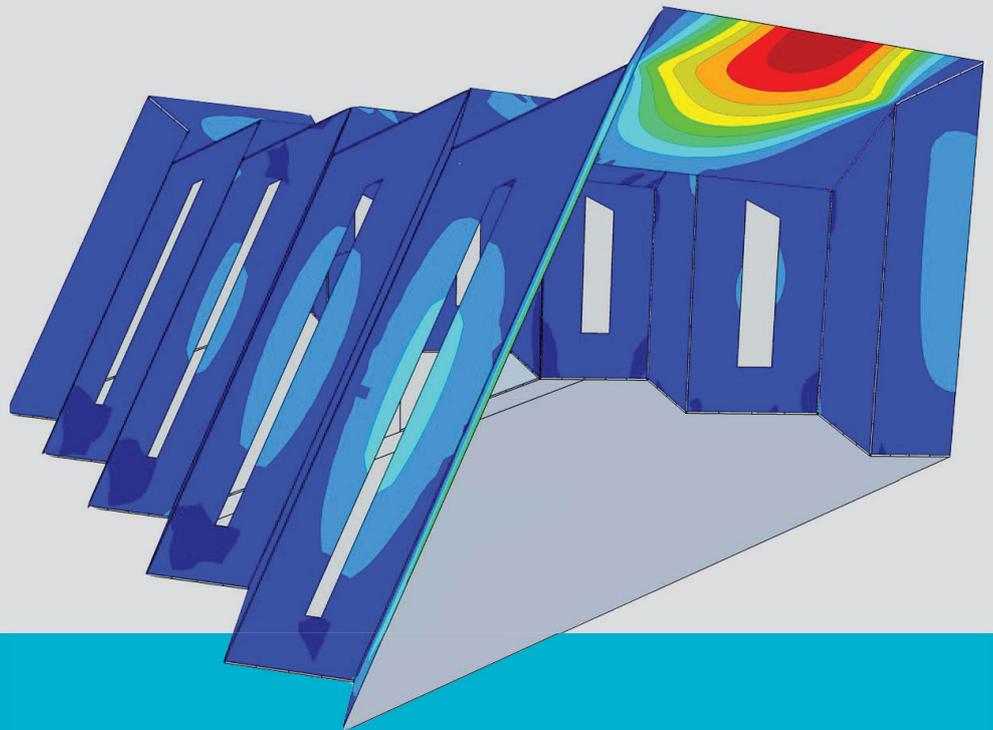


# Leistungsfähige Faltdachkonzepte aus Brettsperrholz



M-4-08/2016

**Rita Wolf**  
Institut für Holzbau und Holztechnologie  
Technische Universität Graz



Rita Wolf, BSc.

# **Leistungsfähige Faltwerkkonzepte aus Brettsperrholz**

## **MASTERARBEIT**

zur Erlangung des akademischen Grades  
Diplom-Ingenieur  
Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

Eingereicht an der  
**Technischen Universität Graz**

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer  
Institut für Holzbau und Holztechnologie

DI Manfred Augustin  
holz.bau forschungs gmbh

DI Gregor Silly  
holz.bau forschungs gmbh

Graz, November 2016



## Eidesstattliche Erklärung / Affidavit

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

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

---

Datum / Date

---

Unterschrift / Signature



# Danksagung

Mit den folgenden Zeilen möchte ich den erwähnten Personen meine Dankbarkeit ausdrücken.

Zu Beginn darf ich mich bei Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer, der mir das Thema dieser Arbeit vorschlug und mir die Durchführung derselben auch ermöglichte, bedanken. Mit seinen lehrreichen, interessanten Vorträgen während des Studiums, konnte er mich noch mehr für den Holzbau begeistern. Herzlichen Dank für die abschließende Begutachtung dieser Arbeit.

Herrn Dipl.-Ing. Gregor Silly gebührt ein großer Dank, einerseits für die ausgezeichnete Betreuung dieser Masterarbeit und andererseits für sein offenes Ohr und seine ermutigenden und motivierenden Gespräche.

Ein großes Dankeschön gilt Herrn Dipl.-Ing. Dr. techn. Thomas Bogensperger. Seine Ratschläge, Ideen und Anregungen haben mir oft weitergeholfen.

Den Mitarbeitern des Instituts für Holzbau und Holztechnologie und der holz.bau forschung gmbh möchte ich mich bedanken. Sie haben mich bei diversen technischen Fragestellungen unterstützt und mich auch in einer Vielzahl von Gesprächen beraten und motiviert.

Mein außerordentlicher Dank gilt meiner Mutter, die mir erst dieses Studium ermöglicht hat. Sie ist mir eine verlässliche Stütze in meinem Leben und hat mich immer in meinen Entscheidungen unterstützt. Danke für die Unterstützung und das bedingungslose Vertrauen. Sie tat viel mehr für mich als man in Worte fassen kann.

Meinem besten Freund, Manuel Prevedel, möchte ich für seine Geduld und emotionale Unterstützung während der gesamten Studienzeit danken. Für die aufregenden Erlebnisse und den daraus erhaltenen Gesprächsstoff möchte ich mich herzlichst bedanken. Ich bin froh, dass du ein Teil meines Lebens bist.

Meinen Studienkollegen, Johannes Harrauer, Thomas Laggner und Markus Pijavec, möchte ich speziell danken. Ich durfte mit ihnen eine großartige und unvergessliche Zeit genießen.

Zuletzt möchte ich mich bei meinen Kollegen aus dem Diplomandenzimmer, hier vor allem Eva Virgolini, für die zahlreichen Gespräche und die lustige Zeit bedanken.

**DANKE !**



## Kurzfassung

Als Einführung in diese Arbeit werden unterschiedliche Gestaltungsmöglichkeiten von Falterwerkskonstruktionen und die damit verbundenen Merkmale dargestellt. Ebenso wird ein Überblick zur elementaren Falterwerkstheorie sowie zur Ermittlung von Bemessungsschnittgrößen gegeben. Anschließend wird auf die Grundlagen des Werkstoffes „Brettsperrholz“ (BSP) näher eingegangen und die Bemessung als Platte, Scheibe bzw. diese bei kombinierter Beanspruchung erläutert.

Der Hauptabschnitt dieser Masterarbeit behandelt die statische als auch konstruktive Untersuchung eines geplanten Falterwerkes aus Brettsperrholz, welches ganzjährig als Künstleratelier bzw. in den Sommermonaten als Veranstaltungsbühne genutzt werden soll. Dieser Pavillon, geplant in der Gemeinde Gmünd in Kärnten, wird mit Hilfe des FE-Programmes „RFEM“ der Firma Dlubal Software GmbH bemessen. Neben der Modellierung des Falterwerkes (Geometrie, Materialkennwerte, Lager, Lasten, ...) wird vor allem die Problematik beim Auslesen der Kantenschnittgrößen näher behandelt. Dazu werden unterschiedliche Varianten zum Erhalt der Bemessungsschnittgrößen in den Falterwerkskanten untersucht. Zur Verifizierung der Berechnungsergebnisse wird das Falterwerk auch mit der Finiten-Elemente Software „ABAQUS“ modelliert. Nach Abschluss der FEM-Analysen werden die erforderlichen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) erbracht. Das Hauptaugenmerk wird dabei auf die Detailausbildung und Berechnung der Falterwerkskanten sowie des Sockelbereichs, welcher als Verbindung zwischen Falterwerkelement und Bühnenboden agiert, gelegt.

Abschließend werden verschiedene ingenieurmäßige Varianten zur Fügung von Brettsperrholzelementen aufgezeigt. Das Ziel sind kraftschlüssige Verbindungen der Kanten zur Steigerung der Leistungsfähigkeit von Falterwerksstrukturen aus Holz bzw. Holzwerkstoffen.



## **Abstract**

The introduction of this Thesis presents various possibilities of designing structures based on folded-plate elements and their individual features. Additionally, an overview about the theory of folded-plates and determination of internal forces is given. The basic properties of and designing methods for cross-laminated timber (CLT) as well as calculation of plates, walls and their combination are explained.

The main part of this master Thesis deals with the static and constructive analysis of a folded-plates-construction forming a studio pavilion made of cross-laminated timber. The art studio should be used all year round. This building, located in Gmünd in Carinthia, is analysed using a FE-software called "RFEM" by Dlubal Software GmbH. The analysis of the folded-plates-construction includes the geometrical boundary conditions, key properties of the material, support and load conditions as well as possible issues by examining the internal forces. The different possibilities of calculating the internal forces in folded-plate elements are described. In order to verify the calculations, the finite element analysis software "ABAQUS" is used. After the FEM analysis, the required proofs concerning "ultimate limit state" (ULS) and "serviceability limit state" (SLS) are presented. The main focus of this part is on the detailing and design of the folded-plate's edges as well as the part between the folded-plate elements and the floor of the stage.

In the last chapter, various engineering methods for connecting cross-laminated timber elements are presented and discussed.



# Inhaltsverzeichnis

<b>KAPITEL 1: EINLEITUNG</b> .....	<b>1</b>
1-1 MOTIVATION UND ZIEL DER ARBEIT .....	1
1-2 ALLGEMEINES .....	2
1-3 GEFALTETE TRAGSTRUKTUREN .....	3
<b>KAPITEL 2: THEORIE DER FALTWERKE</b> .....	<b>7</b>
2-1 KONSTRUKTION DER FALTWERKE.....	7
2-2 TRAGVERHALTEN VON FALTWERKEN.....	11
2-2.1 Allgemeine Voraussetzungen der Faltwerkstheorien .....	13
2-2.2 Baustatische Faltwerksmodelle .....	13
2-2.3 Elementares Faltwerksmodell.....	15
2-2.3.2 Berechnung mittels Deformationsmethode .....	16
2-2.3.3 Berechnung mittels Drei-Schübe-Gleichung.....	16
2-3 FALTWERKE AUS BRETTSPERRHOLZ .....	19
<b>KAPITEL 3: BRETTSPERRHOLZ</b> .....	<b>21</b>
3-1 ALLGEMEINES .....	21
3-2 BETRACHTUNG ALS PLATTE .....	22
3-2.1 Grundlagen der Bemessung – transversal schubnachgiebige Platte .....	22
3-2.1.1 Plattenkinematik .....	23
3-2.1.2 Plattenmaterialgesetz, Plattenspannungen und Plattenschnittkräfte .....	25
3-2.1.3 Gleichgewichtbedingung .....	27
3-2.1.4 Differentialgleichungssystem der Reissner-Mindlin-Platte.....	28
3-3 BETRACHTUNG ALS SCHEIBE .....	29
3-3.1 Scheibensteifigkeiten eines BSP-Elementes – Grundlagen.....	30
3-3.2 Dehnsteifigkeiten $D_x$ und $D_y$ für ein BSP-Element .....	30
3-3.3 Schubsteifigkeit $D_{xy}$ für ein gedanklich unendlich dickes BSP-Element mit konstanten Schichtdicken .....	31
3-3.3.1 Modell für die Schubsteifigkeit $S_{xy}$ .....	31
3-4 KOMBINIERTER BETRACHTUNG PLATTE-SCHEIBE .....	34
3-5 NACHWEISFÜHRUNG.....	38
<b>KAPITEL 4: PAVILLON GMÜND</b> .....	<b>43</b>
4-1 ARCHITEKTUR / STATISCHER ENTWURF / GEOMETRIE .....	43
4-1.1 Architektur.....	43

4-1.2	Statischer Entwurf.....	44
4-1.3	Geometrie.....	45
4-2	ALLGEMEINE EINGABEN INS FE-PROGRAMM.....	45
4-2.1	Geometrieingabe .....	45
4-2.2	Definition der Materialparameter und der Steifigkeitseigenschaften .....	46
4-2.2.1	Definition der Eigenschaften über das Zusatzmodul „RF-Laminat“ .....	47
4-2.2.2	Orthotropietyp definiert mittels Steifigkeitsmatrix.....	48
4-2.3	Definition der Lagerungsbedingungen.....	53
4-2.4	Lastaufstellung.....	57
4-2.4.1	Eigengewicht .....	57
4-2.4.2	Nutzlasten .....	57
4-2.4.3	Schneelasten.....	58
4-2.4.4	Windlasten .....	59
4-2.4.5	Erdbeben .....	60
4-2.5	Lastfälle und Lastfallkombinationen .....	61
4-2.5.1	Lastfälle .....	61
4-2.5.2	Lastfallkombinationen gemäß ÖNORM EN 1990.....	61
4-3	MODELLIERUNG UND BEMESSUNG.....	62
4-3.1	Bemessung der Falwerkselemente.....	62
4-3.1.1	Modellierung der Falwerkselemente aus Brettsper Holz .....	62
4-3.1.2	Bemessung Falwerkselemente aus Brettsper Holz.....	66
4-3.2	Auslesen der Bemessungsschnittgrößen in den Falwerkskanten .....	78
4-3.2.1	Modellierung der Falwerkskanten .....	78
4-3.2.2	Variante 1: Auslesen der Kantenschnittgrößen über Ergebnisverläufe .....	78
4-3.2.3	Variante 2: Erstellen von benutzerdefinierten Schnitten zum Auslesen der Verbindungskräfte.....	81
4-3.2.4	Vergleich der Kantenschnittgrößen zwischen Berechnungsmodell 1 und Berechnungsmodell 2.....	87
4-3.3	Bemessung der Verbindung der Brettsper Holzelemente.....	91
4-3.3.1	Theorieinput – axiale Beanspruchung.....	91
4-3.3.2	Theorieinput – rechtwinkelige Beanspruchung zur Schraubenachse.....	94
4-3.3.3	Theorieinput – kombinierte Beanspruchung.....	96
4-3.3.4	Bemessung der Verbindungsmittel .....	97
4-3.4	Bemessung Sockeldetail .....	104

4-3.4.1	Sockeldetail A .....	105
4-3.4.2	Sockeldetail B.....	109
4-3.4.3	Bestimmung der Anzahl an benötigten Schrauben im Sockelbereich.....	111
4-3.4.4	Variante Verzahnung plus Verschraubung.....	116
4-3.5	Bemessung des Fundamentes .....	125
4-3.5.1	Fundamentkörper.....	125
4-3.5.2	Stahlträger.....	128
4-3.5.3	Verankerung .....	131
4-3.5.4	Schweißnaht zwischen Trägerflansch und Kopfplatte .....	132
4-4	BETRACHTUNG ALS TEMPORÄRES BAUWERK .....	136
4-4.1	Lastaufstellung .....	136
4-4.1.1	Eigengewicht im temporären Lastfall.....	136
4-4.1.2	Nutzlasten im temporären Lastfall .....	136
4-4.1.3	Schneelasten im temporären Lastfall.....	137
4-4.1.4	Windlasten im temporären Lastfall .....	138
4-4.1.5	Gebrauchstauglichkeit im temporären Lastfall.....	139
4-4.2	Lastfälle und Lastfallkombinationen .....	139
4-4.3	Bemessung.....	139
4-4.3.1	Faltwerkselemente .....	140
4-4.3.2	Verbindung der faltwerkselemente.....	146
4-4.4	Gegenüberstellung.....	148
4-5	HOLZSCHUTZ.....	150
4-6	VERGLEICHSRECHNUNG MIT HILFE DES FE-PROGRAMMS „ABAQUS“.....	151
	<b>KAPITEL 5: VERBINDUNGSTECHNIK .....</b>	<b>162</b>
5-1	ALLGEMEINES .....	162
5-2	IDEEN ZUR AUSBILDUNG DER FALTWERKSKANTEN .....	164
5-2.1	Verbindung der faltwerkselemente mit Hilfe eines Futterholzes .....	164
5-2.2	Verbindung der faltwerkselemente durch dübel besonderer bauart .....	165
5-2.3	Verbindung der faltwerkselemente mittels Holzbauschrauben .....	166
5-2.4	Verbindung der faltwerkselemente mit Stahlblechen.....	167
5-2.5	Verbindung der faltwerkselemente mit Sonderlösungen.....	169
5-3	SCHRAUBENVERBINDUNG.....	170
5-4	VERBINDUNG MITTELS EINGEKLEBTEN GEWINDESTANGEN.....	173

5-4.1	Allgemeines .....	173
5-4.2	Bemessung und Dimensionierung .....	174
5-4.2.1	Theorieinput – axiale Beanspruchung.....	174
5-4.2.2	Theorieinput – rechtwinkelige Beanspruchung zur Stabachse .....	175
5-4.2.3	Theorieinput – kombinierte Beanspruchung.....	177
5-4.3	Bemessung der Verbindungsmittel .....	177
<b>KAPITEL 6: ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK .....</b>		<b>183</b>
6-1	ZUSAMMENFASSUNG .....	183
6-2	AUSBLICK .....	187
 <b>ANHANG A VERZEICHNISSE.....</b>		<b>A-I</b>
A-1	Quellenverzeichnis.....	A-I
A-2	Abbildungsverzeichnis.....	A-V
A-3	Tabellenverzeichnis .....	A-XI
<b>ANHANG B LASTAUFSTELLUNG JE FLÄCHE.....</b>		<b>B-I</b>
<b>ANHANG C EINGABEPARAMETER „RFEM“ .....</b>		<b>C-I</b>
<b>ANHANG D GEGENÜBERSTELLUNG DER KANTENSCHNITTGRÖSSEN.....</b>		<b>D-I</b>

# KAPITEL 1: EINLEITUNG

## 1-1 MOTIVATION UND ZIEL DER ARBEIT

Faltwerke bilden einen Teilbereich der Flächentragwerke und stellen generell eine Möglichkeit dar, 2D-Elemente an den Kanten derart zu koppeln, dass daraus gefaltete Tragstrukturen mit hoher Leistungsfähigkeit entstehen. Vor allem gesperrt aufgebaute Holzprodukte, wie Brettsperrholz (BSP), sind diesbezüglich bestens geeignet. Grund dafür ist, dass Brettsperrholzelemente ein geringes Gewicht aufweisen und so leichte und filigrane Konstruktionen entworfen werden können. Tragelemente aus Brettsperrholz verfügen über einen vielfältigen Einsatzbereich und werden als Platte und/oder Scheibe realisiert. Der geschichtete Querschnittsaufbau bewirkt eine zweiachsige, großflächige Lastabtragung. Des Weiteren hat die Orthogonalität des Schichtaufbaues positive Auswirkungen auf das Quell- und Schwindverhalten der Einzelbretter sowie auf das Schwingungsverhalten des Gesamtsystems. Brettsperrholzelemente lassen sich exakt und individuell nach Plan abbinden und besitzen zudem einen hohen Vorfertigungsgrad. Zuzufolge dessen können unterschiedliche Formen (Rechteck-, Dreieck- oder Trapezform) aus Brettsperrholzelementen hergestellt und zu einer räumlichen Struktur (Faltwerk) zusammengesetzt werden.

Gefaltete Konstruktionen im Bauwesen werden in der Regel aus Beton oder Stahl gefertigt. Bisher wurden aufgrund von fehlenden Forschungsbeiträgen wenige Faltwerke aus Holzwerkstoffen (z. B. BSP) hergestellt. Dementsprechend wird in dieser Arbeit auf die Bemessung und Nachweisführung von Faltwerken aus Brettsperrholz näher eingegangen.

Ein Schlüsselthema bei gefalteten Tragstrukturen aus Brettsperrholz stellt die Entwicklung einer, zur kraftschlüssigen Verbindung der Elementkanten, geeigneten Füge-technik dar. Der Grundgedanke bei der Detailausbildung der Kante liegt, abgesehen vom statischen Tragverhalten, auch bei den gestalterischen Ansprüchen der Architektur. Neben der klassischen Verbindung mittels Holzbauschrauben können auch neuere Verbindungsvariationen, wie beispielsweise Verklebungen oder Verzahnungen, eingesetzt werden.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, auf die Grundlagen der Faltwerkstheorie einzugehen und daraus Konzepte für Faltwerke aus Brettsperrholz abzuleiten. An Hand eines konkreten Beispiels sollen Finite-Element-Analysen, inklusive unterschiedlicher Modellierungsvarianten, durchgeführt und die erforderlichen ULS- und SLS-Nachweise erbracht werden. Bei der Modellierung des Faltwerks soll auf etwaige Problematiken beim Eingeben der Struktur und der Materialkennwerte sowie beim Auslesen der Bemessungsschnittgrößen hingewiesen werden. Das Hauptaugenmerk wird dabei auf die Ausbildung der Details und auf die Berechnung der Faltwerkskanten gelegt. Dazu werden unterschiedliche Ansätze und Vorgehensweisen zur Ermittlung der notwendigen Kantenkräfte erläutert.

Abschließend sollen Beispiele zu Fügungsvarianten an den BSP-Kanten aufgezeigt werden.

## 1-2 ALLGEMEINES

---

[6], [8], [15], [16], [24], [51]

Faltwerke definieren sich über das Zusammensetzen dünner Scheiben und Platten, welche entlang ihrer Kanten schubfest miteinander verbunden sind. Dadurch können Strukturen geformt werden, die eine räumliche Tragwirkung aufweisen. Ziel des Faltens ist die Erschaffung leichter Konstruktionen, sowie Raumbildung mit Lastabtragung zu vereinen. Die Grundlage dafür liefert die Natur, in welcher z. B. durch Falten von Pflanzenblättern oder Insektenflügel der Struktur größere Stabilität verliehen wird. Als Basis für konstruktive Faltungen dienen Papierfaltungen, sogenannte Origami. Die Faltung des Papiers führt zu einer Steifigkeitserhöhung. Mit verschiedenen Faltmöglichkeiten kann eine große Anzahl an unterschiedlichen Formen entwickelt werden.

Umgelegt auf das konstruktive Faltwerk gilt somit: Einerseits gewinnen Tragstrukturen durch das Falten an Formvielfalt und Komplexität, und andererseits wird dem System dadurch mehr Stabilität verliehen. Wie beim Origami gilt auch in der Technik, dass die Faltstruktur abwickelbar sein muss. Sozusagen besteht die Form aus einem fiktiven zweidimensionalen Blatt Papier, welches durch präzise Unterteilung zu einer räumlichen Struktur geformt wird bzw. auch wieder auseinander gefaltet werden kann.

Die einzelnen Faltwerkselemente besitzen eine Rechteck-, Dreieck- oder Trapezform und stellen eine ebene Fläche dar.

Bei Faltwerken funktioniert die Lastabtragung über die Platten- und Scheibenwirkung als auch über die sogenannte Membranwirkung, ähnlich wie es bei Schalen der Fall ist.

Faltungen lassen sich in Bezug auf ihre geometrischen Eigenschaften in viele Muster unterteilen. Die Faltungsgeometrien erhalten durch unterschiedliche Faltungshöhen, Faltungsfrequenzen sowie durch die verschiedenen Regelmäßigkeiten der Faltflächen eine enorme Varianz.

Folgende konstruktive Faktoren haben einen Einfluss auf das Tragverhalten:

- Flächenform
- Material
- Kantenausbildung
- Lagerungsbedingung
- Flächenneigung
- Lasteinleitung des Faltwerks

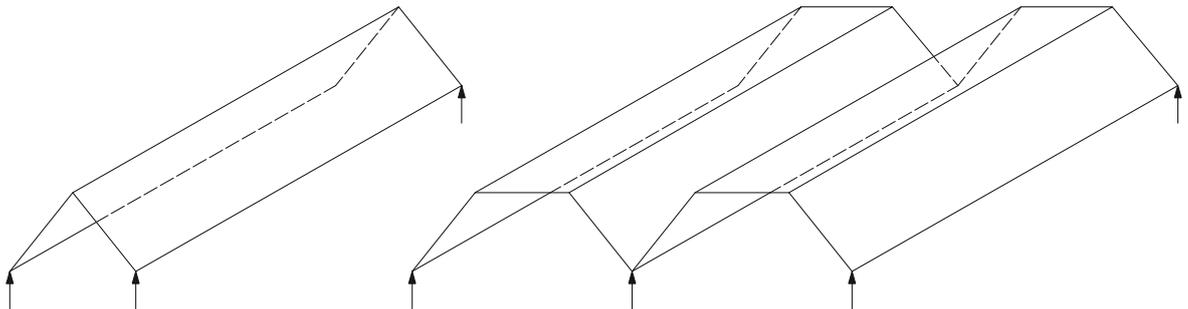
## 1-3 GEFALTETE TRAGSTRUKTUREN

[6], [16], [24]

Grundsätzlich lassen sich Faltwerke anhand ihrer Faltung in folgende Gruppen gliedern:

- Prismatische Faltwerke

Diese besitzen parallel verlaufende Firste und Kehlen. Prismatische Faltwerke (siehe Abbildung 1.1) bestehen ausschließlich aus Rechteckflächen, die als Scheibe oder Platte wirken. Mit Hilfe von Endquerschotten oder Endquerscheiben erfolgt die Lagerung bzw. Queraussteifung des Faltsystems. Im nachfolgenden Kapitel 2-2 wird auf die dazugehörige Theorie näher eingegangen.



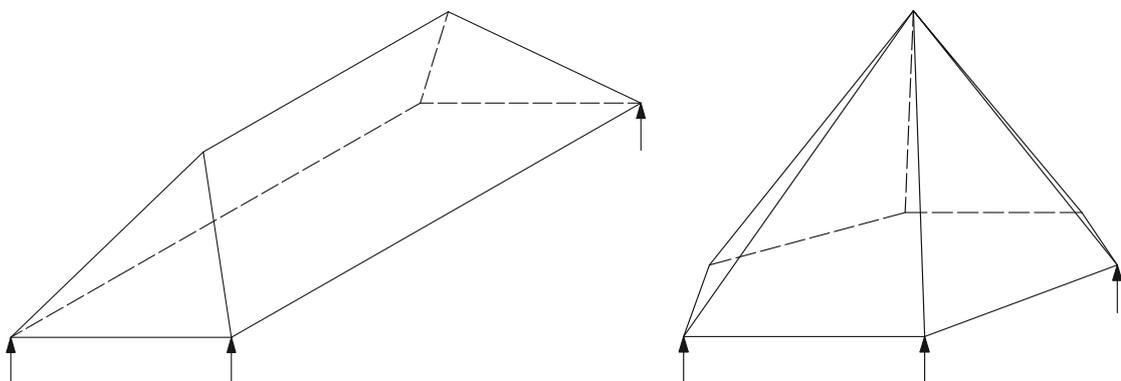
*Abbildung 1.1: Prismatische Faltwerke [24]*

- Halbprismatische Faltwerke

Halbprismatische Faltwerke (siehe Abbildung 1.2, links) gliedern sich als Mischform prismatischer und pyramidenförmiger Faltwerke. Der Hauptunterschied zu den prismatischen Faltsystemen liegt in der Neigung der Stirnflächen, welche leicht pyramidal erscheint.

