



TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT

WIEN  
Vienna University of Technology

Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/  
Masterarbeit ist in der Hauptbibliothek der Techni-  
schen Universität Wien aufgestellt und zugänglich.

<http://www.ub.tuwien.ac.at>

The approved original version of this diploma or  
master thesis is available at the main library of the  
Vienna University of Technology.

<http://www.ub.tuwien.ac.at/eng>

## DIPLOMARBEIT Master Thesis

### **Mehrgeschossiger Holzskelettbau | holzbasierende Konzepte für die Aussteifung**

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

unter der Leitung von

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

und als verantwortlich mitwirkender Assistent

**Dipl.-Ing. Dr.techn. Kamyar Tavoussi**

am

**Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau**

**E 259**

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Ilbey Islam KUMCU, BSc**

**01128422**

Rümannstraße 53

80804 München / Deutschland

## **Danksagung**

Am Anfang möchte ich mich an dieser Stelle bei all jenen bedanken, die mich nicht nur während der Erstellung dieser Diplomarbeit, sondern während meines gesamten Studiums unterstützt und motiviert haben.

Ganz besonders gilt dieser Dank Herrn Associate Professor Dipl.-Ing. Dr. Alireza FADAI, der während seiner Betreuung mein Interesse an Holzkonstruktionen vertieft hat. Weiters möchte ich mich bei Herrn Dipl.-Ing. Dr. techn. Kamyar TAVOUSSI bedanken, der unzählige Stunden bei der Ideenentwicklung und Korrektur meiner Diplomarbeit gewidmet hat. Er gab mir durch seine kritischen Bewertungen unschätzbare Andeutungen und zeigte jedes Mal die entwicklungsbedürftigen Punkte auf.

Ein großer Dank gebührt meiner Mutter und meinem Vater, die mich während meines gesamten Studiums ununterbrochen und mit Geduld unterstützt haben.

## Kurzfassung

Diese Arbeit setzt sich grundsätzlich mit dem Aussteifungskonzept der Holzskellettbauweise auseinander und sucht ein praxisorientiertes Verbindungsmodell, dessen Verwendung die Stabilität eines Holzhochhauses vollkommen gewährleisten kann.

In seiner Diplomarbeit hat Andrew Bradley im 2015 mit den Versuchsergebnissen des Hybridträgers ‚Serie G‘ (siehe Kapitel 10, Seite 37) beschäftigt. Eine genauere Untersuchung für den Anschlussmöglichkeiten oder Stützenarten hat er jedoch nicht behandelt. An dieser Stelle hat sich aber der erste Meilenstein dieser Arbeit aufstellen lassen, und in allen Konstruktionsvorschlägen wurde Hybridmodell ‚Serie G‘ als Hauptträger verwendet. Also, die Forschungsfrage, praxisorientiertes Verbindungsmodell zu entwickeln, wurde mit den Ergebnissen der Arbeit von Andrew Bradley harmonisiert und zusammen betrachtet.

Es wurden zunächst fünf Varianten mit unterschiedlichen Verbindungs- und Stützenmodellen entworfen. Diese Entwürfe wurden im Hinblick auf die Eigenschaften wie Montagefreundlichkeit, Wirtschaftlichkeit, Statik miteinander verglichen. Anhand einer SWOT-Analyse (Strength, Weakness, Opportunities and Threats) wurde eine der Vorschläge für die weitere Betrachtung ausgewählt.

Nachher wurden an jeglichen Anschlüssen der Konstruktion ‚Drehfedern‘ angeordnet und die Verformungen, die unter verschiedenen Steifigkeitskombinationen entstehen, wurden aufgenommen. Die ermittelten Werte werden in einem Diagramm zusammengefasst. Schließlich werden mit Respekt von den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit realitätsnahen Steifigkeitsgrößen ausgewählt.

Mit den ausgewählten Drehfedersteifigkeiten werden sämtliche Berechnungen in statischer Hinsicht durchgeführt und die maximalen Beanspruchungen auf dem neuen Anschlussmodell ermittelt.

Letztendlich wird die Beanspruchbarkeit des Anschlusses statisch geprüft und die Frage der Realisierbarkeit dieser Verbindung beantwortet.

## **Abstract**

This thesis basically tries to explain the Bracing concept and wooden skeleton structures, furthermore tries to search for a practice-oriented connection model, whose use could efficiently provide stability of a wooden high-rise buildings.

In his Master Thesis in 2015 Andrew Bradley has worked on the experimental results of hybrid beams called G series (see Chapter 10, Page 37). However he didn't go into a more detailed analysis of different connection possibilities or different types of columns. On the very point where Mr. Bradley left his research in respect to G series beams I have begun my master thesis, using beams of G series in every construction proposal as the main joist. The research question of developing a practice-oriented connection model was worked on and studied in connection to the results of Mr. Bradley's thesis.

Initially there were five different versions of connection- and column models designed. These designs are then compared to each other with respect to different features such as ease of installation, economic feasibility, static analysis. One model stood out amongst others for further examination by means of the Swot-analysis (Strength, Weakness, Opportunities and Threats).

Afterwards torsion springs have been assembled onto every single connections and the deformations were recorded, which are caused by different stiffness combinations. The gathered data was then shown in a diagram. Finally, realistically stiffness sizes are selected with respect to the serviceability limit states.

With the selected torsion spring stiffness, all calculations are carried out statically and the maximum stresses on the new connection model are determined.

Ultimately, the strength of the connection is checked statically and the question of the feasibility of this connection is answered.

# Inhaltsverzeichnis

Danksagung.....	i
Kurzfassung .....	ii
Abstract .....	iii
Inhaltsverzeichnis.....	iv
<b>Abbildungsverzeichnis</b> .....	<b>ix</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b> .....	<b>xi</b>
<b>1 Einleitung</b> .....	<b>1</b>
1.1 Problemstellung .....	1
1.2 Zielsetzung .....	1
1.3 Methodik .....	1
1.4 Holz als Baustoff .....	2
<b>2 Warum mehrgeschossige Holzhäuser</b> .....	<b>4</b>
2.1 Eigengewicht .....	4
2.2 Transportaufwand und Produktion .....	4
2.3 Baugeschwindigkeit .....	4
2.4 Biophilie .....	5
2.5 Umweltfreundlichkeit .....	5
<b>3 Hochhäuser und Einwirkungen</b> .....	<b>6</b>
3.1 Hochhäuser und Aussteifungssysteme .....	6
3.2 Einwirkungen .....	7
3.2.1 Vertikale Einwirkungen .....	7
3.2.2 Horizontale Einwirkungen .....	7
<b>4 Windlasten</b> .....	<b>8</b>
4.1 Die quasistatische Windbelastung .....	8
4.2 Die dynamische Windbelastung .....	9
<b>5 Erdbebenlasten</b> .....	<b>10</b>

5.1	Entstehung .....	10
5.2	Bodenbeschleunigung .....	11
5.3	Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen .....	13
5.4	Erdbebenbemessung.....	14
5.4.1	Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren .....	14
5.4.2	Das modale Antwortspektrumverfahren .....	17
<b>6</b>	<b>Duktilität .....</b>	<b>20</b>
<b>7</b>	<b>Aussteifungssysteme im Holzbau .....</b>	<b>21</b>
7.1	Massivbauweise .....	21
7.2	Erschließungskern .....	21
7.3	Kombination von Skelett- und Massivbauweise .....	22
7.4	Skelettbauweise .....	23
<b>8</b>	<b>Warum Skelettbauweise .....</b>	<b>24</b>
8.1	Gestalterischer Aspekt.....	24
8.2	Bautechnische und wirtschaftliche Aspekte .....	24
<b>9</b>	<b>Stand der Technik.....</b>	<b>25</b>
9.1	Bereits errichteten Gebäuden .....	25
9.1.1	Gebäudeaussteifung über Diagonalstützen und Stahlbetonkerne (Massiv- und Skelettbauweise zusammen) .....	25
9.1.2	Gebäudeaussteifung über Brettsper Holz wände (Massiv- und Skelettbauweise zusammen) .....	26
9.1.3	Gebäudeaussteifung über den Holzkern und Brettschichtholzstützen (Massiv- und Skelettbauweise zusammen) .....	27
9.2	Gebäuden in der Errichtungsphase .....	28
9.2.1	Mjøstårnet (Skelettbau) .....	28
9.3	Forschung und Entwicklung .....	30
9.3.1	Biegesteife Rahmenecke mit schräg angeordneten Gewindestäben	
[14]	30	

9.3.2	Energiedissipation bei der Skelettbauweise .....	33
9.3.3	Biegesteife Anschlüsse mit Holz-Stahl Hybridträgern, TU Wien .....	35
<b>10</b>	<b>Variantenuntersuchung .....</b>	<b>37</b>
10.1	Erster Variantenvorschlag: Hybridstütze, Anschluss Stahl zu Stahl .....	37
10.1.1	Ideenentwicklung .....	37
10.1.2	Das Modell.....	39
10.1.3	Stärken, Schwächen, Chancen, Risiken (SWOT-Analyse) .....	43
10.2	Zweite Variantenvorschlag, Brettschichtholzstütze, durchgehende Durchbrüche, Anschluss mit U-Profil .....	47
10.2.1	Ideenentwicklung .....	47
10.2.2	Das Modell.....	48
10.2.3	Stärken, Schwächen, Chancen, Risiken (SWOT-Analyse) .....	52
10.3	Der dritte Variantenvorschlag, Stahlstütze, Anschluss mit Fahnenblechen.....	54
10.3.1	Ideenentwicklung .....	54
10.3.2	Das Modell.....	55
10.3.1	Stärken, Schwächen, Chancen, Risiken (SWOT-Analyse) .....	57
10.4	Der vierte Variantenvorschlag: Hybridstütze, Anschluss mit Fahnenblechen und Stahlteilen in der Stütze .....	59
10.4.1	Ideenentwicklung .....	59
10.4.2	Das Modell.....	60
10.4.3	Stärken, Schwächen, Chancen, Risiken (SWOT-Analyse) .....	63
10.5	Der fünfte Variantenvorschlag, Holzstütze, Anschluss mit Fahnenblechen und Stahlteilen in der Stütze .....	67
10.5.1	Ideenentwicklung .....	67
10.5.2	Das Modell.....	67
10.5.1	Stärken, Schwächen, Chancen, Risiken (SWOT-Analyse) .....	69
10.6	Der Vergleich den SWOT-Analysen .....	73

<b>11 Statische Betrachtung der Variante 4 ‚Hybridkonstruktion‘</b> .....	<b>74</b>
11.1 Modellierung des ‚Hybridträgers Serie G‘ .....	74
<b>12 Ermittlung der erforderlichen Drehfedersteifigkeiten</b> .....	<b>77</b>
<b>13 Prüfung der Realisierbarkeit des Anschlusses der Variante 4</b> .....	<b>79</b>
13.1 Anschluss Fahnenblech-Stützenblech.....	79
13.2 Die Ausbreitung von konzentrierten Lasten .....	81
<b>Anhang A: Lastaufstellung</b> .....	<b>85</b>
<b>1 Vertikale Einwirkungen</b> .....	<b>85</b>
<b>2 Horizontale Einwirkungen</b> .....	<b>86</b>
2.1 Windlasten .....	86
2.1.1 Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit: .....	86
2.1.2 Ermittlung der Windkraft: .....	89
2.2 Erdbebenlasten .....	91
2.2.1 Die Gültigkeit des vereinfachten Antwortspektrenverfahren (Ersatzkraftverfahren) :.....	91
2.2.2 Allgemeine Angaben:.....	95
2.2.3 Gesamte Erbebenkraft:.....	96
2.2.4 Erbebenkraft ( $F_b$ ) und die Lastverteilung nach vereinfachter Antwortspekturmethode .....	98
<b>Anhang B: Lastkombinationen</b> .....	<b>100</b>
<b>1 Lastfallkombinationen</b> .....	<b>100</b>
1.1 Lastfallkombinationen zur Analyse der Gebrauchstauglichkeit .....	100
1.1.1 Kombinationsregel mit den Windlasten .....	100
1.1.2 Kombinationsregel mit den Erdbebenlasten.....	101
1.1.3 Zulässige horizontale Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit .....	102
1.2 Lastkombinationen zur Analyse der Tragsicherheit .....	103
<b>Anhang C Nachweise Stahlelemente:</b> .....	<b>104</b>

<b>1</b>	<b>Nachweise der Stahlmente .....</b>	<b>104</b>
1.1	Fahnenblech.....	104
1.2	Stützenblech.....	106
1.3	Verstärkungsblech .....	109

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Aussteifungssysteme mehrgeschossige Skelettbau [3] .....	6
Abbildung 2: Seismologische Begriffe [8] .....	11
Abbildung 3: Isolinien Referenzbodenbeschleunigung $a_{gR}$ $m/s^2$ Österreich [8].	13
Abbildung 4: Mehrmassenschwinger [8] .....	16
Abbildung 5: Ermittlung v. elastischen Antwortspektren (Bachman 2002) [10] ..	18
Abbildung 6: Tragwiderstand und Duktilität [7] .....	20
Abbildung 7: Steifigkeitsentwicklung Holzwänden [1] .....	21
Abbildung 8: Erschließungskern aus Stahlbeton [1] .....	22
Abbildung 9: Hybridsysteme [1] .....	22
Abbildung 10: Auskreuzungen aus den Stahlblechen [1] .....	23
Abbildung 11: Luftbild des Gebäudes [1] .....	26
Abbildung 12: Errichtung des Gebäudes [1] .....	27
Abbildung 13: Errichtungsphase und Unterzüge [1] .....	28
Abbildung 14: Axonometrie [13] .....	28
Abbildung 15: Fußpunktanschluss [13] .....	29
Abbildung 16: 2D-FE Modell & Drehfedern [14] .....	30
Abbildung 17: Erforderliche Drehfedersteifigkeit [14] .....	31
Abbildung 18: Gewindestangen und Testversuche [14] .....	31
Abbildung 19: Stahlscherelemente Versuche [15] .....	33
Abbildung 20: Statische Modelle [15] .....	34
Abbildung 21: Kraft-Verschiebungsdiagramm & Vergleich Duktilitätsfaktor [15]	34
Abbildung 22: Zyklus der Verschiebung M-1.3, M-3.2 [15] .....	35
Abbildung 23: Anschlussvorschläge für die Hybridträger Serie G [12] .....	36
Abbildung 24: Querschnittswerte der Hybridträger Serie G [12] .....	37
Abbildung 25: Druck auf Holz, Zug auf Stahl .....	38
Abbildung 26: Gedankenexperimente Hybridstütze .....	38
Abbildung 27: Querschnitt Hybridträger .....	40
Abbildung 28: Querschnitt an den Stockwerkshöhen Hybridträger .....	40
Abbildung 29: 3D Ansicht Schwerdt .....	41
Abbildung 30: 3D Ansicht Konstruktion .....	41
Abbildung 31: 3D Ansicht Anschluss .....	41
Abbildung 32: Statisches Modell Anschluss .....	42

Abbildung 33: 3D Ansicht Gesamt.....	43
Abbildung 34: 3D Ansicht Verbindung .....	48
Abbildung 35: 3D Ansicht Verbindung .....	49
Abbildung 36: Statisches Model, Gerberträger .....	49
Abbildung 37: Statisches Modell Stütze .....	50
Abbildung 38: 3D Ansicht gesamt.....	51
Abbildung 39: Neue Rasterabstände.....	55
Abbildung 40: 3D Darstellung Anschlusselemente .....	56
Abbildung 41: 3D Ansicht Verbindung .....	57
Abbildung 42: 3D Ansicht Verbindung .....	60
Abbildung 43: Fahnenblech .....	61
Abbildung 44: Hybridstütze Durchbrüche .....	61
Abbildung 45: Stahlskelett der Hybridstütze .....	62
Abbildung 46: 3D Ansicht Anschluss .....	62
Abbildung 47: Lastverteilung .....	63
Abbildung 48: 3D Ansicht Stütze .....	68
Abbildung 49: Stützenblech .....	68
Abbildung 50: 3D Anschluss .....	69
Abbildung 51: Statisches Modell der Serie G [12] .....	74
Abbildung 52: Hybridquerschnitt DuenQ .....	75
Abbildung 53: Prüfung der Biegesteifigkeit des Hybridträgers .....	76
Abbildung 54: Anordnungsstellen der Drehfedern .....	77
Abbildung 55: Erforderliche Drehfedersteifigkeiten nach der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit .....	78
Abbildung 56: 2D FE-Modell mit der maßgebenden Lastfallkombination .....	79
Abbildung 57: Neu dimensioniertes Anschlussmodell der Variante 4 .....	80
Abbildung 58: Statisches Modell des Stützenbleches .....	81

## **Tabellenverzeichnis**

Tabelle 1: Lastreduzierung mit dem Einsatz Brettsper Holzplatten [2] .....	4
Tabelle 2: physikalische Kenngrößen örtlicher Boden Bewegungen [9] .....	12
Tabelle 3: Max. Biegesteifigkeit des Anschlusses [14] .....	32
Tabelle 4: Vergleich den SWOT-Analysen .....	73

# **1 Einleitung**

## **1.1 Problemstellung**

Der moderne Holzskelettbau bringt bereits seine Kapazität im mehrgeschossigen Bau. Es werden weltweit zahlreiche Gewerbe-, Industrie-, Verwaltungs- oder Wohnbauten aus Holz mit der Skelettbauweise erfolgreich ausgeführt. Allerdings ist es zu beachten, dass dabei die Unterstützung des Werkstoffes Stahlbeton nicht zu vermeiden ist, weil heutzutage die Gebäudeaussteifung fast ausschließlich mit den Erschließungskernen gewährleistet wird.

Kann diese Abhängigkeit im mehrgeschossigen Holzskelettbau begrenzt oder aufgehoben werden?

Kann ein filigranes Holzhochhaus mit seinen Trägern und Stützen gegen starken Wind- und Erdbebenlasten widerstehen?

## **1.2 Zielsetzung**

Diese Arbeit setzt sich grundsätzlich mit dem Aussteifungskonzept der Holzskelettbauweise auseinander und sucht ein praxisorientiertes Verbindungsmodell, dessen Verwendung die Stabilität eines Holzhochhauses vollkommen gewährleisten kann. Dazu gehört auch die Formfindung und Entwicklung einer passenden Stütze.

## **1.3 Methodik**

Um dieses Ziel erreichen zu können, wird zunächst fünf Variantenvorschläge aufgestellt. Bei diesen Vorschlägen werden unterschiedliche Anschlüssen-, und Stützenarten verwendet. Für alle Ideen werden im Nemetschek Allplan 2018 dreidimensionale Modelle gezeichnet. Diese Darstellungen dienen zur Entwicklung und Bewertung den Gedanken. Zur Prüfung dieser Hypothesen in statischer Hinsicht werden auch händische Berechnungen und/oder FE-Analysen durchgeführt. Nachher werden die sämtlichen Informationen zu jedem Vorschlag unter der SWOT-Analyse (Stärken-Schwächen-Chancen-Risiken) zu-

sammengefasst. Anhand der SWOT-Analyse wird ein Vorschlag für die weitere Betrachtung ausgewählt.

Im Weiteren wird eine Parameterstudie für die erforderlichen Biegesteifigkeiten den sämtlichen Anschlüssen durchgeführt. Es werden für die Auflager- und Knotenanschlüssen Drehfedern angesetzt. Für diese Federn werden verschiedenen Steifigkeitskombinationen in die FE-Berechnung eingegeben und jeweilige Verschiebungen werden in einer Liniengrafik zusammengefasst. Das Ziel dabei ist das Verhalten der Konstruktion zu verstehen, besonders unter Wind- und Erdbebenbelastungen und die erforderliche Biegesteifigkeit den Anschlüssen zu ermitteln.

Mit den ausgewählten Drehfedersteifigkeiten werden sämtliche Berechnungen in statischer Hinsicht durchgeführt und die maximalen Beanspruchungen auf dem neuen Anschlussmodell ermittelt. Schlussendlich wird die Widerstandsfähigkeit des neuen Anschlusses geprüft und die Frage der Realisierbarkeit dieses Verbindungsmodelles lässt sich beantworten.

#### **1.4 Holz als Baustoff**

Holz als Baustoff hat zahlreiche Vorteile gegenüber seinen Konkurrenten wie Stahlbeton und Stahl. Unter vielen anderen Eigenschaften wie Nachhaltigkeit, Behaglichkeit und geringem Leistungsgewicht, dienen Holzprodukte durch die damit verbundene langfristige Kohlenstoffspeicherung einer CO<sub>2</sub>-Reduktion und tragen somit gegen die Erderwärmung bei [1]. Der ökologische Aspekt der Holzbauweise entspricht dadurch den nationalen und internationalen Klimaschutzanforderungen. Dem zufolge wird der Holzbau in vielen Ländern, wie England, Österreich und Kanada bereits stark gefördert [1]. Zusätzlich dazu senken sich die wirtschaftlichen Anforderungen der Holzkonstruktionen durch Forschungsprojekte, die zur Entwicklung neuer und günstiger Methoden führen. Daher wird Holz auch für die Privatwirtschaft zunehmend ein attraktives Baumaterial.

Die statische Betrachtung von Holzhäusern weist gewisse Ähnlichkeiten mit entsprechenden Stahlbeton- und Stahlbauten auf. Allerdings haben die Holzkonstruktionen im Hinblick auf den Verbindungsaufbau eine andere Philoso-

phie. Die Art und Größe sowie die Anzahl der Verbindungen haben entscheidende Einflüsse auf die Gestaltung und Geometrie des Gebäudes.

## 2 Warum mehrgeschossige Holzhäuser

### 2.1 Eigengewicht

Holz als Baumaterial wiegt von Natur aus viel weniger als Stahlbeton und Stahl. Wie in der Tabelle 1 unten dargestellt ist, kann allein durch die Verwendung von CLT-Platten anstatt von Stahlbetondecken das Gesamtgewicht um ca. 40 % reduziert werden [2]. Eine weitere Reduzierung des Gewichts (ca.10 %) kann durch die Anwendung von stabförmigen Trag- und Aussteifungselementen erreicht werden.

Tabelle 1: Lastreduzierung mit dem Einsatz Brettsperrholzplatten [2]

	Ständige Lasten	Gesamtlast
325mm Betondecken	100 %	100 %
130mm Hybrid + Stahlrahmen	65 %	80 %
220mm CLT + Brettschichtholzrahmen	35 %	62 %

### 2.2 Transportaufwand und Produktion

Im Gegensatz zu Betonfertigteilen können wegen des niedrigen Gewichts größere Mengen an Holzkomponenten in einem Takt und mit geringem Aufwand auf die Baustelle transportiert werden. Gefährdungen, wie unerwünschte Biegung oder Beulen wie bei Stahlelementen sind auch ausgeschlossen. Der Transportaufwand von Holzfertigteilen ist im Vergleich zum Transport üblicher Baustoffe vier Mal geringer [1]. Dadurch werden die Verkehrsbelastung, sowie die Baukosten reduziert.

Aufgrund des maschinellen Einsatzes haben Holzfertigprodukte eine hohe Genauigkeit bei der Produktion, die Sie während des Transports nicht verlieren.

### 2.3 Baugeschwindigkeit

Während beispielsweise 800 m<sup>2</sup> CLT-Platten in einer Woche eingebaut werden, können im gleichen Zeitraum lediglich 400 m<sup>2</sup> Ortbetondecken hergestellt wer-

den. Die Gesamtbauzeit kann durch die Verwendung leichter Holzkomponenten annäherungsweise halbiert werden [2].

## **2.4 Biophilie**

Die Biophilie-Hypothese besagt, dass eine instinktive Verbindung zwischen Menschen und anderen Organismen existiert und dass wir eine tiefsitzende Beziehung zu anderen Lebensformen (wie zum Beispiel Bäumen) besitzen. Das führt dazu, dass man ein erhöhtes Behaglichkeitsempfinden innerhalb einer Wohnumgebung aus Holz empfindet [1].

## **2.5 Umweltfreundlichkeit**

Die gebundene C-Menge im Holz ist oft größer als die, die bei der Herstellung von anderen Baumaterialien freigesetzt wird. Daher ist das Bauen mit Holz eine sehr effiziente Methode, um CO<sub>2</sub>-Emission zu vermeiden.

### 3 Hochhäuser und Einwirkungen

#### 3.1 Hochhäuser und Aussteifungssysteme

Die Definition von Hochhäusern lassen sich von unterschiedlichen Aspekten beeinflussen. Ein Beispiel dafür ist der Brandschutz. Eine Unterscheidung bei der Definition liegt bei der Reichweite der Feuerwehrdrehleitern, da sie nur eine Nennrettungsgröße von 23 Metern erfüllen können. Hochhäuser, die kleiner als 23 m sind und zusätzliche Brandschutzvorkehrungen und einen abgetrennte Fluchttreppenhaus haben müssen, werden in vielen Ländern anders abgestuft. Eine Definition für Hochhaus im statischen Sinne ist nicht vorhanden.

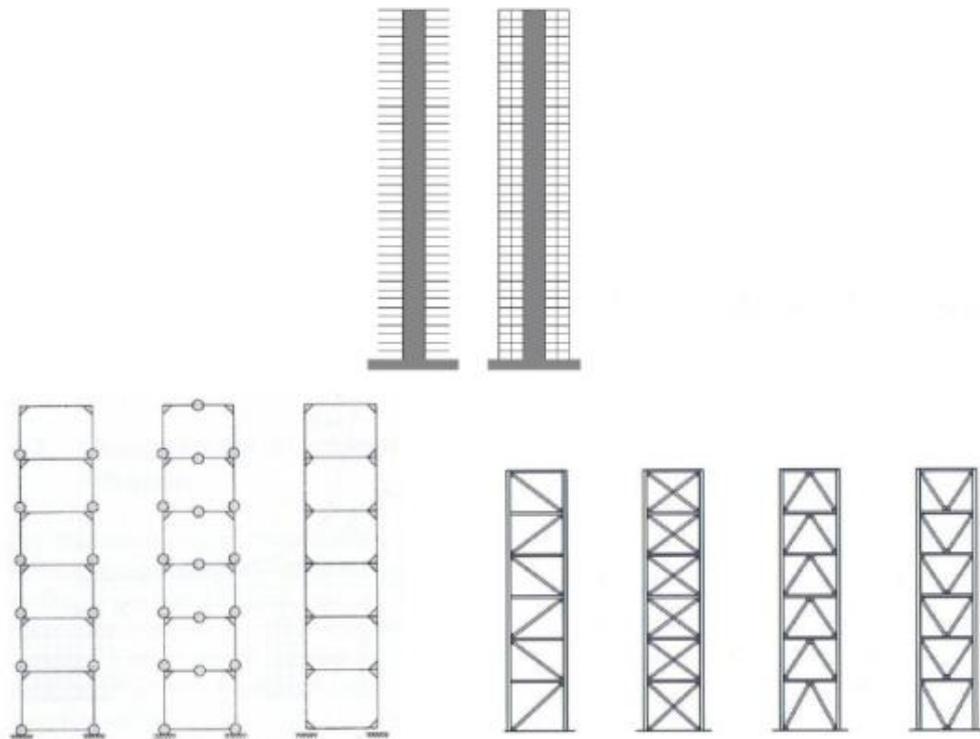


Abbildung 1: Aussteifungssysteme mehrgeschossige Skelettbau [3]

Wegen seiner Masse und Höhe resultieren bei Hochhäusern höhere Vertikal- aber vor allem höhere Horizontallasten aus Wind und Erdbeben. Neben der Hauptkonstruktion, die die vertikale Belastung in den Boden leitet, muss ein geeignetes Aussteifungssystem die horizontale Belastung aufnehmen und auch in den Boden leiten.

Aussteifungssysteme werden im Hochbau auf traditionelle Weise mit Fachwerk, Rahmen oder Hängekonstruktionen errichtet. Durch einen tragenden Kern (auch als Erschließungskern bekannt) können die horizontalen Belastungen auch aufgenommen werden. Erschließungskerne werden besonders bei den mehrgeschossigen Holzhäusern sehr oft verwendet.

## **3.2 Einwirkungen**

### **3.2.1 Vertikale Einwirkungen**

Die Annahmen der Ständigen- und Nutzlasten sind in der EN 1991-1-1 (Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke) [4] betrachtet. Allgemein zählen zu den vertikalen Lasten das Eigengewicht, Aufbaulasten, Nutzlasten und Schneelasten. Die Nutz- und Schneelasten hängen von der Nutzung und vom Standort des Gebäudes ab und sind wiederum in der ÖNORM EN 1991-1-3 geregelt [4].

### **3.2.2 Horizontale Einwirkungen**

Zu den horizontalen Lasten gehören grundsätzlich Windlasten, Erdbebenlasten und die Imperfektionen (unplanmäßige Schiefstellungen). Sowohl die Ermittlung als auch die Betrachtung der horizontalen Einwirkungen sind komplizierter als die vertikalen, da sie unregelmäßig wirken und ihre Richtung während der Belastungszeit sich verändert.

## 4 Windlasten

Durch die unterschiedliche Erwärmung der Erdoberfläche infolge der Sonneneinstrahlung entstehen barometrische Druckunterschiede in der Atmosphäre. Der natürliche Wind resultiert aus dem hierdurch verursachten Strömungsvorgang von Gebieten höheren Druckes in Gebiete niedrigeren Druckes. Damit ergeben sich standortsabhängig 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 [3]. In den 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. In höheren Luftschichten herrscht eine laminare Luftströmung. Es kommt zu Böen- und starken Windrichtungsschwankungen. Die Hochhäuser werden besonders oft mit den starken Windbelastungen beansprucht, da sie die sonstige Bebauung überragen. Die Windbelastungen werden zur Bemessung eines Bauwerkes als quasistatische- oder dynamische Belastung einfließen [3].

### 4.1 Die quasistatische Windbelastung

Diese Art der Berücksichtigung der Windbelastung erfolgt bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken. Statische Windlasten sind Belastungen, die über den Windeinwirkungszeitraum als konstant angesehen werden können. Da in der Bauwerksaerodynamik, bedingt durch instationäre Strömungsvorgänge, wie Ablösen von Wirbeln an Gebäudekanten und durch die Turbulenz der Windanströmung immer dynamische, d.h. zeitlich abhängige Belastungen auftreten, definiert man eine quasistatische Belastung als Mittelwert der über einen hinreichend langen Zeitraum aufgenommenen momentanen Belastung [3] [5].

