

DIPLOMARBEIT Master Thesis

HOLZHOCHHAUS **Eine vergleichende Betrachtung mit der konventionellen** **Massivbauweise unter Wind- und Erdbebenbeanspruchung**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Univ.Prof.Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch

und als verantwortlich mitwirkender Assistent

Univ.Ass.Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael Höflinger

am

E206

Institut für Hochbau und Technologie

Forschungsbereich für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Eugen Christanell, BSc.

Matr.Nr: 0816535

Ilgplatz 5/18, 1020 Wien

Wien, am

.....

Eugen Christanell

Danksagung

Zuerst möchte ich mich herzlich bei Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch bedanken, welcher mir das gewünschte Thema der Diplomarbeit ermöglicht hat. Er hat mich durch seine vielen Vorlesungen durch das gesamte Studium begleitet; das an seinem Institut erworbene Fachwissen ist für meinen zukünftigen Werdegang von großer Bedeutung.

Besonders bedanken möchte ich mich auch bei meinem betreuenden Assistenten Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael Höflinger. Er war zu jedem Zeitpunkt ein geduldiger und kompetenter Ansprechpartner und hat mich stets auf neue Zusammenhänge und Möglichkeiten für meine Diplomarbeit hingewiesen.

Der größte Dank gebührt meiner Familie, allen voran meinen Eltern Monika und Anton, die mir das Studium erst ermöglicht haben und mich in jeder Lebenslage stets unterstützt haben. Zudem möchte ich mich bei meiner Schwester Maria bedanken, die immer ein offenes Ohr für mich hatte und mir als hervorragende Korrekturleserin zur Seite gestanden hat. Ein weiterer Dank gilt meinem Bruder Felix, mit dem ich in den letzten Jahren vieles erlebt habe und der mich durch seine Besuche in Wien immer mal wieder aus dem Studienalltag befreit hat.

Ein besonderer Dank gilt meiner Freundin Nicole, die mir in den vergangenen Jahren immer eine verlässliche Partnerin war und mich auch in schwierigen Zeiten stets motiviert und unterstützt hat.

Ohne die richtigen Freunde und Kollegen hätte das Studium sicherlich nicht so viel Spaß gemacht. Deshalb möchte ich allen voran Thomas Weger, Ivana Pajkanovic und Mathias Smesnik sowie Florian Perchtold, Thomas Hofer und Romana Schmidleitner für die unvergessliche Zeit danken.

Zum Schluss möchte ich mich noch bei allen bedanken, die mich während meiner Studienzeit und beim Verfassen meiner Diplomarbeit mit Rat und Tat unterstützt haben.

Kurzfassung

Diese Arbeit beschäftigt sich mit dem Thema „Holzhochhaus“. Am Beispiel eines Hochhaustragwerkes wird die konventionelle Massivbauweise mit der Holzmassivbauweise unter statisch-konstruktiven Gesichtspunkten qualitativ verglichen. Dazu werden drei verschiedene Bauweisen (Brettsperrholz, Hybrid und Beton) unter Wind- und Erdbebeneinwirkung im Programm Dlubal RFEM modelliert und in Abhängigkeit der Gebäudehöhe untersucht.

Des Weiteren werden in dieser Arbeit verschiedene Holzbauweisen miteinander verglichen. Dabei wird besonders auf die Brettsperrholzbauweise eingegangen, da diese bei der weiterführenden Modellierung und der Berechnung zum Einsatz kommt. Zudem werden drei verschiedene bereits gebaute Holzhochhäuser vorgestellt, darunter auch der LCT-One Tower in Dornbirn.

Ein weiterer wichtiger Aspekt, mit dem sich diese Arbeit befasst, ist das Thema „Brandschutz im Holzbau“. In der Arbeit werden hierzu die normativen Grundlagen der OIB-Richtlinie, welche in Österreich den Brandschutz regelt, erläutert und zudem wird ein internationaler Vergleich der Brandschutzregelungen erstellt. Dieser Teil der Arbeit beinhaltet außerdem Interviews mit führenden Experten aus Österreich, der Schweiz, Deutschland, Großbritannien, Schweden und den USA.

Die Arbeit behandelt auch die Anforderungen an Hochhaustragwerke. Hierzu werden die Wirkung und die normativen Grundlagen von Wind- und Erdbebenbeanspruchungen erläutert und grundlegende Prinzipien der Aussteifung gezeigt. Die Konzepte für die Erdbebenbemessung für Holzbauten werden nach Eurocode 8 erläutert. Außerdem wird auf die Verbindungsmittel und deren Bedeutung für das Tragverhalten eingegangen. Dazu werden u.a. typische Anschlussfugen von Brettsperrholzelementen gezeigt und exemplarisch dessen Steifigkeiten berechnet.

Abstract

The thesis is about the subject “Tall Wood Building”. At the example of a high rise load-bearing structure will qualitatively compare the conventional concrete structure with the heavy timber structure under static-constructional points of view. For this purpose I will model three different construction methods (cross-laminated-timber, hybrid and concrete) under wind- and earthquake-load in the program Dlubal RFEM. The models will be examined in dependence of the height of the building.

Furthermore, I will compare different timber-frame construction with each other. I will particularly go into the cross-laminated-timber construction method (CLT-construction method), as it will be used for the modelling and the calculation in the program Dlubal RFEM. In addition three different already built tall wood buildings will be presented, including the LCT-One Tower in Dornbirn.

Another important aspect with which this work deals is the subject of “Fire prevention in the timber-frame construction”. For that reason I will explain the OIB-Richtlinie which regulates the fire prevention in Austria and it will be created an international comparison of the fire safety regulations. Moreover, this part of the work also includes interviews with leading experts from Austria, Switzerland, Germany, Great Britain, Sweden and the USA.

The paper also deals with the challenges for high rise load-bearing structures. For this purpose the effect and the normative bases for wind- and earthquake-loads are explained and basic principles for the horizontal stability are showed. The concepts for the earthquake-design for timber-frame constructions will be expound according to Eurocode 8. In addition, it will broach the fasteners and their impact on the behaviour of the load-bearing structure. For this purpose will be shown among others typical fasteners of CLT-elements and calculated exemplarily their stiffness.

„Holz – der natürlichste und ökologischste Baustoff der Natur. Das Produkt der Zukunft mit nahezu uneingeschränkten Möglichkeiten.“ [64]

Rupert Plewa

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Motivation.....	1
1.2	Aufbau und Zielsetzung.....	1
2	Grundlagen	4
2.1	Verschiedene Holzbauweisen im Vergleich	4
2.1.1	Die Massivholzbauweise	4
2.1.2	Die Holzskelettbauweise	5
2.1.3	Die Holzrahmenbauweise	6
2.1.4	Mischbauformen	6
2.1.5	Vorfertigung und Montage im Holzbau	8
2.2	Die geeignete Holzbauweise für Hochhäuser	8
2.3	Brettsper Holz.....	9
2.3.1	Die Herstellung von Brettsper Holz.....	11
2.3.2	Bauphysikalische Eigenschaften von Brettsper Holz	13
2.3.3	Tragwirkung und Einsatzmöglichkeiten von Brettsper Holz	14
2.3.4	Verbindungstechnik	17
2.4	Gebaute Beispiele	17
2.4.1	LifeCycle Tower – „LCT One“, Dornbirn, Österreich	17
2.4.2	The Tree – „Treets“, Bergen, Norwegen	19
2.4.3	The Forté Apartment Tower – „Forté“, Melbourne, Australien	21
3	Der Brandschutz	24
3.1	Brandursachen und –verlauf.....	24
3.2	Normative Grundlagen.....	25
3.3	Holzbau und Brandschutz: Ein Widerspruch?	26
3.3.1	Die OIB Richtlinien.....	27

3.3.2	Lösungsmöglichkeiten für den Holzbau in der Gebäudeklasse 5	27
3.4	Internationaler Vergleich	30
3.4.1	Deutschland.....	30
3.4.2	Schweiz.....	30
3.4.3	Italien.....	31
3.4.4	Großbritannien.....	31
3.4.5	Japan.....	31
3.4.6	USA	33
3.4.7	Zusammenfassung.....	34
3.5	Interviews.....	35
3.5.1	Zusammenfassung und Interpretation	40
4	Das Hochhaustragwerk.....	44
4.1	Allgemeines	44
4.2	Vertikale Einwirkungen	46
4.3	Horizontale Einwirkungen	46
4.3.1	Windlasten	46
4.3.2	Erdbebenlasten	48
4.4	Grundlegende Aussteifungsprinzipien	54
4.4.1	Aussteifende Tragwirkung und Weiterleitung der horizontalen Kräfte	54
4.4.2	Erdbebensicheres Bauen.....	56
4.5	Verhaltensbeiwert und Duktilität.....	57
5	Konzepte für die Erdbebenbemessung von Holzbauten	59
5.1	Konzept des nichtdissipativen Tragwerksverhaltens	59
5.2	Konzept des dissipativen Tragwerksverhaltens	59
5.3	Die Verbindungsmittel	61
5.4	Exemplarische Berechnung von typischen Anschlussfugen	62

5.4.1	Anschlussfuge Dach-Wand	63
5.4.2	Anschlussfuge Wand-Decke-Wand (geschoss hohe Wände)	64
5.4.3	Anschlussfuge Decke-Wand (geschossübergreifende Wände)	66
5.4.4	Anschlussfuge Wand-Bodenplatte	67
6	Vergleichende Betrachtung der Holzmassivbauweise mit der konventionellen	
	Massivbauweise	70
6.1	Das Beispielgebäude	70
6.1.1	Beschreibung	70
6.1.2	Einwirkungen	74
6.1.3	Finite Elemente – Modellierung	76
6.2	Vergleich der relevanten Ergebnisse	80
6.2.1	Vergleich der seismisch aktiven Masse	80
6.2.2	Vergleich der maßgebenden Eigenperioden	81
6.2.3	Vergleich der horizontalen Verformungen	84
6.2.4	Vergleich der auftretenden Verankerungskräfte (Zugkräfte)	85
6.2.5	Vergleich der auftretenden Schubkräfte	86
6.3	Interpretation der Ergebnisse	87
7	Konklusion	88
7.1	Zusammenfassung	88
7.2	Fazit und Ausblick	90
	Literaturverzeichnis	92
	Abbildungsverzeichnis	99
	Tabellenverzeichnis	101
	Anhang A	102
	Anhang B	111

1 Einleitung

1.1 Motivation

Holz ist einer der ältesten Werkstoffe der Menschheit und war lange Zeit das Ausgangsmaterial für fast alle Gegenstände unseres Alltages. Durch den zunehmenden Energieverbrauch, der Knappheit der fossilen Energieträger und dem durch deren Verbrennung hervorgerufenen anthropogenen Klimawandel ist der nachwachsende Rohstoff Holz wieder in den Fokus gerückt. Vor allem im Bauwesen kommt ihm eine tragende Rolle zu. Denn nach Berechnungen der Internationalen Energieagentur (IEA) ist der Bereich „Wohnen und Bauen“ für 40% der weltweiten CO₂- Emissionen verantwortlich. [40]

Um meiner Verpflichtung als zukünftiger Bauingenieur nachzukommen und ökonomisch und ökologisch nachhaltig zu planen und zu bauen, erscheint es sinnvoll mittels des Baustoffs Holz traditionelle Werte mit aktuellen Anforderungen des Klimaschutzes und der Nachhaltigkeit zu verbinden. Zudem sind Holzhochhäuser heute längst keine Utopie mehr, wie bereits gebaute (z.B. der Forté Apartment Tower und der LCT- One Tower) oder sich noch in Planung befindliche Beispiele (z.B. das Cederhuset in Stockholm) zeigen.

1.2 Aufbau und Zielsetzung

Das ursprünglich sehr ambitionierte Ziel dieser Arbeit war es herauszufinden, wie hoch mit einer reinen Holzkonstruktion gebaut werden kann. Im Zuge der Recherche und Bearbeitung der Masterarbeit wurde jedoch sehr schnell klar, dass mit dieser Fragestellung eine Menge an andere Fragen zu beantworten wäre und damit der Rahmen einer Diplomarbeit gesprengt würde. Zudem ist es sinnvoll, die Holzbauweise mit anderen Bauweisen zu vergleichen, um damit der grundlegenden Frage „Warum (k)ein Holzhochhaus bauen?“ nachzugehen. Es ist nicht zu bestreiten, dass der Einsatz des nachwachsenden Rohstoffs Holz als Baumaterial aus rein ökologischer Sicht Sinn macht und Vorteile gegenüber herkömmlichen Baustoffen wie Ziegel oder Beton hat.

Das Ziel dieser Arbeit ist deshalb, nur einen rein statisch- konstruktiven Vergleich der konventionellen Massivbauweise mit der Holzmassivbauweise am Beispiel eines Hochhaustragwerkes zu erstellen. Dazu werden die drei verschiedenen Bauweisen Beton-, Brettsperrholz- und Hybridbauweise unter Wind- und Erdbebeneinwirkung in Abhängigkeit der Gebäudehöhe untersucht. Zur Berechnung und Modellierung der Konstruktionen wird das Programm Dlubal RFEM (Version 5.04.0058) verwendet. Die erhaltenen Ergebnisse werden abhängig von der Bauweise miteinander verglichen und ausgewertet.

Um die Frage: „Welche ist die geeignete Holzbauweise für ein Hochhaus?“ zu beantworten, wurden im Kapitel „Grundlagen“ die im mehrgeschossigen Holzbau verwendeten Holzbauweisen betrachtet und verglichen. Hierbei war zu beobachten, dass bislang Holz vor allem im mehrgeschossigen Wohnbau zum Einsatz gekommen ist. Einen Überblick der verwendeten Holzbauweisen im Wohnbau zeigt folgende Abbildung.

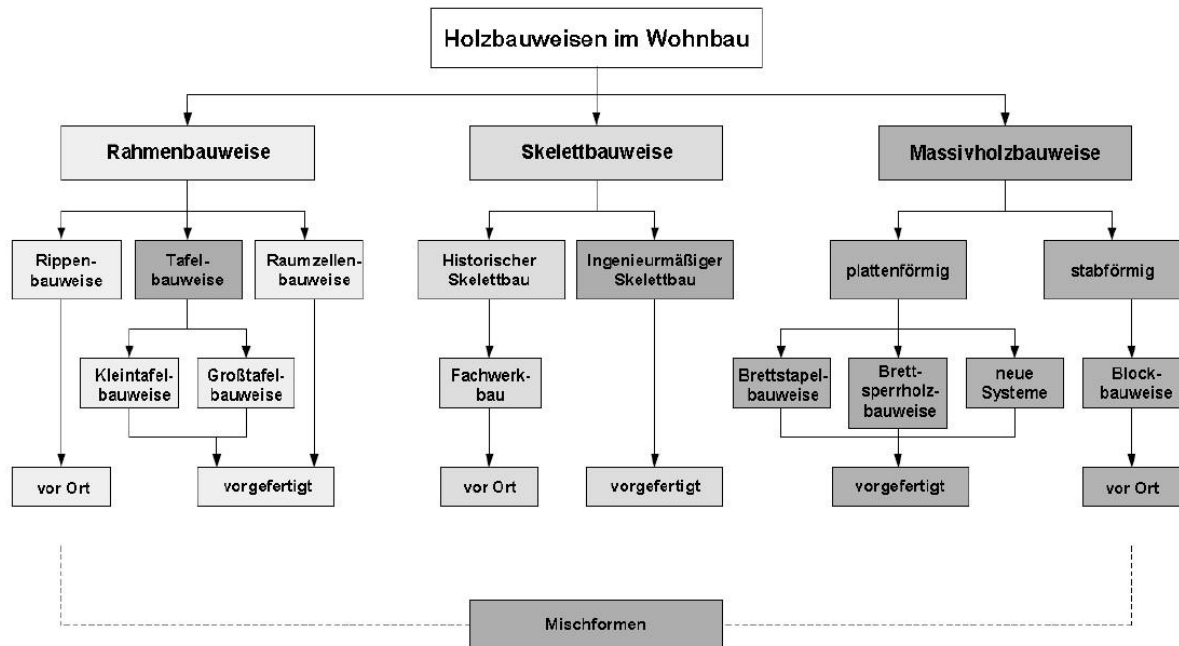


Abb. 1-1: Holzbauweisen im Wohnbau [59]

In diesem Teil der Arbeit wird des Weiteren auch der Einsatz verschiedener Holz- und Mischbauweisen an bereits gebauten Beispielen gezeigt. Dazu werden der Lifecycle-Tower in Dornbirn, der „The Tree“ in Bergen und der Forté Apartment-Tower in Melbourne vorgestellt. Diese drei und andere geplante Gebäude, wie das Holzhochhaus in Seestadt Aspern (Wien) oder das Cederhuset in Stockholm, zeigen, dass der Wettlauf um das höchste Holzgebäude der Welt bereits begonnen hat. Wie bereits erwähnt, wird bei der vergleichenden statisch-konstruktiven Untersuchung der Hochhausmodelle in dieser Arbeit die Brettsperrholzbauweise verwendet. Das Kapitel 2.3 befasst sich deshalb etwas genauer mit dem Material Brettsperrholz.

Eine wesentliche Frage, die bislang noch unerwähnt blieb, ist: „Wie hoch darf man mit Holz als tragendes Element bauen?“ Dazu wird in Kapitel 3 auf die OIB-Richtlinie eingegangen, welche in Österreich den Brandschutz regelt und auch ein Vergleich der Brandschutzregeln von ausgewählten Ländern erstellt. Zudem werden Experten aus verschiedenen Ländern zum Thema „Brandschutz im Holzbau“ interviewt.

Hochhäuser sind aufgrund ihrer Höhe größeren Vertikal- und vor allem Horizontallasten ausgesetzt, deshalb beschäftigt sich das Kapitel 4 der Arbeit mit den Anforderungen an Hochhaustragwerken. Hierzu werden vor allem die Berechnungsmethoden der Windlasten nach ÖNORM EN 1991-1-4 und der Erdbebenlasten nach ÖNORM EN 1998-1 näher erläutert. Zudem werden grundlegende Aussteifungsprinzipien gezeigt und Begriffe wie „Verhaltensbeiwert“ und „Duktilität“ erklärt.

Größere Gebäude aus Holz, wie sie heutzutage zunehmend geplant und gebaut werden, bestehen je nach Bauweise aus verschiedenen Holzelementen, die zusammen eine räumliche Tragstruktur bilden, ohne dass jedoch eine Kontinuität des Materials von einem Element zum anderen vorliegt. Der Einfluss der Verbindungsmittel auf die Tragstruktur ist somit von großer Bedeutung. Hierzu wird im Kapitel „Konzepte für die Erdbebenbemessung von Holzbauten“ auf die Verbindung als eigenständiges Tragelement eingegangen und zudem werden die Steifigkeiten einiger typischer Anschlussfugen von Brettsperrolelementen exemplarisch berechnet.

Anmerkung zum Zitationsstil: Das Verweisen auf die verwendete Quelle erfolgt generell anhand Zahlen in eckigen Klammern (z.B. [15]), diese sind am Ende von Zitaten, bei verwendeten Normen, in Abbildungs- und Tabellenbeschriftungen oder unter Kapitelüberschriften zu finden. Sie verweisen auf die Werke laut Literaturverzeichnis, in welche das jeweilige Zitat, die jeweilige Norm, Abbildung oder Tabelle zu finden sind bzw. welche zur Erstellung des jeweiligen Kapitels verwendet wurden.

2 Grundlagen

2.1 Verschiedene Holzbauweisen im Vergleich

[31], [49], [53], [55], [59]

Die Unterteilung des Holzbaus kann aufgrund verschiedener Gesichtspunkte erfolgen. Er wird z.B. anhand der Tragstruktur in stabförmige Tragsysteme mit Stützen und Trägern und in plattenförmige Tragsysteme für Wände und Decken unterteilt. Hinsichtlich der Verbindungstechnik unterscheidet man zwischen Holz-Holzverbindungen (klassisch) und metallischen Verbindungselementen (ingenieurmäßig). Des Weiteren kann die Unterteilung anhand des Vorfertigungsgrades oder anhand des Montageprinzips erfolgen.

Die Einteilung der verschiedenen Holzbauweisen erfolgt in dieser Arbeit nach Abb. 1-1.

2.1.1 Die Massivholzbauweise

Der Blockbau

Der Blockbau gehört zu den ältesten Holzbauweisen. Er zeichnet sich vor allem durch seine kraftschlüssige Verbindung in den Ecken aus, erreicht wird diese durch überstehend passgenau verkämmte, überplattete oder verzinkte Rundhölzer bzw. profilierte Kanthölzer. Aus wärmedämmtechnischen Gründen werden Blockbauten heutzutage mehrschalig ausgeführt. Die Blockwand dient als tragende Wandkonstruktion und als Fassade und meistens erfolgt nach Innen eine winddichte Dämmung mit Innenverkleidung. Der Blockbau gilt aufgrund der relativ komplizierten Profile und Eckausbildungen und des hohen Holzverbrauchs als unwirtschaftlich.

Der Brettstapelbau

Beim Brettstapelbau handelt es sich um plattenförmige Bauteile, die durch paralleles Verbinden von Brettern entstehen. Die Verbindung der hochkant gestellten und verleimten Bretter erfolgt durch Nägel, Schrauben oder Hartholzdübel. Die Herstellung der Decken oder Wände kann vor Ort oder im Werk erfolgen und ist aufgrund der einfachen Handhabung sehr wirtschaftlich. Durch die Brettstapelbauweise kann aufgrund des geringeren Konstruktionsgewichts gegenüber konventionellen Holzdecken an Gebäudehöhe eingespart werden. So kann z.B. bei einer Spannweite von 5 m bereits eine Deckenhöhe der Tragkonstruktion von 14 cm ausreichen. Allerdings sind Brettstapelelemente einachsiger gespannte Tragsysteme und haben nur eine geringe Quersteifigkeit vorzuweisen, weshalb rechtwinklige Grundrisse zu bevorzugen und Decken möglichst parallel zu Treppenöffnungen und Wänden mit großen Öffnungen zu erstellen sind.

Der Brettsperrholzbau (CLT- Cross Laminated Timber)¹

Im Gegensatz zum Brettstapelbau handelt es sich hierbei um plattenförmige Bauteile, die kreuzweise verbunden werden (siehe Abb. 2-1).

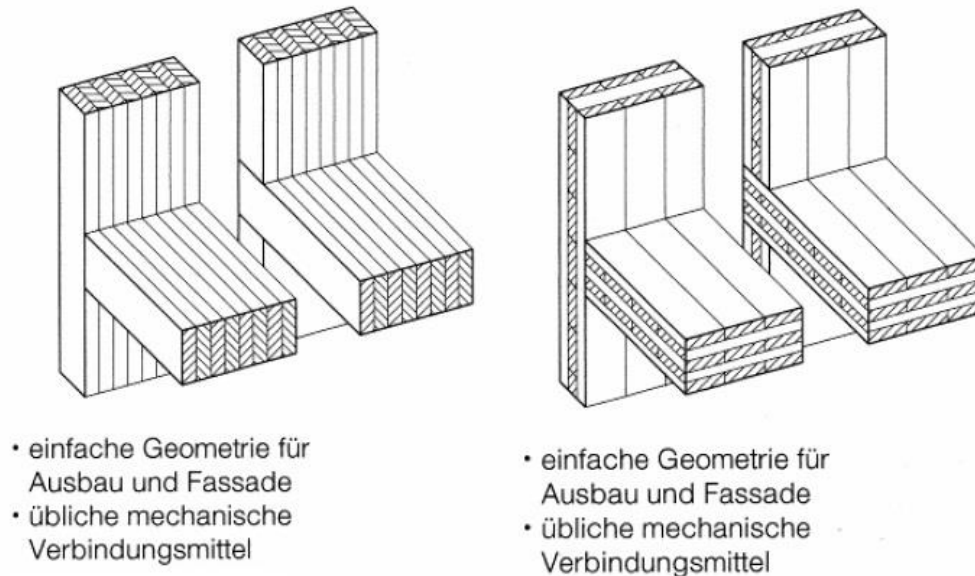


Abb. 2-1: Links: Brettstapelbau, Rechts: Brettsperrholzbau [55]

2.1.2 Die Holzskelettbauweise

Die Holzskelettbauweise gehört zur Holzleichtbauweise. Im Unterschied zur Holzmassivbauweise, wo die Wärmedämmung und die Tragkonstruktion eindeutig in eigene Aufbauschichten getrennt sind, werden diese beim Holzleichtbau in einer Ebene zusammengelegt. Der moderne Holzskelettbau hat sich aus dem traditionellen Fachwerksbau entwickelt und gehört in Mitteleuropa zu den am längsten angewandten Bauweisen. [31] Der Skelettbau zeichnet sich durch sein charakteristisches Tragsystem, Stützen und seine horizontalen Träger bzw. Pfosten- Riegel- Konstruktion, aus. Zumeist kommt Brettschichtholz (BSH) als Material zur Anwendung. Die vertikale Lastabtragung erfolgt ausschließlich über die Stützen und ist unabhängig von der Gebäudehülle und den Wänden. Somit wird eine große Flexibilität in der Grundrissgestaltung ermöglicht. Allerdings ist das Raster, d.h. die Abstände der tragenden Elemente untereinander, zu berücksichtigen. Die Gebäudeaussteifung erfolgt entweder mittels Streben aus Stahl oder Holz oder mittels Wände. Die Verknüpfung der stabförmigen Tragglieder miteinander erfolgt durch sog. ingenieurmäßige Verbindungsmittel. Die Wirtschaftlichkeit des Holzskelettbaus hängt vom Raster und von der Anzahl der Verbindungen ab.

¹ Genaueres siehe Kapitel 2.3

2.1.3 Die Holzrahmenbauweise

Die Holzrahmenbauweise zählt wie der Holzskelettbau zur Holzleichtbauweise. Der Holzrahmenbau ist durch seine tafelförmigen Elemente charakterisiert. Diese bestehen aus tragenden Rippen (Rahmen) und daran beidseitig befestigten dünnen Beplankungen, die zur Aussteifung dienen (Scheibentragwirkung). Die Wärmedämmung, bei der zumeist auch Holzwerkstoffe zur Anwendung kommen, liegt dazwischen. Der Holzrahmen wird aus möglichst standardisierten Querschnitten gefertigt und der Achsabstand der Rippen richtet sich nach der Größe der Beplankungen. Die Tafeln werden teilweise oder komplett vorgefertigt auf die Baustelle gebracht. Darin liegt der Unterschied zwischen der europäischen und der nordamerikanischen Holzrahmenbauweise. Bei Letzterer, der „two by four“ Bauweise, werden nämlich keine vorgefertigten Bauteile geliefert und Decken werden häufig als Balkendecken ausgeführt, je nachdem kommen jedoch auch Brettstapeldeckensysteme zum Einsatz kommen. Bislang ist der Einsatz dieses Bausystems aufgrund der Wirtschaftlichkeit auf Ein- und Zweifamilienhäuser, Reihenhausanlagen und Gebäudeaufstockungen begrenzt.

2.1.4 Mischbauformen

Zusätzlich zu den traditionellen und modernen Holzbauweisen kommen immer häufiger Mischbauweisen zum Einsatz. Dabei werden verschiedene Holzbausysteme mit Mauerwerk, Stahlbeton oder Stahl kombiniert. Vor allem bei mehrgeschossigen Bauten und beim Bauen im Bestand (z.B. Dachgeschossausbau) findet diese Bauweise Verwendung. Die Holzbauteile dienen hierbei meistens „nur“ dem Raumabschluss, während Mauerwerk, Stahlbeton und Stahl die tragende und aussteifende Funktion des Gebäudes übernehmen. Diese Kombination der wärmegeprägten Außenwände aus Holz und der speicherfähigen Innenwände und Decken in Massivbauweise sind aus rein bauphysikalischer Sicht optimal.

Einen Vergleich der wichtigsten Holz- und Mischbauweisen zeigt folgende Tabelle.

Tab. 2.1: Holz- und Mischbauweisen im Vergleich nach [55]

Holzbauweise	Rahmenbau	Skelettbau	Massivholzbau	Mischbau (mineralisches Bauen - Holzbau)
Konstruktionselemente	Vollholz, KVH, BSH, Halbfabrikate (I-Träger, Boxträger u.ä.), Holzwerkstoffplatten	KVH, BSH, Furnierstreifenholz, Furnierschichtholz u.ä.	Vollholz (Blockbau), Brettsper Holz, Brettstapel, Systemelemente	je nach Konstruktionsweise des mineralischen Baus und des Holzbaus
Charakteristik der Konstruktionselemente	stabförmig klein, standardisiert (hauptsächlich 6/12 - 6/20 cm)	stabförmig große Querschnitte (Stütze: z.B. 20/20 cm), verschiedene Knotenausbildungen	stabförmig (Blockbau) bis flächig, Kanthölzer, Kleintaafeln, Großtafeln	je nach Konstruktionsweise des mineralischen Baus und des Holzbaus
Konstruktionsraster	eng (z.B. 62,5 cm, 100 cm; abhängig von Geschosszahl und Plattenmaßen)	groß (z.B. 3 - 4 m im Geschosswohnungsbau, sonst noch größer)	teilweise durch aussteifende Querwände bestimmt	je nach Konstruktionsweise des mineralischen Baus und des Holzbaus
Aussteifung	flächige Beplankung aus Holzwerkstoffen oder Vollholzdiagonalschalungen	Windverbände, als Scheiben ausgebildete Raumabschlusswände	Scheibenwirkung der Wände und Decken durch Verleimung, Vernagelung	meist durch mineralische Tragstruktur bzw. mineralischen Kern samt Holzdecken und -wänden
Verbindungsmittel	Nägeln, Schrauben, Klammern, ev. Balkenschuhe	Balkenschuhe, Dübel, Stahlbleche	Schrauben, Nägel, Hartholzdübel, Verleimungen	je nach Holzbauweise, durch Stahlbetonanker, Stahlwinkel o.ä.
Vorteile der Bauweise	leicht erhältliche Querschnitte, vor Ort durch 2 Mann ausführbar, minimale Wandstärken (dadurch Flächengewinn)	große Gestaltungsfreiheit, Trennung der Funktionen Tragen und Hülle	sehr gutes Raumklima (wenn Holz unverriegelt sichtbar), wärmebrückenfreies Dämmen möglich	Trennung der Funktionen Tragen (Speichern) und Hülle (Dämmung) durch mineralische Tragstruktur und Holz-Leichtbauhülle
Nachteile der Bauweise	große Fensteröffnungen problematisch (nur in Kombination mit Skelettbau möglich)	regelmäßiger Raster, Einbeziehung der Stützen in Grundrissgestaltung	teilweise große Setzungen (je nach Konstruktionsart), großer Holzverbrauch, starre Grundrissanordnung, große Wandstärken	Baufeuchte der mineralischen Bauteile, Trocknungszeiten auf Baustelle, Schnittstellen mineralisch/Holz
Angewendet bei	Einfamilienhäuser, Geschosswohnungsbau, Komunalbau	Einfamilienhäuser, Geschosswohnungsbau, Gewerbebau, Komunalbau	Einfamilienhäuser, Geschosswohnungsbau, Komunalbau	Einfamilienhäuser, Geschosswohnungsbau, Gewerbebau, Komunalbau

2.1.5 Vorfertigung und Montage im Holzbau

Grundsätzlich kann man zwischen folgenden Vorfertigungsgraden unterscheiden:

- Baustellenfertigung (z.B. „two by four“ Bauweise)
- Rationalisierte handwerkliche Vorfertigung („pre cut“)
- Teilvorfertigung
- Komplettvorfertigung

Welche der verschiedenen Vorfertigungsarten angewandt werden, hängt einerseits von der angewandten Holzbauweise und andererseits von der Entfernung des Fertigungsorts zur Baustelle ab. Besonders Letzteres ist ein wichtiger Kostenfaktor, da es bei großen Fertigbauteilen oft zu hohen zusätzlichen Transportkosten kommen kann.

Der Montageprozess auf der Baustelle ist von der Größe der Fertigteilelemente abhängig. Hierbei unterscheidet man zwischen geschossweisen Aufbau („platform frame“) und geschossdurchlaufenden Aufbau („balloon frame“).



Abb. 2-2: Links: geschossweiser Aufbau, Rechts: geschossdurchlaufender Aufbau nach [49]

2.2 Die geeignete Holzbauweise für Hochhäuser

Grundsätzlich eignen sich im Holzbau drei verschiedene Systeme, um große Horizontallasten aufnehmen zu können, die bei hohen Gebäuden auftreten: [65]

- Kreuzverstrebtte Rahmen
- Biegesteife Rahmen
- Wandscheiben

Der Vorteil bei kreuzverstrebtten Rahmen ist, dass diese meist in den vorhandenen Wandflächen (z.B. bei der Rahmenbauweise) untergebracht werden können und somit keine Einschränkung der Flexibilität der Innenraumgestaltung verursachen. Der Nachteil besteht allerdings darin, dass an der Verbindung der Kreuzverstrebung sehr große Kräfte wirken und die Ausbildung eines solchen Anschlusses im Holzbau meist problematisch ist. Hier kommen deshalb fast immer Stahlverstrebnungen vor, welche dann einfach durch Druckverbindungen an den Holzrahmen angekoppelt werden. [65] Das Prinzip der Aufnahme horizontaler Lasten

des kreuzverstrebtten Rahmens findet sich auch im Fachwerk (Skelettbauweise) wieder, welches z.B. beim Hochhaus „The Tree“ in Norwegen (siehe Kapitel 2.4) als Tragstruktur zum Einsatz kommt.

Im Massiv- und Stahlbau ist das Prinzip des biegesteifen Rahmens eine beliebte Methode, um die horizontalen Kräfte aufzunehmen, da er räumlich am wenigsten Platz braucht. Die Ausbildung eines biegesteifen Rahmeneckes ist jedoch im Holzbau aufgrund der komplizierten Verbindung recht problematisch. [65]

Wandscheibensysteme, z.B. aus Brettsperrholz, sind für hohe Gebäude besonders gut geeignet. Eine Wandscheibe kann nämlich drei verschiedene Arten von Belastungen aufnehmen: Erstens die vertikalen Gravitationskräfte (Eigengewichte, Nutzlasten), zweitens normal zur Wandfläche gerichtete Lasten (Windlasten) und drittens Schubkräfte. Auch die Ausbildung der Anschlüsse zwischen den Wänden ist unproblematisch, da hier meist Nägel oder Vollgewindeschrauben zur Lastübertragung genügen. Außerdem weist ein Wandscheibensystem eine hohe Duktilität auf, da die zahlreichen Nagel- und Schraubverbindungen viel Energie verbrauchen. Dies begünstigt vor allem das Erdbebenverhalten eines Bauwerks. [65]

Aus diesen Überlegungen geht hervor, dass Wandscheibensysteme sehr gut für Hochhäuser aus Holz geeignet sind. Die Wahl des Aussteifungssystems eines Gebäudes hängt jedoch von vielen Faktoren ab, wie z.B. Grundrissgestaltung und Gebäudehöhe. Welche Holzbauweise am geeignetsten für ein Hochhaus ist, kann deshalb anhand dieser einfachen Überlegungen nicht vollständig beantwortet werden. Dazu wäre eine genauere Untersuchung der verschiedenen Bauweisen hinsichtlich der Anwendbarkeit bei Hochhäusern erforderlich.

Diese Arbeit befasst sich mit einer vergleichenden Betrachtung der konventionellen Massivbauweise mit der Brettsperrholzbauweise, deshalb wird nachfolgend nun auf das Material Brettsperrholz eingegangen.

2.3 Brettsperrholz

[1], [2], [3], [8], [9], [32], [42], [43], [44], [48], [59]

Erste Erfahrungen mit Brettsperrholz (BSP) wurden in Europa in den 1990er Jahren gemacht. Seit 1998 sind bautechnische Regeln bzgl. des Brettsperrholzbaues in verschiedenen nationalen und europäischen Zulassungen verankert.

Für Brettsperrholz gibt es auch noch andere Bezeichnungen wie K LH- Kreuzlagenholz, Dickholz, CLT- Cross Laminated Timber und X-LAM- Cross Laminated Timber. Bei Brettsperrholz handelt es sich um ein flächiges, massives Holzprodukt für tragende Bauteile. Es besteht aus kreuzweise und normalerweise rechtwinklig miteinander verklebten

Brettlagen. Die Qualität der Oberfläche von BSP-Platten reicht von Industrie- bis hin zu Sichtqualität. Die Abmessungen der Bretter sind vom Hersteller abhängig und bewegen sich zwischen 40 und 300 mm Breite sowie 6 und 45 mm Dicke. Bei fast allen Herstellern wird jedoch ein Verhältnis zwischen Brettbreite und Brettdicke von $b/D \geq 4$ eingehalten. Die folgende Tabelle zeigt eine Übersicht der Baustoffkennwerte von Brettsperrholz.