- Pyramidische Faltwerke

Zeltdächer oder Silos werden mit dieser Form der Faltung (siehe Abbildung 1.2, rechts) konstruiert. Die geometrische Form des Dreiecks bildet die Struktur der Faltwerksflächen. Wichtig ist hierbei, dass sich alle Flächen in einem Punkt treffen müssen. Im Grundriss spiegelt sich ein Polygon mit n-Ecken wider.

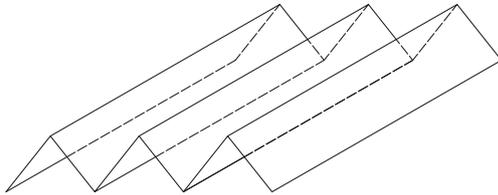


*Abbildung 1.2: li.: Halbprismatisches Faltwerk; re.: Pyramidisches Faltwerk [24]*

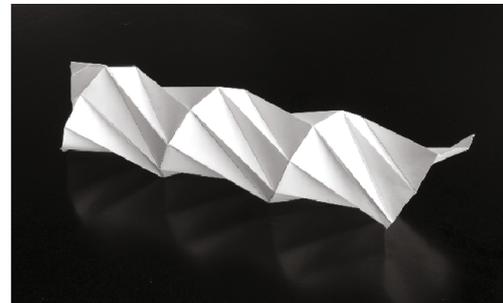
Durch unterschiedliche Faltmuster können vielzählige Faltformen entstehen. Nachstehend sind beispielhaft einige interessante Faltarten abgebildet:

[2], [8]

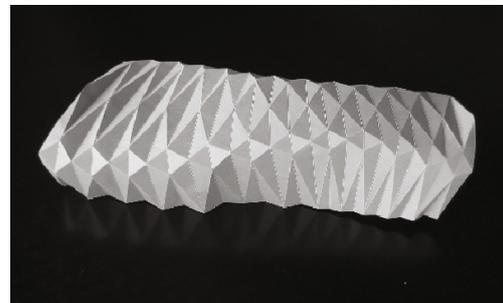
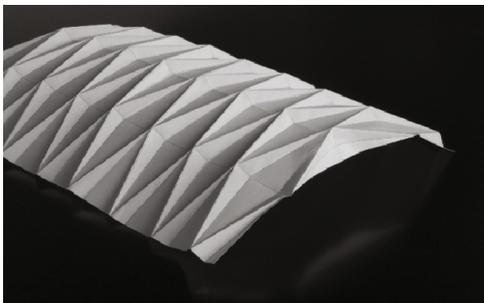
Akkordeonfaltung [2]



Diagonalfaltung [8]



Rautenfaltung [8]



Fischgrätenfaltung [8]



*Abbildung 1.3: unterschiedliche Faltformen entstanden durch unterschiedliche Faltmuster [2], [8]*

Wird das Prinzip des Faltens auf die Architektur und den Ingenieurbau übertragen, ergeben sich die folgenden Praxisbeispiele:

[3], [8], [9], [17], [19], [22], [48], [51], [52]



*Abbildung 1.4: Kunstobjekt Origamifaltung [51]*



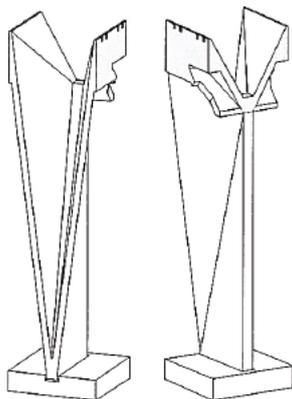
*Abbildung 1.5: Versuchsdurchführung  
Fischgrätenfaltung [8]*



*Abbildung 1.6: Facettenfaltung [17]*



*Abbildung 1.7: Entwurf Pavillon Gmünd [48]*



*Abbildung 1.8: Faltwerk aus Spannbeton bei Herstellung [52]*



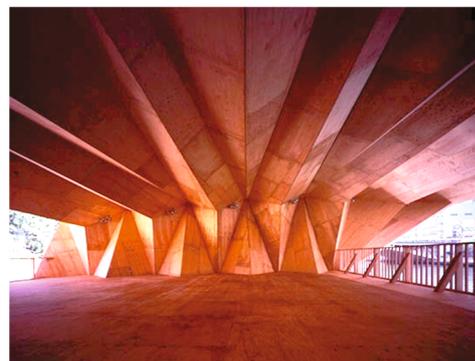
*Abbildung 1.9: Faltwerk aus Spannbeton bei Fertigstellung [9]*



*Abbildung 1.10: Kirche St. Paulus in Neuss-Weckhoven bestehend aus einem Faltwerk [3]*



*Abbildung 1.11: Faltwerke im Stahlbau, li.: Spundwand [41], re.: Trapezprofil [19]*



*Abbildung 1.12: Konzertpavillon in Osaka, Japan [22]*

## KAPITEL 2: THEORIE DER FALTWERKE

### 2-1 KONSTRUKTION DER FALTWERKE

[2], [24]

Konstruktionsmerkmale haben für das Tragverhalten der Faltsysteme einen hohen Stellenwert. In diesem Kapitel wird kurz auf die wichtigsten Kriterien eingegangen:

- Form der Flächen

Je nach Faltmuster kristallisieren sich unterschiedliche Flächenformen heraus. So können rechteckige, dreieckige oder beliebig viereckige, langgezogene oder gedrungene Flächen ausgebildet werden. Hier sei zu erwähnen, dass gedrungene Flächen (Plattenlänge/Plattenhöhe  $\leq 4$ ) mit Hilfe von Computerprogrammen berechnet werden, da keine Lösung im Hinblick auf die Platten- oder Scheibentheorie vorhanden ist. [24]

- Material der Flächen

Die Platten- und Scheibentheorie ist bei isotropen Werkstoffen immer anwendbar. Anisotrope Werkstoffe haben zur Folge, dass genauere Untersuchungen für Faltwerke, z. B. aus Holzwerkstoffen oder Brettsper Holz, anzustellen sind.

- Ausbildung der Kanten

Die Ausbildung der Kanten hat einen signifikanten Einfluss im Hinblick auf das Tragverhalten. Die Formstabilität des Faltwerks wird durch eine biegesteife Kantenausprägung (siehe Abbildung 2.1, links) gewährleistet [24], da sich die Flächen durch eine entstehende Randeinspannung nicht verdrehen können. Allerdings sei an dieser Stelle zu erwähnen, dass biegesteife Kanten in Verbindung mit Holzwerkstoffen nur mit sehr großem Aufwand ausgeführt werden können. In den weiteren Kapiteln wird auf die Kantenausprägung bzw. Fügetechnik zweier Flächenelemente noch genauer eingegangen, da diese die wesentlichen Punkte für leistungsfähige Faltwerksysteme darstellen.

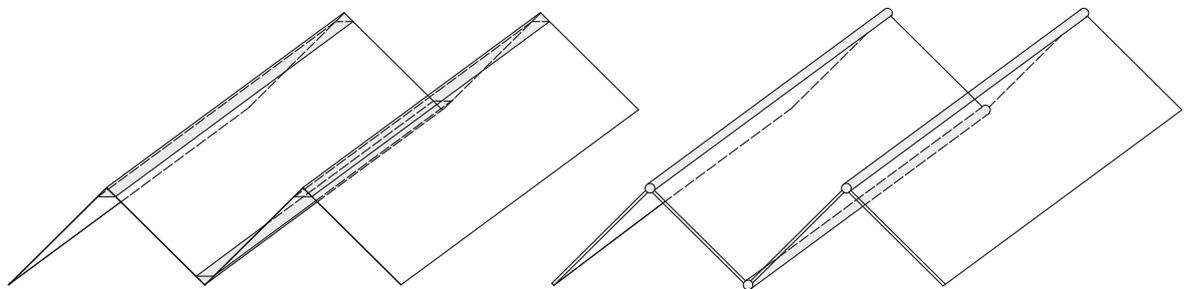
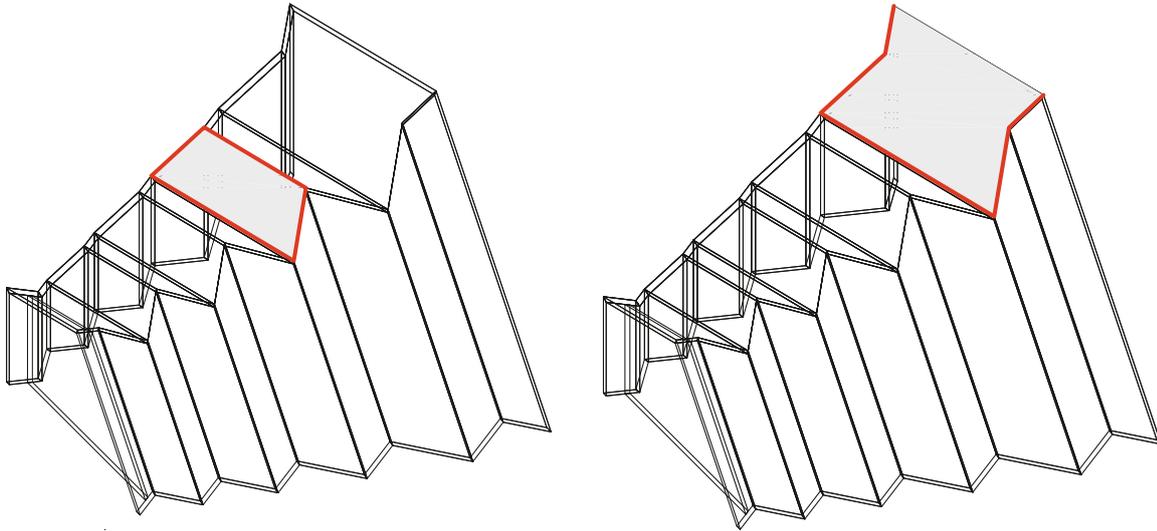


Abbildung 2.1: li.: biegesteife-, re.: gelenkige Ausbildung der Kanten [2]

- Lagerung der Platten

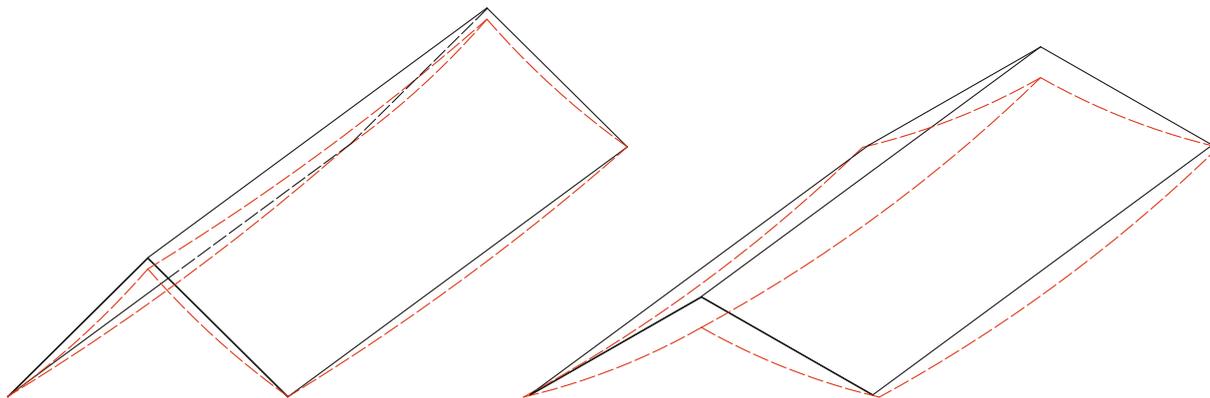
Je nach Form des Faltsystems beziehungsweise je nach Lage der Flächenelemente im System können die einzelnen Komponenten allseits (vgl. Abbildung 2.2, links) oder nur an einzelnen Rändern (vgl. Abbildung 2.2, rechts) gelagert werden. Bei einer biegesteifen Ausführung der Kanten wirken die Flächen als Platten mit Randeinspannung. Die Platten mit einer gelenkigen Kantenausbildung sind frei drehbar gelagert.



*Abbildung 2.2: li.: allseits gelagert, re.: dreiseitige Lagerung der Flächenelemente*

- Neigung der Flächen

Wie bereits erwähnt, erhält das Faltwerk durch die Kante eine höhere Steifigkeit. Der Knickwinkel, den zwei angrenzende Flächen einschließen sollten, ist nicht genormt. Es soll jedoch darauf geachtet werden, dass der Winkel nicht zu flach gewählt wird, um die Stabilität gewährleisten zu können. Außerdem sei anzumerken, dass flachere Knickwinkel zu größeren Verformungen führen. Dies soll in Abbildung 2.3 veranschaulicht werden.



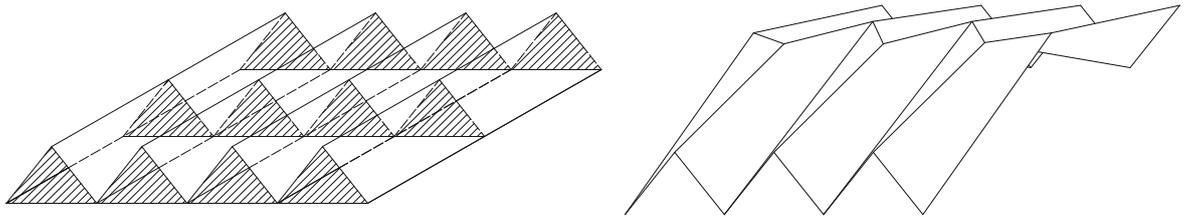
*Abbildung 2.3: größere Verformung bei flacherem Knickwinkel [2]*

- Einleitung der Lasten

Die Lasten werden bei Faltwerken größtenteils über die Flächen eingeleitet. Nur bei sekundären Tragstrukturen erfolgt die Lasteinleitung über die Kanten. Dies hat zur Folge, dass die Faltwerkflächen als Scheiben beansprucht werden und demnach die Berechnung trivialer dargestellt werden kann.

- Stabilisierung der Faltform

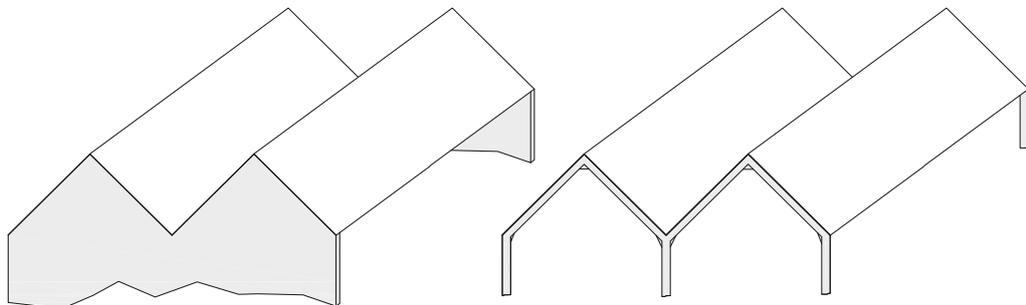
Die Faltform ist ausschlaggebend für das Tragverhalten des Faltwerks. Mit dem Einfügen von Querschotten (siehe Abbildung 2.4, links) oder Gegenfaltungen (siehe Abbildung 2.4, rechts) können die Verdrehungen und Verschiebungen zufolge einer wirkenden Last gering gehalten werden.



*Abbildung 2.4: Stabilisierung durch Querschotte oder Gegenfaltungen [2]*

- Ausbildung der Endquerschotte

Endquerschotte können sowohl als Scheibe als auch als biegesteifer Rahmen ausgebildet werden (vgl. Abbildung 2.5). In den Ebenen der Endquerschotte treten keine Verformungen auf. Das heißt, dass der Querschnitt des Endquerschotts formstabil ist. Die Verformungen in Längsrichtung des Faltwerks sind entsprechend den Festlegungen der Faltwerkstheorien (siehe Abschnitt 2-2.2) ungehindert möglich.



*Abbildung 2.5: Auflagerausbildung als Scheibe bzw. als biegesteifer Rahmen [2]*

- Randunterzüge

Mit Hilfe von Randunterzügen können die Verformungen an den freien Faltwerksrändern gering gehalten werden. Diese sollen in Richtung der größten Verformungen der Fläche angeordnet werden. Für die Stabilität des freien Randes werden die Randunterzüge rechtwinkelig (siehe Abbildung 2.6, links) zur Faltwerksfläche errichtet. Ist dies aus Sicht des Architekten nicht möglich, werden bei steilen Flächen die Randunterzüge horizontal (siehe Abbildung 2.6, Mitte) und bei flachen Flächen vertikal (siehe Abbildung 2.6, rechts) angeordnet.



*Abbildung 2.6: Randunterzüge zur Stabilisierung des freien Faltwerksrandes [2]*

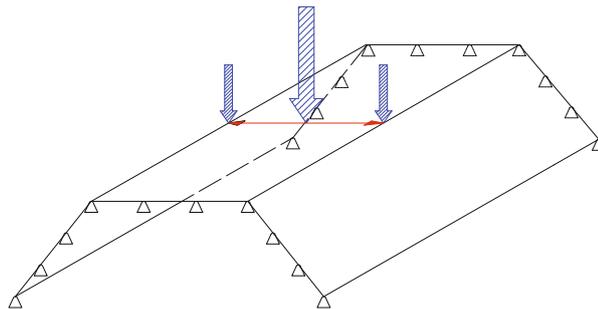
## 2-2 TRAGVERHALTEN VON FALTWERKEN

[2], [6], [15],[16]

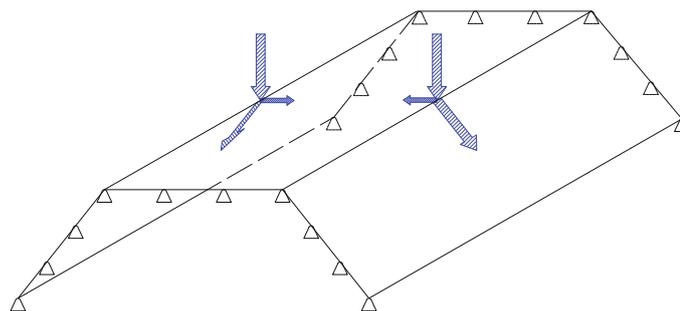
In diesem Kapitel wird auf das typische Tragverhalten prismatischer Faltwerke sowie auf die elementare Faltwerkstheorie näher eingegangen.

Das Tragverhalten von prismatischen Faltwerken lässt sich wie folgt beschreiben:

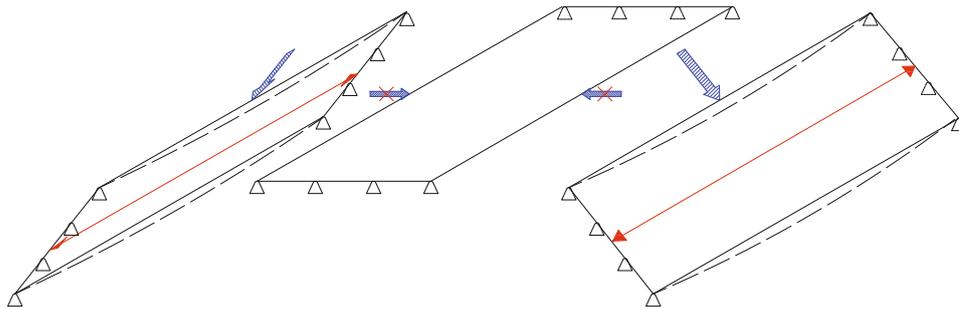
Mittels Balkenbiegung in Querrichtung werden die Faltwerkslasten auf die Kanten übertragen (Abbildung 2.7). Sind diese Kanten unverschieblich miteinander verbunden, sozusagen gelenkig gelagert, können die Kantenbiegemomente vernachlässigt werden, daraus resultiert eine statisch bestimmte Lastaufteilung in Querrichtung (Abbildung 2.8). Die Kantenauflegerkräfte werden in Richtung der Scheibenebene zerlegt, und mittels Membrantragwirkung in Längsrichtung auf die Endquerscheiben abgetragen (Abbildung 2.9). Dabei gilt, dass die Dehnungen zusammenstoßender Scheibenränder und die Verdrehungen benachbarter Scheibenränder in Querrichtung gleich groß sind (Abbildung 2.10). Die Kanten müssen schubfest miteinander verbunden sein. Um die unterschiedlichen Kantendehnungen ausgleichen zu können, müssen Schubkräfte wirken (Abbildung 2.11). Daraus folgt, dass Faltwerke innerlich statisch unbestimmt sind. In weiterer Folge wird nur eine statisch unbestimmte Größe (Kantenschub) berücksichtigt und mit dem elementaren Faltwerksmodell beschrieben.



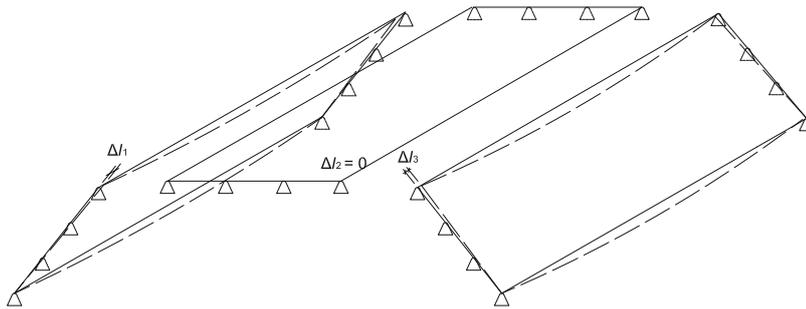
*Abbildung 2.7: Lastabtragung mittels Balkenbiegung in Querrichtung [2]*



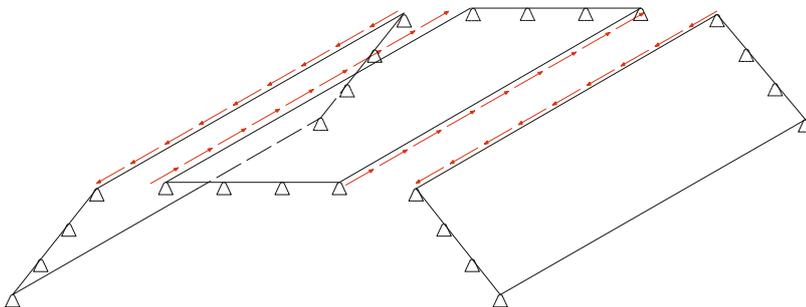
*Abbildung 2.8: Lastaufteilung auf die benachbarten Scheiben [2]*



**Abbildung 2.9: Membrantragwirkung in Längsrichtung [2]**



**Abbildung 2.10: Kantendehnungen zusammenstoßender Ränder [2]**



**Abbildung 2.11: Schubkräfte zum Ausgleich der unterschiedlichen Kantendehnungen [2]**

## 2-2.1 ALLGEMEINE VORAUSSETZUNGEN DER FALTWERKSTHEORIEN

[15], [16]

Die nachfolgenden Punkte zu den allgemeinen Voraussetzungen der Faltwerkstheorien wurden aus [16] entnommen:

- „Die Biegesteifigkeit in Längsrichtung und die Drillsteifigkeit der „Faltwerksscheiben“ wird vernachlässigt ( $t/B \ll 1$ ).
- Die Einzelscheiben können in Längsrichtung als Träger nach der Balkentheorie behandelt werden (ca.  $L/B > 3$ )
- Die Endquerscheiben sind in ihrer Ebene dehnstarr, senkrecht dazu jedoch biegeweich
- die Kanten des Faltwerks sind (in der Regel) schubstarr miteinander verbunden.
- Die Anwendung ist im Regelfall auf gelenkig gelagerte Einfeldträger (oder auf diese zurückführbare Tragwerke) beschränkt. Diese Einschränkung hängt mit der gewählten Rechenmethodik zusammen (...).“ [16]

## 2-2.2 BAUSTATISCHE FALTWERKSMODELLE

[2], [15], [16]

Die Berechnung von Faltwerken kann durch vier unterschiedliche Modelle erfolgen:

- **Allgemeines biegesteifes Faltwerksmodell**  
Das allgemeine biegesteife Faltwerksmodell (Abbildung 2.12, links) stellt die universelle baustatische Lösung dar. Hiermit können alle Spezialfälle hinsichtlich der Geometrie und der Steifigkeitsverhältnisse abgedeckt werden. Dieses Modell wird für allgemeine, überwiegend flache Faltwerksquerschnittsformen und für kurze, gedrungene Faltwerke verwendet. Bei dem allgemeinen biegesteifen Faltwerksmodell werden vier globale Verformungsfreiheitsgrade (Verschiebungen  $u$ ,  $v$ ,  $w$ , Kantenverdrehung  $\beta_x$ ) je Faltwerkskante berücksichtigt.
- **Ingenieurmäßiges biegesteifes Faltwerksmodell (Biegetheorie des Faltwerks)**  
Das ingenieurmäßig biegesteife Faltwerksmodell (Abbildung 2.12, mitte) besitzt zwei globale Systemfreiheitsgrade (Kantenlängsverschiebung  $u$ , Kantenverdrehung  $\beta_x$ ). Alle anderen Freiheitsgrade sind frei. Dieses Modell findet seine Anwendung bei allgemeinen Faltwerksquerschnittsformen beziehungsweise bei langgestreckten Faltwerken (langgestreckt bedeutet sehr kleines Breiten/Längen-Verhältnis). Dabei gilt, dass die Verdrehungen benachbarter Scheibenränder in Querrichtung gleich groß sind. Die Querschnittsverformung wird berücksichtigt. Bei der Biegetheorie des Faltwerks wird davon ausgegangen, dass die Durchbiegungen der Platten gleich groß sind wie die absolute Verschiebung der Kantenpunkte.