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 [6]. Dabei wird ausgehend von der Basisgeschwindigkeit  $v_{b0}$  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 [3] [5].

## **4.2 Die dynamische Windbelastung**

Dynamische Windbelastungen müssen bei schwingungsanfälligen Bauten berücksichtigt werden. Die wichtigsten dynamischen Kennwerte eines Bauwerkes sind die Eigenfrequenz eines Gebäudes (wird in Hertz ausgedrückt) und sie gibt die Frequenz des Bauwerkes an, mit welcher es nach einer Verschiebungsanregung zurückschwingt. Jedes Bauwerk besitzt genauso viele Eigenform wie Eigenfrequenzen. Im Bauwesen spielen nur kleinsten Eigenfrequenzen eine Rolle. Bei Hochhäusern treten oft erste Eigenfrequenzen von  $0,2 \text{ Hz}$  auf, was einer Schwingungsamplitude von 5 Sekunden entspricht. 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 [3].

Maßgebend für Hochhaustragwerke sind böenerregte Schwingungen in Windrichtung, wirbelerregte Querschwingungen, das Galloping und das Interferenzschwingungen bei Gebäudegruppen. Verfahren zum Nachweis der Tragfähigkeit schwingungsanfälliger Bauwerke werden von den Normen, u.a. *ÖNORM EN 1991-1-1-4*, bereitgestellt [3] [6].

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 [3]:

- Änderungen der Eigenfrequenz
- Erhöhung der Dämpfung
- Verwendung von Schwingungstil

## 5 Erdbebenlasten

### 5.1 Entstehung

Erdbeben sind jahrtausendealte Phänomene, die verschiedene Ursachen haben. Zum Beispiel können Vulkanausbrüche, Hohlraumeinsturz in der Erdkruste oder Explosionen Auslöser eines Erdbebens sein. Allerdings ist das ausschlaggebende Erdbeben für Bauwesen die Plattentektonik [7].

Der Erdmantel besteht aus mehreren Einzelteilen. Diese Teile werden Platten genannt. Die Platten wandern durch das zähflüssige Innere der Erde jedoch sehr langsam. So langsam, dass es lediglich wenige Zentimeter im Jahr beträgt. Diese Bewegungen werden Plattentektonik genannt. An den Stellen, wo die Platten aneinandergrenzen, entstehen gravierende Spannungen. Wenn die Erdkruste sich diese Spannungen nicht mehr durchsetzen kann, entladen sie sich mit einem schlagartigen Bruch und mit gewaltiger Verschiebung. Durch diesen Ruck entsteht zunächst ein Erdbeben im Inneren der Erde. Die Kraft verbreitet sich in Wellenform und erreicht innerhalb Sekunden den Erdboden [7].

Die seismologischen Begriffe [7]:

- Herd/ (Seismische Quelle) /Hypozentrum: Die Stelle, an dem der Bruch in der Erdkruste beginnt.
- Epizentrum: Die Stelle über dem Hypozentrum an der Erdoberfläche.
- Herdtiefe (h): Der Abstand zwischen Herd und Epizentrum
- Hypozentraldistanz (s): Abstand des Herdes vom Messpunkt
- Epizentraldistanz ( $\Delta$ ): Abstand zwischen Epizentrum und Messpunkt

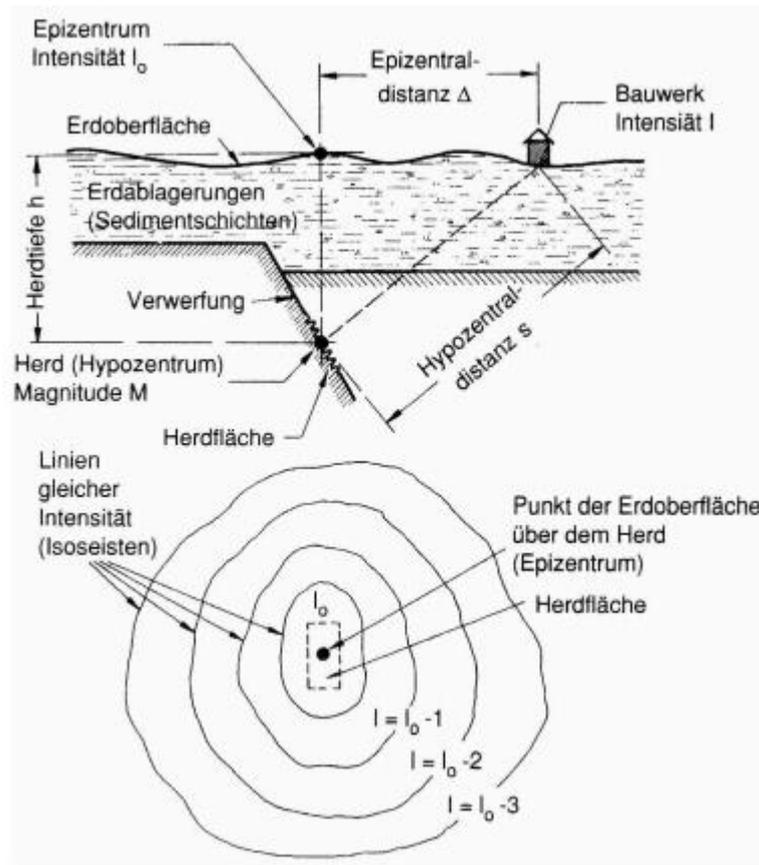


Abbildung 2: Seismologische Begriffe [8]

## 5.2 Bodenbeschleunigung

In der unten angegebenen Tabelle sind die fünf wichtigsten physikalischen Größen für die Erdbebenbemessung aus der Ingenieurseismologie dargestellt. Aus diesen Werten abgeleiteten Daten wird das Antwortspektrenverfahren durchgeführt. Besonders die Bodenbeschleunigung ist eine bedeutende Einflussgröße für dieses Verfahren und für die Modal- oder Schwingungsanalyse, aber auch für die statische Auswertung [8] [7].

Tabelle 2: physikalische Kenngrößen örtlicher Boden Bewegungen [9]

Bodenbewegung	Kenngrößen	Maßgebend für Schäden	Größenordnung für das Bauwesen
Bodenverschiebung	$y(t)$		0,1 – 0,3 m (bei $M \approx 6,5$ )
Bodengeschwindigkeit	$v(t)$		0,1 – 0,3 m/s (bei $M \approx 6,5$ )
Bodenbeschleunigung	$\alpha(t)$	X	1,5 – 3,0 m/s <sup>2</sup> (bei $M \approx 6,5$ )
Frequenzgehalt	$f$	X	0,1 – 30 Hz
Dauer des Erdbebens	$t_0$	X	5 – 20 s (bei $M \approx 6,5$ )

Für eine statische Untersuchung wird eine Kraft gebraucht. Diese Kraft kann von der Beschleunigung der Struktur ermittelt werden. Allerdings ergibt die ermittelte Kraft kein befriedigendes Endergebnis für die Auswirkung der Erdbebenbeanspruchung auf ein Gebäude. Für die genauere Betrachtung müssen der Frequenz, Amplitude und die Dauer des Erdbebens mitberücksichtigt werden. Die Bodenbeschleunigung reicht nur für die Einstufung des Erdbebens aus [8] [7].

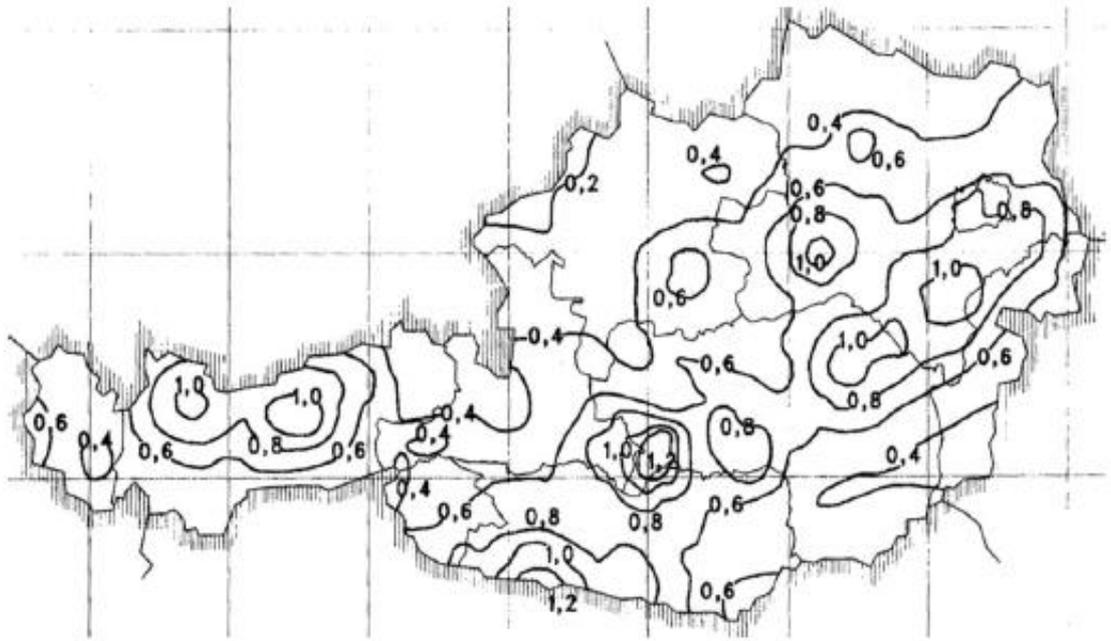


Abbildung 3: Isolinien Referenzbodenbeschleunigung  $a_{gR}$   $m/s^2$  Österreich [8]

### 5.3 Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen

Die Kombination für den Tragsicherheitsnachweis von Einwirkungen für die Bemessungssituation von Erdbeben ergeben sich zu [6] :

$$\sum G_{k,j} \cdot P \cdot A_{Ed} + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (1)$$

$E_d$  : Bemessungswert der Beanspruchung

$G_{k,j}$  : Charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung

$Q_{k,i}$  : Charakteristischer Wert einer nicht maßgebenden veränderlichen Einwirkung

$P$  : Maßgebender repräsentativer Wert einer Vorspannung

$A_{Ed}$  : Bemessungswert einer Einwirkung infolge Erdbeben

$\Psi_{2,i}$  : Beiwert für quasi-ständige Werte der veränderlichen Einwirkungen

Die Trägheitseffekte der Bemessungs-Erdbebenwirkung müssen unter Berücksichtigung der Massen entsprechend aller Gewichtskräfte, die in der folgenden Kombination von Einwirkungen auftreten, berechnet werden [6].

$$\sum G_{k,j} "+" \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2)$$

Die Kombinationsbeiwerte [6]

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (3)$$

berücksichtigen die Wahrscheinlichkeit, dass die Lasten  $\Psi_{2,i} \cdot Q_k$  während des Erdbebens nicht überall im Gebäude vorhanden sind.

Lt. ÖNORM B 1998-1 gilt in Österreich:

$$\varphi = 1,0 \quad (4)$$

## 5.4 Erdbebenbemessung

### 5.4.1 Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren

Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren (auch Ersatzkraftverfahren genannt) ist grundsätzlich eine lineare Berechnung mit elastischem Materialverhalten. Die Erdbebenbelastung wird als horizontale statische Kraft dargestellt. Die gesamte Konstruktion wird allgemein durch einen Einmassenschwinger ersetzt, dessen Frequenz der ersten Eigenfrequenz des Gebäudes entspricht. Diese Eigenfrequenz wird durch die Ermittlung der Eigenschwingungsdauer  $T_1$  anhand empirischer Formeln abgeschätzt [3].

Die Methode ist geeignet bei Bauwerken, deren Antwort nicht wesentlich durch Beiträge von höheren Schwingungsformen (als die Grundeigenform) beeinflusst wird. Folgende Anforderungen müssen dafür erfüllt werden [3]:

- Grundriss und Aufriss erfüllen die Kriterien der Regelmäßigkeit,
- Es liegt eine symmetrische Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse vor
- Die Eigenschwingungsdauer  $T_1$  ist höchstens  $T_1 \leq 4 \times T_C$  oder  $T_1 \leq 2,0$

Für die ermittelte Eigenschwingungsdauer  $T_1$  müssen folgende Bedingungen eingehalten werden:

$T_1 \leq [4 \cdot TC; 2,0 \text{ s}]$  (TC ist die obere Grenze des Bereiches konstanter Spektralbeschleunigung)

Die Resultierende Erdbebengesamtkraft  $F_b$  ergibt sich nach dem Vereinfachten Antwortspektrenverfahren aus dem Produkt des Bemessungsspektrum  $S_d(T_1)$  an der Stelle der Grundperiode  $T_1$  mit der Gesamtmasse des Gebäudes  $m$ . Die Ermittlung der Gesamterdbebenkraft  $F_b$  erfolgt schlussendlich anhand folgender Formel [6]:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5)$$

$S_d(T_1)$  : Ordinate des Bemessungsspektrum bei der Periode  $T_1$

$m$  : Gesamtmasse des Bauwerks für horizontale Bewegung in der betrachteten Richtung

$\lambda$  : Korrekturbeiwert [6]:

Die Grundmodalformen des Bauwerks dürfen entweder mit baulynamischen Methoden berechnet werden oder mittels Horizontalverschiebungen angenähert werden, welche mit der Höhe des Bauwerks linear zunehmen [8].

Die Verteilung der Gesamterdbebenkraft auf das Bauwerk erfolgt angenähert zur ersten Eigenform. Vereinfacht kann sie linear über das Gebäude verteilt angenommen werden [8].

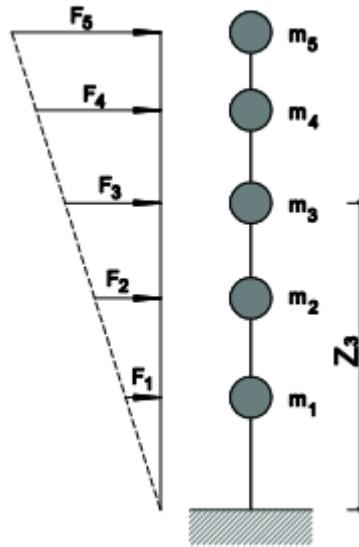


Abbildung 4: Mehrmassenschwinger [8]

Die Erdbebeneinwirkungsgrößen müssen bestimmt werden, indem horizontale Kräfte  $F_i$  an allen Stockwerken des ebenen Modells angebracht werden. Die nachfolgende statische Berechnung liefert die Schnittkräfte und die Verformungen des Bauwerks. Vorteilhaft an diesem Vorgehen ist, dass die Erdbebenbeanspruchung als ein weiterer statischer Lastfall behandelt werden kann [8] [6].

$$F_i = \frac{F_b \cdot s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (6)$$

$s_i, s_j$  = Verschiebungen der Massen  $m_i, m_j$  in der Grundeigenform

Wenn die Grundeigenform durch Horizontalverschiebungen, die mit der Höhe linear zunehmen, angenähert wird, ergeben sich die Horizontalkräfte zu:

$$F_i = \frac{F_b \cdot z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (7)$$

$z_i, z_j$  = Höhe der Massen  $m_i, m_j$  über der Ebene, in der die Erdbebeneinwirkung angreift

Schließlich müssen die horizontalen Kräfte, die nach diesem Unterpunkt nun bestimmt wurden, auf das Aussteifungssystem für Horizontallasten verteilt werden.

#### 5.4.2 Das modale Antwortspektrumverfahren

Diese Analyse wird allgemein bei mehrgeschoßigen Gebäuden angewendet, die Voraussetzungen des Ersatzkraftverfahrens nicht bewältigen. In dem modalen Antwortspektrumverfahren werden sämtliche Modalformen, die die Gesamtantwort beitragen mitgerechnet [8] [7].

Das modale Antwortspektrumverfahren hat grundsätzlich zwei Bedingungen [7]:

- Die Summe der Modalmassen der berücksichtigten Schwingungsformen betragen mindestens 90% der Gesamtmasse  
oder
- Alle Schwingungsformen mit Modalmassen größer als 5% der Gesamtmasse werden berücksichtigt.

Solange ein 3D-Räumliches Modell betrachtet wird, müssen die obigen Bedingungen für jede maßgebende Richtung überprüft werden.

Falls die in oben angegebenen Bedingungen nicht eingehalten werden können (Torsionsmodalformen), sollte die minimale Anzahl  $k$  von in einer räumlichen Berechnung zu berücksichtigenden Modalbeiträgen die folgenden Bedingungen erfüllen [8]:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (8)$$

$$Tk \leq 0,20 \text{ s} \quad (9)$$

$k$ : Anzahl der berücksichtigten Modalbeiträge

$n$ : Anzahl der Geschosse über dem Fundament oder der Oberkante eines starren Kellergeschoßes

$TK$ : Periode der Modalform  $k$  [10]

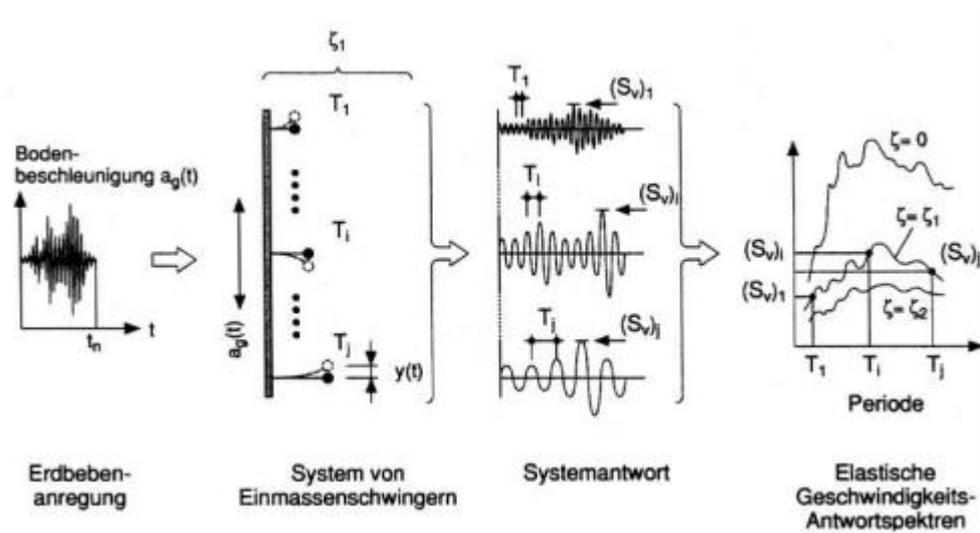


Abbildung 5: Ermittlung v. elastischen Antwortspektren (Bachman 2002) [10]

Das Verfahren hat zwei wesentliche Arbeitsschritte:

- Um das Problem mit einem einfachen Modell untersuchen zu können, wird das einfachste dynamische System des Einmassenschwingers verwendet. Anhand dieses Modelles werden die maximale Auslenkung, Geschwindigkeit und Beschleunigung in Abhängigkeit von der Schwingzeit ermittelt. Diese Größen zusammen ergeben das sogenannte Antwortspektrum. Solange für verschiedene Erdbebenzeitverläufe die Antwortspektren (max./min. Auslenkung, Geschwindigkeit und Beschleunigung) vorhanden sind, können in Betracht von passenden statischen Berechnungen die ungünstigste Erdbebenwirkung auf jedem frei wählbaren Einmassenschwinger ermittelt werden [3].
- In dem zweiten Schritt wird die Betrachtung von einem einfachen- zum realen dynamischen System, nämlich zum Mehrmassenschwinger übertragen. Für die Ermittlung der Verschiebungen und Schnittgrößen werden die Eigenformen des Gebäudes verwendet [3].

Wenn die jeweiligen Antworten in 2 benachbarten Modalformen  $i$  und  $j$  als voneinander unabhängig betrachtet werden dürfen, erfolgt die Kombination der modalen Deformations- und Schnittgrößen der einzelnen Schwingungsformen mittels quadratischer Überlegung der SRSS-Regel [8].

Die SRSS-Regel ist gültig, wenn ihre Perioden „ $i$ “ und „ $j$ “ ausreichend separiert sind [6].

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad ( 10 )$$

Sonst müssen genauere Verfahren für die Kombination der modalen Werte angewendet werden. (Vollständige Quadratische Kombination (CQC))

Diese Berechnungsmethode liefert in seinem ersten Arbeitsschritt die Ergebnisse des Antwortspektrums. Der Vorteil dieser Methode liegt darin, dass diese Ergebnisse nur einmal berechnet werden und dann für das sämtliche Bauwerk gültige Antwortspektren liefern [8].

Eine dreidimensionale Erdbebenanalyse erfolgt heutzutage ausschließlich mittels eines FE-Programmes. Bevor die Erdbebenbelastungen auf das simulierte Model dreidimensional angesetzt werden, werden die Eigenform der beiden Erdbebenrichtungen sowie Torsionseigenformen bereits ermittelt und miteinander kombiniert [8].

## 6 Duktilität

Die Duktilität ist eine von den wichtigsten Begriffen der Holzskelettbauweise, da die Holzkonstruktionen gegen die horizontalen Belastungen besonders empfindlich sind und sie diese Empfindlichkeit nur mit ihrem duktilen Verhalten kompensieren können. Neben der Windbelastung, bei der immer noch die Masse der Konstruktion eine entscheidende Rolle spielt und das Gebäude ein elastisches Materialverhalten aufweist, kann eine schlagartige Erdbebenbelastung nur mit einem guten duktilen Verhalten aufgenommen werden.

Ein extrem steifes Bauwerk braucht grundsätzlich keinen hohen Duktilitätsgrad, da es sich bei hohen Lasten bereits im elastischen Bereich befindet. Jedoch führt das zu einer höheren Wahrscheinlichkeit, dass einen schlagartigen Bruch, z.B. unter einer Erdbebenlast, eintreten kann [7].

Es kann aber auch erzielt werden, das Tragwerk duktil zu konstruieren. Unter hohen Lasten verhält sich das Bauwerk weich und kompensiert die Erdbebenenergie durch Verformungen. Allerdings rufen große Verformungen auch große Schäden hervor. Damit ist diese Methode auch nicht die sicherste oder wirtschaftlichste. Eine sichere und wirtschaftliche Lösung liegt jedoch zwischen diesen zwei Varianten [7] [11].

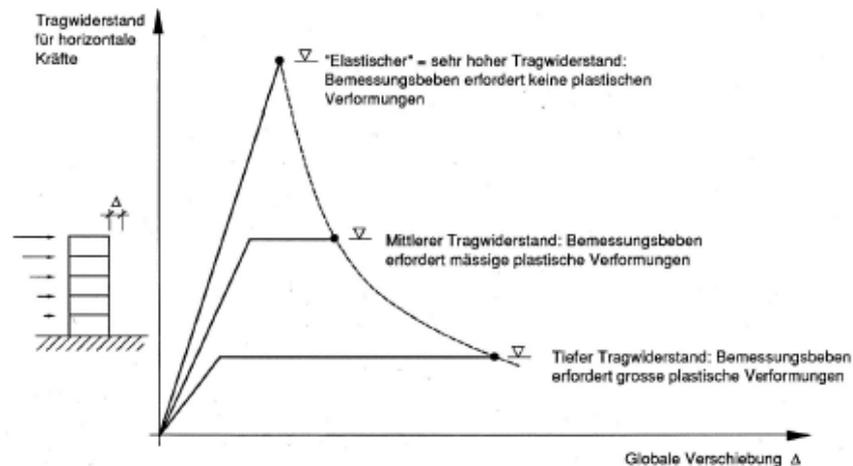


Abbildung 6: Tragwiderstand und Duktilität [7]

## 7 Aussteifungssysteme im Holzbau

Die Anschlüsse im Holzbau entstehen aus verschiedenen Materialien, die unterschiedlichen Eigenschaften aufweisen. Für die Ermittlung horizontaler Tragfähigkeit müssen die Steifigkeiten aller Elemente zwingend berücksichtigt werden. Da die Holzelemente allgemein geringere Biegesteifigkeiten im Vergleich zu anderen Baustoffen besitzen, muss die Anordnung der Aussteifungselemente besonders geachtet werden [1].

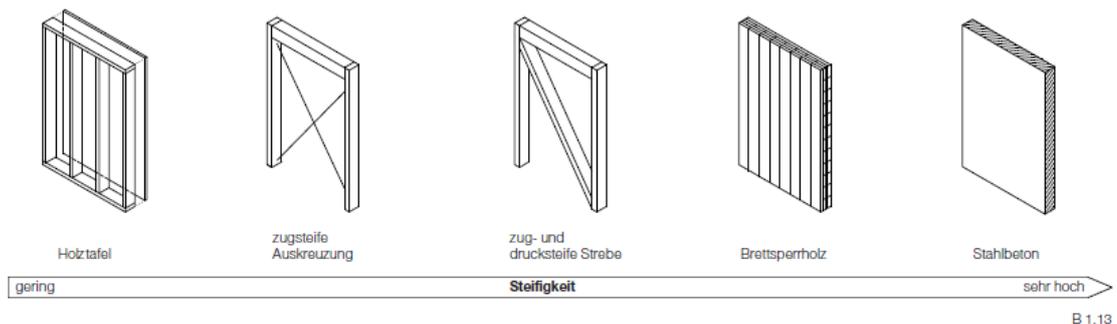


Abbildung 7: Steifigkeitsentwicklung Holzänden [1]

### 7.1 Massivbauweise

Die Aussteifung wird in erster Linie durch Scheibenelemente wie Brettsperrholz- oder Stahlbetonwände gewährleistet. Je nach Steifigkeit verteilt sich die axiale Beanspruchung unterschiedlich auf die tragenden Wände des Gebäudes. Zum Beispiel trägt eine tragende Stahlbetonwand anteilig mehr als eine Brettsperrholzwand bei.

### 7.2 Erschließungskern

Um Holzgebäude für die axiale Belastung auszusteiern, können auch Erschließungskerne aus massiven Stahlbeton errichtet werden. Diese Kerne sind meistens Treppentürme oder Liftschächte, die einen Teil der Aussteifungsaufgaben übernehmen.



Abbildung 8: Erschließungskern aus Stahlbeton [1]

### 7.3 Kombination von Skelett- und Massivbauweise

Eine weitere Methode der Aussteifung kann durch die Mischung von Skelett- und Massivbauweise erreicht werden. Wie auf der Abbildung 9 zu sehen, trägt neben dem Treppenturm aus Stahlbeton, die innenliegenden CLT-Scheiben einen Teil der horizontalen Kräfte ab. Nach außen verhält sich aber die Konstruktion doch wie eine Skelettkonstruktion. Die Fassadenelemente tragen keine vertikale Belastung, jedoch nehmen und leiten die Windlasten an die Stützen weiter. Ein wichtiger Punkt ist auch, dass vom Gebäudekern nach außen sich die Aussteifungskraft vermindert [1].

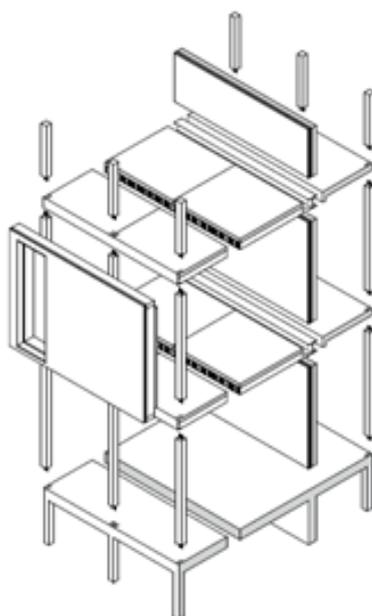


Abbildung 9: Hybridsysteme [1]

## 7.4 Skelettbauweise

Die vertikale Lastabtragung erfolgt über die Riegel und Unterzüge auf die Stützen. Die horizontale Lastabtragung wird hingegen durch Zugstangen, Streben oder biegesteife Rahmenecken gewährleistet. Nachteilig ist die Lastkonzentration im Aussteifungsbereich. Es ist daher nicht zu vermeiden, dass Bauelemente in diesem Bereich größer dimensioniert werden müssen. Zusätzlich ist zu beachten, dass eine biegesteife Rahmenecke im Holzbau sehr schwer zu realisieren ist, da Holz von Natur aus eine geringe Biegesteifigkeit besitzt [1].

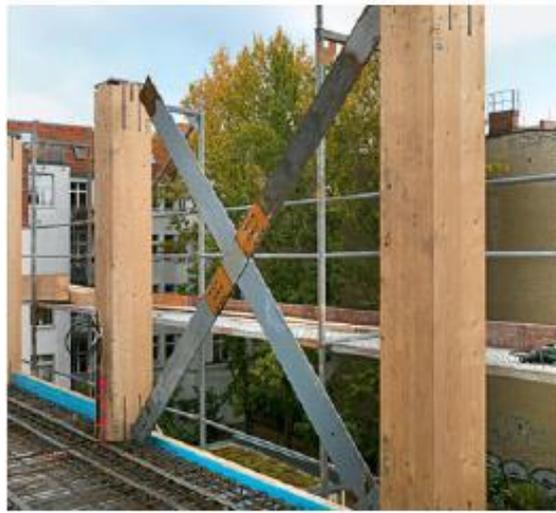


Abbildung 10: Auskreuzungen aus den Stahlblechen [1]

## **8 Warum Skelettbauweise**

### **8.1 Gestalterischer Aspekt**

Durch die Entwicklung von Brettsperrholz hatten die Planer zum ersten Mal im Holzbau ein flächenförmiges Tragelement aus Holz zur Verfügung, das Kräfte sowohl in der Plattenebene als auch senkrecht dazu aufnehmen konnte. Das hat Holzplaner ermöglicht, tragende Platten- und Scheibenelemente aus Brettsperrholz auszubilden. Dank dieser Fortschritte wurde ein Platz im mehrgeschossigen Markt für Holzbau gesucht [1].

