fassade angebracht werden, um die Brandweiterleitung zwischen den Geschossen zu vermeiden. Beim Typ 4 wird als Außenwand statt der Holzriegelwand eine Brettsperrholzwand gerechnet. Die Innenwände im Stiegenhaus sind beim Typ 1 aus Stahlbeton und bei den anderen Typen aus mit Gipskartonplatten verkleideten Brettsperrholz.

Tabelle 10.3: Lastannahme Wandaufbauten

Wand W-01 nichttragende Außenwand Holzriegelwand EI90 Typ 1-2

	d	b	e	γ	g_k	
	[cm]	[cm]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	
Aluminium-Verbundplatte auf Distanzhalter					0,10	kN/m ²
Mineralwolle PT	10,0			0,50	0,05	kN/m ²
OSB-Platte	1,8			5,50	0,10	kN/m ²
Holzriegelwand 5/20	20,0	5,0	0,63	5,50	0,09	kN/m ²
dazw.Mineralwolle	20,0			0,50	0,10	kN/m ²
Dampfbremse $s_d \geq 14m$						kN/m ²
Installationsebene	3,0	5,0	0,63	5,50	0,01	kN/m ²
GKF-Platten 2x1,5cm		5,0	0,63	5,50	0,00	kN/m ²
				$\Sigma g =$	0,44	kN/m²

Wand W-01 tragende Außenwand Brettsperrholzwand REI90 Typ 4

	d	b	e	γ	g_k	
	[cm]	[cm]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	
Aluminium-Verbundplatte auf Distanzhalter					0,10	kN/m ²
Mineralwolle PT	20,0			0,50	0,05	kN/m ²
Brettsperrholzwand	Eigengewicht wird vom Programm ermittelt					kN/m ²
GKF-Platten 2x1,5cm	3,0			10,00	0,30	kN/m ²
				$\Sigma g =$	0,75	kN/m²

Wand W-02a tragende STB-Innenwand REI90-A2 Typ 1 und Typ 2a

	d	b	e	γ	g_k	
	[cm]	[cm]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	
Silikatputz	0,5			20,00	0,10	kN/m ²
Stahlbetonwand	Eigengewicht wird vom Programm ermittelt					kN/m ²
Silikatputz	0,5			20,00	0,10	kN/m ²
				$\Sigma g =$	0,20	kN/m²

Wand W-02b tragende Innenwand Brettsperrholz REI90 Typ 2b bis Typ 4

	d	b	e	γ	g_k	
	[cm]	[cm]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	
GKF-Platten 2x1,5cm	3,0			10,00	0,30	kN/m ²
Brettsperrholzwand	Eigengewicht wird vom Programm ermittelt					kN/m ²
GKF-Platten 2x1,5cm	3,0			10,00	0,30	kN/m ²
				$\Sigma g =$	0,60	kN/m²

10.2.2 Nutzlasten [14]

Die Nutzlasten werden je Geschoss feldweise an den Decken laut Eurocode 1991-1-1 Tabelle 1 Kategorie B2 für Büroräume in Bürogebäuden mit 3 kN/m² und 0,8 kN/m² als Zwischenwandzuschlag schachbrettartig angesetzt. Als Nutzlast für Zugangsflächen und Treppen in Bürogebäuden sind laut Kategorie C3.1 4 kN/m² anzusetzen.

Da nicht alle Geschosse und die gesamte Fläche je Geschoss gleichzeitig mit 4 kN/m^2 belastet sein wird, darf nach EN 1991-1-1 Abschnitt 6.3.1.2 (10) die Nutzlast bei mehreren Geschossen mit dem Beiwert α_n und bei großen Flächen mit α_A für die Bemessung der Stützen abgemindert werden. Die Beiwerte dürfen jedoch nicht gleichzeitig angesetzt werden.

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \psi_0}{n} \quad (41)$$

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1 \quad (42)$$

Dabei ist A_0 die Referenzfläche von 10 m^2 ; A ist die Geschossfläche; n ist die Anzahl der Geschosse und ψ_0 ist der Kombinationsbeiwert nach Tabelle A1.1 in der EN 1990 [10] und ist für Bürogebäude mit 0,7 angegeben.

10.2.3 Wind [12]

- **Quasistatische Windbelastung**

Für den Standort Wien 10. Bezirk ist laut Eurocode 1991-1-4 [12] mit nationalem Anhang [146] eine Basiswindgeschwindigkeit von 27 m/s und ein Basiswindgeschwindigkeitsdruck von $0,46 \text{ kN/m}^2$ anzusetzen. Beim Standort in Wien wird die Geländekategorie IV angenommen. Da das Gebäude symmetrisch ist, werden nur die +X-Richtung und die +Y Richtung betrachtet, um nicht zu viele Lastkombinationen zu erhalten. **Abbildung 10.4** zeigt die Windlasten, die auf das Tragwerk angesetzt werden.

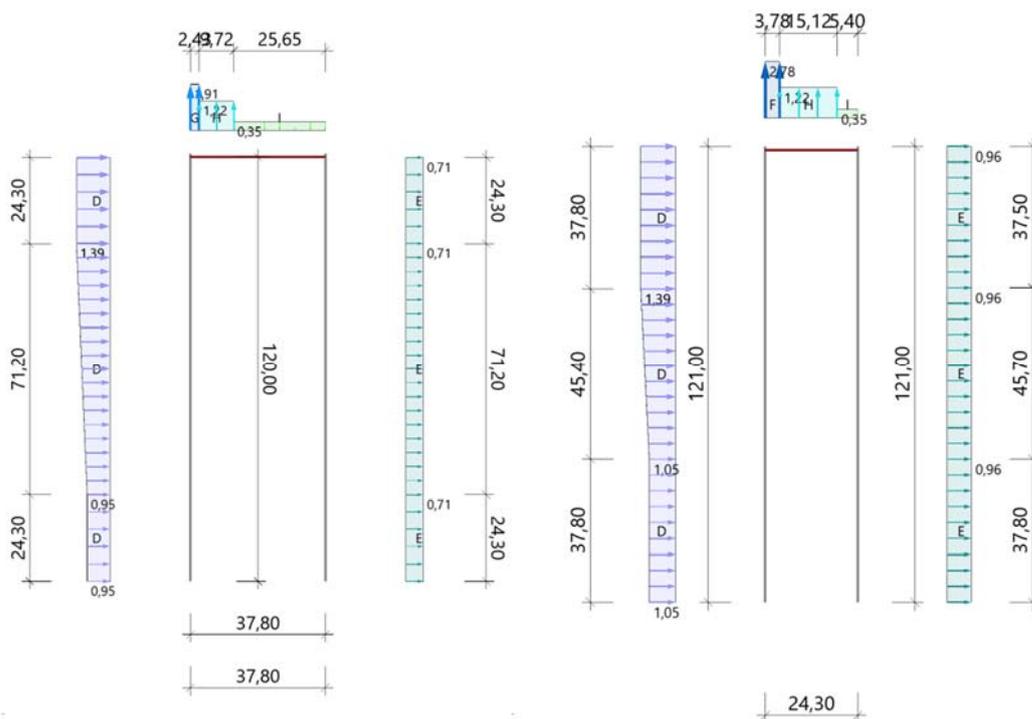


Abbildung 10.4 links: Windbelastung in +X-Richtung; rechts: Windbelastung in +Y-Richtung

- **Dynamische Windbelastung:**

Laut EN 1991-1-4 Anhang E Punkt 1.2 (1) müssen wirbelerregte Querschwingungen nur berücksichtigt werden, wenn das Verhältnis Länge zu Breite des Grundrisses den Wert 6 überschreitet. In dem Rechteckigen Grundriss beträgt das Verhältnis $L:B= 37,8:24,3= 1,55 \text{ m}$. Daher müssen wirbelerregte Querschwingungen nicht berücksichtigt werden. Für das Auftreten von Galloping wäre eine Sonderuntersuchung notwendig. Interferenzgalloping tritt nur bei Reihen-

oder Gruppenanordnung auf und Flattern und Divergenz ist nur bei Tafeln und Platten möglich. Deshalb werden in dieser Arbeit dynamische Windbelastungen nicht berücksichtigt.

Das Gebäude wird so konstruiert, dass die kleinste Eigenfrequenz f_1 die Bedingung für die Grundeigenfrequenz n_1 laut EN 1994-1-4 [12] Anhang F Formel F.2 erfüllt:

$$f_1 \geq n_1 = \frac{46}{H} \quad (43)$$

Dabei ist H die Gebäudehöhe. In dem Beispielprojekt mit 120 m Höhe ist daher eine Eigenfrequenz von mindestens 0,383 Hz einzuhalten.

10.2.4 Schnee

Für den Standort in 1100 Wien ist laut ÖNORM EN 1991-1-3 [22] und nationalem Anhang [147] eine Bodenschneelast von $1,40 \text{ kN/m}^2$ anzusetzen. Die Schneelast am Dach ergibt sich daher durch Multiplikation mit $\mu=0,8$ zu $1,12 \text{ kN/m}^2$

10.2.5 Erdbeben (Eurocode 8)

Die dynamische Analyse erfolgt mit dem Zusatzmodul RF Dynam Pro in dem Statikprogramm Dlubal RFEM für die außergewöhnliche Einwirkungskombination.

Aus den im Anhang A der ÖNORM B 1998-1-1 [15] befindlichen Karten ist ersichtlich, dass der gewählte Standort in Wien in der Erdbebenzone 3 liegt und eine Referenzbodenbeschleunigung von $a_{gR} = 0,80 \text{ m/s}^2$ gewählt wird. Hochhäuser fallen in die Bedeutungskategorie III und als Bodenklasse wird Bodenklasse B angenommen.

Für den Typ 1 mit Betonkern wird ein Verhaltensbeiwert von $q=2,0$ laut EN 1998-1-1 [13] Abschnitt 5.2.2.1 und Tabelle 5.1 angenommen. Für den Typ 2 und Typ 3 wird laut EN 1998-1-1 [13] Abschnitt 8 Tabelle 8.1 ebenfalls ein Verhaltensbeiwert von $q=2,0$ für Fachwerke mit Bolzenverbindungen angenommen.

Dadurch ergibt sich folgendes Antwortspektrum für die Gebäudetypen 1-3 mit dem Verhaltensbeiwert $q=2,0$:

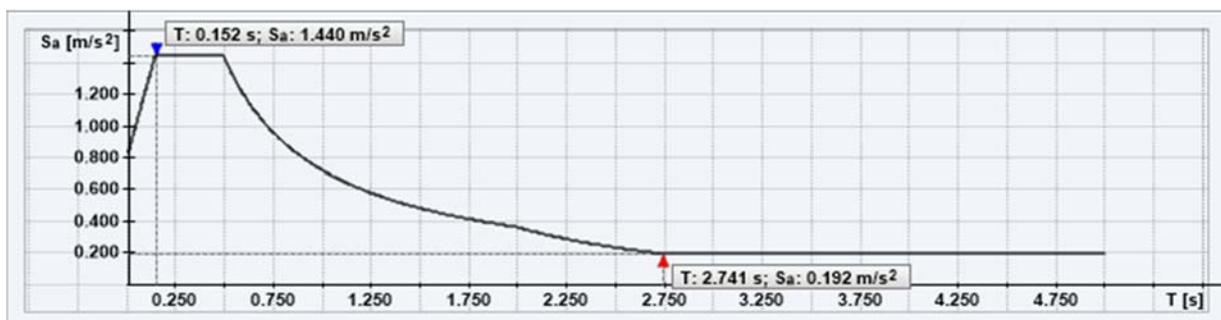


Abbildung 10.5: Antwortspektrum für die Gebäudetypen 1-3 mit $q=2,0$ für den Standort in 1100 Wien Bodenklasse B und Bedeutungskategorie III

Für den Gebäudetyp 4 aus Brettsper Holz kann laut [148] ein Verhaltensbeiwert von $q=3,0$ angenommen werden. Damit sieht das Antwortspektrum wie folgt aus:

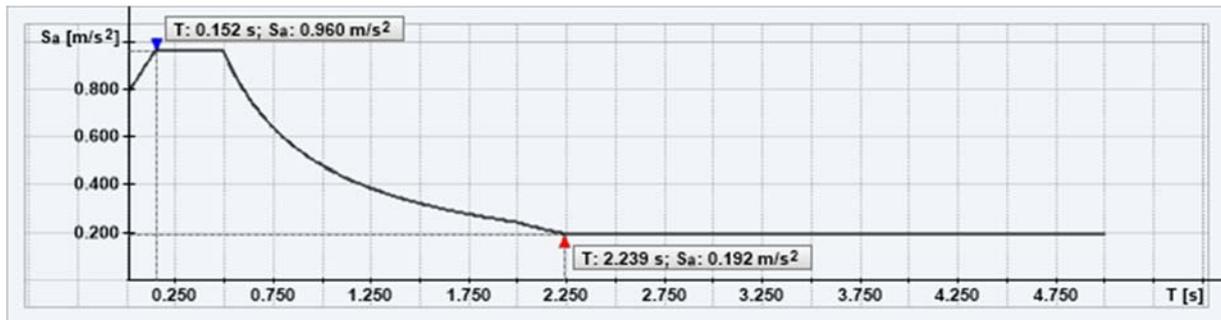


Abbildung 10.6: Antwortspektrum für Typ 4 mit $q=3,0$ für den Standort in 1100 Wien Bodenklasse B und Bedeutungskategorie III

10.2.6 Imperfektionen (Eurocode 5)

Als Imperfektionen werden auf alle vertikalen Stäbe Stabverdrehungen von φ $0,005 \cdot (5/h)^{0,5} = 1/991$ und Stabvorkrümmungen von $e=L/400$ laut EN 1995 Abschnitt angesetzt.

10.3 Modellierung des Gebäudes im FE Programm

Da die Berechnung der Steifigkeiten der Verbindungen iterativ erfolgen muss und sehr aufwendig ist, wird bei der Berechnung der Einfluss der Verbindungsmittel in den Anschlüssen vernachlässigt. Die Anschlüsse werden alle gelenkig gerechnet und es werden keine Momente in den Anschlüssen übertragen. Das Erdgeschoss und Untergeschoss wird von der Berechnung ausgenommen, da es keinen Einfluss auf die Berechnung der Holzstruktur hat. Unter dem ersten Geschoss wird daher eine Bodenplatte mit 3,0 m Stärke und einem Bettungsmodul des Bodens von 60000 MN/m^2 modelliert. Dadurch erhöhen sich die Verformungen und die Eigenperioden des Gebäudes im Vergleich zu einer starren Berechnung mit festen Linien- und Knotenlagern. Um die Modelle nicht zu überladen und lange Rechenzeiten zu vermeiden, wird zuerst die Decke unabhängig vom restlichen Modell bemessen. In den Gebäudemodellen wird die Decke dann als orthotrope Platte modelliert.

Der weitere Ablauf der Bemessung im Statikprogramm erfolgt iterativ zwischen den folgenden Schritten:

1. Eingabe der Modelldaten
2. Berechnung der modalen Masse und Eigenfrequenzen
3. Berechnung GZT Erdbeben mit der Multimodalen Antwortspektrenmethode
4. Berechnung der Verformungen im GZG
5. Bemessung der Holzquerschnitte
6. Bemessung der Betonquerschnitt
7. Bemessung der CLT-Elemente

10.3.1 Tragwerk Typ 1

Als erstes wird das hybride Tragwerkssystem vom LCT One der Firma Cree gewählt, da es in Bezug auf Brandschutz, Aussteifung, Vorfertigung und Detailausbildung schon sehr durchdacht ist. Die Firma Cree ist der Meinung, dass sie mit ihrem Gebäude 30 Stockwerke und 100 m Höhe in 6 Monaten errichten könnten. [149] Die Aussteifung wird von einem massiven Stahlbetonkern übernommen. Die Stützen aus Brettschichtholz sollen im Abstand von 2,70 m die vertikalen Lasten von oben nach unten leiten. Die Stützen in der Fassadenebene müssen auch die Windkräfte aus der Fassade über Biegung in die HBV-Decken einleiten. Die Verbindung der Stützen mit den Decken wird gelenkig modelliert. Um Querpressung der Deckenträger zu vermeiden erfolgt die Weiterleitung der Kräfte über einen Betonträger am Rand der Deckenelemente wie bei den De-

ckenelementen des LCT One (siehe **Abbildung 10.8**). Die Stützen werden dabei über Stützenschuhe mit Dorn in dafür vorgesehene Aussparungen in dem Betonbalken eingebaut. **Abbildung 10.7** zeigt das Modell eines Geschosses mit dem Stiegenhaus im Zentrum, den HBV-Decken und den Stützen. Für das Brettschichtholz wird GL 28h angenommen. Für den Betonkern wird Betongüte C35/45 angenommen. Die Bemessung der Stützen erfolgt im RFEM-Zusatzmodul RF-Holz-Pro, wobei die Stützenquerschnitte in jedem fünften Geschoss abgestuft werden. **Abbildung 10.9** unter Punkt **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** zeigt das gesamte Gebäudemodell von Typ 1. Der Betonkern wird in RF-Beton Pro bemessen und ebenfalls von unten nach oben abgestuft. Die erforderlichen Querschnitte sind in der Massenaufstellung im Anhang A ersichtlich.

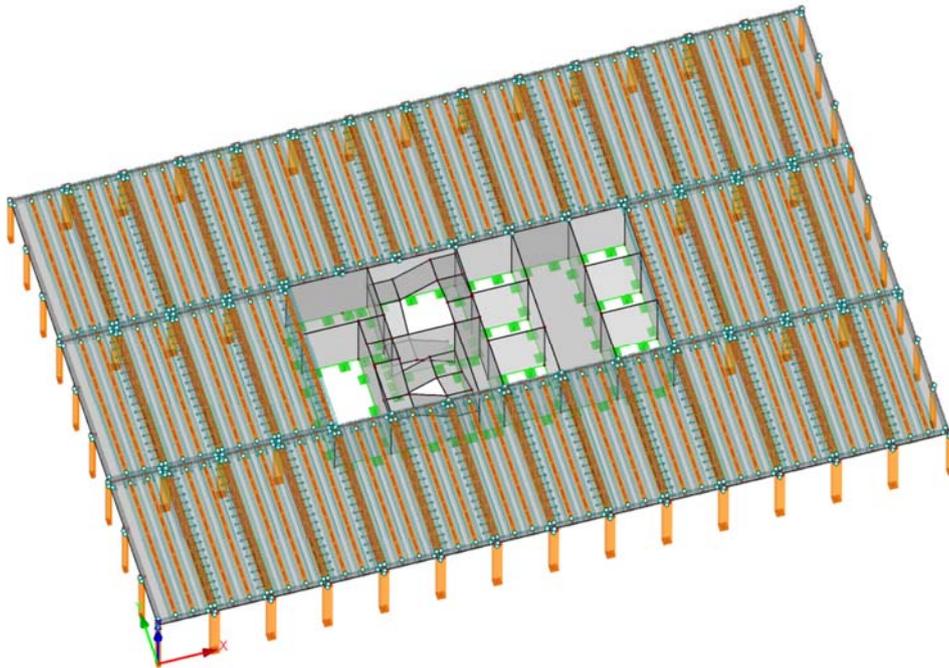


Abbildung 10.7: 3D Statik-Modell eines Geschosses

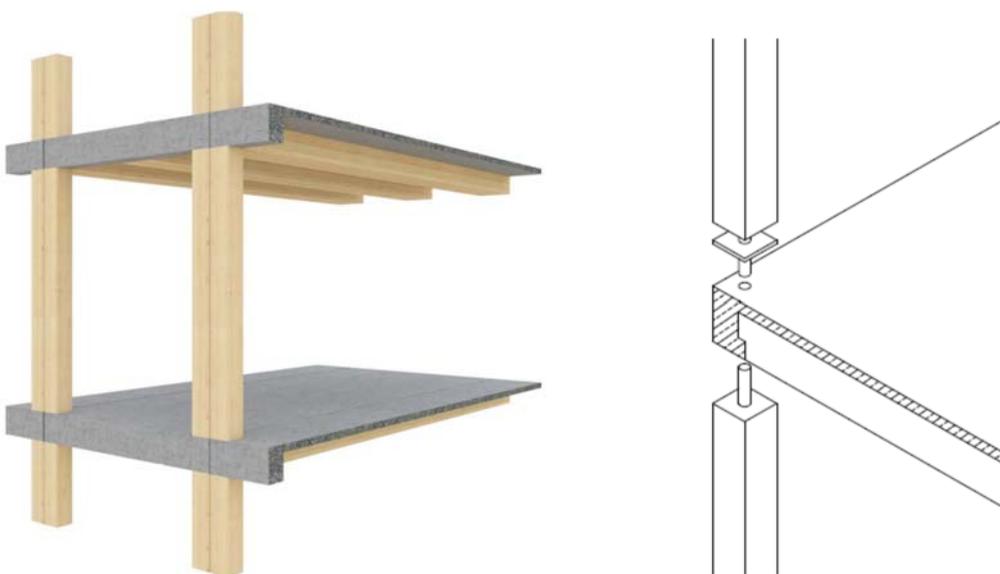


Abbildung 10.8: Links: HBV-System LCT-One [68] Rechts: Verbindung Stütze-Decke-Stütze [134]

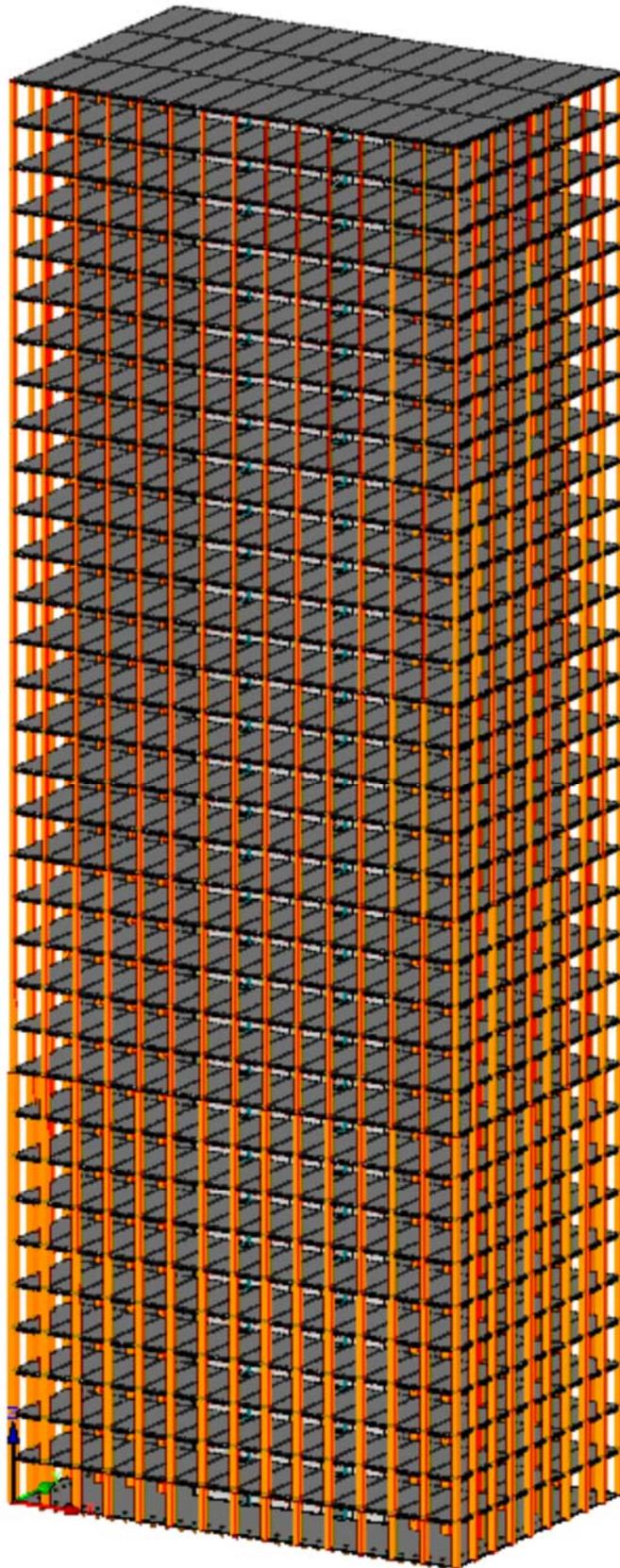


Abbildung 10.9: RFEM Gebäudemodell Typ 1

10.3.2 Tragwerk Typ 2

Beim Tragwerk des Typ 2 wird der Typ 1 mit einem Fachwerk in der Fassadenebene wie beim Mjostarnet (siehe **Abbildung 5.6**) oder Trehus Gebäude (**Abbildung 9.22**) verstärkt. Das Stiegenhaus wird dabei einmal aus Stahlbeton (Typ 2a) und einmal aus Brettsper Holz (Typ 2b) gerechnet.