- **Elementares Faltwerksmodell**

In diesem Fall können sich bis auf die Kantenlängsverschiebung  $u$  alle Freiheitsgrade einstellen. (ein globaler Verformungsfreiheitsgrad) Für langgestreckte Faltwerke wird auf dieses Modell zurückgegriffen. Insbesondere für Faltwerke mit Kantenwinkeln von  $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$  ist das elementare Faltwerksmodell (Abbildung 2.12, rechts) heranzuziehen. Eine weitere Voraussetzung ist, dass alle Faltwerksscheiben das gleiche statische System aufweisen müssen. Bei diesem Modell gilt die Annahme, dass die Dehnungen zusammenstoßender Scheibenränder gleich groß sind. Des Weiteren gilt, dass die Querschnittsverformung berücksichtigt wird. Bei dem elementaren Faltwerksmodell sind die Absolutverschiebungen klein gegenüber der Durchbiegungen der einzelnen Platten. Auf dieses Faltwerksmodell wird nachfolgend (Kapitel 2-2.3) noch genauer eingegangen.

- **Stabmodell (Grenzfall des Faltwerksmodells, Biegetheorie des Balkens)**

Dieses Modell wird herangezogen, wenn ein langgestrecktes Faltwerk mit kompakten, gedrunenen Querschnittsformen behandelt wird. Es werden hier nur Starrkörperverformungen und keine Querschnittsverformungen berücksichtigt. Das Stabmodell weist ein querbiegestarrs Verhalten auf und bildet somit den komplementären Grenzfall zum elementaren Faltwerksmodell. Hier sind die Absolutverschiebungen der Kantenpunkte im Gegensatz zu den Durchbiegungen der einzelnen Platte groß.

In der Abbildung 2.12 sind die Kantenfreiheitsgrade der zuvor aufgezählten Faltwerksmodelle dargestellt.

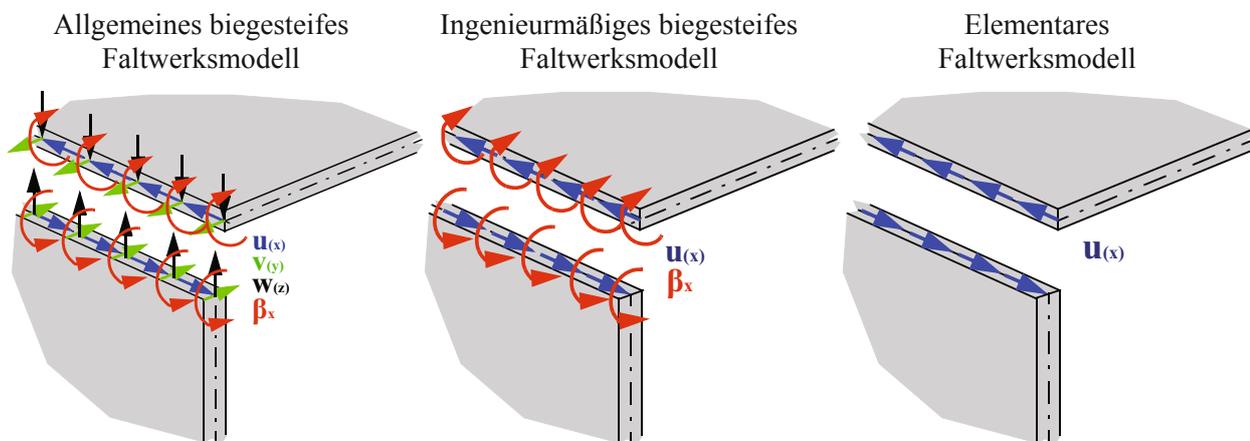


Abbildung 2.12: Kantenfreiheitsgrade diverser Faltwerksmodelle [16]

## 2-2.3 ELEMENTARES FALTWERKSMODELL

[2], [15], [16]

Um die elementare Faltwerkstheorie zur Berechnung heranziehen zu können, muss, wie schon zuvor erwähnt, der Kantenwinkel im Bereich von  $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$  liegen. Die Genauigkeit der Berechnung kann gesteigert werden, indem einerseits der Kantenwinkel gegen  $90^\circ$  geht und andererseits ein großes Breiten/Dicken-Verhältnis der einzelnen Elemente gewählt wird. Die Kanten können als unverschieblich angesehen werden. In Bezug auf die schubfeste Kantenausbildung müssen Kanten zweier benachbarter Faltwerkselemente die gleichen Dehnungen aufweisen. Um die Kontinuitätsbedingungen in den Kanten zu erfüllen müssen dort statisch unbestimmte Zustände angebracht werden.

Da das elementare Faltwerkmodell aus dem allgemeinen biegesteifen Faltwerkmodell hervor geht, müssen weitere Annahmen getroffen werden.

### **1. Annahme**

Die Plattenlängstragwirkung der einzelnen Scheiben-Platten-Elemente wird nicht beachtet ( $K_x, K_{xy}, K_v = 0$ ). Somit wird nur die Plattenbiegesteifigkeit  $K_y$ , welche für langgestreckte Faltwerksformen (z. B. Brücken) bedeutsam ist, berücksichtigt. Die Biegesteifigkeit  $K_y$  in Plattenquerrichtung ist ausschlaggebend für den Formänderungswiderstand des Faltwerkquerschnittes und für die damit verbundene Querbiegebeanspruchung. Im Faltwerksquerschnitt stellt sich eine ebene Rahmentragwirkung ein. Die Längsabtragung der Kräfte erfolgt über die Scheibenwirkung der einzelnen Faltwerkselemente.

### **2. Annahme**

Bis auf die Kantenlängsverschiebung  $u$  können sich alle Freiheitsgrade einstellen. Infolgedessen kommt es zur Ausbildung gelenkiger „scharnierartiger“ Kanten. Da die Plattenquerbiegesteifigkeit in den Kantenbereichen vernachlässigt wird, stellt sich in der Querschnittsebene des Faltwerks eine ebene Fachwerkwirkung ein. Unter Berücksichtigung der Längsverteilung werden die Lasten auf die einzelnen Kanten nach dem Hebelgesetz aufgeteilt (Quertragwirkung). Es folgt eine vollkommene Entkopplung der Quertragrichtung. Diese Annahme bildet den Grundstein für die elementare Faltwerkstheorie.

### **3. Annahme**

Um die Scheibenquerlasten an den Kanten vektoriell zusammenfassen zu können, ist es wichtig, dass nur zwei Faltwerkselemente an einer Kante zusammentreffen. Die Querlasten werden nach dem Zusammenfassen in Richtung der beiden an dieser Kante zusammenstoßenden Scheiben zerlegt. Dies hat auch zur Folge, dass die Scheibenquerverschiebungskomponente  $V$  eliminiert werden kann und sich aus diesem Grund ein globaler Verformungsfreiheitsgrad (Kantenlängsverschiebung  $u$ ) einstellen kann.

### **4. Annahme**

Wie schon erwähnt, wird für langgestreckte Faltwerke auf dieses Berechnungsmodell zurückgegriffen, weshalb das Verhältnis von Elementbreite zu Elementlänge sehr klein sein sollte.

Die Berechnung des elementaren Faltwerksmodells kann unter anderem mit den folgenden Methoden erfolgen:

- Deformationsmethode
- Drei-Schübe-Gleichung (Kraftgrößenmethode)

Diese zwei Methoden werden in den nachfolgenden Abschnitten genauer erläutert.

### 2-2.3.2 Berechnung mittels Deformationsmethode

[15], [16]

Zu Beginn dieser Methode müssen für die Grundzustände (Belastungszustand, Verformungszustände) die Festhaltekräfte zufolge der äußeren Belastung sowie zufolge der Einheitsverformungszustände ermittelt werden. Anschließend wird ein Gleichungssystem für jede Faltwerkskante aufgestellt und gelöst. Die gesuchten Größen sind dabei die Verformungen der Kante. Für die Berechnung wird ein Faltwerksmodell mit in den Kanten starr festgehaltenen, gelenkig verbundenen Faltwerkselementen zu Grunde gelegt. Sind die Verschiebungsgrößen bekannt, können im weiteren Schritt die Momente, Querkräfte und Normalkräfte ermittelt werden. Mit Hilfe von Williot-Mohr-Verschiebungsplänen (weiterführende Literatur siehe: [18] und [42]) werden die Kantenquerverformungen ermittelt und die verformte Kontur des Faltwerksquerschnittes konstruiert. Durch eine Gleichgewichtskontrolle, hinsichtlich der inneren und äußeren Biegemomente, über den gesamten Faltwerksquerschnitt kann die Berechnung eigenständig überprüft werden. Für eine genaue Erläuterung dieser Methode siehe [15], [16].

### 2-2.3.3 Berechnung mittels Drei-Schübe-Gleichung

[2], [6], [15]

Für die Berechnung mittels Drei-Schübe-Gleichung werden Einzelscheiben mit großen Biegesteifigkeiten in ihrer Ebene vorausgesetzt. Durch ein sehr kleines Verhältnis von  $B/L$  weisen die Tragscheiben in Längsrichtung ein identes Tragverhalten, wie ein Balken auf zwei Stützen, auf. Die Belastung der Plattenelemente sowie ihr Eigengewicht wird über die Kanten abgetragen. Die Kantenbelastung setzt sich somit aus den aufsummierten Querkräften zweier benachbarter Scheiben (Scheibe  $n$  und Scheibe  $n+1$ ) zusammen und wird in Richtung der beiden anschließenden Nachbarscheiben zerlegt. Die so erhaltene Scheibenbelastung  $p_n$  (in Scheibenebene) erzeugt eine obere  $\sigma_o$  und eine untere  $\sigma_u$  Kantenspannung sowie Dehnungen  $\epsilon_o$  und  $\epsilon_u$ .

Da in einem Faltwerk alle Scheiben unterschiedliche Abmessungen und Belastungen aufweisen, fallen auch die Randdehnungen der einzelnen Faltwerksscheiben verschieden groß aus. Allerdings müssen die Dehnungen zweier, in einer Kante zusammenstoßenden, Scheiben gleich groß sein. Zur Erzielung einer gleich großen Dehnung muss in der Kante  $n$  eine Schubkraft  $T_n$  wirken. Diese Schubkraft ergibt sich aus der Grundvoraussetzung, dass die Dehnungen links und rechts einer Faltwerkskante äquivalent sein müssen. Die Kantenschubkraft ist zunächst noch unbekannt und ergibt sich erst nach dem Aufstellen und Lösen der Drei-Schübe-Gleichungen. Die Schubkräfte in den Kanten stehen mit sich selbst im Gleichgewicht und bringen keine Auflagerkräfte mit sich.

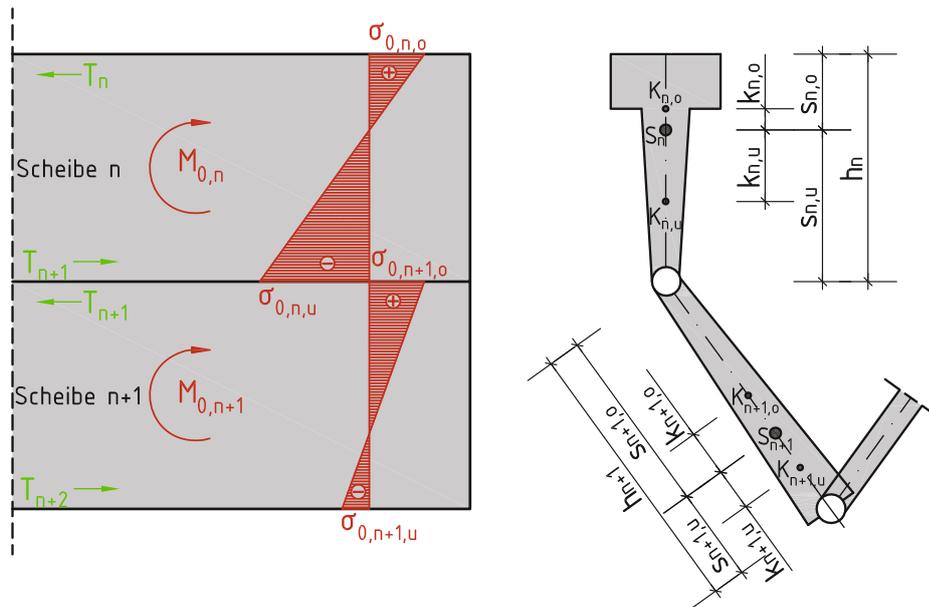


Abbildung 2.13: Belastungen auf eine Scheibe (siehe [6])

Abbildung 2.13 veranschaulicht die zuvor erwähnten Kantenschubkräfte  $T$  und Kantenspannungen  $\sigma_o$ ,  $\sigma_u$ . Die Schubkräfte bilden ein Kräftepaar und sollen dem Balkenbiegemoment  $M_o$  entgegenwirken und dieses entlasten, vorausgesetzt sie sind positiv.

Die Grundvoraussetzung zur Bestimmung der Schubkraft  $T$  in der Faltwerkskante, nach [6], lautet wie folgt:

$$\sigma_n = \sigma_{n+1} \quad (2.1)$$

mit:

$$\sigma_n = + \frac{M_{k,n} \cdot s_{n,u}}{I_n} \quad (2.2)$$

$$\sigma_{n+1} = - \frac{M_{k,n+1} \cdot s_{n+1,o}}{I_{n+1}}$$

- $\sigma_i$ .....Kantenlängsspannung
- $M_{k,i}$ .....Schwerpunktmoment
- $s_i$ .....Schwerpunktastand der Scheibe
- $I_i$ .....Trägheitsmoment der Scheibe

Das in der Grundvoraussetzung enthaltenen Schwerpunktmoment  $M_k$  berechnet sich auf folgende Weise [6]:

$$M_{k,n} = M_{0,n} - T_n \cdot (s_{n,o} - k_{n,o}) - T_{n+1} \cdot (s_{n,u} + k_{n,o}) \quad (2.3)$$

$$M_{k,n+1} = M_{0,n+1} - T_{n+1} \cdot (s_{n+1,o} + k_{n+1,u}) - T_{n+2} \cdot (s_{n+1,u} - k_{n+1,u}) \quad (2.4)$$

$M_{k,i}$ .....Schwerpunktmoment

$M_{0,i}$ .....Balkenbiegemoment der Scheibe

$T_i$ .....Kantenschubkraft

$s_i$ .....Schwerpunktastand der Scheibe

$k_i$ .....Kernpunktastand der Scheibe (Abstand zw. Schwerpunkt und Mittelpunkt der Scheibe)

Durch Einsetzen der Schwerpunktmomente  $M_k$  in die Gleichung 2.1 ergibt sich die sogenannte Drei-Schübe-Gleichung [6]:

$$\begin{aligned} T_n \cdot \frac{(s_{n,o} - k_{n,o}) \cdot s_{n,u}}{I_n} + T_{n+1} \cdot \left[ -\frac{(s_{n,u} + k_{n,o}) \cdot s_{n,u}}{I_n} + \frac{(s_{n+1,o} - k_{n+1,u}) \cdot s_{n+1,o}}{I_{n+1}} \right] + T_{n+2} \cdot \frac{(s_{n+1,u} - k_{n+1,u}) \cdot s_{n+1,o}}{I_{n+1}} = \\ = \frac{M_{0,n} \cdot s_{n,u}}{I_n} + \frac{M_{0,n+1} \cdot s_{n+1,o}}{I_{n+1}} \end{aligned} \quad (2.5)$$

Die anschließende Vereinfachung kann getroffen werden, wenn ein Rechteckquerschnitt der Einzelscheiben vorausgesetzt wird.

$$s_i = \frac{h}{2} \quad (2.6)$$

$s_i$ .....Schwerpunktastand der Scheibe

$h_i$ .....Scheibenhöhe

Die Momente  $M_n$  und  $M_{n+1}$  für die Einzelscheiben  $n$  und  $n+1$ , unter Berücksichtigung des Rechteckquerschnittes, werden mit der folgenden Formel 2.7 ausgedrückt [6]:

$$M_n = M_{0,n} - T_n \cdot \left( \frac{h_n}{2} \right) - T_{n+1} \cdot \left( \frac{h_n}{2} \right) \quad (2.7)$$

$$M_{n+1} = M_{0,n+1} - T_{n+1} \cdot \left( \frac{h_{n+1}}{2} \right) - T_{n+2} \cdot \left( \frac{h_{n+1}}{2} \right) \quad (2.8)$$

$M_{n,i}$ .....resultierendes Moment der Scheibe

$M_{0,i}$ .....Balkenbiegemoment der Scheibe

$T_i$ .....Kantenschubkraft

$h_i$ .....Scheibenhöhe

Werden die ermittelten Werte in Gleichung 2.1 eingesetzt, ergibt sich die sogenannte Drei-Schübe-Gleichung für einen Rechteckquerschnitt, entsprechend [6]:

$$T_n \cdot \left( \frac{1}{A_n} \right) + 2 \cdot T_{n+1} \cdot \left( \frac{1}{A_n} + \frac{1}{A_{n+1}} \right) + T_{n+2} \cdot \left( \frac{1}{A_{n+1}} \right) = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{M_{0,n}}{W_n} + \frac{M_{0,n+1}}{W_{n+1}} \right) \quad (2.9)$$

$T_i$ .....Kantenschubkraft

$A_i$ .....Querschnittsfläche der Scheibe

$M_{0,i}$ .....Balkenbiegemoment der Scheibe

$W_i$ .....Widerstandsmoment der Scheibe

Es müssen so viele Drei-Schübe-Gleichungen aufgestellt werden, wie statisch unbestimmte Kantenschübe bzw. Verbindungskanten vorhanden sind, um das Gleichungssystem lösen zu können.

Für einfache Geometrien findet die elementare Faltwerkstheorie ihre Anwendung. Im Gegensatz dazu, können komplizierte, aufwendige Formen nur mit Hilfe von FE-Programmen gelöst werden.

## 2-3 FALTWERKE AUS BRETTSPERRHOLZ

[24]

Bei Faltwerken aus Brettsperrholz kann die allgemein behandelte Thematik zu Problemen führen.

Bei der Konstruktion der Faltwerke sei hinsichtlich der Materialauswahl zu beachten, dass Brettsperrholz ein anisotroper Werkstoff ist. Dies hat zur Folge, dass für die Lösungen mit Hilfe der Platten- oder Scheibentheorie genauere Untersuchungen anzustellen sind.

Es ist ein sehr großer Arbeitsaufwand von Nöten, um biegesteife Kantenausbildungen zwischen den Brettsperrholzelementen herzustellen. Infolgedessen werden hauptsächlich gelenkige Kantenmodellierungen ausgebildet. Damit verbunden sind frei drehbare Plattenlagerungen.

Im nachfolgenden Kapitel wird auf das Produkt Brettsperrholz näher eingegangen. Dabei werden die Grundlagen der Bemessung als Platte sowie als Scheibe erläutert. Anschließend werden die wichtigsten Formeln für die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) angeführt.



# KAPITEL 3: BRETTSPERRHOLZ

## 3-1 ALLGEMEINES

[30], [43]

Als Brettsperrholz wird ein mehrschichtig verklebtes, flächenhaftes Holzprodukt definiert. Es besteht aus einzelnen gehobelten Holzbrettern, die Mann-an-Mann verlegt werden. Die einzelnen aufeinanderfolgenden Brettlagen werden im Winkel von  $90^\circ$  zueinander angeordnet und miteinander verklebt (siehe Abbildung 3.1). Die Orthogonalität des Schichtaufbaues hat positive Auswirkungen auf das Quell- und Schwindverhalten der Einzelbretter sowie auf das Schwingungsverhalten des gesamten Elements. Die Elementdicke ( $18 \text{ mm} \leq d_{\text{Element}} \leq 500 \text{ mm}$ , [30]) kann über die Dicken der einzelnen Brettlagen ( $6 \text{ mm} \leq d_{\text{Brett}} \leq 45 \text{ mm}$ , [30]) bzw. über die Anzahl der Brettlagen ( $3 \leq n$ , [30]) gesteuert werden. An dieser Stelle sei zu erwähnen, dass die handelsüblichen Brettsperrholzelemente meist mit ungerader Schichtanzahl gewählt werden und einen zur Mittelachse symmetrischen Querschnittsaufbau vorweisen. Massive plattenförmige Holzbauelemente werden bis zu einer Länge von ca. 16,5 m und einer Breite von ca. 3,0 m hergestellt, wobei die einzelnen Bretter durch Keilzinkenverbindungen, lt. EN 385 [40], verlängert werden.

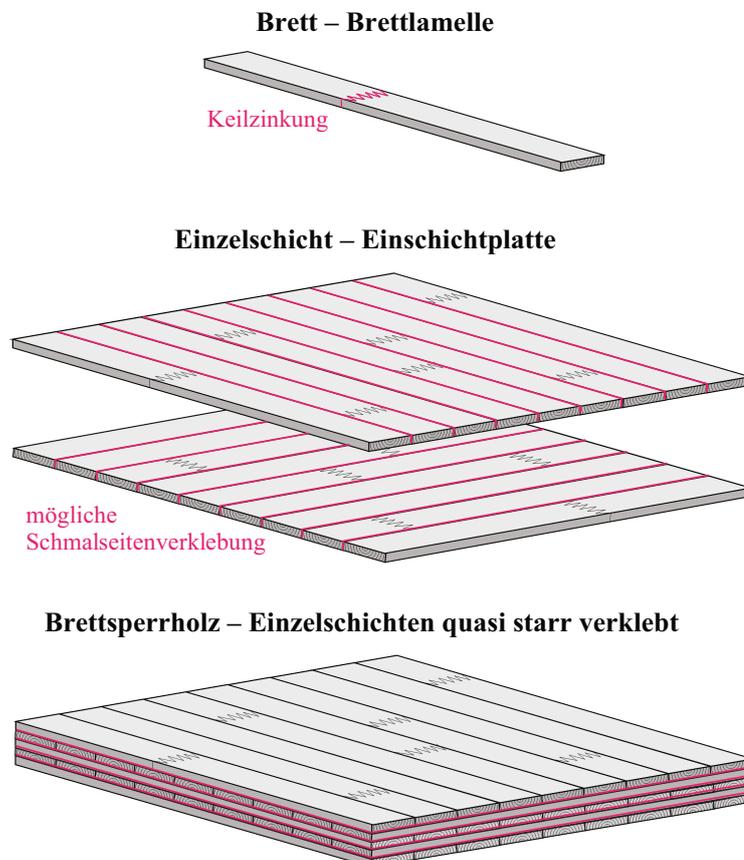


Abbildung 3.1: vom Brett zum BSP Element [43]

Bauteile aus Brettsperrholz werden als tragende oder nicht tragende Elemente eingesetzt und dürfen nur statischen und quasistatischen Einwirkungen ausgesetzt werden. Des Weiteren sei anzumerken, dass dieses Holzprodukt nur in der Nutzungsklasse 1 und 2 Verwendung findet [30]. Bauteile, die direkt bewittert werden, müssen einen wirksamen Schutz, z. B. aus plattenförmigen Holzbauelementen, aufweisen.

Tragelemente aus Brettsperrholz verfügen über einen vielfältigen Einsatzbereich und können als Platte und/oder Scheibe realisiert werden. Der Verwendungsbereich dieser Bauteile reicht von großformatigen massiven Außen- bzw. Innenwänden über Dach- bzw. Deckenelementen bis hin zu Stiegenläufen, Balkonplatten, Überlager, Unterzüge, Stützen und Fahrbahnplatten.

## 3-2 BETRACHTUNG ALS PLATTE

---

[45], [46]

BSP besteht aus einer orthogonal geschichteten Struktur mit sehr schubweichen Querlagen. Die schubweichen Querlagen hängen mit dem großen Verhältnis zwischen Schubmodul „in“  $G_0$  und Schubmodul „quer“  $G_{90}$  zur Faserrichtung zusammen. Die Lastabtragung erfolgt in beide Richtungen, wobei die Haupttragrichtung anhand der höheren Steifigkeitseigenschaften ersichtlich ist. In der Regel wird dies dadurch realisiert, dass die Orientierung (Faserrichtung) der Decklagen in Haupttragrichtung zeigen. Ein wichtiger Aspekt, im Unterschied zur Scheibe, liegt darin, dass das Element quer zur Bauteilmittelfläche belastet wird.

Um die Einflüsse der orthogonal geschichteten Struktur mit den schubweichen Querlagen erfassen zu können, wird die Theorie der transversal schubnachgiebigen Platte (Reissner-Mindlin-Platte), siehe Girkmann [14] und Guggenberger [16], der Berechnung zu Grunde gelegt. Die soeben angesprochene Plattentheorie wird im darauffolgenden Kapitel näher erklärt.

### 3-2.1 GRUNDLAGEN DER BEMESSUNG – TRANSVERSAL SCHUBNACHGIEBIGE PLATTE

[14], [16]

Die Platte, welche als dreidimensionaler Festkörper aufgefasst wird, kann durch den eingeführten Mittelflächenbezug mathematisch zweidimensional beschrieben werden. Die mathematische Struktur wird mit Hilfe der Degeneration (mathematische Reduktion der Dimensionalität, 3D zu 2D) erschaffen.

Als kinematische Annahme gilt das Ebenbleiben der Querschnitte, als auch die Unverformbarkeit der selbigen. Die konstitutive Annahme beinhaltet einen ebenen Spannungszustand, in zur Mittelfläche parallel angeordneten Schichten. Das heißt, die Normalspannungen in Dickenrichtung sind null.

### 3-2.1.1 Plattenkinematik

[16]

#### **3D – Verschiebungsansatz** [16]

Gesucht wird der Zusammenhang der Verschiebung für einen Punkt, außerhalb der Mittelfläche des Plattenkontinuums, bezogen auf die Verformungsparameter der Plattenmittelfläche. [16]

$$U_{3D} = \begin{bmatrix} U \\ V \\ W \end{bmatrix}_{3D} = \begin{bmatrix} z \cdot \beta_y (X, Y) \\ -z \cdot \beta_x (X, Y) \\ W (X, Y) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & z & 0 \\ -z & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \beta_x \\ \beta_y \\ W \end{bmatrix} = A_{(z)} \cdot U \quad (3.1)$$

$U_{3D}$ .....3D-Verschiebungsvektor für einen außenliegenden Punkt

$\beta_x$ .....Drehparameter um die X-Achse

$\beta_y$ .....Drehparameter um die Y-Achse

$W$ .....Transversalverschiebungsparameter in Plattenrichtung

$z$ .....Abstand zur Plattenmittelfläche

$A_{(z)}$ .....Dickeninterpolationsmatrix für die Verschiebung

$U$ .....Plattenverformungsparameter

Aus der Gleichung 3.1 geht hervor, dass Punkte die auf der Plattenmittelfläche liegen ( $z = 0$ ) ausschließlich Transversalverschiebungen  $W$ , jedoch keine Horizontalverschiebungen erfahren. Die Plattenmittelfläche bleibt somit unter der Voraussetzung, dass kleine Verformungen auftreten, unverzerrt.