Tab. 2.2: Baustoffkennwerte für Brettsperrholz nach [48]

Baustoffkennwerte		vorgeschlagene Bemessungswerte
Wichte (für Lastannahmen)	γ	5,50 kN/m ³
Charakteristische Mindestwert der Rohdichte	ρ_k	400 kg/m ³
Mittelwert der Rohdichte	ρ_{mean}	450 kg/m ³
Elastizitätsmodul (Normalspannungen)	$E_{0,\text{mean}}$	11.000 N/mm ²
	$E_{0,05}$	9.160 N/mm ²
Elastizitätsmodul (quer zur Faser)	$E_{90,\text{mean}}$	370 N/mm ²
	$E_{90,05}$	370 N/mm ²
Schubmodul	$G_{0,\text{mean}}$	690 N/mm ²
	$G_{0,05}$	570 N/mm ²
Rollschubmodul	$G_{R,\text{mean}}$	50 N/mm ²

Die Bemessung von Brettsperrholzelementen wurde bisher nur teilweise in die Europäischen Normen (EN) aufgenommen. Die ÖNORM EN 16351 und nationale und Europäische Technische Zulassungen (ETA) enthalten Mindestanforderungen an das Produkt „Brettsperrholz“ und Vorschriften bzgl. der CE-Kennzeichnung (siehe nachfolgende Abbildung). Außerdem ist Kreuzlagenholz nur für die Nutzungsklassen 1 und 2 zugelassen. Im Fall Nutzungsklasse 2 entspricht dies einem Umgebungsklima von 20°C, bei dem die Luftfeuchtigkeit von 85% nur einige Wochen im Jahr überschritten wird.



Abb. 2-3: Bezeichnungsschema für den Aufbau von Brettsperrholz-Elementen [48]

2.3.1 Die Herstellung von Brettsperrholz

Die einzelnen Bretter werden technisch getrocknet und bestehen meistens aus Seitenware, die bei der Herstellung von Schnittholz anfällt. Die Rohware des Kreuzlagenholzes besteht überwiegend aus Fichtenholz, es können aber auch andere Holzarten wie Tanne, Kiefer, Lärche und Douglasie verwendet werden. Um den notwendigen Pressdruck für die Verklebung aufzubringen gibt es verschiedene Verfahren, die Auswirkungen auf die Plattengröße haben:

- Vakuum- Verklebung: Abmessungen ca. 4,8 x 20,0 m
- Hydraulische Flachpressen: Abmessungen ca. 3,0 x 16,0 m
- Klammerpressverklebung: Abmessungen ca. 4,0 x 18,0 m

Alternativ kann auch eine Vernagelung der Bretter mittels Aluminiumnägel erfolgen, was jedoch nicht so hohe Steifigkeiten wie die Verklebung erzielt. Diese Verbindungen werden fast ausschließlich für Wandelemente eingesetzt. Die Bretter werden in der Regel mittels Keilzinken längs zu der gewünschten Bauteillänge verbunden. Der Herstellungsablauf wird in der folgenden Abbildung schematisch erklärt.

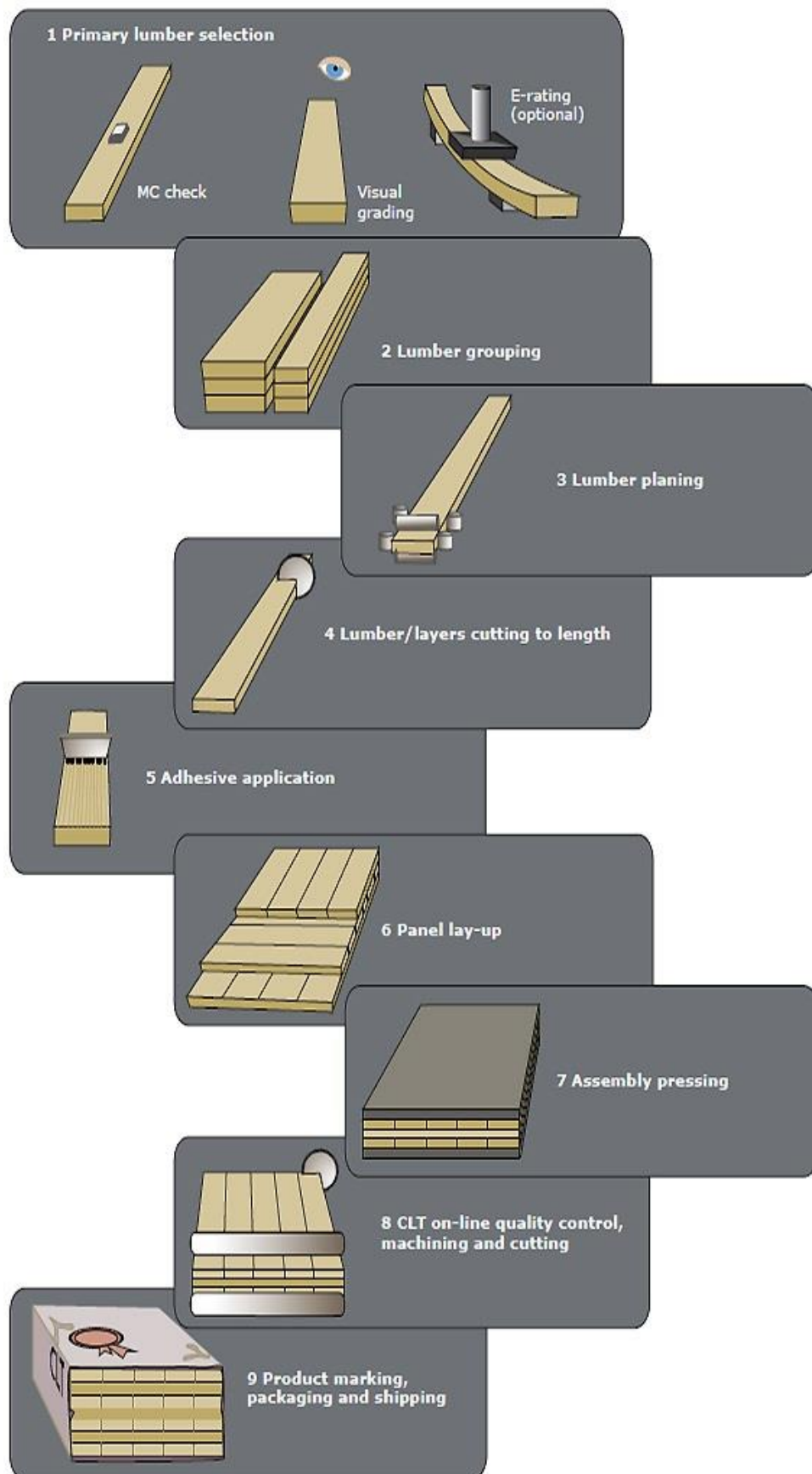


Abb. 2-4: Schematischer Herstellungsablauf von Brettsperrholz [32]

2.3.2 Bauphysikalische Eigenschaften von Brettsperrholz

Wärme- und Feuchteschutz

Die Wärmeschutzwirkung eines Bauteils wird grundsätzlich durch dessen U-Wert bestimmt. Dieser ist wiederum abhängig vom Aufbau, der Lage und der jeweiligen Wärmeleitfähigkeit der verschiedenen Schichten. Die Wärmeleitfähigkeit von Holz ist von der Rohdichte und der Holzfeuchte abhängig. Der Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit für Fichtenholz, also demnach auch für Brettsperrholz, liegt bei einer durchschnittlichen Holzfeuchte von 12% liegt laut ÖNORM EN 12524 [1] bei 0,13 W/m K. Brettsperrholz erzielt bei gleichem U-Wert die beinahe dreifache Speichermasse gegenüber Holzleichtbaukonstruktionen, was vor allem in den Sommermonaten Vorteile mit sich bringt.

Ein weiterer wichtiger Aspekt beim Wärmeschutz ist die Luft- bzw. Winddichtigkeit eines Gebäudes bzw. eines Bauteils. In der Regel sind bei (mind. 3-schichtigen) KLH-Elementen keine zusätzlichen Luftdichtungsfolien an der Rauminnenseite notwendig. Bei den Elementfugen kommen meist luftdichte elastische und verformbare Kompressionsbänder zum Einsatz, je nachdem kann aber auf solche zusätzlichen Dichtungsmaßnahmen auch verzichtet werden.

CLT-Platten sind grundsätzlich diffusionsoffen und besitzen abhängig vom Feuchtegehalt und der Verklebungsart eine Dampfdiffusionszahl zwischen 30 und 80. Dadurch muss Brettsperrholz vor Feuchtigkeit geschützt werden. KLH kann als feuchtevariable Dampfbremse bezeichnet werden, da sie bei erhöhter Raumfeuchtigkeit Feuchte aufnimmt und bei niedriger Raumfeuchte Feuchtigkeit wieder abgibt.

Schallschutz

Brettsperrholz ist durch seinen kreuzweise verklebten Schichtenaufbau akustisch gesehen ein biegesteifes Element. Für die Einhaltung geforderter Luftschalldämmwerte bei BSP-Wänden werden meist biegeeweiche Vorsatzschalen angebracht, die auch als Installationsebene dienen. Der notwendige Trittschallschutz bei Decken wird entweder durch eine Kombination von oberseitigem Estrich und Trittschalldämmmatten sowie Gewichtsschüttungen in den Elementen oder durch unterseitige biegeeweiche Deckenbekleidungen erreicht.

Brandschutz

Holz ist ein brennbarer Baustoff, dennoch ist besonders Massivholz brandbeständiger als vielleicht angenommen wird. Die verkohlte Oberfläche, die bei einem Holzbrand entsteht, hat eine wärmedämmende Funktion und schützt somit die darunter liegende Schicht. Bei Brettsperrholz ist dies nur dann der Fall wenn die einzelnen Brettlagen mit einem nicht

brennbaren Klebstoff verbunden sind. Das Brandverhalten von Bauprodukten wird in Europa nach ÖNORM EN 13501-1 [2] klassifiziert. Brettsperrholz entspricht demzufolge, wie auch Vollholz und Brettschichtholz der Brandverhaltensklasse D-s2, d0. Die charakteristischen Leistungseigenschaften, sowie die Feuerwiderstandsdauer werden in ÖNORM EN 13501-2 [3] definiert. Mit mehrlagigen KLH-Elementen kann eine hohe Feuerwiderstandsdauer erzielt werden, so wird beispielsweise mit einem unbekleideten dreilagigen CLT-Element bereits eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Min. erreicht. Ein höherer Feuerwiderstand kann durch folgende Maßnahmen erzielt werden:

- Erhöhung der Stärke des CLT-Elementes
- Erhöhung der Lagenanzahl des CLT-Elementes
- Anbringung entsprechender Bekleidungen

Mittlerweile verfügen die verschiedenen Hersteller über eine Vielzahl von geprüften Konstruktionsaufbauten um eine Feuerwiderstandsdauer von bis zu 90 Min. zu erreichen. In ÖNORM EN 1995-1-2 [9] ist für BSP noch keine Abbrandrate definiert, jedoch darf gemäß „BSPhandbuch Holz- Massivbauweise in Brettsperrholz“ [42] bei hitzefester Verklebung mit einer Abbrandrate von ca. 0,65 mm/Min. gerechnet werden. Die Brandbemessung von CLT erfolgt in der Regel nach dem Verfahren mit reduziertem Querschnitt.

2.3.3 Tragwirkung und Einsatzmöglichkeiten von Brettsperrholz

Brettsperrholzelemente werden für tragende Wand-, Decken- und Dachbauteile eingesetzt. Bei liegenden Elementen erfolgt die Lastabtragung meistens einachsig. Durch die quer übereinander verleimten Einzelschichten besteht aber auch die Möglichkeit der zweiachsigen Lastabtragung. Dies begünstigt das Tragverhalten vor allem bei Punktstützungen, Auskragungen in Eckbereichen und bei allseitigen Deckenlagerungen. Stehend wird Brettschichtholz als Scheibe eingesetzt. In diesem Fall kann das Bauteil aufgrund seiner kreuzweisen Anordnung der Bretter höhere Horizontallasten aufnehmen und somit auch der Gebäudeaussteifung dienen. Des Weiteren können KLH-Elemente auch als Träger eingesetzt werden.

Als Haupttragwirkung wird jene mit der höheren Steifigkeit bezeichnet. Sie entspricht in der Regel der Richtung der Decklagen des BSP-Elementes.

Die zweiachsige Plattentragwirkung

Wie schon zuvor erwähnt, kann unter Umständen auch eine zweiachsige Plattentragwirkung berücksichtigt werden. Nachfolgend werden nun geeignete Modelle erläutert um die

tatsächliche Tragwirkung von orthotropen Elementen aus Brettspertholz in Finite Elemente-Programmen (FE-Programme) richtig zu erfassen.

Orthotrope Platten mit effektiven Dicken

Hier wird die Platte mittels effektiven Dicken ($d_{y,ef}$ und $d_{x,ef}$) definiert, die aus den effektiven Trägheitsmomenten in beide Richtungen rückgerechnet werden können. Für Rückrechnung werden folgende Formeln verwendet: [48]

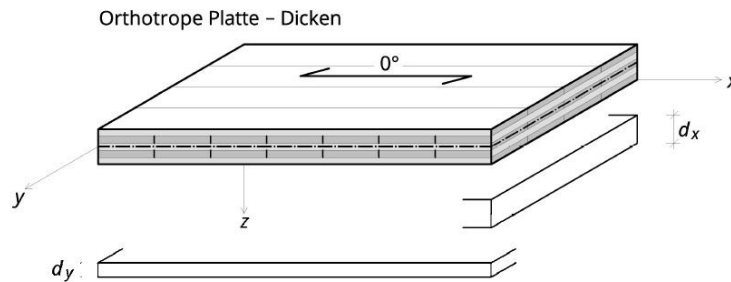


Abb. 2-5: Ersatzdicken für orthotrope Platte [48]

$$d_{x,ef} = \sqrt[3]{\frac{12 * I_{0,ef}}{100}} \quad \text{Effektive Dicke der Haupttragrichtung} \quad (1)$$

$$d_{y,ef} = \sqrt[3]{\frac{12 * I_{90,ef}}{100}} \quad \text{Effektive Dicke der Nebentragrichtung} \quad (2)$$

$$I_{0,ef} = I_{y,ef} \quad \text{Trägheitsmoment um eine Achse quer zur Haupttragrichtung}$$

$$I_{90,ef} = I_{x,ef} \quad \text{Trägheitsmoment um eine Achse quer zur Nebentragrichtung}$$

Zu berücksichtigen gilt noch, dass in den meisten EDV-Programmen die Drillsteifigkeit der Platte über die Biegesteifigkeiten rückgerechnet wird und somit diese für Brettspertholz um ein Vielfaches überschätzt wird.

Orthotrope Platten mit direkter Angabe der Steifigkeiten

Bei diesem Modell werden die Steifigkeiten der Platte mittels der Querschnittswerte in beide Richtungen (nach Reissner-Mindlin) unabhängig vom statischen System ermittelt.

Die einzelnen Steifigkeiten können wie folgt berechnet werden: [48]

$$K_x = D_{1,1} = \frac{E_{0,mean} * I_{0,net}}{1 - \nu_{x,y} * \nu_{y,x}} \quad \text{Biegesteifigkeit in x-Richtung} \quad (3)$$

$$K_y = D_{2,2} = \frac{E_{0,mean} * I_{90,net}}{1 - \nu_{x,y} * \nu_{y,x}} \quad \text{Biegesteifigkeit in y-Richtung} \quad (4)$$

$$K_v = D_{1,2} = D_{2,1} = \sqrt{\nu_{x,y} * \nu_{y,x} * K_x * K_y} \quad \text{Beeinflussung der Biegemomente} \quad (5)$$

durch Querdehnung

$$K_{x,y} = D_{3,3} = \kappa_{drill} * G_{0,mean} * \frac{b * d^3}{12} \quad \text{Drillsteifigkeit} \quad (6)$$

$\kappa_{drill} \approx 0,65$ Reduktionsfaktor zur Abminderung der Drillsteifigkeit [43]

$$S_x = D_{4,4} = \frac{1}{k_{0,z}} * G_{0,mean} * A_{0,net} \quad \text{Schubsteifigkeit bei Beanspruchung durch } v_{x,z} \quad (7)$$

$$S_x = D_{4,4} = \frac{1}{k_{90,z}} * G_{0,mean} * A_{90,net} \quad \text{Schubsteifigkeit bei Beanspruchung durch } v_{y,z} \quad (8)$$

$k_{0,z}$ Schubkorrekturbeiwert bei Betrachtung in Richtung der Decklagen

$k_{90,z}$ Schubkorrekturbeiwert bei Betrachtung quer zu den Decklagen

Trägerrost- Modell

Hier wird die Brettsperrholzplatte in einen Rost von Stäben zerlegt. Entlang der Außenkante des Trägerrost- Modelles müssen die Auflager im Abstand vom halben Rastermaß angeordnet werden, damit die Steifigkeit der Randträger richtig erfasst wird. Bei der Modellierung der Platte als Trägerrost wird die relativ geringe Drillsteifigkeit von Brettsperrholz vernachlässigt. [48]

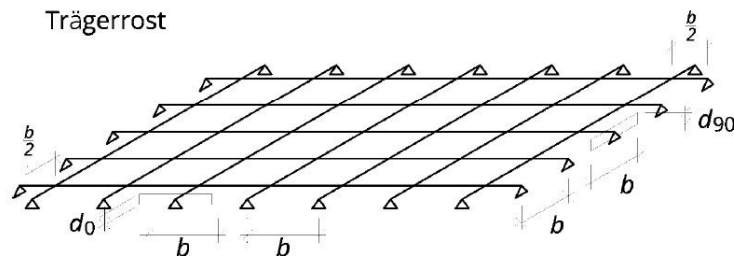


Abb. 2-6: Trägerrostmodell [48]

$$d_{0,ef} = \frac{I_{brutto}}{I_{0,ef}} \quad \text{Höhe der Stäbe parallel zur Decklage} \quad (9)$$

$$d_{90,ef} = \frac{I_{brutto}}{I_{90,ef}} \quad \text{Höhe der Stäbe quer zur Decklage} \quad (10)$$

Die Scheibentragwirkung

Um die Scheibentragwirkung eines Brettsperrholzelementes korrekt zu modellieren muss die Schubsteifigkeit gegenüber homogenem Material abgemindert werden. Nach Silly (2010) [43] ergibt sich somit folgender abgeminderter Schubmodul:

$$G_{s,mean} = \frac{1}{1 + 6 * \alpha_{FE} * (d_{mean}/a)^2} * G_{0,mean} \approx 0,75 * G_{0,mean} \quad (11)$$

$$\alpha_{FE} = 0,32 * \left(\frac{d_{mean}}{a}\right)^{-0,77} \quad (12)$$

d_{mean} Durchschnittliche Brettdicke des betrachteten Querschnitts

a Angenommene Brettbreite

Wie auch schon zuvor bei der Platte, kann auch hier das Verhalten der Scheibe über die Steifigkeitsmatrix definiert werden. Dazu werden folgende Formeln verwendet: [48]

$$D_x = D_{6,6} = E_{0,mean} * A_{0,net} \quad \text{Dehnsteifigkeit in x- Richtung} \quad (13)$$

$$D_{x,y} = D_{6,7} = \nu * D_x \quad \text{Beeinflussung der Längskraft durch Querdehnung} \quad (14)$$

$$D_y = D_{7,7} = E_{0,mean} * A_{90,net} \quad \text{Dehnsteifigkeit in y- Richtung} \quad (15)$$

$$D_s = D_{8,8} = G_{s,mean} * A_{brutto} \quad \text{Schubsteifigkeit} \quad (16)$$

2.3.4 Verbindungstechnik

In der Regel treten aufgrund der großflächigen CLT-Elemente nur wenige Fugen auf. Zudem stellen die Querlagen bei BSP eine Querkugsicherung dar und ermöglichen ein sehr duktiles Verhalten. Auf eine zusätzliche Sicherung gegen Aufspalten mittels Querkugsicherungsschrauben kann somit verzichtet werden. Bei der Ausführung von Verbindung ist einerseits auf die Kraftschlüssigkeit zu achten und andererseits muss die Dichtheit (Schall- und Brandschutz sowie Luftdichtheit) der Anschlüsse sichergestellt werden. Die statische Wirkung der Verbindungen wird durch stiftförmige Verbindungsmittel wie Nägel, Holzschrauben, Bolzen, Stabdübel und Dübel realisiert (siehe Anhang B). Die Nachweisführung erfolgt in Europa nach ÖNORM EN 1995-1-1 [8]. Die Dichtheit der Anschlüsse wird durch verschiedene Arten von Dichtungsbändern erzielt.

2.4 Gebaute Beispiele

2.4.1 LifeCycle Tower – „LCT One“, Dornbirn, Österreich [51], [59], [63]

„LCT One“ ist Teil des Forschungsprojektes „Life Cycle Tower“ und dient als Demonstrationsobjekt für die dabei entwickelte Holz-Systembauweise. Auftraggeber und Nutzer des Gebäudes ist die Firma Cree, hinter der das Bauunternehmen Rhomberg steht. Das Gebäude ist das erste Hybrid- Hochhaus, das außerdem noch ein Passivhaus ist. Laut „Austria, proHolz“ [59] betrugen die Baukosten ca. 4,5 Mio €. Der Tower besteht aus einem aussteifenden Stiegenhauskern, an den einhüftig die Büroflächen angehängt wurden. Mit

acht Stockwerken überschreitet der Turm die bislang üblichen Höhen für Holzbauten und fällt nach OIB-Richtlinien in die Gebäudeklasse GK5 (siehe Kapitel 3.3.1). Um die dadurch strengen brandschutztechnischen Anforderungen zu gewährleisten, durfte der aussteifende Kern nicht wie ursprünglich geplant in Holzbauweise, sondern musste in Ortbetonbauweise ausgeführt werden. Weiteres wurde die Trennung der Geschosse durch eine nicht brennbare Schicht, eine Holz-Beton-Verbundrippendecke realisiert (siehe Abb. 2-7). Der Schubverbund zwischen Beton und Leimbinder wird über Schrauben und Schubkerven gewährleistet. Des Weiteren hilft ein Sturzträger aus Beton bei der Durchleitung der Kräfte aus den Fassadenstützen und sorgt für die geschossweise brandschutztechnische Trennung in Stützebene.

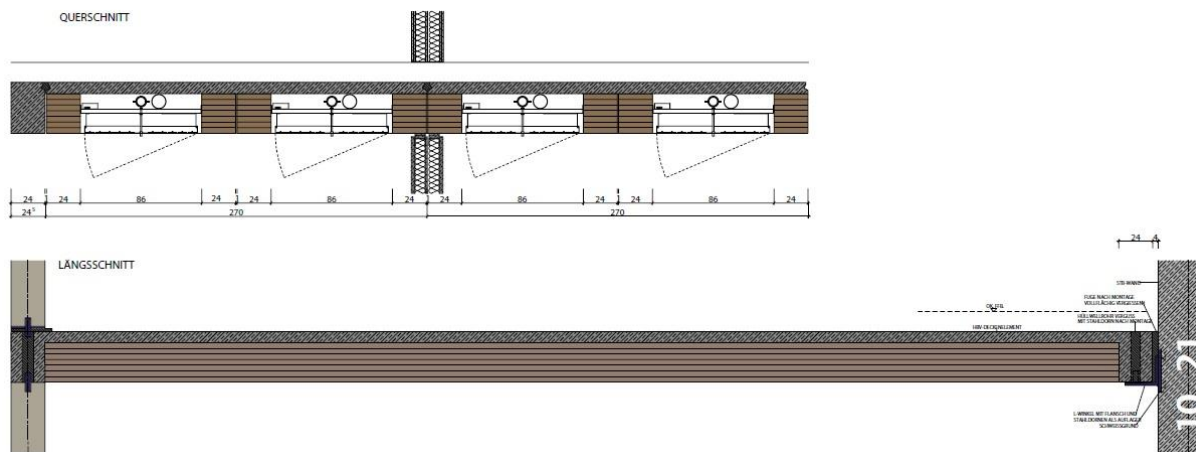


Abb. 2-7: Schnitt durch die Holz- Beton- Verbundrippendecke des Lifecycle Tower [63]

Wie man an der folgenden Abbildung gut erkennen kann, ist das Äußere durch schmale Fenster und einer Aluminiumverkleidung (Recyclingmetall) gekennzeichnet.



Abb. 2-8: Außenansicht des Lifecycle Tower [63]

Alle Decken- und Wandelemente wurden vorgefertigt und die Einzelelemente auf der Baustelle nur noch zusammengesetzt. Durch das hier verwendete Baukasten- System können Rohbau, Fassade und Gebäudetechnik viel schneller realisiert werden als bei herkömmlichen Bauweisen. So war das erste Geschoss laut „Austria, proHolz“ [59] innerhalb von nur einem Tag wetterdicht.

Datenblatt: [59]

Standort:	Rhomberg's Fabrik, Färbergasse 15, Dornbirn, Österreich
Dimensionen:	8 Stockwerke, Höhe 27 m, Breite 13 m, Länge 24 m
Flächen:	Individuelle Mietflächen von 100 m ² bis 1.600 m ²
Design:	Hermann Kaufmann
Fassade:	Recyclingmetall
Energiestandard:	Passivhaustechnologie

2.4.2 The Tree – „Treetrees“, Bergen, Norwegen [8], [62]

„Treetrees“ ist ein im Bau befindliches 14-geschosshohes Holz-Wohngebäude in der norwegischen Stadt Bergen. Die Bauarbeiten begannen im April 2014 und sollen im Herbst 2015 abgeschlossen werden. Im Gegensatz zum „LCT One“ besteht das Tragwerk von „Treetrees“ aus einem Brettschichtholz-Fachwerk und ähnelt einer vertikal aufgestellten

Holzbrücke. Die Brettsperrholz-Wände sind unabhängig vom Haupttragwerk und dienen nicht zur horizontalen Aussteifung. Die Holzelemente werden bis zu vier Geschosse hoch in der Fabrik vorgefertigt. Wie man an der Abb. 2-9 erkennen kann, besteht das Gebäude aus mehreren Ebenen. Die ersten vier Ebenen stehen unabhängig vom Fachwerk auf der Garage, die in Ortbeton gefertigt wurde. Darauf folgt in Ebene 5 ein sogenanntes „power storey“. Es dient der Aussteifung und ist mit dem außenliegenden Hauptsystem (Fachwerk) verbunden. Die darauf liegende Decke wird als Betonfertigteildecke ausgeführt und auf ihr liegen, wie schon Ebene 1 bis 4 unabhängig vom Fachwerk, die Ebenen 6 bis 9. In Ebene 10 befindet sich wieder ein „power storage“, auf welches noch die restlichen vier Geschosse und das Dach folgen, welches wiederum als Betonfertigteildecke konzipiert wurde. Die Einleitung der Lasten im Boden erfolgt mittels knapp 100 Bohrpfählen.



Abb. 2-9: 3D Struktur-Modell von The Tree [62]

Die BSH- Stäbe werden mittels geschlitzten Stahlplatten und Dübeln verbunden und haben folgende Abmessungen:

- Stützen 405x650 mm bzw. 495x495 mm
- Diagonalstreben 405x405 mm

Das Holzfachwerkssystem befindet sich hinter einer Glasfassade, ist somit kaum Witterungseinflüssen ausgesetzt und fällt damit laut EC 5- Teil 1 [8] in die Nutzungsklasse 1. Das tragende Hauptsystem hält einem 90 minütigen und das Sekundärsystem einem

60 minütigen Brand stand. Darüber hinaus kommen auch andere Brandschutzmaßnahmen wie z.B. feuerfeste Holzanstriche oder Sprinkleranlagen zum Einsatz. Wie bereits erwähnt, wurde für das Haupttragwerk fast ausschließlich Brettschichtholz verwendet. Der Aufzugschacht, das Treppenhaus und die Innenwände wurden hingegen in Brettsperrholzbauweise ausgeführt.



Abb. 2-10: Außenansicht von The Tree [62]

Datenblatt: [62]

Standort:	Damsgårdsveien 99, Bergen, Norwegen
Dimensionen:	14 Stockwerke, Höhe 45 m, Fundament -Breite 21 m, -Länge 23 m
Flächen:	NGF= 920 m ² , Gesamtnettofläche= 5830 m ²
Bauherr:	BOB, Bergen og Omegn Boligbyggelag
Design:	Firma Artec
Fassade:	Glas
Energiestandard:	Passivhaustechnologie

2.4.3 The Forté Apartment Tower – „Forté“, Melbourne, Australien [34], [52], [60]

Der Forté Apartment Tower wurde im Zuge der angestrebten Klimaneutralität der Stadt Melbourne erbaut und mit dem „five-star GreenStar“ ausgezeichnet. „Forté“ besteht hauptsächlich aus Brettsperrholz- Elementen, die von der Firma KLH Massivholz aus Katsch

an der Muhr in Österreich produziert wurden. Für den Bau wurden ca. 760 solcher BSP-Elemente von Österreich nach Australien verschifft. Das Gebäude hat zehn Stockwerke und eine Gesamthöhe von ca. 32,2 m. Wie der Name schon sagt, handelt es sich hierbei um ein Wohngebäude; im Erdgeschoss befinden sich Einzelhandelsflächen. Die Gesamtkosten für die Errichtung dieses Gebäudes beliefen sich auf ca. 11 Mio. AU\$ (ca. 8 Mio. €).



Abb. 2-11: Außenansicht von The Forté Apartment Tower [60]

Um das Holz vor Bodenfeuchte zu schützen und die größeren Spannweiten im Erdgeschoss zu überwinden, wurden die Bodenplatte und die Decke in Betonbauweise mit Polymerbeton ausgeführt. Darauf folgten die BSP-Elemente. Als erstes wurden der Aufzugskern und das Treppenhaus aufgestellt, danach die Innen- und Außenwände und zum Schluss aufliegend darauf die Decke. Dieser Vorgang wurde stockweise wiederholt bis die volle Gebäudehöhe erreicht war. Als Fassade und Witterungsschutz für die Wände dienen Aluminiumplatten. Der Witterungsschutz des Daches und der Balkone wurde hingegen mit einer wasserdichten Folie gewährleistet. Wie in Österreich, so ist auch in Australien das Bauen mit Holz durch den Brandschutz in der Höhe begrenzt. Gebäude ab neun Stockwerken fallen in die Gebäudekategorie A, die sehr strenge brandschutztechnische Vorschriften vorsieht. So sind tragende Elemente, Treppenhaus und Aufzugskern aus nicht brennbaren Materialien zu konstruieren. Um die Anforderungen des NCC (National Construction Code) zu erfüllen wurde eine Lösung vorgeschlagen, die die meisten vorgeschriebenen Feuerwiderstandsklassen (deemed-to-satisfy (DtS) provision levels) für die Bauteile erfüllt. Unter Anderem beinhaltet diese Lösung folgende Maßnahmen:

- Das Gebäude wurde strukturell so konzipiert, dass die Lasten trotz eines beschädigten Wandabschnittes durch den restlichen Aufbau aufgenommen werden können und es zu keinem Zusammenbruch kommen kann.
- Um die Brandwiderstandsklassen der Wände und Decken zu erfüllen, wurden an diese feuerfeste Gipskartonplatten (128 mm bzw. 148 mm) befestigt.

Außerdem wurde in Zusammenarbeit mit der Melbourne Metropolitan Fire Brigade eine ortsspezifische Konstruktionsmethodik entwickelt, um das Arbeiten mit den BSP-Elementen brandschutzsicher abzuwickeln.



Abb. 2-12: Bauarbeiten am The Forté Apartment Tower [60]

Datenblatt: [52]

Standort:	Victoria Harbour Melbourne, Australien
Entwurf/Ausführung:	Land Lease, Australien
Holzbau:	KLH UK Ltd., London
Produzent Brettsperholz:	KLH Massivholz GmbH, Australien
Projektdaten:	10 Stockwerke, Höhe 32,17 m
Bauzeit:	Februar 2012 bis Okt. 2012 (Holzbau Mai bis August)
Kosten:	11 Mio. AU\$
CO ₂ -Reduzierung:	1.400 Tonnen (gegenüber einem Bau aus Stahl oder Beton) ²

² Nach „Austria, proHolz“ [59] können Holzbauten die Belastung der Atmosphäre mit Klimagasen (ausgedrückt in CO₂-Äquivalent) gegenüber Zwillingsgebäuden aus weitgehend nicht nachwachsenden Baustoffen um 58 bis 71 Prozent reduzieren.

3 Der Brandschutz

3.1 Brandursachen und -verlauf

[11], [47], [48], [53]

Ein Brand kann folgende Ursachen haben:

- Natürliche Brandursachen (z.B. Blitzschlag)
- Selbstentzündung (z.B. von Heu oder Kohle)
- Technische Brandursachen (z.B. Strom-Kurzschluss)
- Brandstiftung (fahrlässig oder vorsätzlich)

Jeder Brand ist unterschiedlich, ein Gebäudebrand kann jedoch anhand einiger Parameter beschrieben werden. Der Verlauf eines Brandes kann grob in zwei Stufen eingeteilt werden, den Entstehungsbrand (growth period) und den darauf folgenden Vollbrand (fully developed fire). Im Entstehungsbrand geht es um die Ausbreitung des Feuers, dabei spielen der Gebäudeinhalt (Möbel usw.) und die Raumverkleidungen eine große Rolle. Beim Vollbrand hingegen kommt es auf den Brandwiderstand der tragenden Bauteile an. Um einen Vollbrand unabhängig von Bauwerk und Materialien einheitlich darstellen zu können, gibt es viele verschiedene Brandkurven. Am häufigsten wird die ISO 834 nach [11] „Standard Feuerkurve“ (Einheitstemperaturzeitkurve) verwendet.

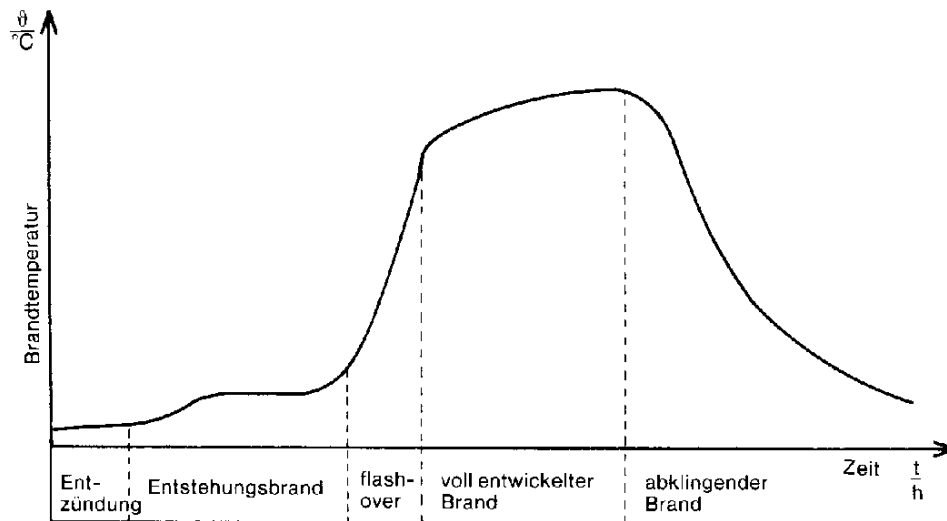


Abb. 3-1: Brandentstehungskurve [38]

Anmerkung: Während der Ausarbeitung dieser Diplomarbeit sind die „neuen“ OIB-Richtlinien (März 2015) erschienen. Die nachfolgenden Informationen bzgl. der normativen Grundlagen zum Brandschutz beziehen sich jedoch auf die „alten“ OIB-Richtlinien von 2011 und sind deshalb teilweise nicht mehr aktuell.

3.2 Normative Grundlagen

[2], [13], [47], [48], [53]

Laut OIB Richtlinie 2 [13] muss ein Bauwerk derart entworfen und ausgeführt sein, dass bei einem Brand:

- die Tragfähigkeit des Bauwerks während eines bestimmten Zeitraums erhalten bleibt.
- die Entstehung und Ausbreitung von Feuer und Rauch innerhalb des Bauwerkes begrenzt wird.
- die Ausbreitung von Feuer auf benachbarte Bauwerke begrenzt wird.
- die Bewohner des Gebäudes unverletzt verlassen oder durch andere Maßnahmen gerettet werden können und
- die Sicherheit der Rettungsmannschaften berücksichtigt wird und wirksame Löscharbeiten möglich sind.

Diese oder ähnliche Schutzziele kommen nahezu in fast allen Brandschutznormen und –regelungen weltweit vor.

Des Weiteren können grundsätzlich folgende Brandschutzarten unterschieden werden:

- Passiver (baulicher) Brandschutz: dazu zählt u.a.:
 - das Verhindern der Ausbreitung von Hitze und Gasen
 - die Unterteilung des Bauwerks in Brandabschnitte
 - Berücksichtigung der Brennbarkeit von Baustoffen und des Brandwiderstandes von Bauteilen
 - die Bereitstellung von Fluchtwegen
 - die Sicherstellung der Stabilität des Gebäudes
 - die Beschränkung des Feuers
- Aktiver (anlagentechnischer) Brandschutz: dazu zählt u.a.:
 - die rechtzeitige Alarmierung
 - die automatische Branderkennung
 - das Lokalisieren der Brandstelle
 - Druckanlagen im Fluchtwegebereich
 - das automatische Schließen von Brandabschnitten
 - das kontrollierte Öffnen von Fluchtwegen
 - der Einsatz von Löschsystemen
- Organisatorischer Brandschutz (Koordinierung von Bewohnern und Einsatzkräften)

In Europa und auch in den meisten anderen Teilen der Welt wird zwischen Brennbarkeit eines Bauproduktes (Baustoffes) und Feuerwiderstand von Bauteilen unterschieden. Die Brennbarkeit wird gemäß ÖNORM EN 13501-1 [2] in folgenden Brennbarkeitsklassen eingeteilt:

- A1, A2 – nicht brennbar
- B, C – schwer entflammbar
- D, E – normal entflammbar
- F – leicht entflammbar

Außerdem folgen noch zwei weitere Klassifizierungen: Die Rauchentwicklungsklasse „s“ (smoke), sprich s1, s2 und s3, und das Abtropfen/ Abfallen „d“ (dropping), sprich d0, d1 und d2.