Abbildung 10.10 zeigt das Gebäudemodell des Typ 2 in RFEM. Die erforderlichen Querschnitte sind in der Massenaufstellung im Anhang B (für Typ 2a) und Anhang C (für Typ 2b) ersichtlich. Der Nachteil dieser Variante sind die komplizierten Knotenausbildungen und die zahlreichen schrägen Anarbeitungen der Außenwandelemente an die Diagonalen. Die Knotenausbildung der Diagonalen könnte wie beim Mjostarnet (siehe 9.9.2) mit eingeschlitzten Stahlblechen und Intumex Firestrips (siehe **Abbildung 10.11**) für besseren Brandschutz ausgeführt werden.

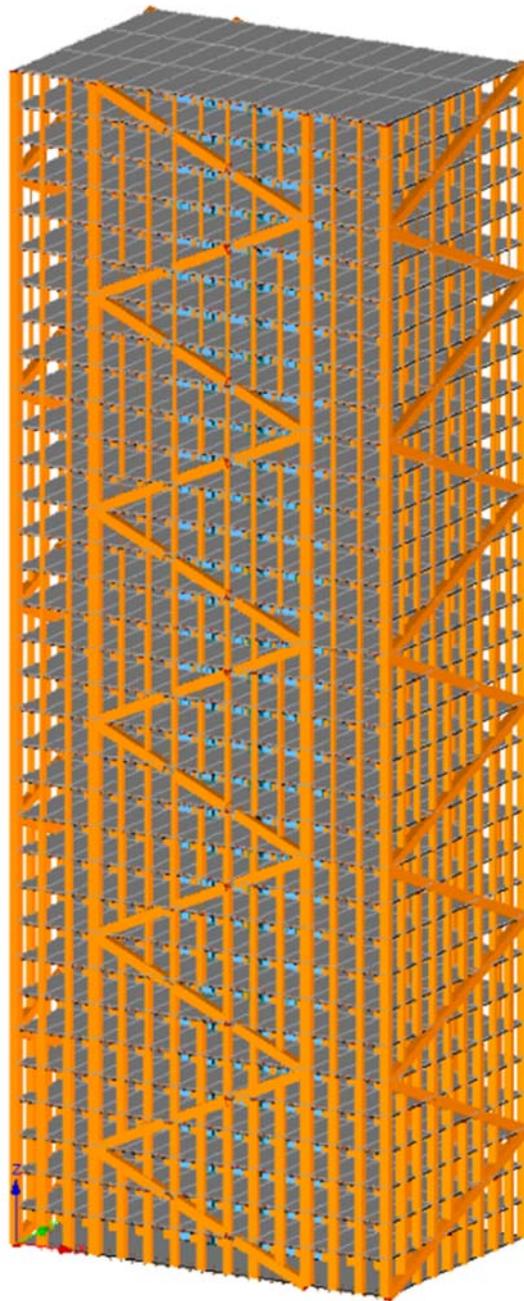


Abbildung 10.10: RFEM Gebäudemodell Typ 2

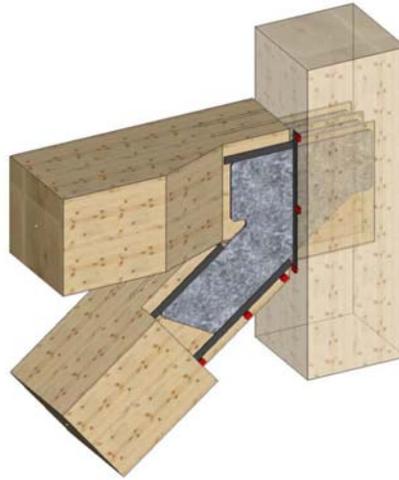


Abbildung 10.11: Mögliche Knotenausbildung mit Intumex fire strips für besseren Brandschutz der Verbindungsmittel [114]

10.3.3 Tragwerk Typ 3

Als Variante 3 wird eine Aussteifung durch ein Netz in der Fassadenebene untersucht, das auch gleichzeitig die vertikalen Lasten aufnimmt. Vor das Netz soll eine Glasfassade eingebaut werden. **Abbildung 10.13** zeigt das Gebäudemodell des Typ 3. Die Verbindungen der eingeschossigen Diagonalen erfolgen mit Stahlblechen, wie in **Abbildung 10.12** ersichtlich. Zwischen den Diagonalen werden die Randträger der Decke eingelegt und mit Schrauben und Zapfen befestigt. Darauf werden die HBV-Deckenfertigteile mit maschinell abgebundenen Schwalbenschwanzblättern am Hirnholz der Deckenträger in die Randträger eingehängt und kreuzweise verschraubt. Für den Typ 3 wird wie beim Typ 2 ebenfalls ein Verhaltensbeiwert für die Erdbebenerrechnung von 2,0 angenommen. Die erforderlichen Querschnitte sind in der Massenaufstellung im Anhang D ersichtlich.

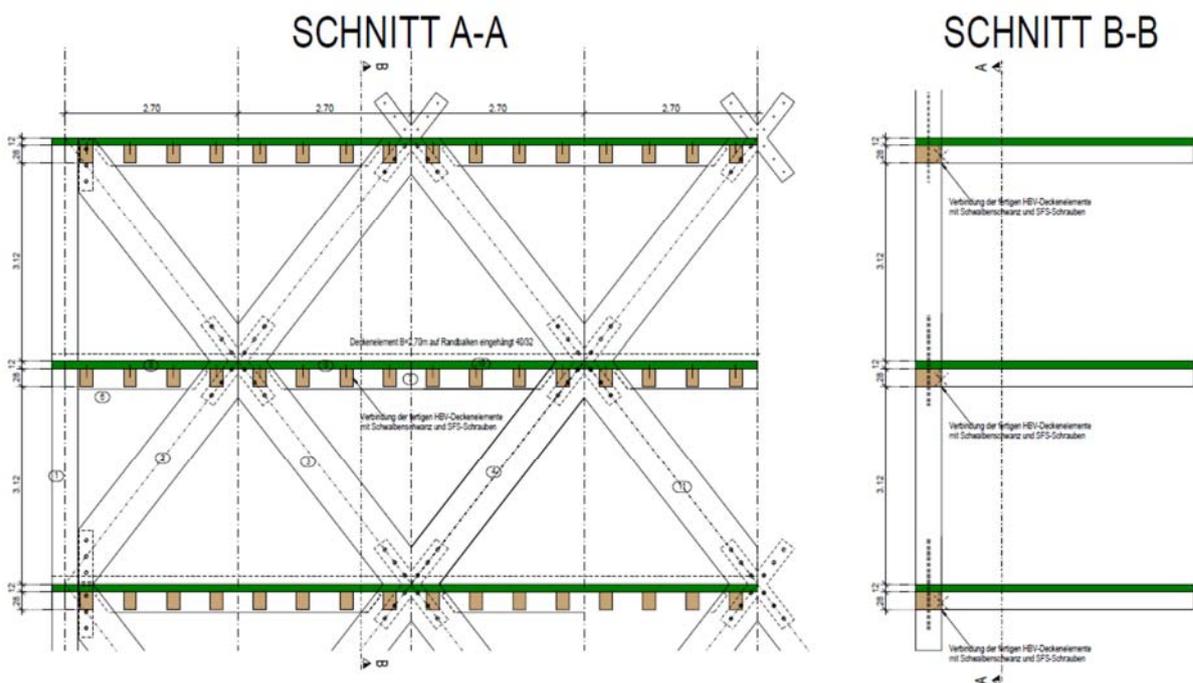


Abbildung 10.12: eingeschossige Diagonalstäbe mit Stahlblechverbindungen

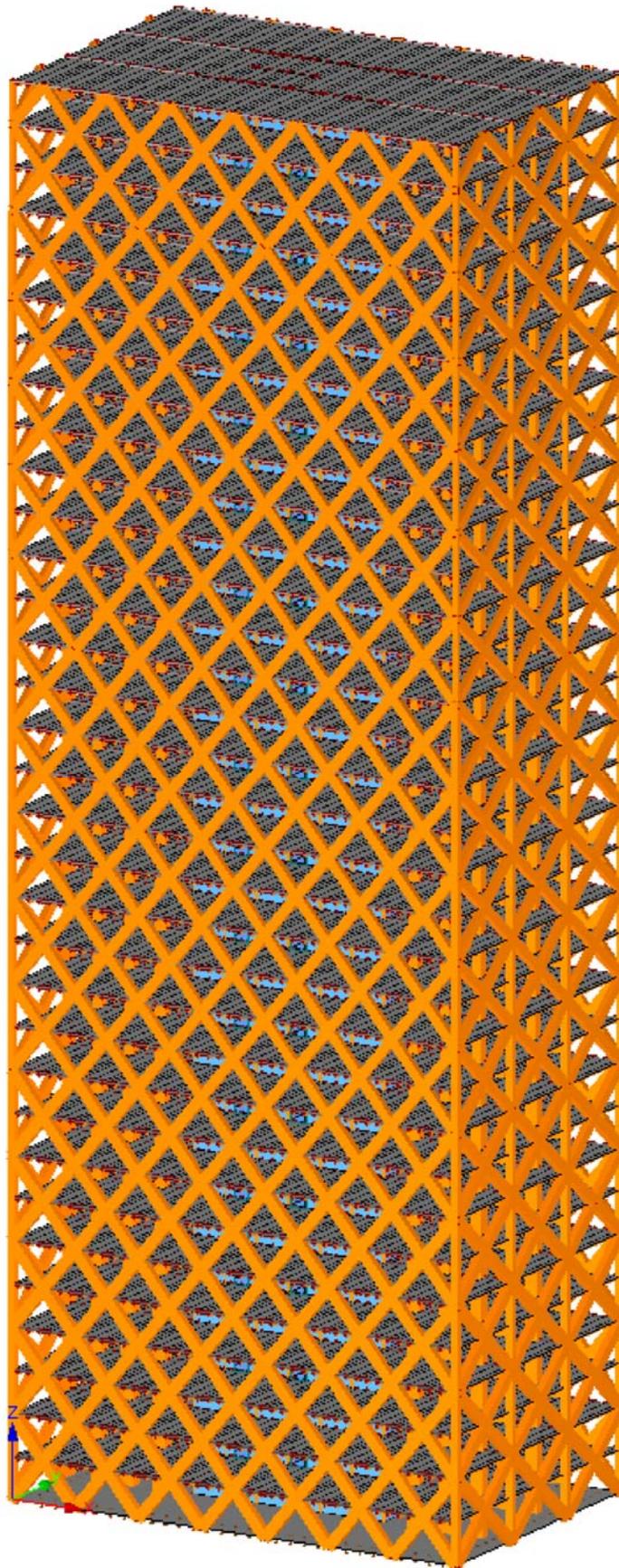


Abbildung 10.13: RFEM Gebäudemodell Typ 3

10.3.4 Tragwerk Typ 4

Als vierter Typ wird ein Gebäude mit Brettsperrholzwänden im Kern und als Außenwand gerechnet, die zusätzlich zur vertikalen Lastabtragung auch die komplette Aussteifung übernehmen. **Abbildung 10.14** zeigt das Gebäudemodell des Typ 4. Dieses System wurde zum Beispiel bei den Holzhochhäusern in London verwendet (siehe 9.4.1 und 9.4.2). Um die Steifigkeit zu erhöhen, wird bei der Berechnung von der geschossübergreifenden „Balloon Frame“-Bauweise ausgegangen. Die Montagefugen, die von der Produktionsgröße der Platten abhängen, werden in der Berechnung nicht berücksichtigt. Es werden also nur in jedem zweiten Geschoss entlang der Decke Liniengelenke angeordnet. Die Anschlüsse der HBV-Decken an die BSP-Wände werden ebenfalls gelenkig modelliert. Die erforderlichen Querschnitte sind in der Massenaufstellung im Anhang E ersichtlich.

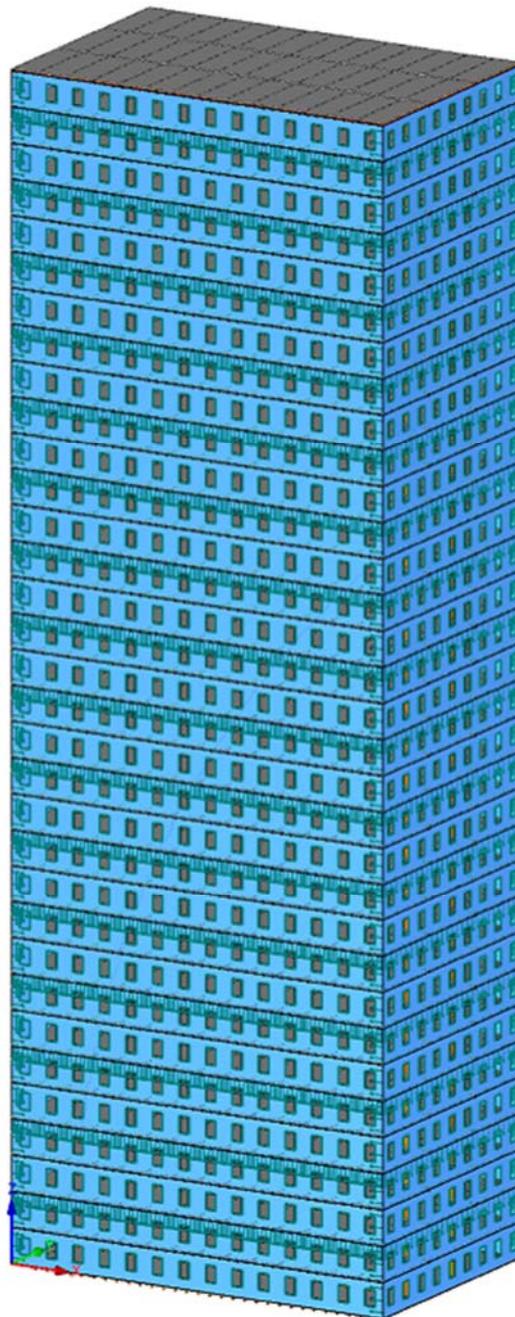


Abbildung 10.14: RFEM Gebäudemodell Typ 4

10.4 Geschossdecken

10.4.1 Analyse zur Deckenfindung

Den Hauptbestandteil der Konstruktion bilden die Deckenelemente. Die Decken sollen im Werk zu 2,70 m breiten und 8,10 m langen Elementen vorgefertigt, sodass diese auch transportiert werden können. Um die optimale Decke für das Gebäude zu finden werden Holz-Beton-Verbunddecken, KLH-Rippendecken und Brettsper Holzdecken anhand einer Stärken- und Schwächen-Analyse in **Tabelle 10.4** verglichen. Die Eigenschaften und Bauhöhen beziehen sich dabei auf die Vorbemessungstabellen und Beschreibungen unter Punkt 6.

Tabelle 10.4: Stärken- und Schwächen- Analyse der Deckensysteme für 8 m Spannweite

	Stärken	Schwächen
HBV-Decke	Geschosse brandschutztechnisch "nicht brennbar" getrennt	höhere Masse durch Betonplatte mit $g= 3,36 \text{ kN/m}^2$
<i>Träger GL24h 16/28</i> <i>e=0,625m</i>	durch höhere Masse, leichter Schallschutz zu erfüllen	größere Bauhöhe mit 40cm (12cm Beton und 28cm Holz) für 8m Spannweite
<i>12 cm Beton</i>	Bereits mehrfach erprobt bei Holzhochhäusern Querpressung kann durch Betonrandbalken vermieden werden Installationen können zwischen Trägern verlegt werden	
BSP-Decke	einfachste Geometrie geringe Bauhöhe	großes Holzvolumen $0,36\text{m}^3/\text{m}^2$ schwingungsanfällig Standardquerschnitte für Deckenklasse 1 nur bis 7 Spannweite Für Installationen abgehängte Decke oder Einfräsungen Masse: $1,8 \text{ kN/m}^2$
<i>9s-360 DL</i> <i>(kein Standardquerschnitt)</i>		
KLH-Rippendecke:	geringe Masse mit $g= 0,91\text{kN/m}^2$	laut Vorbemessungstabelle nur R0
<i>Träger 14/32</i> <i>e=60cm</i> <i>KLH Platte 3s 108 DL</i>		erfüllt Brandschutzanforderungen nur mit Verkleidung zusätzliche Schallschutzmaßnahmen erforderlich weniger erprobt Bauhöhe 42,8cm (32cm Träger und 10,8cm KLH-Platte)

Anhand der Analyse werden bei allen vier Typen Holz-Beton-Verbunddecken gewählt, da sie in Hinsicht auf Brandschutz, Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Schallschutz die beste Lösung für 8 m Spannweite darstellen. Durch die Betonplatte wird der geforderte Brandschutz und Schallschutz zwischen den Geschossen gewährleistet. Die KLH-Rippendecke hätte durch ihr geringes Gewicht auch gute Chancen, aber durch zusätzliche teure Brandschutz- und Schall-

schutzmaßnahmen wird auch die Decke schwerer und der Aufbau höher. Die Brettsper Holzdecke scheidet anhand der Schwingungsanfälligkeit aus, da es nicht möglich ist, mit einem Standardaufbau 8 m Spannweite in Deckenklasse 1 zu erstellen.. Als Fußbodenaufbau wird ein Doppelboden verwendet, um keine zusätzlichen Trocknungszeiten für Estrich einrechnen zu müssen. Die Leitungen im Boden können auch ganz leicht im Doppelboden verlegt werden und die Leitungen in der Decke können zwischen den Trägern verlegt werden. Der Träger an der Stirnseite wird auch aus Beton ausgeführt, um Querpressungen bei den Anschlüssen der Stützen zu vermeiden. Direkt darauf werden die Stützen gestellt und mit einem Dorn in den Träger eingelassen. Durch den Betonträger ist es möglich die hohen Stützenlasten vertikal abzuleiten, ohne die Holzträger auf Querpressung zu beanspruchen. Die seitlichen Stöße der Deckenelemente werden verschraubt, um eine schubsteife Platte zu bekommen.

10.4.2 Deckenaufbau

Anhand der Vorbemessung unter 6.5.2 wurden für die Decke Träger 16/28 GL 28h im Abstand von 83,5 cm und eine 12 cm starke Betonplatte mit einer Betongüte C 25/30 gewählt. Dadurch kann auch der Schallschutz- und der Brandschutz erfüllt werden [150]. **Abbildung 10.15** und **Abbildung 10.16** zeigen den Querschnitt- und Längsschnitt der HBV-Deckenelemente.

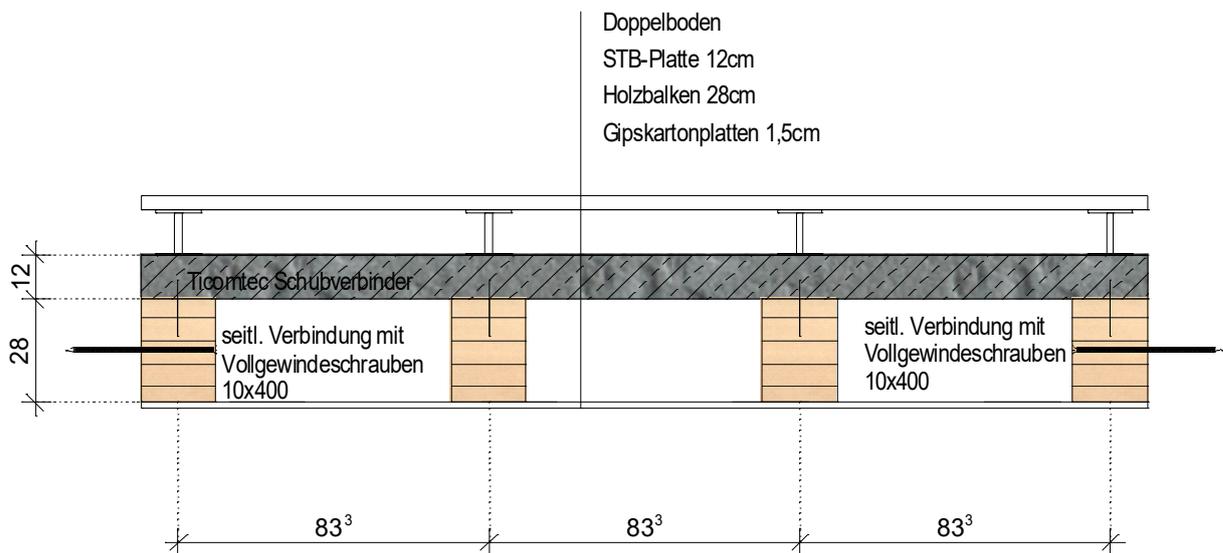


Abbildung 10.15: Querschnitt HBV-Balkendecke mit Schubverbindern der Fa. Ticomtec

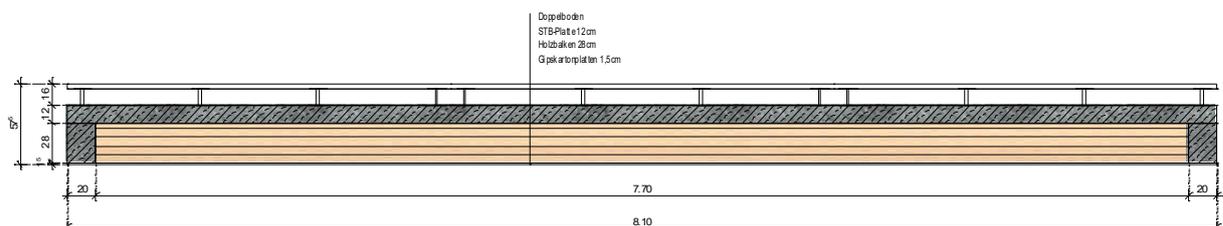


Abbildung 10.16: Längsschnitt HBV-Balkendecke mit Schubverbindern der Fa. Ticomtec

10.4.3 Verbindungsmittel

Als Verbindungsmittel werden Schubverbinder der Fa. Ticomtec verwendet. Die HBV-Schubverbinder der Fa. Ticomtec werden im Werk in das Holz eingeklebt und übertragen zusammen mit dem Kleber die Schubkräfte zwischen Holz- und Beton. Die HBV-Schubverbinder bestehen aus einem 2,0 mm dicken Streckmetall mit einer Höhe von 90, 105 und 120 mm.