#### **Plattenverzerrungen** [16]

Wird nun der zuvor aufgestellte Plattenverformungsansatz in die 3D-kinematische-Beziehung eingesetzt, ergeben sich die Plattenverzerrungen, nach [16]. Die Dickenverzerrung  $E_{zz}$  kann aufgrund der kinematischen Annahme eliminiert werden.

$$\begin{bmatrix} E_{xx} \\ E_{yy} \\ E_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \end{bmatrix}_{3D} = \begin{bmatrix} 0 & z \cdot \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ -z \cdot \frac{\partial}{\partial y} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ -z \cdot \frac{\partial}{\partial x} & z \cdot \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ -1 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ 0 & 1 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \beta_x \\ \beta_y \\ W \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} z \frac{\partial \beta_y}{\partial x} \\ -z \frac{\partial \beta_x}{\partial y} \\ 0 \\ z \left( -\frac{\partial \beta_x}{\partial x} + z \frac{\partial \beta_y}{\partial y} \right) \\ -\beta_x + \frac{\partial W}{\partial y} \\ \beta_y + \frac{\partial W}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

- $E_i$ .....Plattenkrümmungen  
 $\gamma_{xy}$ .....Plattenverdrillung  
 $\gamma_{yz}, \gamma_{xz}$ .....Transversalschubverzerrung  
 $z$ .....Abstand zur Plattenmittelfläche  
 $\beta_x$ .....Drehparameter um die X-Achse  
 $\beta_y$ .....Drehparameter um die Y-Achse  
 $W$ .....Transversalverschiebungsparameter in Plattenrichtung

$$E_p = A_p \cdot B_p \cdot U = A_p \cdot \chi \quad (3.3)$$

- $E_p$ .....Plattenverzerrung  
 $A_p$ .....Dickeninterpolationsmatrix der Plattenverzerrungen  
 $B_p$ .....Plattenverzerrungsoperatormatrix  
 $\chi$ .....Plattenverzerrungsparameter

Die Plattenverzerrungsparameter der schubnachgiebigen Platte setzen sich aus drei Krümmungsgrößen (zwei Plattenkrümmungen, eine Plattenverdrillung) und zwei transversalen Schubverzerrungsgrößen zusammen und werden mit den folgenden Formeln 3.4 berechnet. [16]

$$\begin{bmatrix} E_{xx} \\ E_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} z & 0 & 0 \\ 0 & z & 0 \\ 0 & 0 & z \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0 & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ -\frac{\partial}{\partial y} & 0 & 0 \\ -\frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \beta_x \\ \beta_y \\ W \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} z & 0 & 0 \\ 0 & z & 0 \\ 0 & 0 & z \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

$$\begin{bmatrix} \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \beta_y + \frac{\partial W}{\partial x} \\ -\beta_x + \frac{\partial W}{\partial y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix}$$

- $E_i$ .....Plattenkrümmungen  
 $\gamma_{xy}$ .....Plattenverdrillung  
 $\gamma_{yz}, \gamma_{xz}$ .....Transversalschubverzerrung  
 $z$ .....Abstand zur Plattenmittelfläche  
 $\beta_x$ .....Drehparameter um die X-Achse  
 $\beta_y$ .....Drehparameter um die Y-Achse  
 $W$ .....Transversalverschiebungsparameter in Plattenrichtung  
 $\kappa_i$ .....Schubkorrekturfaktor

### 3-2.1.2 Plattenmaterialgesetz, Plattenspannungen und Plattenschnittkräfte

[16], [46]

#### **Plattenmaterialgesetz** [16]

Durch die Annahme, dass sich in den Schichten, die sich parallel zur Plattenmittelfläche befinden, ein ebener Verformungszustand einstellt, würden sich an der Bauteiloberfläche gezwungener Weise, hohe Quernormalspannungen, in Abhängigkeit der Größe der Querdehnzahl, aufbauen. Dieser unerwünschte Effekt ist die Folge der kinematischen Annahme (keine Dickenverzerrungen, keine Querschubverwölbungen) und kann in der Realität nicht auftreten, da der Plattenkörper von freien Oberflächen begrenzt ist. Um diesen Folgeerscheinungen entgegenzuwirken, muss das 3D-Materialgesetz entsprechend manipuliert werden.

Durch die Korrektur des Querschubverhaltens über die Plattendicke, kann die Nichterfüllung der Oberflächenrandbedingungen zufolge konstanter Querschubverzerrungen, aufgehoben werden. Durch Schubkorrekturfaktoren  $\kappa$  werden die Querschubsteifigkeiten modifiziert und an die realen Verhältnisse angepasst. Mit Hilfe der Korrektur wird auch die Oberflächenrandbedingung (schubspannungsfreie Oberfläche) wieder erfüllt. Das modifizierte Materialgesetz wird wie folgt angeschrieben (siehe [16]):

$$D_{3D,mod} = \begin{bmatrix} \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} & 0 \\ 0 & \kappa \cdot G \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

$E$ .....Elastizitätsmodul

$G$ .....Schubmodul

$\nu$ .....Querdehnzahl

$\kappa$ .....Schubkorrekturfaktor

#### **Plattenspannungen** [16]

Die 3D-Plattenspannungen ergeben sich aus dem Produkt der modifizierten 3D-Materialsteifigkeitsmatrix mit den 3D-Plattenverzerrungen. (siehe [16])

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{bmatrix} = D_{3D,mod} \cdot \epsilon_P = D_{3D,mod} \cdot A_P \cdot \chi \quad (3.6)$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{bmatrix} = D_{3D, \text{mod}} \cdot \begin{bmatrix} z & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & z & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

### Plattenschnittgrößen [46]

Die Plattenschnittgrößen ergeben sich aus der Integration der Plattenspannungen über die Plattendicke.

$$\begin{bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \end{bmatrix} = \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} z \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} dz \quad (3.8)$$

$$\begin{bmatrix} q_x \\ q_y \end{bmatrix} = \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \begin{bmatrix} \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{bmatrix} dz$$

$m_x, m_y$ .....Biegemomente

$m_{xy}$ .....Drillmoment

$q_x, q_y$ .....transversale Querkräfte

### Plattensteifigkeiten der homogenen, 1-schichtigen Platte [46]

$$K = \begin{bmatrix} K_x & K_v & 0 & 0 & 0 \\ K_v & K_y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & S_x & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & S_y \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

$$v_{ortho} = \sqrt{v_x \cdot v_y}$$

$$K_x = K_{ortho} \cdot \sqrt{\frac{E_x}{E_y}}$$

$$E_{ortho} = \sqrt{E_x \cdot E_y}$$

$$K_y = K_{ortho} \cdot \sqrt{\frac{E_y}{E_x}}$$

$$K_{ortho} = \frac{t^3}{12} \cdot \left( \frac{E_{ortho}}{1 - v_{ortho}^2} \right)$$

$$K_{xy} = G_{xy} \cdot \frac{t^3}{12}$$

$$K_v = K_{ortho} \cdot v_{ortho}$$

$$S_x = G_{xz} \cdot t$$

$$S_y = G_{yz} \cdot t$$

**Schubkorrekturfaktoren** [46]

Plattenschubsteifigkeiten sind, wie zuvor unter *Plattenmaterialgesetz* erwähnt, mit dem Schubkorrekturfaktor zu modifizieren.

$$S_x = \frac{G_{xz} \cdot t}{\kappa_x} \qquad S_y = \frac{G_{yz} \cdot t}{\kappa_y}$$

**3-2.1.3 Gleichgewichtsbedingung**

Mit den Plattenschnittgrößen, siehe Abbildung 3.2, kann das Kräftegleichgewicht in Transversalrichtung (Gleichung 3.10) und die Momentengleichgewichte um die x- bzw. y- Achse (Gleichung 3.11, 3.12) aufgestellt werden.

**Kräftegleichgewicht in Transversalrichtung** [46]

$$\begin{aligned} \sum V &= 0 \\ \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + q_z &= 0 \end{aligned} \qquad (3.10)$$

**Momentengleichgewicht um die X-Achse** [46]

$$\begin{aligned} \sum M_x &= 0 \\ -\frac{\partial m_y}{\partial y} - \frac{\partial m_{xy}}{\partial x} + q_y + m_{Ex} &= 0 \end{aligned} \qquad (3.11)$$

**Momentengleichgewicht um die Y-Achse** [46]

$$\begin{aligned} \sum M_y &= 0 \\ \frac{\partial m_x}{\partial x} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} - q_x + m_{Ey} &= 0 \end{aligned} \qquad (3.12)$$

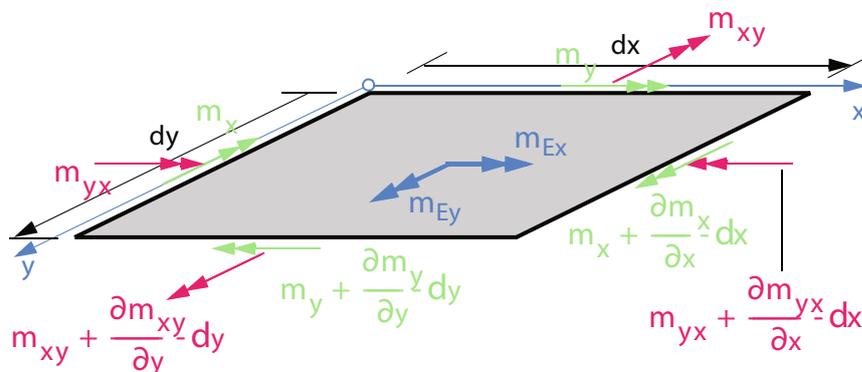


Abbildung 3.2: Momentengleichgewicht um die x- bzw. y-Achse [46]

### Zusammenfassung in Matrix-Differentialoperatordarstellung [16]

$$\begin{bmatrix} 0 & -\frac{\partial}{\partial y} & -\frac{\partial}{\partial x} & 0 & 1 \\ \frac{\partial}{\partial x} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ q_x \\ q_y \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} m_{Ex} \\ m_{Ey} \\ q_z \end{bmatrix} = 0 \quad (3.13)$$

#### 3-2.1.4 Differentialgleichungssystem der Reissner-Mindlin-Platte

[46]

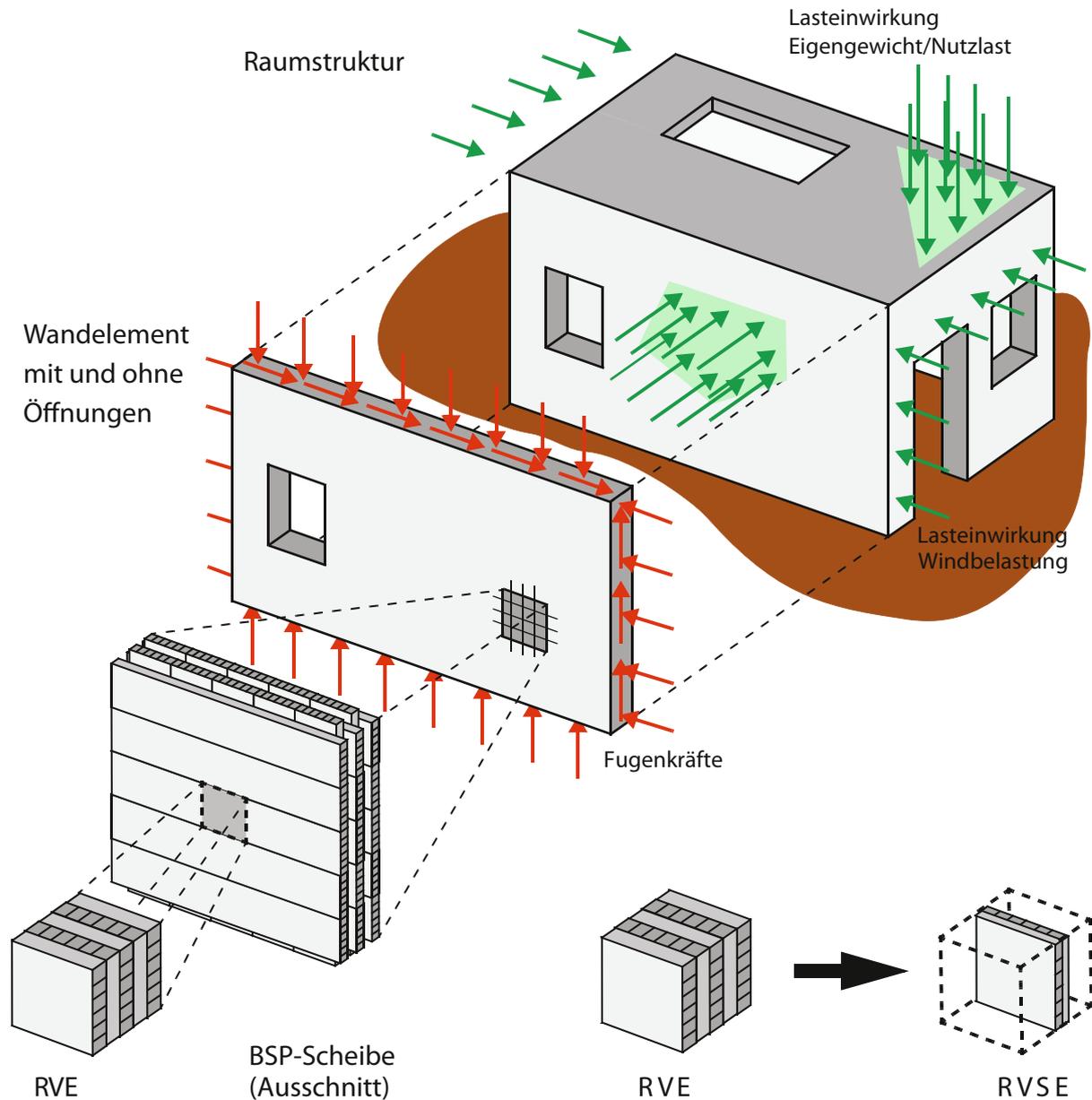
Die Gleichung der transversal schubnachgiebigen Platte stellt ein System von drei linearen partiellen Differentialgleichungen 2. Ordnung mit den drei unbekanntenen Verformungen  $\beta_x$ ,  $\beta_y$  und  $W$  dar. Diese Grundgleichung entsteht durch das Einsetzen in die Gleichgewichtsdifferentialgleichungen. Die nachfolgende Gleichung 3.14 gilt für Platten mit einem orthotropen Materialverhalten, lt. [46]:

$$\begin{bmatrix} 0 & -\frac{\partial}{\partial y} & -\frac{\partial}{\partial x} & 0 & 1 \\ \frac{\partial}{\partial x} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} K_x & K_v & 0 & 0 & 0 \\ K_v & K_y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & S_x & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & S_y \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0 & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ -\frac{\partial}{\partial y} & 0 & 0 \\ -\frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 1 & \frac{\partial}{\partial x} \\ -1 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \beta_x \\ \beta_y \\ W \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} m_{Ex} \\ m_{Ey} \\ q_z \end{bmatrix} = 0 \quad (3.14)$$

Drei Verformungs- oder Kräfte- randbedingungen je Rand können mit den drei Differentialgleichungen 2. Ordnung erfüllt werden.

### 3-3 BETRACHTUNG ALS SCHEIBE

[45], [46]



**Abbildung 3.3: Reduktion von der BSP-Scheibe eines Gebäudes über das RVE bis zum RVSE [45]**

In Abbildung 3.3 ist die Reduktion der BSP-Scheibe eines Gebäudes zum „Repräsentativen Volumen Element“ (RVE) und weiter zum „Repräsentativen Volumen Sub Element“ (RVSE) dargestellt. Das RVE erstreckt sich über die gesamte Scheibendicke und ist über den Kreuzungsbereich der horizontalen und vertikalen Bretter inklusive eventuell vorhandener Fugenbreiten definiert. Durch Reduzieren des RVE auf nur eine „Scherfläche“ (Klebefläche), wobei gedanklich die Schichtanzahl  $n$  gegen  $\infty$  erhöht wird, entstehen in allen Brettmittelflächen Symmetrieebenen. Das RVSE kann durch diese Schritte gebildet werden.

### 3-3.1 SCHEIBENSTEIFIGKEITEN EINES BSP-ELEMENTES – GRUNDLAGEN

[45], [46]

Wird das BSP-Element als Scheibe betrachtet, wird darunter ein in Scheibenebene beanspruchtes Bauteil verstanden. Zusätzlich können auch Kräfte normal zum Element (z. B. Lastfall Wind), welche als Plattenbeanspruchung zu behandeln sind, auftreten. Wird nur die Scheibenebene betrachtet, so treten folgende Schnittgrößen auf: Normalkraft  $n_x$ , Normalkraft  $n_y$  und Schubkraft  $n_{xy}$ . Diese sind in Abbildung 3.4 grafisch dargestellt.

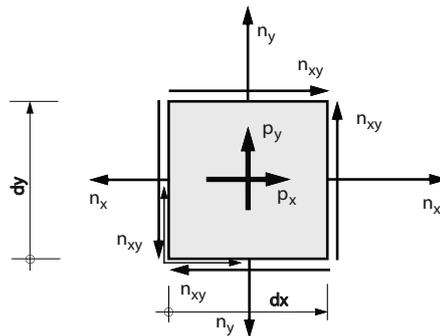


Abbildung 3.4: Scheibenkräfte  $n_x$ ,  $n_y$  und  $n_{xy}$  [45]

Die Steifigkeitsmatrix setzt sich aus den Dehnsteifigkeiten  $D_x$  und  $D_y$  sowie der Schubsteifigkeit  $S_{xy}$  und der gekoppelten Dehnsteifigkeit  $C_{xy}$  zusammen. Diese werden mit den inneren Scheibenverzerrungen  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$  und  $\gamma_{xy}$  multipliziert. Durch Zusammensetzen aller Komponenten ergibt sich die Scheibensteifigkeitsmatrix für eine allgemeine orthotrope Platte:

$$\begin{bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_x & C_{xy} & 0 \\ C_{xy} & D_y & 0 \\ 0 & 0 & S_{xy} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

### 3-3.2 DEHNSTEIFIGKEITEN $D_x$ UND $D_y$ FÜR EIN BSP-ELEMENT

[45], [46]

Für die Berechnung der Dehnsteifigkeiten wird angenommen, dass die Dehnsteifigkeiten der Brettlamellen quer zur Faser sowie die gekoppelten Steifigkeiten zufolge Querkontraktion keinen Einfluss haben. Zur Veranschaulichung der Berechnung, wird als Beispiel eine 3-schichtige BSP-Scheibe mit stehenden Decklagen herangezogen (siehe Abbildung 3.5). Es wird die Annahme getroffen, dass einerseits der E-Modul in Faserrichtung  $E_{0,mean}$  in allen drei Schichten gleich groß ist und andererseits der E-Modul quer zur Faserrichtung  $E_{90,mean}$  mit null angenommen wird. Falls die einzelnen Schichten unterschiedliche E-Module aufweisen, ist dies bei der Steifigkeitsermittlung entsprechend zu berücksichtigen.

Dehnsteifigkeit in x-Richtung:  $D_x = E_{0,mean} \cdot t_2$  (3.16)

Dehnsteifigkeit in y-Richtung:  $D_y = E_{0,mean} \cdot 2 \cdot t_1$  (3.17)

mit der Annahme:  $C_{xy} \approx 0$  (3.18)

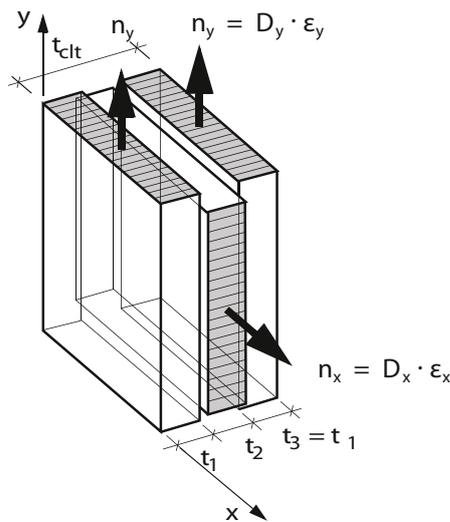


Abbildung 3.5: RVE unter Normalkraftbeanspruchung [45]

### 3-3.3 SCHUBSTEIFIGKEIT $D_{xy}$ FÜR EIN GEDANKLICH UNENDLICH DICKES BSP-ELEMENT MIT KONSTANTEN SCHICHTDICKEN

[45], [46]

Bei der Berechnung der Schubsteifigkeit  $S_{xy}$  wird zwischen Brettsperrholzelementen mit und ohne Schmalseitenverklebung unterschieden. Im Falle einer Seitenverklebung an den Brettschmalseiten wird die Schubsteifigkeit analog der Dehnsteifigkeiten mit der nachfolgenden Gleichung 3.19 berechnet.

$$\text{Schubsteifigkeit (mit Seitenverklebung): } S_{xy} = G_{0,mean} \cdot t_{CLT} \quad (3.19)$$

Durch Auftreten von Rissen zufolge des Schwindprozesses bei Scheiben mit Seitenverklebung wird die Schubsteifigkeit reduziert. Somit kann das Brettsperrholzelement als Scheibe ohne Seitenverklebung gehandhabt werden. Daraus folgt, dass im Weiteren keine Unterscheidung der beiden Betrachtungsweisen „mit Seitenverklebung“ und „ohne Seitenverklebung“ gemacht wird, sondern einfach eine Variable „a“ eingefügt wird, welche entweder die Brettbreite oder einen mittleren Rissabstand definiert.

Aufgrund des theoretisch unendlich dicken BSP-Elements und der Symmetrieflächen in den Brettmittelflächen, kann im Folgenden anstatt des RVE das RVSE herangezogen werden.

#### 3-3.3.1 Modell für die Schubsteifigkeit $S_{xy}$

Die Schubverzerrung der Brettsperrholzscheibe setzt sich aus den beiden Anteilen *Mechanismus I – Schub* (Schub der ungerissenen, perfekten Scheibe) (Abbildung 3.6, links) und einem *Mechanismus II – Torsion* (Abbildung 3.6, rechts) zusammen. Die Summe beider Anteile ergibt das Scheibenmodell mit der nominellen Schubbeanspruchung. Die beiden Schubmechanismen werden in der nachfolgenden Abbildung graphisch aufgezeigt.

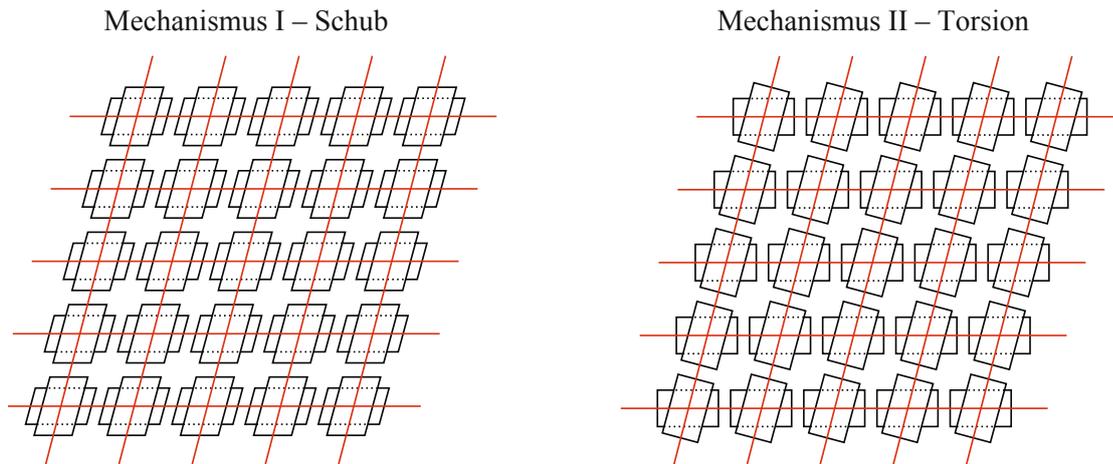


Abbildung 3.6: Schubmechanismus I und II der BSP-Scheibe [45]

Nominelle Schubbeanspruchung: 
$$\tau_0 = \frac{n_{xy}}{t_{CLT}} \quad (3.20)$$

Schubverzerrung (nur im Zustand I): 
$$\gamma_I = \frac{\tau_0}{G_{0,mean}} \quad (3.21)$$

Durch das fiktive Aufschneiden der Schmalseiten werden die dort wirkenden Schubspannungen eliminiert. Somit kommt es zu einer Spannungumlagerung, welche zur Folge hat, dass der *Mechanismus II – Torsion* entsteht und eine zusätzliche Schubverformung  $\gamma_{II}$  mit sich bringt. Durch das Inkrafttreten des *Mechanismus II* wird der ursprüngliche *Mechanismus I – Schub* auf Querkraftschub in den einzelnen Brettlagen reduziert. Damit sich jetzt noch ein Schubfeld bilden kann, müssen zwei benachbarte Schichten gemeinsam agieren. Für die Schubbeanspruchung müssen beide Mechanismen gleichzeitig wirken. Das lokale Gleichgewicht der Querkraftpaare wird über das Torsionsmoment an den Klebeflächen aufrechterhalten. Die angesprochenen Schubspannungen werden in der Abbildung 3.7 veranschaulicht.