Neben den vertikalen Beanspruchungen übernehmen die CLT-Scheiben auch die Aufgaben der räumlichen Aussteifung. Das führt dazu, dass die Anzahl der Scheiben pro Geschoss steigt. Außerdem sind die Spannweiten von Brettsperrholzplatten relativ begrenzt. Diese Tatsachen führen bei Holzkonstruktionen zu sogenannten box-type Strukturen und zu einer gewissen Monotonität, die besonders bei kommerziellen Gebäuden nicht erwünscht ist. Flexible Gestaltung des Designers und nachträgliche Änderungen der Raumverteilung sind eben auch sehr begrenzt.

Alle diese Nachteile können durch die Verwendung der Skelettbauweise vermieden werden. Die Skelettbauweise gibt zusätzlich den Planern mehr gestalterische Freiheit und ermöglicht filigrane Bauwerke.

### **8.2 Bautechnische und wirtschaftliche Aspekte**

Eine Skelettstruktur besteht aus Trägern und Stützen, die grundsätzlich kleiner und leichter als Flächenelemente sind. Die bereits im Kapitel 2 erwähnten Vorteile von Holzkonstruktionen gegenüber herkömmlichen Bauweisen werden durch den Einsatz der Skelettbauweise nochmal verstärkt. Das Gewicht kann insbesondere gegenüber der Massivbauweise stark reduziert werden [1].

Die hauptsächliche und typische Problematik im Holzskelettbau liegt bei der Ausbildung der Verbindungsanschlüsse jeglicher Art, worauf diese Arbeit auch fokussiert.

## 9 Stand der Technik

Die Problematik der Horizontalaussteifung im Holzbau wird überwiegend durch die Methoden der Massivbauweise, also mit Platten- und Scheibentragwerken gelöst. In der Praxis können zahlreiche Beispiele mit Erschließungskernen, CLT-Wänden oder Hybridkonzepten, in denen beide Methoden zusammen angeordnet sind, gefunden werden.

Auf der anderen Seite sind die Aussteifungssysteme in der Holzskelettbauweise, etwa im Vergleich zur Massivbauweise, ein noch recht unerforschtes Gebiet. Eine Holzkonstruktion rein aus Stabtragwerken ist in der Praxis kaum zu finden [12].

Immerhin finden Forschungsprojekte zur Verwendung und Entwicklung von verschiedenen Tragelementen wie z.B. Diagonalstreben, biegesteifen Rahmen-ecken und vorgespannten Stützen-Balken-Systemen und deren Verbindungen in unterschiedlichen Ländern statt.

### 9.1 Bereits errichteten Gebäuden

#### 9.1.1 Gebäudeaussteifung über Diagonalstützen und Stahlbetonkerne (Massiv- und Skelettbauweise zusammen)

Das Verwaltungsgebäude in Clermont-Ferrand Frankreich, errichtet im Jahr 2014, besteht aus zweigeschossigen Betonsockel und dreigeschossigem Holzskelettbau. Die Gebäudeaussteifung des Skelettbauwerks ist in erster Linie über die in Stahlbeton errichtete Mittelzone von Büroeinheiten, Nebenräume, Treppen und Aufzüge aber auch über die Diagonalstützen in der Fassade gewährleistet. Die Deckenelemente bestehen aus 14,60 cm starken Brettsperrholzelementen, die miteinander schubsteif angeschlossen sind. Somit nehmen diese Platten einen Teil der Horizontalkräfte auf und leiten diese an die Betonkerne weiter [1].



Abbildung 11: Luftbild des Gebäudes [1]

### 9.1.2 Gebäudeaussteifung über Brettsperrholzwände (Massiv- und Skelettbauweise zusammen)

Das Verwaltungsgebäude Kampa in Aalen ist eine reine Holzkonstruktion außer den Keller aus Stahlbeton. Das Haupttragsystem besteht aus Trägern und Stützen aus Brettschichtholz. Es handelt sich also um einen reinen Skelettbau, der jedoch lediglich vertikale Lastabtragung gewährleistet. Für die horizontale Lastabtragung in Längsrichtung kommen neben den schubsteif angeschlossenen CLT-Platten, Erschließungs- und Sanitärkerne zum Einsatz. Für die Aussteifung in Querrichtung hingegen werden die Brettsperrholzwände aktiviert. Um die hohen Windkräfte abzuleiten, werden diese Wände von beiden Seiten an die Stützen verankert. Durchlaufende Stützen durch drei Stockwerken haben außerdem weniger Anschlüsse als eine Stütze pro Geschoss. Damit wird die Anzahl der Verbindungen reduziert [1].



Abbildung 12: Errichtung des Gebäudes [1]

### 9.1.3 Gebäudeaussteifung über den Holzkern und Brettschichtholzstützen (Massiv- und Skelettbauweise zusammen)

Das 30 m hohe Holzhochhaus befindet sich in Prince George, Kanada. Das Haupttragssystem ist Skelettbau aus Brettschichtholzträgern und Stützen. Die Aussteifung wird durch die Brettsperrholzplatten und durch einen Erschließungskern, ebenfalls aus Brettsperrholz, gewährleistet. Wie auf der Abbildung 13 zu sehen ist, werden Decken zunächst auf die versetzt angeordneten 120 bis 160 cm breiten Brettsperrholzelementen aufgelagert. Diese Elemente werden wiederum auf die Hauptträger (Unterzüge) gelagert die ihrerseits auf den Stützen lagern. Dadurch wird die Querpressung reduziert und die Setzungen vermieden [1].



Abbildung 13: Erreichungsphase und Unterzüge [1]

## 9.2 Gebäuden in der Erreichungsphase

### 9.2.1 Mjøstårnet (Skelettbau)

Das mehrgeschossige Hochhaus aus Holz wird derzeit nördlich von Oslo in Norwegen errichtet. Die Konstruktion wird voraussichtlich Ende 2018 fertiggestellt. Mjøstårnet wird mit seinen 18 Stockwerken und seiner Höhe von 81 m das höchste Holzgebäude der Welt sein [13].

Es handelt sich grundsätzlich um eine Skelettkonstruktion, bei der die vertikale Lastabtragung durch Unterzüge, Stützen und Diagonalelementen gewährleistet ist. Die

CLT-Wände beim Aufzugsschacht und Treppenhaus sind ebenso tragende Elemente in vertikaler Richtung, jedoch tragen sie für die Aussteifung nichts bei.

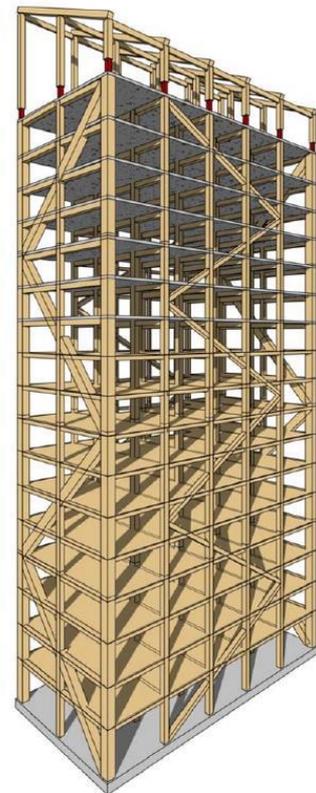
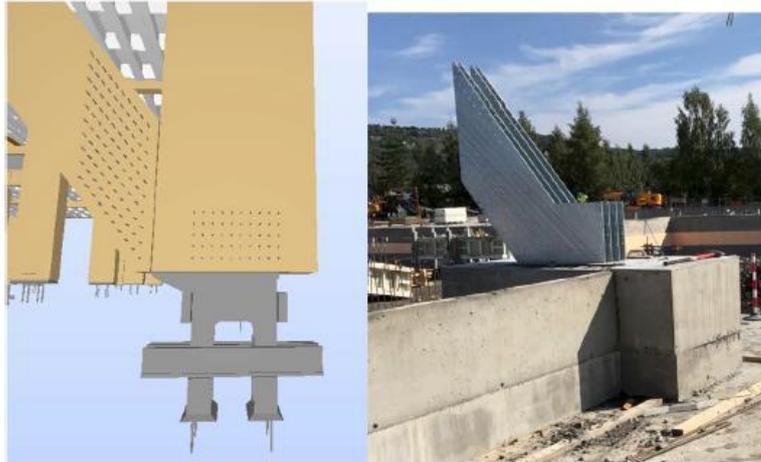


Abbildung 14: Axonometrie [13]

Die Gebäudeaussteifung wird wesentlich durch Diagonalelemente aus Brett-schichtholz in den Fassaden gesichert. Je nach der starken oder schwachen Achse des Gebäudes weisen diese Elemente unterschiedliche Querschnittab-messungen auf und spannen drei bis vier Stockwerke durch [13].



**Abbildung 15: Fußpunktanschluss [13]**

Die Verbindungsanschlüsse der diagonalen Elemente, womit die horizontale Lastabtragung erfolgt, werden durch Stahlplatten und Dübeln gewährleistet [13].

Ein besonderes Merkmal des Gebäudes ist die Errichtung von Betondecken in den oberen Stockwerken (siehe Abbildung 14: Axonometrie ), da die Nutzung den Räumen sich ändert [13].

## 9.3 Forschung und Entwicklung

### 9.3.1 Biegesteife Rahmenecke mit schräg angeordneten Gewindestäben [14]

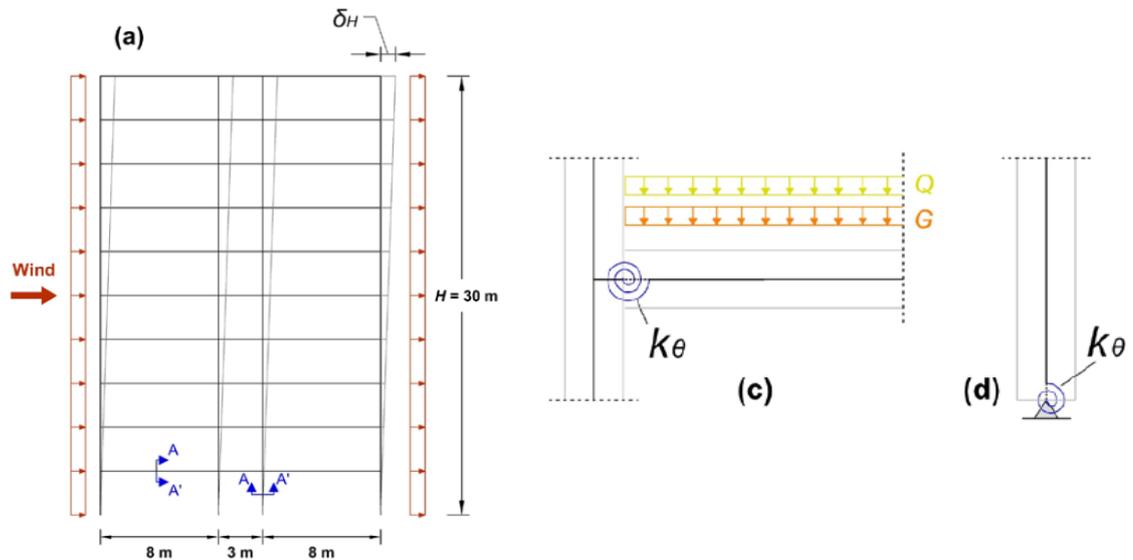


Abbildung 16: 2D-FE Modell & Drehfedern [14]

Die Wissenschaftler Arne Malo und Haris Stamatopoulos aus der NTNU Norwegen untersuchen die Einflüsse der biegesteifen Holzrahmenecken auf die Gesamtstabilität eines Holzgebäudes. Dafür bilden sie ein 2D-FE Modell mit 10 Stockwerken. Jedes Stockwerk hat drei Räume und eine Raumhöhe von drei Metern. Das Modell ist ein reiner Skelettbau und besteht nur aus Trägern und Stützen. Die Träger und Stützen haben einen identischen Querschnitt, der eine Breite von  $140\text{ mm}$  und eine Höhe von  $450\text{ mm}$  aufweist. Für die Rahmen- und Fundamentanschlüsse setzen sie jeweils eine Drehfeder ein. Es wird anschließend eine Parameterstudie durchgeführt, in der die Drehfedersteifigkeiten als variabel angesetzt werden. Die aufgenommenen Verschiebungen werden zusammen mit den angegebenen Drehfedersteifigkeiten in der Abbildung 17 dargestellt [14].

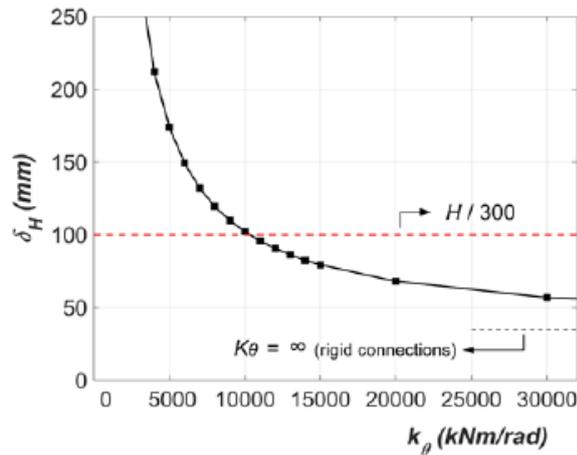


Abbildung 17: Erforderliche Drehfedersteifigkeit [14]

Maximale Verschiebung an dem höchsten Punkt des Gebäudes wird für unterschiedliche Drehfedersteifigkeiten gerechnet und aufgenommen. Die Abbildung 17 zeigt, dass der Verschiebungsgrad  $H/300$  erst mit einer Federsteifigkeit von 10000–11000 kNm/rad zu erreichen ist [14].

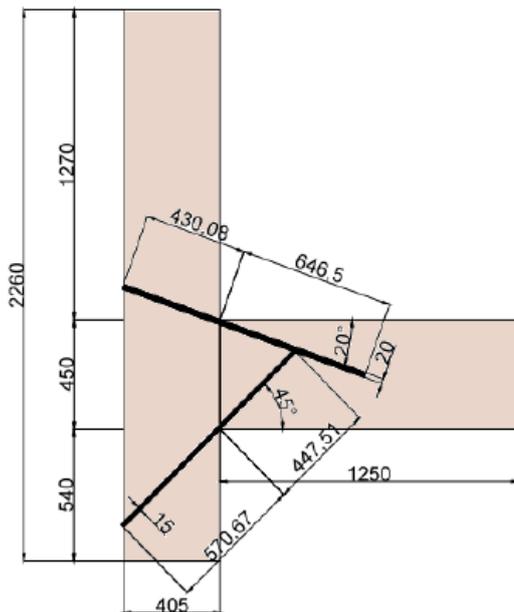


Abbildung 18: Gewindestangen und Testversuche [14]

Nach der Ermittlung der erforderlichen Drehfedersteifigkeit haben die Forscher ein Anschlussmodell mit den Gewindestangen entwickelt. Aufgrund ihrer hohen Rückziehsteifigkeit (withdrawal stiffness) halten die Gewindestangen Bauteile zugfest zusammen, sodass die Kraftweiterleitung reibungslos möglich ist. Die Forscher haben das Ziel diese Eigenschaft der Gewindestangen bei einer

Rahmenecke anzusetzen. Die Rahmenecke muss den Verlauf der Horizontalkraft in vertikaler Richtung gewährleisten. Deswegen setzen die Forscher die Stangen geneigt an. Für den angesetzten Neigungswinkel finden die Forscher eine Annäherungsformel anhand der theoretischen Grundlagen für axialbelastete Verschlüsse von Volkersen. Die Theorie setzt sich zusammen aus folgenden Formeln [14]:

$$K_w = \pi \cdot d \cdot l_{ef} \cdot \Gamma_e \cdot \frac{\tanh \omega}{\omega} \quad (11)$$

$$l_{ef} = l - 0.5 \cdot d \quad (12)$$

$$\omega = \sqrt{\pi} \cdot d \cdot \Gamma_e \cdot \beta \cdot l_{ef}^2 \quad (13)$$

$$\beta = \frac{1}{A_s \cdot E_s} + \frac{1}{A_w \cdot E_w \cdot \alpha} \quad (14)$$

$$\Gamma_e = \frac{9.65}{1.5 \cdot \sin^{2.2} \cdot \alpha} \quad (15)$$

In der Formel werden als „Kw“ die Rückziehsteifigkeit (withdrawal stiffness) und als „α- alfa“ der Winkel der Gewindestangen darstellt. Es werden noch weitere analytische Untersuchungen für die Stangenlängen durchgeführt. Schließlich wird das Verbindungsmodell, mit den Gewindegewinkel- und Längen entwickelt.

Das Versuchsmodell mit zwei geneigt angeordneten Gewindestangen wird getestet und es werden damit untenstehende Ergebnisse erreicht.

**Tabelle 3: Max. Biegesteifigkeit des Anschlusses [14]**

Test-Nr.	Steifigkeit (kNm/rad)	Max. Moment (kNm)
1	2818	44,7
2	2434	42,09
4	2848	41,2

Die Ergebnisse zeigen, dass eine Drehfedersteifigkeit von ca. 2500 kNm/rad mit einem Paar Gewindestangen erreicht werden kann. Das heißt, dass eine Drehfedersteifigkeit von 10000 kNm/rad mit der vier Paaren Gewindestangen reali-

sierbar ist. Das führt schließlich dazu, dass solche Verbindungsmodelle mit geneigt angeordneten Gewindestangen bei Holzhäusern mit Mehrstockwerken Verwendung finden können [14].

### 9.3.2 Energiedissipation bei der Skelettbauweise

Das statische Verhalten einer Skelettkonstruktion unter dynamischer Belastung wie z.B. Erdbeben wird grundsätzlich durch den Verbindungsaufbau bestimmt. Einen starren Anschluss mit einer sehr geringen Verformungskapazität kann zwar eine hervorragende Lastweiterleitung leisten, jedoch kann die Starrheit der Verbindung die Tragfähigkeit der Hauptelemente gefährden. Aus dem Grund ist ein Verbindungsmodell mit gewisser Verformungs- und Duktilitätskapazität zu entwickeln, sodass unter dynamischer Belastung die notwendige Energiedissipation gewährleistet werden kann.

Eine von den üblichen Nachteilen des Holzes als Baumaterial ist das begrenzte Duktilitätsverhalten. Holz hat im Vergleich zu Stahl eine geringe Duktilitätskapazität und verhält sich spröd. Das führt dazu, dass besonders bei den Kraftumleitungspunkten im Holzbau Stahlelemente zum Einsatz kommen. Schließlich bestimmt die Steifigkeit dieser Elemente die Verformungskapazität der Verbindungen und der Gesamtkonstruktion.



Abbildung 19: Stahlscherelemente Versuche [15]

Michael Schick und Werner Seim von der Universität Kassel haben neue Anschlussmodelle, die besonders bei der Holzskelettbauweise Verwendung finden würden, entwickelt. Die Haupteigenschaft dieser Anschlüsse sind die so ge-

nannten Stahl-Scherelemente, die durch ihre Verformungskapazität ein duktiles Verhalten aufweisen. Die Scherelemente sind grundsätzlich Stahlhohlprofile, mit einer Querschnittsabmessung von 120 mm x 60 mm x 4 mm [15].

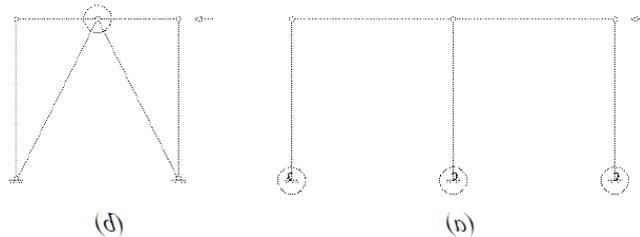


Abbildung 20: Statische Modelle [15]

Die Scherelemente werden an zwei unterschiedlichen Verbindungsarten angesetzt. Die Erste ist einen Fußpunktanschluss einer Stütze und die zweite ist der Anschluss zwei diagonal Stäben an einem Riegel. Es werden im Labor Versuchskörper mit und ohne Scherelemente vorbereitet und somit ist eine Parameterstudie fertig durchgeführt [15].

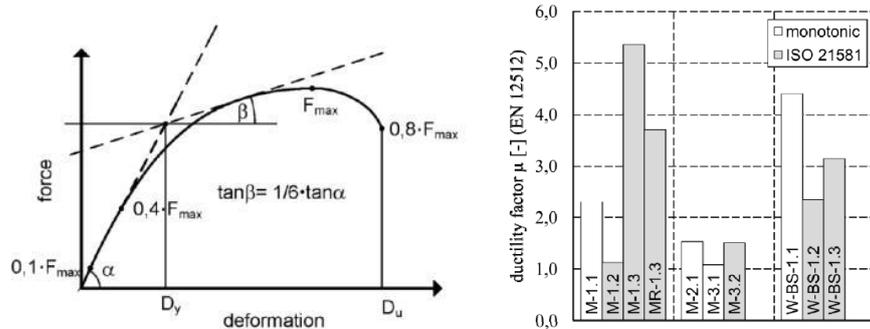


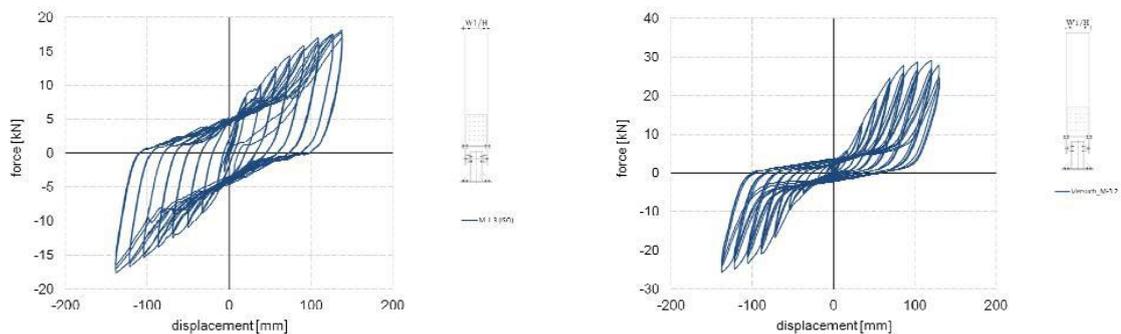
Abbildung 21: Kraft-Verschiebungsdiagramm & Vergleich Duktilitätsfaktor [15]

Durch die Versuche im Labor werden grundsätzlich die plastische und elastische Verformbarkeit ermittelt. Das Verhältnis der elastischen Endverformung und der plastischen (Fließgrenze) ergibt den Duktilitätsfaktor  $\mu$  [15].

$$\mu = \frac{D_u}{D_y} \quad [6] \quad (16)$$

In der Abbildung 21 werden die Testergebnisse der Versuchskörper dargestellt. Der weiße Block mit der Beschriftung M-1.1 stellt den Fußpunktanschluss ohne Scherelemente dar. Der Block M-1.3 stellt auch den Fußpunktanschluss und bei dem sind die Scherelemente angeordnet. Die Testergebnisse zeigen offensicht-

lich, dass die Verbindung mit den Scherelementen ziemlich hohen Duktilitätsfaktor hat [15].



**Abbildung 22: Zyklus der Verschiebung M-1.3, M-3.2 [15]**

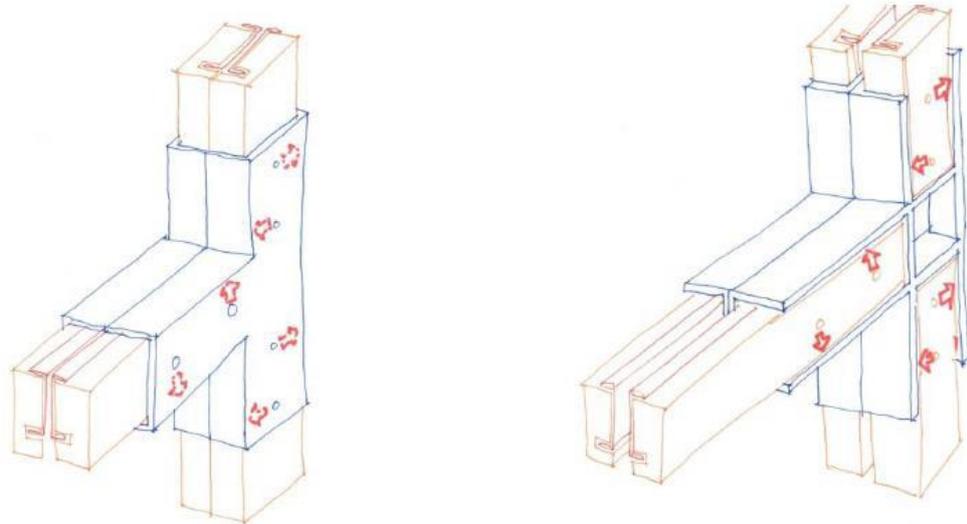
In den obigen Abbildungen werden die Lastzyklusdiagramme der Versuchskörpern M-1.3 und M-3.2 dargestellt. Der Versuchskörper mit den Scherelementen weist ein deutlich hohes duktiles Verhalten im Vergleich zu einem starr gebildeten Anschluss auf. In den Hysteresekurven ist auch offenbar zu sehen, dass bei der Probe mit den Scherelementen die Last mit der Verformung permanent steigt [15].

Die Verwendung der Scherelemente ermöglicht die Erhöhung der Verformungs- und Duktilitätskapazität sowohl in einer Verbindung als auch in der Gesamtkonstruktion, wodurch die erforderliche Energiedissipation erreicht werden kann.

### 9.3.3 Biegesteife Anschlüsse mit Holz-Stahl Hybridträgern, TU Wien

Aufgrund der geringen Beanspruchbarkeit des Holzes sind die Bauteilhöhen der Holzträger größer als durchschnittliche Stahl oder Betonträger. Holzträger mit großen Höhen finden nur begrenzte Verwendung im Baumarkt und sind, wirtschaftlich gesehen, auch nicht vorteilhafter.

Am Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau der technischen Universität Wien hat man sich mit dieser Problematik auseinandergesetzt und einen wirtschaftlich konkurrenzfähigen Träger mit einer vergleichsweise geringen Querschnittshöhe entworfen.



**Abbildung 23: Anschlussvorschläge für die Hybridträger Serie G [12]**

Der neu entworfene Träger wird mit zwei symmetrischen Brett-schichtholz Elementen und zwei Stahlprofilen gebildet. Dadurch kann man den Querschnitt als Hybridträger bezeichnen. Wie in der Abbildung 23 dargestellt ist, werden die Stahlprofile Rücken an Rücken angeordnet und diese gehen in den Schlitzen in den Holzträger hinein [12].

Andrew Bradley hat im 2015 in seiner Diplomarbeit am Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau den oben genannten Hybridquerschnitt untersucht, optimiert und in einem Rechenmodell getestet. Ein geeigneter biegesteifer Anschluss des Trägers war auch das Thema seiner Arbeit. Für die Anschlussarten wurden ebenso mehrere Versuche durchgeführt.

Diese Arbeit basiert grundsätzlich auf die Diplomarbeit von Bradley. Die bereits optimierten Hybridträger werden unverändert verwendet, im Gegensatz dazu aber die Verbindungen und die Stützen weitermodelliert und optimiert. Der besondere Fokus im Gegensatz zur Bradleys Arbeit liegt in der Abtragung der horizontalen Lasten, sprich die Gewährleistung der Aussteifung durch biegebeanspruchter Verbindungsteile [12].

# 10 Variantenuntersuchung

## Hybridträger Serie G:

Die Hybridträger Serie G kam im Jahr 2015 in der Diplomarbeit vom Andrew Bradley vor. Seine Arbeit hat grundsätzlich dem Konzept des Hybridträgers beigetragen. Es wurden dafür zahlreiche Versuchskörper vorbereitet und diese werden im Holzbau Labor bis zum Bruch getestet. Als Ergebnis seiner Arbeit kamen die Grenztragfähigkeiten und sowie die Querschnittsgröße mehrerer Hybridträgers heraus.

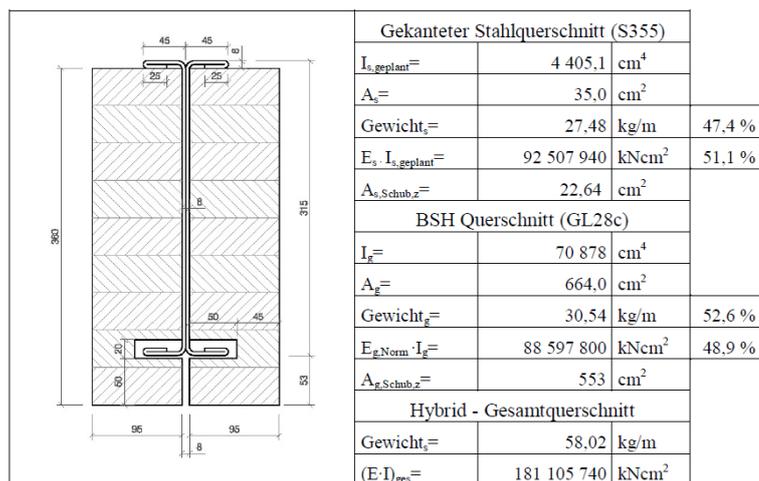


Abbildung 24: Querschnittswerte der Hybridträger Serie G [12]

Die Hybridträger Serie G war ein Output seiner Arbeit und fand wieder als Input dieser Arbeit Verwendung.

## 10.1 Erster Variantenvorschlag: Hybridstütze, Anschluss Stahl zu Stahl

### 10.1.1 Ideenentwicklung

In den ersten Gesprächen mit Prof. Winter und Herrn Tavoussi haben wir uns geeinigt, dass die Hauptaufgabe der Diplomarbeit bei der:

- biegesteife Verbindung des Hybridträgers und
- dazu passende Stütze liegt.

Uns war es bekannt, dass der Einsatz der Stahlelemente für einen Anschluss mit Biegebeanspruchbarkeit nicht zu vermeiden ist. Jedoch eine reine Stahlverbindung zu bauen, war auch nicht unser Ziel. Gezielt war ein möglichst kleinen und filigranen Stahlelement zu verwenden und wenn möglich, aus Brandschutztechnischen und/oder optischen Gründen, ihm hinter dem Holz zu verstecken.