Die europäische Klassifizierung der meisten Holzwerkstoffe, u.a. auch für Brettspertholz, lautet D- s2, d0. D.h. Holz ist „normal entflammbar“, besitzt die Rauchentwicklungsklasse 2 und brennt nicht abtropfend. Hingegen lautet beim nicht brennbaren Baustoff Beton die europäische Klassifizierung für die meisten Stahlbetonbauteile lautet A2- s1, d0.

Mit den Feuerwiderstandsklassen wird das Aufrechterhalten der Funktionen Tragfähigkeit und/oder Raumabschluss und/oder Wärmedämmung eines Bauteils unter Brandbelastung beschrieben:

- R – Tragfähigkeit (Résistance)
- E – Raumabschluss (Étanchéité)
- I – Wärmedämmung (Isolation)

Weitere Leistungsparameter sind z.B. W – Strahlung (Radiation), S – Rauchdichtheit (Smoke) und M - Widerstand gegen mechanische Beanspruchung (Mechanical).

Die Klassifizierungsbeurteilung von Bauprodukten und Bauteilen erfolgt anhand vorgeschriebener Prüfungen, wie z.B. der Nichtbrennbarkeitsprüfung (EN ISO 1182) oder der Entzündbarkeitsprüfung (EN ISO 11925-2).

3.3 Holzbau und Brandschutz: Ein Widerspruch?

Dieses Kapitel befasst sich mit dem Artikel „Holzbau und Brandschutz: Ein Widerspruch? – Lösungsmöglichkeiten für die Gebäudeklasse 5“ aus dem Bauphysik Forum 2011 – Tagungsband 7.- 8. April 2011 Mondsee [24] um dadurch einen Einblick in die OIB Richtlinie 2 [13] zu ermöglichen.

3.3.1 Die OIB Richtlinien

Nach den OIB Richtlinien erfolgt die Gebäudeeinstufung hinsichtlich des Brandschutzes in fünf Klassen sowie in Gebäude mit einem Fluchtniveau von mehr als 22 m (Hochhäuser). Maßgebend dabei ist bei allen das Fluchtniveau, sprich das Niveau des obersten Aufenthaltsraumes über dem tiefsten Punkt des angrenzenden Geländes und die Geschossfläche:

- Gebäudeklasse 1 (GK1) – Fluchtniveau max. 7 m
- Gebäudeklasse 2 (GK2) – Fluchtniveau max. 7 m (ausgeschlossen GK1)
- Gebäudeklasse 3 (GK3) – Fluchtniveau max. 7 m (ausgeschlossen GK1 und 2)
- Gebäudeklasse 4 (GK4) – Fluchtniveau max. 11 m (ausgeschlossen GK1, 2 und 3)
- Gebäudeklasse 5 (GK5) – Fluchtniveau max. 22 m (ausgeschlossen GK1, 2, 3 und 4)
- Gebäude mit einem Fluchtniveau von mehr als 22 m (Hochhäuser):
 - Fluchtniveau 22-32 m
 - Fluchtniveau 32-90 m
 - Fluchtniveau > 90 m

Tragende und brandabschnittsbildende Bauteile (Trennwände und Trenndecken) von Gebäuden der GK5 müssen eine Feuerwiderstandsdauer von mind. 90 Min. aufweisen und aus nicht brennbaren Baustoffen (mind. A2) bestehen. Ausnahmen bilden hier das oberste bzw. die beiden obersten Geschosse. Des Weiteren werden u.a. noch verschiedene bauliche Anforderungen bzgl. der Ausbreitung von Feuer und Rauch innerhalb des Bauwerkes, der Ausbreitung von Feuer auf andere Bauwerke, der Flucht- und Rettungswege sowie der Brandbekämpfung gestellt. Für Hochhäuser müssen, abhängig vom Fluchtniveau, noch höhere und zusätzliche Anforderungen eingehalten werden (siehe OIB Richtlinie 2.3 [14]).

Theoretisch ist somit der Einsatz von Holz als tragendes Element ab GK5 laut geltenden Richtlinien in Österreich nicht möglich.

3.3.2 Lösungsmöglichkeiten für den Holzbau in der Gebäudeklasse 5

Die einzelnen Feuerwiderstandsklassen können nicht nur, wie schon zuvor erwähnt, durch die Einheitstemperaturkurve (ETK) beschrieben werden, vielmehr können ihnen durchschnittliche Holzbrandlasten, Brandbelastungen und Wärmefreisetzungsraten zugeordnet werden. So können die einzelnen Feuerwiderstandsklassen wie folgt interpretiert werden:

Tab. 3.1: Feuerwiderstandsklasse, Holzbrandlasten und Brandbelastungen (Unterer Heizwert für Holz: 17,5 MJ/kg) [24]

Feuerwiderstandsklasse	Feuerwiderstandsdauer ETK [min.]	Holzbrandlast [kg]	Brandbelastung [MJ/m ²]
F 30	30 min.	30	525
F 60	60 min.	60	1050
F 90	90 min.	90	1575

Gemäß Eurocode 1 Teil 1-2, Anhang E [5] bzw. dem deutschen Anwendungsdokument zur EN 1991-1-2 [12] sind folgende Werte für Wohn- und Büronutzung vorgegeben.

Tab. 3.2: Brandbelastung und maximale spezifische Wärmefreisetzungsrate [24]

Nutzung	Brandbelastung gemäß EC 1 80 % Fraktile [MJ/m ²]	Brandbelastung gemäß NAD/D zu EC 1 90 % Fraktile [MJ/m ²]	Maximale spezifische Wärmefreisetzungsrate [kW/m ²]
Wohnung	948	1085	250
Büro	511	584	250

Der Autor vergleicht die Werte aus Tab.3.1 mit den Werten des Eurocode 1 Teil 1-2 (EC 1) [5] und kommt zum Schluss, dass eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Min. (und nicht 90 Min., wie lt. OIB Richtlinien gefordert) für Wohnbauten und insbesondere für Bürobauten ausreichen würde.

Es wird zwischen brandlast- und ventilationsgesteuertem Brand unterschieden. Beim Ersteren ist genügend Luft zur Verbrennung der Brandlast³ vorhanden, sprich die Öffnungsflächen der Fassade sind groß genug und die Wärmefreisetzungsrate⁴ ist durch die vorhandene Brandlast und Abbrandgeschwindigkeit begrenzt. Beim ventilationsgesteuertem Brand hingegen sind die Luftzufuhr und somit auch die Wärmefreisetzungsrate aufgrund der vorhandenen Öffnungsflächen in der Fassade begrenzt.

Auf Basis des Rechenmodells des deutschen Anwendungsdokumentes zum EC 1 Teil 1-2 [12] können die Auswirkungen des zusätzlichen Abbrands von Holzbauteilen abgeschätzt werden.

³ Brandlast = Wärme, die bei der Verbrennung eines Stoffes entsteht. Sie wird in kWh/m oder in MJ/m angegeben.

⁴ Wärmefreisetzungsrate = Leistung eines Feuers und wird in kW/m² angegeben.

So zeigt sich, dass bei herkömmlichen Lochfassaden, sprich bei einem ventilationsgesteuertem Brand, die maximale Wärmefreisetzungsrate bereits durch die mobile Brandlast⁵ erreicht wird und somit eingesetzte Holzbauteile zu keiner wesentlichen Erhöhung der Wärmefreisetzungsrate führen. Bei Großflächenglasfassaden muss im Brandfall mit einem Bersten der Verglasungen gerechnet werden, wodurch große Öffnungsflächen entstehen. In diesem Fall spricht man von einem brandlastgesteuerten Brand und hier eingesetzte Holzbauteile führen zu hohen Wärmefreisetzungsraten, die evtl. von der Feuerwehr nicht mehr beherrschbar sind.

Zum Verdeutlichen der angeführten Überlegungen wurden im Artikel noch zwei Beispiele ausgeführt, auf welche hier jedoch nicht weiter eingegangen wird.

Zusammenfassend ist zu sagen, dass gemäß den vorangestellten Überlegungen eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Min. bei herkömmlichen Grundrissen und Lochfassaden von Wohnungen oder Büros ausreichen würde um die vorgeschriebenen Brandlasten gemäß ÖNORM EN 1991-1-2 [5] einzuhalten. Des Weiteren ist anzumerken, dass die Wärmefreisetzungsrate wesentlich durch die Ventilationsverhältnisse des Brandraumes, sprich die Öffnungen in der Fassade, beeinflusst wird. Die OIB Richtlinie trifft jedoch keine Unterscheidung bzgl. Ausführung der Fassade.

Wie schon angesprochen, ist der Einsatz von brennbaren Baustoffen als tragende Struktur ab der GK5 nicht erlaubt. In Folge eines Wettbewerbes für eine Wohnhausanlage von der Wienerbautechnikverordnung (WBTV) wurde jedoch festgelegt, dass eine Gleichwertigkeit mit nicht brennbaren Baustoffen gegeben ist, wenn eine Entzündung der Holzbauteile über eine Dauer von 90 Min. unter ETK Belastung verhindert wird oder entsprechende Kompensationsmaßnahmen vorhanden sind.

Für die Verwendung von Holzbauteilen ab der GK5 gibt es im Wesentlichen zwei Lösungsmöglichkeiten:

- Brandschutzverkleidung der Bauteile und Schutz des Holzes vor Entzündung für die Dauer von 90 Min.
- Automatische Wasserlöschanlage als Kompensationsmaßnahme

⁵ Mobile Brandlast = Brandlast von „mobilen“ Gegenständen, im Fall von Gebäudebränden meist Einrichtungsgegenstände.

3.4 Internationaler Vergleich

[13], [15], [16], [17], [18], [19], [20], [21], [22], [37], [45], [47], [48], [54], [58], [61]

Nachfolgend werden nun die bautechnischen Vorschriften bzgl. des Brandschutzes im Holzbau einiger Länder zusammengefasst. Vor allem geht es hierbei um die Begrenzung der Höhe beim Bauen mit Holz.

3.4.1 Deutschland

In Deutschland gibt die Landesbauordnung der jeweiligen Bundesländer die grundlegenden Anforderungen vor, die ein Gebäude erfüllen muss, vor. Hinsichtlich des Brandschutzes werden darin lediglich Schutzziel und Zweck formuliert. Genauere Anforderungen dazu findet man in der Musterbauordnung (MBO) [22], welche als Orientierungsmaßnahme dient und ähnlich wie die OIB Richtlinie in Österreich aufgebaut ist.

So wird laut MBO auch in Deutschland zwischen fünf Gebäudeklassen (GK) und Sonderbauten (z.B. Hochhaus) unterschieden. Auch hier dienen Fluchtniveau und Geschossfläche als Unterscheidungskriterium. Ab GK5 müssen demnach alle tragenden Bauteile feuerbeständig sein, d.h. es sind sogenannte Brandwände aus nicht brennbaren Baustoffen erforderlich. Holz darf somit als tragendes Element nur bis zur GK4 (13 m Fluchtniveau) zum Einsatz kommen.

3.4.2 Schweiz

In der Schweiz regeln die Brandschutzvorschriften der Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen (VKF) [54] die Anforderungen an Gebäude hinsichtlich des Brandschutzes. Im Gegensatz zu der MBO in Deutschland sind die Brandschutzvorschriften der VKF Gesetze.

Grundsätzlich wird zwischen zwei Standardkonzeptlösungen unterschieden:

- Brandschutzkonzept mit vorwiegend baulichen Maßnahmen
- Brandschutzkonzept mit vorwiegend technischen Maßnahmen

Eine Ausnahme stellt noch das objektbezogene Konzept dar.

Abhängig von der Nutzung und der Anzahl der Geschosse über dem Terrain werden die Anforderungen bzgl. des Brandschutzes an das Tragwerk gestellt. So dürfen für sieben oder mehr Geschosse nur noch nicht brennbare Baustoffe für das Tragwerk verwendet werden. D.h. Holz darf als tragendes Element nur bis zum sechsten Geschoss verwendet werden. Von den vorgeschriebenen Brandschutzmaßnahmen kann jedoch abgewichen werden, falls eine Konzeptlösung für das Einzelobjekt ein gleichwertiges Schutzziel erreicht. Über die Gleichwertigkeit entscheidet die Brandschutzbehörde.

3.4.3 Italien

In Italien gibt die Feuerwehr die Vorschriften bzgl. des Brandschutzes vor. Sie stellt die „Manuale di prevenzione incendi“ (Brandschutzbücher) zur Verfügung, in denen z.B. die Anforderungen an die Fluchtweggestaltung angegeben werden. Die technischen Standards und Richtlinien sind hingegen im „Decreto Ministeriale (DM)“ (Ministerialverordnung) vom 14. Jänner 2008 [20] verankert.

Im DM werden die Gebäude abhängig von Höhe, Grundfläche und Nutzung in verschiedene Klassen eingeteilt. Dabei gilt: je höher das Gebäude ist, desto höher auch die Anforderungen an den Brandschutz. Im Unterschied zu Deutschland und der Schweiz gibt es keine Differenzierung zwischen nichtbrennbaren und brennbaren Baustoffen, die Anforderungen bleiben für alle Baustoffe dieselben. Theoretisch sind somit dem Einsatz von Holz als Baustoff keine Grenzen gesetzt.

3.4.4 Großbritannien

In Großbritannien gibt es noch zahlreiche „Local Acts“, die den lokalen Behörden ermöglichen bei Bauwerken ab einer gewissen Größe Maßnahmen nach ihrem Ermessen zu fordern. Des Weiteren gibt es noch die „British Standards“, die die europäischen Normen mit den britischen Normen verknüpfen. Die Vorlage für die Herangehensweise an ein Bauprojekt bilden die „National Building Regulations 2010“ und die „Approved Documents“ [19]. Diese entsprechen dem Stand der Technik und sind bindend, falls keine Unstimmigkeiten mit den jeweiligen „Local Acts“ bestehen.

Die Anforderungen an das Gebäude hinsichtlich des Brandschutzes sind im Part B „Fire Safety“ verankert und richten sich nach der Nutzung und der Anzahl der Stockwerke. Es gibt dabei keine Unterscheidung zwischen Holzbau oder mineralischer Bauweise. Des Weiteren hängen die Anforderungen an die Fassade vom Abstand zum Nachbargebäude ab. Holz darf somit unabhängig von der Gebäudehöhe als Tragstruktur zum Einsatz kommen.

3.4.5 Japan

In Japan bildet seit dem Jahr 2000 das „Building Standard Law of Japan“ (BSL-J) [15] die Grundlage für die Herangehensweise an ein Bauprojekt.

Nach dem BSL-J sind die brandschutztechnischen Anforderungen an das Gebäude von vier Faktoren abhängig:

- Gebäudenutzung
- Handelt es sich um ein sogenanntes „special building“ oder nicht (z.B. Wohnbauten=special building)

- Anzahl der Geschosse
- In welcher Zone befindet sich das Gebäude
 - „Fire Zone“ – Städtischer Bereich, Stadt- und Handelszentrum der Stadt; entlang Autobahnen und Hauptstraßen; Geschäftsbezirke
 - „Quasi-fire Zone“ – Handels- und Geschäftsbezirk; Wohngebiete nahe der „Fire Zone“
 - „District (Article 22)“ – „Non-fire Zone“ und halbstädtische Bereiche

Ein Beispiel für die Bestimmung der brandschutztechnischen Anforderungen nach dem BSL-J zeigt folgende Abbildung.

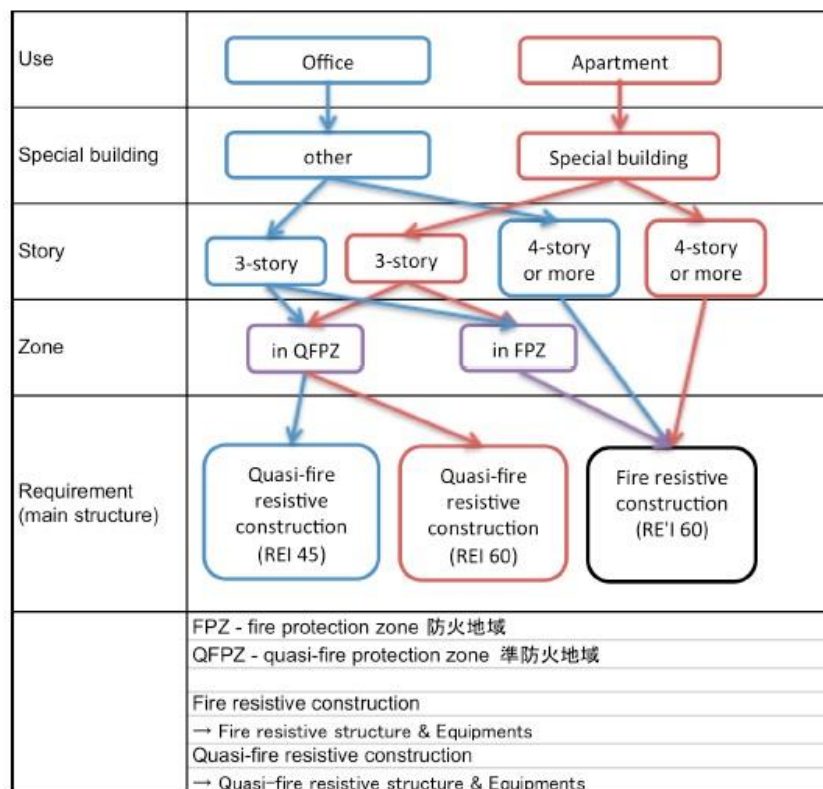


Abb. 3-2: Ablaufschema zur Bestimmung der Brandschutzklasse nach dem BSL-J [45]

Wie man in den letzten Zeilen der Grafik sehen kann, besteht die „Fire resistive construction“ (FRC) aus „Fire resistive structure“ (FRS) und „Equipments“. In diesem Zusammenhang bedeutet FRS nichtbrennbares Material und mit „Equipments“ sind z.B. Brandschutzbekleidungen gemeint. D.h. bei vier oder mehr Geschossen darf theoretisch nur noch nichtbrennbares Material zum Einsatz kommen. Laut geltender Regelung kann jedoch der nichtbrennbare Baustoff durch einen brennbaren Baustoff ersetzt werden, falls dieser die zusätzliche Brandwiderstandsdauer von 180 Min. erfüllt. Damit gibt es theoretisch keine Höhenbegrenzung beim Bauen mit Holz.

Im BSL-J werden zudem drei verschiedene Ausführungstypen für tragende Bauteile aus Holz vorgeschlagen, um die geforderten brandschutztechnischen Anforderungen zu erfüllen:

- Typ 1 – Allgemeiner Überzugtyp (verstecktes Holz)
- Typ 2 – Schichten mit behandelten Holzelementen (feuerhemmendes Holz)
- Typ 3 – mit Holz eingehüllte Stahlprofile (hybride Elemente)

3.4.6 USA

In den Vereinigten Staaten von Amerika gibt es zwei wesentliche Normen hinsichtlich des Brandschutzes:

- 2012 International Building Code (IBC) [16]
- 2012 National Fire Protection Association (NFPA) 5000 [21]

Nachfolgend wird nur auf die zweite eingegangen, da sich beide sehr ähnlich sind und die NFPA 5000 mehr Freiheiten bzgl. des Brandschutzes beim Holzbau bietet.

In der NFPA 5000 wird zwischen fünf verschiedenen Konstruktionstypen (Construction Types) unterschieden.

- Typ I und II – Strukturelemente, Feuerwände, Wände, Bögen, Decken und Dächer aus nichtbrennbaren oder begrenzt brennbaren Baustoffen
- Typ III – Außenwände und Strukturelemente, die Teile dieser Wände sind, aus nichtbrennbaren oder begrenzt brennbaren Baustoffen; Feuerwände, Innenstrukturelemente, Wände, Bögen, Decken und Dächer völlig oder teilweise aus Holz von kleineren Dimensionen als für Typ IV erforderlich oder aus nichtbrennbaren, begrenzt brennbaren oder zugelassenen brennbaren Baustoffen
- Typ IV – Feuerwände, Außenwände, tragende Innenwände und Strukturelemente solcher Wände aus nichtbrennbaren oder begrenzt brennbaren Baustoffen; andere Innenstrukturelemente, Bögen, Decken und Dächer aus Vollholz oder Sperrholz (speziell für diesen Typ vorgeschriebene Dimensionen der Elemente müssen eingehalten werden)
- Typ V – Strukturelemente, Wände, Bögen, Decken und Dächer völlig oder teilweise aus Holz oder aus einem anderen zugelassenen Baustoff

Des Weiteren werden die Konstruktionstypen abhängig von der Feuerwiderstandsdauer der Bauteile in weitere Unterkategorien unterteilt. Abhängig von Konstruktionstyp und Gebäudenutzung erfolgt eine Begrenzung der Grundfläche und der Gebäudehöhe bzw. Geschossanzahl.

Kommen mehrere Konstruktionstypen in einem Gebäude vor, so gelten die Begrenzungen bzgl. Höhe und Grundfläche jenen vorkommenden Konstruktionstypen mit den strengsten Anforderungen.

3.4.7 Zusammenfassung

Folgende Tabelle zeigt einen internationalen Vergleich der Begrenzung der Gebäudehöhen bzgl. des Brandschutzes beim Bauen mit Holz als tragendes Element.

Tab. 3.3: Internationaler Vergleich der maximal erlaubten Geschossanzahl beim Bauen mit Holz

Länder	Angewandte Baunorm	Maximal erlaubte Geschossanzahl (Holz als Tragstruktur)
Australien	2013 Building Code of Australia (BCA)	3
Österreich	OIB Richtlinie 2 (2011)	4 (11m)*
Kanada	2010 National Building Code of Canada (NBCC)	4
Dänemark, Finnland, Norwegen, Schweden	Nordic Building Regulations**	∞
Deutschland	Musterbauordnung (MBO)	5 (13m)*
Italien	Norme tecniche per le costruzioni, D.M. 2008.01.14	∞
Japan	Building Standard Law of Japan (BSL-J)	∞
Schweiz	Brandvorschriftschriften der Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen (VKF)	6
Großbritannien	2010 National Building Regulations - Part B "Fire Safety"	∞
USA	2012 National Fire Protection Association (NFPA) 5000	6***

* max. erlaubtes Fluchtniveau über Boden

** Harmonisierung der Baunormen der einzelnen Länder durch das Nordic Committee for building regulations

*** Anzahl der erlaubten Geschosse in Massivholzbauweise

Zusammenfassend kann man sagen, dass es zahlreiche Methoden gibt, um Gebäude in verschiedene Klassen oder Typen zu unterteilen und anhand derer die Brandschutzanforderungen festzulegen. Ob bzw. welche Begrenzungen der Gebäudehöhe oder der Grundfläche hinsichtlich des Brandschutzes sinnvoll sind, kann jedes Land selbst entscheiden.

Auch wenn das Bauen mit Holz teilweise durch eine vorgeschriebene Gebäudehöhe begrenzt wird, kann in einigen Ländern (z.B. Österreich und Schweiz) durch ein geeignetes Brandschutzkonzept, das die vorgeschriebenen Brandschutzziele erfüllt, diese Höhe überschritten werden. Das Bauen von Holzhochhäusern, mit entsprechendem Brandschutzkonzept, ist somit in den meisten Ländern erlaubt.

3.5 Interviews

Die folgenden Interviews zeigen einen Einblick der persönlichen Meinungen von Experten aus verschiedenen Ländern. Dazu wurden Personen und Institutionen in den USA, Japan, Schweden, Österreich, Deutschland, Schweiz, England und Italien per Email kontaktiert. Leider wurden nicht alle Emails beantwortet.

Folgende Personen haben auf die Nachrichten und den darin gestellten Fragen geantwortet:

Dipl.-Ing.in Irmgard Eder, Senatsrätin der Kompetenzstelle Brandschutz Wien, Österreich

Dipl.-Ing. René Stüdle, Leiter Sonderprojekte der Direktion, Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen, Schweiz

M.Sc. B.Eng. Christian Emrich, Hauptabteilung IV, Branddirektion, Einsatzvorbeugung, Leitung Brandschutzabschnitt Planung III, München, Deutschland

Brian Martin, Principal Construction Professional, Building Regulations and Standards Division, Department for Communities and Local Government, United Kingdom

Caroline Bernelius Cronsioe, Fire Safety Engineer, Boverket – Swedish National Board of Housing, Building and Planning, Sweden

P.E. Amanda Kimball, Research Project Manager, Fire Protection Research Foundation, Quincy, MA, USA

1. Wo sehen Sie die größten Gefahren für den Holzbau hinsichtlich des Brandschutzes?

Frau Eder: Die größten Gefahren bestehen im Mitbrand der Tragkonstruktionen (Wände, Decken), da zusätzlich zur bereits vorhandenen mobilen Brandlast (die es in jedem Gebäude gibt) eine immobile Brandlast eingebracht wird.

Herr Stüdle: Bei der unqualifizierten Ausführung. Bei Bauteilen aus Holz welche Feuerwiderstandsanforderungen erfüllen müssen, ist nach unserer Sicht die Anwendung eines Qualitätssicherungssystems notwendig.

Herr Emrich: In der Ausführungsqualität bei Kapselbauweise.

1. Where do you see the greatest danger for timber constructions concerning the fire safety?

Mr. Martin: Our evidence tends to show that timber is no more dangerous than other forms of construction.

Mrs. Cronsioe: Sweden has had a history of town fires in the 18th and 19th centuries because we had a tradition to build our buildings in wood. Therefore we had a limitation on wooden buildings higher than two stories until 1994. Now we can see that the use of wood has increased again and the risk of fire spread between buildings can once again become a problem.

The second thing is that we are building higher and higher buildings in wood, and we don't exactly know the consequences yet especially since deviations are made by installing sprinkler systems. This could lead to high risk if the sprinkler system isn't working properly.

Mrs. Kimball: Generally, the biggest gaps for heavy timber construction related to fire safety are the contribution of the timber to a compartment fire and the performance of connections exposed to fire. These issues relate to the structural integrity of a timber building during a fire both for occupants and emergency responders.

2. Weshalb ist Ihrer Meinung nach eine Höhenbegrenzung beim Bauen mit Holz als tragendes Element notwendig bzw. sinnvoll?

Frau Eder: Hier ist zu unterscheiden, ob allgemein gültige Regelungen aufgestellt werden sollen (z.B. derzeit durch die OIB-Richtlinien) oder im Einzelfall ein Projekt mittels eines Brandschutzkonzeptes konkret betrachtet

wird. Für allgemeine Regelungen wären die Art der Konstruktion (Massiv-Bauweise, Rahmenbauweise), die Zugänglichkeit für die Feuerwehr, die Ausrüstung der Feuerwehr (Drehleiter, ...) und die Nutzung des Gebäudes (Wohnnutzung, andere Nutzungen) zu betrachten. Da es jedoch fast unmöglich ist, auf Grund dieser unterschiedlichen Einwirkungen allgemein gültige Regelungen abzuleiten, wurde insbesondere in der letzten Überarbeitung der OIB-Richtlinien zwar der mehrgeschossige Holzbau mit höchstens sechs oberirdischen Geschoßen ermöglicht, jedoch nicht für höhere Gebäude. Hier ist zwar grundsätzlich – ausgenommen die Fluchtwege in Form von Treppenhäusern und Gängen – die Verwendung von Holz möglich, jedoch nur auf Basis eines Brandschutzkonzeptes.

Herr Stüdle: Eine Höhenbegrenzung ist nicht zwingend sinnvoll. Wichtig ist, dass mit der gewählten Ausführung die definierten Schutzziele erreicht werden.

Herr Emrich: Die Rettungswege müssen garantiert sicher sein, dies ist momentan nur mit nicht brennbaren Baustoffen möglich. Daher müssen Treppenräume auch weiterhin aus nicht brennbaren Baustoffen erstellt werden.

2. Is in your opinion a height limitation necessary to construct with wood as a load bearing element?

Mr. Martin: We have no plans to introduce any restriction – our regulations are objective based – they do not prescribe what form of construction is or isn't acceptable.

Mrs. Cronsioe: The Swedish building code doesn't have limitations explicitly, but the builder have to prove that the materials and solutions chosen will fulfill the binding requirements. So the answer is no.

Mrs. Kimball: Until we answer the fire safety questions noted above, height limitations are necessary.

3. Warum gibt es in anderen Ländern keine Höhenbegrenzung bzgl. Bauen mit Holz als tragendes Element? Holz brennt doch überall auf der Erde gleich „gut“ oder „schlecht“?

Frau Eder: Auch in anderen Ländern gibt es durchaus Begrenzungen für den Einsatz von Holz (so sind auch in der Schweiz die Treppenhäuser in A2

auszuführen). Es dürfen jedoch nicht nur die Anforderungen bzw. Möglichkeiten hinsichtlich des Einsatzes von Holz angeschaut werden, sondern auch die anderen brandschutztechnischen Maßnahmen (so sind z.B. in der Schweiz die Fluchtweglängen wesentlich kürzer als in Österreich; in Deutschland ist z.B. nur eine gekapselte Bauweise zulässig). Darüber hinaus ist der Umgang der Bevölkerung mit Holz selbst in Österreich unterschiedlich (der Westen von Österreich verfügt über eine deutlich höhere Tradition an Holzbauten als der Osten).

Herr Stüdle: Das Sicherheitsniveau im Brandschutz wird von den Ländern festgelegt und ist insbesondere abhängig von dem Schutzempfinden deren Bewohner, der Bereitschaft für Brandschutz zu investieren, der historisch gewachsenen Bauart, der Einsatzmöglichkeit des organisatorischen und abwehrenden Brandschutzes (Feuerwehr) usw.

Herr Emrich: In Deutschland werden ab 13m nicht brennbare Baustoffe für tragende Teile vorgeschrieben und damit wird das gesellschaftlich akzeptierte Risiko erreicht. Per Abweichung mit entsprechenden Kompensationsmaßnahmen ist und war es schon immer möglich die Schutzziele auch mit anderen Baustoffen zu erreichen, sofern dies schlüssig dargestellt und ausgeführt wird.

3. Why is in other countries a height limitation (for example Austria or Germany) concerning constructions with wood as a load bearing element? Wood burns everywhere equally "well" or "badly"?

Mr. Martin: Different states have different cultural and political approaches to regulation and fire safety. Also, technical standards are often based on reactions to specific incidents.

Mrs. Cronsioe: The difference between the countries fire codes are probably more due to tradition and industry interest than due to if a material is more or less suitable to use.

Mrs. Kimball: Building codes globally have imposed height and area limits on the use of timber in buildings. This is not an issue that is unique to any one country or region, many countries have had experience with large fires that did tremendous damage to cities that were constructed largely of wood.

4. Ist die Aufhebung dieser Höhenbegrenzung in naher Zukunft vorgesehen bzw. möglich?

- Frau Eder: In Österreich nein; siehe die in Kürze erscheinende OIB-Richtlinie, Ausgabe 2015; beachte jedoch weiterhin die Möglichkeiten im Einzelfall mittels Brandschutzkonzept von den Bestimmungen der OIB-Richtlinie abweichen zu können.
- Herr Stüdle: Wir denken in Zukunft steht nur die Einhaltung der Schutzziele im Vordergrund. Diese können mit baulichen, technischen und organisatorischen Maßnahmen erfüllt werden.
- Herr Emrich: Nein - die Bauordnung definiert in Deutschland das gesellschaftlich akzeptierte Risiko. Alles andere kann per Abweichung möglich sein.

4. Is the abolition of this height limitation planned or possible in the near future?

- Mrs. Kimball: I do not think that the abolition of the height limitation related to wood is possible in the near future, but many countries are relaxing height restrictions with the advent of new wood technology. There is quite a bit of research on-going that is looking at the issue of building taller timber buildings in terms of fire safety as well as other aspects.

5. Die Brandschutzbestimmungen sind von Staat zu Staat und zum Teil sogar von Bundesland zu Bundesland unterschiedlich. Wäre es Ihrer Ansicht nach sinnvoll, eine komplett einheitliche europäische bzw. sogar internationale Regelung einzuführen?

- Frau Eder: In Österreich wurden u.a. die brandschutztechnischen Vorschriften durch die Herausgabe der OIB-Richtlinien harmonisiert; im Hinblick auf die unterschiedlichen klimatischen Gegebenheiten, Ausstattungen der Feuerwehren, Sicherheitsniveau in den Mitgliedstaaten erscheint eine europäische Regelung hinsichtlich des Brandschutzes nicht möglich; selbstverständlich wird jedoch bei Verfassen von neuen Richtlinien u.U. auf bestehende Richtlinien in anderen Mitgliedstaaten zurückgegriffen.
- Herr Stüdle: Sinnvoll wäre es, ist aber aus unserer Sicht Utopie. Dafür gibt es genügend Beispiele (z.B. Umweltschutz).
- Herr Emrich: Bisher bringt die europäische Normung im Bereich Brandschutz nur Kostensteigerung und Unsicherheit bei den Betroffenen bei teilweise gleichzeitigem Verlust an Sicherheit. Aktuell scheint es effektiver zu sein, nationale Regelungen zu haben und in internationalen Gremien

das gesellschaftlich akzeptierte Risiko darzustellen und sich mit anderen Ländern in der EU und weltweit sich auszutauschen. Menschen in Asien oder andere Religionen haben beispielsweise völlig unterschiedliche Auffassungen von gesellschaftlich akzeptiertem Risiko wie Menschen in Mitteleuropa. Dieselben Unterschiede gibt es im Kleinen in Europa; wenn man die Achsen Nord/Süd und Ost/West betrachtet, sind auch hier enorme Unterschiede in Sachen Bauweisen/-qualität, Lebensstandard und Risikobewusstsein aus verschiedensten Gründen.

5. The fire safety regulations are different from state to state. Would it make sense to introduce a completely uniform european or international regulation?

Mr. Martin: Many member states (like the UK) have fire safety regulations that vary from region to region. Whether more harmonisation is a good thing or not is a political question and so I am unable to comment.

Mrs. Cronsioe: Because of the different traditions in the different countries I believe that it will be difficult to agree on one common fire code. We in the Nordic countries try every now and then to decide on the same safety level in specific areas within the area of fire safety, but it is not always easy to agree on one common safety level. And look at the Eurocodes, the work has taken more than 30 years to get to the first generation of Eurocodes and they are full of national choices.

Mrs. Kimball: I assume that since you are referring to an international regulation that you meant to say that regulations are different from country to country, so I will answer the question under that assumption. A single international regulation for fire safety (or any aspect of construction) is not possible or practical. The political environments and safety cultures in each country vary significantly, which directly impact building regulations.

3.5.1 Zusammenfassung und Interpretation

Wie aus den vorangegangenen Interviews hervorgeht, gehen die Meinungen zum Teil sehr weit auseinander. So fallen die Antworten auf Frage 1, welche denn die größte Gefahr beim Bauen mit Holz hinsichtlich des Brandschutzes sei, sehr unterschiedlich aus. Während die Experten aus Deutschland und der Schweiz die größte Gefahr in einer unqualifizierten Ausführung und den damit verbundenen Folgen sehen, geht nach Frau Dipl.-Ing. Eder und

Frau P.E. Amanda Kimball die größte Gefahr vom Mitbrand der Tragkonstruktion aus. Frau Bernelius-Cronsioe aus Schweden sieht die größten Gefahren in der Feuerausbreitung auf andere Gebäude und dem Ausfall der installierten Sprinkleranlagen. In Großbritannien geht man hingegen davon aus, dass die Holzbauweise hinsichtlich des Brandschutzes nicht gefährlicher ist, als andere Bauweisen.

Bei der Frage ob eine Höhenbegrenzung sinnvoll sei, sind sich bis auf Frau Kimball und Frau Eder eigentlich alle einig: Eine Höhenbegrenzung beim Bauen mit Holz als tragendes Element sei nicht zwingend sinnvoll, sondern die Einhaltung der Schutzziele habe oberste Priorität. In vier von den sechs Ländern der Experten gibt es jedoch eine solche Höhenbegrenzung... Für Frau Kimball und Frau Eder hingegen ist eine Höhenbegrenzung erforderlich, da aufgrund anderer Einflüsse eine Brandschutzregelung nicht ableitbar sei bzw. ist sie solange erforderlich bis geklärt ist ob die Sicherheit beim Mitbrand der Holzkonstruktion gewährleistet ist.

Auf die Frage nach dem „Warum?“ geben alle Experten eine ähnliche Antwort: nämlich, dass in verschiedenen Ländern verschiedene Traditionen, Politik und branchenabhängige Interessen gepflegt werden. Der Umgang mit Holz und das Schutzempfinden der Menschen unterscheiden sich deshalb in den Ländern.