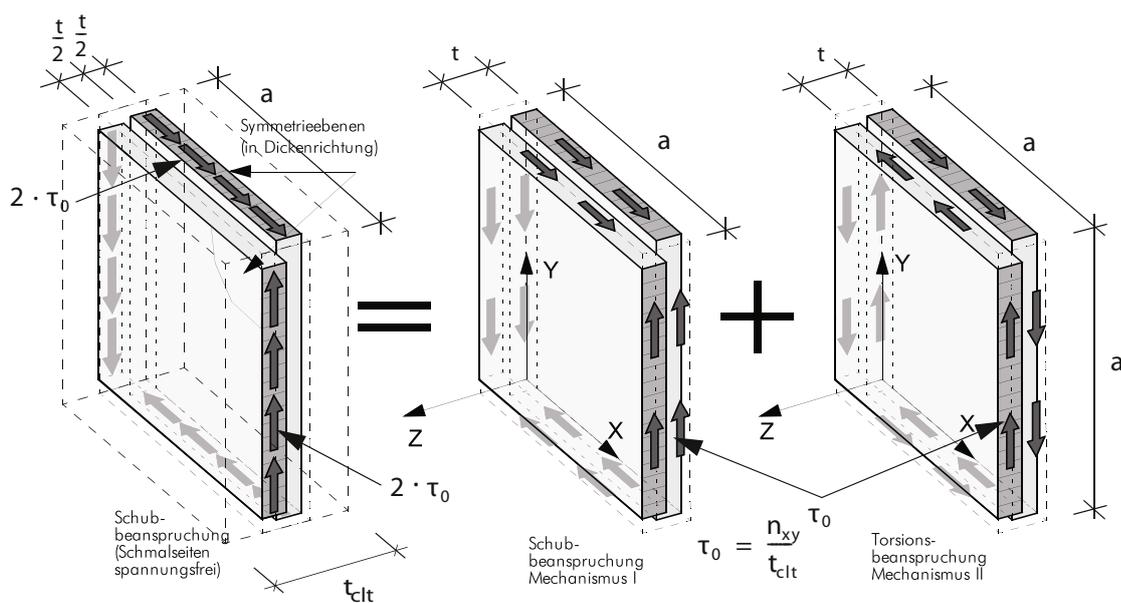


Abbildung 3.7: Schubkräfte am RVSE Element [45]

Für die Bestimmung der Schubverformung  $\gamma_{II}$  wird die Annahme getroffen, dass der effektive Schubmodul für das Torsionsmodell näherungsweise  $G_{Torsion} = G_{0,mean}/2$  beträgt. Dies basiert einerseits auf einer komplett wölbbehinderten Torsion und andererseits darauf, dass der Rollschubmodul vernachlässigbar gering ist.

$$\phi = \gamma_{II} = \frac{M_T}{G_{Torsion} \cdot J_p} \cdot \frac{t}{2} = \frac{\tau_0 \cdot t \cdot a^2}{G_{Torsion} \cdot \frac{a^4}{6}} \cdot \frac{t}{2} \approx$$

$$\gamma_{II} = \frac{6 \cdot \tau_0}{G_{0,mean}} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2 \quad (3.22)$$

Die gesamte Schubverzerrung  $\gamma$  unter der nominellen Schubspannung  $\tau_0$  errechnet sich nun aus der Summe der beiden Nachgiebigkeiten der Mechanismen.

$$\gamma = \frac{\tau_0}{G_{0,mean}} + \frac{6 \cdot \tau_0}{G_{0,mean}} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2 \quad (3.23)$$

Durch das Umformen der Schubverzerrung ergibt sich der effektive Schubmodul  $G^*$  der BSP-Struktur.

$$G^* = \frac{\tau_0}{\gamma} = \frac{\tau_0}{\frac{\tau_0}{G_{0,mean}} + \frac{6 \cdot \tau_0}{G_{0,mean}} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2} = \frac{G_{0,mean}}{1 + 6 \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2} \quad (3.24)$$

Die effektive Schubsteifigkeit  $S_{xy}^*$  ist das Produkt aus dem effektiven Schubmodul und der Gesamtdicke des BSP-Elements:

$$S_{xy}^* = G^* \cdot t_{CLT} \quad (3.25)$$

Die oben angeführten Grundlagen (entnommen aus Schickhofer et al. [45], Silly [46]) dienen der Ermittlung der Schubsteifigkeiten, welche in der ÖNORM EN 1995-1-1 [29] bzw. [39] enthalten sind.

## 3-4 KOMBINIERTE BETRACHTUNG PLATTE-SCHEIBE

[7], [21], [25]

In diesem Abschnitt soll ein kleiner Einblick in die kombinierte Platten- und Scheibenbeanspruchung gegeben werden.

Der Kopplungseffekt bei kombinierter Platten- und Scheibenbeanspruchung kann, lt. [7] und [25], über die Elastizitätsbeziehung bzw. über die konstitutive Beziehung, Verhältnis zwischen Schnittgrößen, Verzerrungen und Verkrümmungen, wie folgt formuliert werden:

$$\begin{bmatrix} n \\ m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C & R \\ R^T & K \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon \\ \kappa \end{bmatrix} \quad (3.26)$$

$n, m$ .....Schnittgrößen

$C$ .....Membransteifigkeiten analog der Scheibentheorie

$R$ .....Koppelsteifigkeiten

$K$ .....Biegesteifigkeiten der Plattentheorie

$\varepsilon$ .....Verzerrungen

$\kappa$ .....Verkrümmungen

Für einen schubstarran Verbund (Kirchhoffsche Platte, Definition siehe [14]) lässt sich die oben angeführte Gleichung 3.26, in Koeffizientenschreibweise ausgedrückt, wie folgt anschreiben:

$$\begin{bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_{xy} \\ m_x \\ m_y \\ m_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & R_{11} & R_{12} & R_{13} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} & R_{21} & R_{22} & R_{23} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} & R_{31} & R_{32} & R_{33} \\ R_{11} & R_{21} & R_{31} & K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ R_{12} & R_{22} & R_{32} & K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ R_{13} & R_{23} & R_{33} & K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \\ \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{bmatrix} \quad (3.27)$$

$n_{ij}, m_{ij}$ .....Schnittgrößen

$C_{ij}$ .....Membransteifigkeiten analog der Scheibentheorie

$R_{ij}$ .....Koppelsteifigkeiten

$K_{ij}$ .....Biegesteifigkeiten der Plattentheorie

$\varepsilon_{ij}$ .....Verzerrungen

$\kappa_{ij}$ .....Verkrümmungen

Wird für den Querschnitt ein exakt symmetrischer Aufbau (identische Dicke der Einzellege, identische Ausrichtung, identische Eigenschaften), bezogen auf die Mittelfläche, gewählt, so sind die Platten- und Scheibentragwirkung voneinander entkoppelt. Somit tritt eine Vereinfachung der konstitutiven Beziehungen ein und lässt die Koppelsteifigkeiten verschwinden. Diese Abstraktion, nach [25], ist in der nächsten Gleichung 3.28 ersichtlich:

$$\begin{bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_{xy} \\ m_x \\ m_y \\ m_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ 0 & 0 & 0 & K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ 0 & 0 & 0 & K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \\ \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{bmatrix} \quad (3.28)$$

$n_{ij}, m_{ij}$ .....Schnittgrößen

$C_{ij}$ .....MembranstEIFigkeiten analog der Scheibentheorie

$K_{ij}$ .....BiegestEIFigkeiten der Plattentheorie

$\varepsilon_{ij}$ .....Verzerrungen

$\kappa_{ij}$ .....Verkrümmungen

Für einen schubnachgiebigen Verbund (Reissner-Mindlin-Platte, Definition siehe [14]) mit ausgeschlossener Kopplung der Schub und Normalkräfte wird die folgenden Gleichung, nach [21], angeführt.

$$\begin{bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_{xy} \\ m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ q_x \\ q_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & R_{11} & R_{12} & R_{13} & 0 & 0 \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} & R_{21} & R_{22} & R_{23} & 0 & 0 \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} & R_{31} & R_{32} & R_{33} & 0 & 0 \\ R_{11} & R_{21} & R_{31} & K_{11} & K_{12} & K_{13} & 0 & 0 \\ R_{12} & R_{22} & R_{32} & K_{21} & K_{22} & K_{23} & 0 & 0 \\ R_{13} & R_{23} & R_{33} & K_{31} & K_{32} & K_{33} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \kappa_{s1} \cdot S_{11} & \kappa_{s3} \cdot S_{12} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \kappa_{s3} \cdot S_{12} & \kappa_{s2} \cdot S_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \\ \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix} \quad (3.29)$$

$n_{ij}, m_{ij}, q_{ij}$ .....Schnittgrößen

$C_{ij}$ .....MembranstEIFigkeiten analog der Scheibentheorie

$R_{ij}$ .....KoppelstEIFigkeiten

$K_{ij}$ .....BiegestEIFigkeiten der Plattentheorie

$S_{ij}$ .....SchubstEIFigkeiten

$\kappa_{s,ij}$ .....Schubkorrekturfaktoren

$\varepsilon_{ij}$ .....Verzerrungen

$\kappa_{ij}$ .....Verkrümmungen

$\gamma_{ij}$ .....Gleitung

Während die Biegesteifigkeiten der Plattentheorie und die MembranstEIFigkeiten analog der Scheibentheorie bereits bekannt sind, wird folgend nur auf die Berechnung der Koppelsteifigkeiten  $[R]$  eingegangen. Die Koeffizienten der Matrix  $[R]$  koppeln einerseits die Verzerrungen  $\varepsilon_{ij}$  mit den Biegemomenten  $m_{ij}$  und andererseits die Verkrümmungen  $\kappa_{ij}$  mit den Membranschnittgrößen  $n_{ij}$ . Die ausführliche Herleitung ist in [25] dargestellt und wird hier nicht explizit erläutert. Gemäß [7] folgen nun die Formeln für die Koppelsteifigkeiten:

$$[R] = \begin{bmatrix} R_{11} & R_{12} & R_{13} \\ & R_{22} & R_{23} \\ sym. & & R_{33} \end{bmatrix} \quad (3.30)$$

$$R_{11} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{a_i} \cdot \left( EA_i \cdot z_{si} \cdot \sin^4 \phi_i + \frac{1}{1,2} \cdot GA_i \cdot z_{si} \cdot \sin^2 \phi_i \cdot \cos^2 \phi_i \right) \quad (3.31)$$

$$R_{12} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{a_i} \cdot \left( EA_i \cdot z_{si} \cdot \sin^2 \phi_i \cdot \cos^2 \phi_i - \frac{1}{1,2} \cdot GA_i \cdot z_{si} \cdot \sin^2 \phi_i \cdot \cos^2 \phi_i \right) \quad (3.32)$$

$$R_{13} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{a_i} \cdot \left( EA_i \cdot z_{si} \cdot \sin^3 \phi_i \cdot \cos \phi_i + \frac{1}{2,4} \cdot GA_i \cdot z_{si} \cdot (\cos^2 \phi_i - \sin^2 \phi_i) \cdot \sin \phi_i \cdot \cos \phi_i \right) \quad (3.33)$$

$$R_{22} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{a_i} \cdot \left( EA_i \cdot z_{si} \cdot \cos^4 \phi_i + \frac{1}{1,2} \cdot GA_i \cdot z_{si} \cdot \sin^2 \phi_i \cdot \cos^2 \phi_i \right) \quad (3.34)$$

$$R_{23} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{a_i} \cdot \left( EA_i \cdot z_{si} \cdot \sin \phi_i \cdot \cos^3 \phi_i - \frac{1}{2,4} \cdot GA_i \cdot z_{si} \cdot (\cos^2 \phi_i - \sin^2 \phi_i) \cdot \sin \phi_i \cdot \cos \phi_i \right) \quad (3.35)$$

$$R_{33} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{a_i} \cdot \left( EA_i \cdot z_{si} \cdot \sin^2 \phi_i \cdot \cos^2 \phi_i + \frac{1}{4,8} \cdot GA_i \cdot z_{si} \cdot (\cos^2 \phi_i - \sin^2 \phi_i)^2 \right) \quad (3.36)$$

$R_{ij}$ ..... Koppelsteifigkeiten

$a_i$ ..... Brettbreite bzw. Abstand Entlastungsnuten

$EA_i$ ..... Dehnsteifigkeit

$z_{si}$ ..... Schwerpunktabstand

$\phi_i$ ..... Winkel zwischen den Faserrichtungen der einzelnen Lagen

$GA_i$ ..... Schubsteifigkeit

Für eine mehrschichtige Platte mit vollständigem Verbund ergibt sich eine vereinfachte Schreibweise der Koppelsteifigkeit  $R$  mit:

$$R_{ij} = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n (Q'_{ij})_k \cdot (h_k^2 - h_{k-1}^2) \quad (3.37)$$

$Q'_{ij}$ ..... transformierte Steifigkeitsmatrix des ebenen Spannungszustand

$h_k$ ..... Schichtdicke

Wie bei der schubstarrten Platte kann auch bei der schubnachgiebigen Platte (Reissner-Mindlin-Platte, vgl. Gleichung 3.29) mit einem exakt symmetrischen Aufbau, dieselbe Vereinfachung getroffen werden. Durch Ausschluss der Kopplungen zwischen den Schubkräften und Normalkräften kann folgende Gleichung angeschrieben werden:

$$\begin{bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_{xy} \\ m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ q_x \\ q_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{11} & K_{12} & K_{13} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{21} & K_{22} & K_{23} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{31} & K_{32} & K_{33} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \kappa_{s1} \cdot S_{11} & \kappa_{s3} \cdot S_{12} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \kappa_{s3} \cdot S_{12} & \kappa_{s2} \cdot S_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_{xy} \\ \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix} \quad (3.38)$$

$n_{ij}, m_{ij}, q_{ij}$ .....Schnittgrößen

$C_{ij}$ .....MembranstEIFigkeiten analog der Scheibentheorie

$K_{ij}$ .....BiegestEIFigkeiten der Plattentheorie

$S_{ij}$ .....SchubstEIFigkeiten

$\kappa_{s,ij}$ .....Schubkorrekturfaktoren

$\epsilon_{ij}$ .....Verzerrungen

$\kappa_{ij}$ .....Verkrümmungen

$\gamma_{ij}$ .....Gleitung

## 3-5 NACHWEISFÜHRUNG

[29], [39], [45]

Für die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) werden die Bemessungswerte der Festigkeiten benötigt. Die dazugehörige Ermittlung ist im Anschluss dargestellt. Für das Material Brettsperrholz wird der Teilsicherheitsbeiwert, nach [29], mit  $\gamma_m = 1,25$  angesetzt. In der ÖNORM EN 1995-1-1 [39] gilt für den Bemessungswert der Beanspruchbarkeit die allgemeine Formel 3.39:

$$\text{Bemessungswert:} \quad R_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_k}{\gamma_M} \quad (3.39)$$

$R_d$ ..... Bemessungswert der Beanspruchbarkeit

$k_{\text{mod}}$ ..... Modifikationsbeiwert für Lasteinwirkungsdauer und Feuchtegehalt

$R_k$ ..... charakteristischer Wert einer Beanspruchbarkeit

$\gamma_M$ ..... Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft

Die Formel 3.39 lässt sich auf die jeweiligen Festigkeiten aufgeschlüsselt wie folgt darstellen:

$$\text{Biegefestigkeit:} \quad f_{m,CLT,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,CLT,k}}{\gamma_m} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.40)$$

$$\text{Druckfestigkeit:} \quad f_{c,CLT,90,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,CLT,90,k}}{\gamma_m} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.41)$$

$$\text{Schubfestigkeit:} \quad f_{v,CLT,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{v,CLT,k}}{\gamma_m} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.42)$$

$$\text{Rollschubfestigkeit:} \quad f_{r,CLT,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{r,CLT,k}}{\gamma_m} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.43)$$

$$\text{Torsionsschubfestigkeit:} \quad f_{T,CLT,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{T,CLT,k}}{\gamma_m} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.44)$$

Als weiterer Schritt werden die maßgebenden Spannungen bei einer Plattentragwirkung angeführt. Dazu gehören die maximale Rand-Normalspannung  $\sigma_m$ , die Druckfestigkeit  $\sigma_c$ , Schubspannungen  $\tau_v$  und  $\tau_R$  in der maßgebenden Längs- bzw. Querlage (siehe [45]).

$$\sigma_{m,i,d} = \frac{M_d}{k_i} \cdot \left( e_i + \frac{t_i}{2} \right) \cdot E_i \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.45)$$

$$\sigma_{c,i,d} = \frac{N_d}{A} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.46)$$

$$\tau_{v,i,d} = \frac{V_{\text{max},d}}{k_i \cdot b_i} \cdot \sum (S_i \cdot E_i) \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.47)$$

$$\tau_{R,i,d} = \frac{V_d}{k_i \cdot b_i} \cdot \sum (S_i \cdot E_i) \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.48)$$

$M_d$ ..... Designwert des angreifenden Moments

$k_i$ ..... Biegesteifigkeit

$e_i$ ..... Schwerpunktabstand der jeweiligen Brettlage

$t_i$ ..... Brettlagendicke

$E_i$ ..... Elastizitätsmodul der jeweiligen Schichten

$N_d$ ..... Designwert der angreifenden Normalkraft

$\tau_{v,i,d}$ ..... maximale Schubspannung in der maßgebenden Längslage

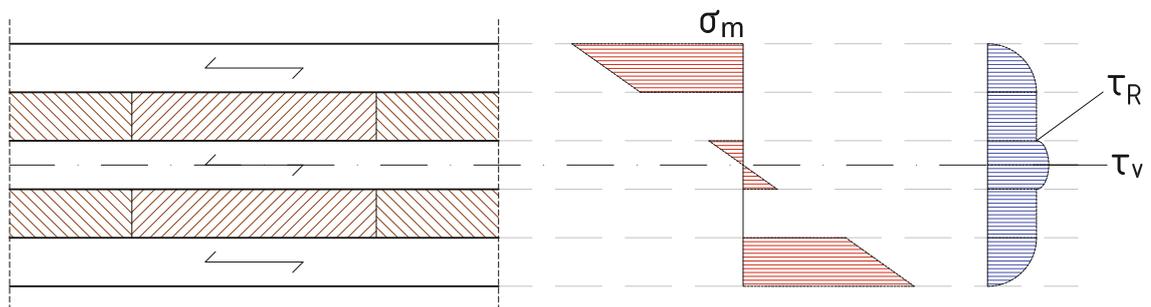
$\tau_{R,i,d}$ ..... maximale Rollschubspannung in der Querlage

$V_{i,d}$ ..... Designwert der angreifenden Querkraft

$b_i$ ..... Einflussbreite / Bauteilbreite

$S_i$ ..... statisches Moment

Die angesprochenen Spannungen, unter der Voraussetzung  $E_{90} = 0 \text{ N/mm}^2$ , werden in der nachstehenden Abbildung 3.8 grafisch verdeutlicht.



**Abbildung 3.8: maßgebende Spannungen bei Plattentragwirkung**

Für die Betrachtung als Scheibe müssen zusätzlich die wirkenden Schubkräfte bestimmt werden. Anschließend können die Schubfestigkeiten für den *Mechanismus I – Schub* und den *Mechanismus II – Torsion* bestimmt werden.

$$\tau_{v,d}^* = 2 \cdot \tau_{0,d}^* \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.49)$$

$$\tau_{T,d}^* = 3 \cdot \tau_{0,d}^* \cdot \frac{t_1^*}{a} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.50)$$

$$\text{mit: } \tau_{0,d}^* = \frac{n_{xy,d}}{\sum_{i=1}^n t_i^*} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.51)$$

$\tau_{0,d}^*$  ..... ideelle Schubspannung

$\tau_{v,d}^*$  ..... Schubfestigkeit für den Mechanismus I – „Schub“

$\tau_{T,d}^*$  ..... Schubfestigkeit für den Mechanismus II – „Torsion“

$t_{i,d}^*$  ..... ideelle Ersatzdicke

$a$  ..... Brettbreite bzw. Abstand Entlastungsnuten

$n_{xy,d}$  ..... Designwert der Schubkraft

Zu guter Letzt können nun alle ermittelten Komponenten zusammengesetzt, und die Nachweisführung, laut [45], im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) durchgeführt werden. Vorab werden die allgemeine Formel (3.52, 3.53) der Nachweisführung, nach [29], [39], dargestellt.

Biegenachweis allgemein:  $\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} \quad (3.52)$

Schubnachweis allgemein:  $\tau_{v,d} \leq f_{v,d} \quad (3.53)$

Biegenachweis:  $\frac{\sigma_{m,Rand,d}}{f_{m,CLT,d}} \leq 1,0 \quad (3.54)$

Querdrucknachweis:  $\frac{\sigma_{i,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,CLT,90,d}} \leq 1,0 \quad (3.55)$

Schubnachweis:  $\frac{\tau_{v,max,d}}{f_{v,CLT,d}} \leq 1,0 \quad (3.56)$

Rollschubnachweis:  $\frac{\tau_{r,d}}{f_{r,CLT,d}} \leq 1,0 \quad (3.57)$

Scheibennachweis Mechanismus I – „Schub“:  $\frac{\tau_{v,d}^*}{f_{v,CLT,d}} \leq 1,0 \quad (3.58)$

Scheibennachweis Mechanismus II – „Torsion“:  $\frac{\tau_{T,d}^*}{f_{T,CLT,d}} \leq 1,0 \quad (3.59)$

Für die Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) werden die Anfangsverformungen (laut [45]) zufolge Eigengewicht, Nutzlast, quasi ständiger Nutzlast und dem Kriechanteil aus dem ständigen und dem quasi ständigen Lastanteil benötigt. Die dazugehörige Ermittlung ist im Folgenden dargestellt (siehe auch [29], [39]).

Anfangsverformung zufolge Eigengewicht:

$$w_{inst,G} \text{ mit } E_d = \left( \sum_{i \geq 1} G_{k,i} \right) \text{ [mm]} \quad (3.60)$$

Anfangsverformung zufolge Nutzlast:

$$w_{inst,Q} \text{ mit } E_d = \left( Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right) \text{ [mm]} \quad (3.61)$$

Anfangsverformung zufolge quasi ständiger Nutzlast:

$$w_{inst,Q,perm} \text{ mit } E_d = \left( \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \text{ [mm]} \quad (3.62)$$

Kriechanteil des ständigen und quasi ständigen Lastanteils:

$$w_{creep} = (w_{inst,G} + w_{inst,Q,perm}) \cdot k_{def} \text{ [mm]} \quad (3.63)$$

Nun ist es auch hier möglich, die Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit durchzuführen. Nachstehend die dazugehörigen Gleichungen lt. [29], [39], [45]

Charakteristische Kombination zum Zeitpunkt  $t = 0$

$$w_{inst,G} + w_{inst,Q} \leq \frac{l}{300} \quad (3.64)$$

Charakteristische Kombination zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$w_{inst,Q} + w_{creep} \leq \frac{l}{200} \quad (3.65)$$

Quasi ständige Kombination zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$(w_{inst,Q} + w_{inst,Q,perm}) \cdot (1 + k_{def}) \leq \frac{l}{250} \quad (3.66)$$

Um die bisher aufbereitete Theorie auch praxisbezogen darstellen zu können, wird anknüpfend an dieses Kapitel das Fallwerk „Pavillon Gmünd“ modelliert und berechnet sowie auf einzelne Problemstellungen hingewiesen.



## KAPITEL 4: PAVILLON GMÜND

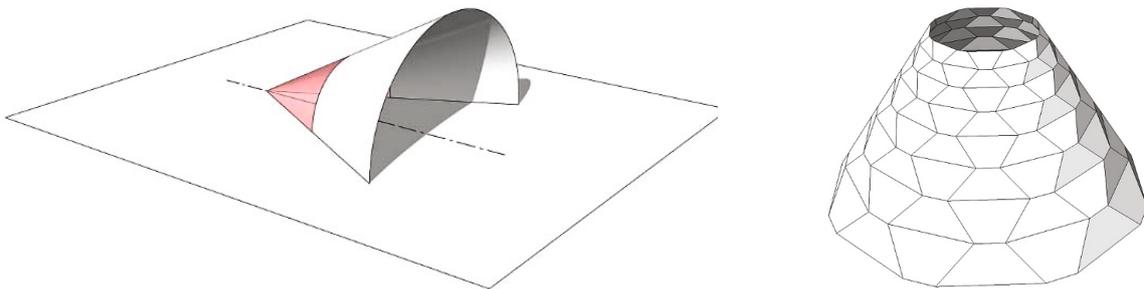
### 4-1 ARCHITEKTUR / STATISCHER ENTWURF / GEOMETRIE

Der Pavillon im Herzen von Gmünd (Bundesland Kärnten) soll als Künstleratelier bzw. Veranstaltungsbühne in den Sommermonaten genutzt werden. Der planerische Entwurf und die konstruktive Konzeptionierung entstammen aus der Feder des Instituts für Architektur und Medien der TU Graz in Kooperation mit der holz.bau forschungs gmbh.

#### 4-1.1 ARCHITEKTUR

Die geometrische Form entsteht aus einem Kegelstumpf mit waagrechtlicher Achse (siehe Abbildung 4.1, links) Der Vorteil dieser Form liegt darin, dass alle Bereiche der Bühne genutzt werden können. Um den Entwurfsüberlegungen eines Faltwerks näher zu kommen, muss die Geometrie mit einem Faltmuster (Abbildung 4.1, rechts) versehen werden. Ein wichtiger Aspekt dabei ist, (siehe [49])

*„....., dass die Knotenpunkte der Faltung, in denen immer vier ebene Teile zusammenkommen, konische Knoten sind. Das bedeutet, dass für diese Form auch das Offset funktioniert und Platten mit Materialstärke verwendet werden können. Das Faltmuster besteht aus zwei Typen von gleichseitigen Trapezen, und in jedem Knoten treffen sich je zwei Trapeze des jeweiligen Typs. Alle Trapeze eines Typs sind ähnlich zueinander, besitzen also dieselben Winkel und unterscheiden sich nur in der Größe. Dadurch ist in allen Knotenpunkten die Bedingung für einen konischen Knoten einfach gegeben. Aus ästhetischen Gründen weicht am endgültigen Design am vorderen und hinteren Ende je ein Paneel vom reinen geometrischen Faltmuster ab.“ [49]*



**Abbildung 4.1: li.: Kegelstumpf als Grundlage für den Pavillon; re.: geometrisches Faltmuster des Kegels [49]**

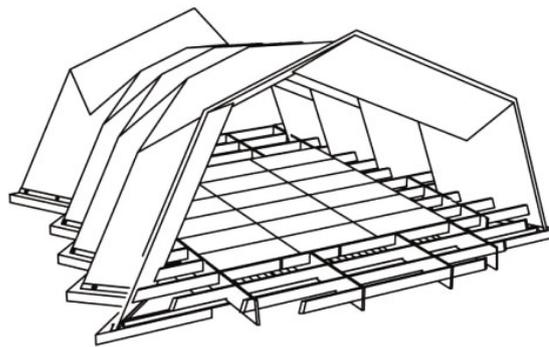


Abbildung 4.2: endgültiges Design des Pavillons [49]

Die architektonische Form (Abbildung 4.2) lässt sich durch einen optisch markanten Keilkörper, welcher ein Faltwerk widerspiegelt, beschreiben. Die sägezahnartige Figur des Grundrisses verjüngt sich nach hinten und besitzt eine Primärtragstruktur bestehend aus 5-schichtigen BSP-Elementen. Als Auflockerung der Faltwerkstruktur und als zusätzliche Lichtquelle werden Fensteröffnungen in den geneigten und senkrechten Flächen des Faltwerkes eingeplant.