Druck auf Holz, Zug auf Stahl

Mit der Skizze betonte Prof. Winter die Schwäche des Holzes als Baumaterial bei der Beanspruchbarkeit auf Zugbelastung. Die Wand auf der linken Seite wurde rechts unten mit einem Stahlverbindungselement am Boden befestigt und oben in ihre starke Achse horizontal belastet. Somit entsteht ein Zugstreifen entlang der rechten Kante der Wand. Nachdem Holz relativ geringen Widerstand bei der Zugbelastung aufweist, zerbricht die Wand an der Stelle des Stahlelementes. Dieser Schaden ist mit einer Stahlstange oder einem Bewehrungseisen entlang der rechten Kante sofort vermieden, da die Zugkraft durch Stahl weitergeleitet wird.

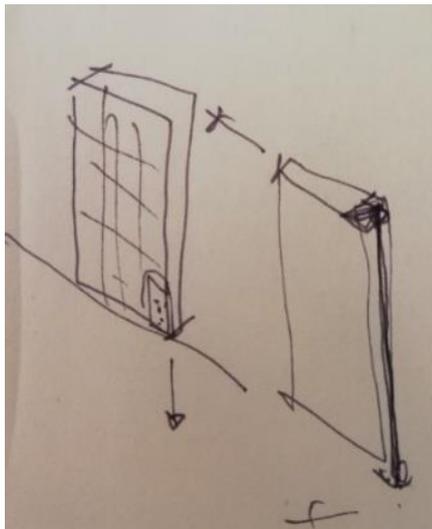


Abbildung 25: Druck auf Holz, Zug auf Stahl

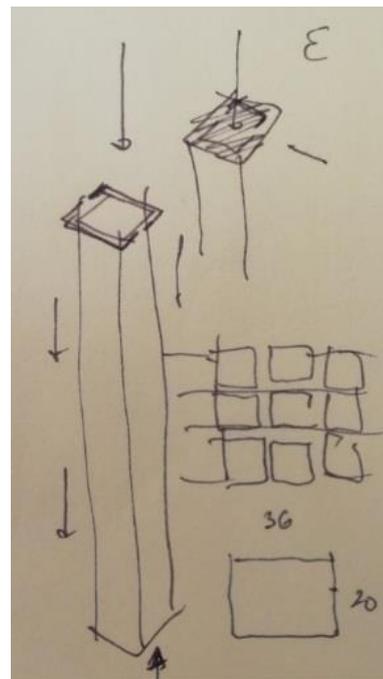


Abbildung 26: Gedankenexperimente Hybridstütze

Weiterhin setzten wir unseren Gedanken ein Schritt fort und stellten uns eine sogenannte Hybridstütze vor. Auf der Abbildung 26 sind zwei Vorschlägen für

die Hybridstützen dargestellt. Bei einer stehen die Stahlprofile außerhalb der Stütze, bei der anderen in der Stütze. Prof. Winter war flexibel mit der Position der Stahlprofile, solange die Druckkraft auf Holz und die Zugkraft auf Stahl gelagert ist. Es war außerdem eine durchgehende Stütze zu konstruieren, weil die Anzahl der Verbindungen sowie Verbindungsmaterialien dadurch verringert wird. Übrigens erhöht sich die Gesamtstabilität der Konstruktion dadurch, dass es wenige bzw. keine Montagestöße gibt.

Diese Skizzen und die Gespräche darüber waren zwar ein kurzer Anhaltspunkt, aber es hat auf den ersten Variantenvorschlag immens eingewirkt.

### 10.1.2 Das Modell

Bei der Konzeptentwicklung der Stütze waren zwei Hauptprobleme zu bestehen. Das Erste ist die durchgehende Stützenform durch mehrere Stockwerke und zweite die biegesteifen Anschlüsse der Hybridträger an die Stütze. Um diese Probleme überbrücken zu können, stellte ich mir einer Hybridstützenform vor. Der Stützenquerschnitt sollte relativ groß sein und seinen Stahlteil, aus Brandschutzgründen, in ihrer Mitte (verdeckt) behalten. Auf der Abbildung 27 und Abbildung 28 ist der Stützenquerschnitt der Variante 1 zu sehen. Die Hybridstütze besteht aus vier rechteckigen Holzteilen, die ca. 30 cm Breite aufweisen. In der Mitte befindet sich ein Plusförmige Stahlträger mit einer Dicke von 16 mm.

Mit einer Gesamtdicke von 60 cm ist sie eine starke Holzstütze, die relativ hohe Druckbelastung aufnehmen und gegen Stabilitätsgefährdung genügend Widerstand leisten kann. Nun musste man eine Lösung für den biegesteifen Anschluss der Hybridträger entwickeln.

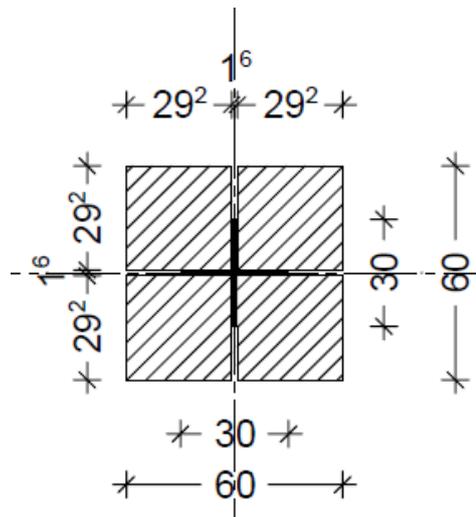


Abbildung 27: Querschnitt Hybridträger

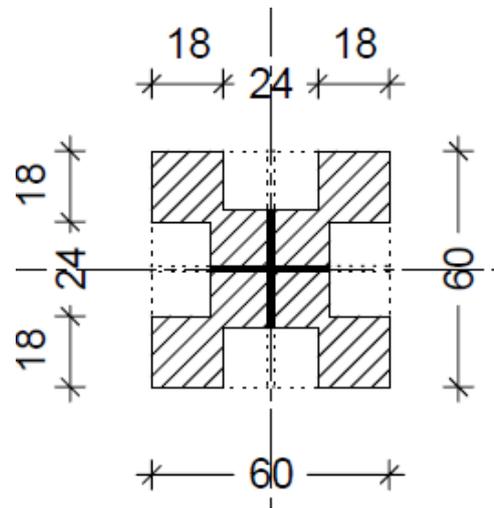


Abbildung 28: Querschnitt an den Stockwerkshöhen Hybridträger

Ein biegesteifer Anschluss ist jedoch ohne zusätzliche Stahlelemente nahezu nicht möglich. Darum kam ich auf die Idee, den Steg der Hybridträger und das Stahlelement der Hybridstütze mit einer Lasche miteinander zu verbinden. Einen direkten Stahlanschluss den Hybridträgern von beiden Seiten der Stütze würde vor allem eine Momentenkonzentration an der Anschlussstelle hervorrufen. Das würde wiederum heißen, dass das Stützen-trägersystem sich wie ein Zweifeldträger verhält. Durch das entstehende Stützenmoment in der Mitte des Zweifeldträgers reduziert sich das Feldmoment. Nachdem die maximale Momententragfähigkeit (Mrd) des Hybridträgers 169 kNm beträgt, ist die Reduzierung des Feldmomentes für die Tragfähigkeit des Trägers sehr bedeutsam.

Auf der Abbildung 29 und Abbildung 30 ist die Hybridstütze an den Geschoßhöhen dargestellt. Der Querschnitt ist an vier Seiten durchgebrochen. Also es sind an allen Seiten Öffnungen für den Hybridträgeranschlüsse vorgesehen. Die Öffnungen wurden nach den Trägerabmessungen angepasst, sie sind also 15 cm Tief und 40 cm hoch. Wie oben erwähnt, werden die Hybridträger mit einer Stahllasche an die Stütze angeschlossen. Jedoch ist eine direkte Lagerung den Trägern an den Öffnungen auf die Stütze ist nicht ausgeschlossen. Also ist einen Holz-Holz Lagerung mit Stahl-Stahl Anschluss kommen in dieser Verbindung zum Einsatz und werden im statischen Modell auch betrachtet.

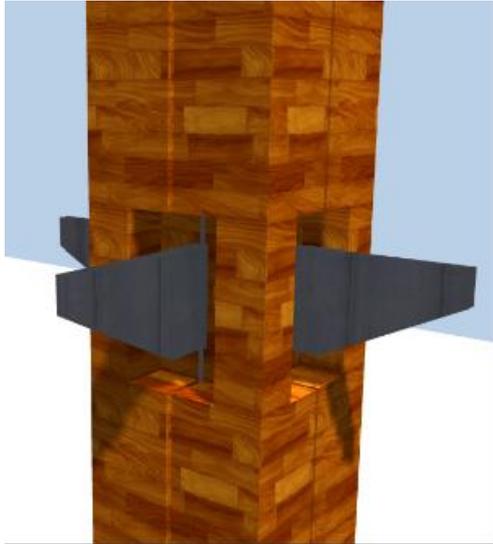


Abbildung 29: 3D Ansicht Schwerdt

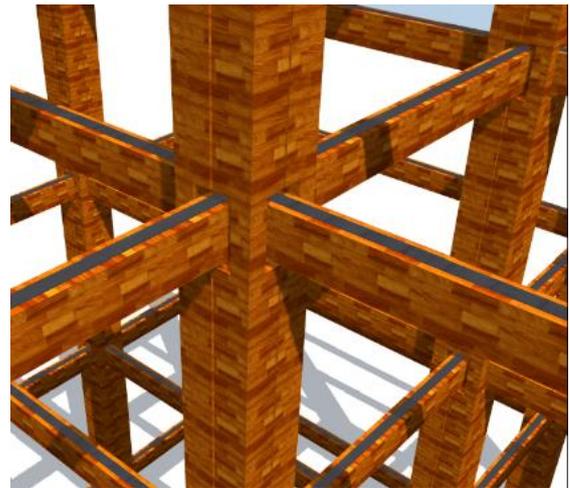


Abbildung 30: 3D Ansicht Konstruktion

Je mehr der Anschlusslasche in die Hybridträger hineingeht, desto mehr reduziert sich das Feldmoment, weil die Länge des Trägers sich dementsprechend verkürzt. Allerdings ruft eine Lasche mit größeren Längen andere Probleme, wie z.B. größere Stützmomente, hervor. Außerdem vergrößert sich auch die Dicke des Bleches mit der Länge, was übrigens konstruktive Probleme sich mitbringt. Um ein akzeptables Verhältnis zwischen Feldmoment und Stützmoment (1:2, 1:1,5 oder 1:1) zu erreichen, habe ich eine Blechlänge von 70 cm verwendet und die ersten Berechnungen mit dieser Länge durchgeführt

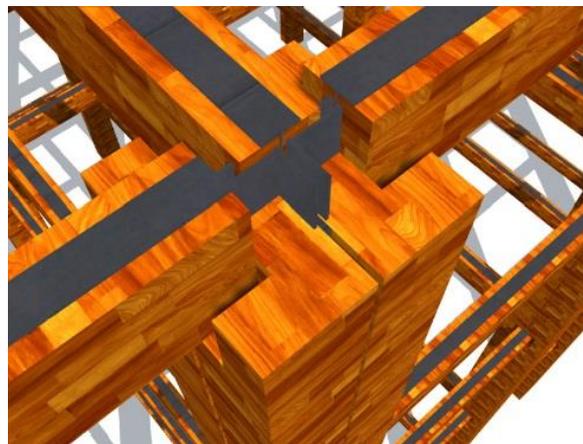


Abbildung 31: 3D Ansicht Anschluss

Nach der Absprache mit Herrn Tavoussi wurden die Zeichnungen und Rechnungen für ein fünf stöckiges Modell durchgeführt. Das Modell hat eine Stockwerkhöhe von 3,5m. Die Spannweite des Trägers beträgt 7 m und die Achsab-

stände bzw. Einflussbreite ist 4m. Wie auf der Abbildung 31 zu sehen ist, gehen die Hybridträger an allen Seiten in die Stütze hinein. Nach dem die Träger mit der Lasche miteinander verbunden sind, verhalten sie wie ein Zweifeldträger. Neben den Zeichnungen habe ich auch ein fünf stöckiges 2D-RStab Modell mit einer einfachen Lastaufstellung vorbereitet. Eine zusätzliche Aufmerksamkeit bei dem Statikmodell im RStab musste auf die Verbindungen gelegt werden, da der Hybridträger theoretisch zweimal an selben Punkt aufgelagert war. Die erste Verbindung ist der Laschenanschluss mit dem Steg des Trägers und zweite ist der direkte Anschluss des Holzes auf Holz an der Öffnungssohle. Auf der Abbildung 32 ist die Verbindung detaillierter zu sehen. Das Ziel ist grundsätzlich einen Knoten zu schaffen, der die Eigenschaften einer biegesteifen Verbindung besitzt. Außerdem ist es auch gesucht, ein Zweifeldträgersystem trotz einer durchgehenden Stütze zu haben.

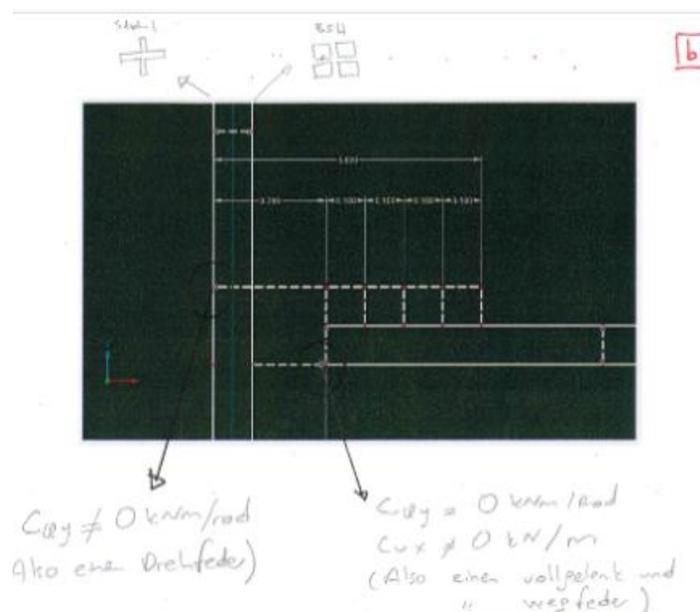


Abbildung 32: Statisches Modell Anschluss

Der Stahlanschluss wurde mit einem Drehfeder und die direkte Auflagerung mit einer Senkfeder modelliert. Danach wurden die Federsteifigkeiten willkürlich geändert und die Reaktion des Modelles beobachtet. Mit 10000 N/mm Wegfedersteifigkeit und 7500 Nmm/rad Drehfedersteifigkeit wurde eine vernünftige Auswertung für das Verhältnis von Stützmomentes zu Feldmoment erreicht. Folglich war die max. Momententragfähigkeit (Mrd) auch nicht erschöpft.

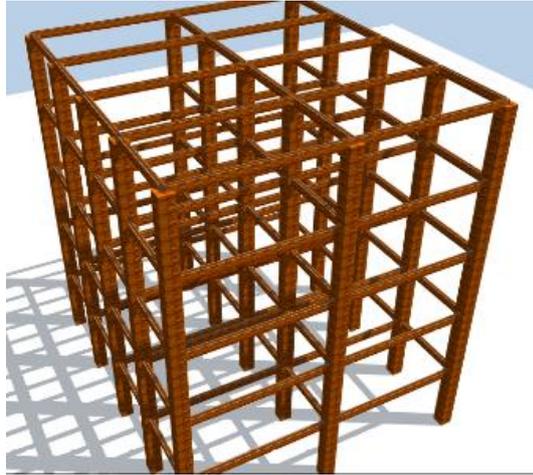


Abbildung 33: 3D Ansicht Gesamt

Die senkrecht stehenden Starrstäbe in dem Model demonstrieren die Schrauben, die das Fahnenblech mit dem Steg des Hybridträgers verbinden. Die Lasse wird im Model selbst auch als Starrstab modelliert. Im Folgenden wurden sämtliche Nachweise wie Material und Stabilität der Hybridstütze, Anschlusslasche, Schrauben oder Schweißnähte durchgeführt und nachgewiesen.

Variantenvorschlag 1 war eine innovative und außergewöhnliche Idee, die wichtigen Fragen wie z.B. Stabilitätsgefährdung der Stütze oder das Überschreiten die maximale Momententragfähigkeit beantwortet. Jedoch bringt er sich ganz andere Probleme in unterschiedlichen Aspekten mit. Die Nachteile der Variante 1 sowie die Umwandlung der Idee in die Variante 2 werden im nächsten Punkt behandelt.

### 10.1.3 Stärken, Schwächen, Chancen, Risiken (SWOT-Analyse)

#### Stärken:

- Reduzierung des Feldmomentes

Durch dem Zweifeldträgersystem wird das Feldmoment erheblich reduziert. Dadurch ist es möglich den Hybridträger weiterhin zu verwenden.

- Durchleitung den horizontalen Belastungen

Durch den Stahl-Stahl Anschluss werden die horizontalen Beanspruchungen entlang die gesamte Konstruktion weitergeleitet.

- Bildung einer biegesteifen Rahmenecke

Die Stahl-Stahl Verbindung nimmt das entstehende Stützmoment auf. Dadurch entsteht einen biegesteifen Anschluss. Das trägt bei der Aussteifung der Konstruktion auch bei.

- Aussteifung

Ein funktionierendes Modell mit der Variante 1 ist anhand den biegesteifen Eckverbindungen ausgesteift. Es werden also keine zusätzlichen Aussteifungselemente gebraucht.

- Wiederverwendbarkeit

Die Stütze und der Träger bestehen aus wiederverwendbaren Werkstoffen

- Austauschen, Instandsetzen

Teile, wie z.B. das Fahnenblech kann für einen Schadensfall ausgetauscht werden.

- Energiedissipation

Nachdem die sämtliche Verbindungselemente aus dünnen Stahlblechen entstehen, weist die Verbindung gewisse Duktilität auf. Unter großen Belastungen oder schlagartige Verformungen besitzt die Konstruktion eine Kapazität an der Energiedissipation.

- Zweiachsige gespannte Platten

Die Hybridträger werden in beiden Richtungen verlegt. Also spannen die Platten zweiachsig. Das führt zu einer Reduzierung der Einflussfläche und Belastung auf dem Träger.

- Druck auf Holz – Zug auf Stahl

Mit einem funktionierenden Modell verläuft die Druckkraft lediglich von Holz zu Holz, die Zugkraft wird hingegen nur vom Stahl aufgenommen. Dieses Phänomen wurde in dem Kapitel Ideenentwicklung besprochen und für das Modell absichtlich gesucht.

- Brandschutz

Im Brandfall werden die Stahlelemente geschützt, weil sie hinter den Hölzern versteckt sind.

- Ästhetik

Eine filigrane Holzskelettkonstruktion ohne massive Stahlelementen trägt die Ästhetik der Konstruktion auch bei.

#### Schwächen:

- Montage

Nach seinem Konzept der Variante 1 gehen die Hybridträger in die Öffnungen in den Stützen hinein und werden dort aufgelagert. Das System sieht zumindest in einem fertigen Modell hervorragend aus, jedoch wenn man die Montagebedingungen betrachtet, ist es fehlerhaft. Nach dem traditionellen Bauablauf werden zunächst die Stützen konstruiert. Das heißt, dass die Träger nachher in die Öffnungen eingesetzt werden müssen. Jedoch wegen der Geometrie des Hybridträgers ist dies aus konstruktiver Sicht nicht möglich.

- Sehr große Stützenquerschnitte

Das Konzept der Variante 1 besteht aus Lagerung mehrerer Träger in den Öffnungen der Stütze. Das führt automatisch zu einer Stütze mit sehr großen Abmessungen. Die Spannweite des Trägers überschreitet nicht mal 7 m und die Einflussbreite beträgt 4 m. Daher reduziert eine Stütze mit 60 cm Breite den Raumvolumen erheblich und beeinflusst den Wohlfühlfaktor negativ. Außerdem ist die Materialverschwendung allein durch eine Stütze enorm groß.

Zusätzlich entsteht die Hybridstütze aus vier Holzstützen. Für den Aufbau müssen diese Teile und das Stahlprofil zusammengebracht, an den richtigen Stellen gehalten und mit Schrauben aneinander befestigt werden. Dieser Bauprozess ist für eine Stütze mit der Höhe von 17,5 m eine sehr mühsame Arbeit.

- Stahlelement in der Hybridstütze

Die Idee mit dem Plus (+) Profil in der Hybridstütze ist ein Vorschlag gewesen, der sich nach den ersten Gesprächen ergeben hat. Durch das Plus-Profil und den Anschlusslaschen werden die Hybridträger direkt aneinander angeschlossen. Dieser Anschluss ermöglicht einem Zweifeldträgersystem. Allerdings ist das Vorhandensein des Plusprofils zwischen den Geschossen nutzlos. Infolgedessen ist das Konzept der Hybridstütze bei der Variante 2 ausgeschlossen.

- Komplexität an den Federsteifigkeiten

Die angenommenen Größen der Federsteifigkeiten im statischen Model sind 10000 N/mm für die Wegfedersteifigkeit und 7500 Nmm/rad für die Drehfedersteifigkeit. Der Steg des Hybridträgers oder das Plusprofil in der Stütze sind relativ filigran für solche Steifigkeitsgrößen. Außerdem liefern einen statischen Nachweis der Federsteifigkeiten auf Papier nicht immer die exakt richtigen Ergebnisse.

- Komplexität des statischen Modelles

Der Hybridträger wird theoretisch zweimal an die gleiche Stütze aufgelagert. Dieses Phänomen wird im statischen System im RStab wohl betrachtet. Allerdings weist das System gewisse Komplexitäten auf, weil jeweilige Teile der Träger an unterschiedlichen Teilen der Hybridstütze aufgelagert sind. Bestandteile der Hybridstütze oder Hybridträger werden statisch gesehen als separate Bauteile betrachtet. Diese Bauteile sind im statischen Model mit starren Koppelstäben nebeneinander oder aufeinander verbunden. Nachdem sie nebeneinander oder aufeinander stehen, ist eine gewisse Exzentrizität im Model auch nicht zu vermeiden. Als Schlussfolgerung ergibt sich, dass die Variante 1 wegen seinem komplexen Aufbau gewisse Schwierigkeiten bei der statischen Untersuchung aufweisen.

### Chancen:

In der neuen Bautechnologie wird öfters von hybriden Bauelementen gesprochen. Als vorrangigen Werkstoffen in dem Bereich kann man zweifellos den Stahl und Beton nennen. In der Baubranche finden Verbundträger,- decken und -stützen seit Jahrzehnten Verwendung. Ein Verbundkonzept im Holzbau zu-

sammen mit den Werkstoffen Stahl oder Beton hat sich hingegen nicht großartig entwickelt.

In der Variante 1 wurde zunächst von dem Konzept ‚Hybridstütze‘ gesprochen. Die Diskussionen haben sich zur Ideenentwicklung positiv beigetragen und dadurch ist das erste Stützenmodell ergeben. Nachher werden die Stärken und Schwächen des Hybridstützenkonzeptes unter die Lupe genommen und nach den Entwicklungsoptionen gesucht.

Daher versucht diese Arbeit eine Basis für die zukünftigen Forschungen im Bereich des Holzskelettbauens zu bilden und gibt seinen Beitrag zu den Entwicklungen in Holz-Stahl-Hybridkonstruktionen.

### Risiken:

Die Schwächen oder Grenzen dieser Methode können nach einem Laborversuch genau bestimmt werden. Daher kann diese Arbeit lediglich die FE-Ergebnisse liefern.

Die Realisierbarkeit dieser Idee hat übrigens mit der Wirtschaftlichkeit und die Praxis stark verbunden. Die Hybridbauelemente brauchen an erster Stelle sehr hohe Fertigungsgrade, die natürlich die Wirtschaftlichkeit der Methode stark bedrohen.

## **10.2 Zweite Variantenvorschlag, Brettschichtholzstütze, durchgehende Durchbrüche, Anschluss mit U-Profil**

### 10.2.1 Ideenentwicklung

Aufgrund der zahlreichen Nachteile der Variante 1 ist in der Variante 2 eine Konzeptänderung vorgesehen. Nachdem die Sinnhaftigkeit einer Hybridstütze sich in Frage gestellt hat, wird in der Variante 2 eine normale Brettschichtholzstütze verwendet. Bei der Modellierung des Anschlusses wurde überwiegend die Montageschwierigkeiten der Variante 1 im Auge behalten.

Diese Diplomarbeit ist eine Folge der Arbeit von Andrew Bradley [12] aus dem Jahr 2015. Bradley hat grundsätzlich die Tragfähigkeit des Hybridträgers unter-

sucht und seine Grenzen gesucht. Die Ergebnisse seiner Diplomarbeit werden in dieser Arbeit in Betracht gezogen.

### 10.2.2 Das Modell

Das Grenzmoment des Hybridträgers „Serie G“ beträgt 169kNm. Dieses Moment wird für einen Einfeldträgersystem mit einer Spannweite von 6m und eine Einflussbreite von 4m längst überschritten. Daher ist eine Reduzierung des Feldmomentes nicht zu vermeiden.



Abbildung 34: 3D Ansicht Verbindung

Um das Feldmoment zu reduzieren, hat man in der Variante 1 den Träger mit einem relativ langen Blech im Feld gehalten. In der Variante 2 allerdings verkürzten sich die Länge des Trägers auf 4.85m. Der verkürzte Träger ist auf einem U Profil, der einer Länge von ca. 2m hat, aufgelagert. Das U-Profil geht durch die Öffnung in der mittleren Stütze durch und bildet einen biegesteifen Anschluss mit der Stütze. Die Hybridträger werden übrigens als Einfeldträgersystem betrachtet, weil sie sowohl auf den U Profil als auch an der Stütze mit gelenkigen Anschlüssen gelagert sind. Dadurch wird das Überschreiten des Grenzmomentes durch die Verkürzung der Trägerlänge kompensiert. Das komplizierte Federsystem in dem statischen Model 1 wird übrigens auch beseitigt.

#### Stütze

Nach dem die Nutzung des Stahlprofils in der Hybridstütze zwischen den Geschoßen (Variante 1) ausgefallen ist, ist das Konzept der Hybridstütze auch nicht mehr sinnvoll gewesen. Daher ist eine rechteckige Brettschichtholz Stütze mit den Abmessungen von 30 cm x 60 cm ausgewählt. Allerdings wurde die

Idee, in den Stützen Öffnungen zu haben und die Träger durch diese Öffnungen durchzustecken, beibehalten.



Abbildung 35: 3D Ansicht Verbindung

### Montage

Nach der Verkürzung der Träger und die Anordnung des U-Profils sind die Schwierigkeiten bei der Montage bestanden. Der Bauablauf erfolgt mit der Reihenfolge; das Konstruieren der Stütze, durchstecken des U-Profils und das Einsetzen des Hybridträgers. Die Geometrie der Bauteile und die Abmessungen der Querschnitte sind filigraner als der Variante 1 und erlauben den Aufwand bei der Montage zu reduzieren.

### Statisches Model des Hybridträgers

Wie in dem obigen Kapitel erwähnt, beträgt die maximale Momententragfähigkeit ( $M_{rd}$ ) des Hybridträgers 169 kNm. Diesen Betrag ist natürlich entscheidend für die Auswahl des statischen Systems. Zuzüglich der  $M_{rd}$  ist das Verhältnis von Feldmoment zu Stützmoment (oder umgekehrt) war auch ein Thema im Auge zu behalten. Nämlich ist es beabsichtigt ein Verhältnis von 1:1 bis 1:2 zu erreichen.

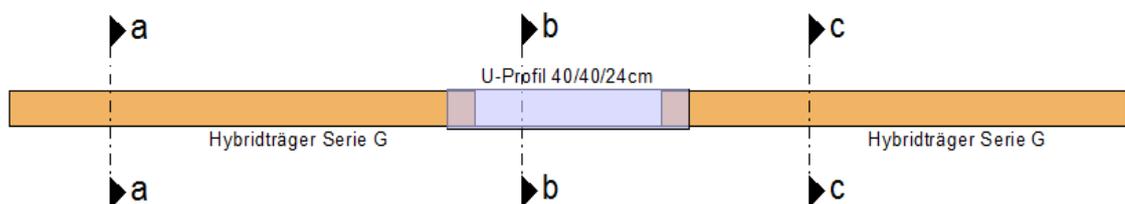


Abbildung 36: Statisches Model, Gerberträger

Der Hybridträger „Serie G“ wird von den beiden Seiten, auf die Eckstütze und der U-Profil, gelenkig gelagert. Das U-Profil wird direkt auf die mittlere Stütze gelagert und trägt die Hybridträger an seinen ausragenden Enden. Also wird als statisches System „der Gerberträger“ gewählt. Durch diese Auswahl ist das gewünschte Verhältnis des Stütz- und Feldmomentes erreicht und das Mrd in dem akzeptablen Bereich gehalten.

Dank seiner Geometrie des U-Profiles und ihre Abmessungen erfolgt die Auflagerung des Hybridträgers unkompliziert. Eine genaue Untersuchung der Tragfähigkeit des Stahlträgers sowie seiner Verbindung an der mittleren Stütze werden in den kommenden Kapiteln separat betrachtet. Das heißt, dass die Abmessungen des Querschnitts vom Stahlprofil sich ändern können.

### Statisches Modell der Stütze

Das Konzept der Hybridstütze wird in der Variante 2 nicht mehr verwendet. Die neue Stütze ist eine reine Brettschichtholzstütze, die durch fünf Geschosse ununterbrochen durchgeht. An den Geschosshöhen hat sie übrigens Öffnungen, wodurch die Stahlprofile durchgehen. Auf diesen Profilen werden die Hybridträger gelagert.

Als statisches Modell sind die Stützen allerdings unberührt geblieben. Es handelt sich immer noch um einen Stab mit einer Länge von 17.5 m. Die Querschnittsabmessungen betragen 30 cm x 60 cm. Dieser Stab wird mit je 3.5 m Abstand mit Quer- und Normalkräften aber auch mit Momenten beansprucht.

Die mittlere Stütze trägt die Deckenlasten von beiden Seiten. Wegen den veränderlichen Lasten im Raum entsteht ein gewisses Moment ( $\Delta M$ ) an den Knotenpunkten. Dieses Moment wird durch das durchgehende

Stahlprofil aufgenommen und an die Stütze geleitet.