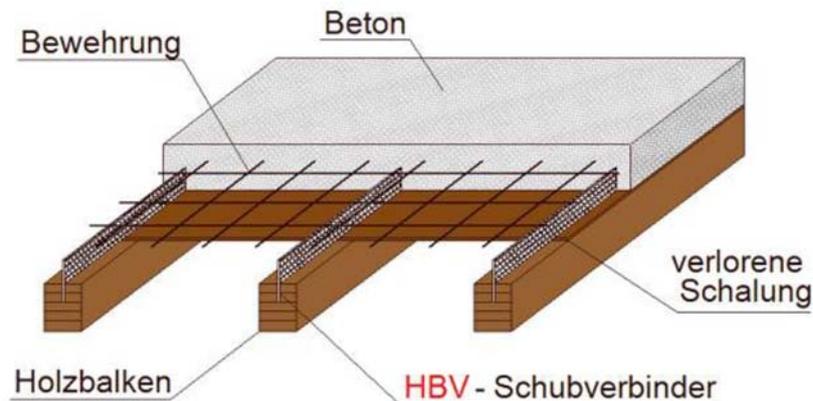


Abbildung 10.17: HBV-Balkendecke mit Schubverbindern der Fa. Ticomtec [39]

Bei der HBV-Rippendecke werden die Deckenelemente als Ganzes im Werk vorgefertigt. Die Schubverbinder werden eingeklebt und die Betonplatten gleich im Werk betoniert. Dadurch entfällt die verlorene Schalung zwischen den Schubverbindern.

Die Berechnung des Verschiebungsmoduls K_{ser} und des zulässigen Schubmoduls T der Ticomtec Schubverbinder werden laut technischer Zulassung des HBV-Systems wie folgt berechnet [39]:

$$K_{ser} = 825 - 250 * (d_{zs}/d_0)^{0,2} = 825 \frac{N}{mm} \text{ pro mm Länge} \quad (44)$$

$$T_k = 160 - 8 * (d_{zs}/d_0)^{0,5} = 160 \frac{N}{mm} \text{ pro mm Länge} \quad (45)$$

$$T_d = \frac{T_k}{1,25} = \frac{160}{1,25} = 128 \frac{N}{mm} \text{ pro mm Länge} \quad (46)$$

Darin ist d_{zs} die Schalungs-Zwischenschicht und d_0 der Schraubendurchmesser. Durch das Weglassen der Schalung als Zwischenschicht können pro m^2 Deckenfläche 0,14kN Gewicht gespart werden. Dadurch werden auch die Verbindungsmittel effizienter eingesetzt, da der Verschiebungsmodul und die zulässige Schubbelastung ohne Abzug in Rechnung gestellt werden kann.

10.4.4 Modellierung der Decken im FE-Programm

Bei der Modellierung der HBV-Decken im FE-Programm wurden die Träger von der Fläche mit Linienfreigaben getrennt. Die Verbindungsmittel werden als Federsteifigkeit in Längsrichtung der Träger mit $K_{ser} = 825000 \text{ kN/m}^2$ laut Formel (44) angegeben. Die Belastung der Decke wird mit $0,40 \text{ kN/m}^2$ Ausbaulast und $3,80 \text{ kN/m}^2$ Nutzlast bemessen. Die Dachelemente werden für eine Ausbaulast von $1,90 \text{ kN/m}^2$ und für eine Nutzlast für eine Schneelast von $1,12 \text{ kN/m}^2$ bemessen.

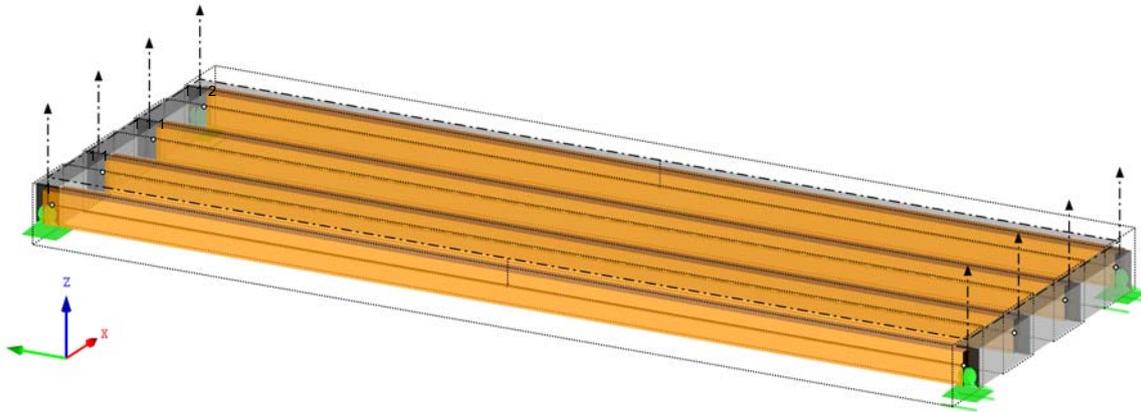


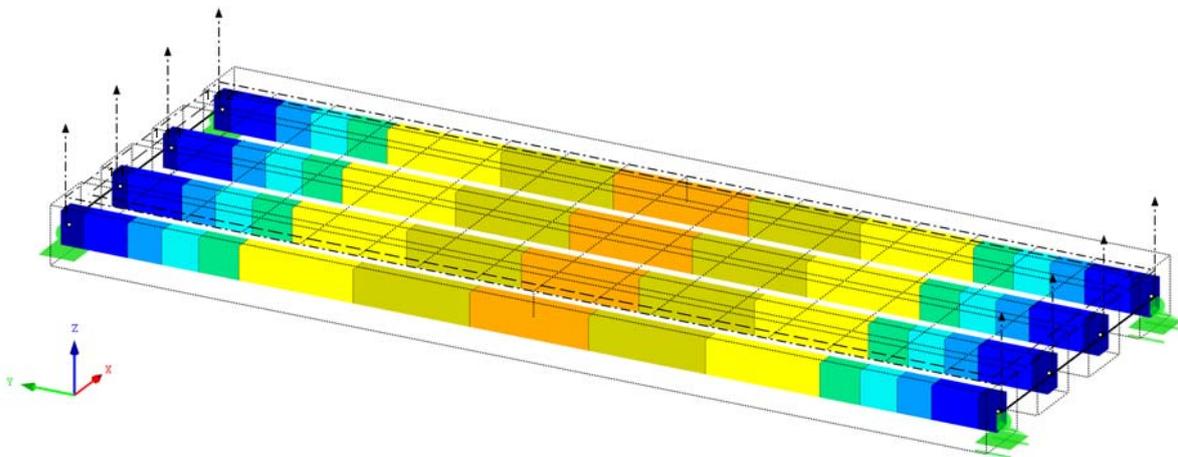
Abbildung 10.18: FE-Modell der HBV-Deckenelemente

Der Tragfähigkeitsnachweis und der Gebrauchstauglichkeitsnachweis müssen wie zuvor unter 6.5.1 beschrieben für den Zeitpunkt $t=0$ und den Zeitpunkt $t=\infty$ geführt werden. Wobei der Einfluss von Kriechen und Schwinden berücksichtigt werden muss.

Die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Deckenelemente ergibt eine Auslastung von 84 % in Trägermitte und 9 % im Auflagerbereich.

RF-HOLZ Pro FA1
Tragfähigkeit - Querschnittsnachweis

Isometrie



Stäbe Max Nachweis: 0.82

Abbildung 10.19: Auslastung der Querschnitte im GZT

Für den Nachweis der Verbindungsmittel werden die Schubspannungen in der Verbundfuge herangezogen. Ein Schubverbinder kann eine maximale Schubkraft von 128 kN/m aufnehmen. Die maximal einwirkende Schubkraft in der Verbundfuge beträgt zum Zeitpunkt $t=\infty$ im GZT 88,90 kN und die Auslastung der Verbindungsmittel liegt daher bei $\frac{88,90}{128} \cdot 100 = 70 \%$.

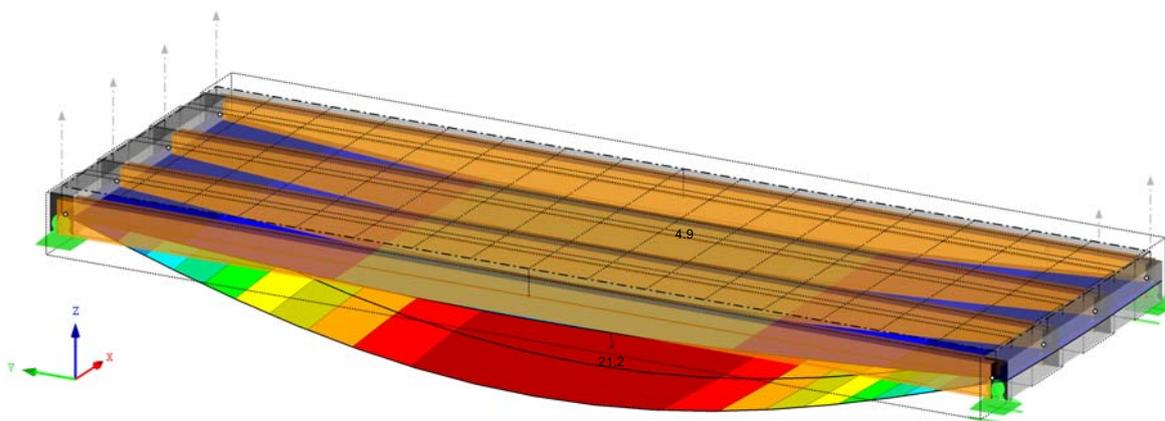
Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist nachzuweisen, dass die auftretenden Verformungen eingehalten werden, so dass keine Schäden an angrenzenden Bauteilen entstehen, das

Erscheinungsbild erhalten bleibt und die Durchbiegung nicht zu einem Gefühl der Unbehaglichkeit führt. Die Schwingungsfrequenz und die Schwingungsbeschleunigung sind ebenfalls einzuhalten damit der Nutzungskomfort nicht eingeschränkt wird. Die Grenzwerte zur Erfüllung des GZG können auch durch den Bauherrn abhängig von den Nutzungsanforderungen festgelegt werden und von der Norm abweichen.

Die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ergibt für die Deckenelemente eine Durchbiegung $w_{\text{net,fin}}$ zum Zeitpunkt $t_{=\infty}$ von 21,2 mm in Feldmitte und damit eine Auslastung von $\frac{21,2}{8100/300} \cdot 100 = 78,5\%$.

EK 1: GZG - w_{fin}
Globale Verformungen u
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

Isometrie



Max u : 21.2, Min u : 0.0 [mm]
Faktor für Verformungen: 38.00

Abbildung 10.20: Verformung der HBV-Decke im GZT

Die Deckenelemente haben eine Eigenfrequenz von 8,129 Hz bei der ersten Eigenform, welche damit größer als die geforderten 8 Hz in der Deckenklasse 1 sind. Damit ist auch die Begrenzung der Schwingungen erfüllt.

Tabelle 10.5: Eigenfrequenzen der ersten bis vierten Eigenform der Decke

Form Nr.	Eigenwert λ [$1/s^2$]	Eigenkreisfrequenz ω [rad/s]	Eigenfrequenz f [Hz]	Eigenperiode T [s]
1	2608,835	51,077	8,129	0,123
2	11590,843	107,661	17,135	0,058
3	34454,391	185,619	29,542	0,034
4	74838,781	273,567	43,540	0,023

10.4.5 Aussteifung in Deckenebene

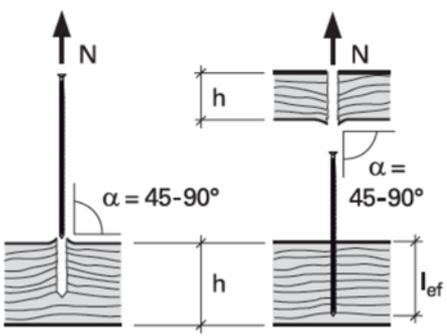
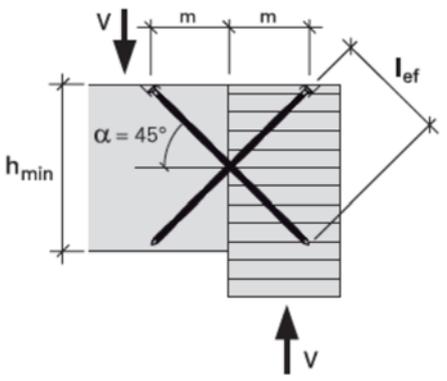
Um die horizontalen Lasten in der Deckenebene an die Aussteifungssysteme in Wandebene weiterleiten zu können, müssen die Fertigteildeckenelemente zu einer Scheibe verbunden werden.

Die maximale Belastung aus der Windlast in Deckenebene ergibt sich zu:

$$3,5 \text{ m} \times 1,40 \text{ kN/m}^2 = 4,90 \text{ kN/m} \quad (47)$$

Die Berechnung erfolgt wie an einem Biegeträger und ergibt Zugspannungen und Druckspannungen am Rand der Fuge und Schubspannungen über die ganze Länge der Fuge verteilt. Als Verbindungsmittel können SFS-WR-T Vollgewindeschrauben 13x400 eingesetzt werden. Die Bemessungswiderstände laut den SFS-Bemessungstabellen [151] sind für verschiedene Beanspruchungen in **Tabelle 10.6**: Bemessungswiderstandskräfte der Verbindungsmittel in der Fuge der HBV-Fertigteilelemente **Tabelle 10.6** für die verwendeten Verbindungsmittel zusammengefasst.

Tabelle 10.6: Bemessungswiderstandskräfte der Verbindungsmittel in der Fuge der HBV-Fertigteilelemente [151]

	SFS-WR-T 13x400	SFS WR-T 9x300
<p>Zug RN,d [kN]=</p> 	4,06	
<p>Abscheren RV,d [kN]=</p> 	7,01	3,26
<p>Querkraftanschluss 45°/135° RV,d=</p> 		13,76

Exemplarisch wird die Berechnung für Typ 1 für die Windbelastung in Y-Richtung gezeigt. Vereinfachend wird die Decke als ein Träger mit der Höhe 8,1m und einer Breite von 0,12 m laut **Abbildung 10.21** berechnet. Je Seite vom Kern befinden sich 14 HBV-Fertigteilelemente, welche zu einer Deckenscheibe verbunden werden, die jeweils die halbe Windkraft aufnehmen sollen. Die Deckenelemente in der mittleren Reihe neben dem Kern sollen nur als Koppellemente dienen und werden daher in der Berechnung nicht berücksichtigt. Der Momentenverlauf und Querkraftverlauf sind in **Abbildung 10.22** und **Abbildung 10.23** dargestellt.

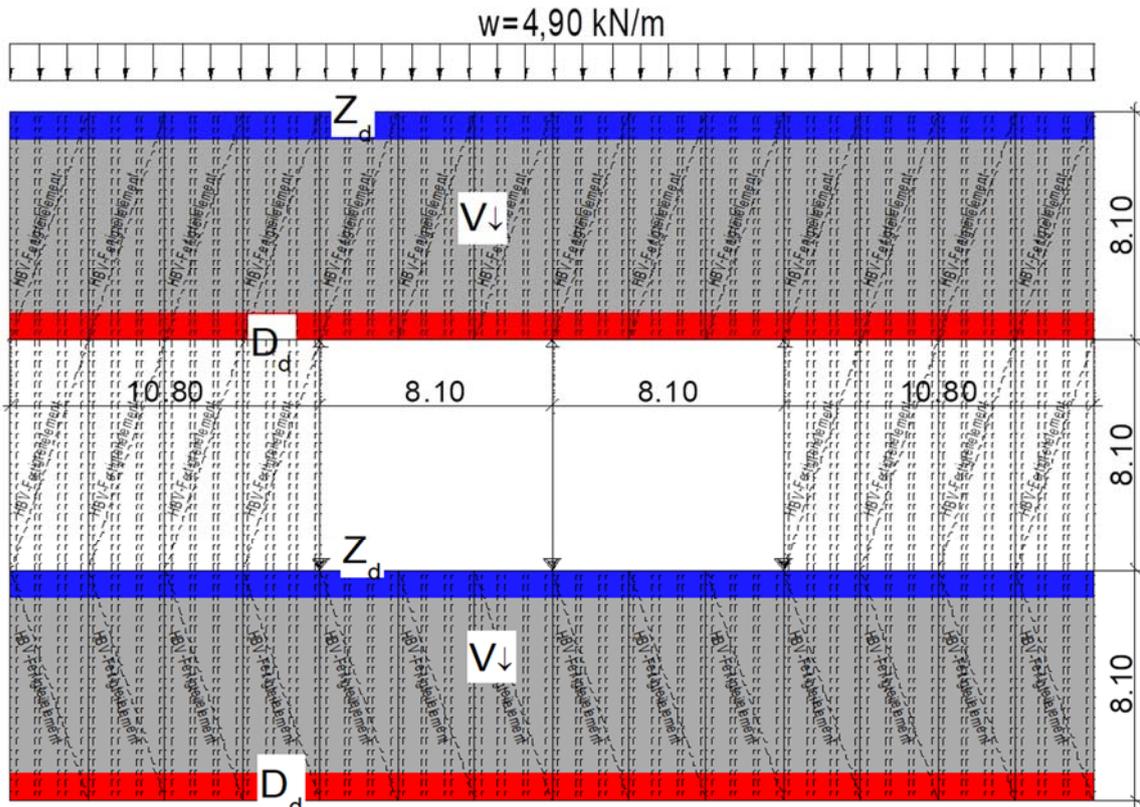


Abbildung 10.21: Statisches System einer Deckenscheibe Typ 1 mit tragendem Kern für Wind in Y-Richtung

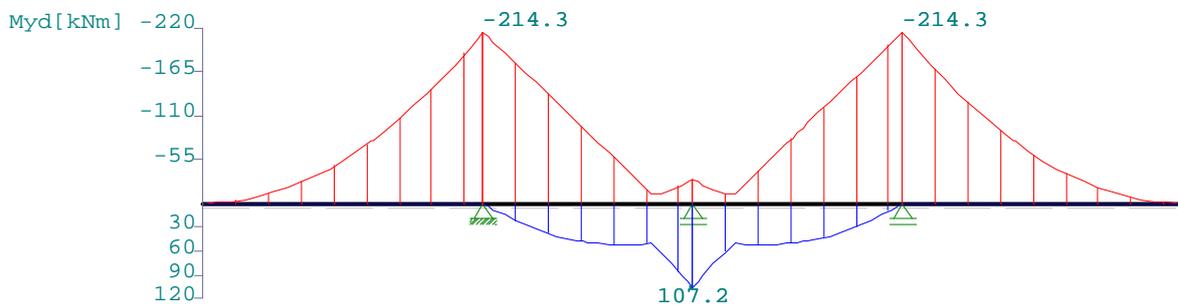


Abbildung 10.22: Momentenverlauf zufolge Wind in Y-Richtung (Designwerte)

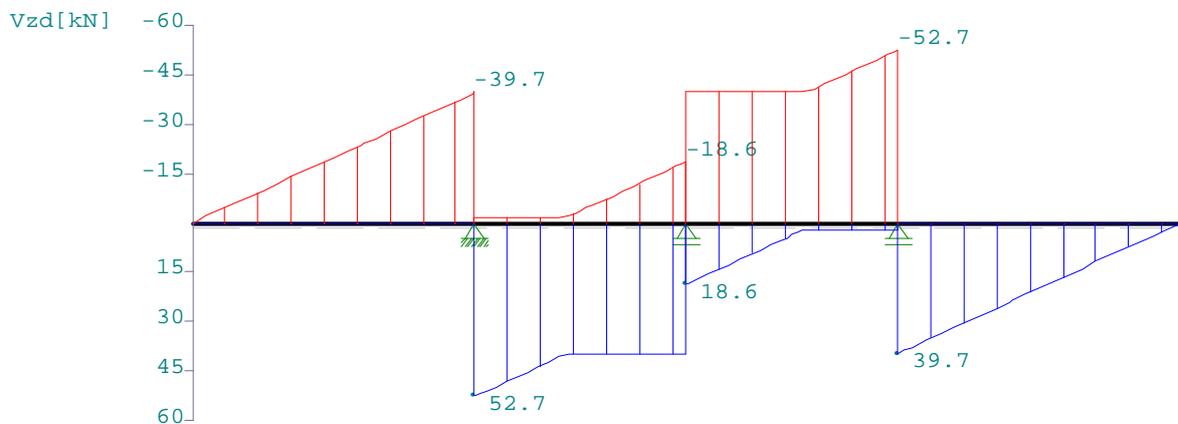


Abbildung 10.23: Querkraftverlauf zufolge Wind in Y-Richtung (Designwerte)

Die Momente werden über einen Hebelsarm zerlegt in eine Zug- und Druckkraft:

$$Z_d = D_d = \frac{M_{E,d}}{h} \quad (48)$$

Die Höhe der Betondruckzone ergibt sich aus dem Blockdiagramm für Beton C25/30 unter einer Annahme von einem Schwerpunkt der Verbindungsmittel $d_1=30\text{cm}$ vom Rand der Zugzone und $d=780\text{cm}$ vom Rand der Druckzone damit zu:

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{E,d}}{b \cdot f_{c,d}}} = 7,80 - \sqrt{7,80^2 - \frac{2 \cdot 0,214}{0,12 \cdot 16,67}} = 0,0137 \text{ m} \quad (49)$$

Damit kann die Druckkraft berechnet werden welche gleich groß wie die Zugkraft sein muss:

$$D_d = x_B \cdot b \cdot f_{c,d} = 0,0137 \text{ m} \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 16,67 \frac{\text{MN}}{\text{m}} = 0,027 \text{ MN} \quad (50)$$

Durch den bekannten Bemessungswiderstand der SFS-WR-T 13x400 Schrauben von 4,06 kN kann die erforderliche Zahl der Schrauben berechnet werden zu:

$$n = \frac{27 \text{ kN}}{4,06 \text{ kN}} = 6,8 \Rightarrow 7 \text{ Schrauben} \quad (51)$$

Es sind daher in der Fuge, in der das Moment von 214 kNm auftritt, 7 Schrauben mit dem Schwerpunkt 30cm vom Rand in der Zugzone erforderlich. Da der Wind auch von beiden Seiten angreifen kann und dadurch die Zug- und Druckzone wechseln, werden die Verbindungsmittel beidseitig angebracht.

Die Querkraft aus dem Ersatzträger muss ebenfalls angeschlossen werden. Dazu wird in der Fuge die Länge von $8,1 - 2 \cdot (0,30 \cdot 2) = 6,9 \text{ m}$ angenommen um die Verbindungsmittel aufzuteilen. Der Schubfluss in der Fuge ergibt sich damit zu:

$$T = \frac{V_{E,d}}{L} = \frac{52,7 \text{ kN}}{6,9 \text{ m}} = 7,64 \text{ kN/m} \quad (52)$$

Der maximale Abstand der auf Abscheren beanspruchten Schrauben beträgt dann:

$$\max, e = \frac{7,01 \text{ kN}}{7,64 \text{ kN/m}} = 0,92 \text{ m} \quad (53)$$

Die Fugenquerkräfte in z-Richtung aus der Nutzlast ($q=3,80 \text{ kN/m}$) werden mit einer Einflussbreite von 0,83 m (=Trägerabstand) berechnet zu:

$$1,50 \cdot 3,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,83 \text{ m} = 4,73 \text{ kN/m} \quad (54)$$

Der maximale Abstand der kreuzweise angeordneten Schraubenpaare ergibt sich damit zu:

$$\frac{13,76 \text{ kN}}{4,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 2,91 \text{ m} \quad (55)$$

Abbildung 10.24 zeigt die gewählte Anordnung der Verbindungsmittel in der am stärksten beanspruchten Fuge des Typ 1. Durch Berechnung der anderen Fugen mit dem jeweiligen Momentenanteil und Querkraftanteil können die Verbindungsmittel optimiert werden.