#### 4-1.2 STATISCHER ENTWURF

Das Tragkonzept ist so konzeptioniert, dass die Brettsperrholzelemente als Aussteifungsscheiben wirken. Sie leiten ihre Lasten (z. B. Eigengewicht der Konstruktion, Schnee- bzw. Windlasten) in den Bühnenboden, welcher die Aufgabe des Zugbandes übernimmt, weiter. Von dort werden sie in die Streifenfundamente abgegeben. Für eine Windbeanspruchung quer zum Pavillon (x-Richtung) wird die hinterste Wandscheibe kraftschlüssig mit dem Faltwerk verbunden, wodurch sich ein „Endverband“ einstellt und die horizontalen Lasten in den Bühnenboden eingeleitet werden können. Für die Strukturaussteifung/Lagesicherung der Fundamente werden vier Stahlträger zwischen den Streifenfundamenten angebracht. Um einen generellen Überblick über die einzelnen Elemente des Pavillons zu erhalten, werden diese in der folgenden Abbildung 4.3 farblich gekennzeichnet.



Abbildung 4.3: Übersichtsskizze Elemente des Pavillons [49]

### 4-1.3 GEOMETRIE

Das dominante Bühnenportal besitzt eine Firsthöhe von 6,00 m wobei der Bühnenboden rund 50 cm über dem Gelände liegt. Des Weiteren ergeben sich folgende Abmessungen:

$$l = 7,33 \text{ m}$$

$$b_{\text{vorne}} = 8,44 \text{ m}$$

$$b_{\text{hinten}} = 4,35 \text{ m}$$

$$\text{Firsthöhe}_{\text{hinten}} = 3,48 \text{ m}$$

$$\text{Traufenhöhe}_{\text{vorne}} = 4,85 \text{ m}$$

$$\text{Traufenhöhe}_{\text{hinten}} = 2,79 \text{ m}$$

In der Abbildung 4.4 werden zwei Renderings des Entwurf des Künstlerpavillons dargestellt. Diese wurden vom Institut für Architektur und Medien der TU Graz [48] erstellt.



Abbildung 4.4: Rendering des Pavillonentwurfes – Blickrichtung Nordwesten (li.) und Südwesten (re.) [48]

Im Rahmen dieser Masterarbeit soll der Pavillon konstruktiv konzeptioniert werden. Dabei sollen eventuelle Konstruktionsentwürfe, statische Bemessungen sowie Detailausbildungen erarbeitet und auf die Besonderheiten der FE-Modellierung eingegangen werden. In den nachfolgenden Abschnitten werden einerseits die anzusetzenden Einwirkungen/Lasten entsprechend der geltenden Bemessungsnormen aufgeführt und andererseits die statische Bemessung und Querschnittsdimensionierung dargestellt.

## 4-2 ALLGEMEINE EINGABEN INS FE-PROGRAMM

Berechnungen werden mit Hilfe des Programms „RFEM 5“ (Version 5.05) der Firma Dlubal Software GmbH durchgeführt. [12], [13]

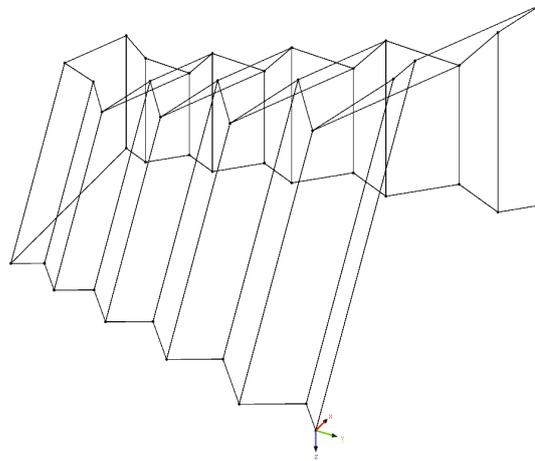
### 4-2.1 GEOMETRIEEINGABE

[12]

Einerseits kann die Geometrie des faltwerkes mit Hilfe der Koordinaten,  $(x, y, z)$  der einzelnen Punkte, über Knoten eingegeben werden. Für den Pavillon, wie in Abbildung 4.5 dargestellt, sind ca. 44 Punkte von Nöten. Durch Verbinden der Knoten mittels Linien wird das Gitternetz der Struktur, welches in weiterer Folge mit Flächen ausgefüllt wird, erzeugt.

Eine andere Möglichkeit besteht darin, das Linienmodell aus einem Zeichenprogramm (hier AutoCAD 2014 [1]) mittels dem Dateiformat „dxf“ zu importieren. Es entsteht eine fertige Gitternetzstruktur, welche ohne Bearbeitung für die weitere Modellierung herangezogen werden kann. Nun können Flächen, Lasten generiert und Lager gesetzt werden. Die Flächen dienen nicht nur zur Beschreibung der Geometrie, sondern auch zur Deklaration der Steifigkeitseigenschaften, die sich aus den Material- und Dickeneigenschaften

zusammensetzen. Die Materialeingabe für Brettsperrholzelemente wird in Kapitel 4-2.2 näher erläutert. Der Vorteil des Geometrieimports liegt zum einen im schnellen Datenaustausch zwischen den Architekten und den Tragwerksplanern, und zum anderen in der schnellen Modellaufbereitung für die Berechnung.

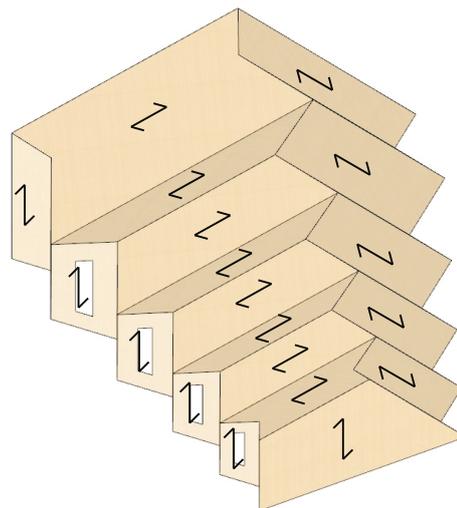


*Abbildung 4.5: Berechnungsmodell nach „dxf“ - Import*

## 4-2.2 DEFINITION DER MATERIALPARAMETER UND DER STEIFIGKEITSEIGENSCHAFTEN

[11], [12], [50]

Nach dem Generieren der Faltwerkselemente sollen diesen Flächen den nun entsprechenden Materialparameter für Brettsperrholz zugewiesen werden. Im Hinblick auf das folgende Kapitel 4-3.1 wird für die Bestimmung der Material- und Steifigkeitseigenschaften ein Querschnitt mit 5-schichtigem Aufbau, mit stehenden Decklagen, und einer Gesamtdicke von 100 mm gewählt. In der nachstehenden Abbildung 4.6 sind die Decklagenrichtungen skizziert.



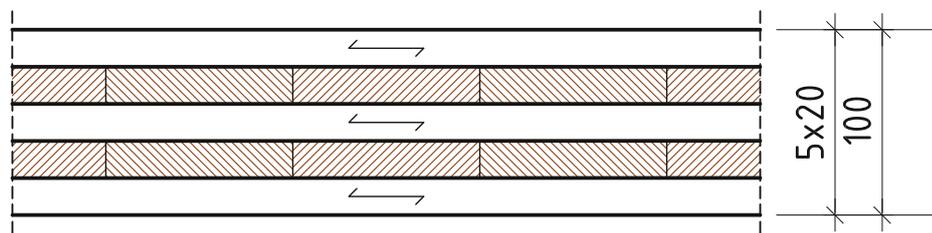
*Abbildung 4.6: Decklagenrichtungen der Brettsperrholzelemente*

Querschnittsparameter: Ausgangsmaterial CL24 NORITEC X-LAM, Fa. Hasslacher [50];  
Schichtstärken:  $5 \cdot 20$  mm (Querschnittsaufbau siehe Abbildung 4.7)

Die dazugehörigen Steifigkeitsparameter werden aus der Herstellerzulassung der Fa. Hasslacher [50] entnommen und sind in der Tabelle 4.1 angeführt.

**Tabelle 4.1: Steifigkeitskennwerte aus der Herstellerzulassung Fa. Hasslacher [50]**

$E_{0,mean}$	$E_{90,mean}$	$G_{0,mean,Platte}$	$G_{0,mean,Scheibe}$	$G_{90,mean}$
[N/mm <sup>2</sup> ]				
11600	370	690	250	50



**Abbildung 4.7: Querschnittsaufbau BSP**

Für die Implementierung der Materialeigenschaften in das Programm „RFEM“ stehen nun zwei Varianten zur Auswahl, welche nachfolgend näher beschrieben werden.

- Definition der Eigenschaften über das Zusatzmodul „RF-Laminat“
- „Orthotropietyp“ definiert mittels Steifigkeitsmatrix

#### 4-2.2.1 Definition der Eigenschaften über das Zusatzmodul „RF-Laminat“

[11]

Das Zusatzmodul „RF-Laminat“, welches im Programm „RFEM“ integriert ist, wird für die Berechnung von Spannungen und Verformungen von Schichtenelementen verwendet. Es können Brettsperrholz, Brettschichtholz und OSB-Platten bemessen werden. Die Querschnittsaufbauten können aus einer inkludierten Bibliothek entnommen oder selbst angelegt werden.

Mit dem Zusatzmodul „RF-Laminat“ ist es möglich, über die Maske „Materialkennwerte“ (siehe Abbildung 4.8) den Aufbau und die damit verbundenen Materialkennwerte der einzelnen Schichten zu definieren. Wie schon angesprochen, enthält das Zusatzmodul eine Herstellerbibliothek über die es möglich ist, vordefinierte Schichtaufbauten zu importieren. Die an dieser Stelle getroffene Auswahl gilt auch als Basis für die Materialeigenschaften je Schicht in der Maske „Materialfestigkeiten“.

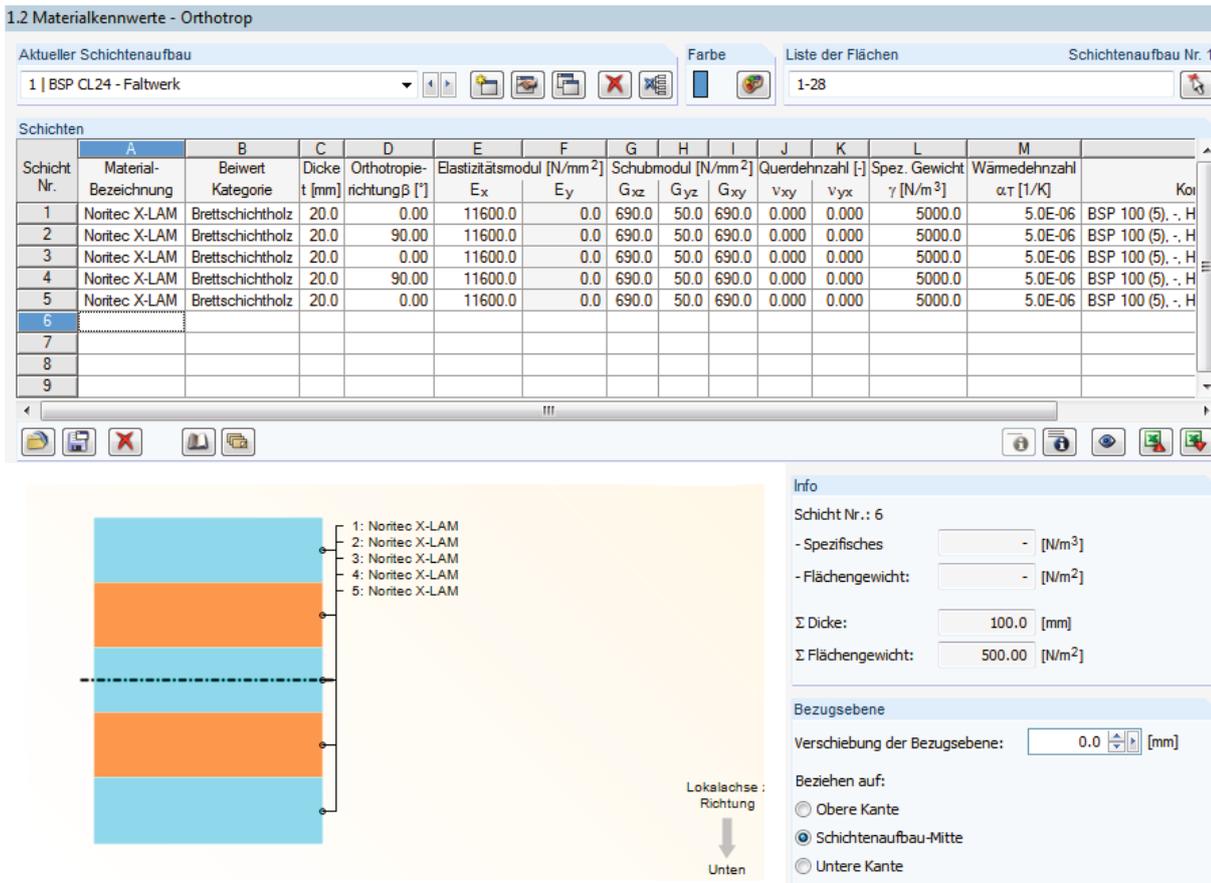


Abbildung 4.8: Eingabemaske „Materialkennwerte“

#### 4-2.2.2 Orthotropietyp definiert mittels Steifigkeitsmatrix

[11], [12], [29], [39], [45], [50]

In den Eigenschaften der Flächen kann in der Maske „Basis“ die Steifigkeit „orthotrop“ gewählt werden. So können die unterschiedlichen Steifigkeitseigenschaften in x- und y- Richtung berücksichtigt werden. Durch Aufrufen des Dialogfeldes „Parameter der Steifigkeit bearbeiten“ kann auf die Orthotropie-Typen zugegriffen werden. Nach Auswahl des Typs „Definiert mittels Steifigkeitsmatrix“ wird die Registerkarte „Steifigkeitsmatrix“ geöffnet. Die einzelnen Biege-, Torsion-, Schub-, Drill- und Membransteifigkeiten können nun manuell eingegeben werden.

Die allgemeine Steifigkeitsmatrix einer orthotropen Fläche im Programm „RFEM“ [12] lautet wie folgt:

$$\begin{bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ v_x \\ v_y \\ n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & D_{16} & D_{17} & D_{18} \\ & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & D_{26} & D_{27} & D_{28} \\ & & D_{33} & 0 & 0 & D_{36} & D_{37} & D_{38} \\ & & & D_{44} & D_{45} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & D_{55} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & D_{66} & D_{67} & D_{68} \\ & & & & & & D_{77} & D_{78} \\ & & & & & & & D_{88} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \\ \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

Die Komponenten  $[D_{12}]$  und  $[D_{67}]$  werden aufgrund der Rissbildung vernachlässigt. Die Koppelsteifigkeiten  $[D_{16}]$  bis  $[D_{38}]$  werden zu null, da der orthogonale Querschnitt einen exakt symmetrischen Aufbau besitzt. Aus diesem Grund sind die Platten- und Scheibentragwirkung voneinander entkoppelt (siehe dazu auch Kapitel 3-4).

In den weiteren Schritten wird aufgezeigt, wie sich die einzelnen Komponenten der Matrix zusammensetzen.

### Querschnittswerte

Für die Berechnung der Steifigkeitsmatrix ist die Ermittlung der Querschnittswerte notwendig. Die Steifigkeitsparameter werden aus der Herstellerzulassung [50] entnommen und werden in der Tabelle 4.2 angeführt. Für die Ermittlung der Querschnittswerte wird ein Meterstreifen ( $b = 1000$  mm) herangezogen.

**Tabelle 4.2: Querschnittswerte des 5-schichtigen Brettsperholzelements**

n	b	t	$\beta$	$E_{0,\text{mean}}$	$E_{90,\text{mean}}$	$G_{0,\text{mean}}$	$G_{90,\text{mean}}$	$A_i$	$e_i$
[-]	[mm]	[mm]	[°]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]
1	1000	20	0	11600	0	690	50	200	4,0
2	1000	20	90	0	11600	50	690	200	2,0
3	1000	20	0	11600	0	690	50	200	0
4	1000	20	90	0	11600	50	690	200	2,0
5	1000	20	0	11600	0	690	50	200	4,0
$\Sigma$		100						1000	

### $[D_{11}]$ – Biegesteifigkeit $K_x$ in Haupttragrichtung (x-Richtung) [45]

$$D_{11} = \sum (I_i \cdot E_i) + \sum (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) = \sum \left( \frac{b \cdot t_i^3}{12} \cdot E_i \right) + \sum (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) \quad [\text{kNm}^2/\text{m}] \quad (4.2)$$

$$D_{11} = \left( 3 \cdot \frac{100 \cdot 2^3}{12} \cdot 11600 + 2 \cdot 100 \cdot 2 \cdot 4^2 \cdot 11600 \right) \cdot 10^{-4} = 765,6 \quad [\text{kNm}^2/\text{m}]$$

### $[D_{22}]$ – Biegesteifigkeit $K_y$ in Nebentragrichtung (y-Richtung) [45]

$$D_{22} = \sum (I_i \cdot E_i) + \sum (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) \quad [\text{kNm}^2/\text{m}] \quad (4.3)$$

$$D_{22} = \left( 2 \cdot \frac{100 \cdot 2^3}{12} \cdot 11600 + 2 \cdot 100 \cdot 2 \cdot 2^2 \cdot 11600 \right) \cdot 10^{-4} = 201,07 \quad [\text{kNm}^2/\text{m}]$$

### **[D33] – Drillsteifigkeit $D_{xy}^*$** [29], [39]

Die Gleichung 4.4 für die Drillsteifigkeit  $D_{xy}^*$  ist im nationalen Anwendungsdokument ÖNORM B 1995-1-1, Anhang K [29] angegeben. Die zusätzlich benötigten Parameter zur Ermittlung der Drillsteifigkeit werden auch aus diesem Anhang entnommen und ergeben sich für eine 5-schichtige Platte mit:

$$p_D = 0,67 [-], q_D = 1,26 [-]$$

$$D_{33} = \frac{G_{0,mean} \cdot \frac{t_{CLT}^3}{12}}{1 + 6 \cdot p_D \cdot \left(\frac{t_{max}}{a}\right)^{q_D}} \quad [\text{kNm}^2/\text{m}] \quad (4.4)$$

$$D_{33} = \frac{69 \cdot \frac{10^3}{12}}{1 + 6 \cdot 0,67 \cdot \left(\frac{2}{8}\right)^{1,26}} \cdot 10^{-2} = 33,81 \quad [\text{kNm}^2/\text{m}]$$

### **[D44] – Transversale Schubsteifigkeit $S_x$ in Haupttragrichtung (x-Richtung)** [5]

Für die Ermittlung der Schubsteifigkeit wird der Schubkorrekturfaktor  $\kappa$  benötigt. Dieser Korrekturfaktor berücksichtigt das Verhältnis zwischen Schub- und Rollschubmodul.

$$\frac{\kappa_{x,5s}}{\sum G_{x,i} \cdot t_i} = \frac{1}{B_x^2} \cdot \int_{z=-\frac{t_{elt}}{2}}^{\frac{t_{elt}}{2}} \left[ \int_{s=-\frac{t_{elt}}{2}}^{s=z} E_x(s) \cdot s \cdot ds \right]^2 \cdot \frac{d_z}{G_x(z)} \quad [-] \quad (4.5)$$

Bogensperger et al. [5] haben in ihrer Arbeit eine vereinfachte Formel (4.6) zur Berechnung des Schubkorrekturfaktors erarbeitet. Mit Hilfe einer linearen Interpolation zwischen den Schubmodulverhältnissen von  $G_{0,mean}/G_{90,mean} = 10$  und  $G_{0,mean}/G_{90,mean} = 14,4$  kann nun der Korrekturfaktor ermittelt werden:

$$\kappa_{x,5s} = \kappa_{10} + \frac{\kappa_{14,4} - \kappa_{10}}{4,4} \cdot \left( \frac{G_{0,mean}}{G_{90,mean}} - 10 \right) \quad [-] \quad (4.6)$$

Die Werte für  $\kappa_{10}$  und  $\kappa_{14,4}$  in Gleichung 4.6 werden aus [5] entnommen und ergeben sich für die x-Richtung mit:  $\kappa_{10} = 4,107$  und  $\kappa_{14,4} = 5,652$ .

$$\kappa_{x,5s} = 4,107 + \frac{5,652 - 4,107}{4,4} \cdot \left( \frac{69}{5} - 10 \right) = 5,44 \quad [-]$$

Durch Einsetzen des ermittelten Faktors kann jetzt die Schubsteifigkeit in die Haupttragrichtung errechnet werden:

$$D_{44} = \frac{\sum (G_i \cdot A_i)}{\kappa} \quad [\text{kN/m}] \quad (4.7)$$

$$D_{44} = \frac{3 \cdot 69 \cdot 100 \cdot 2 + 2 \cdot 5 \cdot 100 \cdot 2}{5,441} \cdot \frac{1}{100} \cdot 10^{-2} = 7976,47 \quad [\text{kN/m}]$$

### **[D55] – Transversale Schubsteifigkeit $S_y$ in Nebentragsrichtung (y-Richtung) [5]**

Das Doppelintegral des Schubkorrekturfaktors für die Nebentragsrichtung lautet wie folgt:

$$\frac{\kappa_{y,5s}}{\sum G_{y,i} \cdot t_i} = \frac{1}{B_y^2} \cdot \int_{z=-\frac{t_{elt}}{2}}^{\frac{t_{elt}}{2}} \left[ \int_{s=-\frac{t_{elt}}{2}}^{s=z} E_y(s) \cdot s \cdot ds \right]^2 \cdot \frac{d_z}{G_y(z)} [-] \quad (4.8)$$

Auch in diesem Fall wird die vereinfachte Formel 4.9 nach [5] für die Ermittlung herangezogen. Die Korrekturwerte für die Verhältnisse  $G_{0,mean}/G_{90,mean} = 10$  und  $G_{0,mean}/G_{90,mean} = 14,4$  in y-Richtung lauten  $\kappa_{10} = 5,316$  und  $\kappa_{14,4} = 7,174$ , siehe [5].

$$\kappa_{y,5s} = \kappa_{10} + \frac{\kappa_{14,4} - \kappa_{10}}{4,4} \cdot \left( \frac{G_{0,mean}}{G_{90,mean}} - 10 \right) [-] \quad (4.9)$$

$$\kappa_{y,5s} = 5,316 + \frac{7,174 - 5,316}{4,4} \cdot \left( \frac{69}{5} - 10 \right) = 6,92 [-]$$

Durch Einsetzen des ermittelten Korrekturwertes kann jetzt die Schubsteifigkeit in die Nebentragsrichtung ermittelt werden:

$$D_{55} = \frac{\sum (G_i \cdot A_i)}{\kappa} \quad [\text{kN/m}] \quad (4.10)$$

$$D_{55} = \frac{2 \cdot 69 \cdot 100 \cdot 2 + 3 \cdot 5 \cdot 100 \cdot 2}{6,92} \cdot \frac{1}{100} \cdot 10^{-2} = 4421,96 \quad [\text{kN/m}]$$

### **[D66] – Dehnsteifigkeit $D_x$ in Haupttragsrichtung (x-Richtung)**

$$D_{66} = E_{0,mean} \cdot \sum (t_{x,i}) + E_{90,mean} \cdot \sum (t_{y,i}) \quad [\text{kN/m}] \quad (4.11)$$

$$D_{66} = (1160 \cdot (3 \cdot 2) + 0) \cdot 10^2 = 696000 \quad [\text{kN/m}]$$

### **[D77] – Dehnsteifigkeit $D_y$ in Nebentragsrichtung (y-Richtung)**

$$D_{77} = E_{0,mean} \cdot \sum (t_{x,i}) + E_{90,mean} \cdot \sum (t_{y,i}) \quad [\text{kN/m}] \quad (4.12)$$

$$D_{77} = (0 + 1160 \cdot (2 \cdot 2)) \cdot 10^2 = 464000 \quad [\text{kN/m}]$$

**[D<sub>88</sub>] – Membran – bzw. Scheibenschubsteifigkeit S<sub>xy</sub>** [29], [39]

Die Formel 4.13 für die Scheibenschubfestigkeit S<sub>xy</sub> wird aus dem nationalen Anwendungsdokument ÖNORM B 1995-1-1, Anhang K [29], entnommen. Die zusätzlich erforderlichen Parameter zur Ermittlung der Scheibenschubsteifigkeit werden ebenso aus dem Anhang K entnommen und ergeben sich für eine 5-schichtige Platte mit: p<sub>s</sub> = 0,43 [-], q<sub>s</sub> = 1,21 [-]

$$D_{88} = \frac{G_{0,mean} \cdot t_{CLT}}{1 + 6 \cdot p_s \cdot \left(\frac{t_{max}}{a}\right)^{q_s}} \quad [\text{kN/m}] \quad (4.13)$$

$$D_{88} = \frac{69 \cdot 10}{1 + 6 \cdot 0,43 \cdot \left(\frac{2}{8}\right)^{1,21}} \cdot 10^2 = 46555,91 \quad [\text{kN/m}]$$

Mit den errechneten Komponenten ergibt sich die Steifigkeitsmatrix, die ins Bemessungsprogramm „RFEM“ eingegeben werden kann. (siehe Abbildung 4.9)

Steifigkeitsmatrix-Elemente (Biegung und Torsion)					
D11 :	765.600	[kNm]	D12 :	0.000	[kNm]
			D22 :	201.067	[kNm]
			D13 :	0.000	[kNm]
			D23 :	0.000	[kNm]
			D33 :	33.806	[kNm]

Steifigkeitsmatrix-Elemente (Schub)					
D44 :	7976.190	[kN/m]	D45 :	0.000	[kN/m]
			D55 :	4422.070	[kN/m]

Steifigkeitsmatrix-Elemente (Membran)					
D66 :	696000.000	[kN/m]	D67 :	0.000	[kN/m]
			D77 :	464000.000	[kN/m]
			D88 :	0.000	[kN/m]
			D78 :	0.000	[kN/m]
			D88 :	46555.900	[kN/m]

Steifigkeitsmatrix-Elemente (Exzentrizitätseinwirkungen)					
D16 :	0.000	[kNm/m]	D17 :	0.000	[kNm/m]
			D18 :	0.000	[kNm/m]
			D27 :	0.000	[kNm/m]
			D28 :	0.000	[kNm/m]
			D38 :	0.000	[kNm/m]

Abbildung 4.9: errechnete Steifigkeitsmatrix der orthotropen Flächen im Bemessungsprogramm „RFEM“

## 4-2.3 DEFINITION DER LAGERUNGSBEDINGUNGEN

Für die Berechnung der einzelnen Pavillonelemente werden unterschiedliche Lagerungsbedingungen definiert. Es werden sowohl Knotenlager, Linienlager als auch Flächenlager für die Modellierung herangezogen. In diesem Abschnitt soll, für die unterschiedlichen Berechnungsmodelle, auf die jeweilige Lagerungsmodellierung eingegangen werden. In weiterer Folge werden die verschiedenen Lagerungsbedingungen als „BC“ für „Boundary Conditions“ bezeichnet.