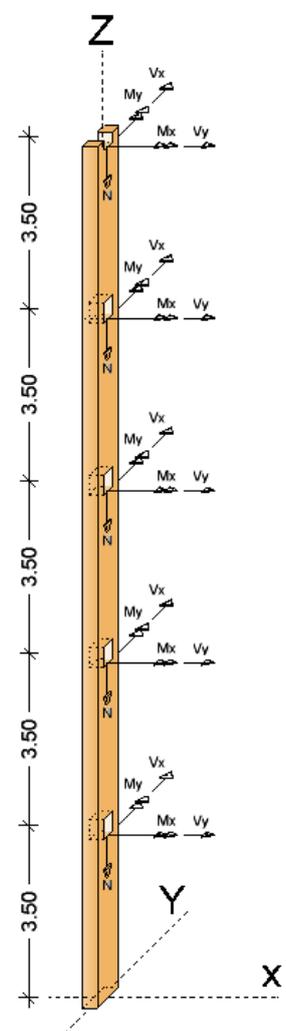


Abbildung 37: Statisches Modell Stütze

Stützen, mit einseitiger Belastung von der Decke, werden aber anders betrachtet. Dank der zentrischen Lagerung der Träger an den Eckstützen, entstehen dort ein gelenkiger Anschluss und kein zusätzliches Moment. Somit weisen die Eck- und mittleren Stützen zwar das gleiche statische System auf, jedoch werden sie anders beansprucht.

### Aussteifungskonzept

Für die Aussteifung des Gebäudes kommen Zugstäbe zum Einsatz. Die Stahlzugstäbe werden diagonal und versetzt an die Geschoße angebracht. Die Aussteifung wird allgemein an den Fassadenachsen gewährleistet. Durch versetzte Anordnung der Diagonalen können die Fensteröffnungen in den Räumen ohne Hindernis konstruiert werden.



Abbildung 38: 3D Ansicht gesamt

Durch die statische Analyse mit den beidseitigen Windlasten in RSTAB-Dlubal wurde ermittelt, dass die Anordnung der Diagonalen für den Kraftfluss sinnvoll ist. Nach dem all die Diagonalstäbe Zugstäbe sind und an allen Ecken gelenkig angeschlossen sind, entstehen nur Normalkräfte. Diese Kräfte werden mit dem ausgewählten Querschnitt der Diagonalen tragbar.

### 10.2.3 Stärken, Schwächen, Chancen, Risiken (SWOT-Analyse)

#### Stärken:

- Montagefreundlich

Der Aufbau der Konstruktion erfolgt mit der Reihenfolge; Stützen, U-Profile und Träger. Die U-Profile gehen durch die Stützen durch und die Träger werden lediglich auf diese Profile aufgesetzt. Daher ist die Montage des Systems relativ einfach.

- Reduzierung des Feldmomentes

Die U-Profile haben eine Länge von 2 m und werden an ihrer Mitte auf die mittlere Stütze gelagert. D.h. kragen sie einen Meter von beiden Seiten der Stütze hinaus. Dadurch wird die Länge des Trägers reduziert und das Feldmoment unter des Grenzmomentes ( $M_{rd}$ ) gehalten.

- Aussteifung

Die Aussteifung erfolgt durch diagonal Stäben. Die versetzten Auskreuzungen in der Skelettbauweise kommen z.B. im Stahlbau ausschließlich vor. Also gibt es genügend Knowhow für dieses Konzept.

- Seitliche Halterung des Hybridträgers

Durch die Verwendung der U-Profile werden die Träger seitlich gegen mögliches Drillen gehalten. Die U-Profile sind also eigentlich Gabellagerungen.

- Fassade

Durch die versetzte Anordnung den Aussteifungsstäben können Fenstern an den Fassaden angeordnet werden. Dieses Aussteifungskonzept trägt bei der Ästhetik der Gebäude bei.

#### Schwächen:

- Aussteifungskonzept

In der Skelettbauweise werden Diagonalstäbe oft verwendet und es besteht gewisses Knowhow in dem Bereich. Allerdings bringt die Nutzung dieser Methode in dieser Masterarbeit keine Neuigkeit mit sich. Es wird ersucht, dass die wissenschaftlichen Arbeiten neue Ideen entwickeln und durch ihre Kreativität die Innovation beitragen.

Zusätzlich ist der Aufbau solchen Verbindungen mit den auskreuzenden Stäben an die Stützen nicht einfach. Es können zwar mehrere Lösungen im Stahlbau vorhanden sein, jedoch kommen sie im Holzbau nicht sehr üblich zum Einsatz.

- Durchbrüche in den Stützen

Die Öffnungen in der Stütze beeinträchtigen den Stabilitätswiderstand der Stütze. Diese Brüche tragen bei dem Materialnachweis auch nicht bei. Also solche große Durchbrüche sind allgemein eine Gefährdung für die Stützen.

- Gerberträger ist kinematisch

Das statische System den Trägern ist ein Gerberträger, der kinematisch aufgebaut ist. Um ein statisch bestimmtes und nicht kinematisches System zu haben, muss eine von den drei Trägern festgehalten werden. Durch jegliche Festhaltung im System entstehen neue Kräfte oder Zwangsspannungen, die in einer Art und Weise aufgenommen werden müssen. Also das statische Model ist korrekturbedürftig.

- U-Profil

Das Profil ist für die Beanspruchung, die er aufnehmen muss, sehr filigran. Also die Abmessungen müssen vergrößert werden. Die Vergrößerung den Abmessungen ruft allerdings noch größere Durchbrüche in der Stütze hervor. Also die Problematik mit den Durchbrüchen ist nicht leicht lösbar.

- Wohlfühlfaktor

Einachsige Spannung den Platten heißt Reduzierung der Einflussbreite. In der Variante beträgt die Einflussbreite 4 m. Das führt dazu, dass der Wohlfühlfaktor in dem Raum begrenzt wird.

- Biegesteife Ecke

Das U-Profil muss an die Stütze biegesteif angeschlossen sein. Ansonsten kann die entstehende Momentendifferenz nicht aufgenommen werden. Diese Tatsache spricht wiederum gegen das Gerberträgersystem und gelegentlich das Aussteifungskonzept. Weil eine Konstruktion mit den biegesteifen Rahmenverbindungen eigentlich keine Aussteifungsstäbe braucht.

#### Chancen:

Die statische Betrachtung des Hybridträgers hat zwar keinen vernünftigen Ergebnissen geliefert. Jedoch weist die Methodik gewisse Vorteile auf. Die Länge des Hybridträgers wird anhand eines Konsolensystems reduziert, dadurch werden die Tragfähigkeitsgrenzen nicht erreicht. Daher kommt das Gerberträgersystem in anderen Varianten in unterschiedlichen Formen nochmal vor.

#### Risiken:

Das Aussteifungssystem bringt keine Innovation mit sich, weil die Auskreuzungen im Stahlbau genügend erforscht sind. Also, das größte Risiko bei dieser Variante ist das Wiederholen der vorhandenen Technik.

### **10.3 Der dritte Variantenvorschlag, Stahlstütze, Anschluss mit Fahnenblechen**

#### 10.3.1 Ideenentwicklung

Die Ergebnisse der ersten zwei Varianten haben gezeigt, dass einachsige Spannung der Platten den Wohlfühlfaktor im Raum negativ beeinflusst. Daher werden in den folgenden Varianten lediglich zweiachsig gespannte Platten betrachtet.

Zweiachsige Spannung der Platten ist statischer Hinsicht auch vorteilhafter, da durch die Flächenverteilung auf vier Träger die Belastung sich erheblich reduziert.

Die Besonderheit dieser Variante liegt darin, dass in dieser Variante eine reine Stahlstütze Anwendung findet. Der Grund dafür, ist die Vielfältigkeit der Variantenuntersuchung zu unterstützen.

### 10.3.2 Das Modell

In der Variante drei sind die Platten zweiachsig gespannt, dadurch werden zunächst die Rasterabstände geändert bzw. vergrößert. Die Stützen stehen in der Variante jeweils mit 8 m Abstand voneinander entfernt. Dadurch werden mit relativ filigranen Bauelementen größere Räume in der Konstruktion geschaffen.

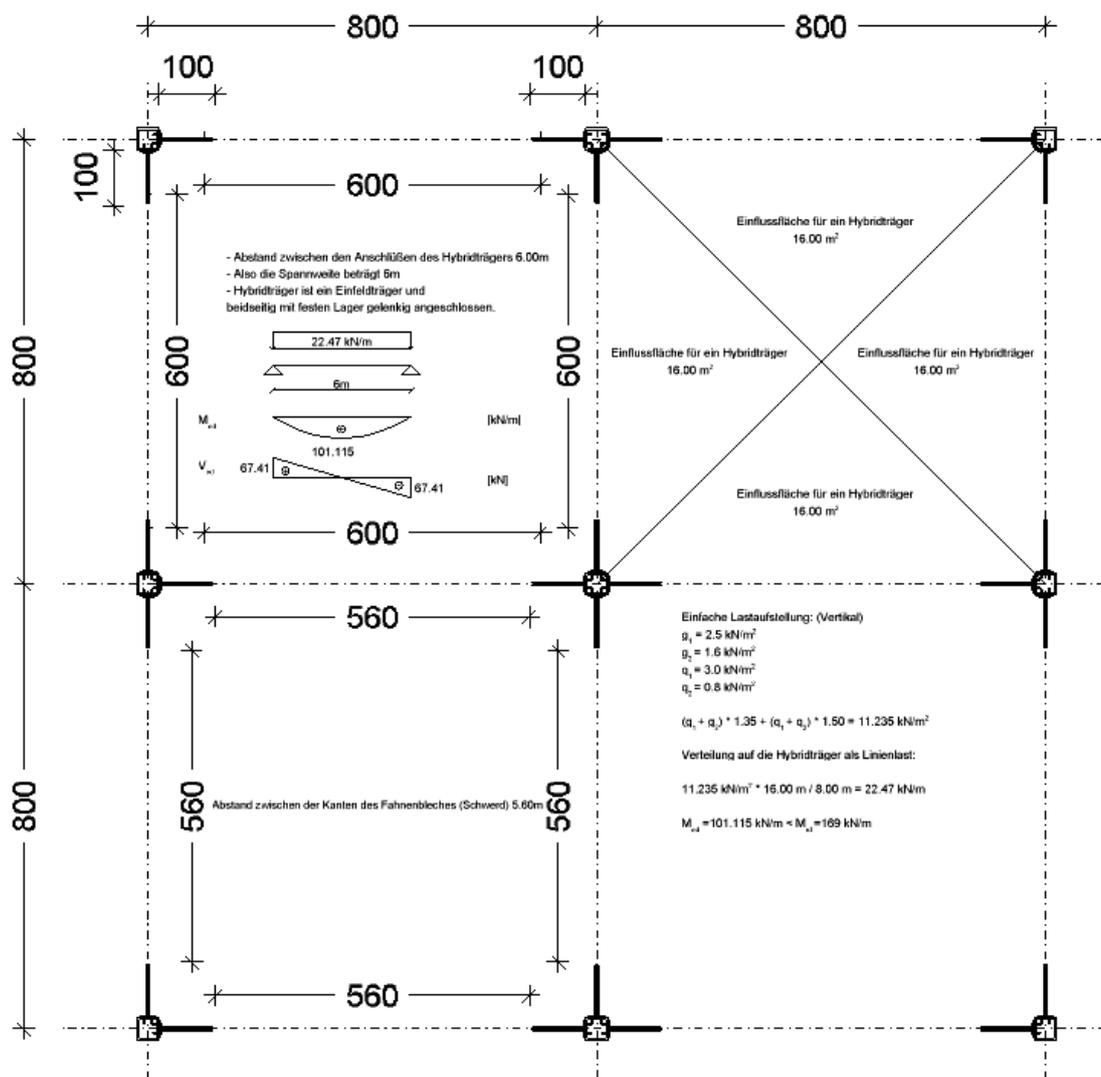
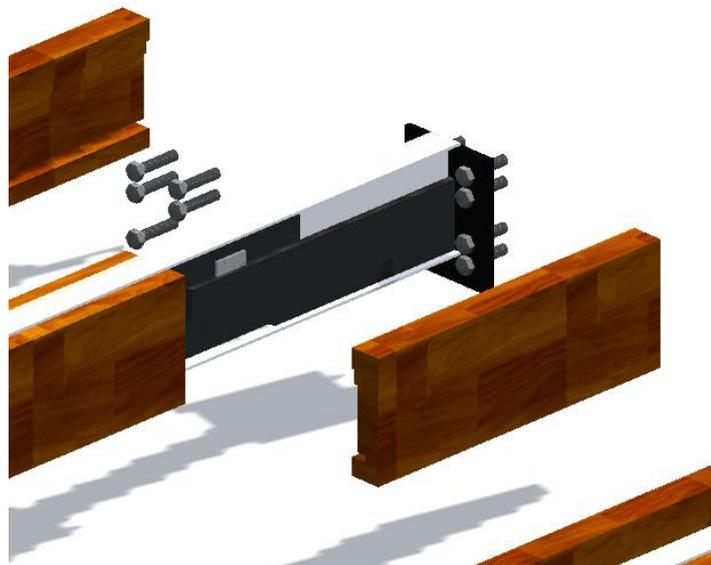


Abbildung 39: Neue Rasterabstände

Es wird zunächst einfache statische Berechnungen für die Prüfung der Tragfähigkeit des Hybridträgers durchgeführt. Bei dieser Berechnung werden gewöhn-

liche Lastaufstellungen für Hochbau vorgenommen. Der statische Nachweis ergibt ein vernünftiges Ergebnis. Somit wird das Model mit 8 m regelmäßige Rasterabstand weiterentwickelt.

Ein Phänomen in dieser Variante sind die Fahnenbleche (ähnlich wie in der Variante 1). Die Fahnenbleche werden an den Stockwerkshöhen angeordneten Kopfplatten angeschweißt. Wie eine Konsole kragen diese Bleche von der Stütze 1 m hinaus. Die Hybridträger lagern auf den Kanten dieser Bleche. Somit wird die Spannweite der Träger auf 6 m reduziert. Dadurch werden das maximale Moment und Durchbiegung des Trägers im akzeptablen Bereich gehalten.



**Abbildung 40: 3D Darstellung Anschlusselemente**

In der Abbildung 40 wird das Anschlussmodell dargestellt. Der Hybridträger besteht grundsätzlich aus Stahl- und Brettsperrholzteile. Der Stahlteil befindet sich in der Mitte des Trägers und weist eine Blechdicke von 4 mm auf. Die 4 mm Blechdicke ist für den Auflagerungsbereich nicht ausreichend stark. Dadurch werden Verstärkungsbleche an beiden Seiten des Trägers angeordnet. Diese Bleche sind 11 mm Dick und sind durch Schweißnähte an dem Träger kraftschlüssig verbunden.

Um eine nahezu gelenkige Lagerung anzufertigen wird an dem Verstärkungsblechen Stahlteile, die sogenannte Knagge, angeschweißt. Der Träger wird durch den direkten Kontakt der Knagge auf dem Fahnenblech aufgelagert. Das

dadurch entstehendes Moment wird von der Kopfplatte und Schrauben aufgenommen und an die Stahlstütze geleitet.



Abbildung 41: 3D Ansicht Verbindung

Auf Abbildung 41 wird der Anschluss an der Mittelstütze dargestellt. Die herausgeschnittenen Holzteile des Trägers haben keine Tragfunktion, sondern tragen lediglich bei dem Brandschutz bei. Diese Teile schützen den Stahl vor dem Brand. Dadurch werden sämtliche Stahlteile der Verbindung hinter dem Holz versteckt. Das trägt neben Brandschutztechnischen Gründen auch für die Ästhetik der Konstruktion etwas bei. Übrigens werden mögliche Wartungs- oder Instandsetzungsarbeiten durch dieses versetzbare Teil leichter durchgeführt.

### 10.3.1 Stärken, Schwächen, Chancen, Risiken (SWOT-Analyse)

#### Stärken:

- Einfachheit der Bildung einer biegesteifen Rahmenecke

Dank des Anschlusses mit der Kopfplatte wird eine biegesteife Verbindung geschaffen. Der Modellierungsaufwand war nicht hoch, da diese Variante mit einer Stahlstütze ausgebildet ist. Dieses Phänomen bei einer Holzstütze zu haben, hat große Schwierigkeiten.

- Einfachheit der Montage

Die Fahnenbleche und Kopfplatten werden im Werk aneinander angeschweißt und auf die Baustelle geliefert. Danach werden die Teile an die Stahlstütze angeschraubt. Die Träger setzen nachher auf den Fahnenblechen darauf.

- Montagestößen in der Stütze

Für die Montagestöße der Stütze können übliche Methoden im Stahlbau verwendet werden.

- Einfachheit bei der statischen Berechnung

Nachdem es keinen komplizierten Anschlussmechanismen verwendet wird, lassen sich die statischen Berechnungen zügig zu rechnen.

- Versetzbare Holzelemente

Die Holzelemente an den Anschlussbereichen haben keine Tragfunktion. Aus ästhetischen und Brandschutztechnischen Gründen kommen sie zum Einsatz. Die Versetzbarkeit dieser Teile ermöglichen übrigens sämtliche Wartungs- und Instandsetzungsarbeiten an den Anschlüssen. Für einen eventuellen Schadensfall kann man diese Holzelemente auch wechseln.

### Schwächen:

- Anzahl der Montagestöße

Wegen Transportbeschränkungen müssen Stahlstützen in mehreren Teilen auf die Baustelle gebracht werden. Das führt dazu, dass die Anzahl den Montagestößen steigt.

- Verstärkung der Stütze

Das Hohlprofil muss an den Anschlussbereichen (Stockwerkshöhen) gegen des Materialversagens verstärkt werden.

- Stahlstütze – Parameterstudie

Der Einsatz der Stahlstütze wurde für die Parameterstudie durchgeführt. Trotz den zahlreichen Vorteilen der Stahlstütze, liegt dem Hauptaugenmerk dieser

Arbeit immer noch in einem passenden Holz- oder Holzstahlstütze zu entwickeln.

#### Chancen:

Diese Variante ist eine Kombination aus Stahl- und Holzbau. Das Anschlussmodell sowie die Hohlprofilstütze sind übliche Methoden oder Elemente im Stahlbau. Wenn man zu den innovativen Fortschritten ‚im Holzbau‘ nicht beitragen wollen würde, hätte die Variante 4 die größte Chance.

#### Risiken:

Der Nachteil in dieser Variante liegt darin, dass neue oder innovative Ideen kaum vorhanden sind.

### **10.4 Der vierte Variantenvorschlag: Hybridstütze, Anschluss mit Fahnenblechen und Stahlteilen in der Stütze**

#### 10.4.1 Ideenentwicklung

Das Hybridstützenkonzept kam in der Variante 1 in Frage. Es wurden Plusprofile (+) aus Stahl in die Holzstützen eingesteckt und die Stützen wurden mit relativ Dichten Rasterabständen angeordnet.

In der Variante vier spannen die Platten auch zweiachsig und die Stützen werden nun in einem 8 m Raster angeordnet. Daher ist ein zweiter Variantenvorschlag mit einer anderen Hybridstütze vorbereitet.

Die Plusprofile in der Variante eins standen zentrisch in der Stütze. Die seitlichen Anschlussbleche wurden mit dem Plusprofil verbunden. Dafür musste das Holz durchgehend geschlitzt werden, das wiederum die Tragfähigkeit der Stütze beeinträchtigt.

In dem neuen Hybridstützenkonzept werden die Stahlteile nicht zentrisch in der Mitte, sondern an den Kanten angeordnet. Diese Bleche haben Löcher an mehreren Stellen und gehen durch die ganze Stütze durch. Die Gründe und Ergebnisse werden in dem nächsten Schritt ‚Das Model‘ ausführlich erklärt.

#### 10.4.2 Das Modell

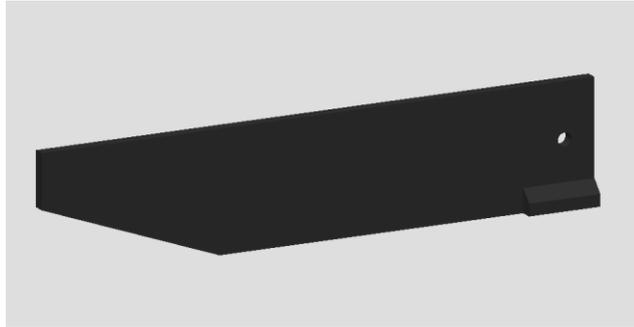
Der Rasterabstand von der Variante drei wird bei dieser Variante auch behalten. D.h. beträgt die Trägerlänge 6 m und kragen die Fahnenbleche jeweils 1 m von beiden Seiten den Stützen hinaus. Die Besonderheiten dieser Variante liegen bei dem Stützenform und den Anschlusstechnik.



**Abbildung 42: 3D Ansicht Verbindung**

Das Stützensystem besteht aus Brettschichthölzern und Stahlbleche. Das Holzelement ist rechteckig und hat eine Querschnittsabmessung von 50 cm x 50 cm. Die Stahlteile werden in den durchgehenden Schlitzen des Holzes angeordnet und mit stiftförmigen Verbindungselementen an dem Holzteil verbunden. Durch die Verwendung zwei unterschiedlichen Werkstoffen an einem Bauelement entsteht die sogenannte ‚Hybridstütze‘.

An der Abbildung 42 sehen wir die Hybridstütze und die Anordnung den Stahlteilen. Einen Stahlteil ist zur Schau rausgenommen. Auch diesem Blech hat eine rechteckige Querschnittsabmessung und beträgt 10 cm x 1 cm.



**Abbildung 43: Fahnenblech**

In der Abbildung 43 sieht man dem Fahnenblech der Variante 4. Das Blech hat grundsätzlich die gleiche Geometrie wie in den vorherigen Varianten. Jedoch hat er ein Paar Neuigkeiten.

An den Auflagerungsstellen werden zusätzliche Stahlkörper an unteren Kanten des Bleches angeschweißt. Dadurch wird die Auflagerungsfläche vergrößert und die konzentrierte Druckkraft auf Holz reduziert.

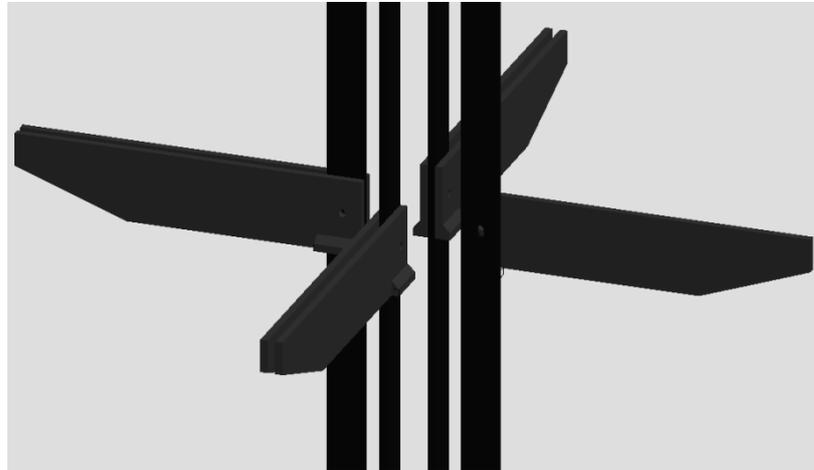
Das Blech hat ein Loch. Durch dieses Loch wird er mit einem Verbindungselement an dem Hybridstützenblech verbunden. Nachdem an dieser Verbindungsstelle das Stützenblech ein Langloch hat, wirkt dieser Anschluss entweder seitlich oder nach oben. Diese Eigenschaft der Verbindung wird nachher separat betrachtet.



**Abbildung 44: Hybridstütze Durchbrüche**

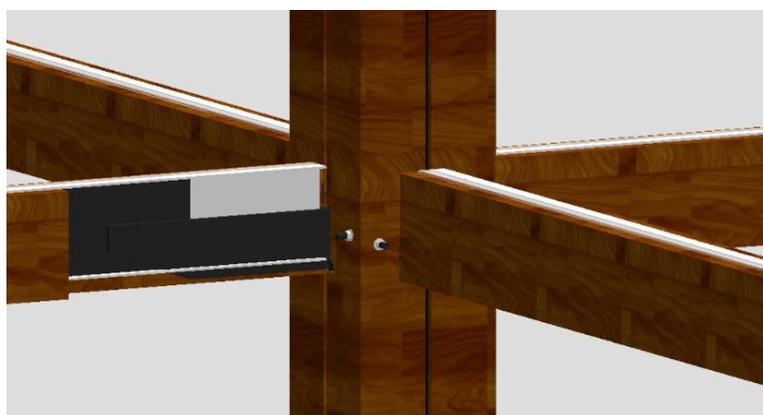
Die Hybridstütze hat an jeweiligen Stockwerkshöhen breitere Öffnungen. Wodurch die Fahnenbleche hineingehen und sich lagern. Die Vertikale Lastab-

tragung erfolgt wesentlich anhand dieser Öffnungen. Durch den direkten Kontakt des Fahnenbleches wird die Auflagerungskraft an die Stütze geleitet. Nachher werden das Fahnenblech und das Stützenblech mit einem stiftförmigen Verbindungselement verbunden. Durch diesen Verbindungsknoten werden grundsätzlich horizontale Kräfte aufgenommen.



**Abbildung 45: Stahlskelett der Hybridstütze**

Auf der Abbildung 45 wird das Skelett der Hybridstütze dargestellt. In der Hybridstütze sind grundsätzlich vier Stahlelemente vorhanden. An den Verbindungsbereichen werden acht Fahnenbleche an diesen Stützenblechen angeschlossen. Der Anschluss erfolgt anhand der Schrauben, die durch den Löchern in den Fahnen- und Stützenblechen durchgehen.



**Abbildung 46: 3D Ansicht Anschluss**

Die Verbindung des Trägers an die Stütze ist im Prinzip das gleiche wie in der Variante drei. In der Variante vier wird das Fahnen- und Verstärkungsblech aneinander angeschweißt, sodass eine nahezu gelenkige Verbindung entsteht.

Diesen Anschluss wird übrigens im Stahlwerk durchgeführt. Der Hybridträger und das Fahnenblech werden als Einzelteil auf die Baustelle geliefert.

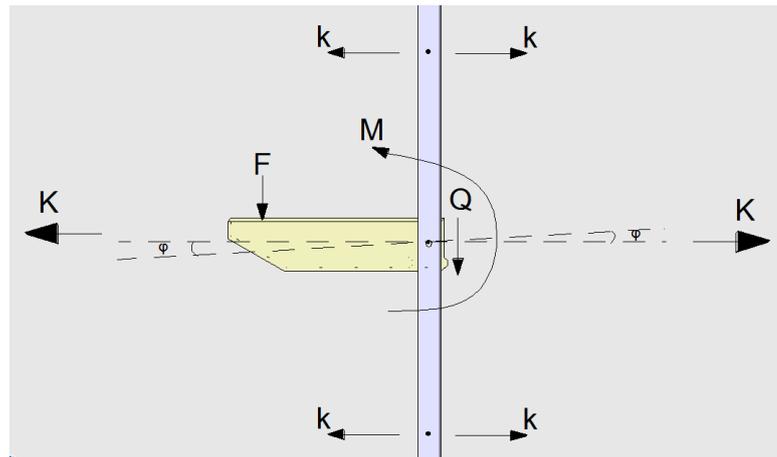


Abbildung 47: Lastverteilung

Auf der Abbildung 47 wird das Grundprinzip der Variante vier dargestellt. In der Darstellung sieht man das Stützenblech und ein Fahnenblech. Diese zwei Bleche werden mit einer Schraube miteinander verbunden. Jedoch während Stützenblech normales rundes Loch hat, hat das Fahnenblech ein senkrechtes Langloch. Das führt dazu, dass durch diesen Anschluss keine vertikale Lastabtragung möglich ist. Lastaufnahmen in allen anderen Richtungen sind aber gewährleistet.

Durch die einwirkende Auflagerkraft  $F$  entsteht an dem Anschlussbereich eine Querkraft  $Q$  und ein Moment  $M$ . Die Querkraft  $Q$  wird durch den direkten Kontakt auf dem Holz aufgenommen. Das Moment  $M$  bzw. dadurch entstehende horizontale Kraft  $K$  wird aber von dem Stützenblech aufgenommen. Das Stützenblech geht durch die gesamte Stütze durch und ist an zahlreichen Punkten mit der Holzstütze verbunden. Daher wird die konzentrierte Kraft  $K$  an die gesamte Stütze verteilt.

#### 10.4.3 Stärken, Schwächen, Chancen, Risiken (SWOT-Analyse)

##### Stärken:

- Innovativ

Das Hybridstützenkonzept ist eine innovative Idee. In der Praxis findet man zahlreiche Konstruktionsbeispiele mit Stahl- oder Holzstützen, jedoch sind die Hybridstützen ein unerforschtes Bereich. Daher ist eine Untersuchung in der Richtung, unabhängig von den Ergebnissen, Wertvoll.

- Bekannte Anschlussmethodik

Die Verbindungen (Träger zur Stütze) sind grundsätzlich sehr ähnlich mit der Variante 1. Also ist der Anschlusstechnik von der Variante 1 wurde diesmal wiederverwendet und weiterentwickelt.

- Verteilung der Lastkonzentration an den Stockwerkshöhen

Die Momente an den Stützen-Träger-Anschlüssen werden mit einem einfachen statischen Model in die Kräfte umgewandelt. Dank dem Verbindungsaufbau werden diese Kräfte von dem Stützenblech aufgenommen. Das Stützenblech ist an zahlreichen Stellen an dem Holz angeschlossen, daher verteilt er die konzentrierte Kraft auf die gesamte Stütze.

- Symmetrie

In der Konstruktion herrscht eine absolute Symmetrie auf der Ebene. Das heißt, besitzt das System gleiche Steifigkeiten in beiden Richtungen. Dieses Phänomen ist bedeutsam bei den Erdbebennachweisen, da die Berechnungen mit dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren geführt werden können. Also durch die Anwendung der VASV reduziert sich der Rechenaufwand.

- Schrauben

Die Verbindungen werden überwiegend mit den Schrauben geschaffen. Das führt zu einer gewissen Erleichterung bei dem Komplexitätsgrad der Aufbau.