Bei Frage 4: „Ist die Aufhebung dieser Höhenbegrenzung in naher Zukunft vorgesehen bzw. möglich?“ sind sich die Experten einig, dass es keine Aufhebung geben wird und verweisen auf die Tatsache, dass die jeweils zulässige Höhe überschritten werden darf, wenn ein geeignetes Brandschutzkonzept vorhanden ist, welches die jeweiligen Schutzziele erfüllt.

Auf die letzte Frage nach der Möglichkeit einer einheitlich internationalen Regelung hinsichtlich des Brandschutzes geben die Experten aus Österreich, Deutschland, den USA und Schweden eine ähnliche Antwort. So sind alle der Meinung, dass es zwar nicht unmöglich sei, jedoch ziemlich schwierig aufgrund unterschiedlicher Gegebenheiten in den Ländern und momentan nicht sinnvoll. Herr Martin aus Großbritannien nimmt hierzu keine Stellung sondern verweist darauf, dass es eine politische Frage sei. Herr Stüdle aus der Schweiz hingegen fände es sinnvoll, hält es aber für Utopie.

Einen Überblick der Antworten zeigt folgende Tabelle.

Tab. 3.4: Überblick der Antworten der befragten Experten

	1. FRAGE Größte Gefahr beim Holzbau?	2. FRAGE Höhenbegrenzung beim Holzbau sinnvoll?	3. FRAGE (K)eine Höhenbegrenzung in anderen Ländern?	4. FRAGE Aufhebung der Höhenbegrenzung?	5. FRAGE Einheitliche internationale Regelung?
Frau Eder (Österreich)	Mitbrand der Tragkonstruktion	Brandschutzregelung ausgrund anderer Einflüsse nicht ableitbar	Umgang der Bevölkerung mit Holz länderspezifisch unterschiedlich	Nein, Abweichung mittels Brandschutzkonzept möglich	Schwierig, unterschiedliche Gegebenheiten
Herr Stüdle (Schweiz)	Unqualifizierte Ausführung	Nein, wichtig Schutzziele erreichen	Tradition, Investition und Schutzempfinden der Menschen	Einhaltung Schutzziele wichtig	Sinnvoll aber Utopie
Herr Emrich (Deutschland)	Ausführung Kapselbauweise	Rettungswege garantieren	Gesellschaftlich akzeptierte Risiko wird erreicht	Nein, Abweichung mittels Brandschutzkonzept möglich	Kostensteigerung, untersch. gesellschaftl. akzeptiertes Risiko
Herr Martin (Großbritannien)	Nicht gefährlicher wie andere Bauweisen	Regelungen objektiv, Konstruktionsform nicht vorgeschrieben	Kultur, Politik und Reaktionen auf vergangene Ereignisse	/	Politische Frage
Frau Cronsioe (Schweden)	Feuerausbreitung zwischen Gebäude und Ausfall Sprinkleranlage	Nein, wichtig Schutzziele erreichen	Tradition und branchenabhängiges Interesse	/	Schwierig, unterschiedliche Traditionen
Frau Kimball (USA)	Mitbrand von Holz und Verhalten der Verbindungen	Erforderlich solange Feuersicherheitsfrage nicht geklärt	Große Schäden in Vergangenheit durch Feuer bei Holzbauten	Nein, zu wenig Forschung neuer Holztechnologien	Nicht sinnvoll, Politik und Sicherheitskultur unterschiedlich

Schlussendlich ist festzustellen, dass eine Höhenbegrenzung beim Bauen mit Holz als tragendes Element objektiv gesehen nicht sinnvoll ist. Vielmehr ist die Einhaltung der Brandschutzziele mit der angewandten Bauweise zu gewährleisten. Wie aus den Interviews hervorgeht, ist dies mit der Holzbauweise durchaus möglich. Des Weiteren wird die Frage nach dem Grund für eine Höhenbegrenzung damit erklärt, dass sich der Umgang mit Holz aufgrund verschiedener Kulturen und Traditionen der Länder unterschiedlich entwickelt hat. Daraus kann schlussgefolgert werden, dass die vermeintlich größere Gefahr hinsichtlich des Brandschutzes bei Holzbauten gegenüber herkömmlichen Massivbauten nur aus den geringeren Erfahrungswerten in den jeweiligen Ländern resultiert und somit nichts mit der Holzbauweise an sich zu tun hat.

4 Das Hochhaustragwerk

4.1 Allgemeines

[29], [33], [46]

Mit dem Begriff Hochhaus verbindet man meistens ein hohes Gebäude in typischer Gestalt eines Wolkenkratzers. Doch nicht nur solche Gebäude werden als Hochhäuser bezeichnet. Ab wann in der Bauordnung von einem Hochhaus gesprochen wird, hängt im deutschen Sprachraum nämlich vom Brandschutz ab. Demnach gilt z.B. gemäß Wiener Bauordnung 1. Teil §7f jedes Gebäude, deren oberster Abschluss einschließlich aller Dachaufbauten mehr als 35 m über dem tiefsten Punkt des anschließenden Geländes liegt als Hochhaus. [13] Die Definition eines Hochhauses im statischen Sinne lässt sich nicht beantworten.

Der Unterschied zwischen einem Hochhaustragwerk und einem gewöhnlichen Tragwerk ist, wie der Name schon sagt, die Bauhöhe. Daraus resultieren höhere Vertikal- und vor allem höhere Horizontallasten aus Wind und Erdbeben. Die statische Tragwirkung eines Hochhauses unter horizontaler Beanspruchung entspricht jener eines im Boden eingespannten Kragarmes.

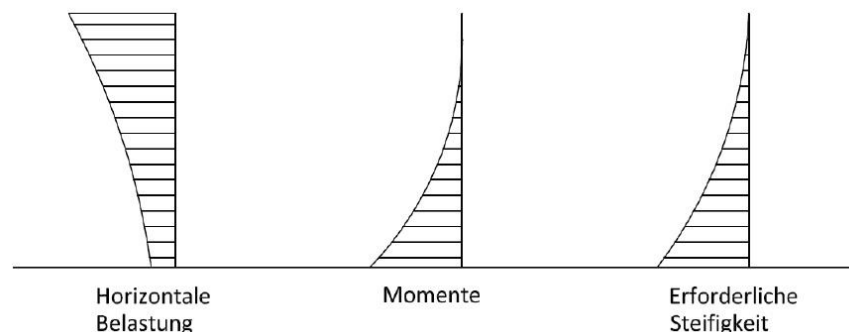


Abb. 4-1: Tragwirkung von Hochhäusern unter horizontaler Belastung [29]

Um die hohen Horizontallasten und die daraus entstehenden Momente zur Gründung weiterzuleiten und somit die Standsicherheit des Gebäudes zu gewährleisten, ist ein geeignetes Aussteifungssystem notwendig. Dazu werden meist folgende konventionelle Systeme verwendet:

- Rahmensysteme
- Fachwerksysteme
- Tragende Kerne
- Hängekonstruktionen

- Outrigger- Konstruktionen
- Außenrohre und gebündelte Rohre

Bei mehrgeschossigen Holzbauten werden zur Aussteifung meist Rahmensysteme (Stockwerkrahmen mit Wandscheiben und Decken), Fachwerksysteme (z.B. The Tree) oder tragende Kerne verwendet. Bei der letzten Aussteifungsvariante können entweder Massivholzwände oder, bei der sog. Hybridbauweise, Stahlbetonwände als Kern fungieren. Der Kern ist hierbei mittels einer Holz-Decke und/ oder BSH-Trägern mit der äußeren Tragstruktur (z.B. BSH-Stützen) verbunden.

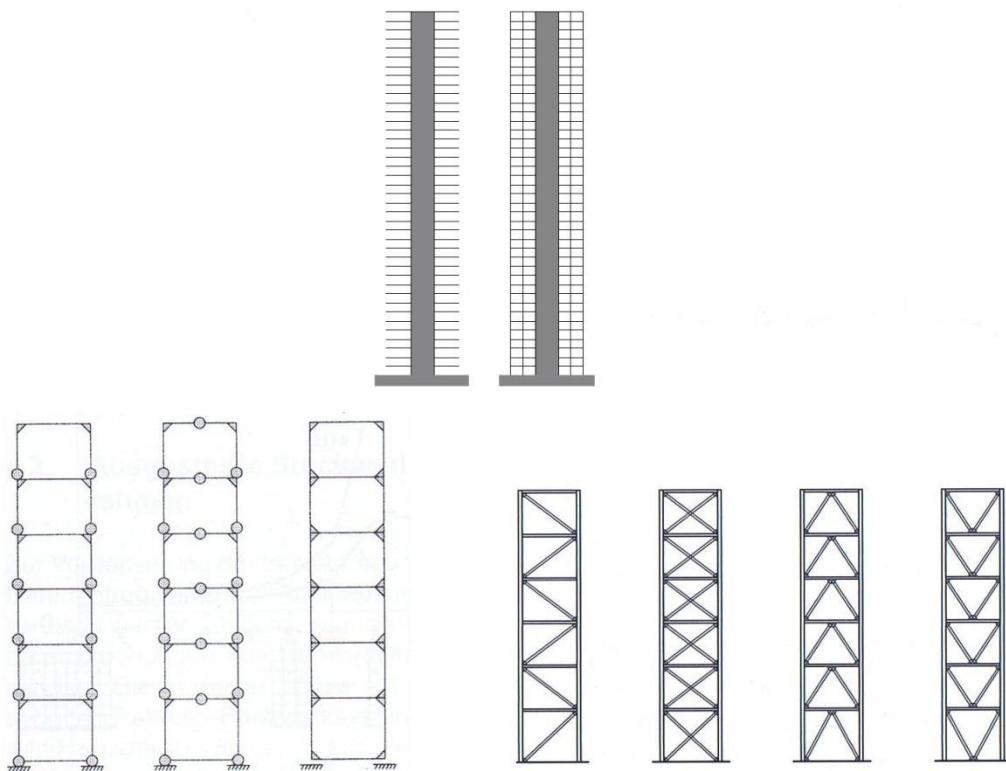


Abb. 4-2: Oben: Tragender Kern; Unten links: Rahmensysteme; Unten rechts: Fachwerksysteme nach [29] und [46]

Die Einleitung der Einwirkungen in den Boden wird durch die Fundierung gewährleistet. Für Hochhäuser kommen dazu in der Regel ein Plattenfundament, eine Pfahlfundierung oder eine kombinierte Pfahl- Plattengründung in Frage.

Eine wichtige Rolle neben der Tragfähigkeit (Standicherheit) im Hochhausbau spielt auch die Gebrauchstauglichkeit. Je höher das Gebäude ist, umso größer wird der Einfluss der Gebrauchstauglichkeit auf die Wahl der Systeme, Werkstoffe und letzten Endes auch der Querschnittsabmessungen. [29] Des Weiteren ist die Gebrauchstauglichkeit entscheidend für die Nutzung des Bauwerkes und maßgebend für das Wohlbefinden der Menschen darin. Eine Gebrauchstauglichkeitsgrenze stellt dabei die seitliche Verformung des Gebäudes dar,

die bei Windbelastungen eingehalten werden muss. Hinzu können bei Hochhäusern noch windinduzierte Biege- und Torsionsschwingungen (Verdrehung des Querschnitts um seine Längsachse) entstehen, die für den Nutzer sehr unangenehm sind.

Einwirkungen auf Hochhäuser werden mit denselben Voraussetzungen wie für den üblichen Hochbau nach ÖNORM EN 1991 (Eurocode 1) bestimmt.

4.2 Vertikale Einwirkungen

[4], [6], [29]

Zu den vertikalen Einwirkungen für Hochhäuser zählen ständige Lasten (Eigengewichte und Aufbaulasten), Nutzlasten und Schneelasten. Der Lastansatz ist identisch mit Gebäuden von geringerer Höhe. Die Annahmen der ständigen Lasten und der Nutzlasten sind in der ÖNORM EN 1991-1 [4] geregelt, wobei die Nutzlasten von der Nutzung des Gebäudes abhängig sind. Eine untergeordnete Rolle bei Hochhäusern spielt die Schneelast, da diese meist nur am Dach anzusetzen ist und somit keinen wesentlichen Beitrag zur gesamten Vertikallast leistet. Diese ist abhängig vom Standort und ist in der ÖNORM EN 1991-1-3 [6] geregelt.

4.3 Horizontale Einwirkungen

[7], [10], [23], [29], [33], [36], [39]

Zu den horizontalen Einwirkungen für Hochhäuser zählen unplanmäßige Schiefstellungen (Imperfektionen), Windlasten und Erdbebenlasten. Erstere entstehen meist aufgrund von Ungenauigkeiten bei der Herstellung von Bauteilen. Imperfektionen können allerdings auch das Ergebnis von unterschiedlichen Setzungen der Fundamente sein.

4.3.1 Windlasten

Aufgrund atmosphärischer Druckunterschiede entsteht eine barometrische Ausgleichsströmung (Wind). Trifft diese Strömung auf ein Hindernis, wird darauf eine Kraft ausgeübt, welche maßgeblich von der Windgeschwindigkeit abhängt. Damit ergeben sich abhängig vom Standort unterschiedliche Windbelastungen. Die Windgeschwindigkeit hängt von der Höhe über dem Boden ab, so ist sie am Boden quasi Null und nimmt exponentiell mit der Höhe zu. In erdoberflächennahen Bereichen, unterhalb der sog. atmosphärischen Grenzschicht, wird die Strömung durch Reibung (Bäume, Berge, Gebäude) gebremst. Dadurch entsteht eine turbulente Luftströmung, d.h. der Wind wirkt nicht gleichmäßig mit konstanter Geschwindigkeit, wie etwa in den höheren Luftschichten, in denen er als eine laminare Strömung wirkt. Es kommt zu Windböen und starken Windrichtungsschwankungen.

Besonders Hochhäuser sind häufig starken Windbelastungen ausgesetzt werden, da diese die sonstige Bebauung überragen.

Die Windeinwirkungen können zur Bemessung eines Bauwerkes als quasistatische Belastung oder als dynamische Belastung einfließen.

Die quasistatische Windbelastung

Diese Art der Berücksichtigung der Windeinwirkung erfolgt bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken, dies ist zumeist bei Bauten mit einer geringen Schlankheit (Verhältnis Höhe/Breite) der Fall. Hierbei wird die Windbelastung als Staudruck auf das Gebäude angenommen und als äußere Belastung angesetzt. Die Bestimmung der Staudrücke erfolgt gemäß ÖNORM EN 1991-1-4 [7]. Dabei wird ausgehend von der Basisgeschwindigkeit $v_{b,0}$ ein entsprechender zugeordneter Staudruck q_b ermittelt. Die Faktoren Bauwerksgeometrie, Standort, Umgebungseinflüsse (z.B. Bebauung) oder auch der Innendruck in Gebäuden werden durch verschiedene Beiwerte berücksichtigt. Wie schon zuvor erwähnt, wirkt der Wind nicht konstant über die Höhe sondern nimmt mit der Höhe zu. Die folgende Abbildung zeigt, wie dieser Umstand in der ÖNORM EN 1991-1-4 berücksichtigt wird.

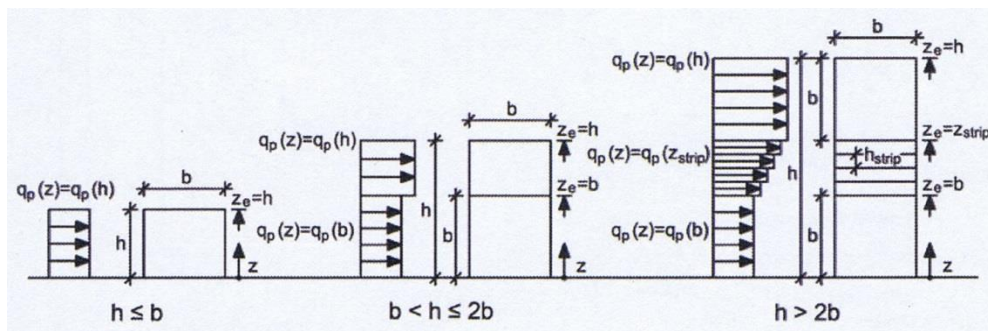


Abb. 4-3: Anzusetzender Winddruck in Abhängigkeit der Gebäudehöhe [33]

Die dynamische Windbelastung

Dynamische Windbelastungen müssen bei schwingungsanfälligen Bauten berücksichtigt werden.

Die beiden wichtigsten dynamischen Kennwerte eines Bauwerkes sind die Eigenfrequenz und die Eigenform. Die Eigenfrequenz eines Gebäudes wird in Hertz ($\text{Hz} = 1/\text{Sek.}$) ausgedrückt und gibt die Frequenz des Bauwerkes an, mit welcher es nach einer Verschiebungsanregung zurückschwingt. Die Eigenform hingegen entspricht dem Verformungsbild der jeweiligen Eigenfrequenz. Jedes Bauwerk besitzt genauso viele Eigenformen wie Eigenfrequenzen. Im Bauwesen spielen nur die kleinsten Eigenfrequenzen eine Rolle. Bei Hochhäusern treten oft erste Eigenfrequenzen von 0,2 Hz auf, das entspricht

einer Schwingungsamplitude⁶ von 5 Sekunden. [23] Gefährlich sind Resonanzerscheinungen, die auftreten können wenn das Bauwerk in seiner Eigenfrequenz von außen angeregt wird. Dadurch wird die Schwingungsamplitude um ein vielfaches vergrößert und es kann zum Kollaps des Systems kommen.

Maßgebend für Hochhaustragwerke sind böenerregte Schwingungen in Windrichtung, wirbelerregte Querschwingungen, das Galloping und das Interferenzschwingen bei Gebäudegruppen. Verfahren zum Nachweis der Tragfähigkeit schwingungsanfälliger Bauwerke werden von den Normen, u.a. ÖNORM EN 1991-1-4 [7], bereitgestellt.

Das Schwingungsverhalten eines Systems ist von der Steifigkeit, der Masse und der Eigendämpfung abhängig. Um Bauwerksschwingungen entgegen zu wirken muss somit mindestens einer dieser drei Faktoren verändert werden. Dazu gibt es folgende Möglichkeiten:

- Änderung der Eigenfrequenz
- Erhöhung der Dämpfung
- Verwendung von Schwingungstilgern

4.3.2 Erdbebenlasten

Erdbeben sind Erschütterungen des Erdbodens. Man unterscheidet zwischen tektonischen, vulkanischen Beben, Einsturzbeben (Einsturz von natürlichen oder künstlichen Hohlräumen im Gestein) und stauseeinduzierte Beben (entstehen beim erstmaligen Auffüllen eines Stausees durch Gesteinsbrüche aufgrund der Wasserlast).

Die häufigste Art sind tektonische Beben. Dabei verschieben sich die Kontinentalplatten gegeneinander und im Kontaktbereich entstehen sehr hohe Spannungen. Kommt es dabei zu einem schlagartigen Bruch, wird die Energie in kinetische Energie von Erdbebenwellen (seismische Wellen) umgewandelt. Die Wirkung eines Erdbebens hängt vom Entstehungsort der seismischen Wellen, dem Ausbreitungsmedium und dem Einwirkort ab. Jeder dieser drei Faktoren hat Einfluss auf den zeitlichen Verlauf und auf die Stärke der Erschütterungen.

⁶ Die Schwingungsamplitude entspricht dem Weg zwischen Ruhe- und Umkehrpunkt einer Schwingung.

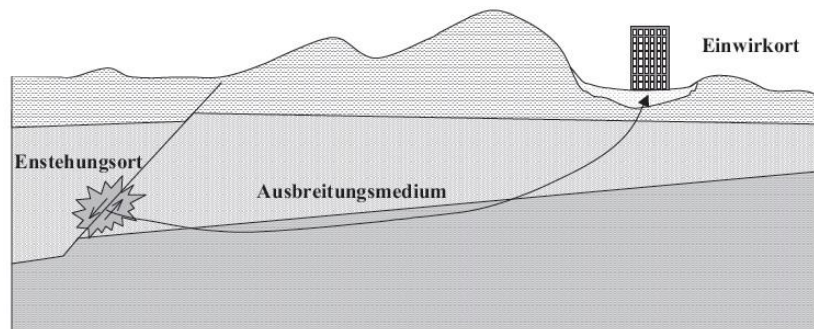


Abb. 4-4: Wirkungskette seismischer Phänomene [36]

Grundlegende Anforderungen nach Eurocode 8

Die Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben ist in der ÖNORM EN 1998 (Eurocode 8) geregelt, wobei sich Teil 1 (ÖNORM EN 1998-1 [10]) mit den Hochbauten beschäftigt. Dieser Teil beinhaltet u.a. drei Ziele, die es sicherzustellen gilt:

- Schutz des menschlichen Lebens
- Begrenzung von Schäden
- Gewährleistung der Funktionstüchtigkeit wichtiger Bauwerke zum Schutz der Bevölkerung

Die grundlegenden Anforderungen dieser Norm beinhalten zum einen die Standsicherheit und zum anderen die Schadensbegrenzung.

Hinsichtlich Anforderung nach Standsicherheit, ist das Tragwerk so zu bemessen und auszubilden, dass es ohne örtliches oder globales Versagen dem Bemessungsbeben standhält, d.h. ohne dabei seinen inneren Zusammenhalt und eine Resttragfähigkeit nach dem Erdbeben zu verlieren. Die Bemessungseinwirkung wird lt. Norm mit Hilfe der Referenz-Erdbebeneinwirkung a_{gR} mit einer Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{NCR} von 10 % in 50 Jahren oder einer Referenz-Wiederkehrperiode T_{NCR} von 475 Jahren und dem Bedeutungsbeiwert γ_1 definiert. Dazu werden im Eurocode 8 Gebäude nach ihrer Bedeutung in Kategorien eingeteilt und hinsichtlich dieser werden empfohlene Bedeutungsbeiwerte zugeordnet.

Hinsichtlich der Anforderung nach Schadensbegrenzung, ist das Bauwerk nach ÖNORM EN 1998-1 so zu bemessen und auszubilden, dass es auch einer Erdbebeneinwirkung mit einer höheren Auftretenswahrscheinlichkeit als das Bemessungsbeben widerstehen kann, ohne dass Schäden und Nutzungsbeschränkungen auftreten, deren Kosten im Vergleich zu den Baukosten unverhältnismäßig hoch sind. Um dem nachzukommen wird in der Norm eine Beschränkung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung angegeben.

Wie schon erwähnt hat das Ausbreitungsmedium, sprich der Baugrund, einen wesentlichen Einfluss auf die Erdbebeneinwirkung. Im Eurocode 8 wird er durch den sog. spezifischen Bodenparameter S berücksichtigt. Dazu wird der Baugrund in spezifische Baugrundklassen eingeteilt und die spezifischen Bodenparameter werden der jeweiligen Baugrundklasse zugeordnet.

Die Ermittlung der Größe der Erdbebeneinwirkung wird mit folgender Gleichung beschrieben:

$$a_g * S = \gamma_1 * a_{gR} * S \quad (17)$$

a_g Bemessungswert der Bodenbeschleunigung

a_{gR} Referenz- Spitzenbodenbeschleunigung⁷

γ_1 Bedeutungsbeiwert

S spezifischer Bodenparameter

Zu beachten gilt außerdem noch, dass in Fällen von „geringer Seismizität“ reduzierte oder vereinfachte Erdbebenauslegungsverfahren verwendet werden dürfen:

$$a_g * S \leq 0,1 * g = 0,98 \text{ m/s}^2 \quad (18)$$

Im Falle von „sehr geringer Seismizität“ brauchen die Vorschriften der ÖNORM EN 1998-1 nicht berücksichtigt werden. Da davon ausgegangen wird, dass die horizontale Windeinwirkung eine höhere Beanspruchung erzeugt als die Erdbebeneinwirkung.

$$a_g * S \leq 0,05 * g = 0,49 \text{ m/s}^2 \quad (19)$$

Berechnungsmethoden nach ÖNORM EN 1998-1

Nach der ÖNORM EN 1998-1 können Erdbebeneinwirkungen auf Hochbauten mit folgenden Methoden berechnet werden:

- Linear-elastische Methoden
 - Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren (VASV)
 - Multimodales Antwortspektrumverfahren (MASV)
- Nichtlineare Methoden
 - Nichtlineare, statische (pushover) Berechnung
 - Nichtlineare, dynamische Zeitlaufs Berechnung

⁷ Wird aus den Erdbebenzonenkarten des jeweiligen Landes entnommen.

Standardmäßig gelten die Regelungen der Norm für die Annahme eines linear-elastischen Verhaltens des Tragwerks. Wird hingegen eine nichtlineare Berechnungsmethode verwendet, so müssen alle Schritte von Modellierung bis zu den Ergebnissen begründet werden. Im Zuge dieser Arbeit wird nur auf die linear-elastischen Methoden eingegangen.

Bei der Darstellung von Erdbebenbewegungen mittels elastischen Antwortspektrums wird zwischen vertikaler und horizontaler Erdbewegung unterschieden. Bei Hochbauten ist die vertikale Komponente von geringerer Bedeutung und wird daher meist vernachlässigt. Die Beschreibungen des Antwortspektrums der horizontalen Komponente $S_e(T)$ und der vertikalen Komponente $S_{ve}(T)$ sind in der ÖNORM EN 1998-1 Abschnitt 3.2.2.2 bzw. Abschnitt 3.2.2.3 definiert. Diese werden wesentlich vom Verhaltensbeiwert q^8 und von der Baugrundklasse beeinflusst. Eine grundlegende Form eines elastischen Antwortspektrums zeigt die nachfolgende Abbildung.

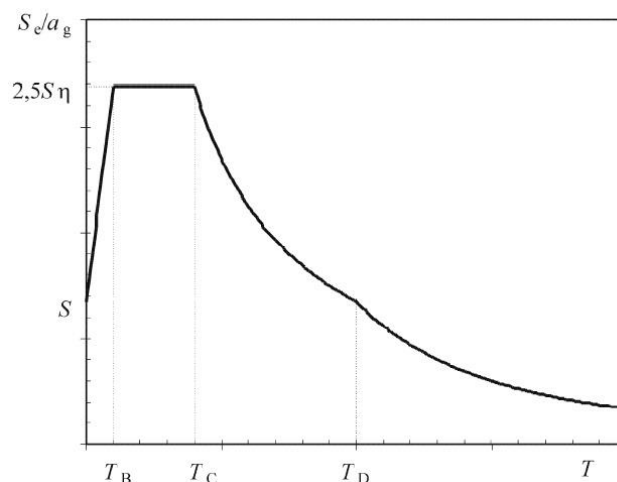


Abb. 4-5: Form des elastischen Antwortspektrums [10]

Welche linear- elastische Berechnungsmethode angewendet werden darf, hängt von der „konstruktiven Regelmäßigkeit“ im Grundriss und Aufriss ab. Die jeweiligen Kriterien, die dafür erfüllt sein müssen, sind in der ÖNORM EN 1998-1 Abschnitt 4.2.3 enthalten. Sie beinhalten u.a. Kriterien für die Kompaktheit der Grundrissform, die Schlankheit des Gebäudes und die Horizontalsteifigkeit der einzelnen Geschosse.

⁸ Siehe Kapitel 4.5

Tab. 4.1: Auswirkungen der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung- und auslegung [10]

Regelmäßig		Zulässige Vereinfachung		Verhaltensbeiwert
Grundriss	Aufriss	Modell	Linear-elastische Berechnung	(für lineare Berechnung)
Ja	Ja	Eben	Vereinfacht ^a	Referenzwert
Ja	Nein	Eben	Modal	Abgemindert
Nein	Ja	Räumlich ^b	Vereinfacht ^a	Referenzwert
Nein	Nein	Räumlich	Modal	Abgemindert
^a Falls die Bedingung von 4.3.3.2.1(2)a) ebenfalls erfüllt ist. ^b Unter den besonderen Bedingungen von 4.3.3.1(8) darf ein eigenes ebenes Modell in jeder der beiden Horizontalrichtungen verwendet werden, nach 4.3.3.1(8).				

Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren

Das VASV, auch Ersatzkraftverfahren genannt, basiert auf einer statischen, linearen Berechnung mit elastischem Materialverhalten. Dabei wird die Erdbebeneinwirkung durch eine horizontale statische Erdbeben-Ersatzkraft dargestellt. Im Wesentlichen wird das gesamte Bauwerk durch einen Einmassenschwinger ersetzt, dessen Frequenz die erste Eigenfrequenz des Bauwerkes ist. Diese wird durch die Ermittlung der Eigenschwingungsdauer T_1 anhand empirischer Formeln oder Näherungsverfahren abgeschätzt, die in der einschlägigen Norm angegeben werden. Gemäß Eurocode 8 darf dieses Verfahrens deshalb nur angewendet werden, wenn die Bauwerksantwort nicht wesentlich durch Beiträge aus höheren Eigenformen beeinflusst wird. Um dies zu gewährleisten gibt es Kriterien zur „konstruktiven Regelmäßigkeit“, die eingehalten werden müssen. Zudem muss die ermittelte Eigenschwingungsdauer T_1 für beide Hauptrichtungen folgende Bedingung erfüllen:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 * T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (20)$$

wobei T_C die obere Grenze des Bereiches konstanter Spektralbeschleunigung ist.

Die Ermittlung der Gesamterdbebenkraft F_b erfolgt schlussendlich anhand folgender Formel:

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda \quad (21)$$

$S_d(T_1)$ Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Periode T_1

m Gesamtmasse des Bauwerks für horizontale Bewegungen in der betrachteten Richtung (gemäß der Einwirkungskombination nach ÖNORM EN 1998-1 Abschnitt 3.2.4)

λ Korrekturbeiwert

Diese Gesamterdbebenkraft muss noch über die Gebäudehöhe verteilt werden. Dazu wird sie in Kräfte pro Stockwerke zerlegt, die in der Höhe der Decken wirken.

Das modale Antwortspektrumverfahren

Das MASV basiert auf einer dynamisch linearen Berechnung mit elastischem Materialverhalten. Es ist heute das gebräuchlichste Berechnungsverfahren und wird im Eurocode 8 (Teil 1) als Referenzmethode zur Ermittlung der Erdbebenlasten angegeben.

Grundsätzlich umfasst das Verfahren zwei verschiedene Arbeitsschritte.

- 1) Untersuchung der Erdbebeneinwirkung auf das einfachste dynamische System, den sog. Einmassenschwinger: Die hierbei ermittelten Größtwerte der Auslenkung, Geschwindigkeit und Beschleunigung in Abhängigkeit von der Schwingzeit ergeben das sogenannte Antwortspektrum. Wenn für verschiedene Erdbebenzeitverläufe die Antwortspektren vorliegen, wird unter Berücksichtigung von statischen Überlegungen die ungünstigste Erdbebeneinwirkung auf jeden beliebigen Einmassenschwinger ermittelt. [23] Einen grafischen Überblick zur Ermittlung von elastischen Antwortspektren zeigt die nachfolgende Abbildung.

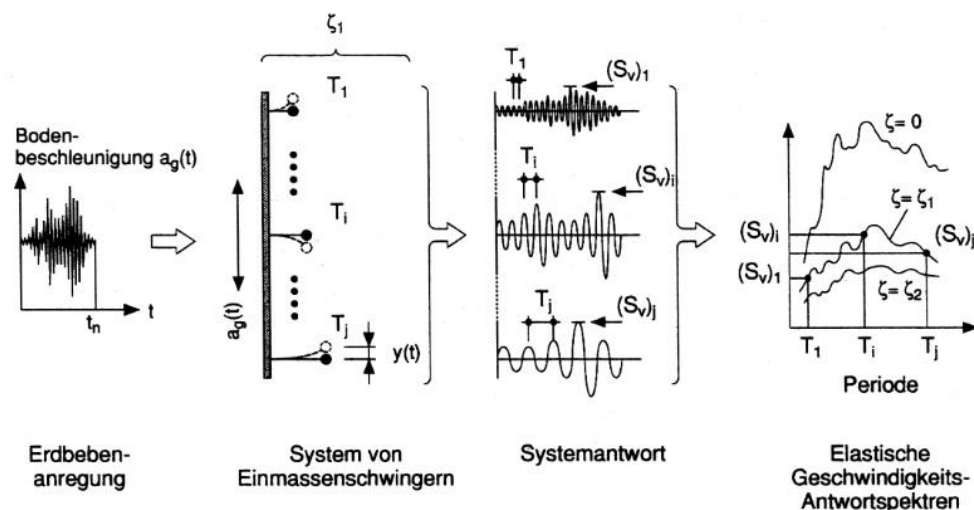


Abb. 4-6: Überblick zur Ermittlung von elastischen Antwortspektren [33]

- 2) Der zweite Schritt beinhaltet den Übergang vom Einmassenschwinger zum realen Bauwerk. Hierzu werden die Verschiebungen und Schnittgrößen mit Hilfe der Eigenformen des Gebäudes bestimmt.

Die Gesamtantwort des Bauwerkes ergibt sich aus der Überlagerung der Ergebnisse. Diese erfolgt entweder anhand der SRSS-Methode („square root of the sum of the squares“) oder der CQC-Methode („Complete-Quadratic-Combination). Gemäß ÖNORM EN 1998-1 ist außerdem zu berücksichtigen, dass zur Bestimmung der Gesamtantwort des Bauwerkes mindestens 90% der Gesamtmassen durch die ausgewählten Eigenformen (Modalformen) angeregt werden müssen. Sprich die mitschwingende Masse des Gebäudes muss mindestens

90% der Gesamtmasse ausmachen. Des Weiteren müssen alle Modalformen berücksichtigt werden, die mehr als 5% der Gesamtmasse anregen.

Der Vorteil dieser Berechnungsmethode ist, dass der erste Arbeitsschritt, also die Ermittlung des Antwortspektrums, nur einmal erfolgen muss und dann für sämtliche Bauwerke gültige Antwortspektren liefert. Diese sind im nationalen Anhang des jeweiligen Landes des Eurocode 8 enthalten.

Heutzutage erfolgt meist eine dreidimensionale Berechnung mittels eines FE-Programmes. Dieses kann die Eigenformen der beiden Erdbebenrichtungen und die Torsionseigenformen miteinander kombinieren und dadurch die Erdbebenlasten dreidimensional ansetzen.

Kombination der Erdbebeneinwirkung

Die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung müssen getrennt für die beiden Tragwerkshauptrichtungen ermittelt werden. Die endgültigen Beanspruchungsgrößen der Erdbebeneinwirkung, infolge des Zusammenwirkens der beiden Horizontalkomponenten wird gemäß ÖNORM EN 1998-1 folgendermaßen berücksichtigt:

$$E_{Edx} "+" 0,30 * E_{Edy} \quad (22)$$

$$0,30 * E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (23)$$

E_{Edx} Beanspruchungsgröße infolge des Angriffs der Erdbebeneinwirkung in Richtung der gewählten horizontalen Achse x des Bauwerks

E_{Edy} Beanspruchungsgröße infolge des Angriffs der Erdbebeneinwirkung in Richtung der gewählten horizontalen Achse y des Bauwerks

"+" „zu kombinieren mit“

4.4 Grundlegende Aussteifungsprinzipien

[10], [33], [39], [42], [46]

4.4.1 Aussteifende Tragwirkung und Weiterleitung der horizontalen Kräfte

Wie bereits erwähnt handelt es sich bei Windkräften bzw. Erdbebenkräften um horizontale Einwirkungen, die bei der Modellierung einfachhalber meist auf der Höhe der Decke angesetzt werden. Die somit in horizontaler Richtung beanspruchten Decken stützen sich auf die wirkungsparallelen horizontalen Tragelemente (z.B. Wandscheiben). Zu beachten ist dabei, dass nur bei einer ausreichend steifen Decke, die Kräfte entsprechend der Wandsteifigkeiten der jeweiligen Wände aufgeteilt werden. Ist die Deckenscheibe hingegen zu weich, können die Wind- bzw. Erdbebenkräfte nicht bis zu den steiferen horizontalen Tragelementen weitergeleitet werden. Hierbei sei angemerkt, dass gemäß „BSPhandbuch

Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz“ [42], Deckenscheiben aus Brettsperrholz als starr angenommen werden können.

Durch die horizontale Belastung der Wandscheiben auf Deckenhöhe entstehen in der unteren horizontalen Anschlussfuge Zug- und Druckkräfte. Diese Hebelwirkung nimmt mit zunehmender Geschosszahl zu.