- **BC 0 – grobe Vordimensionierung des faltwerkes**  
Da davon ausgegangen wird, dass das faltwerk auf dem Bühnenboden und dieser wiederum auf den Fundamenten aufliegt und so alle vertikalen Kräfte kontinuierlich abgetragen werden können, wird für die Vordimensionierung der Brettsperrholzelemente des faltwerkes auf Linienlagern gelagert. Dabei werden die Verschiebungen  $u_x$ ,  $u_y$ , und  $u_z$  gesperrt und die Rotationen  $\varphi_x$ ,  $\varphi_y$  und  $\varphi_z$  sind frei. (siehe Abbildung 4.10, links)
- **BC 1 – Dimensionierung des faltwerkes**  
Beim Modellieren des faltwerkes werden Linienlager mit gesperrten Verschiebungen in x-, y- und z-Richtung gesetzt. Dabei werden zwei Modelle näher betrachtet: zum einen inklusive des Bühnenbodens und zum anderen ohne Bühnenboden. Für die Bemessung wird das Modell mit Bühnenboden herangezogen, da dieser als Zugband wirken soll. Die Eingabe ist in der Abbildung 4.10, rechts, ersichtlich.
- **BC 2 – Dimensionierung der Verbindungsmittel in den faltwerkskanten**  
Für die Dimensionierung der Verbindungsmittel in den faltwerkskanten wird das gleiche Modell wie bei der Bemessung der faltwerkselemente herangezogen. Dieses Modell beinhaltet Linienlager, welche in x-, y- und z-Richtung gesperrt sind. Die Rotationen um die x- und y- Achse sind frei und die Rotation um die z-Achse ist gesperrt. Des Weiteren wird der Bühnenboden modelliert (siehe Abbildung 4.11).
- **BC 3 – Bemessung des Sockeldetails**  
Für den Übergang zwischen Bühnenboden und faltwerk (Sockeldetail) werden auch zwei Berechnungsmodelle erstellt, wobei Modell 1 im Vergleich zu Modell 2 den Bühnenboden inkludiert hat.
  - BC 3-1 (siehe Abbildung 4.12, links)  
Für die Ermittlung der Schnittgrößen für die Schraubenkreuze im Sockelbereich wird der Bühnenboden im Modell berücksichtigt. Hierbei werden gelenkige Knotenaufleger ( $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$  und  $\varphi_z$  sind gesperrt) im ungefähren Abstand der Schraubenkreuze gesetzt.
  - BC 3-2 (siehe Abbildung 4.12, rechts)  
Für eine Variation im Fügebereich, bestehend aus Schrauben und Verzahnungen, wird ein weiteres Berechnungsmodell aufbereitet. Dieses wird ohne Bühnenboden modelliert. Für die weitere Dimensionierung sind vor allem die Kräfte in Pavillonlängsrichtung maßgebend. Die Knotenlager in der ungefähren Lage der Schrauben bleiben ident zum vorab angesprochenen Modell.

- **BC 4 – Dimensionierung des Fundamentes**

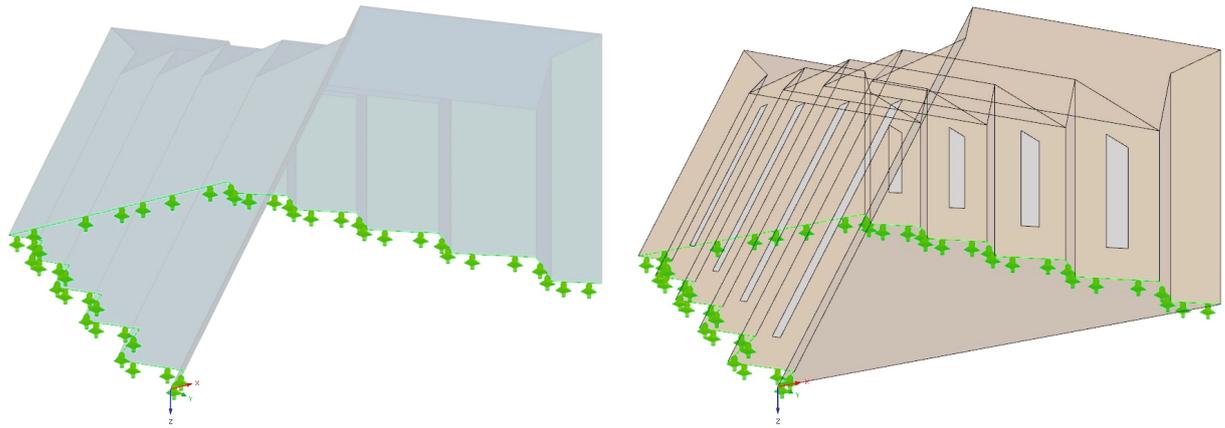
Für die Dimensionierung des Fundamentes werden in Summe sechs Modellvarianten mit unterschiedlichen Lagerungsbedingungen entwickelt.

- BC 4-1  
Bei diesem Modell wird eine Kontaktfläche zwischen Fundament und Erdreich/Lager modelliert. Diese wird mit einer linearen, vollen, Kraftübertragung definiert. Der Reibungskoeffizient wird mit  $\mu = 0,5$  [-] für beide Streifenfundamente angenommen. Die Kontaktfläche wird starr gelagert.
- BC 4-2  
Die Lagerungsbedingungen und die Reibungskoeffizienten sind äquivalent zu dem Modell BC 3-1, allerdings wird die Kraftübertragung der Kontaktfläche mit einer nichtlinearen Definition (Ausfall bei Zug) versehen.
- BC 4-3  
Das dritte Modell unterscheidet sich dadurch, dass der Volumskörper (Fundament) gebettet wird. Die Kontaktfläche wird hierbei nicht benötigt. Das Fundament wird mit Federn, mit Steifigkeiten von  $C_{u,x} = 0,0 \text{ kN/m}^3$ ,  $C_{u,y} = 0,0 \text{ kN/m}^3$  und  $C_{u,z} = 100000 \text{ kN/m}^3$ , gelagert. Für einen dichten Boden, lt [12], wird  $C_{u,z} = 100000 \text{ kN/m}^3$ , herangezogen. Die Bodenparameter müssen allerdings nach einem geologischen Gutachten nochmals angepasst werden. Im Zuge dieser Arbeit wurde kein Bodengutachten durchgeführt. Die Federn werden einerseits nichtlinear definiert, dies bedeutet Ausfall bei Zugkräften, und andererseits werden sie mit einer Reibung ( $\mu = 0,5$  [-]) versehen. Einen Überblick dazu soll die linke Darstellung in Abbildung 4.13 liefern.
- BC 4-4  
Die Variante BC 3-4 enthält eine Kontaktfläche mit nichtlinearen Eigenschaften (Kontaktdefinitionen: „Ausfall bei Zug“). Es werden zwei unterschiedliche Reibungskoeffizienten,  $\mu_L = 0,5$  [-] und  $\mu_R = 0,05$  [-] angesetzt. Als Lagerungsbedingungen werden Federn, mit Steifigkeiten von  $C_{u,x} = 1000 \text{ kN/m}^3$ ,  $C_{u,y} = 1000 \text{ kN/m}^3$  und  $C_{u,z} = 100000 \text{ kN/m}^3$  definiert. (siehe Abbildung 4.13, rechts)
- BC 4-5  
Bei dieser Modellierung wird das Fundament gebettet. Die Federsteifigkeit wird mit  $C_{u,z} = 100000 \text{ kN/m}^3$  angenommen. Durch die nichtlineare Annahme der Federn werden zwei unterschiedliche Reibungskoeffizienten ( $\mu_L = 0,5$  [-] und  $\mu_R = 0,05$  [-]) definiert.

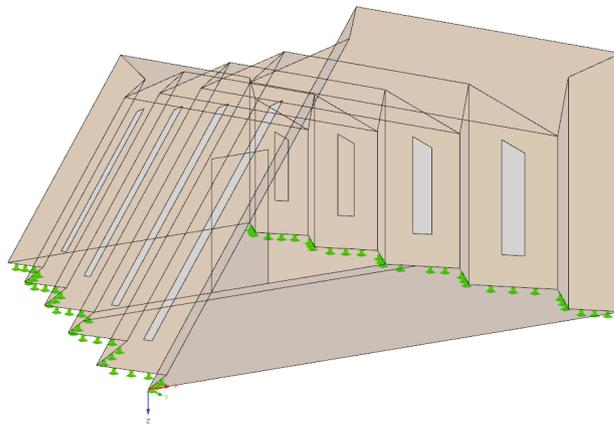
Das Modell BC 4-4 (Abbildung 4.13, rechts) wird für die Dimensionierung der Streifenfundamente herangezogen. Hierbei stimmen die auftretenden Kontaktspannungen mit jenen aus der Handrechnung sehr gut überein. Des Weiteren erzeugt dieses Modell das größte Moment und die größte Normalkraft im Stahlträger.

- **BC 5 – Dimensionierung des Stahlträgers**

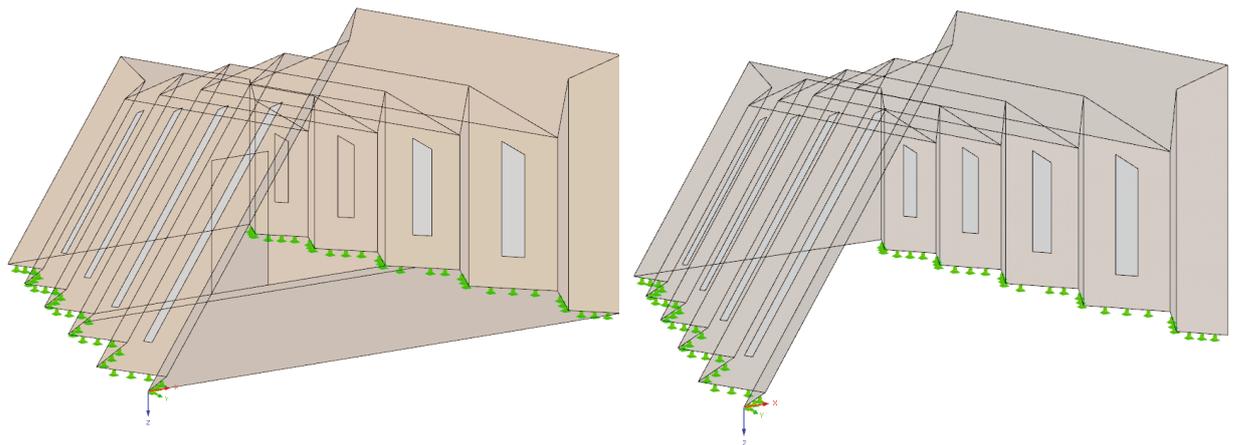
Für die Bemessung der Stahlträger werden die Fundamente, welche als Volumskörper modelliert werden, um ein Moment aus der Exzentrizität (Anschluss der Stahlträger nicht in der Schwerpunktsachse des Fundamentes) zu erzeugen, mit Flächenlager, bei denen die z-Richtung und die Schubkomponenten gesperrt sind, versehen. In Trägermitte wird ein verschiebliches Auflager ( $u_x$  und  $u_y$  sind frei) gesetzt. Die Modellierung der Lagerungsbedingungen ist in Abbildung 4.14 ersichtlich.



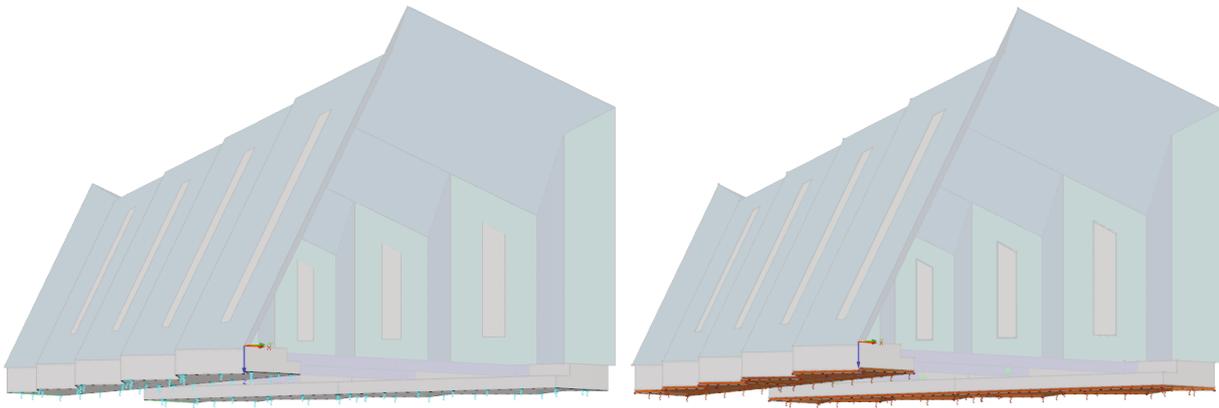
*Abbildung 4.10: li.: BC 0 – Vordimensionierung Faltwerk, re.: BC 1 – Bemessung Faltwerk*



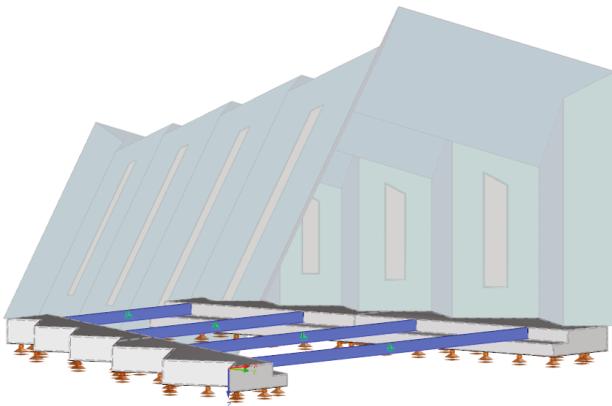
*Abbildung 4.11: BC 2 – Bemessung Schrauben in den Faltwerkskanten*



*Abbildung 4.12: li.: BC 3-1 – Bem. Schraubenkreuze , re.: BC 3-2 – Bem. Verzahnung; beides Sockelbereich*



*Abbildung 4.13: li.: BC 4-3, re.: BC 4-4 – beide Modellierungsvarianten Dimensionierung Fundament*



*Abbildung 4.14: BC 5 – Dimensionierung Stahlträger*

## 4-2.4 LASTAUFSTELLUNG

Die Lastermittlung wird gemäß ÖNORM EN 1991 (Eurocode 1) durchgeführt. Die charakteristischen Lasten der nachfolgenden Abschnitte werden für die statische Bemessung verwendet und den entsprechenden Lastfällen zugeordnet.

### 4-2.4.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht der Tragstruktur wird in der Bemessungsstatik des Programms „RFEM“ der Firma Dlubal Software GmbH mit der Berücksichtigung der Elementdicken abgedeckt und ist somit nicht als expliziter Lastfall in das Bemessungsprogramm einzugeben.

### 4-2.4.2 Nutzlasten

[26], [32]

Die Nutzlast für den Bühnenboden wird gemäß ÖNORM EN 1991-1-1 Kapitel 6.3 [32] und ÖNORM B 1991-1-1 Kapitel 8.2 [26] aufgestellt.

Parameter zur Ermittlung der Nutzlast:

Nutzungskategorie: C4

Nutzlast:  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

$Q_k = 4,0 \text{ kN}$

Kategorie	Nutzungsmerkmal	Beispiele	
A	Wohnflächen	A1: Flächen von Räumen in Wohngebäuden und -häusern, Stations- und Krankenzimmer in Krankenhäusern <sup>a</sup> , Zimmer in Hotels und Herbergen, Küchen, Toiletten, sowie Räume mit Wohnartnutzung in bestehenden Gebäuden A2: Flächen von nicht ausbaubaren, begehbaren Dachböden <sup>b</sup>	
B	Büroflächen	B1: Büroflächen in bestehenden Gebäuden B2: Büroräume in Bürogebäuden <sup>c</sup>	
C	Flächen mit Personenansammlungen (außer Kategorien A, B und D)	C1: Flächen von Räumen mit Tischen u. dgl. <sup>d</sup> , z. B. Unterrichtsräume in Schulen, Cafés, Restaurants, Speisesälen, Lesezimmern <sup>e</sup> , Empfangsräumen C2: Flächen von Räumen mit fester Bestuhlung <sup>g,h</sup> , z. B. in Kirchen, Theatern, Kinos, Konferenzräumen, Vorlesungssälen, Versammlungshallen, Wartezimmern, Bahnhofswartesälen C3: Flächen (Decken, Treppen, Zugangsflächen sowie Balkone und Loggien) von Räumen ohne Hindernisse für die Beweglichkeit von Personen C3.1: Flächen von Räumen mit mäßiger Personenfrequenz, z. B. in Museen, Ausstellungsräumen u.dgl. sowie Zugangsflächen in Bürogebäuden C3.2: Flächen von Räumen mit möglicher hoher Personenfrequenz, z. B. Zugangsflächen in öffentlichen Gebäuden, Schulen und Verwaltungsgebäuden, Hotels, Krankenhäusern und Bahnhofshallen C4: Flächen von Räumen mit möglichen körperlichen Aktivitäten, z. B. Tanzsäle, Turnsäle, Bühnen C5: Flächen von Räumen mit möglichem Menschengedrange, z. B. in Gebäuden mit öffentlichen Veranstaltungen, wie Konzertsälen, Sporthallen mit Tribünen, Vorplätze und Zugangsbereiche sowie Bahnsteige	
D	Verkaufsflächen	D1: Flächen in Einzelhandelsgeschäften D2: Flächen in Kaufhäusern	
Nutzungskategorien		$q_k$ kN/m <sup>2</sup>	$Q_k$ kN
Kategorie A	A1 für		
	– Decken	2,0	2,0
	– Treppen, Gänge, Loggien	3,0	2,0
	– Balkone	4,0	2,0
	A2	1,5	2,0
Kategorie B	B1	2,0	2,0
	B2	3,0	3,0
Kategorie C	C1	3,0	3,0
	C2	4,0	4,0
	C3		
	– C3.1	4,0	4,0
	– C3.2	5,0	5,0
	C4	5,0	4,0
	C5 für		
	– Decken	5,0	4,0
	– Treppen, Gänge, Loggien	6,0	4,0
	– Balkone	6,0	4,0
Kategorie D	D1	4,0	4,0
	D2	5,0	5,0

Abbildung 4.15: Normenauszug ÖNORM B 1991-1-1 – Nutzlasten (Kap. 8.2, Tabelle 1 und 2) [32]

### 4-2.4.3 Schneelasten

[27], [33]

Als Grundlage für die Ermittlung der Schneelast dient die ÖNORM EN 1991-1-3 [33] bzw. die ÖNORM B 1991-3 [27] Bei der Lastaufstellung wird auf die Lastanordnung „verwehte Schneelasten“, nach [27], [33], verzichtet und somit nur die „unverwehte Schneelast“ für die Berechnung herangezogen. Mit dem Betreiber / Auftraggeber wurde vereinbart, dass im Falle großer Schneelasten der Pavillon abzuschaulfeln ist.

#### Parameter zur Ermittlung der Schneelast:

Standort: Gmünd  
 Seehöhe: 732 müA.  
 Lastzone: 2/3  
 Schneelast:  $s_k = 3,25 \text{ kN/m}^2$  (entnommen aus Anhang A, Tab. A.1 [27])  
 vorh. Flächenneigungen:  $29,62^\circ \leq \alpha \leq 66,95^\circ$

Kärnten							
Arnoldstein	581	3/4	3,95	Millstatt	600	3	3,25
Bad Kleinkirchheim	1 073	2/3	5,10	Nassfeld	1 530	–	9,90
Bleiburg	474	3/4	3,45	Oberdrauburg	625	3/4	4,20
Eisenkappel	554	4	4,60	Obervellach	686	2/3	3,05
Feldkirchen	556	2/3	2,55	Radenthein	708	3	3,75
Ferlach	466	3/4	3,40	Rennweg	1 221	2	4,95
Friesach	637	2	2,30	St. Andrä/Lavantal	432	2	1,75
Gmünd	732	2/3	3,25	St. Lorenzen/ Lesachtal	1 127	4	9,85
Gurk	671	2	2,40	St. Veit/Glan	476	2/3	2,30
Heiligenblut	1288	2	5,35	Spittal/Drau	556	3	3,05
Hermagor	603	3/4	4,05	Velden	443	3	2,65
Klagenfurt	448	3	2,65	Villach	535	3	3,00
Kötschach	706	4	5,60	Völkermarkt	461	3	2,70
Lavamünd	344	3	2,35	Wolfsberg	460	2	1,80
Mallnitz	1 193	2/3	5,95				

Abbildung 4.16: Normenauszug ÖNORM B 1991-1-3 – Schneelasten Kärnten (Anhang A, Tabelle A.1) [27]

#### Ermittlung der Schneelast:

$$s(\mu) = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (4.14)$$

mit  $C_e = 1,0$  und  $C_t = 1,0$

(lt. Nationalen Festlegungen, siehe [27])

An dieser Stelle wird auf die Lastverteilung der jeweiligen Flächen nicht explizit eingegangen, die genaue Lastaufstellung ist im Anhang B dieser Arbeit ersichtlich.

#### 4-2.4.4 Windlasten

[28], [34]

Die Windlasten werden entsprechend ÖNORM EN 1991-1-4 [34] und ÖNORM B 1991-1-4 [28] ermittelt. Laut Norm werden die einwirkenden Winddruckbeanspruchungen mit einem positiven und die Sogbeanspruchungen mit einem negativen Vorzeichen gekennzeichnet.

##### Parameter zur Ermittlung der Windlast:

Standort: Gmünd  
 Seehöhe: 732 müA.  
 Geländekategorie: III  
 Basiswindgeschwindigkeit:  $v_{b,0} = 21 \text{ m/s}$  (entnommen aus Anhang A, Tab. A.1 [28])  
 Basisgeschwindigkeitsdruck:  $q_{b,0} = 0,28 \text{ kN/m}^2$  (entnommen aus Anhang A, Tab. A.1 [28])  
 Spitzengeschwindigkeitsdruck:  $q_p = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Kärnten			
Arnoldstein	581	18,0	0,20
Bad Kleinkirchheim	1 073	23,1	0,33
Bleiburg	474	17,6	0,19
Eisenkappel	554	17,6	0,19
Feldkirchen in Kärnten	556	17,6	0,19
Ferlach	466	17,6	0,19
Friesach	637	17,8	0,20
Gmünd an der Lieser	732	21,0	0,28
Gurk	671	17,6	0,19
Heiligenblut	1 288	24,1	0,36

*Abbildung 4.17: Normenauszug ÖNORM B 1991-1-4 – Windlasten Kärnten (Anhang A, Tabelle A.1) [28]*

##### Ermittlung der Windlast:

$$w_k = q_p \cdot c_{pe} \quad (4.15)$$

Die Lastverteilung ist abhängig von der Anströmrichtung des Pavillons sowie von der Neigung der einzelnen faltwerksflächen. An dieser Stelle wird auf die Lastverteilung der jeweiligen Flächen nicht explizit eingegangen, die genaue Lastaufstellung ist im Anhang B dieser Masterarbeit erläutert.

## 4-2.4.5 Erdbeben

[35]

Laut ÖNORM EN 1991-1-7 [35] wird das vorliegende Gebäude der Schadensfolgeklasse CC1 (geringe Versagensfolge) zugeordnet. Somit wird auf eine Nachweisführung im außergewöhnlichen Lastfall verzichtet.

**3.4 Außergewöhnliche Bemessungssituationen — Anwendung der Versagensfolgeklassen**

(1) Die Strategien für außergewöhnliche Bemessungssituationen dürfen folgende Versagensfolgeklassen, die in EN1990 aufgeführt sind, nutzen.

- CC1 Geringe Versagensfolgen
- CC2 Mittlere Versagensfolgen
- CC3 Hohe Versagensfolgen

ANMERKUNG 1 EN 1990, Anhang B liefert weitere Informationen.

ANMERKUNG 2 Unter Umständen ist es zweckmäßig, verschiedene Teile des Tragwerks unterschiedlichen Versagensfolgeklassen zuzuordnen, z. B. bei einem niedrig geschoßigen Seitenflügel eines Hochhauses, der von den Funktionen her weniger kritisch als das Hauptgebäude ist.

ANMERKUNG 3 Die Wirkung verhindernder oder schützender Maßnahmen liegt in der Beseitigung oder Verminderung der Schadenswahrscheinlichkeit. Beim Entwurf führt dies manchmal zur Zuordnung in eine geringere Versagensfolgeklasse. Zweckmäßiger erscheint eine Abminderung der Lasten auf das Tragwerk.