- Ästhetik

Sämtliche Stahlteile in der Verbindung und der Stütze können mit zusätzlichen Holzstücken verdeckt werden. Dadurch entsteht eine filigrane Skelettkonstruktion aus reinem Holz. Das trägt zu dem ästhetischen Aussehen des Gebäudes bei.

- Brandschutz

Wie oben in dem Punkt Ästhetik erwähnt, können sämtliche Stahlelemente anhand der passenden Holzstücken verdeckt werden. Das hilft bei dem Schutz des Stahles im Brandfall und verzögert die Verbreitungsgeschwindigkeit des Brandes.

### Schwächen:

- Durchbrüche in der Stütze

Die Durchbrüche beeinträchtigen das Widerstandsvermögen der Stütze, besonders gegen Stabilitätsversagen.

- Fertigungsgrad

Verhältnismäßig höher Fertigungsgrad bei den Verbindungselementen im Vergleich zu anderen Varianten.

- Aufbau Hybridstütze

Es können gewisse Schwierigkeiten bei dem Aufbau der Stütze geben. Zum Beispiel ist das Einstecken des Bleches in den Schlitzen. Stahlbleche müssen perfekt gerade auf die Baustelle geliefert werden, damit sie problemlos in die Stütze integriert werden können. Jedoch weisen diese Bleche oft wegen unterschiedlichen Gründen (Temperatur, Transport etc.) fast immer gewisse Imperfektionen auf.

- Schwierigkeiten bei der statischen Modellierung

Die Konstruktion besteht aus Hybridträgern und Hybridstützen, die aus unterschiedlichen Werkstoffen aufgebaut sind. In einer statischen Berechnung müssen alle Teile diesen Hybridelementen wohl betrachtet werden.

Nachdem diese Teile aneinander exzentrisch angeschlossen sind, muss die Anordnung in dem statischen Modell auch exzentrisch sein. Dadurch erhöht sich der Komplexitätsgrad bei der FE-Modellierung.

- Schwierigkeiten bei den Montagestößen

An den Montagestößen bei der Stütze müssen neben der Holzstütze auch die Stahlelemente angeschlossen werden. Dadurch erhöht sich die Komplexität der Stöße.

- Geometrie der Durchbrüche

Die Geometrie der Durchbrüche wird an die Geometrie den Fahnenblechen angepasst. Dadurch ist ein trapezförmiger Schlitz in dem Holz zu öffnen. Im Vergleich zu anderen Öffnungen in den anderen Varianten muss bei der Variante 4 präzisere gearbeitet werden.

#### Chancen:

Das Hybridkonzept wird in dieser Variante ausgebreitet und bei der Stütze auch verwendet. Es wurde eigentlich in der Variante 1 eine Hybridstütze modelliert und ihre Stärken und Schwächen in Frage gestellt. Mit der Unterstützung und den Erfahrungen der Variante 1 hat sich das neue Hybridstützenmodell ergeben.

Die neue Hybridstütze ermöglicht einen relativ soliden Anschluss mit dem Hybridträger, sodass sie biegesteif verhält und Moment aufnimmt. Das beeinflusst natürlich das Aussteifungskonzept des Gebäudes.

Diese Variante kommt als Favorit zwischen allen anderen Varianten vor, weil sie von einem gesamten Hybridkonzept in dem Holzskelettbau spricht. Dieser Aspekt bringt neuen innovativen Perspektiven mit sich.

#### Risiken:

Neben typischen Risiken wie die Wirtschaftlichkeit, Ausführbarkeit oder Anforderungen an hohen Fertigungsgrade, ist die Nachgiebigkeit den Verbindungselementen ein großes Thema.

In dem gesamten Modell sind überall Stahlelemente zu finden. Diese Bauteile ermöglichen grundsätzlich die Kraftumlenkungen, und -verteilungen. Die Richtungsänderungen von großen Kräften erzeugen große Spannungen, die aufgenommen vielleicht gedämpft werden müssen. Daher erfordert dieser Variante

sehr präzise Betrachtung der Detailstatik, in der die Steifigkeiten und Nachgiebigkeiten jeglichen Verbindungselementen intensiv studiert werden.

## **10.5 Der fünfte Variantenvorschlag, Holzstütze, Anschluss mit Fahnenblechen und Stahlteilen in der Stütze**

### 10.5.1 Ideenentwicklung

In der Variante ist es gezielt, eine Konstruktion mit Holzstützen zu bilden. Daher ähnelt sich diese Variante der Variante 2. Jedoch spannen die Platten diesmal zweiachsig und beträgt der Rasterabstand 8 m. Als eine Neuigkeit findet das Konzept der Fahnenblechverbindung hier Anwendung und wird mit einer Brettschichtholzstütze verwendet.

In dieser Variante sind eigentlich von allen vier Varianten Spuren zu finden. Aber ist die Anschlussmethodik der Träger grundsätzlich fast das gleiche wie die Variante 4.

### 10.5.2 Das Modell

Der Rasterabstand von der Variante drei und vier wird bei dieser Variante auch behalten. D.h. beträgt die Länge 6 m und kragen die Fahnenbleche jeweils 1 m von den Seiten hinaus. Die Besonderheit dieser Variante liegt darin, dass es eine Brettschichtholzstütze verwendet wird. Die Verbindungselemente aus Stahl kommen lediglich an den jeweiligen Stockwerkshöhen zum Einsatz. Der Anschlusstechnik ist im Prinzip wie die Variante 4.

Die Holzstütze hat einen quadratischen Querschnitt von 50 cm Kantenlänge. An den Stockwerkshöhen wird die Stütze rechteckig (100 cm x 2 cm) geschlitzt. In diesen Schlitzten werden Stahlbleche angeordnet. Diese Bleche werden nachher anhand stiftförmiger Verbindungsmitteln an die Stütze kraftschlüssig verbunden.

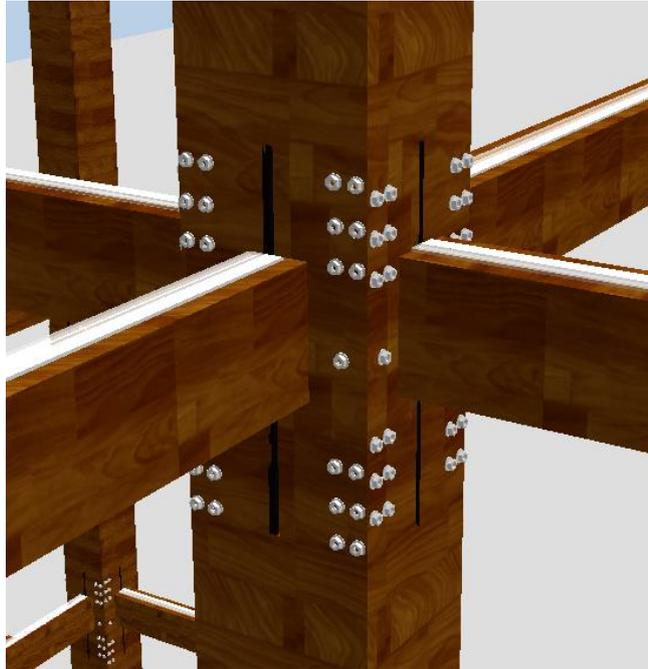


Abbildung 48: 3D Ansicht Stütze

In der Abbildung 48 ist die mittlere Stütze zu sehen. Auf allen Seiten der mittleren Stütze werden Trägern aufgelagert. Dadurch kommen bei der Stütze an allen Seiten die Schlitzte und die Anschlussbleche hinein. Die Stellen der Schrauben werden anhand der Schraubenmuttern gekennzeichnet. Damit das Kollidieren der Schrauben miteinander zu vermeiden, werden sie versetzt angeordnet.

Das Verbindungsblech hat eine Länge von einem Meter und eine Breite von 12 cm. Die Dicke des Bleches beträgt 2 cm. Das Blech wird an mehreren Stellen rund gelöchert. Anhand dieser Löcher wird es an die Stütze angeschlossen. Das Anschlussblech hat übrigens ein Langloch in der Mitte. Dieses Langloch dient zur Verbindung mit dem Schwerdt (Fahnenblech). Das Verbindungsprinzip des Langloches in der Variante 4 gilt genauso bei der Variante 5. Der Unterschied ist, dass das Verbindungsblech nur einen Meter lang ist und lokal bewirkt. Die Verteilung der Lastkonzentration auf dem Langlochsbereich geschieht also nur einen Meter lang.

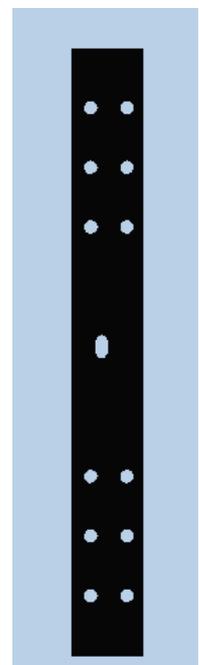


Abbildung 49: Stützenblech

Die aufgenommene Kraft auf dem Anschlussblech wird durch die Schraubenverbindung an die Stütze geleitet. Das führt wiederum dazu, dass die Kraft durch die zahlreichen Kontaktpunkten mit der Stütze reduziert wird.

Das Blech kann sowohl im Werk als auch auf der Baustelle in die Stütze eingebaut und eingeschraubt werden. Die Anzahl und die Durchmesser der Schrauben können nach der Größe der aufgenommenen Kraft und dem Holzverbindungs-nachweis angepasst werden. Genauso können die Abmessungen des Bleches je nach der Nachweisergebnisse angeglichen werden.

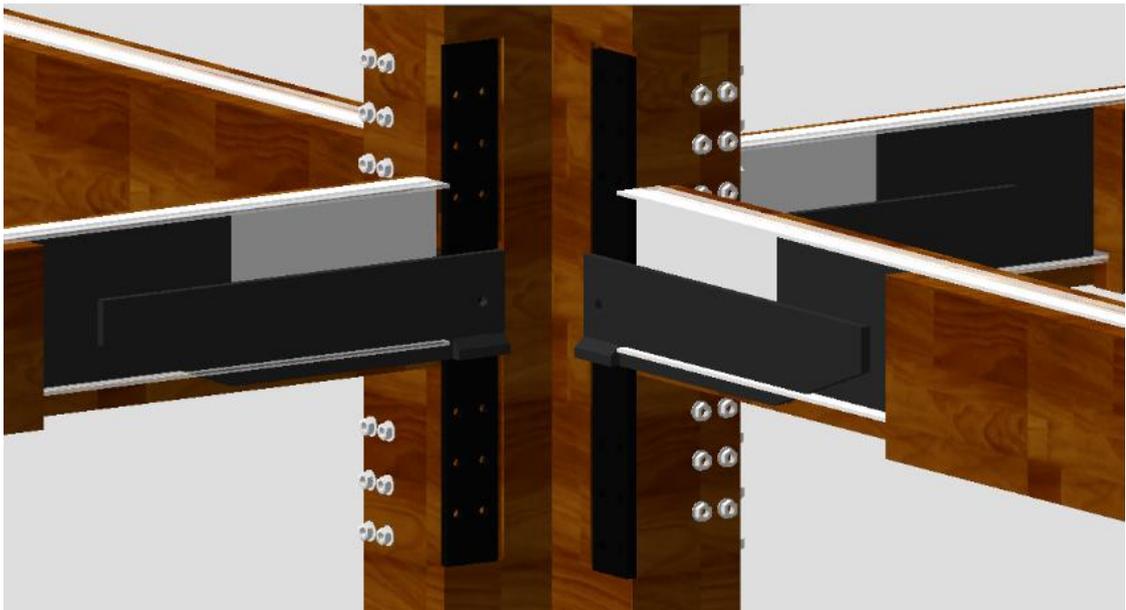


Abbildung 50: 3D Anschluss

Auf der Abbildung 50 ist die Verbindung der Variante 5 dargestellt. Um eine bessere Sicht in die Verbindung zu schaffen, wurden manche Teile des Trägers und Stütze rausgeschnitten. Wie in der Darstellung zu sehen ist, trägt der schwerer den Hybridträger durch seinen Schweißanschluss und lagert sich auf die Stütze. Neben der direkten Lagerung durch unmittelbaren Kontakt, wird der Schwerdt mit einer Schraube an dem Anschlussblech verbunden. Durch diesen Kontakt werden grundsätzlich die horizontalen Kräfte aufgenommen.

#### 10.5.1 Stärken, Schwächen, Chancen, Risiken (SWOT-Analyse)

##### Stärken:

- Anschlüsse Hybridträger-Stütze

Der Aufbau der Anschlüsse ist einfacher als die vorherige Variante mit der Hybridstütze, weil das Anschlussblech lediglich einen Meter lang ist und örtlich wirkt. Die Schwierigkeiten bei dem Einbau des Bleches sind hier nicht zu finden. Außerdem können Anschlussbleche sowohl im Werk als auch auf der Baustelle an die Stütze integriert werden.

- Brettschichtholzstütze

Nutzung einer Brettschichtholzstütze ist zielorientierter, weil die Abhängigkeit an Stahl als Werkstoff grundsätzlich unerwünscht ist. Im Vergleich zu den anderen Varianten wird in diesem Model deutlich weniger Stahl gebraucht.

- Symmetrie

In der Konstruktion herrscht eine absolute Symmetrie auf der Ebene. Das heißt, besitzt das System gleiche Steifigkeiten in beiden Richtungen. Dieses Phänomen ist bedeutsam bei den Erdbebennachweisen, da die Berechnungen mit dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren geführt werden können. Also durch die Anwendung der VASV reduziert sich der Rechenaufwand.

- Brandschutz

Wie oben in dem Punkt Ästhetik erwähnt, können sämtliche Stahlelemente anhand der passenden Holzstücken verdeckt werden. Das hilft bei dem Schutz des Stahles im Brandfall und verzögert die Verbreitungsgeschwindigkeit des Brandes.

- Aufwand der Schlitzöffnung

Im Vergleich zu der Variante 4 ist der Aufwand bei den Öffnungen erheblich weniger, da die Schlitzlöcher nicht durch die ganze Stütze durchgehen, sondern lediglich einen Meter lang sind.

- Versetzbare Holzelemente

Die Holzelemente an den Anschlussbereichen haben keine Tragfunktion. Aus ästhetischen und Brandschutztechnischen Gründen kommen sie zum Einsatz. Die Versetzbarkeit dieser Teile ermöglichen übrigens sämtliche Wartungs- und

Instandsetzungsarbeiten an den Anschlüssen. Für einen eventuellen Schadensfall kann man diese Holzelemente auch wechseln.

### Schwächen:

- Fertigungsgrad

Verhältnismäßig höher Fertigungsgrad bei den Verbindungselementen im Vergleich zu anderen Varianten.

- Durchbrüche in der Stütze

Die Durchbrüche beeinträchtigen den Widerstandsvermögen der Stütze, besonders gegen Stabilitätsversagen.

- Lastkonzentration an den Stockwerkshöhen

Eine Verteilung der Lastkonzentration auf die gesamte Stütze ist hier nicht der Fall, weil das Anschlussblech nicht durch die gesamte Stütze weitergeht und eine Länge von lediglich einen Meter beträgt.

- Genauigkeit bei den Verbindungen

Bei den Schraubenverbindungen dürfen keine Spielräume geben, ansonsten setzt man die Bildung der biegesteifen Verbindung in Gefahr. Bei dem Verbindungsaufbau muss es also eine präzise Arbeit geleistet werden.

- Geometrie der Durchbrüche

Die Geometrie der Durchbrüche wird an die Geometrie den Fahnenblechen angepasst. Dadurch ist ein trapezförmiger Schlitz in dem Holz zu öffnen. Im Vergleich zu anderen Öffnungen in den anderen Varianten muss bei der Variante 5 präzisere gearbeitet werden.

- Schwierigkeiten bei der statischen Modellierung

Die Anschulsteile werden an die Stütze exzentrisch angeschlossen. Daher muss die Anordnung in dem statischen Modell auch exzentrisch sein. Dadurch erhöht sich der Komplexitätsgrad bei der FE-Modellierung.

### Chancen:

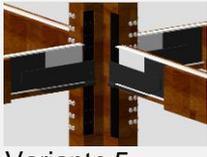
Für die Chancen dieser Variante kann man die Punkte der Variante 4 mit der Hybridstütze wiederholen, da die Systeme ähnlich aufgebaut sind.

### Risiken:

Für die Risiken kann man auch die von der Variante 4 wiederholen. In dieser Variante wurden eine Brettschichtholzstützen verwendet. Der Verbindungstechnik wurde teilweise mit den üblichen Methoden im Holzbau durchgeführt. Also trägt diese Variante zu den innovativen Fortschritten im Holzskelettbau weniger bei.

## 10.6 Der Vergleich den SWOT-Analysen

Tabelle 4: Vergleich den SWOT-Analysen

	Stärken	Schwächen	Chancen	Risiken
 Variante 1 Hybridstütze (+)	Rahmeneckenbildung, Wiederverwendbarkeit, Ästhetik	Montage, Ausführung, Schwierigkeiten des statischen Modell	Entwicklungsmöglichkeiten, neues Konzept	Praxisorientierte Schwierigkeiten, Ausführung
 Variante 2 Holzstütze Profil	Montage, Reduzierung des Materialaufwandes	Geringe Tragkapazität, Stabilitätsgefährdung	Erweiterung den Montageoptionen	Durchgehende Profile durch den Stützen gefährdet die Stabilität
 Variante 3 Stahlstütze	Geringe Aufwand bei der Modellierung und Berechnung	Wiederholung den vorhandenen Anschlussmethoden	Gering für Holzbau	Geringe Innovativität
 Variante 4 Hybridstütze	Verteilung konzentrierten Lasten auf die gesamte Stütze, biegesteife Verbindung	Hohe Fertigungsgrad, Aufwendige Aufbau, Montage	Hohe Innovativität, Standardisierung	Empfindlichkeit gegenüber dynamischen Lasten
 Variante 5 Holzstütze	Klassische Holzstütze, gewöhnliche Stützenverbindung, biegesteife Ecke	Hohe Fertigungsgrad, Montage	Hohe Leistung mit geringeren Aufwand	Lokales Versagen an der Stütze

## 11 Statische Betrachtung der Variante 4 ,Hybridkonstruktion‘

In der Nachteilliste der Variante 4 hat einen Punkt von den Schwierigkeiten der statischen Modellierung erwähnt. Die Komplexität liegt bei der Verbindungsaufbau.

Bei den Verbindungen kommen verschiedene Elemente wie Verstärkungs-, Fahnen- und Anschlussbleche ins Spiel. Diese Teile sind mit Schweißnähten oder Schrauben miteinander und an die Haupttragelemente angeschlossen. Gelenkige Schweißnahtanschlüsse sowie Langlöcher müssen in dem statischen Model auch betrachtet werden.

### 11.1 Modellierung des ,Hybridträgers Serie G‘

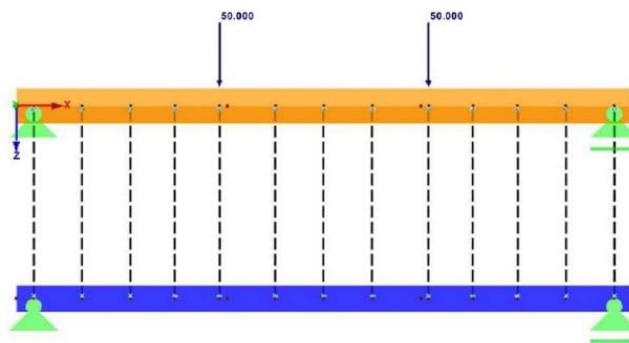


Abbildung 51: Statisches Modell der Serie G [12]

Die statische Modellierung für die „Serie G“ in Bradleys Arbeit erfolgte wie auf der Abbildung 51. Die Holz- und Stahlteile des Trägers werden mit gewissem Abstand aufeinander verlegt und nachher mit gelenkigen Koppelstäben mehrmals aneinander angeschlossen.

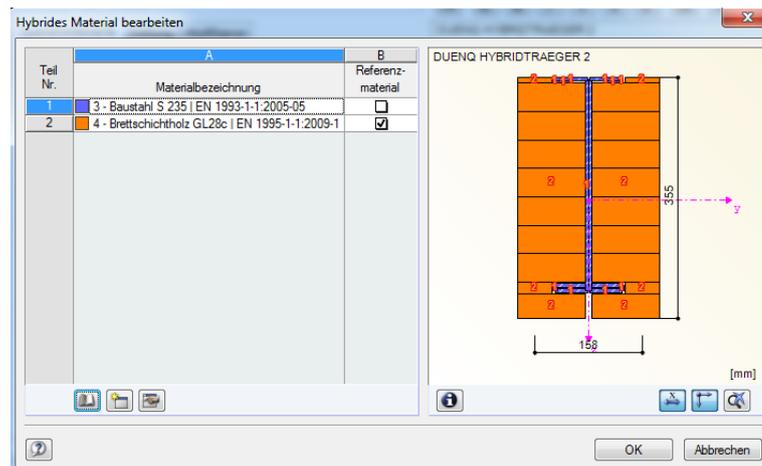


Abbildung 52: Hybridquerschnitt DuenQ

Die Schwäche dieser Art von Modellierung liegt hauptsächlich in der exzentrischen Anordnung der Elemente. Das ruft besonders an den Anschlussstellen größere Probleme hervor, weil die Komplexität der statischen Modellierung sich verdoppelt. Daher wurde der Hybridträger Serie G in dieser Arbeit anders modelliert. Es wurde zunächst der Querschnitt im FE-Programm DUENQ dargestellt und im RSTAB als Hybridträger importiert. Eine Kontrolle der Biegesteifigkeit des Hybridträgers wurde auch durchgeführt.

#### Kontrolle der Querschnittsgröße des Hybridträgers

Für die Kontrolle wurde ein 6 m langes Einfeldträgersystem aufgestellt. Das System wurde mit 1 kN/m Linienlast belastet. In der Feldmitte beträgt das Moment 4.5 kNm und die Durchbiegung 0,93177 mm.

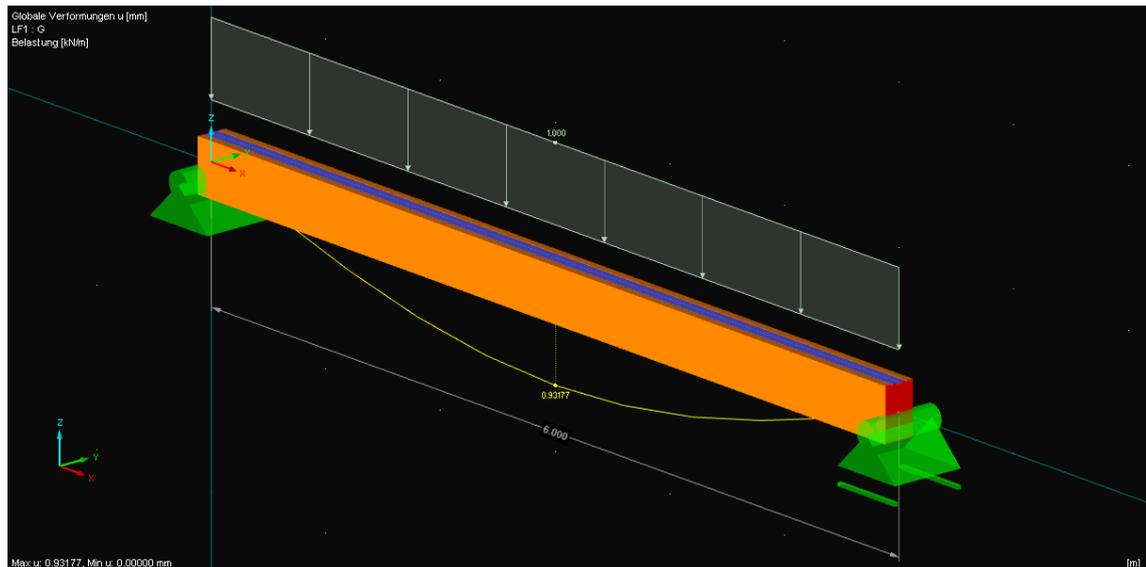


Abbildung 53: Prüfung der Biegesteifigkeit des Hybridträgers

Allgemeine Durchbiegungsformel für Einfeldträger mit Linienlast:

$$W = \frac{M \cdot l^2}{9.6 \cdot E \cdot I} \quad (17)$$

$$E \cdot I = \frac{M \cdot l^2}{9.6 \cdot w} \quad (18)$$

$$\frac{4.5 \cdot 100 \cdot (6 \cdot 100)^2}{9.6 \cdot 0.93177} = 181\,106\,925 \text{ kNcm}^2 \quad (19)$$

Die Biegesteifigkeit ( $E \cdot I$ ) des Hybridträgers beträgt in der Tatsache 181 105 740  $\text{kNcm}^2$  [12].

Somit ist der Hybridträger Einsatzbereit in jeglichen Modellen zu verwenden. (Es wurde bereits im Kapitel 8.1 verwendet.)

## 12 Ermittlung der erforderlichen Drehfedersteifigkeiten

Im Anhang A ist das Thema „Lastaufstellung“ zu finden. Neben den vertikal einwirkenden Lasten wie Eigengewicht und Nutzlasten, werden Wind und Erdbebenlasten für den Standort Salzburg ermittelt. Nachher werden diese Lastfälle gemäß „EN 1991-1-1 EC1: Einwirkungen auf Tragwerke“ kombiniert und in einer 2D FE-Berechnung mit Dlubal-Rstab auf die Konstruktion eingegeben.

Die ersten statischen Berechnungen haben sich ergeben, dass die gesamte Kapazität des Systems im Hinblick auf die Verformungsgrenzen nahezu ausgenutzt ist. Daher wurde die Gebäudehöhe auf 14 m und die Rasterabstände auf 7 m reduziert. Die Trägerlängen sind jedoch gleich also 6 m geblieben.

Weitere Berechnungen mit oben genannten Abmessungen zeigten auf, dass die maximale horizontale Verformung bei der Lastfallkombination Windlastführend (in der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) entsteht.

Nachher werden für die Rahmen- und Fundamentanschlüsse jeweils eine Drehfeder eingesetzt. Es wird anschließend eine Parameterstudie durchgeführt, in der die Drehfedersteifigkeiten als variabel angesetzt werden. Die aufgenommenen Verschiebungen werden zusammen mit den angegebenen Drehfedersteifigkeiten in der Abbildung 55 dargestellt.

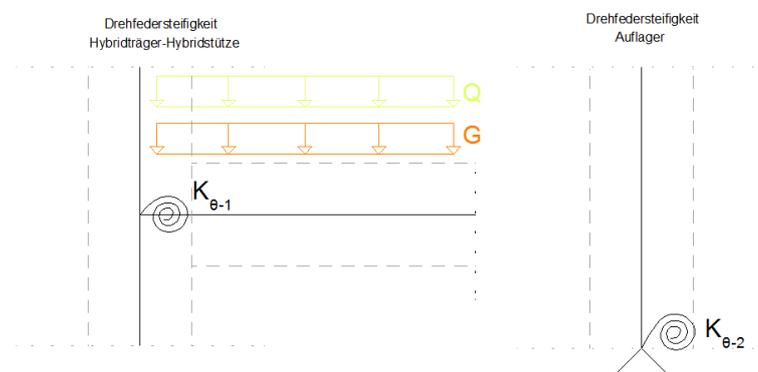


Abbildung 54: Anordnungsstellen der Drehfedern

Für den Drehfeder  $K_{\theta 2}$  werden Werten von 30 Tausend bis 120 Tausend kNm/rad ausgewählt. Für die  $K_{\theta 1}$  hingegen beginnt die Skala von 5 Tausend und geht bis 100 Tausend kNm/rad mit regelmäßigen Abständen abwärts.

Nachher wurden alle möglichen Kombinationen dieser Steifigkeiten in das FE-System eingegeben und die sämtlichen Verformungen werden in einem Diagramm zusammengefasst.

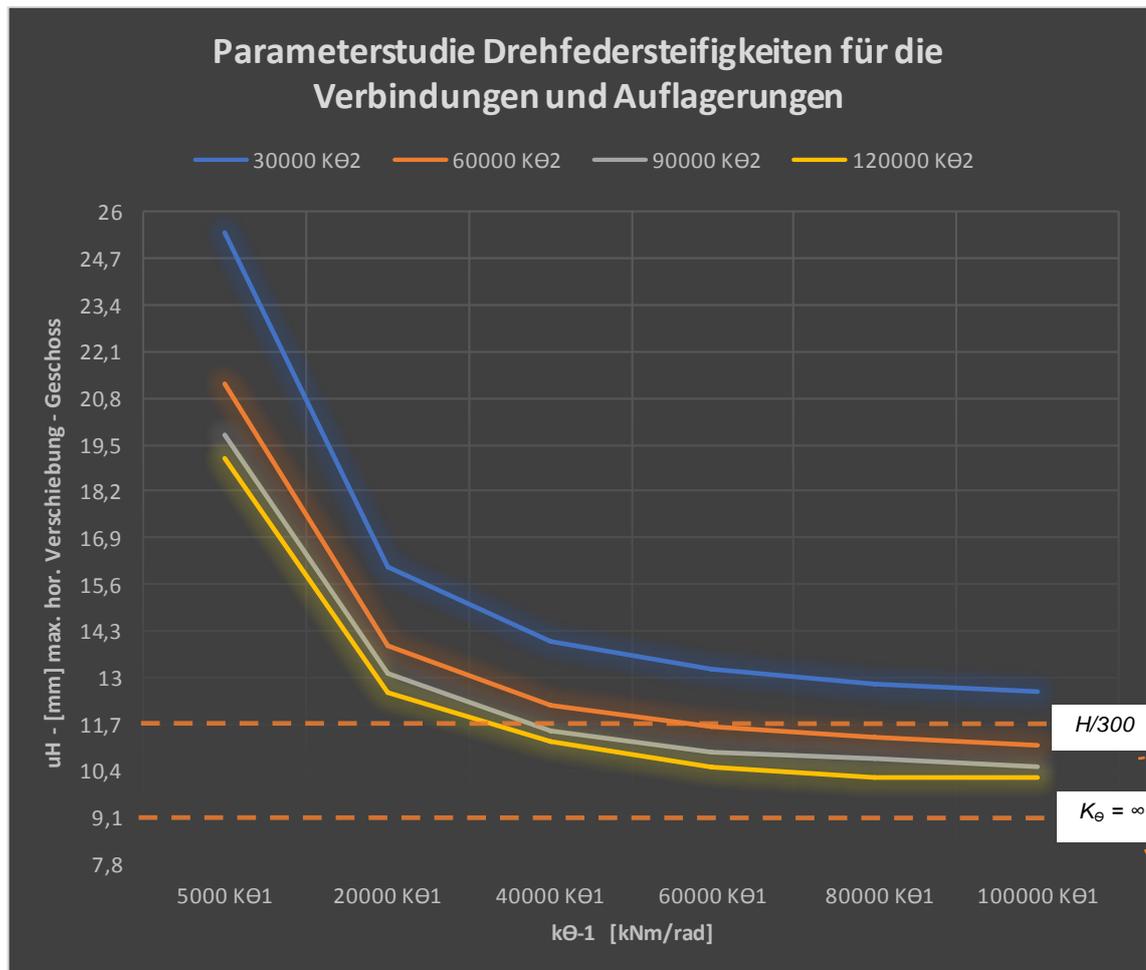


Abbildung 55: Erforderliche Drehfedersteifigkeiten nach der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die obere gestrichelte Linie demonstriert die Verformungsgrenze der Konstruktion. Die Stockwerkshöhen betragen 350 cm. Daher beträgt die maximale Verschiebungsgröße pro Geschoss 1,17 cm.