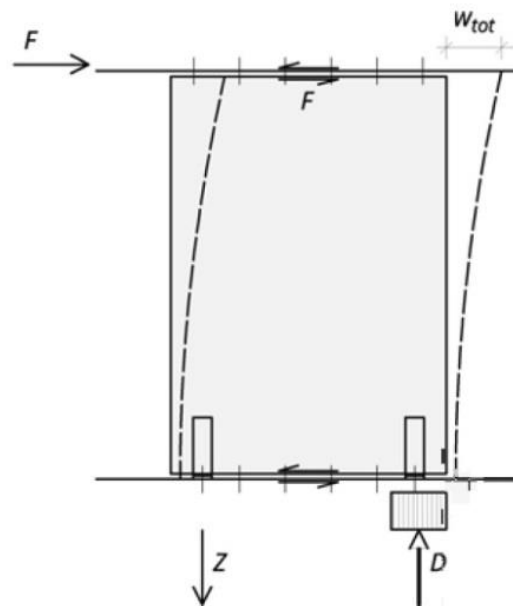


Abb. 4-7: Wandscheibe mit Anbindung zu Decke und Boden [48]

Bei Gebäuden aus Stahlbeton entstehen aufgrund des hohen Eigengewichts der Decken meist nur geringe Zugkräfte und zudem kann die Verankerung dieser, in die darunterliegenden Wände bzw. ins Fundament, relativ einfach mit einer entsprechenden Bewehrungsführung erfolgen. Bei Holzbauten hingegen können aufgrund des geringen Eigengewichtes höhere Zugkräfte auftreten. Um ein Abheben des Gebäudes zu verhindern muss es entsprechend im Fundament verankert werden. Diese Verankerungen werden in der Regel in den aussteifenden Wänden bis zur Traufe geführt. Vor allem bei Unterbrechungen der Wände durch sog. eingeklemmte Decken („platform frame“-Bauweise) stellt die Weiterführung der Verankerungen aber ein konstruktives Problem dar und wirkt sich negativ auf das aussteifende Tragverhalten der Konstruktion aus. Deshalb ist vor allem bei mehrgeschossigen Holzbauten die „balloon frame“-Bauweise mit geschossübergreifenden Wänden zu bevorzugen.

4.4.2 Erdbebensicheres Bauen

Grundsätzlich ist eine regelmäßige und damit stabile Anordnung der Aussteifungselemente im Grundriss sehr wichtig, denn dadurch können vor allem Verdrehungen des Grundrisses verringert oder sogar verhindert werden. Hierbei spielt der Abstand zwischen Steifigkeitsmittelpunkt S und Massenmittelpunkt M aller aussteifenden Elemente, die an der Decke angeschlossen sind, eine wichtige Rolle. Nur wenn der Steifigkeitsmittelpunkt mit dem Massenmittelpunkt übereinstimmt, wird eine torsionsfreie Verformung der Aussteifungselemente erzielt.

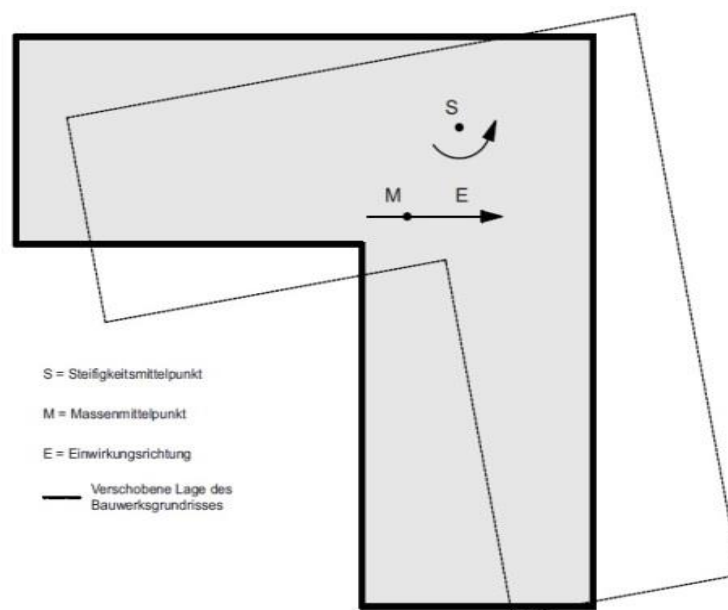


Abb. 4-8: Verdrehung aufgrund der Ausmitte des Steifigkeitsmittelpunktes [39]

Zu vermeiden sind zudem ungünstige Steifigkeitsverteilungen im Aufriss, z.B. durch weiche Zwischengeschosse. Hier ist auf eine konstante oder nach oben gleichmäßig abnehmende Steifigkeit zu achten.

Gemäß ÖNORM EN 1998-1 [10] werden, hinsichtlich erdbebensicheren Bauens, folgende Leitprinzipien des Konstruierens empfohlen:

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

4.5 Verhaltensbeiwert und Duktilität

[10], [25], [26], [30], [39], [41]

Die Größe der Erdbebenbeanspruchung ist abhängig von der Bodenbeschleunigung a_{gR} , der Masse des Gebäudes und der Bauwerksantwort, sprich der Eigenform. Da die Bodenbeschleunigung vom Standort abhängt und somit in der Berechnung nicht beeinflussbar ist, bleiben noch die Masse und die Bauwerksantwort übrig, um die Größe der Erdbebeneinwirkung zu beeinflussen. Das geringere Eigengewicht von Holz gegenüber Beton ist in diesem Zusammenhang natürlich von Vorteil und kann die Erdbebenbeanspruchung um ein vielfaches verringern. Wie schon in Kapitel 4.3.2 erwähnt hängt die Bauwerksantwort vom Verhaltensbeiwert q ab. Die ÖNORM EN 1998-1 [10] definiert den Verhaltensbeiwert als Beiwert, der bei der Bemessung zur Reduzierung der durch lineare Berechnung ermittelten Kräfte verwendet wird, um der nichtlinearen Antwort eines Tragwerks in Abhängigkeit von Baustoff, Tragsystem und dem verwendeten Bemessungsverfahren Rechnung zu tragen.

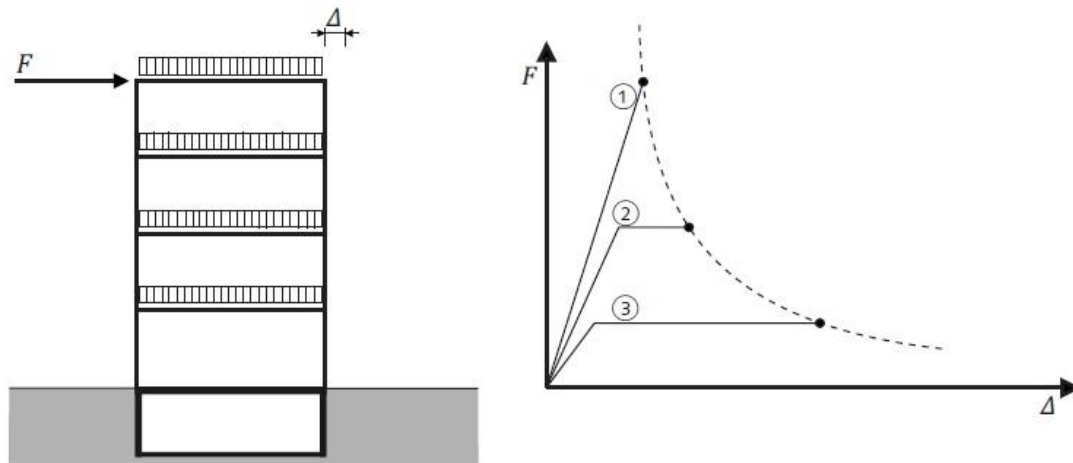
Der Verhaltensbeiwert gibt also die Duktilität eines Gebäudes unter Erdbebeneinwirkung an.

„Duktilität ist die Fähigkeit eines Bauwerks oder Bauteils zur hohen Energiedissipation durch nichtlineares Verhalten mit großer Amplitude ohne wesentlichen Abfall der Tragfähigkeit.“ [30]

Das Tragverhalten im Erdbebenfall kann vereinfacht wie folgt dargestellt werden:

$$\text{Güte des Erdbebenverhaltens} \approx \text{Tragwiderstand} * \text{Duktilität} [26] \quad (24)$$

Das heißt, dass für ein bestimmtes Bemessungsbeben das Tragverhalten eines Bauwerks „hoch duktil“ mit einem niedrigen Tragwiderstand, „mittel duktil“ mit einem mittleren Tragwiderstand oder „wenig duktil“ mit einem hohen Tragwiderstand ausgelegt werden kann.



- ① «Elastischer», sehr hoher Tragwiderstand: Bemessungsbeben erfordert keine plastische Verformungen.
- ② Mittlerer Tragwiderstand: Bemessungsbeben erfordert mässige plastische Verformungen.
- ③ Tiefer Tragwiderstand: Bemessungsbeben erfordert grosse plastische Verformungen.
- F horizontale Beanspruchung
- Δ globale horizontale Verschiebung

Abb. 4-9: Horizontale Beanspruchung in Funktion der horizontalen Verschiebung für unterschiedliche Tragwerksausbildungen bei gleichem Bemessungsbeben entlang der Bedarfslinie aus dem Bemessungsspektrum [26]

Dieser Zusammenhang wird in der Berechnung mithilfe des Verhaltensbeiwerts berücksichtigt. Je höher die Duktilität des Bauwerks, desto höher auch der Verhaltensbeiwert und umso niedriger die Erdbebenbeanspruchung.

Hinsichtlich Duktilität kann noch zwischen globaler und lokaler Duktilität unterschieden werden. Während sich die globale Duktilität auf die Verformungen des gesamten Bauwerks bezieht und Basis für den Verhaltensbeiwert ist, beschreibt die lokale Duktilität das Verformungsverhalten einzelner Tragwerkselemente. Eine hohe globale Duktilität kann jedoch nur dann gewährleistet werden, wenn eine hohe lokale Duktilität vorhanden ist.

5 Konzepte für die Erdbebenbemessung von Holzbauten

Gemäß ÖNORM EN 1998-1 [10] können Holzbauten nach dem Konzept des dissipativen Tragwerksverhaltens (duktils Tragwerksverhalten) und des nichtdissipativen Tragwerksverhaltens (nicht duktils Tragwerksverhalten) ausgelegt werden.

5.1 Konzept des nichtdissipativen Tragwerksverhaltens [10], [26], [41]

Dieses Konzept eignet sich bei leichten Bauwerken in niedrigen Erdbebenzonen und günstigen Baugrundverhältnissen, dort wo Erdbeben gegenüber Wind nicht maßgebend wird. Ansonsten kann das Konzept des nicht duktilen Tragverhaltens zu unwirtschaftlichen Lösungen führen. Die Schnittgrößen werden auf Grundlage einer elastischen Tragwerksberechnung ohne Berücksichtigung des nichtlinearen Baustoffverhaltens ermittelt. Dieses Konzept entspricht der Duktilitätsklasse L (niedrig) und der Verhaltensbeiwert sollte nicht größer als 1,5 sein. Außerdem müssen Bauteile und Verbindungen der Erdbebeneinwirkung standhalten ohne zu versagen.

5.2 Konzept des dissipativen Tragwerksverhaltens [8], [10], [26], [41]

In Gebieten von großen Bemessungsbeben sollte auf jeden Fall dieses Konzept gewählt werden, da dadurch ein plötzliches und sprödes Versagen der Bauteile vermieden werden kann. Das Konzept entspricht gemäß ÖNORM EN 1998-1 der Duktilitätsklasse M oder H und der Verhaltensbeiwert darf größer als 1,5 angenommen werden. Um ein duktils Tragwerksverhalten zu erreichen, müssen bestimmte Teile des Tragwerks ausreichende Verformungs- und Energiedissipationsvermögen aufweisen. Da die Holzelemente selbst und die Verklebung der einzelnen Bretter (z.B. bei Brettsperrholz) als nicht duktil zu betrachten sind, müssen die dissipativen Bereiche in den Verbindungsmitteln angeordnet werden, um ein duktils Gesamtverhalten zu erreichen. Somit sind der Verhaltensbeiwert und damit auch die Größe der Erdbebeneinwirkung wesentlich von der Wahl und Auslegung der Verbindungen abhängig.

Tab. 5.1: Auslegungskonzepte, Tragwerkstypen und Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte für die drei Duktilitätsklassen [10]

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

Wie in Tab. 5.1 ersichtlich ist, gibt es keine Angaben zum Verhaltensbeiwert von CLT. Das liegt daran, dass das Erdbebenverhalten von Brettsperrholz noch nicht vollständig bekannt ist. Jedoch haben Versuche im Zuge des italienischen Forschungsprojektes „SOFIE“ im Jahr 2006 gezeigt, dass ein Verhaltensbeiwert von 3,0 möglich ist. [41]

Der Vorteil des duktilen Konzeptes gegenüber dem nicht duktilen Konzept liegt an der geringeren Erdbebenbeanspruchung durch den höheren Verhaltensbeiwert. Des Weiteren dürfen beim dissipativen Konzept die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften γ_M für außergewöhnliche Einwirkungskombinationen nach ÖNORM EN 1995-1-1 [8] ($\gamma_M = 1,00$) verwendet werden. Hingegen gelten bei der Auslegung des Tragwerks nach dem nichtdissipativen Konzept die γ_M -Werte für Grundkombinationen der Einwirkungen nach ÖNORM EN 1995-1-1 ($\gamma_M = 1,25$ bzw. 1,30). Da der Bemessungswert einer Festigkeitseigenschaft X_d mit der Formel

$$X_d = k_{mod} * \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (25)$$

k_{mod} Modifikationsbeiwert für Lasteinwirkungsdauer und Feuchtegehalt (bei Bemessungsfall Erdbeben = 1,10)

X_k charakteristischer Wert einer Festigkeitseigenschaft

berechnet wird, wirkt sich dieser Umstand im Zuge des Nachweises vorteilhaft aus.

Zu beachten gilt noch, dass es im Fall von „geringer Seismizität“ zu Problemen beim Konzept des dissipativen Tragwerksverhaltens kommen kann, da das gewünschte duktile Verhalten in

den dissipativen Bereichen nicht aktiviert bzw. umgesetzt werden kann; deshalb wird hier ein Verhaltensbeiwert von 1,5 empfohlen.

5.3 Die Verbindungsmittel

[8], [25], [26], [41]

Die Aufgabe der Verbindung ist die Übertragung einer Kraft von einem Tragelement zum anderen. Eine Verbindung muss eine ausreichende Steifigkeit im Gebrauchszustand aufweisen. Zudem müssen Verbindungsmittel, vor allem bei größeren Tragstrukturen aus flächigen Holzbauteilen- welche heutzutage zunehmend verwendet werden- dafür sorgen, dass aus diesen vielen einzelnen Elementen eine räumliche Tragstruktur entsteht. Die Aufgabe einer Holzbauverbindung ist deshalb nicht nur auf deren Kraftübertragung zu beschränken, sie ist vielmehr als ein eigenständiges Tragelement anzusehen. Das Tragverhalten einer solchen Verbindung hängt im Wesentlichen von zwei Größen ab:

- Duktilitätsmaß D_s
- Verschiebungsmodul im Gebrauchszustand K_{ser}

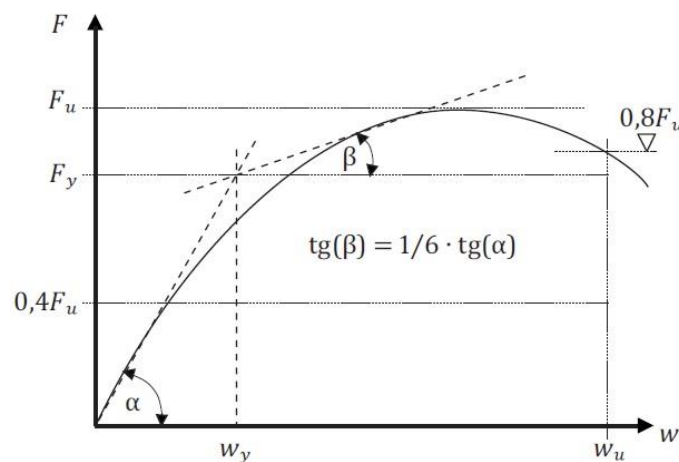


Abb. 5-1: Verschiebungsmodul und Duktilität von Verbindungen [26]

$$D_s = \frac{w_u}{w_y} \quad (26)$$

$$K_{ser} = \frac{F_y}{w_y} \quad (27)$$

Das Duktilitätsmaß einer Verbindung gibt dessen Duktilität an. Der Verschiebungsmodul K_{ser} gibt die Steifigkeit der Verbindung im elastischen Bereich an. Für die Bemessung im Zustand der Tragfähigkeit muss eigentlich der Verschiebungsmodul im Bruchzustand K_u verwendet werden, der sich gemäß ÖNORM EN 1995-1-1 [8] mit $2/3 K_{ser}$ berechnen lässt. Die

Verwendung von K_u ist nur dann angebracht, wenn sich diese Verbindungen auch effektiv im Bruchzustand befinden. Hat man jedoch ein größeres Gebäude aus Holz mit zahlreichen Verbindungen, kann davon ausgegangen werden, dass sich nur eine geringe Anzahl effektiv im Bruchzustand und die meisten der Verbindungen sich weiterhin im elastischen Bereich befinden. Bei der Berechnung von komplizierten Tragstrukturen aus Holz sollten daher die K_{ser} -Werte berücksichtigt werden. [25]

Die Bestimmung der Steifigkeit oder auch Nachgiebigkeit erfolgt grundsätzlich mittels verfügbaren Kennzahlen; dadurch ist es möglich, Verbindungen als Tragelemente mit zugeordneter Steifigkeit darzustellen. In FE-Programmen können diese so als elastische Federelemente modelliert werden, wobei die Federkonstante dem Verschiebungsmodul entspricht.

Die Bestimmung des Verschiebungsmoduls für auf abscheren beanspruchte, stabförmige Verbindungsmittel ist in der ÖNORM EN 1995-1-1 enthalten. Hingegen ist z.B. die Bestimmung der Federkonstante für auf herausziehen beanspruchte Schrauben nur in einschlägigen wissenschaftlichen Literaturquellen und Zulassungen zu finden. Das Zusammensetzen der einzelnen Steifigkeiten der Verbindungsmittel auf Grundlage der Regeln der Mechanik ermöglicht die Ermittlung der Steifigkeitskennwerte von ganzen Anschlussfugen.

Wie schon in Kapitel 4.4.1 erwähnt, entstehen in den Anschlussfugen der Wände aufgrund der horizontalen Belastungen, neben Schub- auch Zug- und Druckkräfte. Da beispielsweise die Übertragung der Zugkräfte- wie jener der Druck- oder Schubkräfte- differenziert erfolgt, ergeben sich auch unterschiedliche Steifigkeiten der Verbindungen in Abhängigkeit der Krafrichtung.

5.4 Exemplarische Berechnung von typischen Anschlussfugen

Nachfolgend werden nun zum besseren Verständnis exemplarisch die Steifigkeiten einiger typischer Anschlussfugen von Brettsperrholzelementen (siehe dazu auch Anhang B) aufgezeigt.

Für die Berechnung der Nachgiebigkeit der einzelnen Verbindungsmittel werden folgende Formeln verwendet:

$$K_{ser} = \frac{\rho_{mean}^{1,5} * d}{23} \quad \text{für Schrauben} \quad (28)$$

$$K_{ser} = \frac{\rho_{mean}^{1,5} * d^{0,8}}{30} \quad \text{für Nägel (nicht vorgebohrt)} \quad (29)$$

$$K_{ser,ax} = 780 * d^{0,2} * l_{ef}^{0,4} \quad (30)$$

K_{ser} Verschiebungsmodul pro Scherfuge und Verbindungsmittel unter Gebrauchslast in N/mm [8]

ρ_{mean} mittlere Rohdichte der miteinander verbundenen Teile in kg/m³

d Stiftdurchmesser in mm

$K_{ser,ax}$ Verschiebungsmodul einer axial beanspruchten Schraube unabhängig vom Einschraubwinkel α [28]

l_{ef} wirksame Einschraublänge in mm

Der Verschiebungsmodul K_{ser} darf bei Stahlblech-Holz- und Beton-Holz-Verbindungen mit dem Faktor 2,0 multipliziert werden. [28]

5.4.1 Anschlussfuge Dach-Wand

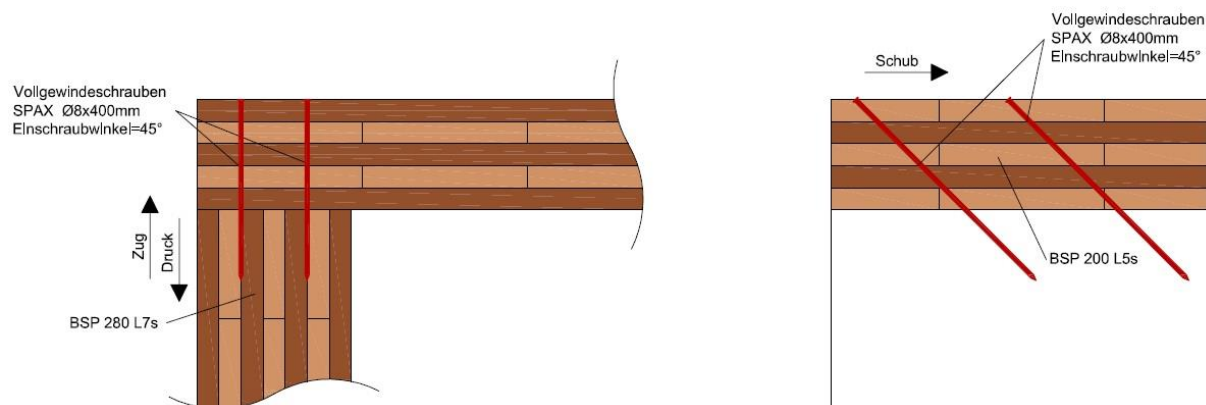


Abb. 5-2: Anschlussfuge Dach-Wand

Schubfedersteifigkeit des Anschlusses

$$K_{ser,ax} = 780 * 8^{0,2} * 120^{0,4} = 8024 \frac{N}{mm} / \text{Schraube}$$

Da die Richtung der Zug- und Schubbeanspruchung gemäß Abb. 5-2 um 45° zur Schraubenachse geneigt ist, muss der oben errechnete Verschiebungsmodul noch korrigiert werden. [28]

$$K_{ser,ax} = 8024 * 0,5 = 4012 \frac{N}{mm} / \text{Schraube}$$

Zugfedersteifigkeit des Anschlusses

Die Ermittlung der Zugsteifigkeit erfolgt analog.

$$K_{ser,ax} = 4012 \frac{N}{mm} / \text{Schraube}$$

Druckfedersteifigkeit des Anschlusses

Die Drucksteifigkeit des Anschlusses wird durch die Nachgiebigkeit der Deckenplatte auf Querdruck bestimmt. Zur Bestimmung wird hierzu die Formel aus [35] bzw. [41] verwendet.

$$K_{ser} = \frac{E_{90,mean} * A_{90}}{H/2} \quad (31)$$

$E_{90,mean}$ Elastizitätsmodul des BSP- Elementes quer zur Faser

A_{90} querdruckbeanspruchte Fläche des Holzes (entspricht der Wanddicke und zusätzlich 30mm auf einer Seite)

H Höhe (Dicke) des BSP- Elementes

Somit ergibt sich eine Federsteifigkeit von:

$$K_{ser} = \frac{370 * (280 + 30) * 1000}{200/2} = 1147000 \frac{N}{mm} / lfm$$

5.4.2 Anschlussfuge Wand-Decke-Wand (geschossshohe Wände)

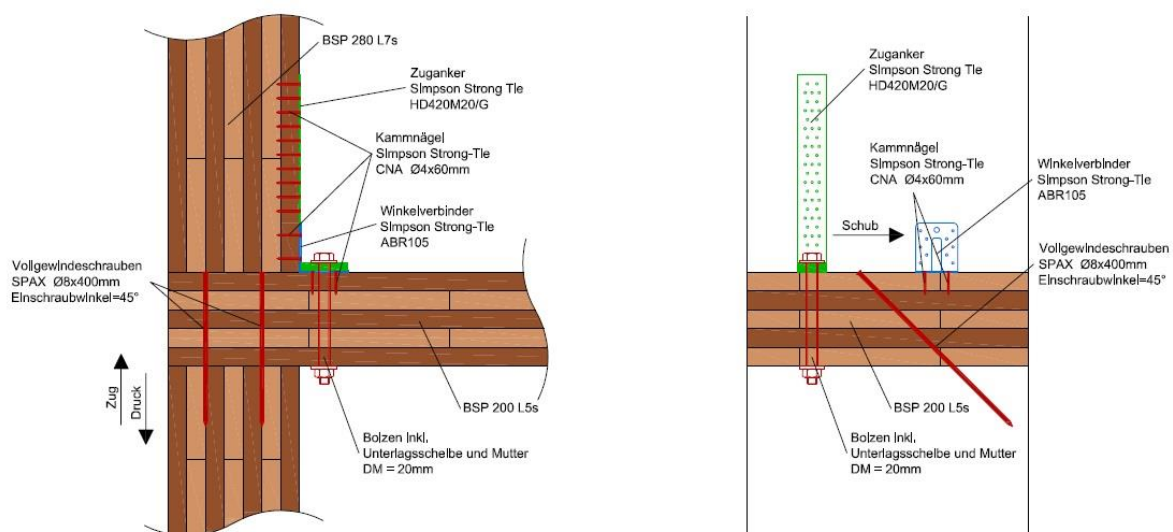


Abb. 5-3: Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

Wie man an der Abb. 5-3 erkennen kann, lässt sich der Anschluss Wand-Decke-Wand in eine untere und in eine obere Anschlussfuge unterteilen.

Obere Anschlussfuge

Schubfedersteifigkeit des Anschlusses

Vereinfacht wird davon ausgegangen, dass die Übertragung der Schubkräfte ausschließlich über den Winkelverbinder (Produktdatenblatt siehe Anhang A) erfolgt. Des Weiteren kann

angenommen werden, dass die Nachgiebigkeit des Stahlbleches um ein vielfaches kleiner ist wie jene der Nägel. Damit kann der Verschiebungsmodul des Winkelverbinders wie folgt berechnet werden:

$$K_{ser,Winkel} = \frac{1}{\frac{1}{K_{ser,1}} + \frac{1}{K_{ser,2}}} \quad (32)$$

$K_{ser,1}$ Verschiebungsmodul der Nagelung im Wandelement

$K_{ser,2}$ Verschiebungsmodul der Nagelung im Deckenelement

$$K_{ser,1} = n_{Nägel} * 2,0 * K_{ser,Nägel} = 10 * 2,0 * \frac{450^{1,5} * 4^{0,8}}{30} = 19292 \frac{N}{mm}$$

$$K_{ser,2} = n_{Nägel} * 2,0 * K_{ser,Nägel} = 14 * 2,0 * \frac{450^{1,5} * 4^{0,8}}{30} = 27008 \frac{N}{mm}$$

$$K_{ser,Winkel} = \frac{1}{\frac{1}{19292} + \frac{1}{27008}} = 11254 \frac{N}{mm} / Winkel$$

Zugfedersteifigkeit des Anschlusses

Die Übertragung der Zugkräfte in der oberen Anschlussfuge erfolgt über den Zuganker (Produktdatenblatt siehe Anhang A). Somit setzt sich die Federsteifigkeit der Zugfeder aus der Nachgiebigkeit der Vernagelung und der Nachgiebigkeit der Deckenplatte auf Querdruck durch die Unterlagscheibe zusammen:

$$K_{ser,1} = n_{Nägel} * 2,0 * K_{ser,Nägel} = 50 * 2,0 * \frac{450^{1,5} * 4^{0,8}}{30} = 96460 \frac{N}{mm}$$

$$K_{ser,2} = \frac{370 * 180 * 70}{200/2} = 46620 \frac{N}{mm}$$

$$K_{ser,Zuganker} = \frac{1}{\frac{1}{96460} + \frac{1}{46620}} = 31430 \frac{N}{mm} / Zuganker$$

Druckfedersteifigkeit des Anschlusses

Die Berechnung der Federsteifigkeit der Druckfeder erfolgt gleich wie bei der Anschlussfuge Dach-Wand.

$$K_{ser} = 1147000 \frac{N}{mm} / lfm$$

Untere Anschlussfuge

Die Übertragung der Schub- und Zugkräfte erfolgt in der unteren Anschlussfuge durch Vollgewindeschrauben. Die Berechnung der Federsteifigkeiten erfolgt analog zu den zuvor gezeigten Methoden.

5.4.3 Anschlussfuge Decke-Wand (geschossübergreifende Wände)

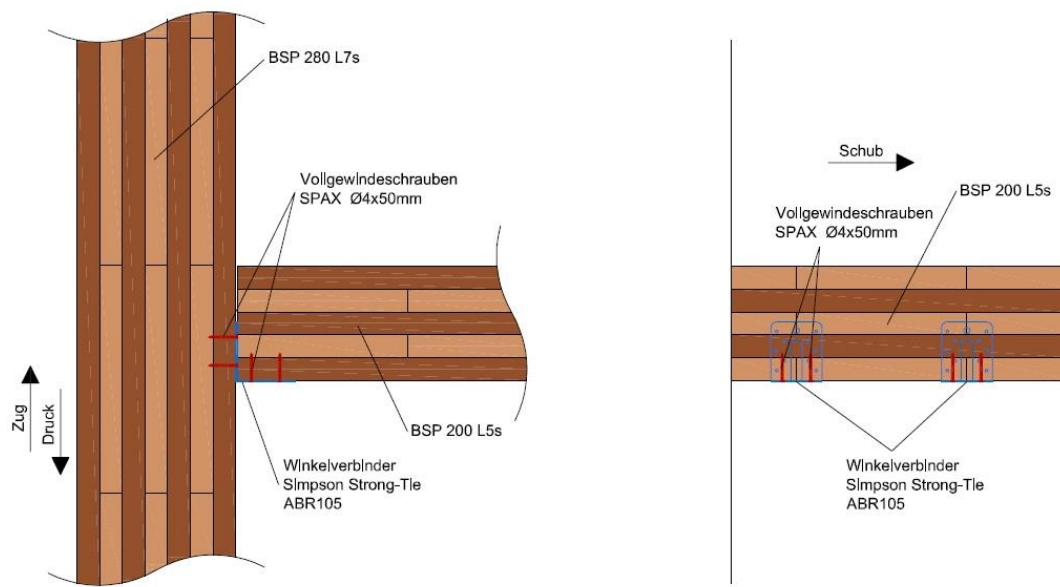


Abb. 5-4: Anschlussfuge Decke-Wand

Schubfedersteifigkeit des Anschlusses

$$K_{ser,1} = n_{Schrauben} * 2,0 * K_{ser,Schrauben} = 10 * 2,0 * \frac{450^{1,5} * 4}{23} = 33203 \frac{N}{mm}$$

$$K_{ser,2} = n_{Schrauben} * 2,0 * K_{ser,Schrauben} = 14 * 2,0 * \frac{450^{1,5} * 4}{23} = 46485 \frac{N}{mm}$$

$$K_{ser,Winkel} = \frac{1}{\frac{1}{33203} + \frac{1}{46485}} = 19369 \frac{N}{mm/Winkel}$$

Zugfedersteifigkeit des Anschlusses

Die Übertragung der Zugkräfte erfolgt einerseits durch Abscheren der Schrauben im Wandelement ($K_{ser,1}$) und andererseits durch den Auszieh Widerstand der Schrauben im Deckenelement ($K_{ser,2}$).

$$K_{ser,1} = 10 * 2,0 * \frac{450^{1,5} * 4}{23} = 33203 \frac{N}{mm}$$

$$K_{ser,2} = n_{Schrauben} * K_{ser,ax} = 14 * 780 * 4^{0,2} * 45^{0,4} = 66057 \frac{N}{mm}$$

$$K_{ser,Winkel} = \frac{1}{\frac{1}{33203} + \frac{1}{66057}} = 22096 \frac{N}{mm} / Winkel$$

Druckfedersteifigkeit des Anschlusses

Die Druckkräfte werden hier durch Abscheren der Schrauben im Wandelement übertragen.

Die Steifigkeit der Druckfeder ergibt sich somit folgendermaßen:

$$K_{ser} = 10 * 2,0 * \frac{450^{1,5} * 4}{23} = 33203 \frac{N}{mm} / Winkel$$

5.4.4 Anschlussfuge Wand-Bodenplatte

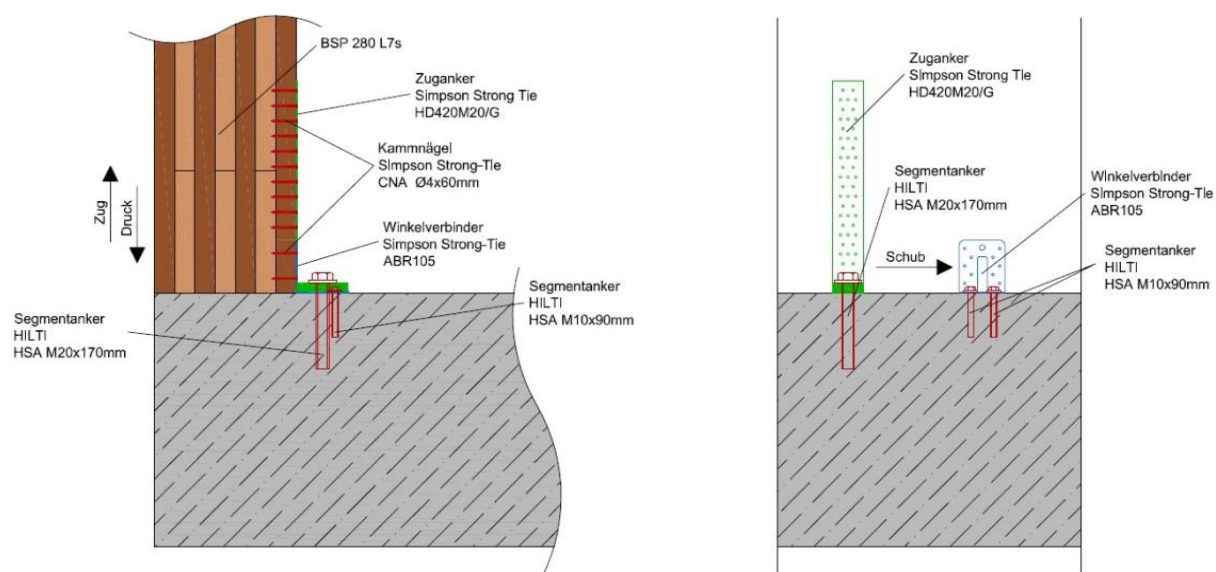


Abb. 5-5: Anschlussfuge Wand- Bodenplatte

Analog zur Anschlussfuge Wand-Decke-Wand werden Schubkräfte über den Winkel und Zugkräfte über den Zuganker übertragen. Die Ermittlung der Federsteifigkeit der Zugfeder und Schubfeder ist somit sehr ähnlich wie jene bei der Anschlussfuge Wand-Decke-Wand.

Schubfedersteifigkeit des Anschlusses

Im Unterschied zur Anschlussfuge zur Wand-Decke-Wand kann die Verankerung im Beton als unnachgiebig angenommen werden. Somit ist die Schubfedersteifigkeit von der Vernagelung des Wandelementes abhängig.

$$K_{ser} = n_{Nägel} * 2,0 * K_{ser,Nägel} = 14 * 2,0 * \frac{450^{1,5} * 4^{0,8}}{30} = 27008 \frac{N}{mm} / Winkel$$

Zugfedersteifigkeit des Anschlusses

Auch hier gilt: Die Verankerung im Beton wird als unnachgiebig angenommen. Die Steifigkeit der Zugfeder wird somit wie folgt berechnet werden:

$$K_{ser} = n_{Nägel} * 2,0 * K_{ser,Nägel} = 50 * 2,0 * \frac{450^{1,5} * 4^{0,8}}{30} = 96460 \frac{N}{mm} / Zuganker$$

Druckfedersteifigkeit des Anschlusses

Die Federsteifigkeit der Druckfeder wird, im Gegensatz zur Anschlussfuge Wand-Decke-Wand, über die Drucksteifigkeit der Wand in Faserrichtung des Holzes ermittelt. Dazu kommt folgende Formel zur Anwendung:

$$K_{ser} = \frac{E_{0,mean} * A_0}{H_W} \quad (33)$$

$E_{0,mean}$ Elastizitätsmodul des BSP- Elementes in Faserrichtung

A_0 Auflagerfläche unter Druckbeanspruchung (Stirnseitenfläche der Brettlagen in Faserrichtung)

H_W Höhe der darüber liegenden Tragwand

$$K_{ser} = \frac{11000 * \frac{4}{7} * 280 * 1000}{3000} = 586667 \frac{N}{mm} / lfm$$

Da die Größe der Einwirkungen auf die Anschlussfugen von deren Steifigkeit und damit von der Anzahl, Art und Anordnung der Verbindungsmittel abhängt, diese jedoch vor der Berechnung unbekannt sind, ist die Ermittlung der endgültigen Anzahl der Verbindungsmittel ein iterativer Vorgang.