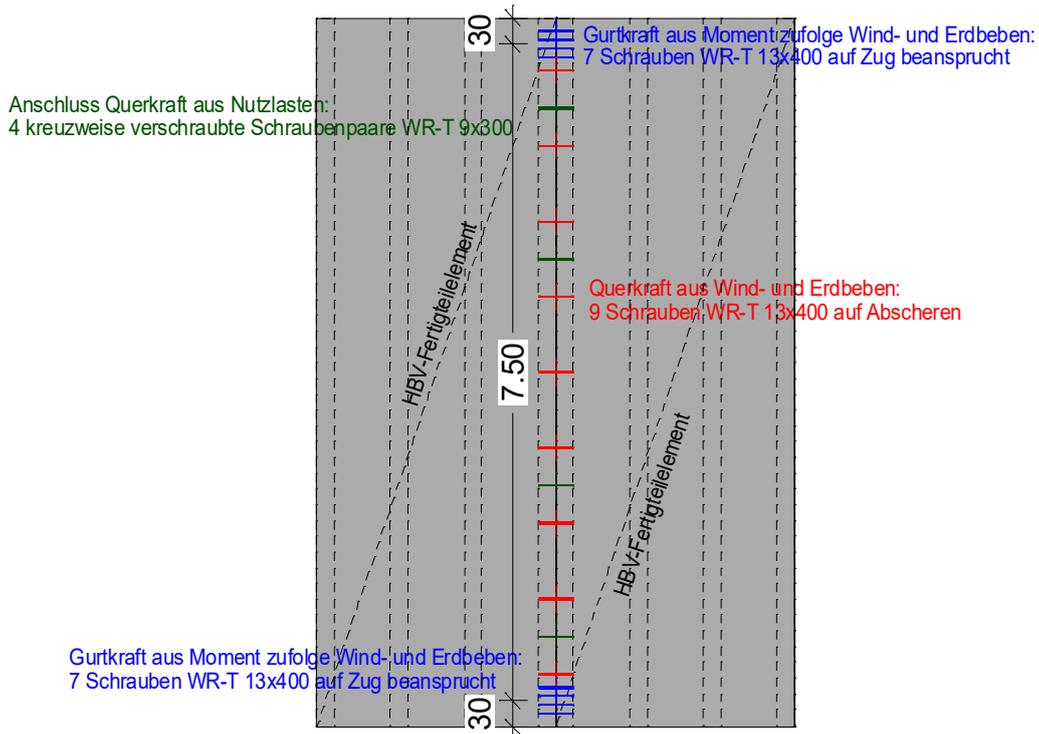


Abbildung 10.24: Fugenverschraubung der HBV-Elemente, der am größten beanspruchten Fuge im Typ 1

Bei Typ 2-4 sind die Fassaden zusätzlich aussteifend. Dadurch ergeben sich auch kleinere Spannungen in den Fugen. Die Auflager werden hier als Federn mit der Steifigkeit des jeweiligen Aussteifungssystems modelliert, da der Kern aus CLT-Wänden eine andere Steifigkeit als die Aussteifung in der Fassade hat und deshalb auch die Kräfte nicht gleichmäßig verteilt werden. (siehe **Abbildung 10.25**). Die Decke wird wieder wie oben in zwei gekoppelte Scheiben aufgeteilt, welche jeweils die halbe Einwirkung aufnehmen. Auf die genaue Berechnung wird hier nicht weiter eingegangen. Die Schnittkräfte in den Fugen müssen jedenfalls geringer sein als beim Typ 1.

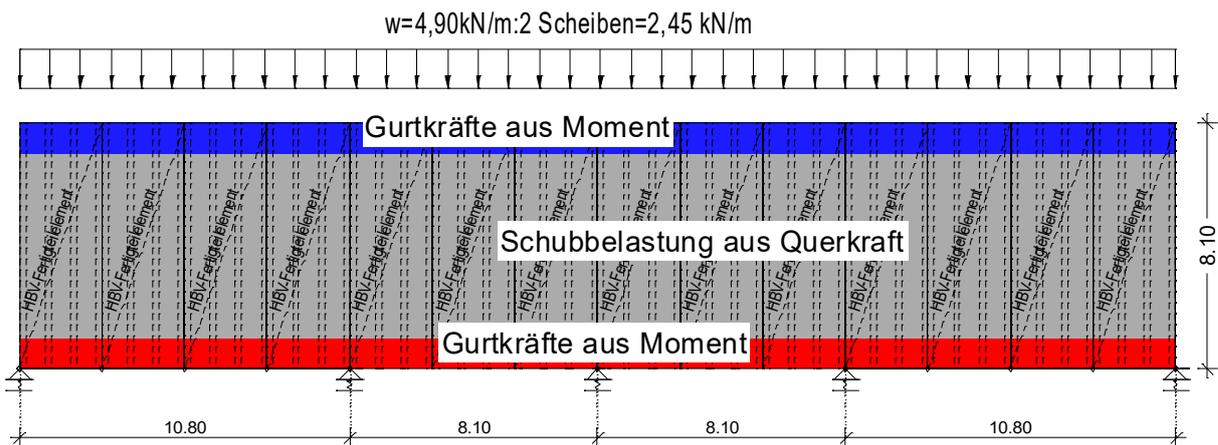


Abbildung 10.25: Statisches System einer Deckenscheibe Typ 2-4 mit zusätzlicher Aussteifung in Fassadenebene für Wind in Y-Richtung

10.5 Brandschutz

Laut OIB-Richtlinie 2.3 ist für tragende und aussteifende Bauteile in Gebäuden über 22 m Höhe REI 90 und A2 vorgeschrieben. Deshalb müssen die Holzbauteile auf REI 90 überdimensioniert

werden und mit Gipskarton verkleidet werden. Durch den Einsatz von Sprinkleranlagen und Rauchwarnmeldern sowie einer Überwachungsanlage der Konstruktion und durch die kurzen Fluchtwege über die zwei Stiegenhäuser im Kern des Gebäudes sollte es möglich sein, in einem Brandschutzkonzept mit zusätzlichen Abbrandtests zur Nachweisführung die Verkleidung der Massivholzstützen einzusparen. Dadurch gibt es auch keine Hohlräume, in denen sich das Feuer ausbreiten könnte, ohne gesehen zu werden. Die Brettsperrholzwände beim Typ 2 und Typ 3 im Treppenhaus werden mit Brandschutzplatten und Mineralwolle im Stiegenhaus verkleidet, um dort die Anforderung der Brennbarkeitsklasse A2 einzuhalten. Die hinterlüftete Fassade mit Aluminiumverkleidung ist so auszuführen, dass eine Brandweiterleitung über das zweite Geschoss über dem Brandherd vermieden wird. Hierfür wird die Fassade außen mit Mineralwolleplatten beplankt. Die Holzrahmen-Fassadenelemente zwischen den tragenden Stützen müssen einen Feuerwiderstand EI 90 aufweisen. Alle Hohlräume werden mit Mineralwolle ausgefüllt. Die tragenden Brettsperrholz-Außenwände werden ebenfalls außen mit Mineralwolle verkleidet. Innen müssen diese mit Brandschutzplatten beplankt werden und einen Feuerwiderstand REI 90 aufweisen. Die Netto-Geschossfläche beträgt weniger als 800m² und braucht daher nicht in weitere Brandabschnitte unterteilt werden. Das Stiegenhaus wird jedoch als eigener Brandabschnitt ausgebildet.

10.6 Vergleich der vier Gebäudetypen

Die Gebäudetypen werden anhand folgender Eigenschaften verglichen:

- Eigenfrequenzen
- Verformung im Erdbebenfall
- Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
- Masse und Volumen der eingesetzten Holzwerkstoffe
- Verbindungen
- Brandschutzverkleidung

10.6.1 Dynamische Analyse und Vergleich der Eigenfrequenzen und Schwingungsdauer

Die wichtigsten dynamischen Eigenschaften der Gebäudetypen werden nachfolgend verglichen. **Abbildung 10.26** und **Abbildung 10.28** zeigen die ersten drei Eigenformen mit den zugehörigen Eigenfrequenzen. Diese weisen für die globalen Gebäudeachsen X und Y, sowie für das Torsionsverhalten um die Z-Achse die größten modalen Massenanteile auf und sind daher für die Bemessung für den Lastfall Erdbeben maßgebend. Die Erste Eigenform beschreibt die Auslenkung in der schwächeren (bzw. weicheren) Y-Richtung des Gebäudes. Die zweite Eigenform beschreibt die Auslenkung in X-Richtung. Die dritte Auslenkung beschreibt die Torsion um die Z-Achse des Gebäudes. Von Bedeutung für die Begrenzung der Schwingungen sind insbesondere die Eigenfrequenzen mit jeweils den größten modalen Massen in die globale X- und Y-Richtung.

Der Vergleich der Eigenfrequenzen in **Tabelle 10.7** und **Abbildung 10.29** zeigt, dass der Gebäudetyp 1 die erforderliche Eigenfrequenz von 0,384 Hz (=46/H) unterschreitet. Speziell für diesen Gebäudetyp, muss festgestellt werden, dass die Wandstärken im Kern mit 60cm in den untersten Geschossen bereits am Limit sind. Diese sollen aus ressourcenschonenden- und Platzgründen hinsichtlich der effizienten Flächennutzung nicht stärker dimensioniert werden. Für die weiteren untersuchten Gebäudetypen kann das Kriterium für die Eigenfrequenz gerade erfüllt werden. Die Gegenüberstellung der Gebäudetypen in **Tabelle 10.7** zeigt, dass für tiefe Frequenzbereiche das Limitieren der größten Gebäudeauslenkungen maßgebend für die Dimensionierung der Gebäudesteifigkeiten wird.

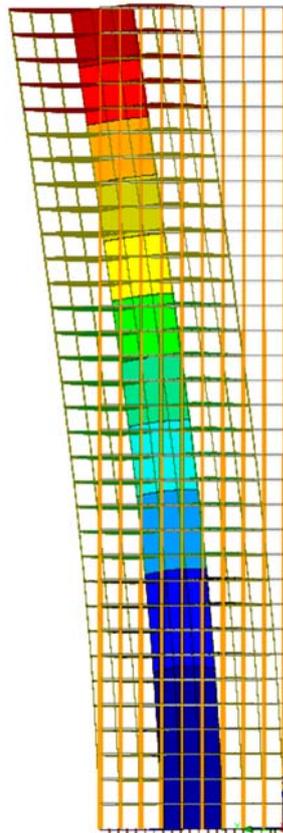


Abbildung 10.26: 1. Eigenform-Verformung in Y-Richtung;

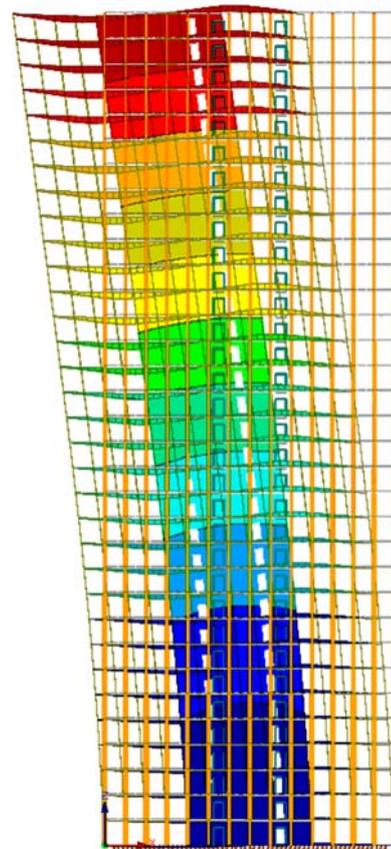


Abbildung 10.27: 2. Eigenform-Verformung in X-Richtung

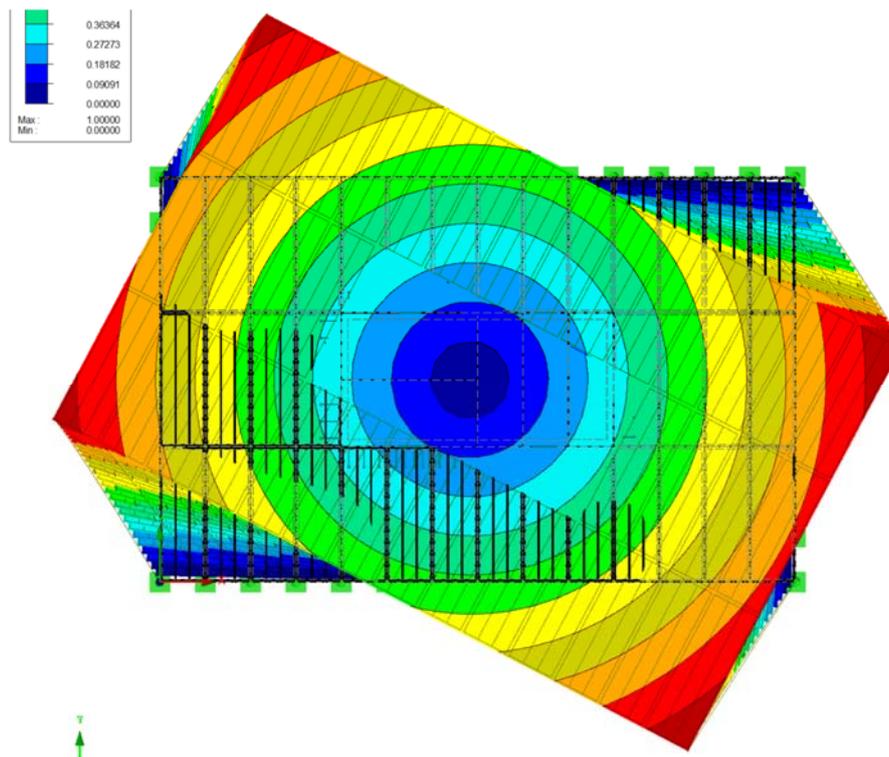


Abbildung 10.28: links 3. Eigenform Torsion um die Z-Achse;

Tabelle 10.7: Vergleich der Eigenfrequenzen f [Hz] der zuvor beschriebenen Gebäudetypen abhängig von den Eigenformen

Eigenform	Typ 1	Typ 2 a	Typ 2b	Typ 3	Typ 4
1	0,289	0,384	0,343	0,397	0,396
2	0,448	0,498	0,390	0,579	0,551
3	0,965	1,054	0,542	1,693	0,863
4	1,534	1,823	1,326	1,762	1,277
5	2,315	2,507	1,404	2,436	1,658
6	2,678	3,198	1,811	3,664	2,321
7	3,869	4,456	2,660	4,616	2,506
8	4,319	5,508	2,743	4,965	3,017
9	5,318	5,760	3,428	5,480	3,789
10	5,920	5,820	3,473	6,947	3,853

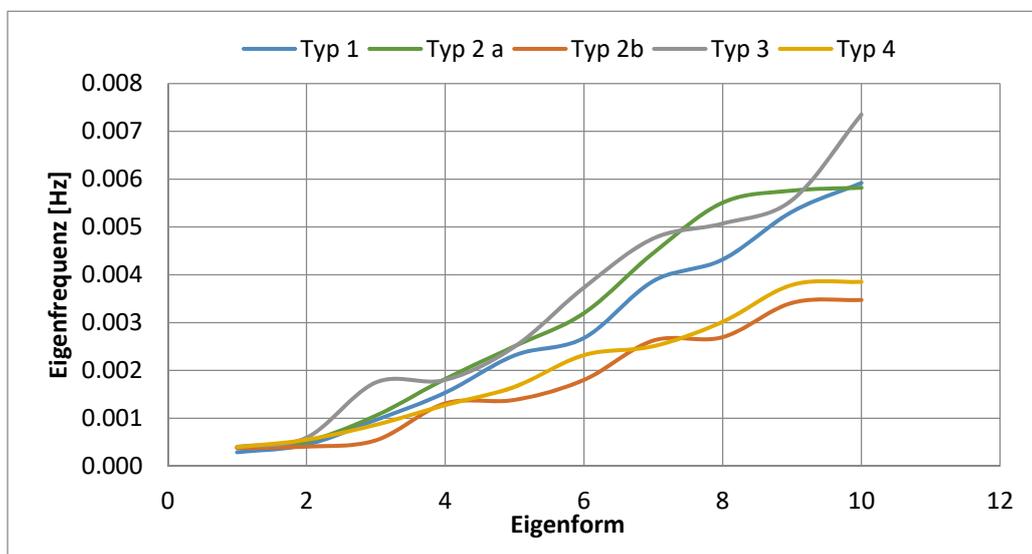


Abbildung 10.29 Vergleich der Eigenfrequenzen von den zuvor beschriebenen Gebäudetypen

Die Schwingungsdauern T [s] der ersten zwölf Eigenformen ergeben sich aus dem Kehrwert der Eigenfrequenzen und werden in **Abbildung 10.30** dargestellt.

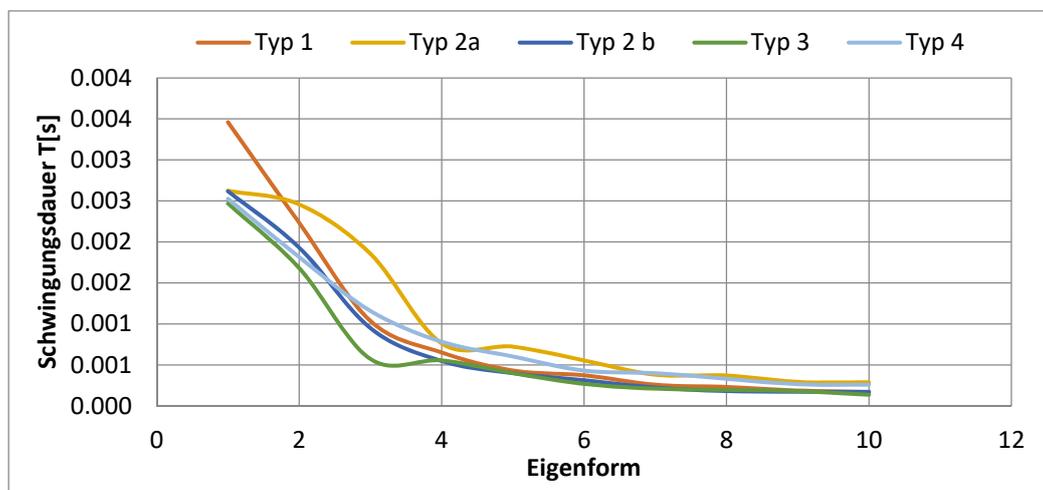


Abbildung 10.30: Vergleich der Schwingungsdauern T [s] der zuvor beschriebenen Gebäudetypen abhängig von den Eigenformen

Der übliche Lösungsansatz zur Erfüllung des Kriteriums für die Eigenfrequenz von 0,384 Hz ist das Anordnen von zusätzlichen aussteifenden Tragelementen. Da dieses Vorgehen mit erheblichen Material-Kubaturen verbunden ist, wird als alternativer Lösungsansatz ein Schwingungstilger vorgeschlagen. Das Prinzip eines Schwingungstilgers ist, dem Gebäude Schwingungsenergie zu entziehen, in dem eine auf die maßgebende Eigenfrequenz abgestimmte Zusatzmasse im Gebäude, etwa als Pendel, angeordnet wird. Diese Masse wird am Ort der größten dynamischen Antworten (in den oberen Geschossen des Gebäudes) eingebaut. Im Fall einer dynamischen Anregung des Gebäudes, wird die Masse des Schwingungstilgers angeregt und entzieht dem Schwingungsmodus des Gebäudes Schwingungsenergie. Berechnungen zeigen, dass die optimale Masse in etwa 2 % der modalen Masse des zu dämpfenden Schwingungsmodus betragen soll. [152]

10.6.2 Vergleich der seismisch aktiven Gebäudemasse

Die seismisch aktive Masse wird nach folgender Kombination laut EN 1998-1 [13] berechnet:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (56)$$

Darin ist $\psi_{E,i}$ der Kombinationsbeiwert für Erdbeben und berücksichtigt, dass die Nutzlasten nicht überall im Gebäude vorhanden sind. $\psi_{E,i}$ wird wie folgt berechnet:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (57)$$

Der Beiwert φ wird laut ÖNORM B 1998-1 [15] in Österreich mit 1,0 angenommen.

Folgendes Diagramm zeigt die seismisch aktive Gebäudemasse der vier Typen. Man sieht, dass der Gebäudetyp 1 und der Typ 2a mit dem Betonkern die größte Masse haben und die anderen beiden Typen etwas weniger Masse aufweisen welche im Erdbebenfall mitschwingt. Daher sind auch die Ersatzlasten im Erdbebenfall für die beiden Typen mit Betonkern etwas höher.

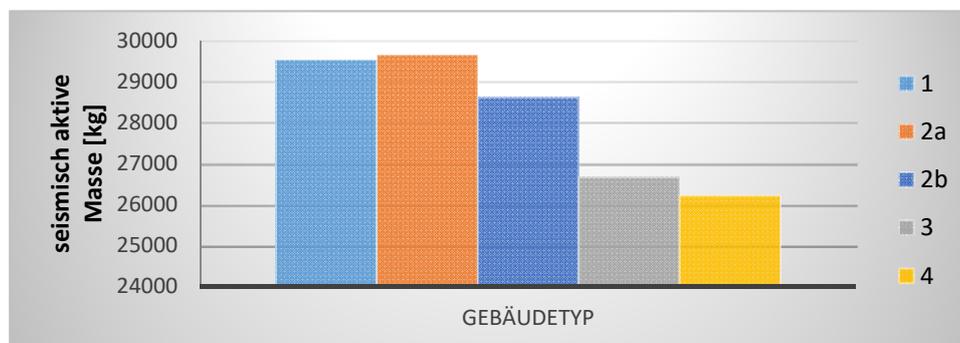


Abbildung 10.31: Vergleich der seismisch aktiven Masse in [kg]

10.6.3 Verformung im GZT Erdbeben

Mit RF-Dynam Pro werden anhand der Eigenformen und der zugehörigen Schwingungsdauer die horizontalen Lasten aus der Beschleunigung im Antwortspektrum für Erdbeben berechnet. Durch die relativ geringen Eigenfrequenzen und hohen Schwingungsdauern, ist die Spektralbeschleunigung jeweils im unteren Bereich des Antwortspektrums zu finden. Die Verformung im GZT für Erdbeben wird in den Deckenebenen abgelesen (siehe **Abbildung 10.32** in X-Richtung und **Abbildung 10.33** in Y-Richtung). Durch die geringe Masse und die hohe Duktilität (Verhaltensbeiwert $q=2-3$) der Holzbauten sind auch die Einwirkungen und Verformungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Erdbebeneinwirkung relativ klein im Vergleich zu den Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit Windbelastung. Da beim Typ 3 die Diagonalen

in jedem zweiten Geschoss nach innen zeigen, sind die Verformungslinien in den unteren, stark beanspruchten Geschossen leicht wellig, da hier die Breite des Aussteifungssystems in jedem zweiten Geschoss variiert und daher auch die Steifigkeit unterschiedlich groß ist.