Die untere gestrichelte Linie zeigt grundsätzlich den Bereich, in dem die Beanspruchungen die Verschiebungen nahezu nicht beeinflussen.

Maximale Verschiebung wird für unterschiedliche Drehfedersteifigkeiten gerechnet und aufgenommen. Die Abbildung 55 zeigt, dass der Verschiebungsgrad  $H/300$  mit der Federsteifigkeit von ca. 50 Tausend kNm/rad für  $K_{\theta 1}$  und 60 Tausend kNm/rad für  $K_{\theta 2}$  gewährleistet ist.

Nachher werden diese Werte in das FE-System eingegeben und die statischen Berechnungen durchgeführt. Dadurch werden die maximalen Schnittgrößen ermittelt. Für diese Schnittgrößen können nun die neuen Anschlussmodellen nachgewiesen und ihre Tragkapazitäten geprüft werden.

## 13 Prüfung der Realisierbarkeit des Anschlusses der Variante 4

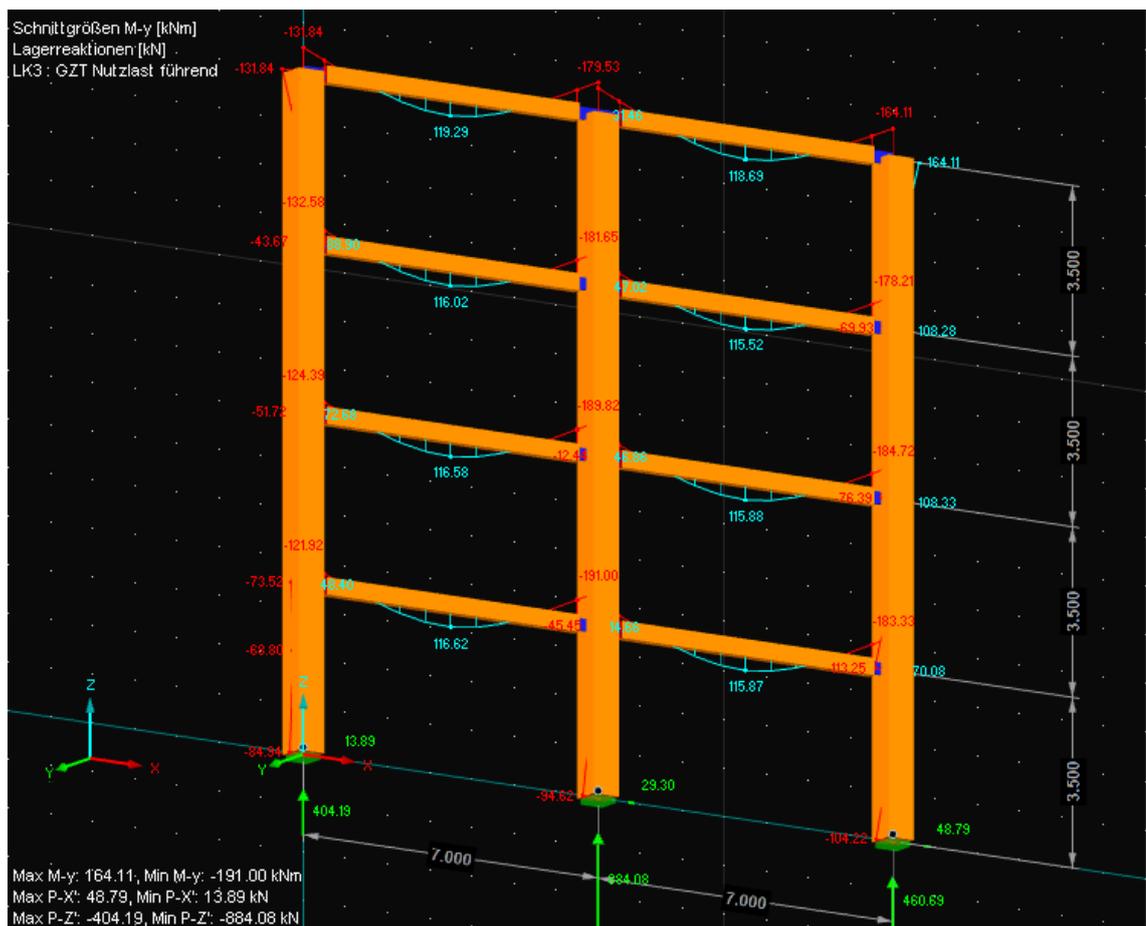


Abbildung 56: 2D FE-Modell mit der maßgebenden Lastfallkombination

Die maximale Beanspruchung an den Verbindungspunkten entsteht bei der Lastfallkombination „einseitige Nutzlast unter voller Windlast im Grenzzustand der Tragfähigkeit“.

### 13.1 Anschluss Fahnenblech-Stützenblech

Die maximalen Schnittgrößen unter dieser Lastfallkombination betragen:

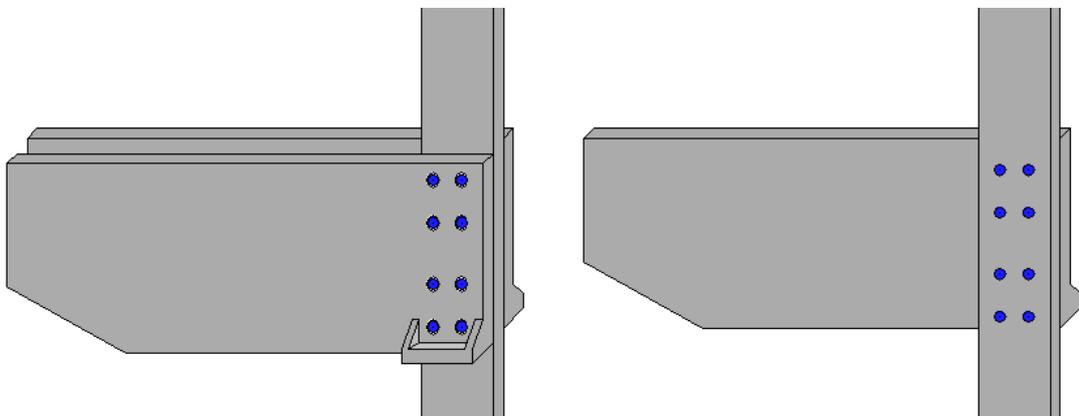
$$M = +191 \text{ kNm} \quad (20)$$

$$Q: - \quad (21)$$

$$N: +8,80 \text{ kN} \quad (22)$$

Nach der FE-Berechnung entsteht an dieser Stelle eigentlich eine Querkraft mit der Größe +109 kN. Allerdings wirkt diese Kraft aufgrund den angeordneten senkrechten (kurze) Langlöcher an den Fahnenblechen lediglich auf die Stütze. Daher ist diese Kraft für die Dimensionierung und dem Nachweis den Verbindungen nicht relevant.

Eine ausführliche Detailstatik für den Anschluss wird in dem Anhang C durchgeführt und die Dimensionen den Belchen und Verbindungselementen werden dementsprechend angepasst.



**Abbildung 57: Neu dimensioniertes Anschlussmodell der Variante 4**

Wie in der Abbildung 57 zu sehen ist, wurden an den Fahnenblechen senkrechte Langlöcher angesetzt. An dem Stützenblech hingegen sind normale runde Löcher zu finden. Durch dieses Phänomen werden die Schnittgrößen insbesondere die Querkraft und das Moment abgespaltet und von den verschiedenen Bauteilen aufgenommen. Die charakteristischen Eigenschaften dieses Verbindungsmodelles lassen sich eigentlich in den anfänglichen Diskussionen dieser Arbeit auch zu finden. Unter der Überschrift „Druck auf Holz, Zug auf Stahl“ auf der Seite 38 wurde grundsätzlich von diesem Merkmal gesprochen.

Nach der Abspaltung den Schnittgrößen wird das Moment in den Kräften umgewandelt und anhand den Schrauben an das Stützenbleches geleitet. Das Stützenblech wird zwischen den Geschossen an zahlreichen Punkten Schraubenverbindungen mit der Holzstütze. Das führt zu einer Schwächung der großen Lastkonzentration und diese Eigenschaft ist nächste Merkmal dieser Variante.

### 13.2 Die Ausbreitung von konzentrierten Lasten

Das Stützenblech hat eine Länge von 14 m und geht durch die gesamte Stützenlänge durch. Das Blech ist an den Stockwerkshöhen an den Fahnenblechen verbunden und wird dort biegebeansprucht. Zwischen den Stockwerken wird das Blech an mehreren Stellen an die Stütze angeschlossen. Diese Anschlüsse werden in dem FE-System mit den vertikal verschieblichen Auflagerungen modelliert. Die Stockwerkshöhen werden mit einem Koppelstab an einer Festhalterung angeschlossen, da dort lediglich Verdrehungen entstehen. Das ermittelte Moment von dem letzten Übergriff (191 kNm) wird hier an jedem Stockwerk angesetzt.

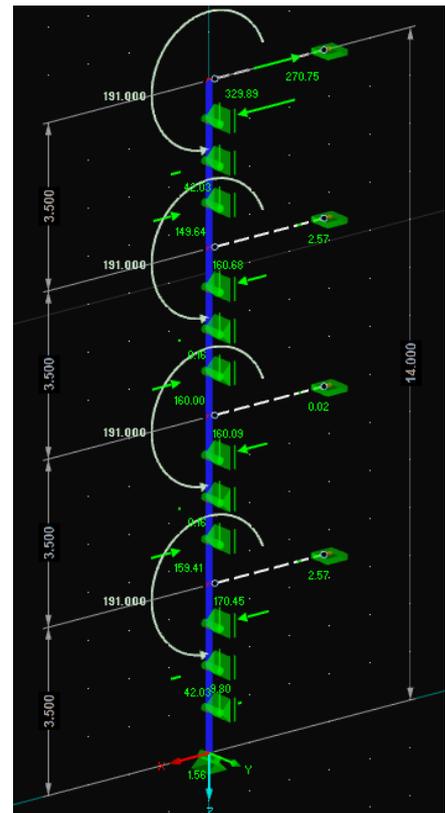


Abbildung 58: Statisches Modell des Stützenbleches

Wie in der Abbildung 58 zu sehen ist, entstehen zwischen den Momentenangriffspunkten gewisse Kräfte. Diese Kräfte sind eigentlich die Anteile den, durch die Momentenkonzentration entstehenden, Kräften. Dadurch werden punktuell entstehenden Lastkonzentrationen entlang Stützenlänge geschwächt.

Einen Erweiterungsvorschlag dieser Variante wäre die Verbindung den Stützenblechen zwischen den Stockwerkshöhen. Dadurch heben sich die gegenseitig entstehenden Kräfte unmittelbar in den Stahlteilen auf. Die Holzstütze bekommt damit nahezu keine Belastung in seiner Querrichtung.



## Literaturverzeichnis

- [1] H. Kaufman, S. Krötsch und S. Winter, Atlas Mehrgeschossiger Holzbau, München: Edition Detail, 2017.
- [2] A. Lawrance, J. Lauppe und T. Snelson, „Three steps to make standard materials for multi-storey buildings,“ *WTCE 16*, 2016.
- [3] E. Christanell, Eine vergleichende Betrachtung mit der konventionellen Massivbauweise unter Wind- und Erdbebenbeanspruchung, Wien: TU Wien, 2015.
- [4] E. K. f. Normung, Eurocode 1- Teil 1-1: ÖNORM EN 1991-1-1: 2011 09 01 Einwirkungen auf Tragwerke Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, Wien: Österreichisches Normungsinstitut, 2010.
- [5] D.-I. H.-W. Kuster, Abschlußbericht - Untersuchung zur Windbelastung von kleinformatischen harten Dachwerkstoffen, Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag.
- [6] Europäisches Komitee für Normung, Eurocode 8 - Teil 1 ÖNORM EN 1998-1: 2013 06 15 - Erdbebeneinwirkungen & Regeln für Hochbauten, Wien: Österreichisches Normungsinstitut, 2003.
- [7] B. Krupka, Einfluss der Federsteifigkeiten von Holzverbindungen im mehrgeschossigen Brettsperrholzbau unter Erdbebenlast, Wien: TU Wien, 2017.
- [8] F. f. B. u. Baudynamik, Grundlagen des Eurocodes 8 - Teil 1 (EN 1998-1), Wien: TU Wien, Erdbeben.
- [9] H. Bachmann, Erdbebensicherung von Bauwerken, Basel: Springer, 2002.
- [10] A. Dazio, Antwortspektren, Zürich: Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich.
- [11] C. D. R. K. Zilch, Handbuch für Bauingenieure, Heidelberg: Springer, 2002.

- [12] A. Bradley, Auswertung und Interpretation von Versuchsergebnissen an biegesteifen Anschlüssen mit Holz-Stahl Hybridträgern, Wien: TU Wien, 2015.
- [13] R. Abrahamsen, „Mjøstårnet - Construction of an 81 m,“ *23. Internationales Holzbau-Forum IHF 2017*, 2017.
- [14] K. A. Malo und H. Stamatopoulos, „Connections with threaded rods in moment resisting frames. Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE 2016).“, *WCTE 16*, 2016.
- [15] M. S. u. W. Seim, „LOCAL ENERGY DISSIPATORS FOR SKELETON STRUCTURES –TESTING RESULTS AND DESIGN CONSIDERATIONS,“ *WCTE 16*, 2016.
- [16] Bundesanzeiger Verlag, Schneider Bautabelle, Köln: Bundesanzeiger Verlag, 2016.
- [17] H. Sockel, Aerodynamik der Bauwerke, Braunschweig: Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, 1984.
- [18] G. L. M. P. Stefan Schanubelt, Stahlbau - Grundlagen, Konstruktion, Bemessung, Wien: Manz, 2011.
- [19] O. Horx-Strathern, C. Varga und G. Guntschnig, Die Zukunft des Holzbaues - CLT Cross Laminated Timber, Wien: Zukunftsinstitut Österreich GmbH, 2017.
- [20] D. W. Landtag, Wiener Stadtentwicklungs-, Stadtplanungs- und Baugesetzbuch (Bauordnung für Wien – BO für Wien), Wien, 2018.

# Anhang A: Lastaufstellung

## 1 Vertikale Einwirkungen

Das Eigengewicht der Geschosdecke wird nach der Tabelle 1 angenommen. Laut ÖNORM B 1991-1-1 lassen sich die Nutzungskategorien in drei Gruppen unterteilen. In dieser Berechnung sind Kategorien A, B (Personensammlungen – Verkaufsflächen)

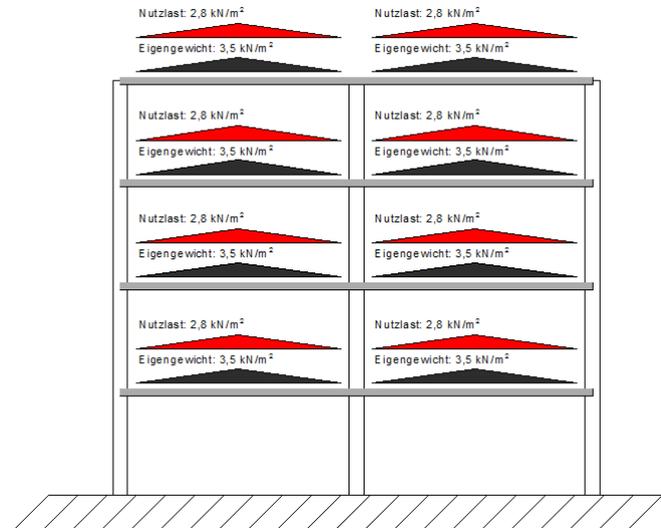


Abbildung A 1:Vertikale Lasten

berücksichtigt [4].

Die Schneelasten werden in dieser Berechnung nicht beachtet deswegen wird das Dach wie eine normale Geschosdecke betrachtet.

Tab.A 1:Lastaufstellung für die Geschosdecke [4]

	Kat. B1	Kat. A, B2	Kat. C, D	
Eigengewicht Deckenkonstruktion	2,5	3,0	3,0	[kN/m <sup>2</sup> ]
Ausbaulasten (FB Aufbau massiv)	1,0	2,0	2,0	[kN/m <sup>2</sup> ]
Nutzlast	2,0	3,0	5,0	[kN/m <sup>2</sup> ]
Versätzbare Trennwände	0,8	0,8	0,8	[kN/m <sup>2</sup> ]

## 2 Horizontale Einwirkungen

### 2.1 Windlasten

#### 2.1.1 Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit:

Bauwerke gelten als nicht schwingungsanfällig, wenn die Verformungen unter Windeinwirkungen durch Böenresonanz um nicht mehr als 10 % vergrößert werden. Dies gilt als erfüllt

- Bei üblichen Wohn-, Büro- und Industriegebäuden mit einer Höhe bis zu 25 m sowie Bauwerken, die Form und Konstruktion ähnlich sind;
- In anderen Fällen, falls [16]

$$\frac{x_s}{h} \leq \frac{\delta}{\left( \sqrt{\frac{h_{ref}}{h} \cdot \frac{h+b}{b}} + 0,125 \cdot \sqrt{\frac{h}{h_{ref}}} \right)^2} \quad (\text{A.23})$$

$x_s$  Kopfpunktverschiebung (in m) unter der Eigenlast, die in Windrichtung angesetzt wird

$\delta$  Logarithmisches Dämpfungsdekrement nach DIN EN 1991-1-4, Anhang F; Mindestwert gemäß Tafel 3.25

$h$  Gebäudehöhe in m;  $h_{ref} = 14$  m

$b$  Gebäudebreite senkrecht zur Windrichtung in m

- Berechnung der Kopfpunktverschiebung  $x_s$

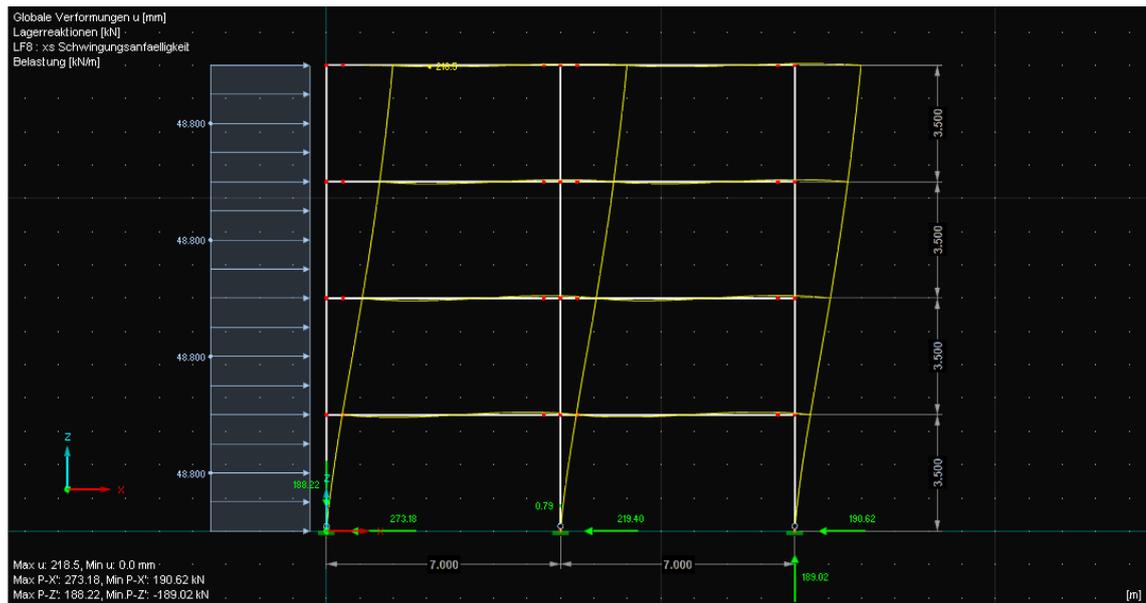


Abb. A 1: Kopfpunktverschiebung  $x_s$  [3]

- $X_s$ :

Die Eigenlast beträgt 685,92 kN. Diese Last wird in eine Linienlast umgerechnet und in die Windrichtung wirkend angesetzt. Die Kopfpunktverschiebung beträgt 0,2185 m. ( $K_{\theta 2} = 90000$  kNm/rad,  $K_{\theta 1} = 50000$  kNm/rad)

- $\delta$ : [17]

Tab.A 2: Logarithmische Dämpfungsdekremente [17]

Logarithmische Dämpfungsdekremente	$\bar{\delta}_K$	$\bar{\delta}_K$
Konstruktionsart	DIN	ÖNORM
Stahlkonstruktionen geschraubt (rohe Schrauben)	0,05	0,06
geschraubt (HV-Schrauben)	0,03	0,03
geschweiß	0,02	0,01
Zuschlag für dämpfende Einbauten(z.B. Ausmauerungen)	0,02	0,02

Zuschlag für offene geschraubte Gitterkonstruktionen	0,02	
Beton- und Stahlbetonkonstruktionen	-	0,06
Spannbetonkonstruktionen	-	0,03
Zustand II	0,1	-
Zustand I (auch Spannbeton)	0,04	-
Zuschlag für dämpfende Einbauten	0,02	0,02
Mauerwerkskonstruktion	0,12	0,12
Holzkonstruktionen	0,15	0,10

-  $h: 14 \text{ m}$

-  $b: 14 \text{ m}$

$$\frac{0,2185}{14} = 0,015 \leq \frac{0,10}{\left( \sqrt{\frac{14}{14} \cdot \frac{14 + 14}{14}} + 0,125 \cdot \sqrt{\frac{14}{14}} \right)^2} = 0,042 \quad (\text{A.24})$$

Also die Konstruktion ist nicht schwingungsanfällig.

## 2.1.2 Ermittlung der Windkraft:

Der Standort des Gebäudes ist Salzburg. Auf das Gebäude wird lediglich ein äußerer Winddruck auf die Luv- und auf die Leeseite angesetzt. Der innere Winddruck wird in dieser Berechnung vernachlässigt. In der Abbildung 2 wird die Windverteilung über die gesamte Gebäudehöhe dargestellt.

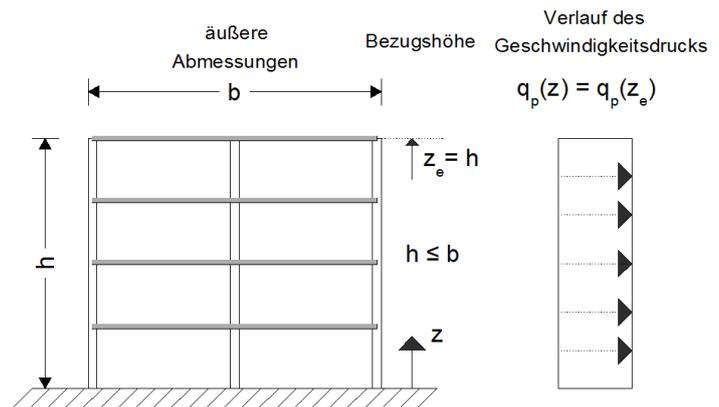


Abb. A 2: Windgeschwindigkeitsdruck auf Gebäudehöhe [4]

Für die Windkraftermittlung werden zunächst die Basisgeschwindigkeit und der Basisgeschwindigkeitsdruck von Salzburg von dem nationalen Anhang der EN1991-1-4 abgelesen.

$$v_{b,0} = 25.1 \frac{m}{s} \quad [4]$$

$$q_b = 0.39 \frac{kN}{m^2} \quad [4]$$

Folglich wird der Winddruck auf die Außenflächen mit der Hilfe der Formel 3 berechnet.

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad [4] \quad (A.25)$$

Zufolge der Tabelle 1 des Nationalen Anhangs der EN 1991-1-4 lässt sich der Spitzengeschwindigkeitsdruck für die Geländekategorie III, welche für Salzburg angesetzt wird, nach den Formel 3 errechnen.

$$q_p(z) = 1,75 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,29} \cdot q_{b,0} \quad [4] \quad (A.26)$$

$$q_p(z) = 1,75 \cdot \left(\frac{14,0}{10}\right)^{0,29} \cdot 0,39 = 0,752 \frac{kN}{m^2}$$

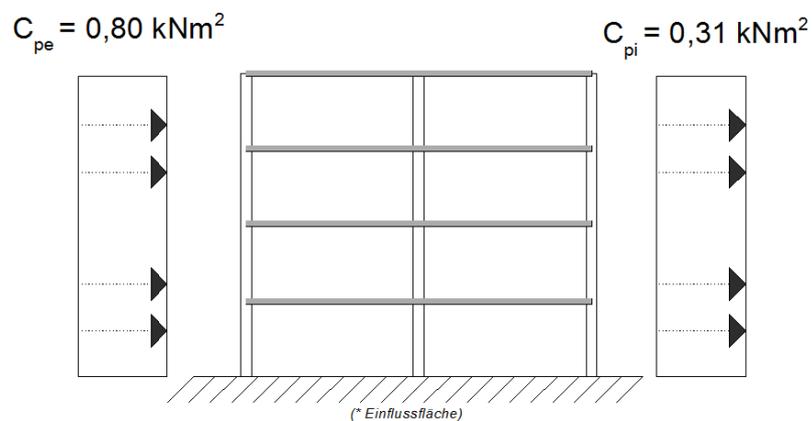
Die Höhe über Grund entspricht nach Abbildung 2 der Bauwerksoberkante. Für Gebäude mit einem Verhältnis der Höhe zur Tiefe von 1 und einer Lastangriffsfläche von mehr als  $10 \text{ m}^2$  wird laut der Tabelle 3 der ÖNORM B 1991-1-4 für die luvseitig angeströmte Wandfläche ein Wert von  $c_{pe,10} = +0.8$ , und für leeseitig angeströmte Wandfläche ein Wert von  $c_{pe,10} = -0.31$  empfohlen. In dieser Arbeit wird vereinfachend für  $c_{sd}$  ein Wert von 1 angesetzt [4].

$$C_{pe,10} = +0,80$$

$$C_{pi,10} = -0,31$$

Luvseitig:  $w_{e,1} = 0,752 \cdot 0,80 = 0,601 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Leeseitig:  $w_{e,2} = 0,752 \cdot -0,31 = \left| -0,233 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right|$



**Abb. A 3: Angesetzte Windlasten [4]**

## 2.2 Erdbebenlasten

2.2.1 Die Gültigkeit des vereinfachten Antwortspektrenverfahren (Ersatzkraftverfahren) :

a)

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad [6] \quad (\text{A.27})$$

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot 0,5 = 2,0 \text{ s} \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad \checkmark \quad [6]$$

Tab.A 3:Die Eigenschwingungsgrößen für jeglichen Drehfedersteifigkeiten

	[s]	[s]	[kNm/rad]
T1	1,476	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =5000; K <sub>θ2</sub> =30000
T2	1,158	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =20000; K <sub>θ2</sub> =30000
T3	1,073	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =40000; K <sub>θ2</sub> =30000
T4	1,041	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =60000; K <sub>θ2</sub> =30000
T5	1,023	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =80000; K <sub>θ2</sub> =30000
T6	1,013	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =100000; K <sub>θ2</sub> =30000
T7	1,341	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =5000; K <sub>θ2</sub> =60000
T8	1,071	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =20000; K <sub>θ2</sub> =60000
T9	0,997	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =40000; K <sub>θ2</sub> =60000
T10	0,968	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =60000; K <sub>θ2</sub> =60000
T11	0,983	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =80000; K <sub>θ2</sub> =60000
T12	0,944	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =100000; K <sub>θ2</sub> =60000
T13	1,283	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =5000; K <sub>θ2</sub> =90000
T14	1,032	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =20000; K <sub>θ2</sub> =90000
T15	0,962	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =40000; K <sub>θ2</sub> =90000
T16	0,935	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =60000; K <sub>θ2</sub> =90000
T17	0,921	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =80000; K <sub>θ2</sub> =90000
T18	0,912	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =100000; K <sub>θ2</sub> =90000
T19	1,251	≤ 2.0	K <sub>θ1</sub> =5000; K <sub>θ2</sub> =120000

T20	1,01	$\leq 2.0$	$K_{\theta_1}=20000; K_{\theta_2}=120000$
T21	0,942	$\leq 2.0$	$K_{\theta_1}=40000; K_{\theta_2}=120000$
T22	0,916	$\leq 2.0$	$K_{\theta_1}=60000; K_{\theta_2}=120000$
T23	0,902	$\leq 2.0$	$K_{\theta_1}=80000; K_{\theta_2}=120000$
T24	0,893	$\leq 2.0$	$K_{\theta_1}=100000; K_{\theta_2}=120000$

b)

Kriterien für Regelmäßigkeit im Aufriss [6]:

(1)P Damit Gebäude als im Aufriss regelmäßig klassifiziert werden kann, muss es alle in den folgenden Absätzen aufgeführte Bedingungen erfüllen. ✓

(2) Alle horizontalen Aussteifungssysteme wie Kerne, tragende Wände oder Rahmen müssen ohne Unterbrechung von Ihnen Gründungen bis zur Oberkante des Gebäudes oder, wenn auf verschiedenen Höhen Rücksprünge vorhanden sind, bis zur Oberkante des entsprechenden Gebäudedetails verlaufen. ✓

(3) Sowohl die Horizontalsteifigkeit als auch die Masse der einzelnen Geschosse müssen konstant sein oder allmählich ohne sprunghafte Änderungen von Fundament bis zur Spitze eines Gebäudes abnehmen. ✓

(4) In Rahmentragwerken sollte das Verhältnis der tatsächlichen Geschossbeanspruchbarkeit zu der laut Berechnung erforderlichen Beanspruchbarkeit nicht unverhältnismäßig stark zwischen benachbarten Geschossen variieren. ✓

c)

Kriterien für Regelmäßigkeit im Grundriss [6]:

(1)P Damit ein Gebäude als im Grundriss regelmäßig klassifiziert werden kann, muss es alle in den folgenden Absätzen aufgeführten Bedingungen erfüllen. ✓

(2) Hinsichtlich der Verteilung der horizontalen Steifigkeit und der Masse muss das Bauwerk im Grundriss ungefähr symmetrisch bezüglich zweier rechtwinklig zueinander stehender Achsen sein. ✓

(3) Die Grundrissform muss kompakt sein, d.h., jedes Stockwerk muss durch ein konvexes Polygon umrissen sein. Wenn es im Grundriss Rücksprünge gibt (rücksprungende Ecken oder Ecknischen), darf trotzdem eine Regelmäßigkeit im Grundriss angenommen werden, vorausgesetzt, dass diese Rücksprünge die Steifigkeit der Decke in Ihrer Ebene nicht beeinträchtigen und dass für jeden

Rücksprung die Fläche zwischen dem Umriss des Stockwerks und einem konvexen Polygon als Umhüllende des Stockwerks 5 % der Stockwerksfläche nicht überschreitet. ✓

(4) Die Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene muss im Vergleich zur Horizontalsteifigkeit der vertikalen tragenden Bauteile ausreichend groß sein, so dass die Verformung der Decke sich nur wesentlich auf die Verteilung der Kräfte an die vertikalen tragenden Bauteile auswirkt. In dieser Beziehung sollten L-, C-, H-, I-, X-Grundrissformen sorgfältig untersucht werden, besonders in Bezug auf die Steifigkeit horizontal abstehender Teile, die derjenigen des Zentralteils vergleichbar sein muss, um die Bedingung der starren Scheibe zu erfüllen. Die Anwendung dieses Absatzes sollte bei der Beurteilung des globalen Verhaltens des Gebäudes stattfinden. ✓

(5) Die Schlankheit  $\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}}$  des Gebäudes im Grundriss darf nicht größer als 4 sein, wobei  $L_{max}$  und  $L_{min}$  jeweils die senkrecht zueinander gemessene größte und kleinste Gebäudeabmessung im Grundriss darstellt. ✓

(6), (7), (8) und (9) fallen aus, da die Steifigkeitsmittelpunkte im allgemeinen mit den Massenmittelpunkten zusammenfallen. ✓

Somit ist es nachgewiesen, dass das vereinfachte Antwortspektrumverfahren verwendet werden darf.