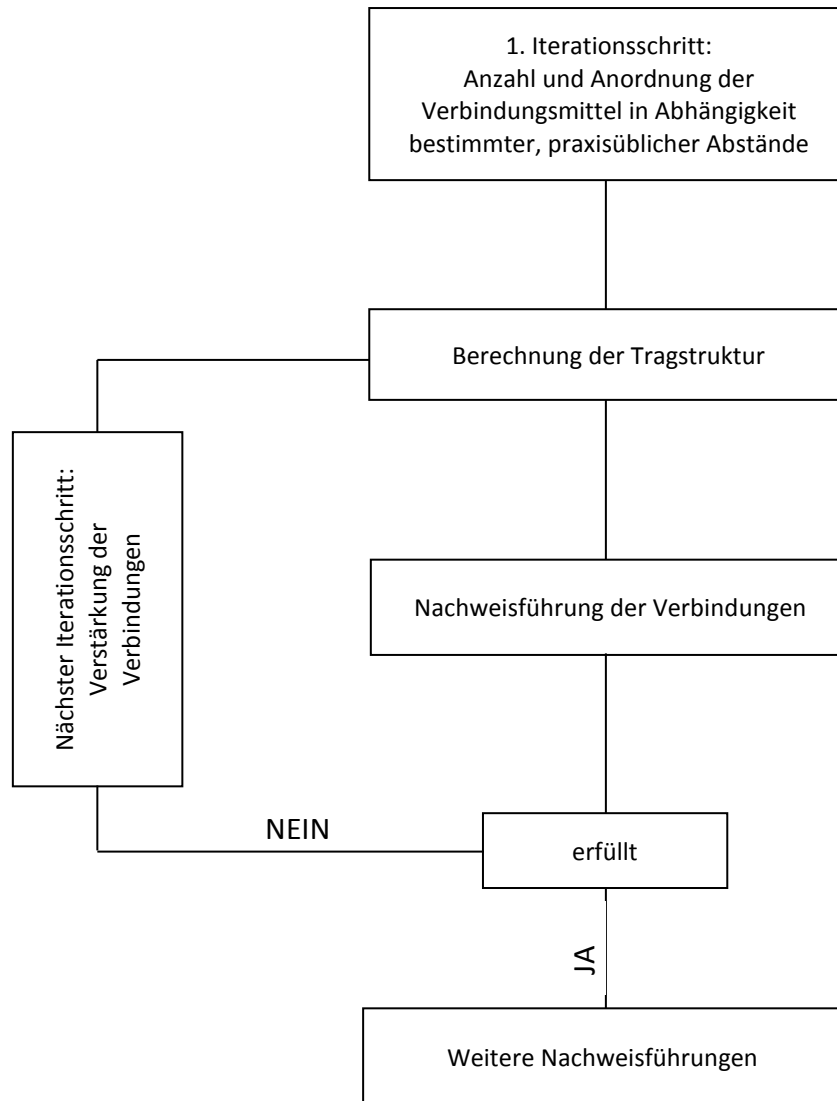


Abb. 5-6: Iterativer Ermittlungsprozess der Verbindungen

Heutzutage kommen zur Erdbebenberechnung meistens FE-Programme zum Einsatz. Wie bereits erwähnt, haben die Verbindungen einen wesentlichen Einfluss auf die Bauwerksantwort, deshalb ist eine richtige Modellierung der Verbindungen im FE-Modell von großer Bedeutung.

6 Vergleichende Betrachtung der Holzmassivbauweise mit der konventionellen Massivbauweise

Diese Betrachtung zeigt einen qualitativen Vergleich zwischen der konventionellen Massivbauweise und der Brettsperrholzbauweise unter horizontalen Belastungen. Hierbei werden drei grundlegende Modelle in Abhängigkeit der Gebäudehöhe untersucht.

6.1 Das Beispielgebäude

6.1.1 Beschreibung

Die Gestaltung des Grundrisses erfolgt in Anlehnung an „THE CASE FOR Tall Wood BUILDINGS“ [57]. Das Gebäude hat einen quadratischen Grundriss mit jeweils 20 m Länge (Achismaß) und wird als Wohngebäude genutzt. Die Geschosshöhe beträgt jeweils 3 m (Abstand der Schwerebenen der Decken). Es besteht ausschließlich aus Wänden, die durch die Decke und Träger miteinander verbunden sind. Die Abtragung der vertikalen sowie horizontalen Kräfte erfolgt nur durch die Wände. Die Verteilung der horizontalen Lasten erfolgt durch eine schubsteif angenommene Deckenscheibe. Grundsätzlich werden drei unterschiedliche Bauweisen untersucht (siehe Abb. 6-1 bis Abb. 6-3):

- Reine Brettsperrholzkonstruktion
- Hybride Konstruktion mit BSP-Wänden und –Decken, sowie Treppenhaus und Aufzugschacht als Stahlbetonkern
- Reine Stahlbetonkonstruktion

Die drei Bauweisen werden in drei unterschiedlichen Gebäudehöhen modelliert und untersucht: 10 Stockwerke (30 m), 20 Stockwerke (60 m) und 30 Stockwerke (90 m). Damit soll der Einfluss der Gebäudehöhe auf das Tragverhalten der unterschiedlichen Bauweisen gezeigt werden. Ein „starres System“ (siehe Kapitel 6.1.3) aus Brettsperrholz mit einer Höhe von 30 m wird zudem modelliert, um den Einfluss der Anschlusssteifigkeiten auf das Tragverhalten zu zeigen. Insgesamt ergeben sich somit zehn unterschiedliche Modelle, welche jeweils unter Wind- und Erdbebenbeanspruchung untersucht werden.

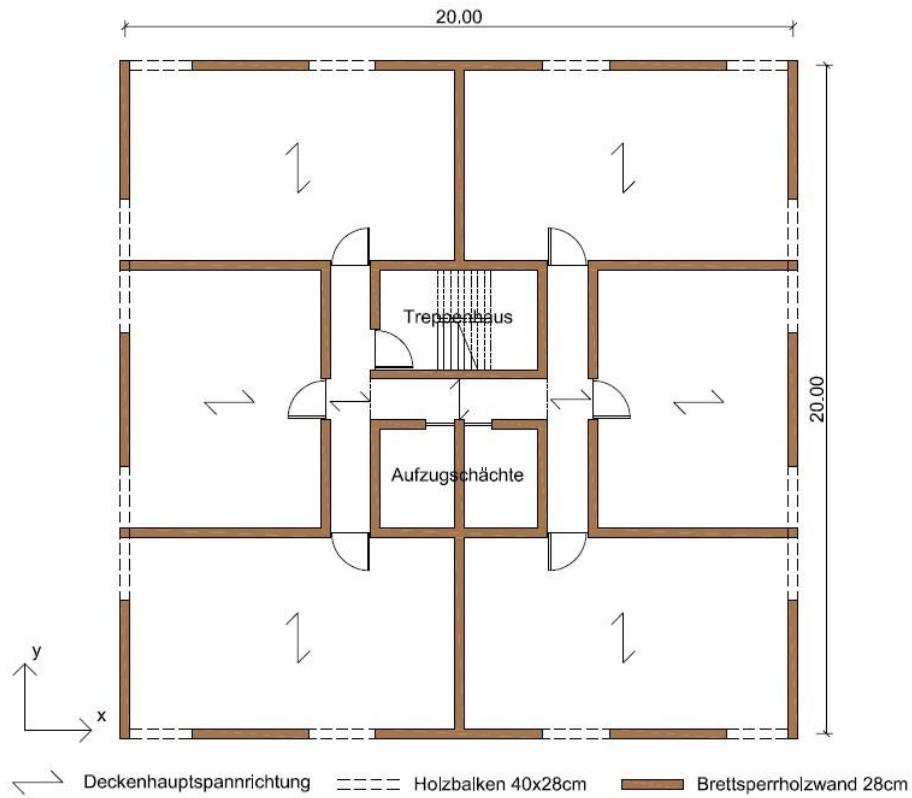


Abb. 6-1: Grundriss der reinen Brettsperrholzkonstruktion

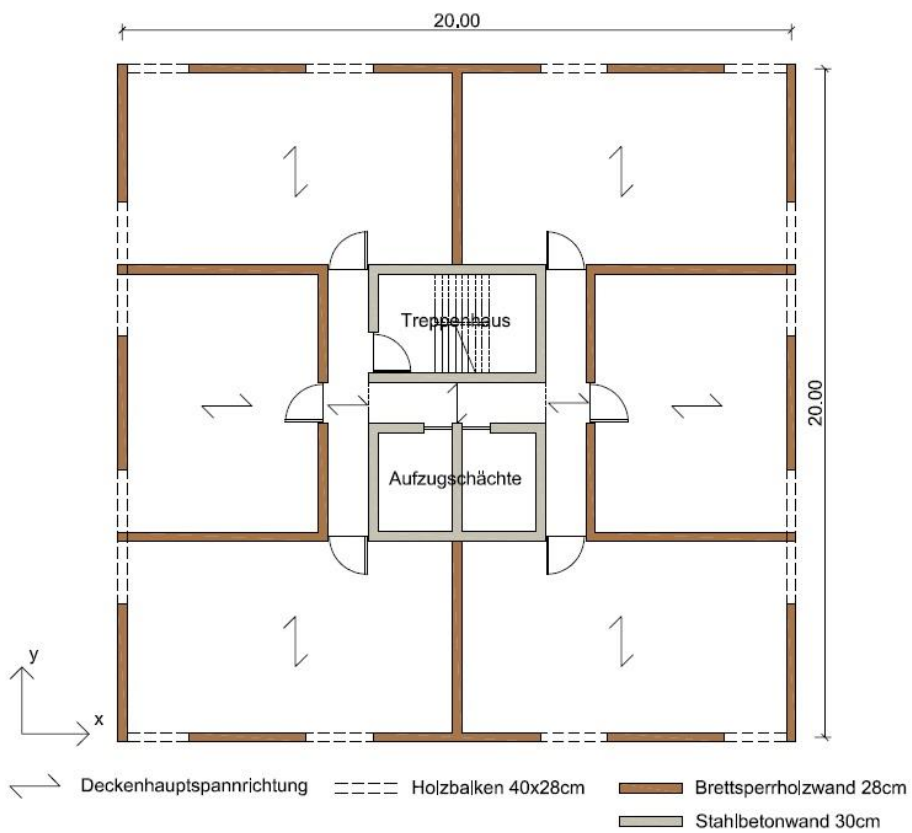


Abb. 6-2: Grundriss der Hybridkonstruktion

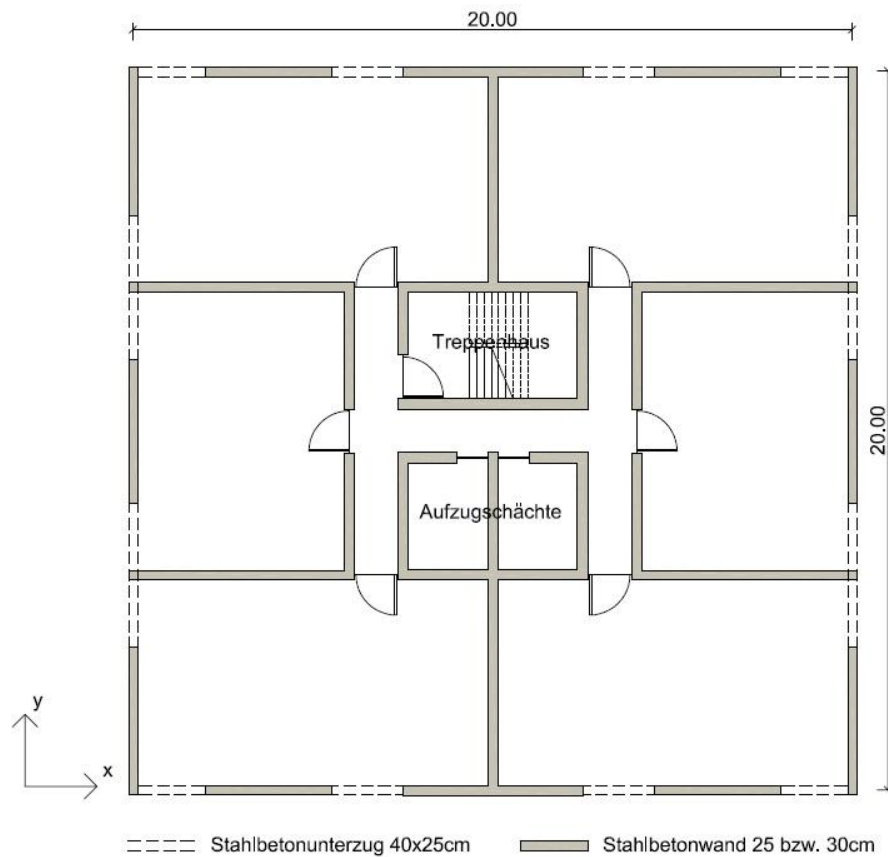


Abb. 6-3: Grundriss der reinen Stahlbetonkonstruktion

Als Materialien werden Brettsper Holz und Stahlbeton (Betonfestigkeitsklasse C25/30) verwendet. Die Baustoffkennwerte von Brettsper Holz werden aus Tab. 2.2 entnommen. Für die geschossübergreifenden Wände kommen 28 cm dicke CLT-Elemente (BSP 280 L7s) zum Einsatz und für die Decken werden 20 cm dicke CLT-Elemente (BSP 200 L5s) verwendet. Die Wände aus Stahlbeton sind im Kernbereich 30 cm und im Außenbereich 25 cm dick. Die Stahlbetondecke hat eine Höhe von 20 cm.

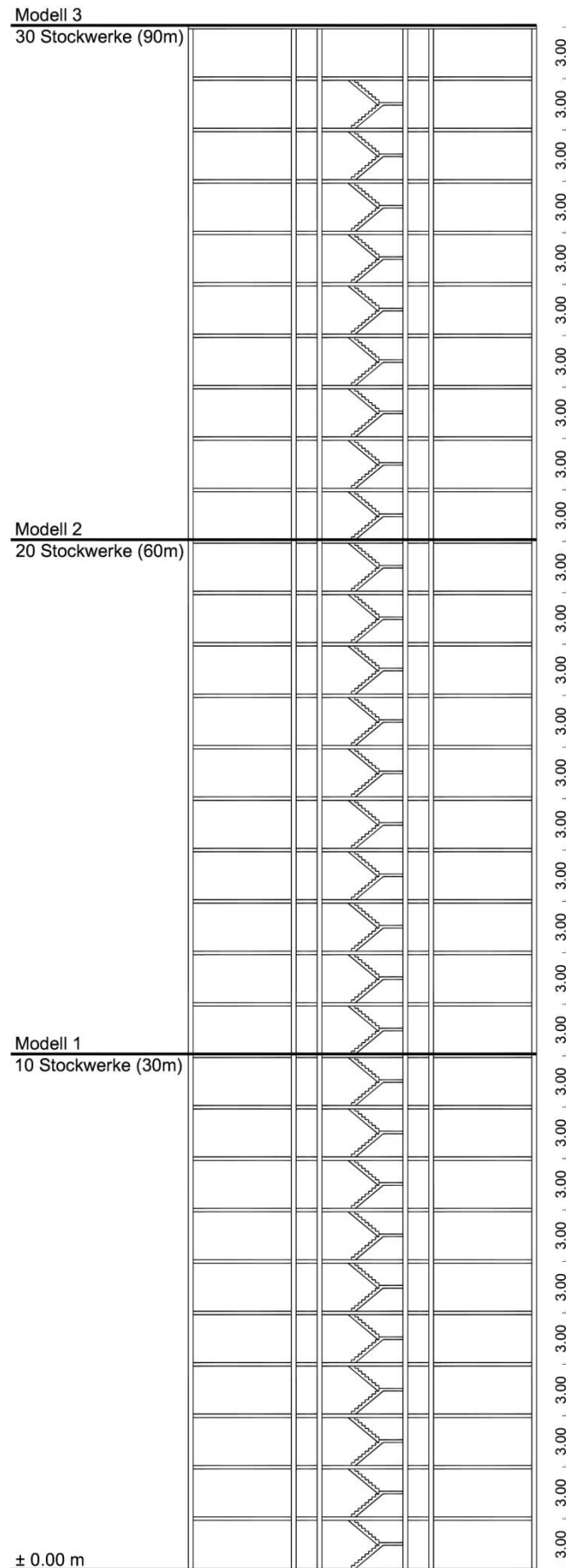


Abb. 6-4: Prinzip-Schnitt mit Kennzeichnung der Modellhöhen

6.1.2 Einwirkungen

Bei der Modellierung dieser Konstruktion kommen folgende Einwirkungen vor:

- Ständige Lasten
- Nutzlasten
- Windlasten
- Erdbebenlasten

Schneelasten werden aufgrund ihres geringen Einflusses auf die Tragwerksberechnung vernachlässigt.

Die ständigen Lasten setzen sich aus dem Eigengewicht der Konstruktion und der Aufbaulast der Decken zusammen. Die Aufbaulast der Decken wurde hier vereinfacht mit $2,5 \text{ kN/m}^2$ angenommen.

Die Nutzlast für Wohnbauten beträgt gemäß Eurocode 1 Teil 1-1 [4] $2,0 \text{ kN/m}^2$ zusätzlich $0,8 \text{ kN/m}^2$ für Zwischenwandzuschlag. Somit ergibt sich eine Gesamtnutzlast von $2,8 \text{ kN/m}^2$. Nach ÖNORM EN 1991-1-1 [4] ist zudem im Treppenhaus eine Nutzlast von $2,0$ bis $4,0 \text{ kN/m}^2$ vorgeschrieben, diese wird im Zuge dieser Berechnungen vernachlässigt.

Bei Windlasten unterscheidet man zwischen dynamischen und quasistatischen Einwirkungen (Vgl. Kapitel 4.3.1). Die dynamischen Einwirkungen werden in der ÖNORM EN 1991-4 [7] durch wirbelerregte Querschwingungen, Divergenz und Flattern, Galloping und Interferenzschwingungen berücksichtigt. Nach ÖNORM EN 1991-4 sind wirbelerregte Querschwingungen zu untersuchen, wenn das Verhältnis der größten zur kleinsten Bauwerksabmessung in der Ebene senkrecht zur Windrichtung den Wert 6 überschreitet.

Die hier verwendeten Modelle haben einen quadratischen Grundriss, somit beträgt das relevante Verhältnis 1 und wirbelerregte Querschwingungen können vernachlässigt werden. Bei Auftreten von Galloping empfiehlt die Norm eine Sonderuntersuchung. Interferenzschwingungen treten gemäß ÖNORM EN 1991-1-4 nur bei Reihen- und Gruppenanordnungen von Gebäuden mit geringem Abstand auf. Divergenz und Flattern müssen nur bei verformungsfähigen plattenähnlichen Tragwerken (z.B. Anzeigetafeln) berücksichtigt werden. Aus diesen Gründen werden bei der Modellierung nur quasistatische Windlasten angesetzt.

Die Ermittlung der Windeinwirkung erfolgte gemäß Eurocode 1 Teil 1-4 [7]. Als Grundwert der Basisgeschwindigkeit $v_{b,0}$ wurde 30 m/s angenommen, das entspricht Werten, wie sie an der Nord- und Ostsee in Deutschland vorkommen. Des Weiteren wurde die Geländekategorie IV angenommen (Vgl. ÖNORM EN 1991-4 Tab. 4.1 [7]). Für die

verschiedenen Beiwerte zur Bestimmung der Windbelastung wurden die empfohlenen Werte in der Norm angenommen. Die ungleichmäßige Verteilung der Windlasten entlang der Bauhöhe wurde vernachlässigt, stattdessen wurde der Mittelwert zwischen tiefstem und höchstem zu berechnenden Punkt angesetzt. Weitere Vereinfachungen wurden hinsichtlich der Einteilung der Wände und des Daches in Bereiche bzgl. der Außendruckbeiwerte $c_{pe,1}$ und $c_{pe,10}$ getroffen. Hier wurden ausschließlich die Außendruckbeiwerte für die Bereiche A, D, E und G gemäß ÖNORM EN 1991-4 Bild 7.5 und 7.6 angesetzt. Schlussendlich wurde der berechnete Winddruck explizit in beiden Richtungen (x und y) als Linienlast auf Deckenhöhe angesetzt.

Die Modelle erfahren zwei unterschiedliche Erdbebenbeanspruchungen mit folgenden Annahmen:

1) Geringe Erdbebenbeanspruchung (E1)

- a) Baugrundklasse C
- b) Horizontales elastisches Antwortspektrum vom Typ 1
- c) Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung $a_{gR} = 0,8 \text{ m/s}^2$
- d) Bedeutungsbeiwert $\gamma_I = 1,0$
- e) Verhaltensbeiwert $q = 1,5$

2) Hohe Erdbebenbeanspruchung (E2)

- a) Baugrundklasse C
- b) Horizontales elastisches Antwortspektrum vom Typ 1
- c) Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung $a_{gR} = 3,0 \text{ m/s}^2$
- d) Bedeutungsbeiwert $\gamma_I = 1,0$
- e) Verhaltensbeiwert $q = 3,0$

Als Berechnungsmethode wird das modale Antwortspektrumverfahren angewandt.

Anmerkung: Ein Verhaltensbeiwert von 3,0 ist bei Betonbauten eher selten anzutreffen und meistens aufgrund der hohen Anforderungen gemäß ÖNORM EN 1998-1 [10] schwierig zu realisieren.

6.1.3 Finite Elemente – Modellierung

Die Modellierung und Berechnung der Tragstruktur wird mit dem Programm Dlubal RFEM (Version 5.04.0058) durchgeführt. Die Berechnung der Eigenfrequenzen und der Erdbebenbelastung erfolgt mittels des Zusatzmoduls „RF-DYNAM Pro“.

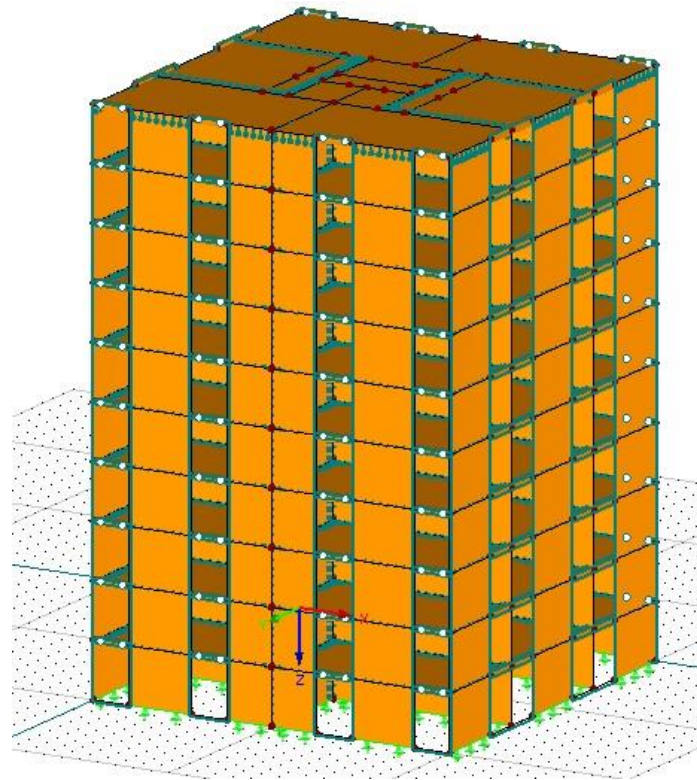


Abb. 6-5: 3D- Modell der reinen Brettsperrholkonstruktion (10 Stockwerke) in Dlubal RFEM

Die Brettsperrholz- und Hybridkonstruktion

Die BSP-Elemente werden als orthotrope Flächen mit direkter Eingabe der Steifigkeiten definiert. Die Steifigkeiten werden wie in Kapitel 2.3.3 beschrieben berechnet und im Programm eingegeben. Des Weiteren wird bei den Modellen von der „balloon frame“-Bauweise ausgegangen, da mittels geschossübergreifenden Wänden eine steifere Konstruktion möglich ist und sich die Berechnung der Steifigkeiten solcher Anschlussfugen (siehe Kapitel 5.4) einfacher gestaltet. Die folgende Abbildung beinhaltet einen Auszug aus dem FE-Programm Dlubal RFEM, welcher exemplarisch die Angabe der Steifigkeitsmatrix des Deckenelementes (BSP 200 L5s) zeigt.

Flächensteifigkeit bearbeiten - Orthotrop

Allgemein | Definiert mittels Steifigkeitsmatrix | **Steifigkeitsmatrix** | Transformierte Steifigkeitsmatrix

Steifigkeitsmatrix-Elemente (Biegung und Torsion)

D11 : 5808.000 [kNm] D12 : 0.000 [kNm] D13 : 0.000 [kNm]
D22 : 1525.000 [kNm] D23 : 0.000 [kNm]
D33 : 299.000 [kNm]

Steifigkeitsmatrix-Elemente (Schub)

D44 : 19872.000 [kN/m] D45 : 0.000 [kN/m]
D55 : 13248.000 [kN/m]

Steifigkeitsmatrix-Elemente (Membran)

D66 : 1.3200E+06 [kN/m] D67 : 0.000 [kN/m] D68 : 0.000 [kN/m]
D77 : 880000.000 [kN/m] D78 : 0.000 [kN/m]
D88 : 130500.000 [kN/m]

Steifigkeitsmatrix-Elemente (Exzentrizitätseinwirkungen)

D16 : 0.000 [kNm/m] D17 : 0.000 [kNm/m] D18 : 0.000 [kNm/m]
D27 : 0.000 [kNm/m] D28 : 0.000 [kNm/m]
D38 : 0.000 [kNm/m]

Preview of the stiffness matrix structure:

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

$D_{11} \dots D_{33}$ [Nm]
 $D_{44} \dots D_{88}$ [N/m]
 $D_{16} \dots D_{38}$ [Nm/m]

OK Abbrechen

Abb. 6-6: Steifigkeitsmatrix des BSP-Deckenelementes (Auszug aus Dlubal RFEM)

Die Modellierung der Anschlussfugen erfolgt im FE-Programm mittels Liniengelenke. Der Anschluss Wand-Bodenplatte wird als Linienlager modelliert. Die Steifigkeiten wurden anhand von Formeln, wie in Kapitel 5.4 teilweise gezeigt, berechnet. Die Anzahl der Verbindungsmittel und damit auch die Federsteifigkeit des Anschlusses sind von der Belastung abhängig und somit für jedes Modell unterschiedlich. Die Bestimmung der Anzahl der Verbindungsmittel ist außerdem ein iterativer Prozess und ziemlich zeitaufwendig. Aus diesen Gründen werden für alle Modelle dieselben Anschlusssteifigkeiten angenommen. Zudem ist eine Modellierung mit unterschiedlichen Steifigkeiten für Zug- und Druckfeder für Liniengelenke mit diesem FE-Programm nicht möglich.

Tab. 6.1: Vereinfacht berechnete Anschlusssteifigkeiten

Anschluss	Federsteifigkeiten		
	R_x [kN/m ²]	R_y [kN/m ²]	R_z [kN/m ²]
BSP-Wand - BSP-Dach	80000	80000	1000000
Beton-Wand - BSP-Dach	100000	100000	1000000
BSP-Wand - BSP-Wand	80000	80000	100000
Beton-Wand - BSP-Wand	100000	100000	100000
BSP-Wand - BSP-Decke	70000	70000	70000
Beton-Wand - BSP-Decke	130000	130000	"starr"
BSP-Wand - Bodenplatte	130000	130000	600000

Hinweise bzgl. der Verbindungsmittel:

- Alle Anschlüsse in Tab. 6.1 werden als drehfrei angenommen und können somit keine Momente übertragen.
- Herstellungs- und lieferbedingte CLT-MontagestöÙe (siehe Anhang B) werden nicht berücksichtigt und als biegesteif angenommen.
- Der Anschluss zwischen BSP-Wand und Holzbalken wird als gelenkig angenommen und im Modell als einfaches Stabendgelenk modelliert.

Wie zu Beginn des Kapitels erwähnt, wird zudem ein „starres“ Brettsperrholzmodell untersucht. Hier werden die in Tab. 6.1 enthaltenen Anschlusssteifigkeiten als starr (unendlich steif) angenommen. Mit diesem Modell soll der Einfluss der Verbindungsmittel auf das Tragverhalten der BSP-Konstruktion gezeigt werden.

Die Betonkonstruktion

Die Flächenelemente werden als isotrope Elemente mit dem Material „Beton C25/30“ aus der Materialbibliothek des Programmes modelliert. Die Anschlüsse Wand-Decke-Wand und Wand-Dach werden mittels einfachen Liniengelenken (ohne Momentenübertragung) am oberen und unteren bzw. nur am oberen Ende der Wände modelliert. Der Anschluss des Unterzuges an die Wand erfolgt, wie bei der Brettsperrholzkonstruktion mittels eines einfachen Stabendgelenkes.

Aspekte und Kritikpunkte der Modellierung

Nachfolgend werden nun noch einige Aspekte aufgezählt, die hinsichtlich der Beurteilung der Ergebnisse zu berücksichtigen sind:

- Die Steifigkeitskennzahlen der Holzelemente sind Schwankungen unterworfen.
- Die unterschiedlichen Steifigkeitskennzahlen für Druck- und Zugfedern bei BSP-Anschlüssen werden nicht erfasst.
- Für alle Modelle werden dieselben Federsteifigkeiten der Verbindungen angenommen.
- Die Montagestöße zwischen Wand- und Deckenelementen in BSP-Bauweise werden vernachlässigt.
- Die Erfassung der Steifigkeit der Verbindungen basiert auf Grundlagen, die für Einzelverbindungen hergeleitet wurden und diese werden nun auf eine größere Anzahl von Verbindungsmittel umgesetzt.
- Die erhaltenen Ergebniswerte sind u.a. abhängig von der Grundrissform und von den geometrischen Abmessungen und somit nicht auf andere Modelle übertragbar.

Diese Bemerkungen zeigen die Unsicherheiten und nicht erfasste Einflussgrößen dieser Modellierung. Die Erfassung dieser Tragstruktur ist deshalb aber nicht unbrauchbar. Es geht hierbei vielmehr um einen qualitativen Vergleich der unterschiedlichen Tragwerksmodelle untereinander.

6.2 Vergleich der relevanten Ergebnisse

6.2.1 Vergleich der seismisch aktiven Masse

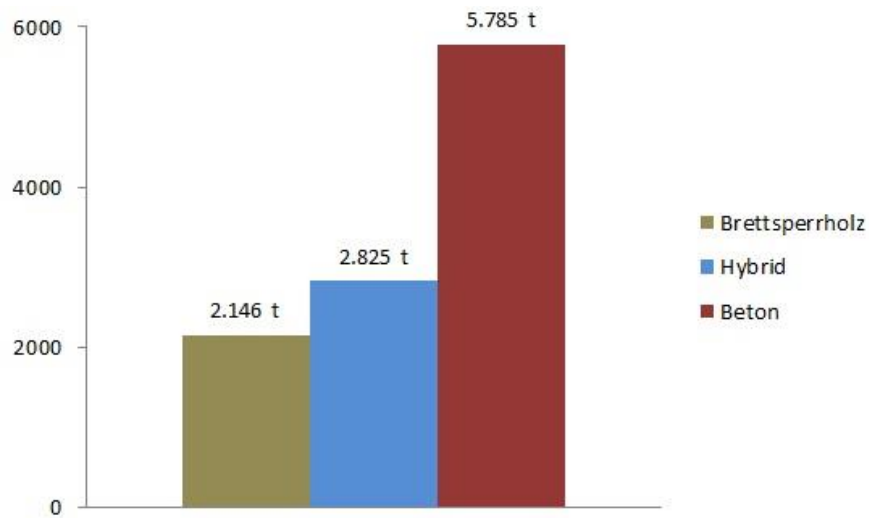


Abb. 6-7: Seismisch aktive Masse der untersuchten Bauweisen für eine Höhe von 10 Stockwerken

Die Holzmassivbauweise weist eine deutlich geringere Gebäudemasse auf als die konventionelle Betonbauweise. Dies ergibt ein über die Höhe gleichbleibendes Massenverhältnis zwischen Brettsperrholzkonstruktion, Hybridkonstruktion und Betonkonstruktion von:

1,0 : 1,3 : 2,7

Diese Tatsache wirkt sich für die Brettsperrholz- aber auch für die Hybrid-Konstruktion günstig auf die Erdbebenbelastung aus. Während der relative Massenunterschied gleichbleibend über die Gebäudehöhe ist, nimmt der absolute Massenunterschied mit zunehmender Höhe zu.

6.2.2 Vergleich der maßgebenden Eigenperioden

Um den Einfluss der Anschlusssteifigkeiten nochmals zu unterstreichen, werden im nachfolgenden Diagramm die Situierung der maßgebenden Eigenperioden der einzelnen Modelle mit einer Höhe von 30 m und einem Verhaltensbeiwert von 3,0 im Bemessungsspektrum dargestellt. Zu sehen sind nur die maßgebenden Eigenperioden in y-Richtung, da es sich um einen regelmäßigen und kompakten Grundriss handelt und somit der Unterschied zwischen den beiden Richtungen nur sehr gering ausfällt.

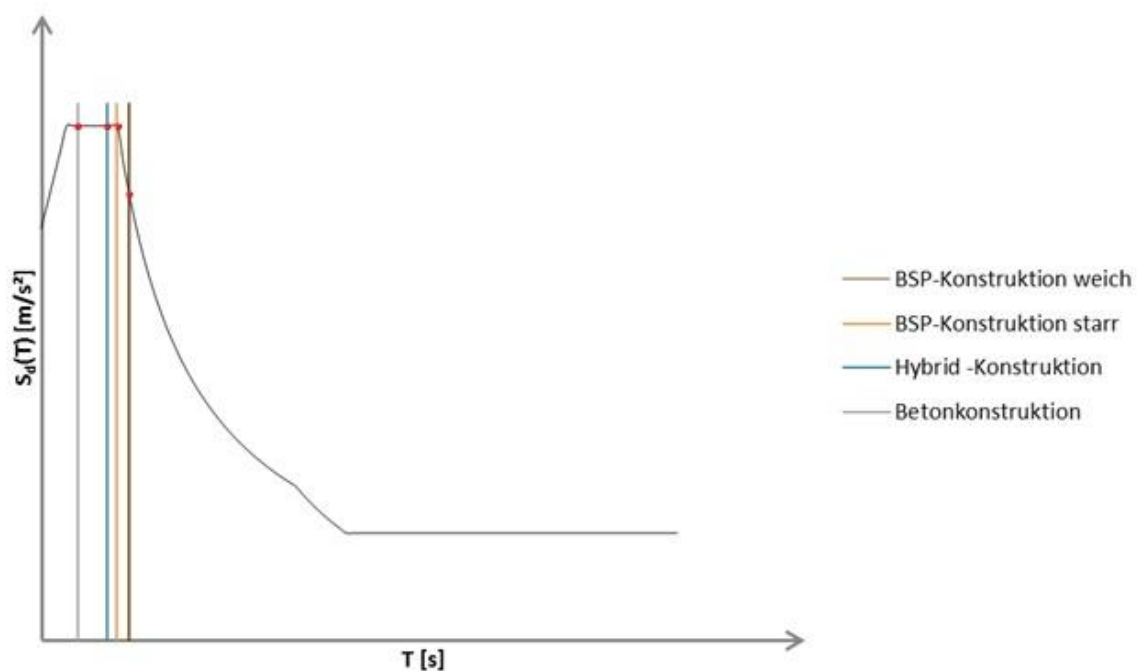


Abb. 6-8: Situierung der maßgebenden Eigenperioden in y-Richtung im Antwortspektrum (Höhe = 10 Stockwerke und $q = 3,0$)

Wie man an der Abb. 6-8 sehen kann liegt das „weiche“ System bereits auf dem abfallenden Ast des Antwortspektrums, während sich das „starre“ System noch im Plateau-Bereich befindet. Somit wird durch die Vernachlässigung der Nachgiebigkeit der Verbindungen die Erdbebenbeanspruchung überschätzt. Die Hybrid- und Betonkonstruktion liegen aufgrund ihrer höheren seismisch aktiven Masse und ihres steiferen Systems auch im Plateaubereich und erfahren dieselbe Erdbebenbeanspruchung.

Zu berücksichtigen ist des Weiteren auch, dass mit zunehmender Höhe der Tragwerke die Grundperioden der Systeme zunehmen und dadurch natürlich auch schwingungsanfälliger werden. Dieser Aspekt wird jedoch nicht weiter in dieser Arbeit behandelt.