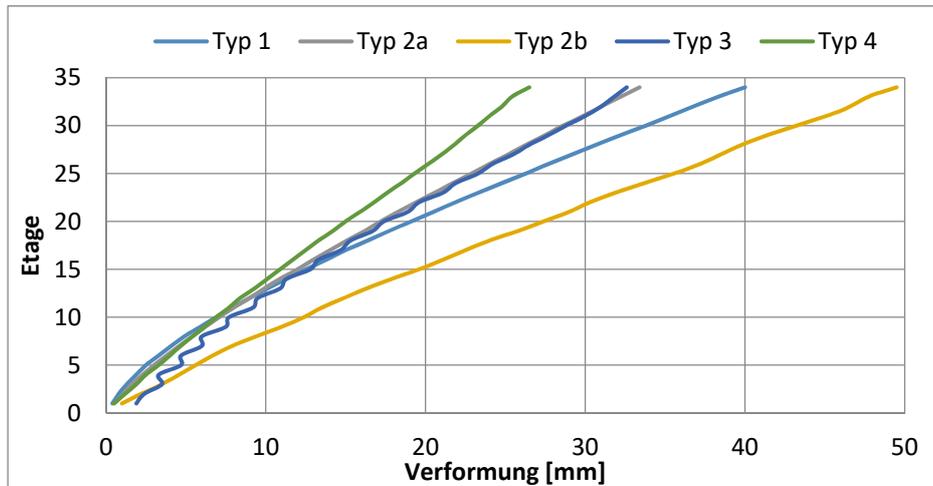


Abbildung 10.32: Verformung im GZT für die außergewöhnliche Einwirkungskombination im Erdbebenfall in X-Richtung

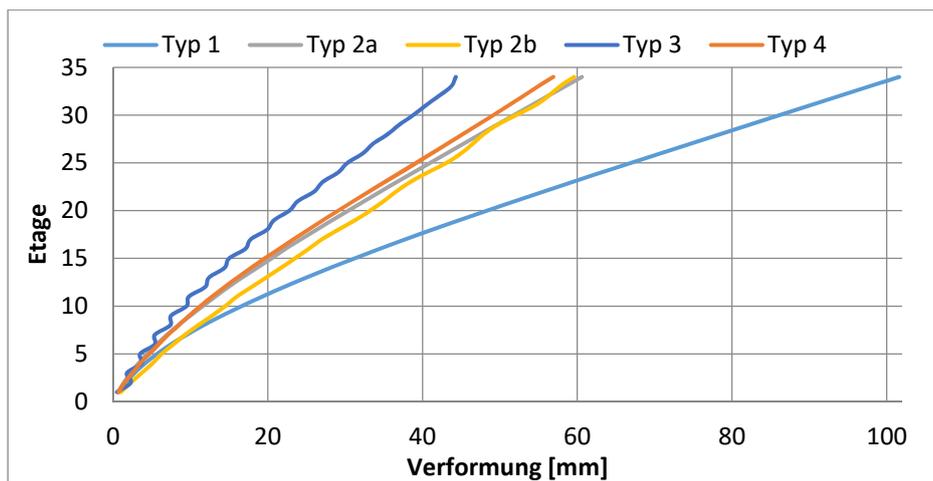


Abbildung 10.33: Verformung im GZT für die außergewöhnliche Einwirkungskombination im Erdbebenfall in Y-Richtung

10.6.4 Vergleich der Verformung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Verformung im GZG soll mit $h/500$ in horizontaler Richtung begrenzt werden. Bei einer Gebäudehöhe von 120 m sind das 240 mm an der höchsten Stelle des Gebäudes. Diese zulässige Verformung wurde für die Rissbegrenzung im Betonbau gewählt [143], im Holzbau sollte jedoch eine größere Verformung möglich sein, da das Gebäude duktiler ist. Bis auf den Gebäudetyp 1 mit dem tragenden Kern aus Stahlbeton erfüllen alle Varianten die Anforderung im GZG. In der Längsrichtung (in X-Richtung) verformt sich der Typ 2b mit CLT-Kern und Fachwerk am stärksten, aber ist mit ca. 90 mm im zulässigen Bereich. Die Typen 2a und 3 verhalten sich hier ziemlich ähnlich und weisen sehr kleine Verformungen auf (siehe **Abbildung 10.34**). Man erkennt auch, dass der Typ 4 in den oberen Geschossen steifer als die anderen Typen ist, da hier die Kurve steiler wird.

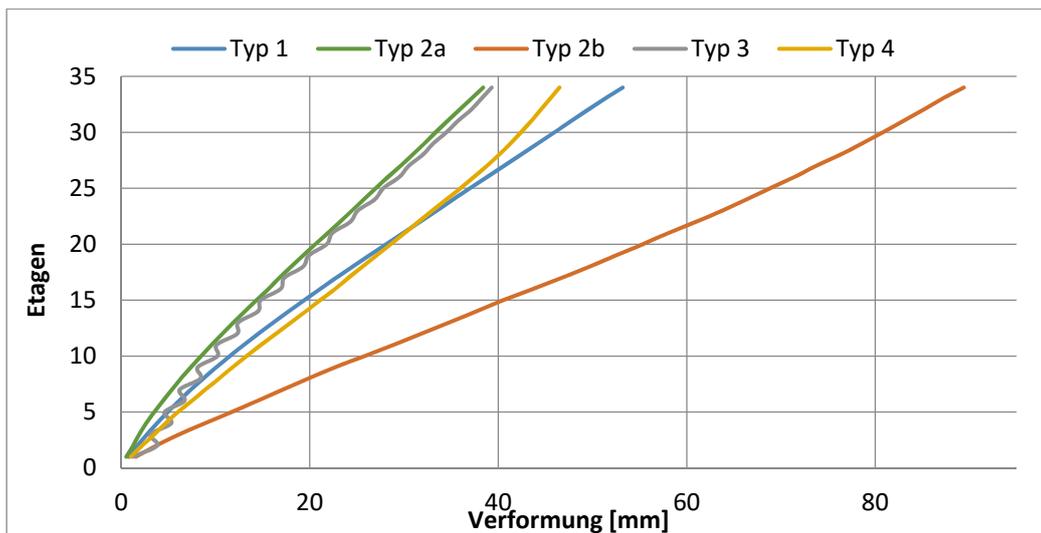


Abbildung 10.34: Verformung im GZG unter charakteristischer Einwirkungskombination in X-Richtung

In der schmälere Y-Richtung verformt sich der Gebäudetyp 1 mit 255 mm am stärksten, aber nur wenig über den Anforderungen (siehe **Abbildung 10.35**). Durch zusätzliche Wandscheiben oder Verbände in der Fassadenebene könnte hier die Grenzverformung von 240mm erreicht werden. Die drei Typen 2a, 3 und 4 weisen ziemlich ähnliche geringe Verformungen auf. Durch die Steigung der Verformungskurven wird sichtbar, in welchen Geschossen noch Potential zum Optimieren der Aussteifung gegeben ist.

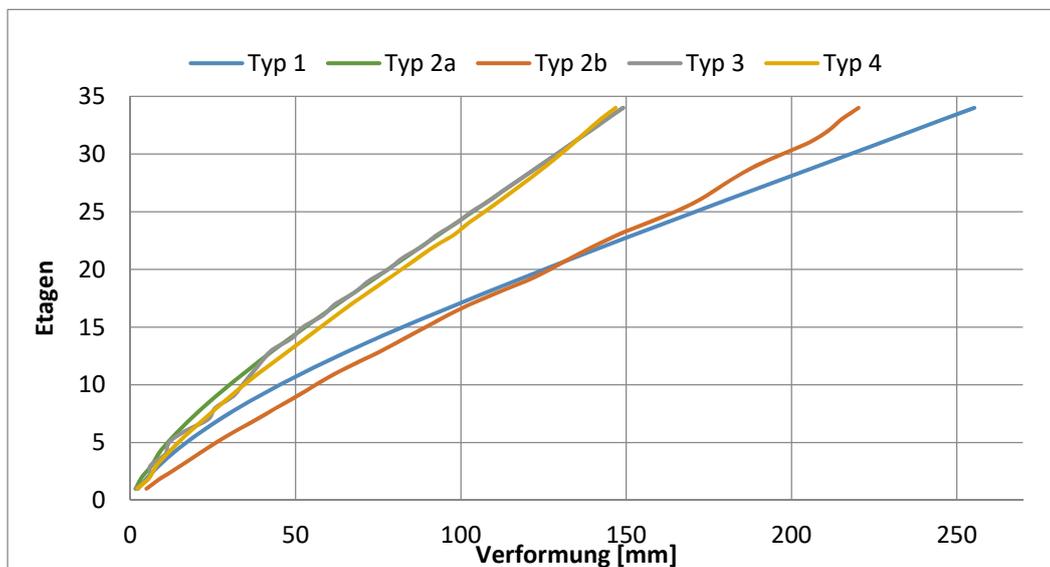


Abbildung 10.35: Verformung im GZG unter charakteristischer Einwirkungskombination in Y-Richtung

10.6.5 Vergleich der eingebauten Materialien im Tragwerk

Der Vergleich der eingesetzten Materialien basiert auf der statischen Bemessung und der Massenermittlung für die verschiedenen Gebäudetypen. Dabei werden nur die Bauteile für das Tragwerk verglichen. Die Stiegenläufe aus Beton sind von der Berechnung ausgenommen. Da Holz im Vergleich zum Beton sehr leicht ist, ist der Massenanteil vom Beton in allen Varianten überwiegend. Der Vergleich des verbauten Volumens an Material (**Tabelle 10.8** und **Abbildung 10.36**) zeigt, dass der Betonanteil bei den Gebäuden mit Betonkern überwiegt. Bei den Gebäuden mit Brettsperrholzkern, ist der Holzanteil überwiegend. Das kleinste Gesamtvolumen an

verbautem Material hat der Gebäudetyp 2b mit dem Fachwerk in der Fassade und dem Stiegenhauskern aus Brettspertholz.

Tabelle 10.8: Vergleich des verbauten Volumens in [m³] je Werkstoff

Materialverbrauch Tragwerk [m³]					
Material	Typ 1	Typ 2a	Typ 2b	Typ 3	Typ 4
Brettschichtholz GL28h	2997,35	5280,60	5279,15	5681,57	2711,05
Brettspertholz	0,00	0,00	3367,98	3367,98	7900,20
Vollholz C24	455,64	426,50	426,50	0,00	0,00
Beton	7769,00	7769,00	3672,64	3130,91	3130,91
Summe	11221,99	13476,10	12746,26	12180,46	13742,16

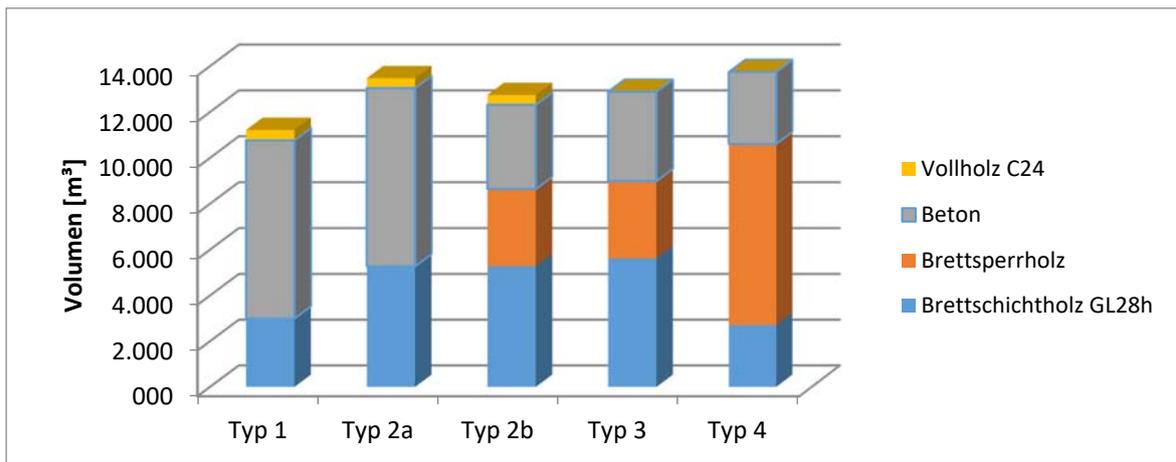


Abbildung 10.36: Vergleich des verbauten Volumens je Werkstoff

Tabelle 10.9: Vergleich der verbauten Masse in [kg] je Werkstoff

Materialverbrauch Tragwerk [kg]					
Material	Typ 1	Typ 2a	Typ 2b	Typ 3	Typ 4
Brettschichtholz GL28h	1498,67	2640,30	2639,57	2480,78	1355,53
Brettspertholz	0,00	0,00	1683,99	1683,99	3950,10
Vollholz C24	227,82	213,25	213,25	0,00	0,00
Beton	19422,50	19422,50	9181,59	7827,27	7827,27
Summe	21149,00	22276,05	13718,40	12352,05	13132,90

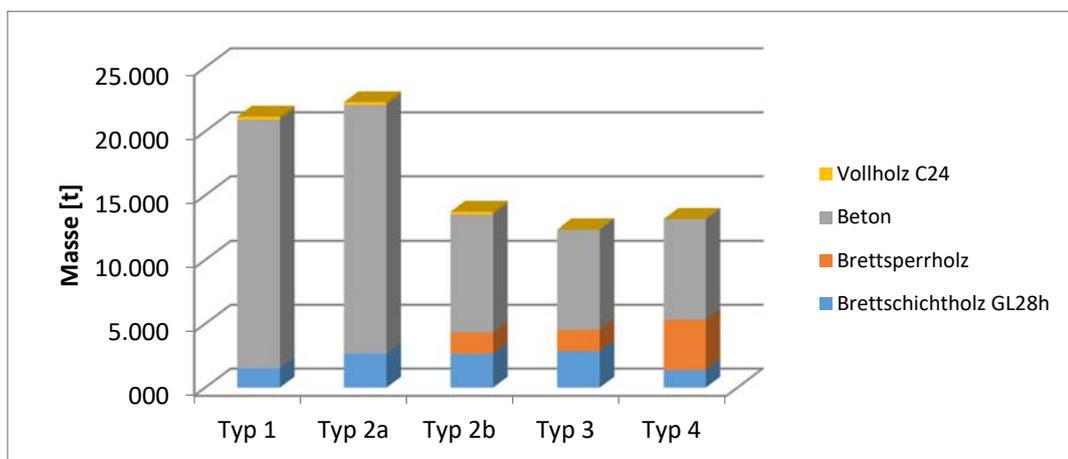


Abbildung 10.37: Vergleich der verbauten Masse je Werkstoff

In **Tabelle 10.10** wird das verbaute Holzvolumen der vier Typen je m²BGF verglichen. Man sieht, die unter Punkt 9.13 gezeigten Holzhochhäuser haben ähnliche Kubaturen an Holz bezogen auf die Bruttogeschossfläche verbraucht, jedoch ist hier ein Vergleich mit anderen Gebäuden schwierig, da der Verbrauch sehr von der Grundrissform und der Raumaufteilung abhängig ist. Bei Wohngebäuden oder Hotels müssen sicher mehrere Zwischenwände oder Wohnungstrennwände eingebaut werden, welche den Materialverbrauch ebenfalls steigen lassen.

Tabelle 10.10: Vergleich der verbauten Masse je Werkstoff

	Materialverbrauch bezogen auf BGF [m³/m²]				
Material	Typ 1	Typ 2 a	Typ 2b	Typ 3	Typ 4
Holz	0,11	0,30	0,19	0,30	0,35
Beton	0,26	0,12	0,26	0,13	0,10
Summe	0,37	0,42	0,44	0,43	0,45

10.7 Abschätzung der Bauzeit

10.7.1 Bauablauf Typ 1

Zuerst werden die Stahlbetonkerne aus Hohlwänden, Hohldielendecken und Stahlbetonfertigteiltreppen erstellt. Dafür wird von einer Betonarbeiter-Partie von 5 Mann ausgegangen. Als Bauzeit werden im Schnitt 5 Arbeitstage pro Geschoss eingeplant. Währenddessen können die HBV-Decken, die Stützen und Unterzüge sowie die Fassadenelemente aus Hohlwänden im Werk vorgefertigt werden.

Aus den Bauzeitangaben des LCT-Towers geht hervor, dass es durch die Verwendung von vorgefertigten Elementen möglich ist, 9 Deckenfelder und die zugehörigen Stützen und Auflager pro Tag zu erstellen. In dem Hyperiongebäude gibt es 40 Deckenfelder pro Geschoss. Daher werden auch 5 Arbeitstage pro Geschoss für den Holzbau angenommen. Zuerst werden die Stützen aufgestellt. Sobald genug Stützen stehen, um ein Deckenelement verlegen zu können werden die HBV-Decken darauf versetzt, so dass ein Witterungsschutz der Konstruktion darunter gegeben ist. Die vorgefertigten Fassadenelemente werden zum Schluss an den Stützen und den Decken vorgesetzt montiert. Für die Fassadenelemente werden je Geschoss 2 Tage berechnet.

Daher ergibt sich folgende Bauzeit für den Gebäudevariante 1:

- Bauzeit Betonbau: $33 \cdot 5 = 165$ AT
- Bauzeit Holzbau: $33 \cdot 5 = 165$ AT
- Bauzeit Fassade: $33 \cdot 2 = 66$ AT
- Bauzeit für Tragwerk gesamt: $165 + 165 + 66 = 396$ AT

10.7.2 Bauablauf Typ 2 a

Für das Fachwerk in der Fassadenebene werden zusätzlich 2 Tage pro Geschoss, also 7 Tage eingeplant, da hier die Verbindungen komplizierter sind und durch die Diagonalen auch öfter Stellen auftreten können, an denen das Holz nachgearbeitet werden muss. Für die Fassade wird ebenfalls statt 2 Tagen pro Geschoss 3 Tage angenommen. Das ergibt folgende Bauzeit für den Typ 2a:

- Bauzeit Betonbau: $33 \cdot 5 = 165$ AT
- Bauzeit Holzbau: $33 \cdot 7 = 231$ AT
- Bauzeit Fassade: $33 \cdot 3 = 99$ AT
- Bauzeit für Tragwerk gesamt: $165 + 231 + 99 = 495$ AT

10.7.3 Bauablauf Typ 2 b

Hier entfallen die Betonarbeiten. Dafür wird ein zusätzlicher Tag je Geschoss im Vergleich zu Typ 2a für das Aufstellen der Brettsperrholzwände eingeplant. Für die Fassade werden wieder 3 Tage pro Geschoss berechnet. Das ergibt folgende Bauzeit für den Typ 2b:

- Bauzeit Holzbau: $33 \cdot 8 = 264$ AT
- Bauzeit Fassade: $33 \cdot 3 = 99$ AT
- Bauzeit für Tragwerk gesamt: $264 + 99 = 363$ AT

10.7.4 Bauablauf Typ 3

Für die Bauzeit je Geschoss werden hier nur 7 Tage angenommen, da die Stäbe und Knotenverbindungen durchgehend gleichbleiben sind und die Verbindungen vorgefertigt werden können, sodass am Bau die Elemente nur zusammengesteckt werden. Als Fassade wird hier von einer kompletten vorgesetzten Glasfassade ausgegangen. Für diese werden ebenfalls 3 Tage je Geschoss eingeplant. Das ergibt folgende Bauzeit für den Typ 3:

- Bauzeit Holzbau: $33 \cdot 7 = 231$ AT
- Bauzeit Fassade: $33 \cdot 3 = 99$ AT
- Bauzeit für Tragwerk gesamt: $231 + 99 = 330$ AT

10.7.5 Bauablauf Typ 4

Die Außenwandelemente werden hier mit der Fassade mit eingebauten Fenstern vorgefertigt. Es wird von der „Ballon Frame“-Methode ausgegangen. Dabei werden die Wände über zwei Geschosse durchgehend aufgestellt. Die Elemente werden mit einer Breite von 2,70 m geplant, sodass sie die gleiche Breite wie ein Deckenfeld haben und auch leicht zu transportieren sind.

In jedem zweiten Geschoss müssen daher 46 Außenwandelemente und 10 Elemente im Kern montiert werden. Dafür müssen Winkelverbinder zu den Decken und Schrägstützen als temporäre Abstützung der Wände eingebaut werden. Je Außenwandelement werden im Schnitt ca. 20 min berechnet. Also können die Wandelemente für zwei Geschosse in drei Tagen montiert werden. Sobald ein Wandelement steht, müssen die zugehörigen Deckenelemente montiert werden. Für die Montage der Decken und BSH Stützen werden noch drei Tage eingeplant. Das ergibt folgende Bauzeit für den Typ 4:

- Bauzeit BSP-Wände: $33 / 2 \cdot 3 = 50$ AT
- Bauzeit HBV-Decken: $33 \cdot 3 = 99$ AT
- Bauzeit für Tragwerk gesamt: $50 + 99 = 149$ AT

10.7.6 Vergleich der Bauzeit

Folgendes Diagramm in **Abbildung 10.38** zeigt den Überblick über die angenommene Bauzeit für das Tragwerk inklusive Fassade. Es stellt sich heraus, dass die Brettsperrholzbauweise die schnellste Bauweise ist. Dadurch könnte ein Teil der relativ teuren Brettsperrholzelemente (ca. 460 €/m^3) kompensiert werden.

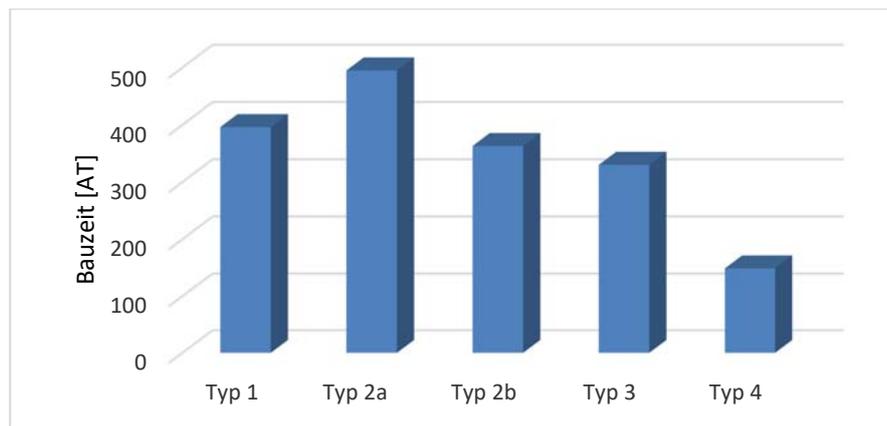


Abbildung 10.38: Vergleich der Bauzeit

10.8 Zusammenfassende SWOT-Analyse der Gebäudetypen

Anhand einer SWOT-Analyse werden **S**trengths (Stärken), **W**eaknesses (Schwächen), **O**pportunities (Chancen) und **T**hreats (Risiken) der zuvor entworfenen Gebäudetypen aufgezeigt.