## 2.2.2 Allgemeine Angaben:

Standort: *Salzburg*

Bedeutungskategorie: *//*

Baugrundklasse: *B (Dichter Sand, Kies, sehr steifer Ton, Anstieg der Festigkeit mit der Tiefe.)*

Verhaltensbeiwert: *2,5*

[4]

$$a_{gR} := 0,31 \frac{m}{s^2} \quad [4]$$

$$\gamma_I := 1,0 \quad [6]$$

$$q = 2,5$$

$$a_g := a_{gR} \cdot \gamma_I := 0,31 \frac{m}{s^2}$$

$$S := 1,2 \quad [6]$$

$$T_B := 0,15 \text{ s} \quad [6]$$

$$T_C := 0,5 \text{ s} \quad [6]$$

$$T_D := 2 \text{ s} \quad [6]$$

Verhaltensbeiwert q: siehe DIN EN 1998-1/NA:2011-01; Seite 20; Tabelle NA.7

### 2.2.3 Gesamte Erbebenkraft:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad [6] \quad (\text{A.28})$$

$S_d(T_1)$  als Ordinate des Bemessungsspektrums (siehe 3.2.2.5) bei der Periode  $T_1$ ;

$T_1$  als Eigenschwingungsdauer des Bauwerks für horizontale Bewegung in der betrachteten Richtung;

$m$  als Gesamtmasse des Bauwerks, oberhalb der Gründung oder der Oberkante eines starren Kellergeschosses, berechnet im Einklang mit 3.2.4(2)

$\lambda$  als Korrekturbeiwert, mit  $\lambda = 0,85$ , wenn  $T_1 \leq 2 \cdot T_C$  ist und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat, sonst  $\lambda = 1,0$ .

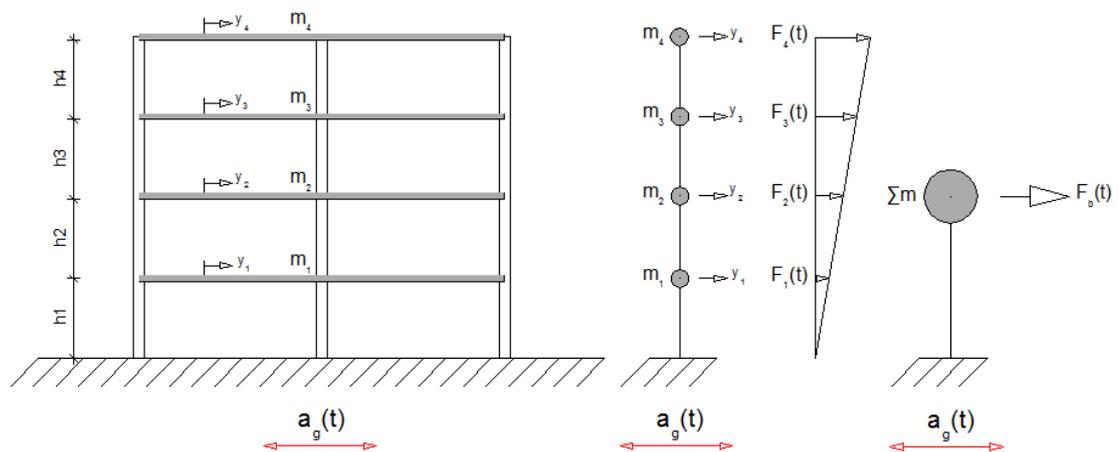


Abb. A 4: Skizze Gesamterdbebenkraft und die Verteilung [6]

$S_d(T_1)$  :

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad [6] \quad (\text{A.29})$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad [6] \quad (\text{A.30})$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad [6] \quad (\text{A.31})$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad [6] \quad (\text{A.32})$$

$T_1$ :

Für jeder Drehfedersteifigkeitskombination gibt es eine separate Eigenschwingungsgröße ( $T_1 - T_{24}$ ).

$m$ :

$$\sum_{j \geq 1} \mathbf{G}_{kj} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} \cdot \mathbf{Q}_{k,i} \quad [4] \quad (\text{A.33})$$

$$\Psi_{E,i} = \boldsymbol{\varphi} \cdot \Psi_{2,i} \quad [4] \quad (\text{A.34})$$

$$\Psi_{E,i} = \mathbf{0}, \mathbf{3}$$

$$\sum \text{Masse [kg]} = \mathbf{106330}$$

$\lambda$ :

$$0,85$$

## 2.2.4 Erbebenkraft ( $F_b$ ) und die Lastverteilung nach vereinfachter Antwortspekturmethode

Tab.A 4:Eigenschwingungsdauern & Gesamterdbebenkraft & Verteilung auf den Stockwerken

[s]	F <sub>b</sub> [kN]	1.Gesch.[kN]	2.Gesch.[kN]	3.Gesch.[kN]	4.Gesch.[kN]
T1	24,81	2,48	4,96	7,44	9,92
T2	19,46	1,94	3,89	5,84	7,78
T3	18,03	1,80	3,60	5,41	7,21
T4	17,50	1,75	3,50	5,25	7,00
T5	17,19	1,71	3,43	5,15	6,87
T6	17,02	1,70	3,40	5,10	6,81
T7	22,54	2,25	4,50	6,76	9,01
T8	18,00	1,80	3,60	5,40	7,20
T9	16,76	1,67	3,35	5,02	6,70
T10	16,27	1,62	3,25	4,88	6,50
T11	16,52	1,65	3,30	4,95	6,60
T12	15,86	1,58	3,17	4,76	6,34
T13	21,56	2,15	4,31	6,47	8,62
T14	17,34	1,73	3,46	5,20	6,93
T15	16,17	1,61	3,23	4,85	6,46
T16	15,71	1,57	3,14	4,71	6,28
T17	15,48	1,54	3,09	4,64	6,19
T18	15,33	1,53	3,06	4,59	6,13

T19	21,03	2,10	4,20	6,30	8,41
T20	16,97	1,69	3,39	5,09	6,79
T21	15,83	1,58	3,16	4,75	6,33
T22	15,39	1,53	3,07	4,61	6,15
T23	15,16	1,51	3,03	4,54	6,06
T24	15,01	1,50	3,00	4,50	6,00

# Anhang B: Lastkombinationen

## 1 Lastfallkombinationen

### 1.1 Lastfallkombinationen zur Analyse der Gebrauchstauglichkeit

#### 1.1.1 Kombinationsregel mit den Windlasten

Es werden die charakteristischen (seltenen) Einwirkungskombinationen für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt [4].

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad [4] \quad (\text{B.35})$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte betragen alle 1,0. Es sind keine Vorspannkräfte  $P_k$  vorhanden. Es werden zwei weitere Kombinationen gebraucht, um die vertikalen Durchbiegungen der Träger, sowie die horizontale Verschiebung des gesamten Gebäudes zu analysieren. Die führende veränderliche Last wird in der erste Kombination Nutzlast angenommen und in der zweite der Windlast. Die Kombinationsbeiwert  $\Psi_0$  wird je nach der Nutzungskategorie aus der Tabelle EN 1990:2010, Tabelle A.1.1 ausgewählt und wird mit der jeweils begleitenden Last  $Q_{k,1}$  multipliziert. Die „ $\Psi_0$ “ beträgt bei der Nutzlast 0,7 und bei der Windlast 0,6.

$$LFK \text{ Nutzlast f\u00fchrend} = g_{EG} + q_{NL} + 0,6 \cdot w \quad (\text{B.36})$$

$$LFK \text{ Windlast f\u00fchrend} = g_{EG} + 0,7 \cdot q_{NL} + w \quad (\text{B.37})$$

Anhand den Formeln (2) und (3) werden Fl\u00e4chenlasten ermittelt, die je nach der Einflussfl\u00e4che auf die Konstruktion eingegeben werden.

Die Langzeitverformungen werden im Rahmen dieser Diplomarbeit allgemein nicht ber\u00fccksichtigt.

### 1.1.2 Kombinationsregel mit den Erdbebenlasten

Die Kombinationen für den Tragsicherheitsnachweis von Einwirkungen für die Bemessungssituationen von Erdbeben ergeben sich nach EN 1990:2010 (Abschnitt 6.4.3.4) wie folgt:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad [4] \quad (\text{B.38})$$

$G_{k,j}$  Charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung  $j$

$Q_{k,i}$  Charakteristischer Wert einer nicht maßgebenden veränderlichen Einwirkungen  $i$

$P$  Maßgebender repräsentativer Wert einer Vorspannung

$A_{Ed}$  Bemessungswert einer Einwirkung infolge Erdbeben

$\Psi_{2,i}$  Beiwert für quasi-ständige Werte der veränderlichen Einwirkungen

Die Trägheitseffekte der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung müssen unter Berücksichtigung der Massen entsprechend aller Gewichtskräfte, die in der folgenden Kombination von Einwirkungen auftreten, berechnet werden:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad [4] \quad (\text{B.39})$$

Die Kombinationsbeiwerte:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad [4] \quad (\text{B.40})$$

Berücksichtigen die Wahrscheinlichkeit, dass die Lasten  $\Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$  während des Erdbebens nicht überall im Gebäude vorhanden sind.

Lt. ÖNORM B 1998-1 gilt in Österreich:

$$\varphi = 1,0 \quad [4]$$

### 1.1.3 Zulässige horizontale Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Dieser Arbeit beabsichtigt ein 4-geschoßigen Gebäude zu entwerfen und seine Tragfähigkeit sowie Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen. Um dieses Ziel erreichen zu können, muss zunächst die Verformungen unter der Lupe genommen werden.

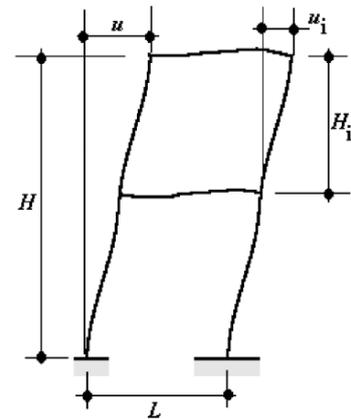


Abbildung B 1:Grenzen der horizontalen Verschiebung [4]

Laut dem Kapitel 8.3 der ÖNORM B 1990 sind unter der charakteristischen Einwirkungskombination Grenzwerte für horizontale Verschiebungen einzuhalten. Bei mehrgeschossigen Gebäuden ist eine Stockwerksverformung  $u_i$  von  $H_i/300$  einzuhalten.

Tabelle NA.7.2 — Grenzwerte der Durchbiegungen von Bauteilen		
Bauteil	Empfohlener Grenzwert der Durchbiegung	
	$w_{inst}$ nicht umkehrbar (Schadensvermeidung)	$w_{net,fin}$ umkehrbar (Erscheinungsbild)
Durchbiegung infolge Einwirkungskombination		
Auswirkungen am Tragwerk		
Bauteile wie z. B. Decken, Teile von begehbaren Dächern und ähnlich genutzte Bauteile	$l/300$	$l/250$
Bauteile, bei denen die Durchbiegung eine untergeordnete Bedeutung hat, wie z. B. nicht oder nur zu Instandhaltungszwecken begehbare Dächer, Dach- und Deckenkonstruktionen	$l/200$	$l/150$
Es bedeutet:		
$w_{inst}$ elastische Anfangsdurchbiegung des betrachteten Bauteils nach (7.2-E1), in mm		
$w_{net,fin}$ gesamte Enddurchbiegung (Enddurchbiegung abzüglich Überhöhung) des betrachteten Bauteils nach (NA.7.2), in mm		
$l$ Bezugslänge des betrachteten Bauteils, in mm		

Abbildung B 2:grenzen der vertikalen Durchbiegung [4]

Die maximale Durchbiegung den Hybridträgern sind auch nach der Abbildung 7.2 mit  $l/300$  zu vergleichen. Für die Lastaufstellung werden die charakteristischen Einwirkungskombinationen empfohlen.

## 1.2 Lastkombinationen zur Analyse der Tragsicherheit

Für die Tragfähigkeitsanalyse der Konstruktion werden Eigengewicht, Nutzlasten, Windlasten und Erdbebenlasten berücksichtigt. Nach der EN 1990 wird der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_G$  auf Seiten der ständigen Last gleich 1,35 [-] und  $\gamma_Q$  auf Seiten der veränderlichen Last gleich 1,50 [-] angesetzt. Die  $Q_{k,1}$ , als begleitenden veränderlichen Last, wird noch mit der Kombinationsbeiwert  $\Psi_0$  hinzu multipliziert.

$$LFK \text{ Nutzlast f\u00fchrend} = 1,35 \cdot g_{EG} + 1,50 \cdot q_{NL} + 0,9 \cdot w \quad (B.41)$$

$$LFK \text{ Windlast f\u00fchrend} = 1,35 \cdot g_{EG} + 1,05 \cdot q_{NL} + 1,50 \cdot w \quad (B.42)$$

Die ma\u00dfgebende Lastfallkombination f\u00fcr die Tr\u00e4ger ist die Nutzlast f\u00fchrend und f\u00fcr die St\u00fctzen Wind f\u00fchrend anzunehmen. Es wird eine Berechnung der Schnittgr\u00f6\u00dfen nach der Theorie II. Ordnung durchgef\u00fchrt. Eine Vorverformung wird allerdings nicht angesetzt.

## Anhang C Nachweise Stahlelemente:

### 1 Nachweise der Stahlelemente

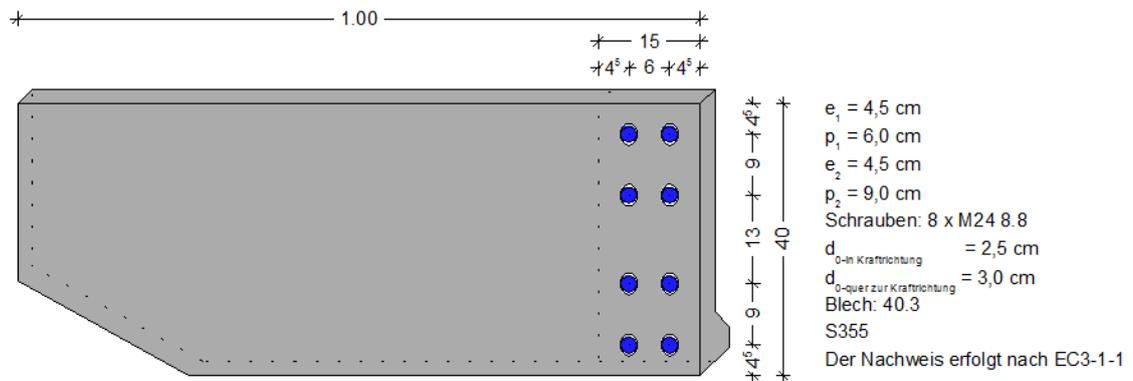


Abbildung C 1: Fahnenblech Variante 4

#### 1.1 Fahnenblech

Das Fahnenblech hat eine Höhe von 40 cm und eine Dicke von 3 cm. Wie in der Abbildung dargestellt ist, hat das Blech acht Mal so genannte kurze Langlöcher. Die Langlöcher sind ellipsenförmig und betragen jeweils eine Breite von 25 mm und eine Höhe von 30 mm (EN 1990-2 Tab. 11).

- Grundwerkstoff - S355 [18]

$$\text{Querschnittswerte: } A = 40 \cdot 3 = 120 \text{ cm}^2; \quad I = \frac{3 \cdot 40^3}{12} = 16000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Nachweis: } \sigma_{Ed} = \frac{8,80 \text{ kN}}{120 \text{ cm}^2} + \frac{191 \cdot 100 \text{ kNcm}^2}{16000 \text{ cm}^2} \cdot 20 = 23,9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{w,Rd} = \frac{51,0}{0,8 \cdot 1,25} = 51 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{Ed}}{f_{w,Rd}} \leq 1; \quad \frac{23,9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{51 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,46 \leq 1 \quad (\text{C.43})$$

- Abscheren [18]

$$A = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} = \frac{2,4^2 \cdot \pi}{4} = 4,52 \text{ cm}^2 \quad (\text{C.44})$$

Die Schraube M24 8.8 hat einen Nenndurchmesser von 24 mm.

Die Grenzabscherkraft der zweiseitigen Schraube ist [18]:

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_V \cdot f_{ub} \cdot A \cdot n}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 80,0 \cdot 4,52 \cdot 2}{1,25} = 347,1 \text{ kN} \quad (\text{C.45})$$

Die Beanspruchung einer Einzelschraube beträgt (alle Schrauben gleich beansprucht) [18]:

$$F_{ed} = \frac{M_{ed}}{h} + N_{ed}; h = 22 \text{ cm} \quad (\text{C.46})$$

$$F_{ed} = \frac{191 \text{ kNm}}{0,22\text{m}} + 8,80 \text{ kN} = 876,98 \text{ kN}$$

$$F_{ed \text{ eine Schraube}} = \frac{876,98}{4} = 219,24 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{ed \text{ eine Schraube}}}{F_{V,Rd}} = \frac{219,24}{347,1} = 0,63 \leq 1$$

- Lochleibung

Die Grenzlochleibungskraft der Schraube beträgt [18]:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (\text{C.47})$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \left\{ 2,8 \cdot \frac{4,5}{3,0} - 1,7 \text{ oder } 2,5 = 2,5 \right. \\ \left. \left\{ 1,4 \cdot \frac{9,0}{3,0} - 1,7 \text{ oder } 2,5 = 2,5 \right. \right. \end{array} \right. = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{4,5}{3,0 \cdot 2,5} \text{ oder } \frac{80}{51} \text{ oder } 1,0 = 0,6 \\ \frac{6,0}{2,5} - \frac{1}{4} \text{ oder } \frac{81}{51} \text{ oder } 1,0 = 1,0 \end{array} \right. = 0,6$$

Die Grenzlochleibungskraft am Einelloch eines Fahnenbleches ergibt sich:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,6 \cdot 51 \cdot 2,4 \cdot 3,0}{1,25} = 440 \text{ kN}$$

Für eine Schraube ist der Nachweis der Beanspruchung auf Lochleibung an den beiden Fahnenblechen:

$$\frac{Fed_{einFahnenblech}}{F_{b,Rd}} = \frac{109,62}{440} = 0,24 \leq 1$$

## 1.2 Stützenblech

- Grundwerkstoff – S355

Querschnittswerte:

$$A = (13,5 \cdot 3) \cdot 2 + (6,5 \cdot 3) \cdot 2 + (10,5 \cdot 3) = 151,5 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{3 \cdot 60^3}{12} - \frac{3 \cdot 2,5^3}{12} \cdot 4 - 3 \cdot 2,5 \cdot 6,5^2 \cdot 2 - 3 \cdot 2,5 \cdot 15,5^2 \cdot 2 = 49746,9 \text{ cm}^4$$

$$\text{Nachweis: } \sigma_{Ed} = \frac{8,80 \text{ kN}}{151 \text{ cm}^2} + \frac{191 \cdot 100 \text{ kNcm}^2}{49746,9 \text{ cm}^2} \cdot 3 = 11,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{w,Rd} = \frac{51,0}{0,8 \cdot 1,25} = 51 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{Ed}}{f_{w,Rd}} \leq 1; \frac{11,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{51 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,225 \leq 1$$

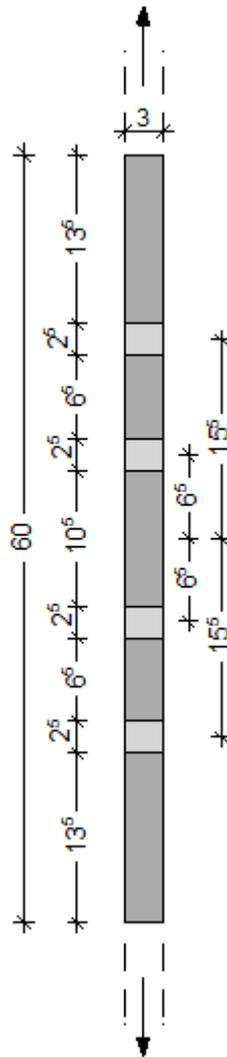


Abbildung C 2: Längsschnitt Stützenblech

- Lochleibung

Die Grenzlochleibungskraft der Schraube beträgt [18]:

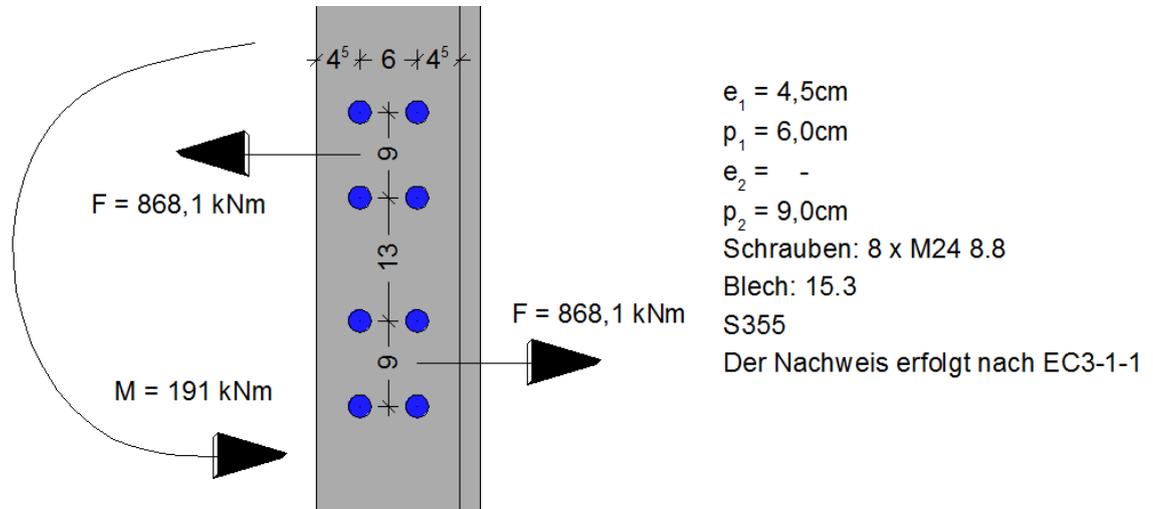


Abbildung C 3: Ansicht und Lastverteilung des Stützenbleches

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (\text{C.48})$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \{- \text{oder } 2,5 = 2,5 \\ 1,4 \cdot \frac{9,0}{2,5} - 1,7 \text{ oder } 2,5 = 2,5 \end{array} \right. = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \left\{ \frac{4,5}{3,0 \cdot 2,5} \text{ oder } \frac{80}{51} \text{ oder } 1,0 = 0,9 \\ \frac{6,0}{2,5} - \frac{1}{4} \text{ oder } \frac{81}{51} \text{ oder } 1,0 = 1,0 \right. \end{array} \right. = 0,9$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,9 \cdot 51 \cdot 2,4 \cdot 3,0}{1,25} = 660,9 \text{ kN}$$

$$F_{ed \text{ eine Schraube}} = \frac{868,1 \text{ kN}}{4} = 217,0 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{ed \text{ eine Schraube}}}{F_{b,Rd}} = \frac{217,0}{660,9} = 0,32 \leq 1$$

### 1.3 Verstärkungsblech

Diese Bleche befinden sich relativ nah zu den Kanten des Hybridträgers und dienen zur Verstärkung des Stahlbleches in der Träger. Die werden an den Auf lagerungsstellen des Trägers angeschweißt und werden an die Fahnenbleche angeschweißt.

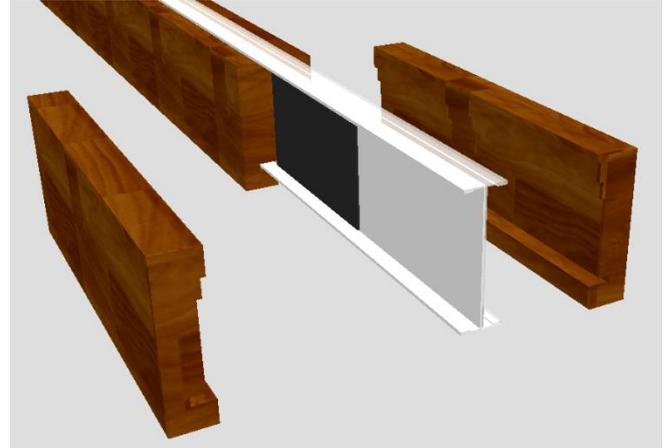


Abbildung C 4: 3D-Ansicht Verstärkungsblech

Verstärkungsbleche werden an beiden Seiten des Trägers angeordnet und haben eine dicke von 11 mm.

Vorhandene Schnittgrößen:

$$M: - 133,4 \text{ kNm}$$

$$V: + 109,3 \text{ kN}$$

$$N: - 3,31 \text{ kN}$$

- Grundwerkstoff – S355 [18]

Querschnittswerte:

$$A = 29 \cdot 3,0 = 87,0 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{3,0 \cdot 29^3}{12} = 6097,25 \text{ cm}^4$$

$$\text{Nachweis: } \sigma_{Ed} = \frac{3,31 \text{ kN}}{87,0 \text{ cm}^2} + \frac{133,4 \cdot 100 \text{ kNcm}^2}{6097,25 \text{ cm}^2} \cdot 14,5 = 31,76 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

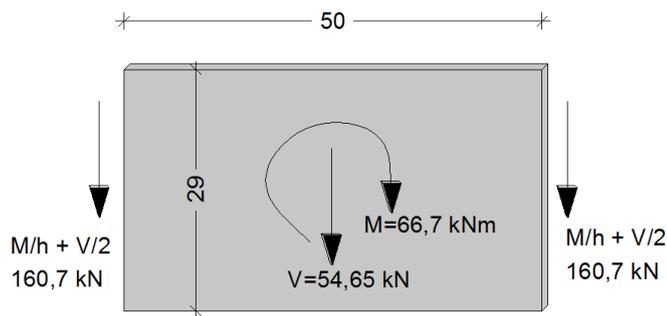
$$\tau_{Ed} = \frac{109,3 \text{ kN}}{87 \text{ cm}^2} = 1,25 \text{ cm}^2$$



Abbildung C 5:Längsschnitt Verstärkungsblech

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{31,76^2 + 3 \cdot 1,25^2} = 31,83 \frac{kN}{cm^2} \leq 51 \frac{kN}{cm^2}$$

- Schweißnaht [18]



Die Dicke des Verstärkungsbleches beträgt 11mm. Das Blech wird an seinen kurzen Kanten an den Hybridträger angeschweißt.

**Abbildung C 6: Verstärkungsblech  
Schweißnahtberechnung**

$$a = 3 \text{ mm (Schweißnahtdicke)}$$

$$f_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}} = \frac{51}{0,8 \cdot 1,25} = 51 \frac{kN}{cm^2} \quad (\text{C.49})$$

$$\tau_{Ed} = \frac{160,7 \text{ kN}}{3 \cdot 29 \text{ cm}^2} = 1,84 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{3 \cdot 1,84^2} = 3,18 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\frac{\sigma_{w,Ed}}{f_{w,Rd}} = \frac{3,18}{51} = 0,06 \frac{kN}{cm^2} \leq 1 \quad (\text{C.50})$$