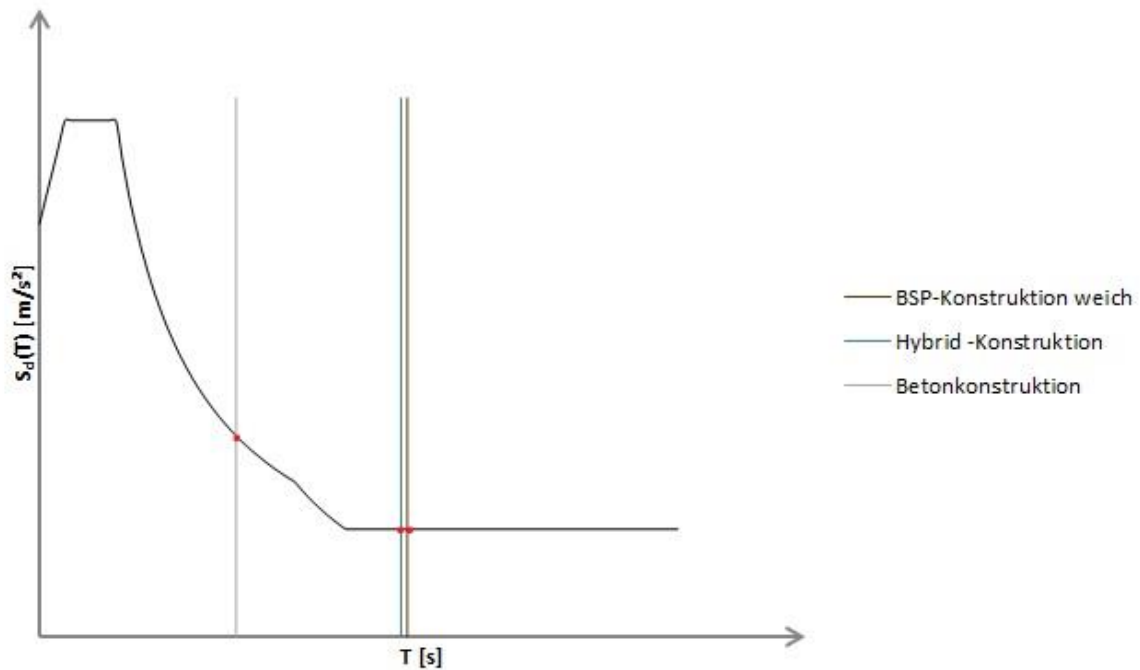
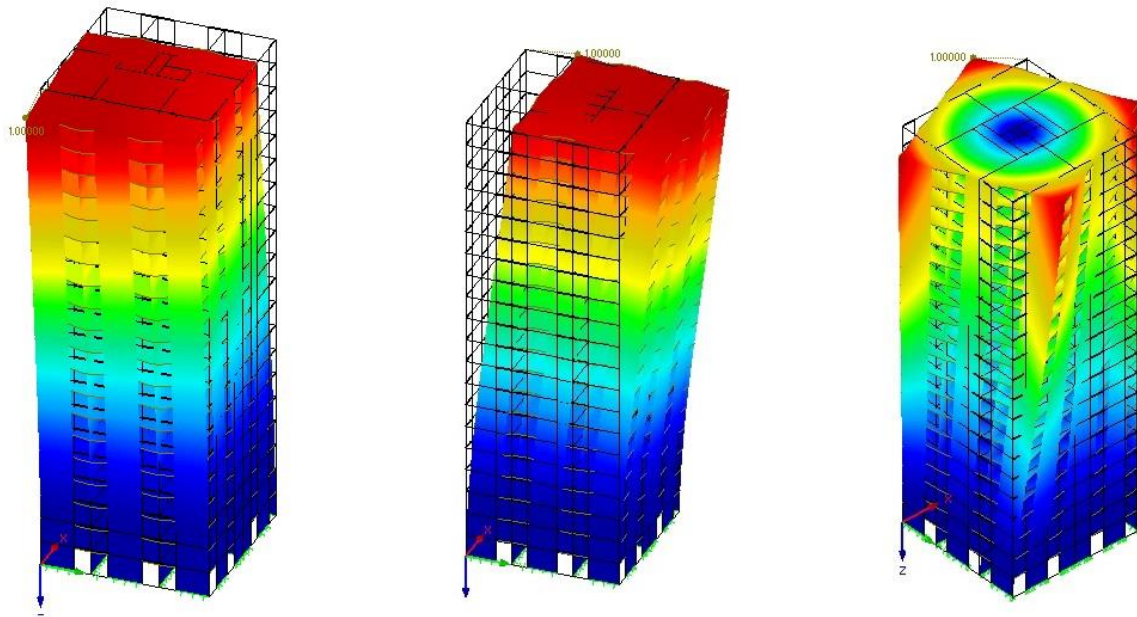


Abb. 6-9: Situierung der maßgebenden Eigenperioden in y-Richtung im Antwortspektrum (Höhe = 30 Stockwerke und $q = 3,0$)

Während die Grundperioden des hybriden Systems und der Holzkonstruktion bereits in den unteren konstanten Bereich, dem sog. Mindestspektrum fallen, liegt die Betonkonstruktion aufgrund ihres höheren Gewichtes und ihres steiferen Systems im deutlich höheren Bereich. Des Weiteren ist zu beobachten, dass die maßgebende Eigenperiode in y-Richtung der Hybridkonstruktion mit zunehmender Höhe der Modelle immer näher an jene der Holzkonstruktion kommt. Der Vorteil des weicheren Systems und des geringeren Gewichtes der Holzkonstruktion gegenüber der Hybridkonstruktion fällt somit mit zunehmender Höhe immer geringer aus.

Zur Veranschaulichung werden nachfolgend die Verformungsbilder der maßgebenden Eigenformen der Modelle am Beispiel des 60 m hohen Modells gezeigt. Dabei handelt es sich um die ersten drei Eigenformen: Eigenform in x-Richtung, Eigenform in y-Richtung und Eigenform aufgrund Torsion. Wobei die Eigenschwingung aufgrund Torsion keine Masse anregt und somit keinen Beitrag zur Erdbebenbelastung leistet.



**Abb. 6-10: Maßgebende Eigenformen der Modelle mit einer Höhe von 20 Stockwerken:
Links: in x-Richtung; Mitte: in y-Richtung; Rechts: aufgrund Torsion**

Anmerkung: Bei den nachfolgenden Abbildungen ist zu berücksichtigen, dass die Linienverläufe zwischen den Ergebniswerten interpoliert werden und es somit zu Abweichungen mit dem genauen Ergebnisverlauf kommen kann. Außerdem sind die erhaltenen Schnittkräfte mit äußerster Vorsicht zu betrachten, da diese wesentlich von den Anschlusssteifigkeiten abhängen.

6.2.3 Vergleich der horizontalen Verformungen

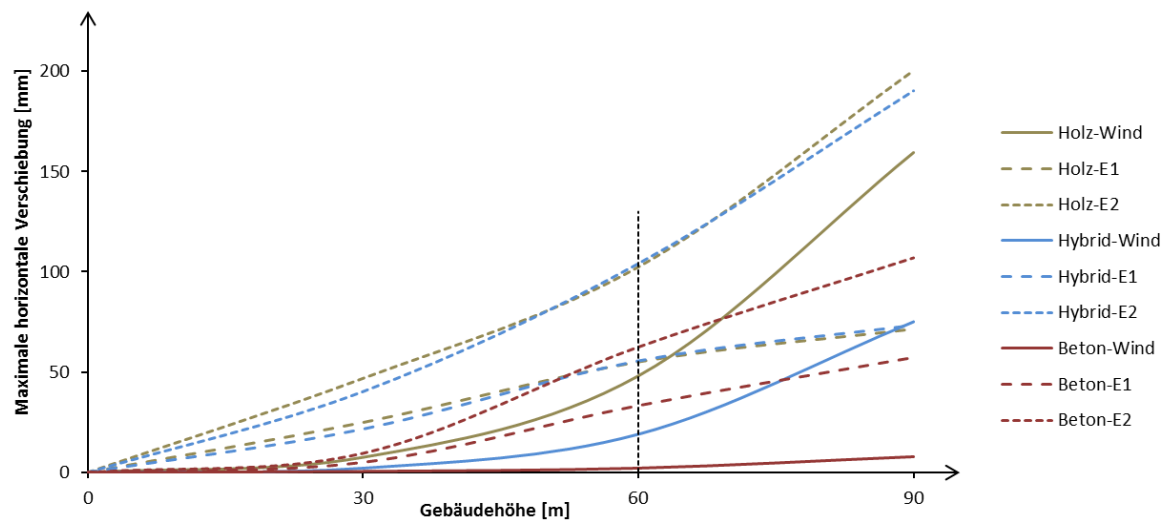


Abb. 6-11: Verlauf der maximalen horizontalen Verschiebung in Abhängigkeit der Gebäudehöhe (E1 und E2 siehe S.74)

Wie zu erwarten war, fallen die horizontalen Verschiebungen der steifen Betonkonstruktion deutlich geringer aus, als jene der beiden anderen Systeme. Zu beobachten ist des Weiteren auch der geringe Unterschied zwischen den Erdbebenverformungen der Hybridkonstruktion und der, der Holzkonstruktion. Die Verformungen aufgrund der Windeinwirkung der beiden Systeme gehen hingegen deutlich auseinander. Außerdem übersteigt die horizontale Verschiebung aufgrund des Windes sowohl bei der Brettsperrholzkonstruktion als auch bei der Hybridkonstruktion jene der Erdbebeneinwirkung. Mit zunehmender Gebäudehöhe sollte daher vor allem bei Holzkonstruktionen auf den Einfluss des Windes geachtet werden. Bei Betonkonstruktionen hingegen spielen die Verformungen aufgrund von Windbelastung eine untergeordnete Rolle. Ab ca. 60 m Gebäudehöhe nehmen die Verschiebungen der Holz- und Hybridkonstruktion überproportional zu, woraus zu schließen ist, dass mit diesem Grundriss bei ca. 20 Stockwerken die maximale Höhe erreicht wird.

6.2.4 Vergleich der auftretenden Verankerungskräfte (Zugkräfte)

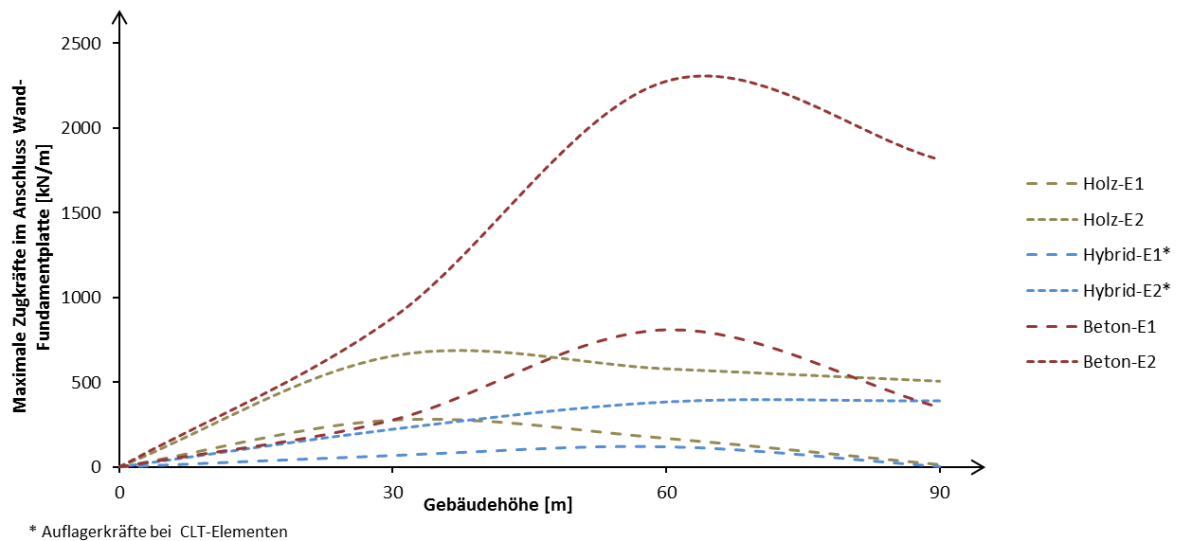


Abb. 6-12: Verlauf der auftretenden Zugkräfte im Anschlussbereich Wand-Bodenplatte in Abhängigkeit der Gebäudehöhe (E1 und E2 siehe S.74)

Wie in der Abbildung zu sehen ist, sind keine Verläufe für die Windbelastung vorhanden. Das liegt daran, dass wegen der kompakten Konstruktion mit durchgehenden Wänden keine Zugkräfte aufgrund der Einwirkung des Windes auftreten. Des Weiteren ist zu beobachten, dass die auftretenden Verankerungskräfte der Betonkonstruktion und der Brettsperrholzkonstruktion bis zum 10. Stockwerk (30 m) nahe beieinander liegen und erst danach deutlich auseinanderdriften. Durch die höheren Eigenperioden der Holzbauweise nehmen nämlich die Erdbebenkräfte mit zunehmender Höhe früher und deutlicher ab, als jene der Betonkonstruktion. Während der sog. Wendepunkt beim Massivbau-Modell erst knapp nach 60 m Gebäudehöhe auftritt, findet man diesen beim Brettsperrholzmodell bereits nach knapp 30 m Höhe. Die Zugkräfte in den CLT-Elementen bei der Hybrid-Konstruktion sind relativ gering, da diese, aufgrund der deutlich höheren Steifigkeit von Beton, vom Betonkern übernommen werden.

6.2.5 Vergleich der auftretenden Schubkräfte

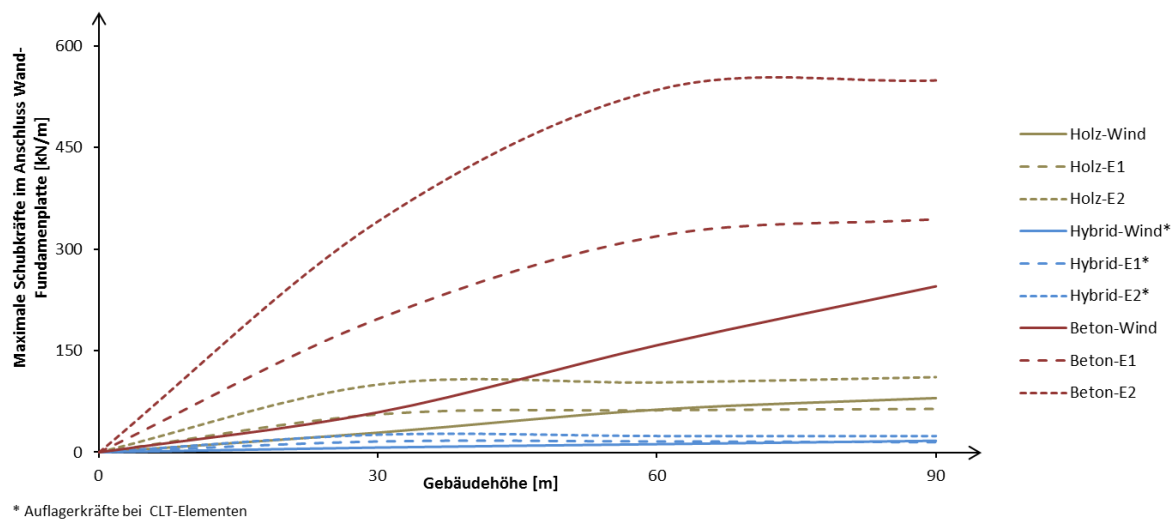


Abb. 6-13: Verlauf der auftretenden Schubkräfte im Anschlussbereich Wand- Bodenplatte in Abhängigkeit der Gebäudehöhe (E1 und E2 siehe S.74)

Wie bereits bei den Zugkräften zu sehen war, sind auch die Schubkräfte in den BSP-Elementen bei der Hybridkonstruktion aufgrund der höheren Steifigkeit des Betons gering. Zudem ist zu beobachten, dass der Schubkraftverlauf aufgrund der Erdbebeneinwirkung bei allen Modellen mit zunehmender Höhe abflacht und nicht mehr steigt. So kommt es dazu, dass die Schubkräfte aufgrund der Windbelastung bei der Holzkonstruktion jene der Erdbebeneinwirkung übersteigen. Wie bei der Verformung, ist daher auch bei Holzkonstruktionen mit zunehmender Gebäudehöhe auf die Windbelastung zu achten. Während die horizontale Verschiebung aufgrund der Windbelastung bei Betonkonstruktionen eine untergeordnete Rolle spielt, ist in Abb.6-13 eine deutliche Steigung der Schubkräfte infolge Windeinwirkung mit zunehmender Höhe zu sehen. Schubkräfte aufgrund des Windes sind deshalb nicht nur bei Holzkonstruktionen, sondern auch bei Massivbau-Konstruktionen zu beachten.

Zu beachten gilt außerdem noch, wie in Kapitel 5 erwähnt, dass die Nachweisführung der Holzbauteile abhängig von der Bemessungssituation und der Einwirkungsdauer ist. Die erhaltenen Schnittkräfte in den dargestellten Grafiken liegen deshalb nicht auf demselben Bemessungsniveau.

6.3 Interpretation der Ergebnisse

Die Ergebnisse zeigen, dass sich die Modelle aus Brettsperrholz vor allem durch das geringere Eigengewicht und der geringeren Systemsteifigkeit gegenüber den beiden anderen Bauweisen auszeichnen. Dies führt zu deutlich höheren Eigenperioden als bei der konventionellen Massivbauweise und dadurch zu Vorteilen bei der Erdbebenbemessung. Der Vergleich des „starren“ mit dem „weichen“ Brettsperrholzmodell zeigt, dass die Steifigkeiten und damit auch die Anzahl der Verbindungsmittel einen großen Einfluss auf das Tragverhalten haben. Des Weiteren nehmen die Eigenperioden der Systeme mit zunehmender Höhe zu und führen somit vor allem bei Holzkonstruktionen zu höheren Eigenschwingungen. Diese können zum Unwohlbefinden der sich im Gebäude aufhaltenden Menschen führen (Gebrauchstauglichkeit) und u.U. sogar zu Resonanzerscheinungen und somit zum Kollaps des Tragwerks (Tragfähigkeit).

Anhand der Ergebnisse kann außerdem noch festgestellt werden, dass unter diesen Annahmen die maximale Konstruktionshöhe für die Brettsperrholz-Modelle mit ca. 60 m erreicht wird. „THE CASE FOR Tall Wood BUILDINGS“ [57] zeigt, dass höhere Gebäude aus Holz dennoch möglich sind. In dieser Studie wurden nämlich Systeme entwickelt, mit denen Gebäudehöhen bis zu 90 m erreicht werden können.

Mit der hier untersuchten Hybridbauweise können Verformungen und vor allem die auftretenden Schnittkräfte in den CLT-Elementen gering gehalten werden, da ein Stahlbetonkern (z.B. das Treppenhaus) bezogen auf seine Abmessungen deutlich höhere Kräfte abtragen kann. Besonders bei schlanken und hohen Gebäuden ist es deshalb sinnvoll, auf die Hybridbauweise zurückzugreifen.

7 Konklusion

7.1 Zusammenfassung

In dieser Arbeit wurden drei verschiedene Holzbauweisen, Rahmen-, Skelett- und Massivbauweise betrachtet und verglichen, um die Frage nach der geeignetsten für ein Holzhochhaus zu klären. Außerdem wurden dazu drei gebaute Beispiele vorgestellt, nämlich der LCT-One Tower in Dornbirn, der Forté Apartment Tower in Melbourne und der „The Tree“ in Bergen. Welche Holzbauweise am geeignetsten für ein Hochhaus konnte jedoch mit dieser Arbeit nicht vollständig geklärt werden, da die Wahl der Bauweise von zu vielen Faktoren wie Grundrissgestaltung, Nutzung, Gebäudehöhe, Aussteifungssystem usw. abhängt. Dazu wäre eine genauere Untersuchung der verschiedenen Bauweisen hinsichtlich der Anwendbarkeit bei Hochhäusern erforderlich gewesen. Es konnte jedoch festgestellt werden, dass Wandscheibensysteme, z.B. aus Brettsperrholz, bestens für Hochhäuser geeignet sind.

Diese Arbeit handelt von einer vergleichenden Betrachtung der Brettsperrholzbauweise mit der konventionellen Massivbauweise, deshalb wurde das Material Brettsperrholz genauer betrachtet. Es handelt sich hierbei um Elemente aus kreuzweise und normalerweise rechtwinklig miteinander verklebten Brettlagen. In der Arbeit wurde auf bauphysikalische und brandschutztechnische Eigenschaften eingegangen, so wird beispielsweise mit einem unbekleideten dreilagigen CLT-Element bereits eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Min. erreicht. Außerdem wurde die Tragwirkung von BSP-Elementen erläutert, denn durch die quer übereinander verleimten Einzelschichten besteht die Möglichkeit der zweiachsigen Lastabtragung und der Nutzung als Scheibe für die Gebäudeaussteifung.

Eine der wichtigsten Fragen ist: „Wie hoch darf man mit Holz als tragendes Element bauen?“ Dazu wurden in Kapitel 3 die Brandschutzregelungen in Österreich (OIB-Richtlinien) erläutert. Gemäß OIB-Richtlinien ist das Bauen mit Holz als tragendes Element nur bis zu einem Fluchtniveau von 11 m über dem Boden gestattet, jedoch sind Ausnahmen durch die Erfüllung der Schutzziele mit einem entsprechenden Brandschutzkonzept möglich. Des Weiteren wurde ein internationaler Vergleich der Brandschutzbestimmungen (Schwerpunkt: erlaubte Bauhöhe mit Holz) erstellt. Hierzu wurden die Brandschutzregelungen der Länder Deutschland, Schweiz, Italien, Großbritannien, Japan und USA untersucht. Es konnte festgestellt werden, dass es zahlreiche Methoden gibt, um Gebäude in verschiedene Klassen oder Typen zu unterteilen und anhand derer die Brandschutzanforderungen festzulegen. Ob bzw. welche Begrenzungen der Gebäudehöhe oder der Grundfläche hinsichtlich des Brandschutzes sinnvoll sind, kann jedes Land selbst entscheiden. Die Begrenzungen der

Bauhöhe mit Holz als tragendes Element sind dadurch von Land zu Land sehr unterschiedlich, so liegt sie in Deutschland bei fünf Stockwerken während es in Italien keine Begrenzung gibt. Um herauszufinden, warum solche Höhenbegrenzungen überhaupt notwendig sind, wurden Experten aus verschiedenen Ländern der Welt befragt.

Schlussendlich wurde festgestellt, dass eine Höhenbegrenzung beim Bauen mit Holz als tragendes Element objektiv gesehen nicht sinnvoll ist. Vielmehr ist die Einhaltung der Brandschutzziele mit der angewandten Bauweise zu gewährleisten. Auf die Frage, warum es eine Höhenbegrenzung gibt, wurde geantwortet, dass sich der Umgang mit Holz aufgrund verschiedener Kulturen und Traditionen der Länder unterschiedlich entwickelt hat. Wenn man das berücksichtigt, resultiert die Ansicht, dass eine größere Gefahr hinsichtlich des Brandschutzes bei Holzbauten gegenüber herkömmlichen Massivbauten besteht, nur aus den geringeren Erfahrungswerten in den jeweiligen Ländern und hat aber nichts mit der Holzbauweise an sich zu tun.

Hochhäuser erfahren aufgrund ihrer Höhe vor allem höhere Horizontallasten als herkömmliche Gebäude. Um diese aufnehmen zu können, bedarf es an Aussteifungssystemen. Diese speziellen Anforderungen wurden deshalb im Kapitel „Das Hochhaustragwerk“ behandelt. Darin wurde gezeigt, dass mehrgeschossige Holzbauten meist durch Rahmensysteme, Fachwerksysteme oder tragende Kerne ausgesteift werden. Weiterführend wurden in diesem Teil der Arbeit die unterschiedlichen horizontalen Einwirkungen wie Wind und Erdbeben behandelt. Speziell wurde dabei auf die Erdbeben-Berechnungsmethoden nach Eurocode 8 eingegangen und das vereinfachte und multimodale Antwortspektrumverfahren und dessen Anwendbarkeit erklärt. Ein weiterer wichtiger Aspekt den dieses Kapitel enthält, ist der Zusammenhang zwischen Verhaltensbeiwert und Duktilität. So wurde gezeigt, dass der Verhaltensbeiwert die Duktilität eines Gebäudes unter Erdbebeneinwirkung angibt und das Tragverhalten im Erdbebenfall folgendermaßen vereinfacht dargestellt werden kann:

Güte des Erdbebenverhaltens $\approx$ Tragwiderstand $\cdot$ Duktilität

Die Erdbebenbemessung für Holzbauten wurde in Kapitel 5 erläutert. Dabei wurde auf das Konzept des nichtdissipativen (nicht duktilen) und des dissipativen (duktilen) Tragverhaltens eingegangen. Das Konzept des duktilen Tragverhaltens wirkt sich vorteilhafter auf die Bemessung aus und ist vor allem für erdbebengefährdete Gebiete geeignet. Die dissipativen Bereiche müssen in den Verbindungsmitteln angeordnet werden, um ein duktilen Gesamtverhalten zu erreichen, da die Holzelemente selbst und die Verklebung der einzelnen Bretter (z.B. bei Brettspertholz) als nicht duktil zu betrachten sind. Die Verbindungsmittel

haben deshalb einen großen Einfluss auf das Tragverhalten von Holzbauten und wurden in der Arbeit als eigenständiges Tragelement betrachtet. Hierzu wurde festgehalten, dass das Tragverhalten von Verbindungen grundsätzlich von zwei Größen abhängt, dem Duktilitätsmaß und dem Verschiebungsmodul im Gebrauchszustand. Des Weiteren wurden in diesem Teil der Arbeit Steifigkeiten typischer Anschlussfugen von Brettsperrholzelementen exemplarisch berechnet, um den Einfluss der Verbindungen auf das Gesamttragverhalten und die Komplexität der korrekten Modellierung solcher Verbindungen in FE-Programmen zu zeigen.

Die zentrale Frage dieser Arbeit „Warum ein Holzhochhaus bauen?“ wurde mittels eines statisch-konstruktiven Vergleichs der Brettsperrholzbauweise mit der konventionellen Bauweise geklärt. Hierzu wurden drei unterschiedliche Bauweisen (Brettsperrholz, Hybridtragender Betonkern und Beton) unter Wind- und Erdbebeneinwirkungen in Abhängigkeit der Gebäudehöhe untersucht. Die Modellierung und Berechnungen wurden mit dem Programm Dlubal RFEM (Version 5.04.0058) durchgeführt. Die Ergebnisse haben gezeigt, dass die Holzkonstruktion durch ihr geringeres Eigengewicht und ihrer „weicheren“ Systemsteifigkeit gegenüber den anderen Bauweisen eine deutlich geringere Erdbebenbeanspruchung auf sich zieht und somit auch die Schnittkräfte gering gehalten werden können. Die Eigenperioden der Systeme nehmen mit zunehmender Höhe zu und führen somit vor allem bei Holzkonstruktionen zu höheren Eigenschwingungen. Diese können zum Unwohlfinden der sich im Gebäude aufhaltenden Menschen führen (Gebrauchstauglichkeit) und u.U. sogar zu Resonanzerscheinungen und somit zum Kollaps des Tragwerks (Tragfähigkeit). Bei besonders schlanken und hohen Gebäuden ist es deshalb sinnvoll, auf die Hybridbauweise zurückzugreifen. Schlussendlich ist zu betonen, dass mittels eines geeigneten Tragwerkskonzept Holz- oder auch Hybridhochhäuser eine sinnvolle Alternative gegenüber der konventionellen Massivbauweise sind.

7.2 Fazit und Ausblick

Die Arbeit zeigt, dass die Besonderheit von Holzgebäuden darin liegt, dass sie aus einzelnen Holzelementen bestehen, die zusammen eine räumliche Tragstruktur bilden, ohne jedoch eine Kontinuität des Materials von einem Element zum anderen zu benötigen. Der Einfluss der Verbindungsmittel auf das Tragverhalten der Struktur spielt somit eine entscheidende Rolle. Die Tatsache, dass die Steifigkeitskennzahlen solcher Verbindungen zum Teil nur theoretische Werte sind und einzelne Steifigkeitswerte mit einfachen Mitteln der Mechanik zu Gesamtsteifigkeiten von Anschlussfugen zusammengesetzt werden, beinhaltet eine Vielzahl von Unsicherheiten, die sich auf das Tragverhalten auswirken. Außerdem herrschen

in vielen Ländern der Welt noch große Zweifel und Uneinigkeit darüber, was den Brandschutz solch großer Gebäude aus Holz betrifft und führen somit zu Einschränkungen beim Bauen mit Holz.

Weitere Forschungsarbeiten und die Sammlung von entsprechenden Erfahrungswerten sind somit unumgänglich, um einerseits die noch vorhandenen Unsicherheiten auszumerzen und das tatsächliche Tragverhalten solcher Strukturen abbilden zu können und andererseits die Zweifel an der Brandschutzsicherheit von Holzhochhäusern zu beseitigen. Es kann allerdings davon ausgegangen werden, dass sich in diesem Bereich in den nächsten Jahren einiges tun wird, denn der Wettlauf um das höchste Holzgebäude der Welt hat längst begonnen.

Literaturverzeichnis

Normen/ Richtlinien

- [1] *Europäische Norm ÖNORM EN 12524*, 01.09.2000: Baustoffe und -produkte - Wärme- und feuchteschutztechnische Eigenschaften - Tabellierte Bemessungswert
- [2] *Europäische Norm ÖNORM EN 13501-1*, 01.12.2009: Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten - Teil1: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten
- [3] *Europäische Norm ÖNORM EN 13501-2*, 15.02.2010: Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten - Teil 2: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Feuerwiderstandsprüfungen, mit Ausnahme von Lüftungsanlagen
- [4] *Europäische Norm ÖNORM EN 1991-1-1*, 01.09.2011: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
- [5] *Europäische Norm ÖNORM EN 1991-1-2*, 15.01.2013: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen - Brandeinwirkungen auf Tragwerke
- [6] *Europäische Norm ÖNORM EN 1991-1-3*, 01.03.2012: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten
- [7] *Europäische Norm ÖNORM EN 1991-1-4*, 15.05.2011: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten
- [8] *Europäische Norm ÖNORM EN 1995-1-1*, 15.11.2014: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten; Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- [9] *Europäische Norm ÖNORM EN 1995-1-2*, 01.09.2011: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten; Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall
- [10] *Europäische Norm ÖNORM EN 1998-1*, 15.06.2013: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben; Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- [11] *Europäische Norm ÖNORM EN 1363-1*, 01.09.2012: Feuerwiderstandsprüfungen -

Teil 1: Allgemeine Anforderungen

- [12] *Europäische Norm DIN EN 1991-1-2/NA*, Dezember 2010: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen - Brandeinwirkungen auf Tragwerke
- [13] *OIB-Richtlinie OIB-330.2-092/11*, Oktober 2011 - Revision Dezember 2011: OIB-Richtlinie 2 - Brandschutz. Online verfügbar unter http://www.oib.or.at/sites/default/files/rl2_301211_revision_0.pdf
- [14] *OIB-Richtlinie OIB-330.0-072/11*, Oktober 2011: OIB-Richtlinie 2.3 - Brandschutz bei Gebäuden mit einem Fluchtniveau von mehr als 22 m. Online verfügbar unter http://www.oib.or.at/sites/default/files/rl2.3_061011.pdf
- [15] *The building standard law of Japan (2004)*, 4. Edition, June 2004, Tokyo: The Building Center of Japan
- [16] *2012 International Building Code. IBC (2012)*, 2. Print, June 2011, Falls Church Va.
- [17] *Australian Building Codes Board (2013): National construction code series 2013*, Canberra: ABCB
- [18] Canadian Commission on Building and Fire Codes (2010): *National Building Code of Canada*, 2010. 13th ed. [Ottawa, Ont.]: National Research Council Canada, Institute for Research in Construction
- [19] Great Britain (2013): *The Building Regulations 2010*. Approved document B. [Newcastle upon Tyne]: NBS
- [20] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (01/2008): *norme tecniche per le costruzioni*. D.M. 14.01.08
- [21] National Fire Protection Association (2012): *NFPA 5000*. Building Construction and Safety Code. 2012 ed. Quincy, Mass.: National Fire Protection Association
- [22] Spittank, Jürgen: *Vorbeugender Brandschutz im Bild. Muster-Bauordnung*. Köln: FeuerTrutz

Bücher/ Hochschulschriften/ Berichte/ Artikel

- [23] Seminar Sommersemester 2003: *Hochhäuser*, Kassel: Kassel Univ. Press (Schriftenreihe Bauwirtschaft / 2, 1)
- [24] *Bauphysik-Forum. 7. - 8. April 2011, Mondsee ; [Tagungsband] (2011)*. Wien:

- Holzforschung Austria (HFA-Schriftenreihe, 32)
- [25] Bernasconi, Andrea (Hg.) (2011): *Schnittstellen - Anschlüsse - Verankerungen*. Konzepte, Bemessung, Ausführung, Toleranzen, Einleitung von Erdbeben und Windkräften. Holzbautag - Anschlüsse und Verbindungsmittel im Ingenieurholzbau. Biel. Online verfügbar unter http://www.forum-holzbau.ch/pdf/hbt11_a_bernasconi.pdf
- [26] Brunner, Roland (Hg.) (2010): *Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbauten*. Technische Dokumentation der Lignum. Lignum, Holzwirtschaft Schweiz. Zürich: Lignum
- [27] by Timbory / Haas Fertigbau GmbH (Hg.) (2013): *Profihandbuch für Brettsperrholz*. 1. Auflage. Online verfügbar unter http://timbory.com/download/C46e16895X13ff7066fe7X3dc/Timbory_ProfiBuch_download.pdf
- [28] Colling, François (2014): *Holzbau. Grundlagen und Bemessung nach EC 5*. 4. Aufl. Wiesbaden: Springer Vieweg (Lehrbuch)
- [29] Eisele, Johann (2002): *HochhausAtlas*. Typologie und Beispiele ; Konstruktion und Gestalt ; Technologie und Betrieb. München: Callwey
- [30] Flesch, Rainer; Pacht, Horst (1993): *Baudynamik*. Praxisgerecht. Wiesbaden: Bauverlag
- [31] Hüttinger, Georg (2009): *Analyse, Entwicklung und beispielhafte Anwendung von tragenden Knoten für flexible Konstruktionssysteme des Holzskelettbaus*. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, Wien. Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau
- [32] Karacabeyli, Erol (2013): *CLT handbook*. Cross-laminated timber. U.S. ed. Pointe-Claire, Québec: FPInnovations (Special publication, 529E)
- [33] Kolbitsch, Andreas (2012): *Hochbaukonstruktionen II*. Skriptum. Technische Universität Wien, Wien. Institut für Hochbau und Technologie
- [34] Lehmann, Steffen (2012): *Sustainable Construction for Urban Infill Development Using Engineered Massive Wood Panel Systems*. In: *Sustainability* 4 (12), S. 2707–2742. DOI: 10.3390/su4102707
- [35] Meisel, Andreas (2009): *Historische Dachstühle*. Tragsysteme, Bestandserfassung, statische Analyse und Sanierung mit flächenhaften Holzwerkstoffen. Graz, Techn.

- Univ., Dipl.-Arb., 2009
- [36] Meskouris, Konstantin (2011): *Bauwerke und Erdbeben*. Grundlagen - Anwendung - Beispiele. 3., aktualisierte und erweiterte Auflage. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, Wiesbaden (Praxis)
- [37] Pilich, Claudia (2011): *TIMBER AS A CONSTRUCTION MATERIAL IN MIDDLE- AND HIGH-RISE BUILDINGS*. The aesthetics, merits and future of using wood considering fire regulations and safety instructions, comparing Japan and Austria/Europe. Masterarbeit. Technische Universität Wien, Wien. Institut für Architekten und Entwerfen
- [38] Rempe, Alfons; Rodewald, Gisbert (1993): *Brandlehre*. 4., überarb. Aufl. Stuttgart: Kohlhammer (Fachbuchreihe Brandschutz)
- [39] Ringhofer, Andreas (2010): *Erdbebennormung in Europa und deren Anwendung auf Wohnbauten in Holz-Massivbauweise*. Masterarbeit. Technische Universität Graz, Graz. Institut für Holzbau und Technologie
- [40] Rüter, Sebastian; Diederichs, Stefan (2012): *Ökobilanz-Basisdaten für Bauprodukte aus Holz*. Abschlussbericht ; Laufzeit des Vorhabens: 01.08.2009 - 31.10.2011. Hamburg (Arbeitsbericht aus dem Institut für Holztechnologie und Holzbiologie). Online verfügbar unter <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:gbv:253-201208-dn050490-6>
- [41] Schickhofer, Gerhard (2011): *Das Erdbebenverhalten von Hochbauten in Holz-Massivbauweise*. Eine vergleichende Betrachtung mit anderen Massivbauweisen. Unter Mitarbeit von Andreas Ringhofer. Graz: Verl. der Techn. Univ.
- [42] Schickhofer, Gerhard (Hg.) (2012, [2012]): *BSPHandbuch Holz- Massivbauweise in Brettsperrholz*. Nachweise auf Basis des neuen europäischen Normenkonzepts. Unter Mitarbeit von Manfred Augustin. 2. überarb. Auflage. Graz: Verl. der Techn. Univ.
- [43] Silly, Gregor (2010): *Numerische Studien zur Drill- und Schubsteifigkeit von Brettsperrholz (BSP)*. Diplomarbeit. Technische Universität Graz, Graz. Institut für für Holzbau und Technologie
- [44] Tamir Pixner, Petra Panova, Matthias Rinnhofer (2014): *CLT - Cross Laminated Timber*. Skriptum. Technische Universität Wien, Wien. Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau
- [45] Tani, Atsuko (2010): *Comparison of Fire-proof Regulations for Multi-storey Wooden Buildings in Japan and Austria*. Masterarbeit. Technische Universität Wien, Wien.

Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau

- [46] Tasevski, Darko (2012): *Bewertung der Aussteifungseigenschaften von Tragwerken im Hochhausbau*. Masterarbeit. Technische Universität Wien, Wien. Institut für Hochbau und Technologie. Online verfügbar unter <http://media.obvsg.at/AC07812529-2001>
- [47] Wabl, Andreas (2012): *Brandschutz im mehrgeschossigen Holz-Massivbau*. Masterarbeit. Technische Universität Graz, Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie
- [48] Wallner-Novak, Markus; Koppelhuber, Josef; Pock, Kurt (2013): *Brettsperrholz Bemessung. Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode* : Informationen für die Berechnung und konstruktive Gestaltung von Holztragwerken. Wien: ProHolz Austria (ProHolz Information)
- [49] Winter, Wolfgang; Dreyer, Jürgen; Schöberl, Helmut (2001): *Holzbauweisen für den verdichteten Wohnbau*. Grundlagenstudie ; Endbericht ; ein Projektbericht im Haus der Zukunft ; Impulsprogramm Nachhaltig Wirtschaften. Wien: Bundesministerium für Verkehr Innovation u. Technologie (Berichte aus Energie- und Umweltforschung, 2001,34)

Internet

- [50] CLT | Stora Enso. Online verfügbar unter <http://www.clt.info/>, zuletzt geprüft am 13.03.2015
- [51] creebyrhomborg.com. Online verfügbar unter <http://www.creebyrhomborg.com/>, zuletzt geprüft am 13.03.2015
- [52] forté tower melbourne – spitzenklasse aus holz gegen das ozonloch - Google-Suche. Online verfügbar unter https://www.google.at/search?q=Fort%C3%A9+Tower+Melbourne+%E2%80%93+Spitzenklasse+aus+Holz+gegen+das+Ozonloch&ie=utf-8&oe=utf-8&gws_rd=cr&ei=ALECVcjrNIPSaJbigPAB, zuletzt geprüft am 13.03.2015
- [53] Informationsdienst Holz. Online verfügbar unter <http://informationsdienst-holz.de/home/>, zuletzt geprüft am 13.03.2015
- [54] kgvonline - Home VKF. Online verfügbar unter <http://www.vkf.ch/>, zuletzt geprüft am 13.03.2015
- [55] mehrgeschossiger holzbau - Google-Suche. Online verfügbar unter <https://www.google.at/search?q=brettsperrholz+bemessung&ie=utf-8&oe=utf-8>

- 8&gws_rd=cr&ei=cMICVbXhGNPSaKC5grgD#q=Holzbauweisen+f%C3%BCr+den+verdichteten+Wohnbau, zuletzt geprüft am 13.03.2015
- [56] strong tie - Google-Suche. Online verfügbar unter https://www.google.at/search?q=strong+tie&ie=utf-8&oe=utf-8&gws_rd=cr&ei=wOUwVb-YBM7hauGbgeAC, zuletzt geprüft am 17.04.2015
- [57] THE CASE FOR Tall Wood BUILDINGS. How Mass Timber Offers a Safe, Economical, and Environmentally Friendly Alternative for Tall Building Structures (2012). Unter Mitarbeit von mgb ARCHITECTURE + DESIGN, Equilibrium Consulting, LMDG Ltd, BTY Group. Online verfügbar unter <http://www.archdaily.com/443626/the-case-for-tall-wood-buildings/>, zuletzt geprüft am 13.03.2015
- [58] Anna Pousette, Anders Gustafsson, Peder Fynholm, Dag Fjeld Edvardsen (2008): Harmonization of building regulations in the Nordic countries for wooden houses. Nordic Innovation. Online verfügbar unter http://www.nordicinnovation.org/Global/_Publications/Reports/2008/2012_05%20Harmonization%20of%20building%20regulations%20in%20the%20Nordic%20countries_Main%20report.pdf, zuletzt aktualisiert am 13.03.2015, zuletzt geprüft am 13.03.2015
- [59] Austria, proHolz: proHolz. Online verfügbar unter <http://www.proholz.at/>, zuletzt geprüft am 13.03.2015
- [60] Chandrashaker, Su: Forte an innovative CLT apartment building. Online verfügbar unter <http://www.woodsolutions.com.au/Inspiration-Case-Study/forte-living>, zuletzt geprüft am 13.03.2015
- [61] Per Thureson, Björn Sundström, Esko Mikkola, Dan Bluhme, Anne Steen Hansen, Björn Karlsson (2008): The use of fire classification in the Nordic countries – Proposals for harmonisation. SP Technical Research Institute of Sweden. Online verfügbar unter http://www2.vtt.fi/inf/julkaisut/muut/2009/SP_Report_2008_29%5B1%5D.pdf, zuletzt aktualisiert am 13.03.2015, zuletzt geprüft am 13.03.2015
- [62] Rune B Abrahamsen, Kjell Arne Malo (2015): structural design and assembly of “treet” - a 14-storey timber residential building in norway - Google-Suche. Online verfügbar unter https://www.google.at/search?q=Fort%C3%A9+Tower+Melbourne+%E2%80%93+Spitzenklasse+aus+Holz+gegen+das+Ozonloch&ie=utf-8&oe=utf-8&gws_rd=cr&ei=ALECVcjrNIPSaJbigPAB, zuletzt aktualisiert am 13.03.2015, zuletzt geprüft am 13.03.2015

- [63] Gassner, Grafik Atelier; Programmierung & Datenbank Elmar Schmidinger; Architekten Hermann Kaufmann GmbH; Schmidinger, Elmar (2015): Architekten Hermann Kaufmann GmbH - Architekturbüro. Grafik Atelier Gassner, Programmierung & Datenbank Elmar Schmidinger; Architekten Hermann Kaufmann GmbH. Online verfügbar unter <http://www.hermann-kaufmann.at/>, zuletzt aktualisiert am 06.05.2015, zuletzt geprüft am 06.05.2015
- [64] Mareiner Holz GmbH. Online verfügbar unter <http://www.mareinerholz.at/de/>, zuletzt geprüft am 08.05.2015
- [65] Prof. Dr. Helmut Prion: Erdbebensicherheit von Holzbauten. Univ. of British Columbia. Vancouver, Canada. Online verfügbar unter http://www.forum-holzbau.ch/pdf/prion_00.pdf, zuletzt geprüft am 10.05.2015

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1-1: Holzbauweisen im Wohnbau [59]	2
Abb. 2-1: Links: Brettstapelbau, Rechts: Brettsperrholzbau [55]	5
Abb. 2-2: Links: geschossweiser Aufbau, Rechts: geschossdurchlaufender Aufbau nach [49] .	8
Abb. 2-3: Bezeichnungsschema für den Aufbau von Brettsperrholz-Elementen [48].....	10
Abb. 2-4: Schematischer Herstellungsablauf von Brettsperrholz [32].....	12
Abb. 2-5: Ersatzdicken für orthotrope Platte [48]	15
Abb. 2-6: Trägerrostmodell [48].....	16
Abb. 2-7: Schnitt durch die Holz- Beton- Verbundrippendecke des Lifecycle Tower [63]	18
Abb. 2-8: Außenansicht des Lifecycle Tower [63]	19
Abb. 2-9: 3D Struktur-Modell von The Tree [62]	20
Abb. 2-10: Außenansicht von The Tree [62]	21
Abb. 2-11: Außenansicht von The Forté Apartment Tower [60]	22
Abb. 2-12: Bauarbeiten am The Forté Apartment Tower [60]	23
Abb. 3-1: Brandentstehungskurve [38]	24
Abb. 3-2: Ablaufschema zur Bestimmung der Brandschutzklasse nach dem BSL-J [45]	32
Abb. 4-1: Tragwirkung von Hochhäusern unter horizontaler Belastung [29].....	44
Abb. 4-2: Oben: Tragender Kern; Unten links: Rahmensysteme; Unten rechts: Fachwerksysteme nach [29] und [46]	45
Abb. 4-3: Anzusetzender Winddruck in Abhängigkeit der Gebäudehöhe [33].....	47
Abb. 4-4: Wirkungskette seismischer Phänomene [36].....	49
Abb. 4-5: Form des elastischen Antwortspektrums [10]	51
Abb. 4-6: Überblick zur Ermittlung von elastischen Antwortspektren [33].....	53
Abb. 4-7: Wandscheibe mit Anbindung zu Decke und Boden [48].....	55
Abb. 4-8: Verdrehung aufgrund der Ausmitte des Steifigkeitsmittelpunktes [39].....	56
Abb. 4-9: Horizontale Beanspruchung in Funktion der horizontalen Verschiebung für unterschiedliche Tragwerksausbildungen bei gleichem Bemessungsbeben entlang der Bedarfslinie aus dem Bemessungsspektrum [26]	58
Abb. 5-1: Verschiebungsmodul und Duktilität von Verbindungen [26].....	61
Abb. 5-2: Anschlussfuge Dach-Wand	63
Abb. 5-3: Anschlussfuge Wand-Decke-Wand	64
Abb. 5-4: Anschlussfuge Decke-Wand	66

Abb. 5-5: Anschlussfuge Wand- Bodenplatte	67
Abb. 5-6: Iterativer Ermittlungsprozess der Verbindungen	69
Abb. 6-1: Grundriss der reinen Brettsperrholzkonstruktion	71
Abb. 6-2: Grundriss der Hybridkonstruktion	71
Abb. 6-3: Grundriss der reinen Stahlbetonkonstruktion	72
Abb. 6-4: Prinzip-Schnitt mit Kennzeichnung der Modellhöhen	73
Abb. 6-5: 3D- Modell der reinen Brettsperrholzkonstruktion (10 Stockwerke) in Dlubal RFEM	76
Abb. 6-6: Steifigkeitsmatrix des BSP-Deckenelementes (Auszug aus Dlubal RFEM)	77
Abb. 6-7: Seismisch aktive Masse der untersuchten Bauweisen für eine Höhe von 10 Stockwerken	80
Abb. 6-8: Situierung der maßgebenden Eigenperioden in y-Richtung im Antwortspektrum (Höhe = 10 Stockwerke und $q = 3,0$)	81
Abb. 6-9: Situierung der maßgebenden Eigenperioden in y-Richtung im Antwortspektrum (Höhe = 30 Stockwerke und $q = 3,0$)	82
Abb. 6-10: Maßgebende Eigenformen der Modelle mit einer Höhe von 20 Stockwerken: Links: in x-Richtung; Mitte: in y-Richtung; Rechts: aufgrund Torsion.....	83
Abb. 6-11: Verlauf der maximalen horizontalen Verschiebung in Abhängigkeit der Gebäudehöhe (E1 und E2 siehe S.74)	84
Abb. 6-12: Verlauf der auftretenden Zugkräfte im Anschlussbereich Wand-Bodenplatte in Abhängigkeit der Gebäudehöhe (E1 und E2 siehe S.74).....	85
Abb. 6-13: Verlauf der auftretenden Schubkräfte im Anschlussbereich Wand- Bodenplatte in Abhängigkeit der Gebäudehöhe (E1 und E2 siehe S.74).....	86

Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1: Holz- und Mischbauweisen im Vergleich nach [55]	7
Tab. 2.2: Baustoffkennwerte für Brettsper Holz nach [48]	10
Tab. 3.1: Feuerwiderstandsklasse, Holzbrandlasten und Brandbelastungen (Unterer Heizwert für Holz: 17,5 MJ/kg) [24]	28
Tab. 3.2: Brandbelastung und maximale spezifische Wärmefreisetzungsrate [24]	28
Tab. 3.3: Internationaler Vergleich der maximal erlaubten Geschossanzahl beim Bauen mit Holz	34
Tab. 3.4: Überblick der Antworten der befragten Experten	42
Tab. 4.1: Auswirkungen der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung- und auslegung [10]	52
Tab. 5.1: Auslegungskonzepte, Tragwerkstypen und Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte für die drei Duktilitätsklassen [10]	60
Tab. 6.1: Vereinfacht berechnete Anschlusssteifigkeiten	78

Anhang A

Technisches Datenblatt – ABR - WINKELVERBINDER MIT RIPPE (70 90 105) [56]

Technical data sheet

ABR - WINKELVERBINDER MIT RIPPE (70 90 105)

SIMPSON

Strong-Tie



ABR Winkelverbinder sind besonders für Anschlüsse geeignet, bei denen große Kräfte übertragen werden müssen. Die ABR sind mit Rippen versehen. Ist die Tragfähigkeit der ABR105 Winkelverbinder nicht ausreichend, empfehlen wir die Verwendung von Knaggen



[ETA-08/0108](#)
[DE-DoP-e08/0108](#)

EIGENSCHAFTEN



Material

Stahlqualität:

S 250 GD +Z 275 gemäß DIN EN 10346

Korrosionsschutz:

275 g/m² beidseitig - entsprechend einer Zinkschichtdicke von ca. 20 µm

Vorteile

- Lastaufnahme in allen Richtungen
- Optimierte Tragfähigkeiten für Voll- und Teilausnagelung
- Ausbildung von Holz / Holz -Anschlüssen, sowie Holz / Beton - Anschlüssen

ANWENDUNG



Anwendbare Materialien

Auflager:

Holz, Holzwerkstoffe, Beton, Stahl

Aufzulagerndes Bauteil:

Holz, Holzwerkstoffe

SIMPSON STRONG TIE
Hubert-Vergörl-Str. 6-14 D-51231 Bad Nauheim
Tel.: +49 (6032) 86 80-0 / Fax: +49 (6032) 86 80-199

Copyright by Simpson Strong-Tie® GmbH
Alle Angaben gelten ausschließlich für die genannten Produkte.

ABR - Winkelverbinder mit Rippe (70 90 105)

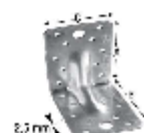
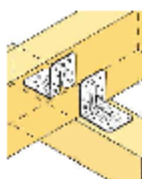
page
1/5

www.strongtie.de

- ABR105 Winkelverbinder mit Rippe sind besonders für Anschlüsse geeignet, die große Kräfte übertragen müssen, z.B. für Anschlüsse Sparren auf Pfetten und Pfetten auf Holzträger.

SIMPSON**Strong-Tie**

TECHNISCHE DATEN



References	EAN	Abmessungen				Löcher Schenkel A		Löcher Schenkel B	
		A	B	C	t	Nägel / Schrauben	Bolzen	Nägel / Schrauben	Bolzen
ABR70	0	70	70	55	2	8 ø5	1 ø8.5	8 ø5	1 ø8.5
ABR90	0	90	90	65	2.5	10 ø5	1 ø11	10 ø5	1 ø11
ABR105	0	105	105	90	3	10 ø5	3 ø11	14 ø5	1 ø11

References	Befestigungsmittel		Charakteristische Werte der Tragfähigkeit / 2 Winkel pro Anschluss [kN]					
	Schenkel A	Schenkel B	R _{1,k}		R _{2/3,k}		R _{4/5,k} ^{*)}	
			CNA4,0x40	CNA4,0x60	CNA4,0x40	CNA4,0x60	CNA4,0x40	CNA4,0x60
ABR70	4	4	5.3	-	5	-	3.5 / kmod*0.4	-
ABR90	4	6	7.9	13.3	9.2	11.8	9.2 / kmod*0.75	10.4 / kmod*0.75
ABR105	6	6	10.7	17.8	14.5	20.2	13.9 / kmod*0.3	16.4 / kmod*0.75

*) b = 80 [mm] und e = 120 [mm]

References	Befestigungsmittel		Charakteristische Werte der Tragfähigkeit / 2 Winkel pro Anschluss					
	Schenkel A	Schenkel B	R _{1,k}		R _{2/3,k}		R _{4/5,k} ^{*)}	
			CNA4,0x40	CNA4,0x60	CNA4,0x40	CNA4,0x60	CNA4,0x40	CNA4,0x60
ABR70	4	4	3	-	4.8	-	2.3 / kmod*0.75	-
ABR90	4	6	5.3	8.8	5.7	7.3	7.4 / kmod*0.25	10.5 / kmod*0.25
ABR105	6	6	5.9	9.8	7.7	11.6	8.9 / kmod*0.5	12.8 / kmod*0.3

*) b = 80 [mm] und e = 120 [mm]

Kombinierte Beanspruchung:

$$\sqrt{\left(\frac{F_{1,d}}{R_{1,d}} + \frac{F_{1/5,d}}{R_{1/5,d}}\right)^2 + \left(\frac{F_{2/3,d}}{R_{2/3,d}}\right)^2} \leq 1$$

SIMPSON STRONG TIE
 Hubert-Vergölst-Str. 6-14 D-61231 Bad Nauheim
 Tel.: +49 (6032) 86 80-0 / Fax: +49 (6032) 86 80-199
 Copyright by Simpson Strong-Tie® GmbH
 Alle Angaben gelten ausschließlich für die genannten Produkte.

ABR - Winkelverbinder mit Rippe (70 90 105)

page
3/5

References	Befestigungsmittel		Charakteristische Werte der Tragfähigkeit / 1 Winkel pro Anschluss [kN]			
	Schenkel A	Schenkel B	R _{1,k}		R _{2,k}	
			CNA4,0x40	CNA4,0x60	CNA4,0x40	CNA4,0x60
ABR 90	4	10	9	11	1,4	2,4
ABR 105	6	16	16	17	1,4	2,4

INSTALLATION

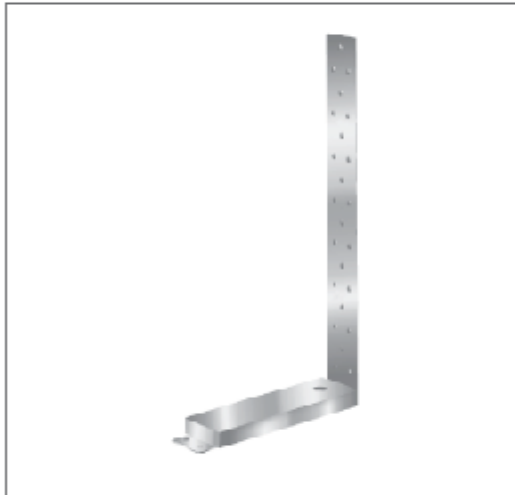
- Die Befestigung erfolgt mit CNA4,0x# Kammnägeln oder CSA5,0x# Schrauben.



Technisches Datenblatt – HD - Zuganker [56]

Technical data sheet
HD - ZUGANKER

SIMPSON
Strong-Tie



Die HD Zuganker werden zur Verbindung von Holzbauteilen an eine Betonunterkonstruktion verwendet. HD Zuganker bestehen aus zu einem Winkel abgekanteten 2-3 mm dicken, feuerverzinkten Lochblech. Im waagerechten Schenkel sind die Zuganker mit einer Bohrung für Bolzen M12, M16 oder M20 zur Befestigung auf Beton versehen. Eine feuerverzinkte Unterlegplatte von 15-20 mm Dicke leitet die Zugkraft aus dem senkrechten Schenkel in die Betonverankerung ein.



[ETA-07/0285](#)
[DE-DoP-e07/0285](#)

EIGENSCHAFTEN

Material

Stahlqualität:

Winkel: S 250 GD +Z 275 gemäß DIN EN 10346

Unterlegsplatte: S 235 JR gemäß DIN EN 10025

Korrosionsschutz:

Winkel: 275 g/m² beidseitig - entsprechend einer Zinkschichtdicke von ca. 20 µm

Unterlegplatte: Nach Bearbeitung rundumfeuerverzinkt; Zinkschichtdicke ca. 55 µm gemäß DIN EN 1461

Vorteile

- Durch unterschiedliche Größen lassen sich last- und einbauabhängig die optimalen HD-Zuganker auswählen

ANWENDUNG

Anwendbare Materialien

Auflager:

- Beton, Stahl, Holz, Holzwerkstoffe

Aufzulagerndes Bauteil:

SIMPSON STRONG TIE
Hubert-Verodist-Str. 6-14 D-61231 Bad Nauheim
Tel. : +49 (6032) 86 80-0 / Fax : +49 (6032) 86 80-199
Copyright by Simpson Strong-Tie® GmbH
Alle Angaben gelten ausschließlich für die genannten Produkte.

HD - Zuganker

page
1/4

www.strongtie.de



- Holz, Holzwerkstoffe

- Mit diesem Zuganker können Holzkonstruktionen optimal mit Betonunterkonstruktionen verbunden werden, wie es z.B. verstärkt im Holzrahmenbau der Fall ist.
- Durch die Verwendung der speziell entwickelten Unterlegplatte ist eine optimale Ausnutzung der zulässigen Dübelbelastung gewährleistet.

TECHNISCHE DATEN



References	EAN	Tun/DB nr.	NOB nr.	Abmessungen [mm]							Anzahl Löcher Ø mm
				A	B	C	D	E	t	Ø Löcher Bolzen	
HD340M12G	0	5804535	23382724	340	182	40	15	27	2	12	24
HD400M16G	0	5804536	23382732	400	123	40	15	28	3	16	29
HD420M16G	0	5804537	23382740	420	222	60	20	37	2	16	50
HD420M20G	0	5804538	23382757	420	102	60	20	37	2	20	50
HD480M20G	0	5804539	23382765	480	123	60	20	38	2,5	20	57

E = Bohrungsabstand von der Wand

References	Charakteristische Werte der Tragfähigkeit [kN]	
	$R_{t,k}$	Faktor Bolzen
HD340M12G	min. (n x R _{t,k} ; 17,0/kmod)	1.19
HD400M16G	min. (n x R _{t,k} ; 25,5/kmod)	1.31
HD420M16G	min. (n x R _{t,k} ; 25,5/kmod)	1.22
HD420M20G	min. (n x R _{t,k} ; 25,5/kmod)	1.78
HD480M20G	min. (n x R _{t,k} ; 31,9/kmod)	1.47

n = n_{ef} gemäß EC5 (8.3.1.1)

R_{t,k} = charakteristische Tragfähigkeit des Verbindungsmittels in der senkrechten Lasche auf Abscheren
 Der Bolzen ist für eine Last von $F1.d \times \text{"Faktor Bolzen"}$ nachzuweisen.

SIMPSON STRONG TIE
 Hubert-Vergöbl-Str. 6-14 D-61231 Bad Nauheim
 Tel. : +49 (6032) 86 80-0 / Fax : +49 (6032) 86 80-199

Copyright by Simpson Strong-Tie® GmbH
 Alle Angaben gelten ausschließlich für die genannten Produkte.

HD - Zuganker

page
3/4



INSTALLATION

- Die Befestigung an die Stütze erfolgt mit CNA4,0x# Kammnageln oder CSA5,0x# Schrauben.
- Zum Anschluss an Betonbauteile sind Ankerbolzen zu verwenden.

SIMPSON STRONG TIE
Hubert-Vergölst-Str. 6-14 D-61231 Bad Nauheim
Tel. : +49 (6032) 86 80-0 / Fax : +49 (6032) 86 80-199
Copyright by Simpson Strong-Tie® GmbH
Alle Angaben gelten ausschließlich für die genannten Produkte.

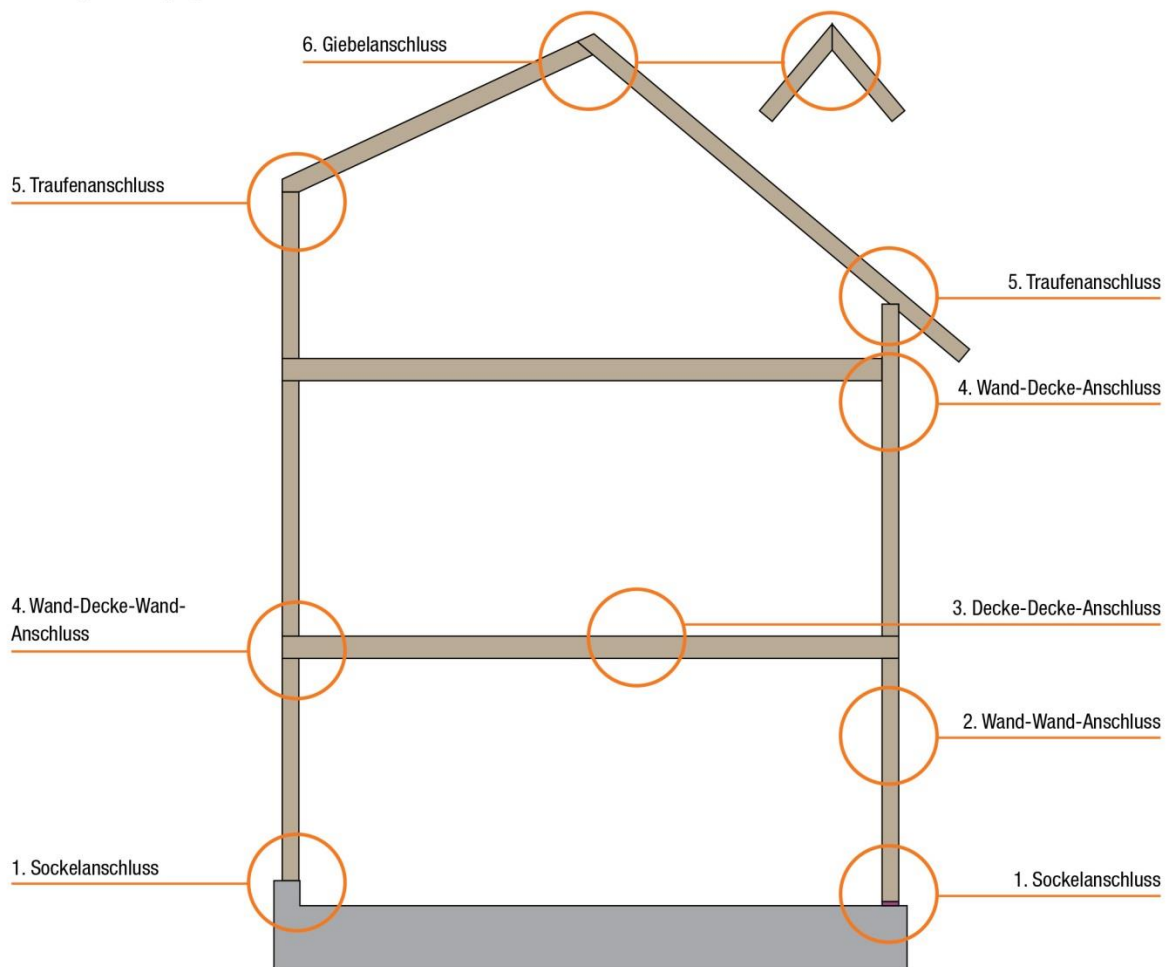
HD - Zuganker

page
4/4

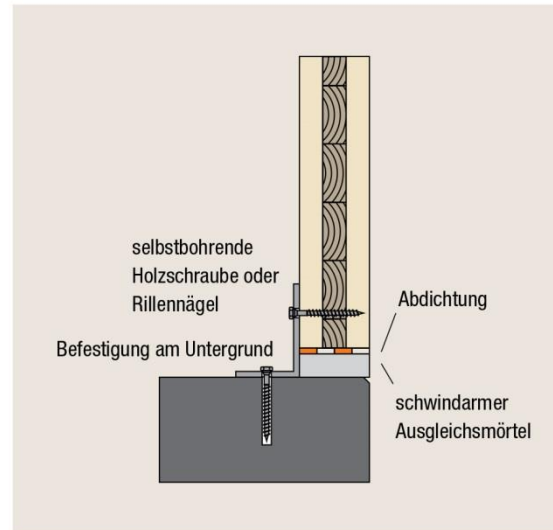
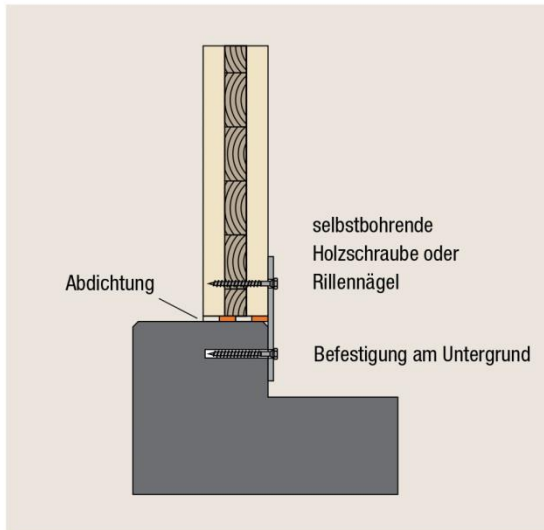
Anhang B

Fügung von BSP- Elementen – Standardanschlüsse [27]

Abbildung 2.6.1: Fügung von BSP-Elementen



1. Sockelanschluss



Abbildungen 2.6.2: Sockelanschluss

2. Wand-Wand-Anschluss

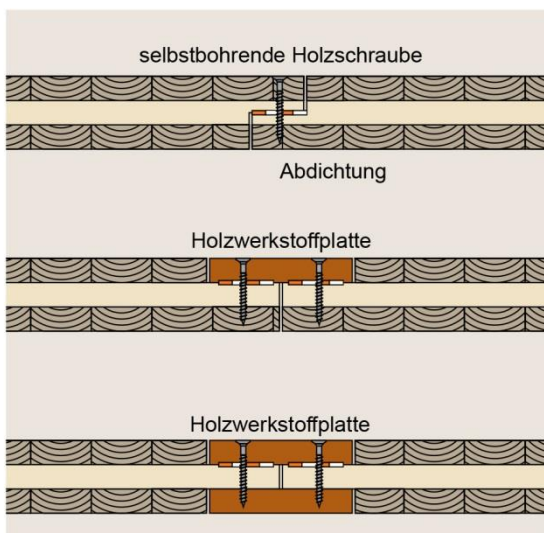


Abbildung 2.6.3: Wand-Wand-Anschluss (Draufsicht)

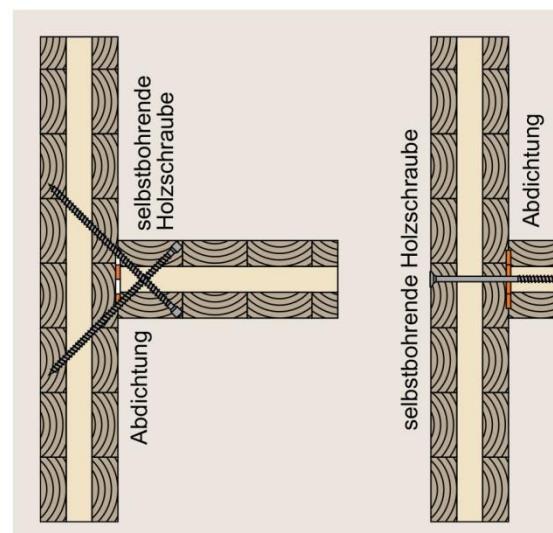


Abbildung 2.6.4: Wand-Wand-Anschluss über Eck (Draufsicht)

3. Decke – Decke – Anschluss

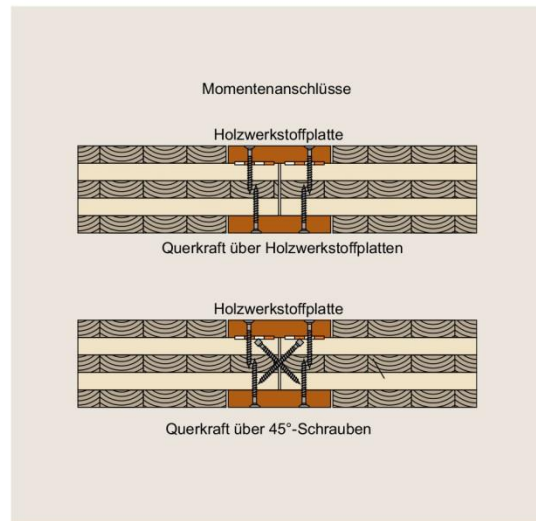
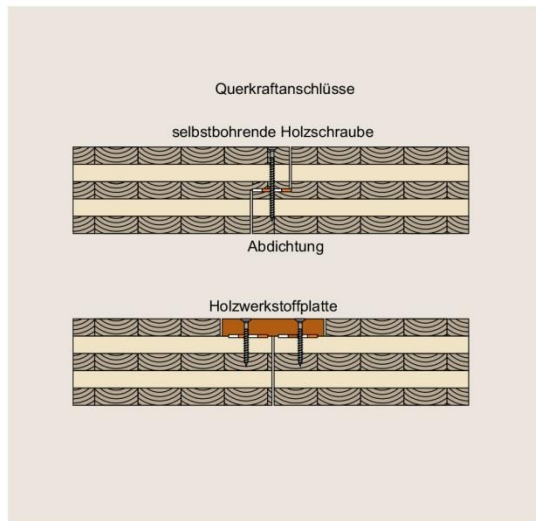


Abbildung 2.6.5: Decke-Decke-Anschluss

4. Wand – Decke – Wand – Anschluss

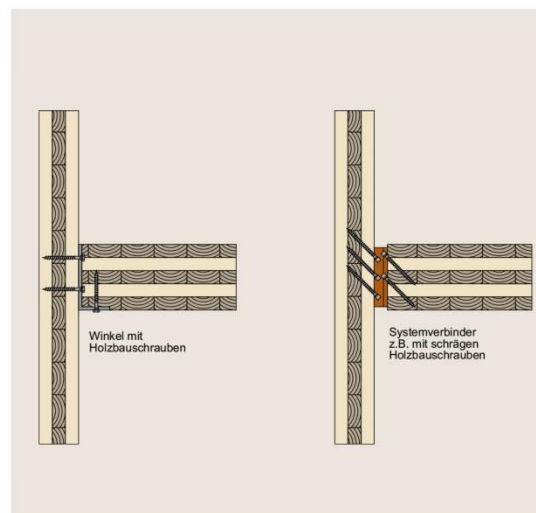
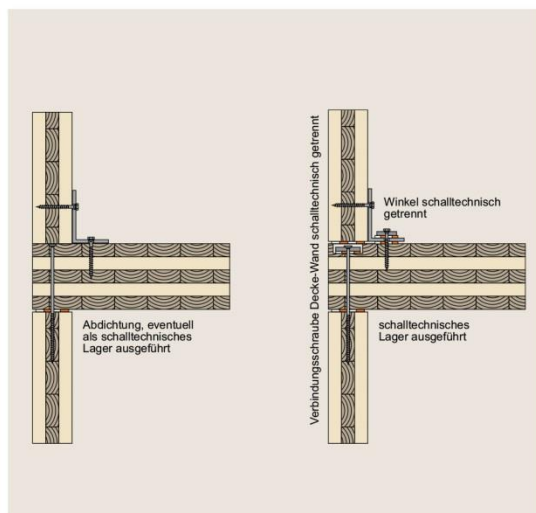


Abbildung 2.6.6: Wand-Decke-Wand-Anschluss

5. Traufen-Anschluss

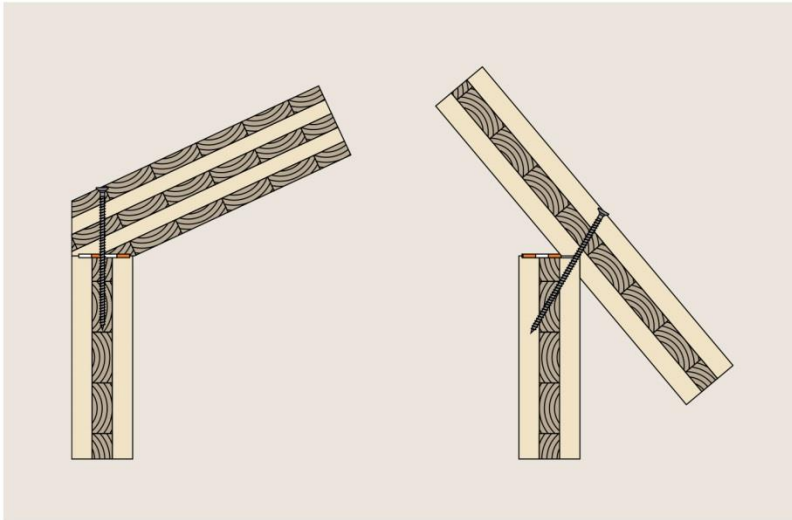


Abbildung 2.6.7: Traufen-Anschluss

6. First-Anschluss

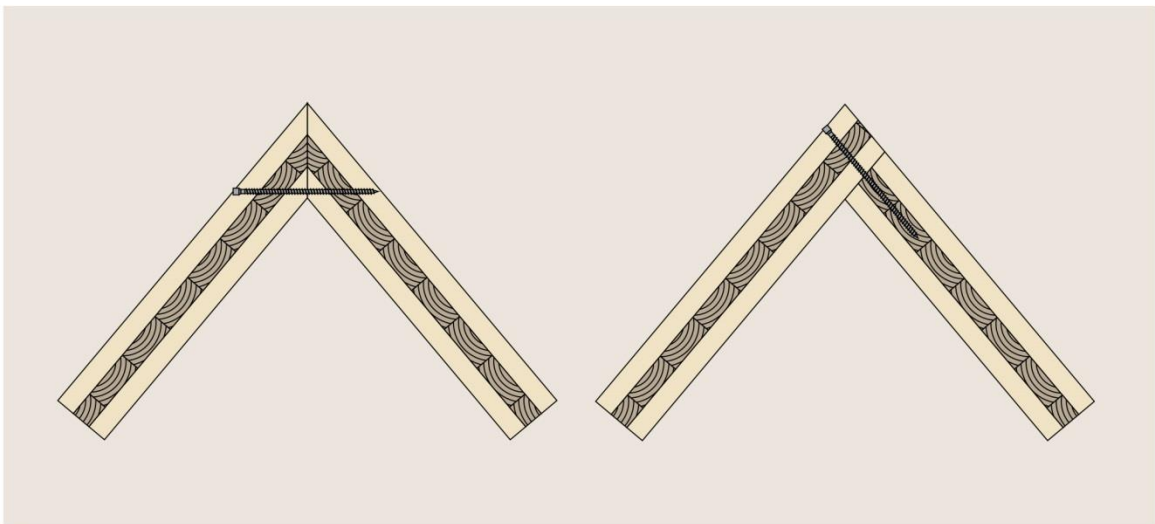


Abbildung 2.6.8: First-Anschluss