10.8.1 Typ 1

Stärken:

- Prototyp für Bausystem bereits vorhanden (LCT One)
- Wenige einfache Verbindungen ermöglichen rasche und effiziente Montage des Holzbaues
- Regelmäßigkeit erleichtert Montage und verkürzt Bauzeit
- Kern aus Beton mit hoher Druckfestigkeit übernimmt die gesamte Aussteifung, daher nur vertikal belastete Holzstützen
- geringstes verbautes Volumen m^3/m^2 BGF schafft mehr nutzbare Fläche

Schwächen:

- Brandschutz kann ohne teure Verkleidung erfüllt werden
- Mehr als doppelt so viel Betoneinbauten als mit einem CLT-Kern und Fachwerk in der Fassade,
- 60 cm starke Wände in den unteren Geschossen verringern nutzbare Fläche
- Aussteifung alleine durch Kern erfüllt nicht die erlaubten Verformungen im GZG und die erlaubten Schwingungen
- Hohe Belastung an Fundamente unter dem Betonkern
- Austrocknungszeiten von Betonkern müssen eingehalten werden

Chancen:

- Durch Verbreiterung des Kerns oder durch zusätzliche aussteifende Wände können Anforderungen erfüllt werden
- Mithilfe von Schwingungstilgern könnten Schwingungen begrenzt werden

Risiken:

- Zusätzliche Verbände in der Fassadenebene erhöhen die Steifigkeit
- Risiko der Unbehaglichkeit durch Schwingungsanfälligkeit
- Bauablauf und Koordination der Schnittstellen von Stahlbetonarbeiten und Holzbauarbeiten müssen gut geplant werden, um die Bauzeit kurz zu halten

10.8.2 Typ 2

- Stärken:**
- Durch das Fachwerk in der Fassadenebene kann der Betonkern durch einen CLT-Kern ersetzt werden (Typ 2b)
 - Erfüllt Anforderungen im GZT und GZG
- Schwächen:**
- Höchster Materialverbrauch
 - Große Präzision bei den Diagonalen erforderlich
 - Fachwerkstäbe aus Holz mit großen Querschnitten sind nur schwer herzustellen und zu bearbeiten (teuer)
 - Keine regelmäßig gleichbleibenden Abschnitte erschweren Arbeitsablauf
 - Fachwerkknoten müssen hohe Lasten übertragen
 - Fassadenelemente müssen an Diagonalen angepasst werden
- Chancen:**
- eventuell statt Fachwerkstreben Verbände aus Stahl oder Holz in der Fassadenebene herstellen, wie in dem Projekt Acht + vorgestellt
- Risiken:**
- Ungenauigkeiten führen zu erhöhtem Zeitaufwand
 - Stäbe, die nicht genau passen sind vor Ort nur schwer zu bearbeiten
 - Austauschbarkeit von Stäben im Schadensfall sehr schwierig

10.8.3 Typ 3

- Stärken:**
- Regelmäßigkeit erleichtert Montage und verkürzt Bauzeit
 - geringe Verformungen
 - geringe Schwingungsanfälligkeit
 - hohe Torsionssteifigkeit
 - wenige Verbindungen
 - geringes Gesamtgewicht
 - Massige Bauteile sind schwer entflammbar
- Schwächen:**
- Hoher Materialverbrauch
 - Stäbe aus Holz mit großen Querschnitten sind nur schwer herstellbar und bearbeitbar (teuer)
 - Bauteile müssen mit GKF-Platten verkleidet werden
- Chancen:**
- Aussteifung als architektonisches Element
 - Starke Querschnitte in Fassadenebene haben geringen U-Wert und brauchen nicht zusätzlich gedämmt werden.
- Risiken:**
- Ungenauigkeiten bei Verbindungen führen zu erhöhtem Zeitaufwand
 - Austauschbarkeit von Stäben im Schadensfall sehr schwierig

10.8.4 Typ 4

- Stärken:**
- Hoher Vorfertigungsgrad
 - kürzeste Bauzeit
 - Regelmäßigkeit erleichtert Montage und verkürzt Bauzeit
 - Hohe Steifigkeit
 - wenige Verbindungen
 - guter Schall- und Wärmeschutz durch CLT-Elemente gegeben
 - Massige Bauteile sind schwer entflammbar

- Schwächen:**
- CLT-Elemente sind teuer (ca. 460 €/m³)
 - Dimensionen bis 520mm starke CLT-Elemente nur als Sonderanfertigung
 - Höchster Materialverbrauch
 - Bauteile müssen mit GKF-Platten verkleidet werden
 - Installationsleitungen müssen eingeschlitzt werden oder in Installationsebene
- Chancen:**
- Einzelne Wände könnten sichtbar bleiben
 - Vertikale Lasten könnten gebündelt über zusätzliche Stützen abgeleitet werden und CLT Wände übernehmen nur Aussteifung
- Risiken:**
- Anschlussdetails müssen detailliert geplant werden um Schallübertragungen über die Bauteile zu vermeiden

11 Fazit

Es ist möglich Holzgebäude so hoch wie die höchsten Bäume der Welt zu bauen. Jedoch sind neben den gesetzlichen Brandschutzvorschriften in einigen Ländern auch die erforderlichen Holzquerschnitte problematisch herzustellen und zu bearbeiten. Durch Verkleidung, Behandlung und gesonderte Nachweise und Tests sowie den Einbau von zusätzlichen Sprinkleranlagen und Brandmeldeanlagen sollte es möglich sein, Sondergenehmigungen für Holzhochhäuser zu bekommen. Jedoch ist der Holzbau in Hochhäusern durch die erforderlichen Brandschutzmaßnahmen, wie Verkleidung und Überdimensionierung der tragenden Holzbauteile wirtschaftlich im Nachteil gegenüber Stahlbeton, welcher unbrennbar ist und nicht verkleidet werden muss.

Bäume haben im Vergleich zu Häusern nicht das Problem, dass sie Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit erfüllen müssen und dürfen sich auch unbegrenzt verformen und schwingen. Bei zunehmender Gebäudehöhe nehmen die Einwirkungen und die Verformungen zufolge Wind- und Erdbeben (Standortabhängig) und auch die Schwingungsanfälligkeit zu. Damit nimmt auch die erforderliche Gebäudeaussteifung mit der Höhe ca. mit der dritten Potenz zu. Da Holz im Vergleich zu Stahl und Stahlbeton relativ weich ist (siehe materialabhängiger Vergleich verschiedener Aussteifungssysteme Punkt 5.6 und **Tabelle 11.1**), sind hier größere Querschnitte erforderlich, um die zusätzlichen Schnittkräfte aus den Horizontalkräften zu übertragen.

Tabelle 11.1: Festigkeitsvergleich verschiedener Baumaterialien bezogen auf Vollholz C24 [153] [154]

Festigkeit:	Elastizitätsmodul		Zugfestigkeit		Druckfestigkeit	
Material:	[N/mm²]		[N/mm²]		[N/mm²]	
Holz C24	11000	100,00%	14	100,00%	21	100,00%
Holz GL24 h	11600	105,45%	16,5	117,86%	24	114,29%
Holz GL36 h	14700	133,64%	26	185,71%	31	147,62%
Beton C30/37	33000	300,00%	2	214,29%	30	142,86%
Beton C40/50	35000	318,18%	2,5	285,71%	40	190,48%
Stahl S235	210000	1909,09%	235	1678,57%	235	1119,05%
Stahl S355	210000	1909,09%	355	2535,71%	355	1690,48%

Hybridgebäude mit Holz-Beton-Verbunddecken und Stiegenhauskernen aus Stahlbeton sind die beste Lösung in Hinsicht auf den Brandschutz. Jedoch sind Aussteifungen mit einem tragenden Kern für eine Höhe von 120 m eher zu weich, um die geforderten Anforderungen an Verformungen und Schwingungen zu erfüllen. Hier müssten die Kerne entweder sehr breit ange-

ordnet werden oder in den unteren Geschossen sehr stark dimensioniert werden. Eine gute Lösung ist hier beim Hoho Wien unter Punkt 9.1.1 zu sehen. Hier wurde das hohe Gebäude zusätzlich durch zwei niedrigere Gebäude abgestützt. Dafür ist jedoch eine große Grundstücksfläche erforderlich. Bei einem tragenden Kern gibt es auch keine aufwendigen Knotenausbildungen, wie bei Fachwerken. Als Verstärkung des Stahlbetonkerns könnten zusätzliche Outtrigger-Geschosse eingebaut werden oder zusätzliche Verstrebungen in der Fassadenebene.

Eine Aussteifung in der Fassadenebene durch Fachwerke oder durch eine netzartige Anordnung mit diagonalen Holzstäben steigert die horizontale Steifigkeit um etwa 30% gegenüber einem reinen Stahlbetonkern. Dabei könnte der Kern auch aus Brettsperrholzelementen ausgeführt werden. Dieser müsste jedoch wieder zusätzlich mit Brandschutzverkleidung oder Mineralwolle verkleidet werden, um die Brandschutzvorschriften einzuhalten. Bei einer Aussteifung mit Diagonalen in der Fassadenebene sind die Knotenausbildungen der Anschlüsse von besonderer wirtschaftlicher Bedeutung. Diese müssen so einfach als möglich gehalten werden, um eine rasche und unkomplizierte Montage zu ermöglichen.

Eine reine CLT-Massivholzbauweise ist ebenfalls ca. 30 % steifer als ein Stahlbetonkern und in kürzerer Zeit zu montieren. Jedoch ist das verbaute Holzvolumen hier am größten und Massivholzplatten sind noch sehr teuer (unbearbeitet ca. 460 €/m³). Die CLT-Wände müssten aus Brandschutzgründen mit Brandschutzplatten verkleidet werden. Außerdem sind nur Querschnitte bis 320 mm Standardquerschnitte. Die erforderlichen Querschnitte von bis zu 520 mm wären hier teure Sonderanfertigungen. Gebäude in Brettsperrholzbauweise sind jedoch eine besonders gute Lösung, bei Gebäuden bis ca. 50 m Höhe, wie die gebauten Beispiele unter 9.13 anhand der Kosten pro m² BGF zeigen. Die Vorteile liegen hier sicher in der raschen Bauweise. Auch bezüglich Erdbeben ist diese Bauweise besonders gut geeignet, wie beispielsweise Arbeiten von Eugen Christanell [9] oder Andreas Ringhofer [17] und Gerhard Schickhofer [20] zeigen, die das Erdbebenverhalten von Massivholzbauten im Vergleich zu Stahlbeton- und Ziegelbauten untersucht haben. Die geringe Masse im Vergleich zu Stahlbeton und Ziegelbauweise und die hohe Duktilität der Verbindungsmittel in Kombination mit relativ hoher Steifigkeit der Wandscheiben wirken sich hier sehr positiv aus.

Pauschale Aussagen bezüglich der Anwendung von Holz in Hochhäusern sind nur schwer möglich, da es sehr viele variable Einflussgrößen und Gestaltungsmöglichkeiten gibt. Ein grundsätzliches Problem bei Gebäuden aus Holz über 100 m sind die großen Stützenquerschnitte, und die erforderlichen Dicken der CLT-Elemente, welche mit dem momentanen Stand der Technik nur schwer zu erstellen und zu bearbeiten sind. Elemente mit großen Holzquerschnitten sind nicht nur teuer, sondern brauchen auch viel Platz und reduzieren damit auch den gewinnbringenden Raum.

Eine weitere Möglichkeit zum Einsatz von Holz in Hochhäusern über 100 m Höhe, wäre es, die unteren Geschosse aus Stahlbeton herzustellen und die oberen Geschosse in Holzbauweise. Dadurch könnte Gewicht, Zeit und CO₂ gespart werden. Die Erdbebenbelastungen für die oberen Geschosse mit dem größten Hebelsarm wären geringer und die größte Steifigkeit des Gebäudes wäre in den unteren Geschossen, wo die größten Belastungen auftreten. Dies wurde jedoch in dieser Arbeit nicht untersucht.

Der moderne Holzbau in mehrgeschossigen Gebäuden ist erst am Anfang und es werden noch einige Innovationen und auch Anpassungen der Vorschriften kommen, die das Bauen mit Holz weiter verbessern und auch in der Verwendung für Hochhäuser wirtschaftlicher machen. Dazu

sind die bereits gebauten und geplanten Hochhäuser in Holzbauweise als Vorreiter sehr wichtig und ein Umdenken in Richtung Holzbau hat schon bei vielen Planern und Kunden stattgefunden.

Literaturverzeichnis

- [1] Timber Structures 3.0 AG, „www.ts3.biz,“ [Online]. Available: http://www.ts3.biz/de/aktuelles/meldungen/2018-02-12_news_Economist-video.php. [Zugriff am 3 5 2018].
- [2] p. austria, „www.proholz-kaernten.at,“ [Online]. Available: <https://proholz-kaernten.at/werkstoff-holz/>. [Zugriff am 12 02 2019].
- [3] Wikipedia, „de.wikipedia.org,“ [Online]. Available: <https://de.wikipedia.org/wiki/Holz#Eigenschaften>. [Zugriff am 06 03 2018].
- [4] A. Pech, *Holz im Hochbau*, Basel: Birkhäuser, 2016.
- [5] KLH Massivholz GmbH, „Kreuzlagenholz,“ [Online]. Available: https://www.klh.at/download/public/Kreuzlagenholz/KLH_Kreuzlagenholz_2019.pdf. [Zugriff am 12 01 219].
- [6] Waugh Thistleton Architects, „100 Projects UK CLT,“ 2018.
- [7] Austrian Standards Institute, *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten-Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*, 2015.
- [8] B. f. D. u. Wirtschaftsstandort, „www.ris.bka.gv.at,“ [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=LrW&Gesetzesnummer=20000006>. [Zugriff am 26 1 2019].
- [9] E. Christanell, *Holzhochhaus, eine vergleichende Betrachtung mit konventioneller Massivholzbauweise*, 2015.
- [10] Austrian Standards Institute, *Eurocode Grundlagen der Tragwerksplanung ÖNORM EN 1990: 2013-03-15*.
- [11] D. Rudolf, *Modelle für das Dämpfungsverhalten von schwingenden Stahlbetonträgern im ungerissenen und gerissenen Zustand*, 1981.
- [12] Austrian Standards Institute, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke-Teil 1-4 Allgemeine Einwirkungen: Windlasten*, 2013.
- [13] Austrian Standards Institute, *EN 1998-1:2013-06-15; Eurocode 8: Auslegung gegen Erdbeben*, 2013.
- [14] Austrian Standards Institute, *EN 1991-1-1; Eurocode 1: Allgemeine Einwirkungen*, 2011.
- [15] Austrian Standard Institute, *ÖNORM B 1998-1:2017-04-1 Nationale Festlegungen zur EN 1998*, 2017.
- [16] R. Heuer, *Grundlagen des Eurocode 8 – Teil 1 (EN 1998-1) (Erdbebeneinwirkungen & Regeln für Hochbauten)*, 2016.
- [17] A. Ringhofer, *Erdbebennormung in Europa und deren Anwendung auf den Wohnbau in Holz- Massivbauweise*, 2010.
- [18] H. Norda, *Beitrag zum statischen nichtlinearen Erdbebennachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Berücksichtigung einer und höherer Modalformen*, 2012.
- [19] Ingenieurkammer-Bau Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf, *Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden*, 2011.
- [20] G. Schickhofer und A. Ringhofer, *Das Erdbebenverhalten von Holz-Massivbauten*,

- 2011.
- [21] Austrian Standards Institute, *Eurocode 3-Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, 2012.
- [22] Austrian Standards Institute, *Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten*.
- [23] K. P. Schober, W. Winter und M. Aichholzer, *Mehrgeschossiger Holzbau*, Proholz Österreich.
- [24] Steico, „www.steico.com,“ [Online]. Available: www.steico.com. [Zugriff am 03 01 2019].
- [25] Lignum Holzwirtschaft Schweiz, „www.lignum.ch,“ [Online]. Available: https://www.lignum.ch/holz_a_z/konstruktion/. [Zugriff am 12 02 2019].
- [26] A. Pearson, „Dalston Lane: Tall Timber,“ [Online]. Available: <https://www.building.co.uk/dalston-lane-tall-timber/5079749.article#>. [Zugriff am 12 02 2019].
- [27] M. Green und J. Taggart, *Hoch bauen mit Holz*, Basel: Birkhäuser, 2017.
- [28] V. Schmid, T. Nettekoven und M. Sutter, *Hochhäuser in Holzbauweise-Konstruktionsprinzipien, dynamisches Verhalten, Verbundbau*, 2018.
- [29] T. Bogensperger, *Nachweisführung der Eckausbildung von Rahmenkonstruktionen*.
- [30] Halfen G.m.b.H., „www.halfen.com,“ [Online]. Available: https://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/tensionrodsystem/D_T_16.1.pdf. [Zugriff am 8 3 2018].
- [31] Coverr Dak/Gevel Magazine, „coverr.be,“ [Online]. Available: <http://coverr.be/nieuws/hoogste-houten-gebouw-ter-wereld>. [Zugriff am 13 3 2018].
- [32] Austrian Standards Institute, *ÖNORM B 1995-1-1*, Austrian Standards, 2015.
- [33] Austrian Standard Institute, *ÖNORM B 1990-1:2013-01-01*, 2013.
- [34] KLH Massivholz GmbH, *KLH Vorbemessungstabellen*.
- [35] KLH Massivholz G.m.b.H., „www.klh.at,“ [Online]. Available: http://www.klh.at/download/public/Kreuzlagenholz/KLH_HBV.pdf. [Zugriff am 04 01 2019].
- [36] Elascor, „www.elascon.de,“ [Online]. Available: <https://www.elascon.de/tragsysteme>. [Zugriff am 04 01 2019].
- [37] M. P. Steiner, „Der Schlüssel zum Hochhaus,“ [Online]. Available: www.proholz.at/zuschnitt/45/der-schluesel-zum-hochhaus/. [Zugriff am 07 05 2018].
- [38] W. Winter, *Holzbau.bi CLT-Cross Laminated-Timber Ausgabe 10/2016*, TU Wien, 2016.
- [39] Ticomtec G.m.b.H., *Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung durch das DIBt Z-9.1-557*.
- [40] ProHolz, „www.proholz.at,“ [Online]. Available: <http://www.proholz.at/zuschnitt/54/holzrahmendecke/>. [Zugriff am 04 01 2019].
- [41] KLH Massivholz GmbH, „Rippenelemente,“ 2014. [Online]. Available: https://www.klh.at/download/public/Kreuzlagenholz/KLH_Rippenelemente.pdf. [Zugriff am 04 01 2019].
- [42] Metsä Wood Merk GmbH, „www.fh-finnholz.com,“ [Online]. Available: http://www.fh-finnholz.com/fileadmin/files/pdf_2015/broschueren/Kerto-Ripa_Broschuere.pdf. [Zugriff am 12 10 2016].

- [43] A. Bernasconi, *Schnittstellen- Anschlüsse-Verankerungen*, 2011.
- [44] D. Bobacz, W. F. Luggin und K. Bergmeister, „Neue Erkenntnisse zum Brandverhalten von Holz und Holzwerkstoffen“.
- [45] Austrian Standards Institute, *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten-Teil1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall*.
- [46] B. Östmann, *Fire Safety in Timber Buildings*, 2016.
- [47] „www.baunetzwissen.de,“ [Online]. Available: <https://www.baunetzwissen.de/glossar/b/brandlast-3150661>. [Zugriff am 29 01 2019].
- [48] „wikipedia,“ [Online]. Available: <https://de.wikipedia.org/wiki/Heizwert>. [Zugriff am 29 01 2019].
- [49] Austrian Standards Institute, *ÖNORM EN 13501-1: 2009 12 01-Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten - Teil 1: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten*, 2017.
- [50] Structural Timber Association, „Fire safety in timber buildings,“ [Online]. Available: <http://www.structuraltimber.co.uk/assets/InformationCentre/eb7.pdf>. [Zugriff am 19 05 2018].
- [51] Austrian Standards Institute, *ÖNORM EN 13501-2: 2016 11 01-Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten - Teil 2: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Feuerwiderstandsprüfungen, mit Ausnahme von Lüftungsanlagen*.
- [52] Rüdiger Lainer + Partner, „Hoho Wien,“ in *Holzbauforum 2016*, Wien, 2016.
- [53] Österreichisches Institut für Bautechnik, *OIB-Leitfaden Abweichungen im Brandschutz und Brandschutzkonzepte*, 2015.
- [54] M. Teibinger, „www.derteibinger.at,“ [Online]. Available: www.derteibinger.at.
- [55] D. I. A. T. Schrentewein, *Brandschutzanforderungen Italien-Vorgaben und Ausführung*, Brixen, 2015.
- [56] D.-I. D. t. M. Teibinger, *Brandbemessung im Holzbau*, 2017.
- [57] B. Kampmeier und W. Stefan, *Stand der Wissenschaft zum Brandschutz im Holzbau*, Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2015.
- [58] J. Fornather, „Holz brennt und bleibt leistungsfähig,“ [Online]. Available: <http://www.proholz.at/zuschnitt/14/holz-brennt-und-bleibt-leistungsfahig/>. [Zugriff am 30 3 2018].
- [59] Österreichisches Institut für Bautechnik, *OIB-Richtlinie 2, Brandschutz*, 2015.
- [60] Österreichisches Institut für Bauwesen, *OIB-Richtlinie 2.3 Brandschutz für Gebäude mit einem Fluchtniveau von mehr als 22m*, 2015.
- [61] ProHolz, „www.proholz.at,“ [Online]. Available: <http://www.proholz.at/architektur/detail/hoho-wien-asporn-seestadt/>. [Zugriff am 13 02 2019].
- [62] R. Woschitz, „Holzhochhaus Hoho Wien,“ in *Internationales Holzbauforum 2015*, Wien, 2015.
- [63] Wikipedia, „de.wikipedia.org,“ [Online]. Available: https://de.wikipedia.org/wiki/HoHo_Wien. [Zugriff am 30 01 2019].
- [64] Austrian Standards, *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen*, 2014.

- [65] Rüdiger Lainer und Partner, „www.lainer.at,“ [Online]. Available: <https://www.lainer.at/projekte/hoho/>. [Zugriff am 13 02 2019].
- [66] Wikipedia, „de.wikipedia.org,“ [Online]. Available: https://de.wikipedia.org/wiki/LCT_ONE. [Zugriff am 13 3 2018].
- [67] A. Isopp, „www.proholz.at,“ 24 11 2012. [Online]. Available: <http://www.proholz.at/haeuser/life-cycle-tower-one-dornbirna/>. [Zugriff am 07 05 2018].
- [68] C. Dünser, „LifeCycle-Tower in Dornbirn – das erste Holz-Hybrid Hochhaus,“ 2012. [Online]. Available: https://www.forum-holzbau.com/pdf/ebh12_duenser.pdf. [Zugriff am 01 04 2019].
- [69] Vorarlberg Online, „www.vol.at,“ [Online]. Available: <https://www.vol.at/lct-one-weltweit-erstes-holz-hybrid-hochhaus-wird-in-dornbirn-eroeffnet/3402689>. [Zugriff am 15 06 2018].
- [70] „Musterbauordnung 2002,“ 13 05 2016. [Online]. Available: <https://www.is-argebau.de/Dokumente/42318979.pdf>. [Zugriff am 11 01 2016].
- [71] „Muster-Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an hochfeuerhemmende Bauteile in Holzbauweise – M-HFHolzR,“ [Online]. Available: <file:///C:/Users/winter02/Downloads/4234256.pdf>. [Zugriff am 11 01 2019].
- [72] *Muster-Richtlinie über den Bau und Betrieb von Hochhäusern*, 2012.
- [73] Land Baden Württemberg, „www.landesrecht-bw.de,“ [Online]. Available: <http://www.landesrecht-bw.de/jportal/jsessionid=CA1C0A344DF7DD5DD0864CBC969717F4.jp80?quelle=jlink&query=BauO+BW&psml=bsbawueprod.psml&max=true&aiz=true#jlr-BauOBW2010V4P26>. [Zugriff am 21 01 2019].
- [74] Lignum Holzwirtschaft Schweiz, *Lignum-Dokumentation Brandschutz Pressemitteilung*, 2017.
- [75] W. Baumgartner, *NEUE BRANDSCHUTZVORSCHRIFTEN 2015*, 2015.
- [76] Lignum, „www.lignum.ch,“ [Online]. Available: https://www.lignum.ch/auf_einen_klick/news/lignum_journal_holz_news_schweiz/news_detail/?tx_news_pi1%5Bnews%5D=2966&tx_news_pi1%5Bcontroller%5D=News&tx_news_pi1%5Baction%5D=detail&cHash=383339a13dff0981b943035196a3695d.
- [77] Lignum, „Erstes Holz-Hochhaus der Schweiz in Risch Rotkreuz,“ 2016. [Online]. Available: https://www.zugestates.ch/fileadmin/user_upload/redakteure/pdf/medienberichte/170318_immoInvest_Solothurn_03-17_RZ_Zug-Estates.pdf. [Zugriff am 14 02 2019].
- [78] ERNE AG-Holzbau, *Suurstoffi 22 - Das erste Holz-Hochhaus der Schweiz*.
- [79] O. Lowenstein, „Holz- wegen seiner Fähigkeit CO₂ zu speichern,“ [Online]. Available: <http://www.proholz.at/zuschnitt/59/london/>. [Zugriff am 09 01 2019].
- [80] Holzbau Austria, „Nicht das Höchste, aber das Größte,“ 28 12 201. [Online]. Available: http://www.holzbauaustria.at/index.php?id=111&cHash=98ba85963b21fde6cd29cd4ceee45215&tx_ttnews%5Btt_news%5D=6306. [Zugriff am 2018 05 7].
- [81] Binderholz, „www.binderholz.com,“ [Online]. Available: <https://www.binderholz.com/bauloesungen/wohnbau/dalston-lane-london-grossbritannien/>. [Zugriff am 30 01 2019].
- [82] Holzbau Austria, „Timber first,“ [Online]. Available:

- https://www.holzbauaustria.at/index.php?id=356&tx_ttnews%5Btt_news%5D=7265&cHash=342e9f47ae66119eb7a7b54680f32518. [Zugriff am 01 04 2019].
- [83] Holzbau Austria, „Bauarbeiten an weltgrößtem Holzbau abgeschlossen,“ 6 11 2017. [Online]. Available: https://www.holzbauaustria.at/index.php?id=357&tx_ttnews%5Btt_news%5D=7199&cHash=6e8384f086fadf1490ac2a0016aa14e3. [Zugriff am 01 04 2019].
- [84] K. Triendl, „Holz in the City,“ ProHolz, [Online]. Available: <http://www.proholz.at/zuschnitt/33/holz-in-the-city/>. [Zugriff am 08 05 2018].
- [85] J. Z. Su, *FIRE SAFETY OF CLT BUILDINGS IN CANADA*, Ottawa, 2018.
- [86] R. A. Architect, „www.sabmagazine.com,“ [Online]. Available: <http://www.sabmagazine.com/blog/2017/12/27/mainstreaming-mass-wood-construction/>. [Zugriff am 14 3 2018].
- [87] E. Poirier, M. Moudgil, A. Fallahi, S. Staub-French und T. Tannert, „DESIGN AND CONSTRUCTION OF A 53-METER-TALL TIMBER BUILDING AT THE UNIVERSITY OF BRITISH COLUMBIA,“ Vienna, 2016.
- [88] T. Connolly, M. Moudgil, C. Loss, A. Iqbal und T. Tannert, *FEASIBILITY OF CROSS-LAMINATED TIMBER CORES FOR THE UBC TALL WOOD BUILDING*, 2018.
- [89] „Mehrgeschossiger Wohnbau aus Holz in Europas metropolen,“ [Online]. Available: <http://www.proholz.at/mehrgeschossiger-wohnbau-aus-holz-in-europas-metropolen/>. [Zugriff am 06 05 2018].
- [90] ProHolz, „www.proholz.at,“ [Online]. Available: <http://www.proholz.at/cenni-di-cambiamento-in-mailand/>. [Zugriff am 02 02 2019].
- [91] A. Bernasconi, „traeblog.dk,“ 2012. [Online]. Available: <http://www.traeblog.dk/wp-content/uploads/2012/07/Via-Cenni.pdf>. [Zugriff am 02 02 2019].
- [92] Holzbau Austria, „Legno in Citta,“ 03 04 2013. [Online]. Available: https://www.holzbauaustria.at/index.php?id=357&tx_ttnews%5Btt_news%5D=4859&cHash=1d7e0f3f8ad07b821a67e4678a541eed. [Zugriff am 02 02 2019].
- [93] Forum Holzbau, „www.forumholzbau.com,“ [Online]. Available: http://www.forumholzbau.com/pdf_13/nl83_lignardo.pdf. [Zugriff am 03 02 2019].
- [94] „www.boverket.se,“ [Online]. Available: https://www.boverket.se/contentassets/a9a584aa0e564c8998d079d752f6b76d/konsoliderad_bbr_2011-6.pdf.
- [95] L. Dederich, *Bauordnungsrecht und Brandschutz in Europa*, 2016.
- [96] Träguiden, „www.traguiden.se,“ [Online]. Available: <https://www.traguiden.se/om-tra/byggfysik/brandsakerhet/byggnadsklasser-och-verksamhetsklasser/>. [Zugriff am 07 01 2019].
- [97] Nordic Brandskyddat Trä, „Nordic Building Regulations,“ [Online]. Available: <https://www.brandskyddatra.info/index.php/en/about-fire-retardant-wood/new-and-old-fire-classes>.
- [98] Dezeen, „www.dezeen.com,“ [Online]. Available: <https://www.dezeen.com/2014/07/03/wingardhs-strandparken-wooden-prefabricated-housing-stockholm/>. [Zugriff am 14 02 2019].
- [99] Folkhem, „www.folkhem.se,“ [Online]. Available: www.folkhem.se. [Zugriff am 03 02 219].
- [100] K. Simons, „www.vdi-nachrichten.com,“ 18 5 2017. [Online]. Available: <https://www.vdi-nachrichten.com/Technik/Hoch-hinaus-Holz>. [Zugriff am 03 02 2019].

- [101] M. o. t. E. S. Hassi, *Fire safety of buildings*, 2002.
- [102] C. Pillich, *Timber as a construction material in middle- and high-rise-buildings*, 2011.
- [103] A. Hartmann, *Brandschutz im mehrgeschossigen Holzbau*, 2002.
- [104] Oopeaa, „oopeaa.com,“ [Online]. Available: <http://oopeaa.com/project/puukuokka-housing-block/>. [Zugriff am 03 02 2019].
- [105] Stora Enso, „www.clt.info,“ [Online]. Available: <http://www.clt.info/blog/puukuokka/>. [Zugriff am 03 02 2019].
- [106] M. Auerniitty, „www.archdaily.com,“ [Online]. Available: <https://www.archdaily.com/614915/puukuokka-housing-block-oopeaa>. [Zugriff am 19 04 2018].
- [107] A. Lassila, „miesarch.com,“ [Online]. Available: <https://miesarch.com/work/3224>. [Zugriff am 03 02 2019].
- [108] Direktoratet for Byggkvalitet, „www.dibk.no,“ [Online]. Available: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/innledning/>. [Zugriff am 08 01 2019].
- [109] R. Steinmaurer, „Brandschutzvorschriften ab GK 5 – eine Wettbewerbsfrage,“ [Online]. Available: http://www.holzbauaustria.at/index.php?id=111&tx_ttnews%5Btt_news%5D=4903&cHash=39cbad0c37af6646e473e3c872068ae7. [Zugriff am 10 05 2018].
- [110] ProHolz, „www.proholz.at,“ 20 09 2013. [Online]. Available: <http://www.proholz.at/news/news/detail/neuigkeiten-aus-norwegen/>. [Zugriff am 03 02 2019].
- [111] Holzbau Austria, „Mächtig,“ [Online]. Available: http://www.holzbauaustria.at/index.php?id=111&tx_ttnews%5Btt_news%5D=6313&cHash=6d5286b072ae941548c9a22a4b6c93db. [Zugriff am 11 03 2018].
- [112] WoodWorks-Wood Products Council, „www.woodworks.org,“ [Online]. Available: <http://www.woodworks.org/wp-content/uploads/TTWB-2014-Abrahamson-14-story-TREET.pdf>. [Zugriff am 03 02 2019].
- [113] Timber Design Technology, „www.timberdesignandtechnology.com,“ 1 08 2015. [Online]. Available: <http://www.timberdesignandtechnology.com/treet-the-tallest-timber-framed-building-in-the-world/>. [Zugriff am 2019 02 03].
- [114] R. Abrahamsen, „Mjøstårnet - Construction of an 81 m tall timber building,“ 2017. [Online]. Available: <https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/mjostarnet/mjostarnet---construction-of-an-81-m-tall-timber-building.pdf>. [Zugriff am 11 10 2018].
- [115] Norske Arkitekters Landsforbund, „kurs.arkitektur.no,“ [Online]. Available: <https://kurs.arkitektur.no/1250346?iid=1308877&pid=CM-ActivityBase-OpenFiles.Native-InnerFile-File&attach=1>. [Zugriff am 03 02 2019].
- [116] H. De Groot, „www.houtblatt.nl,“ 1 10 2018. [Online]. Available: <https://www.houtblad.nl/Projecten/Mjostarnet>. [Zugriff am 03 02 2019].
- [117] J. Tyrrell, „The BCA made simple – Part 3,“ [Online]. Available: [https://www.google.at/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwj2_aCiLvgAhVFtIsKHSBRDhAQFjAAegQICRAC&url=http%3A%2F%2Fwww.tyrrells.com%2F_literature_121704%2FThe_BCA_made_simple_-_Part_3_\(Building_Connection_Magazine\)&usg=AOvVaw](https://www.google.at/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwj2_aCiLvgAhVFtIsKHSBRDhAQFjAAegQICRAC&url=http%3A%2F%2Fwww.tyrrells.com%2F_literature_121704%2FThe_BCA_made_simple_-_Part_3_(Building_Connection_Magazine)&usg=AOvVaw). [Zugriff am 14 02 2019].
- [118] Australian Building Codes Board, *NCC 2019 Version 1.2*.

- [119] proholz, „www.proholz.at,“ [Online]. Available: <http://www.proholz.at/haeuser/wohnbau-forte-living-melbourneaus/>. [Zugriff am 12 03 2018].
- [120] Holzbau Austria, „Weltspitze im Holzbau,“ [Online]. Available: http://www.holzbauaustria.at/index.php?id=111&tx_ttnews%5Btt_news%5D=4958&cHash=ed58a53264ff7090a1301ca608368a97. [Zugriff am 21 2 2018].
- [121] „Wood Solutions,“ [Online]. Available: <https://www.woodsolutions.com.au/inspiration-case-study/forte-living>. [Zugriff am 28 12 2018].
- [122] The Skyscraper Center, „www.skyscrapercenter.com,“ [Online]. Available: <http://www.skyscrapercenter.com/building/25-king/28585>. [Zugriff am 27 04 2018].
- [123] architectsdatafile, „www.architectsdatafile.co.uk,“ [Online]. Available: <https://www.architectsdatafile.co.uk/news/australias-largest-engineered-timber-commercial-building-opens-in-brisbane/>. [Zugriff am 03 02 2019].
- [124] G. Lake, K. Rathbone, P. Vivian und K. Whittle, „Shaping Australia’s Tall Tower Design And High Livability Standards,“ ctbuh.org/papers, 2017.
- [125] Lend Lease Corporation, „www.lendlease.com,“ [Online]. Available: <https://www.lendlease.com/-/media/llcom/investor-relations/media-releases/2018/feb/20180215-first-timber-arrives-for-the-worlds-largest-and-tallest-engineered-timber-office-building.ashx>. [Zugriff am 03 02 2019].
- [126] NFPA, *NFPA 5000 Building Construction and Safety Code*, 2018.
- [127] Lever Architecture, „www.frameworkportland.com,“ [Online]. Available: <https://www.frameworkportland.com/#/wood-skyscraper/>. [Zugriff am 25 12 2018].
- [128] Lever Architecture, „https://leverarchitecture.com/,“ [Online]. Available: <https://leverarchitecture.com/projects/framework>. [Zugriff am 2 21 2018].
- [129] „Wikipedia,“ [Online]. Available: <https://de.wikipedia.org/wiki/Tōdai-ji>. [Zugriff am 01 02 2019].
- [130] J. Dell, „TOKIO: PLÄNE FÜR 350 METER HOHEN WOLKENKRATZER AUS HOLZ VORGESTELLT,“ 11 04 2018. [Online]. Available: www.polis-magazin.com.
- [131] T. Hasegawa, *Introduction to the Building Standard Law of Japan*, 2013.
- [132] „Japaner planen 350 Meter hohen Holzturm,“ [Online]. Available: <https://derstandard.at/2000074734097/Japaner-planen-350-Meter-hohen-Holzturm>. [Zugriff am 14 3 2018].
- [133] holzbau austria, „Tokio plant 350m-Wolkenkratzer,“ 2018. [Online]. Available: https://www.holzbauaustria.at/index.php?id=356&tx_ttnews%5Btt_news%5D=7295&cHash=1169b4dc34539c51c8b7c98b083fd2e7. [Zugriff am 27 10 2018].
- [134] H. Kaufmann, S. Krötsch und S. Winter, *Atlas mehrgeschossiger Holzbau*, München: De Gruyter, 2017.
- [135] Nordic, „nordic.ca,“ [Online]. Available: <https://www.nordic.ca/en/projects/structures/origine>. [Zugriff am 15 03 2018].
- [136] „Bulletin-WOOD INNOVATION AND DESIGN CENTRE,“ 2015. [Online]. Available: https://www.thinkwood.com/wp-content/uploads/2017/12/WIDC_bulletin_web_0.pdf.
- [137] WSP Global Inc., „www.wsp.com,“ [Online]. Available: <https://www.wsp.com/en-CA/projects/wood-innovation-and-design-centre>. [Zugriff am 02 02 2019].
- [138] cecobois, „cecobois.com,“ [Online]. Available: https://www.cecobois.com/publications_documents /CECO-

- 11410_Etude_Cas_Origine_WEB-1.pdf. [Zugriff am 02 02 2019].
- [139] Canadian Consulting Engineer, „canadianconsultingengineer.com,“ [Online]. Available: <https://www.canadianconsultingengineer.com/buildings/1003405388/1003405388/>. [Zugriff am 02 02 2019].
- [140] P. Knüsel, „Zürich Holzbauten gehören zum guten Ton,“ *Zuschnitt* 59, pp. 12-17, 2015.
- [141] Holzbau Austria, „Höchstes Holzgebäude Nordamerikas geplant,“ [Online]. Available: http://www.holzbauaustria.at/index.php?id=111&tx_ttnews%5Btt_news%5D=4952&cHash=ad59b761157aa93fa6e51e67ec8cdf4. [Zugriff am 01 02 2019].
- [142] Wikipedia, „Hyperion (Baum),“ [Online]. Available: [https://de.wikipedia.org/wiki/Hyperion_\(Baum\)](https://de.wikipedia.org/wiki/Hyperion_(Baum)). [Zugriff am 1 6 2018].
- [143] Schluder Architektur ZT GmbH, *Möglichkeiten eines vielgeschossigen Holzbaues im urbanen Raum mit Zielrichtung auf acht oder mehr Geschosse*, 2009.
- [144] M. Zangerl, H. Kaufmann und H. C., *LifeCycle Tower Energieeffizientes Holzhochhaus mit bis zu 20 Geschossen in Systembauweise*, 2010.
- [145] Austrian Standards Institute, *ÖNORM B 1991-1-1:2017-02-01*, 2017.
- [146] Austrian Standards Institute, *ÖNORM B 1991-1-4:2013-05-1*, 2013.
- [147] Austrian Standards Institute, *ÖNORM B 1991-1-3:2018-08-01*, 2018.
- [148] A. Ceccotti, *New Technologies for Construction of Medium-Rise Buildings in Seismic Case, Regions: The XLAM*, 2008.
- [149] cree by rhomberg, „www.creebyrhomberg.com,“ [Online]. Available: <https://www.creebyrhomberg.com/en/>. [Zugriff am 13 01 2019].
- [150] C. Hein, *Developing Hybrid Timber Construction for Sustainable Tall Buildings*, 2014.
- [151] SFS Intec, *Bemessungsgrundlagen System WR*, 2011.
- [152] B. Weber und G. Feltrin, *Schwingungstilger – Theoretische Grundlagen und praktische Anwendung*, Empa Dübendorf, 2016.
- [153] Dlubal G.m.b.H, *Materialbibliothek Dlubal RFEM*.
- [154] BauNetz Media GmbH, „www.baunetzwissen.de,“ [Online]. Available: <https://www.baunetzwissen.de/glossar/f/festigkeitsklasse-1150041>. [Zugriff am 14 03 2019].
- [155] W. Winter, *Holzbau.bi Teil2- Konstruktion und Bemessung*, 2010.
- [156] N. Wallner, M. Augustin, J. Koppelhuber und K. Pock, „Brettsperrholz Bemessung Band II,“ [Online]. Available: <https://www.kurtpock.at/files/content/Veroeffentlichungen/Buecher/2018%20Wallner-Novak%20M.%20Brettsperrholz%20Bemessung%20II%20proHOLZ.pdf>. [Zugriff am 05 04 2019].

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1 Aufbau eines Brettsperrholzelementes [6]	12
Abbildung 3.1: Scheibenanordnung zur Gebäudeaussteifung nach [4]	13
Abbildung 3.2: Kraftaufteilung im Aussteifungssystem eines Hochhaustragwerkes.....	14

Abbildung 3.3: Kraftaufteilung in einer aussteifenden Wandscheibe	14
Abbildung 3.4: Bezugshöhe z_e in Abhängigkeit von h und b und Winddruckverteilung [12].....	16
Abbildung 3.5: Form des elastischen Antwortspektrums laut EN 1998 [13].....	19
Abbildung 3.6: Verteilung der Ersatzkräfte je Stockwerk [16].....	21
Abbildung 3.7: Überlagerung Eigenformen 1.+2. für Auslegung des Tragwerks [18].....	22
Abbildung 3.8: Ansatz von Imperfektionen als Verdrehung und Verkrümmung oder mit Ersatzlasten laut Bild 5.4 in EN 1993-1-1 [21]	23
Abbildung 4.1: Bauteile und Beanspruchung einer Holzriegelwand nach [4].....	24
Abbildung 4.2: Skelettbauweise [25].....	25
Abbildung 4.3: Brettsperrholzelemente während der Bauphase beim Dalston Lane Gebäude [26]	26
Abbildung 4.4: Verankerung von Wandscheiben [4]	26
Abbildung 4.5: Schubsteife Verbindung Decke/Wand durch Verzinkung beim Bridporthouse	27
Abbildung 5.1: Holzrahmen und Rahmeneckausbildung [29].....	28
Abbildung 5.2: Prinzip der Aussteifung durch eine Wandscheibe in Holzrahmenbauweise [7].....	29
Abbildung 5.3: Aussteifung mit Kern und Outrigger	30
Abbildung 5.4: Aussteifungssystem mit Verbänden.....	30
Abbildung 5.5: Detan Zugstäbe als Aussteifungsverbände [30].....	31
Abbildung 5.6: Tragwerk Mjostarnet [31]	31
Abbildung 5.7: Verformungsvergleich verschiedener Wandsysteme unter Windbelastung von 10 kN/m	33
Abbildung 6.1: Spannungsverteilung im Verbundquerschnitt [35].....	36
Abbildung 6.2: Standard Holz-Beton-Verbunddecke [36].....	36
Abbildung 6.3: Fertigteil-HBV-Deckenelemente beim Bau vom Lifecycle-Tower [37].....	37
Abbildung 6.4: Geometrische Zusammenhänge des Zweipunktquerschnitts [7].....	37
Abbildung 6.5: Bemessungstabelle HBV-Decke TICOMTEC Schubverbindern für $g_{\text{Aufbau}}=1,50\text{kN/m}^2$	40
Abbildung 6.6: Aufbau Hohlkastendecke und Rippendecke [40]	41
Abbildung 6.7: KLH-Rippendecke aus Brettschichtholzträgern in Haupttragrichtung und Brettsperrholzplatten [41]	41
Abbildung 6.8: Kerto Ripa Element [42].....	42
Abbildung 7.1: Arbeitslinie für das wesentliche Verhalten von Verbindungsmitteln [4].....	43
Abbildung 8.1: Brandverlaufskurve [46].....	45
Abbildung 8.2: eindimensionaler Abbrand $d_{\text{char},0}$ von flächigen Bauteilen laut ÖNORM EN 1995-1-2 [45].....	48
Abbildung 8.3: Abbrandtiefe $d_{\text{char},n}$ für eindimensionalen Abbrand und die ideelle Abbrandtiefe $d_{\text{char},n}$ laut ÖNORM EN 1995-1-2 [45].....	48
Abbildung 9.1: Animation Hoho Wien [61]	53
Abbildung 9.2: Tragwerkskonzept Hoho Wien [62].....	54
Abbildung 9.3: Fertigteilelemente mit Schubsteifen HBV-Decken und FT-Durchlaufträger am Auflager [62].....	54
Abbildung 9.4: Schnittdetail Deckenaufleger [62]	55
Abbildung 9.5: Lifecycletower [66].....	56
Abbildung 9.6: Auflagerausbildung der HBV-Deckenelemente [37]	56
Abbildung 9.7: Verlegung der Deckenelemente [37].....	57
Abbildung 9.8: Holzhochhaus Suurstoffi [76].....	59
Abbildung 9.9: Grundriss des Suurstoffi 22 [78].....	60
Abbildung 9.10: 3D-Schnitt des Suurstoffi 22 [78]	60
Abbildung 9.11: Außenansicht Dalston Lane [80]	61
Abbildung 9.12: Außenansicht Murray Grove [84]	62
Abbildung 9.13: Brock Commons UBC-TallWood Building [86].....	64

Abbildung 9.14: Tragwerksaxonomie [87].....	65
Abbildung 9.15: Verbindung Stütze-Decke-Stütze mit Stahlteilen [88].....	66
Abbildung 9.16: Auflager für CLT-Decken [88].....	66
Abbildung 9.17: Ansicht aus dem Innenhof der Wohnhausanlage Via Cenni [90].....	67
Abbildung 9.18: Gebäudeklassen nach Etagen laut Boverkets Byggregler [96].....	69
Abbildung 9.19: Außenansicht Strandparken Hus B [98].....	70
Abbildung 9.20: Puukuoka Housing Block [104].....	71
Abbildung 9.21: The Treet in Bergen [110].....	73
Abbildung 9.22: Einteilung der Bauabschnitte [111].....	74
Abbildung 9.23: links: Mjostarnet Außenansicht; rechts: Tragwerksmodell [114].....	75
Abbildung 9.24: Deckenelemente im Mjostarnet [114].....	76
Abbildung 9.25: Erklärung der Gebäudetypen laut NCC [117].....	77
Abbildung 9.26: Forte Living Tower in Melbourne [119].....	77
Abbildung 9.27: 25 King [122].....	78
Abbildung 9.28: V-förmige Stützen im Erdgeschoss übernehmen die Lasten aus jeweils zwei Stützen der oberen Geschosse [122].....	79
Abbildung 9.29: Außenansicht des Frameworkgebäudes [127].....	80
Abbildung 9.30: Tragwerk Framework mit vorgespannten Zugbändern an den CLT-Wänden im Kern [127].....	81
Abbildung 9.31: Animation des W350 [132].....	83
Abbildung 9.32: Aussteifungssystem mit diagonal angeordneten gedämpften Stahlrohren [133] ..	83
Abbildung 9.33: Vergleich der Kosten/m ² BGF in [€/m ²] in Abhängigkeit der Bauweise und der Geschossanzahl.....	88
Abbildung 9.34: Vergleich der verbrauchten Holzmenge in m ³ je m ² BGF abhängig von der Gebäudehöhe und der Bauweise.....	88
Abbildung 10.1: Grundriss Tragwerkstyp 1	90
Abbildung 10.2: Grundriss Tragwerkstyp 2 und 3	91
Abbildung 10.3: Grundriss Tragwerkstyp 4	92
Abbildung 10.4 links: Windbelastung in +X-Richtung; rechts: Windbelastung in +Y-Richtung	95
Abbildung 10.5: Antwortspektrum für die Gebäudetypen 1-3 mit q=2,0 für den Standort in 1100 Wien Bodenklasse B und Bedeutungskategorie III.....	96
Abbildung 10.6: Antwortspektrum für Typ 4 mit q=3,0 für den Standort in 1100 Wien Bodenklasse B und Bedeutungskategorie III.....	97
Abbildung 10.7: 3D Statik-Modell eines Geschosses.....	98
Abbildung 10.8: Links: HBV-System LCT-One [68] Rechts: Verbindung Stütze-Decke-Stütze [134].....	98
Abbildung 10.9: RFEM Gebäudemodell Typ 1	99
Abbildung 10.10: RFEM Gebäudemodell Typ 2	100
Abbildung 10.11: Mögliche Knotenausbildung mit Intumex fire strips für besseren Brandschutz der Verbindungsmittel [114].....	101
Abbildung 10.12: eingeschossige Diagonalstäbe mit Stahlblechverbindungen.....	101
Abbildung 10.13: RFEM Gebäudemodell Typ 3	102
Abbildung 10.14: RFEM Gebäudemodell Typ 4	103
Abbildung 10.15: Querschnitt HBV-Balkendecke mit Schubverbindern der Fa. Ticomtec.....	105
Abbildung 10.16: Längsschnitt HBV-Balkendecke mit Schubverbindern der Fa. Ticomtec	105
Abbildung 10.17: HBV-Balkendecke mit Schubverbindern der Fa. Ticomtec [39].....	106
Abbildung 10.18: FE-Modell der HBV-Deckenelemente.....	107
Abbildung 10.19: Auslastung der Querschnitte im GZT.....	107
Abbildung 10.20: Verformung der HBV-Decke im GZT	108

Abbildung 10.21: Statisches System einer Deckenscheibe Typ 1 mit tragendem Kern für Wind in Y-Richtung.....	110
Abbildung 10.22: Momentenverlauf zufolge Wind in Y-Richtung (Designwerte).....	110
Abbildung 10.23: Querkraftverlauf zufolge Wind in Y-Richtung (Designwerte).....	110
Abbildung 10.24: Fugenverschraubung der HBV-Elemente, der am größten beanspruchten Fuge im Typ 1	112
Abbildung 10.25: Statisches System einer Deckenscheibe Typ 2-4 mit zusätzlicher Aussteifung in Fassadenebene für Wind in Y-Richtung.....	112
Abbildung 10.26: 1. Eigenform-Verformung in Y-Richtung;	114
Abbildung 10.27: 2. Eigenform-Verformung in X-Richtung.....	114
Abbildung 10.28: links 3. Eigenform Torsion um die Z-Achse;.....	114
Abbildung 10.29 Vergleich der Eigenfrequenzen von den zuvor beschriebenen Gebäudetypen ..	115
Abbildung 10.30: Vergleich der Schwingungsdauern $T[s]$ der zuvor beschriebenen Gebäudetypen abhängig von den Eigenformen.....	115
Abbildung 10.31: Vergleich der seismisch aktiven Masse in $[kg]$	116
Abbildung 10.32: Verformung im GZT für die außergewöhnliche Einwirkungskombination im Erdbebenfall in X-Richtung.....	117
Abbildung 10.33: Verformung im GZT für die außergewöhnliche Einwirkungskombination im Erdbebenfall in Y-Richtung.....	117
Abbildung 10.34: Verformung im GZG unter charakteristischer Einwirkungskombination in X-Richtung.....	118
Abbildung 10.35: Verformung im GZG unter charakteristischer Einwirkungskombination in Y-Richtung.....	118
Abbildung 10.36: Vergleich des verbauten Volumens je Werkstoff.....	119
Abbildung 10.37: Vergleich der verbauten Masse je Werkstoff.....	119
Abbildung 10.38: Vergleich der Bauzeit	122

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: Bedeutungskategorien nach EN 1998 [13].....	19
Tabelle 3.2: Baugrundklasse laut EN 1998 [13].....	20
Tabelle 3.3: Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte, Abhängig vom Tragwerk und der Duktilitätsklasse laut EN 1998 [13].....	21
Tabelle 5.1: Vergleich der maximalen Höhe zur Erfüllung von $H/500$ einer Betonwand und einer Brettsper Holz wand unter horizontaler Windbelastung von $10kN/m$	32
Tabelle 5.2: Vergleich der Ersatzsteifigkeit, Volumen und Gewicht der Wandsysteme in Abbildung 5.7	32
Tabelle 6.1 erforderliche Trägerabstände für Bürogebäude mit Auflast $g_1=1,50kN/m^2$ und $q=3,80kN/m^2$	35
Tabelle 6.2: Vorbemessungstabelle für KLH-Einfelddecken und Dach für ständige Auflast $g_{1,k}=1,50kN/m^2$, Deckenklasse 1 und 2, R90 mit 6cm Estrich [34].....	35
Tabelle 6.3: Zusammenfassung der Materialkennwerte im GZG und GZT zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$ nach [38]	39
Tabelle 6.4: Werte für Anfangsverschiebung K_{ser} und Schubtragfähigkeit T_k von HBV-Schubverbindern [39]	40
Tabelle 6.5: Bemessungstabelle einer HBV-Decke mit TICOMTEC Schubverbindern	40
Tabelle 6.6: Vorbemessungstabelle für KLH-Rippenelemente für KLH Platte 3s 108 DL und 60cm Trägerabstand. Kaltbemessung R_0 [41].....	42

Tabelle 8.1: eindimensionale Abbrandrate β_0 und ideale Abbrandrate β_n (für Risse, Eckausrundung) [45].....	48
Tabelle 8.2: Bemessungswerte der Abbrandraten β_0 für Brettsperrholzelemente in Abhängigkeit der Flächenverklebung der einzelnen Lagen laut Teibinger [56]	49
Tabelle 9.1: Überblick der Brandschutzvorschriften.....	84
Tabelle 9.2: Überblick über gebaute Holzhochhäuser Teil 1 [134] [27] [135] [136] [137] [138] [139] [140].....	85
Tabelle 9.3: Überblick über gebaute Holzhochhäuser Teil 2 [134] [27] [141] [135] [136] [137] [138] [139] [140].....	86
Tabelle 9.4: Überblick über gebaute Holzhochhäuser Teil 3 [134] [27] [141] [135] [136] [137] [138] [139] [140].....	87
Tabelle 10.1: Lastannahme Dachaufbau	93
Tabelle 10.2: Lastannahme Deckenaufbau.....	93
Tabelle 10.3: Lastannahme Wandaufbauten	94
Tabelle 10.4: Stärken- und Schwächen- Analyse der Deckensysteme für 8 m Spannweite	104
Tabelle 10.5: Eigenfrequenzen der ersten bis vierten Eigenform der Decke.....	108
Tabelle 10.6: Bemessungswiderstandskräfte der Verbindungsmittel in der Fuge der HBV-Fertigteilelemente [151].....	109
Tabelle 10.7: Vergleich der Eigenfrequenzen f [Hz] der zuvor beschriebenen Gebäudetypen abhängig von den Eigenformen.....	115
Tabelle 10.8: Vergleich des verbauten Volumens in $[m^3]$ je Werkstoff.....	119
Tabelle 10.9: Vergleich der verbauten Masse in $[kg]$ je Werkstoff.....	119
Tabelle 10.10: Vergleich der verbauten Masse je Werkstoff.....	120
Tabelle 11.1: Festigkeitsvergleich verschiedener Baumaterialien bezogen auf Vollholz C24 [153] [154].....	124

Anhang A Massenaufstellung Gebäudetyp 1

Elemente:	Dimension		Anzahl	Länge [m]	Fläche [m²]	Volumen [m³]	Gewicht [kg]
	B[m]	H [m]					
HBV-Decken:							
Beton C30/37 12cm	2,70	0,12	1194,00	8,10	26112,78	3133,53	7833834,00
Träme GL28h 16/28cm	0,16	0,28	4776,00	8,10		1733,11	866557,44
Randträger außen C30/37	0,20	0,40	990,00	2,70		213,84	534600,00
Randträger Innen C30/37	0,20	0,40	1518,00	2,70		327,89	819720,00
Innenstützen GL28h:							
1.-5. Geschoss	0,72	0,72	60,00	3,32		103,27	51632,64
6.-10. Geschoss	0,60	0,60	60,00	3,32		71,71	35856,00
11.-15. Geschoss	0,52	0,52	60,00	3,32		53,86	26931,84
16.-20. Geschoss	0,44	0,44	60,00	3,32		38,57	19282,56
21.-25. Geschoss	0,36	0,36	60,00	3,32		25,82	12908,16
26.-30. Geschoss	0,32	0,32	60,00	3,32		20,40	10199,04
31.-33. Geschoss	0,28	0,28	36,00	3,32		9,37	4685,18
Außenstützen GL28h:							
1.-5. Geschoss	0,48	0,64	230,00	3,32		234,58	117288,96
6.-10. Geschoss	0,44	0,60	230,00	3,32		201,59	100795,20
11.-15. Geschoss	0,40	0,52	230,00	3,32		158,83	79414,40
16.-20. Geschoss	0,40	0,44	230,00	3,32		134,39	67196,80
21.-25. Geschoss	0,32	0,40	230,00	3,32		97,74	48870,40
26.-30. Geschoss	0,32	0,32	230,00	3,32		78,19	39096,32
31.-33. Geschoss	0,28	0,28	138,00	3,32		35,92	17959,87
Betonwände Kern außen C35/45:							
1.-5. Geschoss	3,50	0,60	5,00	48,60	850,50	510,30	1275750,00
6.-10. Geschoss	3,50	0,55	5,00	48,60	850,50	467,78	1169437,50
11.-15. Geschoss	3,50	0,50	5,00	48,60	850,50	425,25	1063125,00
16.-20. Geschoss	3,50	0,45	5,00	48,60	850,50	382,73	956812,50
21.-25. Geschoss	3,50	0,35	5,00	48,60	850,50	297,68	744187,50
26.-30. Geschoss	3,50	0,30	5,00	48,60	850,50	255,15	637875,00
31.-33. Geschoss	3,50	0,25	3,00	48,60	510,30	127,58	318937,50
Betonwände Kern innen C35/45:							
1.-10. Geschoss	3,50	0,40	10,00	48,60	1701,00	680,40	1701000,00
11.-24. Geschoss	3,50	0,30	13,00	48,60	2211,30	663,39	1658475,00
25.-33. Geschoss	3,50	0,25	10,00	32,40	1134,00	283,50	708750,00
Außenwände:							
Holzriegelwand	2,10	3,50	1518,00		11157,30		
Steher C24	0,08	0,20	6072,00	3,34		324,49	162243,84
Riegel C24	0,08	0,20	3036,00	2,70		131,16	65577,60
OSB-Platte 1,8cm	2,10	3,50	1518,00		11157,30	200,83	100415,70
Mineralwolle PT 10cm	2,10	3,50	1518,00		11157,30	1115,73	55786,50
Mineralwolle 20cm	2,10	3,50	1518,00		11157,30	2231,46	111573,00
Aluminiumfassade	2,10	3,50	1518,00		11157,30		89258,40
Treppe							
Beton Treppenlauf:	1,20	0,16	70,00	10,20	857,20	137,15	342880,60
Beton Stufenkerne:	1,20	0,09	70,00	10,20	857,20	74,58	186441,33

Anhang B Massenaufstellung Gebäudetyp 2a

Elemente:	Dimension		Anzahl	Länge [m]	Fläche [m ²]	Volumen [m ³]	Gewicht [kg]
	B[m]	H [m]					
HBV-Decken:							
Beton 12cm	2,70	0,12	1194,00	8,10	26112,78	3133,53	7833834,00
Träme GL28h 16/28cm	0,16	0,28	4776,00	8,10		1733,11	866557,44
Randträger außen	0,20	0,40	990,00	2,70		213,84	534600,00
Randträger Innen	0,20	0,40	1518,00	2,70		327,89	819720,00
Innenstützen GL28h:							
1.-5. Geschoss	0,72	0,72	60,00	3,32		103,27	51632,64
6.-10. Geschoss	0,60	0,60	60,00	3,32		71,71	35856,00
11.-15. Geschoss	0,52	0,52	60,00	3,32		53,86	26931,84
16.-20. Geschoss	0,44	0,44	60,00	3,32		38,57	19282,56
21.-25. Geschoss	0,36	0,36	60,00	3,32		25,82	12908,16
26.-30. Geschoss	0,32	0,32	60,00	3,32		20,40	10199,04
31.-33. Geschoss	0,28	0,28	36,00	3,32		9,37	4685,18
Außenstützen GL28h:							
1.-5. Geschoss	0,48	0,64	230,00	3,32		234,58	117288,96
6.-10. Geschoss	0,44	0,60	230,00	3,32		201,59	100795,20
11.-15. Geschoss	0,40	0,52	230,00	3,32		158,83	79414,40
16.-20. Geschoss	0,40	0,44	230,00	3,32		134,39	67196,80
21.-25. Geschoss	0,32	0,40	230,00	3,32		97,74	48870,40
26.-30. Geschoss	0,32	0,32	230,00	3,32		78,19	39096,32
31.-33. Geschoss	0,28	0,28	138,00	3,32		35,92	17959,87
Fachwerk GL28h:							
Diagonale	0,80	1,00	22,00	26,26		462,18	231088,00
Diagonale	0,80	1,00	22,00	23,79		418,70	209352,00
Gurte	0,80	1,00	528,00	3,32		1402,37	701184,00
Betonwände Kern außen C35/45:							
1.-5. Geschoss	3,50	0,60	5,00	48,60	850,50	510,30	1275750,00
6.-10. Geschoss	3,50	0,55	5,00	48,60	850,50	467,78	1169437,50
11.-15. Geschoss	3,50	0,50	5,00	48,60	850,50	425,25	1063125,00
16.-20. Geschoss	3,50	0,45	5,00	48,60	850,50	382,73	956812,50
21.-25. Geschoss	3,50	0,35	5,00	48,60	850,50	297,68	744187,50
26.-30. Geschoss	3,50	0,30	5,00	48,60	850,50	255,15	637875,00
31.-33. Geschoss	3,50	0,25	3,00	48,60	510,30	127,58	318937,50
Betonwände Kern innen C35/45:							
1.-10. Geschoss	3,50	0,40	10,00	48,60	1701,00	680,40	1701000,00
11.-24. Geschoss	3,50	0,30	13,00	48,60	2211,30	663,39	1658475,00
25.-33. Geschoss	3,50	0,25	10,00	32,40	1134,00	283,50	708750,00
Außenwände:							
Holzriegelwand	2,10	3,50	1518,00		11157,30		
Steher	0,08	0,20	6072,00	3,34		324,49	162243,84
Riegel	0,08	0,20	3036,00	2,10		102,01	51004,80
OSB-Platte	2,10	3,50	1518,00		11157,30	223,15	111573,00
Mineralwolle PT 10cm	2,10	3,50	1518,00		11157,30	1115,73	55786,50
Mineralwolle 20cm	2,10	3,50	1518,00		11157,30	2231,46	111573,00
Aluminiumfassade	2,10	3,50	1518,00		11157,30		89258,40
Treppe							
Beton Treppenlauf:	1,20	0,16	70,00	10,20	857,20	137,15	342880,60
Beton Stufenkerne:	1,20	0,09	70,00	10,20	857,20	74,58	186441,33

Anhang C Massenaufstellung Gebäudetyp 2b

Elemente:	Dimension		Anzahl	Länge [m]	Fläche [m²]	Volumen [m³]	Gewicht [kg]
	B[m]	H [m]					
HBV-Decken:							
Beton 12cm	2,70	0,12	1193,00	8,10	26090,91	3130,91	7827273,00
Träme GL28h 16/28cm	0,16	0,28	4772,00	8,10		1731,66	865831,68
Randträger außen	0,20	0,40	990,00	2,70		213,84	534600,00
Randträger Innen	0,20	0,40	1518,00	2,70		327,89	819720,00
Innenstützen GL28h:							
1.-5. Geschoss	0,72	0,72	60,00	3,32		103,27	51632,64
6.-10. Geschoss	0,60	0,60	60,00	3,32		71,71	35856,00
11.-15. Geschoss	0,52	0,52	60,00	3,32		53,86	26931,84
16.-20. Geschoss	0,44	0,44	60,00	3,32		38,57	19282,56
21.-25. Geschoss	0,36	0,36	60,00	3,32		25,82	12908,16
26.-30. Geschoss	0,32	0,32	60,00	3,32		20,40	10199,04
31.-33. Geschoss	0,28	0,28	36,00	3,32		9,37	4685,18
Außenstützen GL28h:							
1.-5. Geschoss	0,48	0,64	230,00	3,32		234,58	117288,96
6.-10. Geschoss	0,44	0,60	230,00	3,32		201,59	100795,20
11.-15. Geschoss	0,40	0,52	230,00	3,32		158,83	79414,40
16.-20. Geschoss	0,40	0,44	230,00	3,32		134,39	67196,80
21.-25. Geschoss	0,32	0,40	230,00	3,32		97,74	48870,40
26.-30. Geschoss	0,32	0,32	230,00	3,32		78,19	39096,32
31.-33. Geschoss	0,28	0,28	138,00	3,32		35,92	17959,87
Fachwerk GL28h:							
Diagonale	0,80	1,00	22,00	26,26		462,18	231088,00
Diagonale	0,80	1,00	22,00	23,79		418,70	209352,00
Gurte	0,80	1,00	528,00	3,32		1402,37	701184,00
BSP-Wände							
1. bis 10. Geschoss	3,50	0,44	10,00	81,00	2835,00	1247,40	623700,00
10. bis 23. Geschoss	3,50	0,36	13,00	81,00	3685,50	1326,78	663390,00
23. bis 33. Geschoss	3,50	0,28	10,00	81,00	2835,00	793,80	396900,00
Außenwände:							
Holzriegelwand	2,10	3,50	1518,00		11157,30		
Steher	0,08	0,20	6072,00	3,34		324,49	162243,84
Riegel	0,08	0,20	3036,00	2,10		102,01	51004,80
OSB-Platte	2,10	3,50	1518,00		11157,30	223,15	111573,00
Mineralwolle PT 10cm	2,10	3,50	1518,00		11157,30	1115,73	55786,50
Mineralwolle 20cm	2,10	3,50	1518,00		11157,30	2231,46	111573,00
Aluminiumfassade	2,10	3,50	1518,00		11157,30		89258,40
Treppe							
Beton Treppenlauf:	1,20	0,16	70,00	10,20	857,20	137,15	342880,60
Beton Stufenkerne:	1,20	0,09	70,00	10,20	857,20	74,58	186441,33

Anhang D Massenaufstellung Gebäudetyp 3

Elemente:	Dimension		Anzahl	Länge [m]	Fläche [m ²]	Volumen [m ³]	Gewicht [kg]
	B[m]	H [m]					
HBV-Decken:							
Beton 12cm	2,70	0,12	1193,00	8,10	26090,91	3130,91	7827273,00
Träme GL28h 16/28cm	0,20	0,28	4772,00	8,10		2164,58	822540,10
Randträger außen	0,40	0,40	495,00	5,40		427,68	162518,40
Randträger Innen	0,20	0,40	1518,00	2,70		327,89	124597,44
Innenstützen GL28h:							
1.-5. Geschoss	0,76	0,76	60,00	3,32		115,06	43722,01
6.-10. Geschoss	0,64	0,64	60,00	3,32		81,59	31005,08
11.-15. Geschoss	0,56	0,56	60,00	3,32		62,47	23738,27
16.-20. Geschoss	0,48	0,48	60,00	3,32		45,90	17440,36
21.-25. Geschoss	0,40	0,40	60,00	3,32		31,87	12111,36
26.-30. Geschoss	0,32	0,32	60,00	3,32		20,40	7751,27
31.-33. Geschoss	0,28	0,28	24,00	3,32		6,25	2373,83
Senkrechte Eckstützen außen GL28h:							
31.-33. Geschoss	0,32	0,32	24,00	3,32		8,16	3100,51
21.-30. Geschoss	0,44	0,44	80,00	3,32		51,42	19539,66
11.-21. Geschoss	0,52	0,52	80,00	3,32		71,82	27290,93
1.-10. Geschoss	0,60	0,60	80,00	3,32		95,62	36334,08
Diagonalen außen GL28h:							
31.-33. Geschoss	0,32	0,72	90,00	4,28		88,73	33717,15
21.-30. Geschoss	0,40	0,72	400,00	4,28		493,06	187361,28
11.-21. Geschoss	0,52	0,80	400,00	4,28		712,19	270632,96
1.-10. Geschoss	0,60	0,80	400,00	4,28		821,76	312268,80
BSP-Wände Kern							
1. bis 10. Geschoss	3,50	0,44	10,00	81,00	2835,00	1247,40	623700,00
10. bis 23. Geschoss	3,50	0,36	13,00	81,00	3685,50	1326,78	663390,00
23. bis 33. Geschoss	3,50	0,28	10,00	81,00	2835,00	793,80	396900,00
Außenwände:							
Verglasung		3,50	33,00	124,20	14345,10		1434510,00
Beton Treppenlauf:	1,20	0,16	70,00	10,20	857,20	137,15	342880,60
Beton Stufenkerne:	1,20	0,09	70,00	10,20	857,20	74,58	186441,33
Treppe							
Beton Treppenlauf:	1,20	0,16	70,00	10,20	857,20	137,15	342880,60
Beton Stufenkerne:	1,20	0,09	70,00	10,20	857,20	74,58	186441,33

Anhang E Massenaufstellung Gebäudetyp 4

Elemente:	Dimension		Anzahl	Länge [m]	Fläche [m ²]	Volumen [m ³]	Gewicht [kg]
	B[m]	H [m]					
HBV-Decken:							
Beton 12cm	2,70	0,12	1193,00	8,10	26090,91	3130,91	7827273,00
Träme GL28h 16/28cm	0,16	0,28	4772,00	8,10		1731,66	865831,68
BSH-Träger	0,40	0,40	1425,60	2,70		615,86	307929,60
Innenstützen GL28h:							
1.-5. Geschoss	0,72	0,72	60,00	3,32		103,27	51632,64
6.-10. Geschoss	0,64	0,64	60,00	3,32		81,59	40796,16
11.-15. Geschoss	0,56	0,56	60,00	3,32		62,47	31234,56
16.-20. Geschoss	0,52	0,52	60,00	3,32		53,86	26931,84
21.-25. Geschoss	0,48	0,48	60,00	3,32		45,90	22947,84
26.-30. Geschoss	0,40	0,40	60,00	3,32		31,87	15936,00
31.-33. Geschoss	0,32	0,32	24,00	3,32		8,16	4079,62
BSP-Wände Außen							
24.-33. Geschoss CLT 200-5s	3,50	0,20	10,00	124,20	4347,00	869,40	434700,00
18.-24. Geschoss CLT 280-7s	3,50	0,28	6,00	124,20	2608,20	730,30	365148,00
11.-17. Geschosse CLT 360-9s	3,50	0,36	7,00	124,20	3042,90	1095,44	547722,00
5.-10. Geschoss CLT 440-11s	3,50	0,44	5,00	124,20	2173,50	956,34	478170,00
1.-5. Geschoss CLT 520-13s	3,50	0,52	5,00	124,20	2173,50	1130,22	565110,00
BSP-Wände Kern							
24.-33. Geschoss CLT 200-5s	3,50	0,20	10,00	81,00	2835,00	567,00	283500,00
18.-24. Geschoss CLT 280-7s	3,50	0,28	6,00	81,00	1701,00	476,28	238140,00
11.-17. Geschosse CLT 360-9s	3,50	0,36	7,00	81,00	1984,50	714,42	357210,00
5.-10. Geschoss CLT 440-11s	3,50	0,44	5,00	81,00	1417,50	623,70	311850,00
1.-5. Geschoss CLT 520-13s	3,50	0,52	5,00	81,00	1417,50	737,10	368550,00
Fassade							
Mineralwolle 20cm	2,10	3,50	1518,00		11157,30	2231,46	111573,00
Aluminiumfassade	2,10	3,50	1518,00		11157,30		89258,40
Treppe							
Beton Treppenlauf:	1,20	0,16	70,00	10,20	857,20	137,15	342880,60
Beton Stufenkerne:	1,20	0,09	70,00	10,20	857,20	74,58	186441,33