ANMERKUNG 4 Der Nationale Anhang darf eine Kategorisierung von Tragwerken in Versagensfolgeklassen nach 3.4 (1) enthalten. Ein Vorschlag für Versagensfolgeklassen für den Hochbau ist in Anhang A angegeben.

(2) Außergewöhnliche Bemessungssituationen dürfen für verschiedene Versagensfolgeklassen nach 3.4 (1) in folgender Weise behandelt werden:

- CC1: Eine spezielle Berücksichtigung von außergewöhnlichen Einwirkungen über die Robustheit- und Stabilitätsregeln in EN 1992 bis EN 1999 hinaus ist nicht erforderlich.
- CC2: Abhängig vom Einzelfall des Tragwerks darf eine vereinfachte Berechnung mit statisch äquivalenten Ersatzlasten durchgeführt werden oder es dürfen Bemessungs- bzw. Konstruktionsregeln angewendet werden.
- CC3: Der Einzelfall sollte besonders untersucht werden, um das erforderliche Zuverlässigkeitsniveau und die Tiefe der Tragwerksberechnung zu bestimmen. Das kann eine Risikoanalyse erfordern, ebenso die Anwendung weitergehender Methoden wie eine dynamische Berechnung, nicht lineare Modelle und die Berücksichtigung der Interaktion von Einwirkung und Tragwerk.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf für höhere oder niedrigere Versagensfolgeklassen Hinweise zu geeigneten Entwurfsmethoden als widerspruchsfreie, ergänzende Information liefern.

---

**Anhang A**  
(informativ)

**Entwurf zur Begrenzung von Schadensfolgen lokalen Versagens aus un spezifizierte Ursache in Hochbauten**

**A.4 Strategieempfehlungen**

(1) Die folgende Strategieempfehlung stellt die Errichtung eines Gebäudes mit akzeptabler Robustheit sicher, das lokalem Versagen ohne unverhältnismäßige Einsturzfolgen widersteht.

- a) für Hochbauten der Klasse 1:

Bei Bemessung und Ausführung nach den Regeln in EN 1990 bis EN 1999 für Tragfähigkeit unter normalen Nutzungsbedingungen ist keine weitere Betrachtung außergewöhnlicher Einwirkungen aus unidentifizierter Ursache erforderlich.

*Abbildung 4.18: Normenauszug ÖNORM EN 1991-1-7 – Versagensfolgeklassen (Kap. 3.4) und Strategieempfehlungen (Anhang A4) [35]*

## 4-2.5 LASTFÄLLE UND LASTFALLKOMBINATIONEN

Die nachfolgende Tabelle 4.3 gibt einen Überblick über die, bei der Berechnung mittels dem FE-Programm angewandten Lastfälle.

### 4-2.5.1 Lastfälle

*Tabelle 4.3: Übersicht Lastfälle*

Lastfallnr.	Lastfall
LF 1	Eigengewicht
LF 2	Nutzlast - Bühne
LF 3	Schnee
LF 4 <sup>1</sup>	Wind in pos. X-Richtung + Innendruck
LF 5	Wind in neg. X-Richtung + Innendruck
LF 6 <sup>1</sup>	Wind in pos. Y-Richtung + Innendruck
LF 7	Wind in neg. Y-Richtung + Innendruck
LF 8	Wind in pos. X-Richtung + Innensog
LF 9	Wind in neg. X-Richtung + Innensog
LF 10	Wind in pos. Y-Richtung + Innensog
LF 11	Wind in neg. Y-Richtung + Innensog

### 4-2.5.2 Lastfallkombinationen gemäß ÖNORM EN 1990

[31]

Die Bemessung wurde nach den Lastfallkombinationenregeln der ÖNORM EN 1990 [31] durchgeführt. Nachfolgend werden die wichtigsten Kombinationen dargestellt.

(ULS) – Grenzzustand der Tragfähigkeit („ultimate limit state“)

Grundkombination: 
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.16)$$

(SLS) – Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit („servicability limit state“)

Charakteristische Kombination: 
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.17)$$

<sup>1</sup> Wind in x-Richtung entspricht einer Windrichtung normal zur Pavillonlängsseite (siehe Abbildung 4.3)  
Wind in y-Richtung entspricht einer Windrichtung parallel zur Pavillonlängsseite (siehe Abbildung 4.3)

## 4-3 MODELLIERUNG UND BEMESSUNG

Nachfolgend wird auf die Modellierungen und Bemessung der einzelnen Bauteile näher eingegangen. Wie schon zuvor erwähnt, erfolgt die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) sowie im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) mittels dem Finite Elemente-Programm „RFEM“ der Firma Dlubal Software GmbH. Die Detailbemessungsnachweise der Verbindungsmittel (Vollgewinde-Holzbauschrauben) zur Fügung der Falwerkselemente sind in Kapitel 4-3.3 dargestellt. Weitere Verbindungsmöglichkeiten (z. B. eingeklebte Gewindestangen) der Falwerkselemente sind nicht Inhalt dieses Kapitels, sondern folgen im Rahmen der Verbindungstechnik in Kapitel 5-1.

### 4-3.1 BEMESSUNG DER FALTWERKSELEMENTE

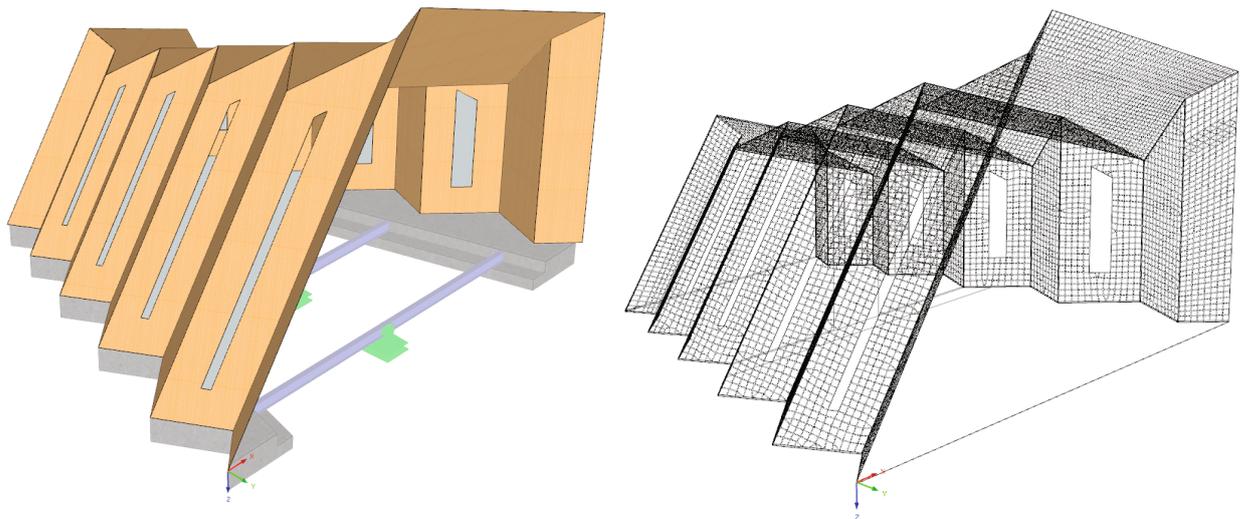
Für die Falwerkselemente liegt ein 5-schichtiger BSP-Aufbau der Firma Hasslacher ([50]), siehe Abbildung 4.7, vor. Dieser setzt sich aus Lamellen mit einer Stärke von 20 mm zu einer Gesamtdicke von 100 mm zusammen. Die Brettsperrholzelemente werden entsprechend der Abbundplanung, durchgeführt von den Architekten [48] dieses Projektes, im Werk vorgefertigt und dann auf die Baustelle gebracht und in weiterer Folge anhand von werkseitig hergestellten Montageplänen errichtet. Für die in den nachfolgenden Abschnitten angeführte Nachweisführung werden in der Tabelle 4.4 die benötigten Festigkeitsparameter, aus der Herstellerzulassung der Fa. Hasslacher [50] entnommen, angeführt.

*Tabelle 4.4: Festigkeitsparameter aus der Herstellerzulassung Fa. Hasslacher [50]*

Plattenbeanspruchung			Scheibenbeanspruchung		
<b>Biegefestigkeit</b>	$f_{m,k}$	26,40 [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>Biegefestigkeit</b>	$f_{m,k}$	24,00 [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Zugfestigkeit</b>	$f_{t,90,k}$	0,12 [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>Zugfestigkeit</b>	$f_{t,0,k}$	14,00 [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Druckfestigkeit</b>	$f_{c,90,k}$	2,50 [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>Druckfestigkeit</b>	$f_{c,0,k}$	21,00 [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Schubfestigkeit</b>	$f_{v,k}$	4,00 [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>Schubfestigkeit</b>	$f_{v,k}$	2,00 [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Rollschubfestigkeit</b>	$f_{r,k}$	0,80 [N/mm <sup>2</sup> ]			

#### 4-3.1.1 Modellierung der Falwerkselemente aus Brettsperrholz

Wie schon in Kapitel 4-2.2.1 erläutert, konnte durch Einlesen der „.dxf“ Datei in die Software „RFEM“ das Liniennetz der Struktur einfach generiert werden. Im Anschluss wurden die Umgrenzungslinien mit Flächen ausgefüllt. Mit Hilfe des Zusatzmodules „RF-Laminate“ wurde den einzelnen Flächen der gegebene Schichtaufbau zugewiesen. Für die architektonisch wertvollen Lichtöffnungen (siehe Abbildung 4.3) werden an den betreffenden Flächen Durchbrüche gesetzt und diese mit einem fiktiven Material ausgefüllt. Dieser imaginäre Werkstoff wird nur dazu benötigt, um mehr Lastangriffsfläche zu erzielen. Der E-Modul und die Komponentendicke können daher mit sehr geringen Werten ( $E \ll$ ,  $d \ll$ ) festgelegt werden. Das allgemeine statische Modell wird in Abbildung 4.19, links, dargestellt. Für das FE-Netz (Abbildung 4.19, rechts), in Form von Drei- als auch Viereckelemente, wird eine maximale Größe von 10 cm, dies entspricht der Elementdicke, festgelegt. Die Lagerung der Brettsperrholzelemente zum Fundament erfolgt für die Dimensionierung mit Linienlagern. Eine genauere Beschreibung der Lagerungsbedingung, hier BC 1, ist im Abschnitt 4-2.3 angeführt.



*Abbildung 4.19: li.: allgemein statisches Modell, re.: FE-Netz des „RFEM“ Modells*

Die Verbindungskante der Brettsperrholzelemente wird als gelenkig modelliert. Im Programm „RFEM“ stehen mehrere Möglichkeiten zur Kopplung zweier Flächen zur Verfügung [12]:

- Verbinden der Flächen mit Liniengelenken (Berechnungsmodell 1)
- Verbinden mit Hilfe von Stäben (Berechnungsmodell 2)
- Einfügen von Kopplungsstäben (entspricht einem virtuellen sehr steifen Stab)
- Verbinden mit Hilfe von Nullstäben (dieser wird in der Berechnung nicht berücksichtigt)
- Einfügen von Stäben die mit einer Federsteifigkeit versehen werden

Für die Modellierung der Falterkanten werden in weiterer Folge zwei verschiedene Berechnungsmodelle angefertigt:

### **Berechnungsmodell 1** [12]

Die in Kapitel 4-2.1 eingelesene Geometrie wurde für das Berechnungsmodell 1 übernommen. An den Kanten zwischen zwei benachbarten Falterkanten wurden Liniengelenke gesetzt. Durch das Einfügen von Liniengelenken können den Kanten Freiheitsgrade, anstelle eines biegesteifen Verbundes, zugewiesen werden. Für das vorliegende Modell 1 werden alle Axial-/Quergelenke ( $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ ) gesperrt. Dies bedeutet, dass Verschiebungen in die angeführten Richtungen nicht möglich sind und somit Kräfte übertragen werden können. Bei den Momentengelenken wird der Freiheitsgrad in  $x$ -Richtung ( $\varphi_x$ ) freigeschaltet. Dadurch können Verdrehungen um die Linienlängsachse auftreten. In der nachstehenden Abbildung 4.20 sind die Liniengelenkdefinition und die Modelldarstellung abgebildet.

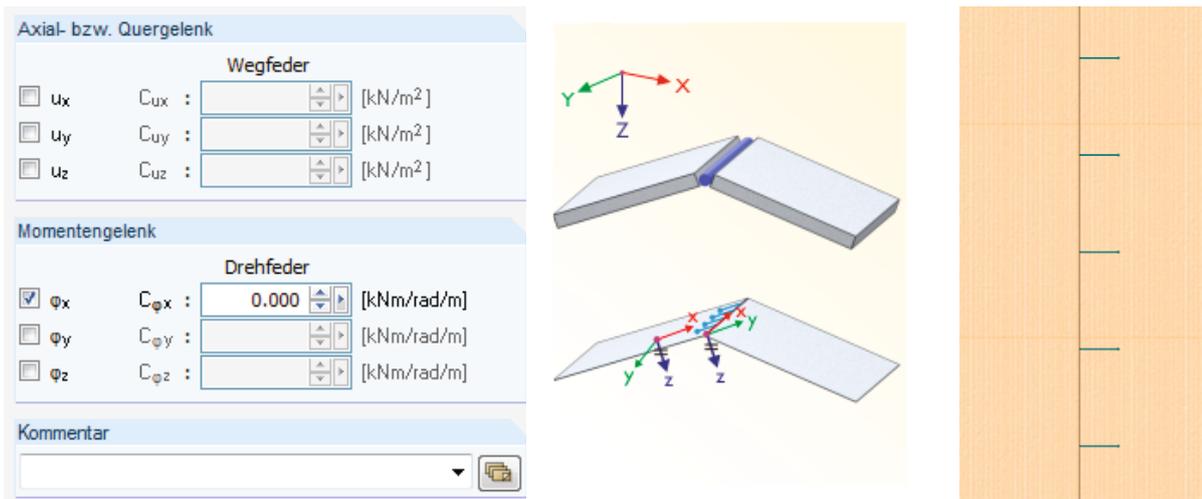


Abbildung 4.20: Modellierungsvariante 1: Definition der Faltwerkskanten über Liniengelenke

## Berechnungsmodell 2

Für das Berechnungsmodell 2 wird bei allen Kanten ein Abstand von 2 cm zwischen den angrenzenden Flächen modelliert. Die Kanten werden in gleich große Abschnitte mit rund 20 cm unterteilt und mit der benachbarten Kante durch einen Stab verbunden. In der Abbildung 4.21 wird diese Art der Modellierung veranschaulicht. Dieser Stab wird mit dem gewählten Querschnitt „QRO 100 x 4“ modelliert und bekommt am Stabende ein Stabendgelenk. Dieses Stabendgelenk wird als Momentengelenk (Gelenk für Torsions- und Biegemomente) modelliert. Durch diese Definition werden die Verdrehungen ( $\varphi_x$ ,  $\varphi_y$ ,  $\varphi_z$ ) am Stabende freigeschalten und somit nicht auf die benachbarte Fläche übertragen.

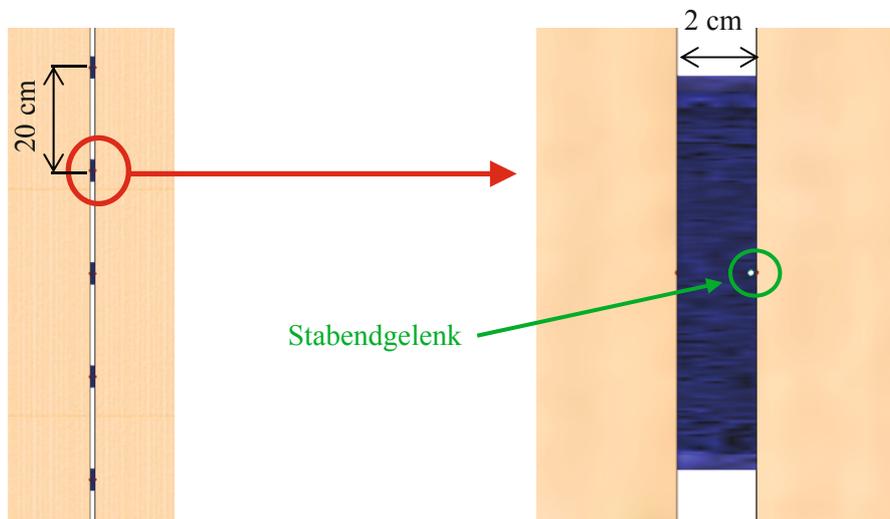


Abbildung 4.21: Modellierungsvariante 2: li.: verbinden der Flächen mit Stäben, re.: Detailansicht eines Stabes mit einer Länge von 2 cm und einem Stabendgelenk

In Tabelle 4.5 werden die Querschnittskenngrößen und die Materialparameter des gewählten Stahlprofils QRO 100 x 4 mit der Stahlgüte S235 angeführt.

**Tabelle 4.5: Profil- und Materialparameter für das Profil QRO 100 x 4, S235**

Breite	Höhe	Wanddicke	Fläche	Trägheitsmoment	Widerstandsmoment
<b>b</b>	<b>h</b>	<b>t</b>	<b>A</b>	<b>I</b>	<b>W</b>
[mm]	[mm]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]
100,0	100,0	4,0	15,2	232,0	46,4
Stahlgüte	E-Modul	Schubmodul	Streckgrenze	Zugfestigkeit	
	<b>E</b>	<b>G</b>	<b>f<sub>y</sub></b>	<b>f<sub>u</sub></b>	
	[-]	[kN/cm <sup>2</sup> ]	[kN/cm <sup>2</sup> ]	[kN/cm <sup>2</sup> ]	
S235	21000,0	8076,92	23,5	36,0	

In der Tabelle 4.6 wird ein Ergebnisvergleich beider Berechnungsmodelle anhand ausgewählter Bemessungsschnittgrößen, an den gleichen Punkten, geführt.

**Tabelle 4.6: Ergebnisvergleich beider Berechnungsmodelle**

	Berechnungsmodell 1	Berechnungsmodell 2
<b>m<sub>x,d</sub></b>	5,09 [kNm/m]	5,10 [kNm/m]
<b>m<sub>y,d</sub></b>	-2,62 [kNm/m]	-2,57 [kNm/m]
<b>V<sub>x,d</sub></b>	41,48 [kN/m]	35,93 [kN/m]
<b>V<sub>y,d</sub></b>	4,16 [kN/m]	11,53 [kN/m]
<b>n<sub>xy,d</sub></b>	30,32 [kN/m]	26,27 [kN/m]

Aus dem tabellarischen Vergleich geht hervor, dass die Unterschiede in den Bemessungsschnittgrößen bis auf die Querkräfte in Nebentragrichtung  $V_{y,d}$  nicht sehr groß sind. Aufgrund von größeren Singularitäten des Berechnungsmodells 1 wird für die Bemessung der Faltwerkselemente das Berechnungsmodell 2 herangezogen.

### 4-3.1.2 Bemessung Falwerkselemente aus Brettsperrholz

Nach Auswahl der zu bemessenden Lastfallkombination, der vorhandenen Nutzungsklasse und Lasteinwirkungsdauer, wird die Berechnung gestartet. Für die anschließende Bemessung werden Bemessungsschnittgrößen ermittelt und im Anschluss die Nachweisführung durchgeführt. Die dazugehörigen Festigkeitskenngrößen sind in Tabelle 4.4 angeführt. Mit Hilfe des Zusatzmodells „RF-Laminat“ können nach Abschluss der Berechnung die Nachweise direkt aus dem Zusatzmodul ausgelesen werden. Allerdings sei an dieser Stelle zu erwähnen, dass die ermittelten Spannungen im Zusatzmodul nicht immer nachvollziehbar sind. In Folge dessen, werden nur die Bemessungsschnittgrößen ausgelesen und die Nachweise per Hand geführt. Die maßgebenden Punkte für die Bemessung werden in der Abbildung 4.22 farblich gekennzeichnet.

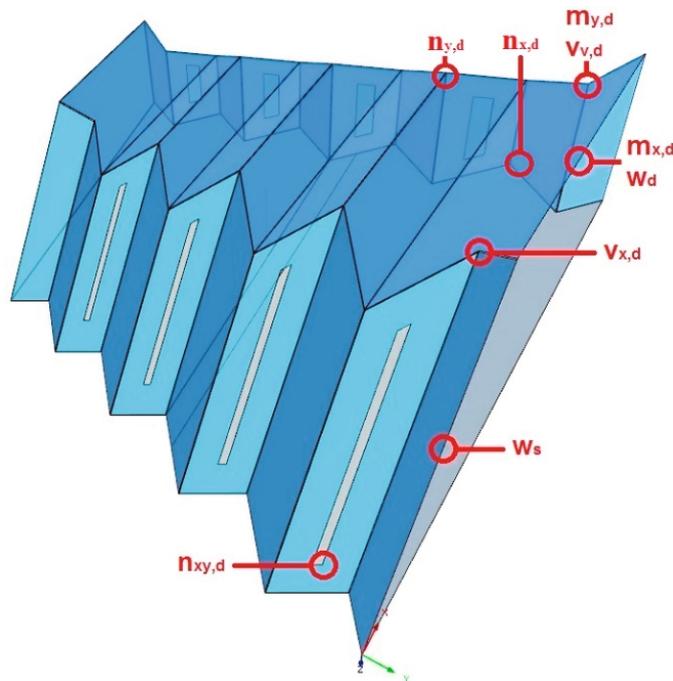


Abbildung 4.22: maßgebende Punkte für die Bemessung

Nachfolgend die wichtigsten Bemessungsschnittgrößen/Verformungen und Nachweise, laut Kapitel 3-5, sowie die dazugehörigen Schnittkraftverläufe der Falwerkselementberechnung:

#### Normalspannungsnachweise

Die Normalspannungsnachweise wurden im Bereich des größten Momentes und der dazugehörigen Normalkraft sowohl in die Haupttragrichtung als auch in die Nebentragrichtung durchgeführt. Vorab wird der Knickbeiwert  $k_c$  mit Hilfe des Diagrammes (siehe Abbildung 4.23) lt. [45] ermittelt. Dafür wird der Trägheitsradius  $i$  und die geometrische Schlankheit  $\lambda$  nach [45] berechnet. Auf der sicheren Seite liegend, wird die Knicklänge mit der jeweiligen Elementlänge angenommen.

$$i_i = \sqrt{\frac{I_{i,eff}}{A_{i,eff}}} \quad (4.18)$$

$$\lambda_i = \frac{l_{k,i}}{i_i} \quad (4.19)$$

- $i_i$ ..... Trägheitsradius in Haupttragrichtung (x-Richtung) bzw. Nebentragrichtung (y-Richtung) [mm]  
 $I_{i,eff}$ ..... effektives Trägheitsmoment in Haupt- bzw. Nebentragrichtung [mm<sup>4</sup>]  
 $A_{i,eff}$ ..... effektive Fläche in x- bzw. y-Richtung [mm<sup>2</sup>]  
 $\lambda_i$ ..... geometrische Schlankheit in x- bzw. y-Richtung [-]  
 $l_{k,i}$ ..... Knicklänge in x- bzw. y-Richtung [mm]

Knickbeiwert  $k_{c,x}$  in Haupttragrichtung

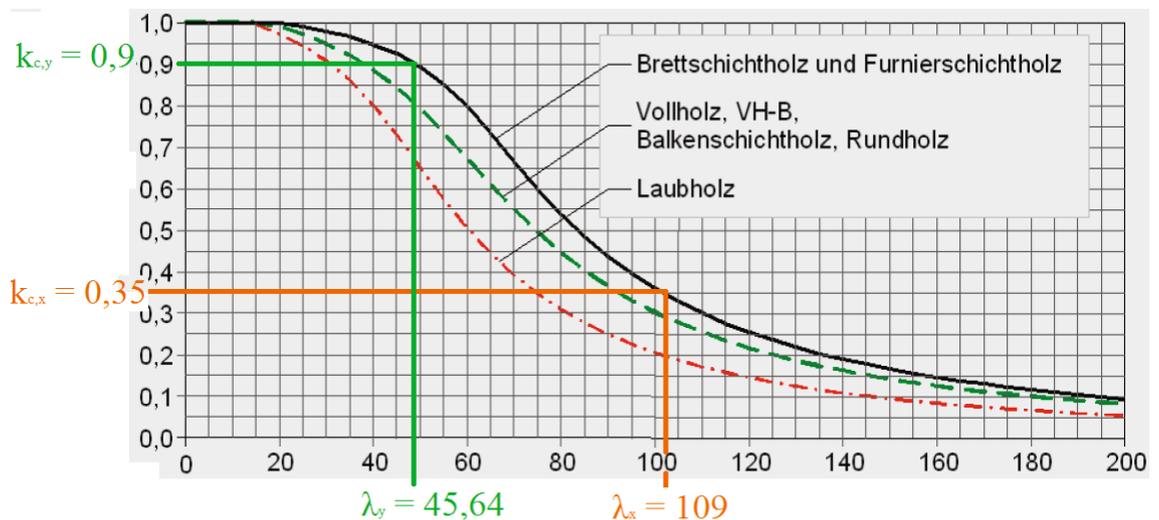
$$i_x = \sqrt{\frac{\left(3 \cdot \frac{20^3}{12} + 2 \cdot 40^2 \cdot 20\right) \cdot 1000}{3 \cdot 20 \cdot 1000}} = 33,17 \text{ [mm]}$$

$$\lambda_x = \frac{3626}{33,17} = 109,33 \rightarrow k_c = 0,35$$

Knickbeiwert  $k_{c,y}$  in Nebentragrichtung

$$i_y = \sqrt{\frac{\left(2 \cdot \frac{20^3}{12} + 2 \cdot 20^2 \cdot 20\right) \cdot 1000}{2 \cdot 20 \cdot 1000}} = 20,82 \text{ [mm]}$$

$$\lambda_y = \frac{950}{20,82} = 45,64 \rightarrow k_c = 0,90$$



**Abbildung 4.23: Knickbeiwert  $k_c$  in Abhängigkeit der geometrischen Schlankheit  $\lambda$  in Haupt- bzw. Nebentragrichtung [44]**

- maßgebendes Moment (Haupttragrichtung)

mit maß.  $m_{x,d} = 5,10$  [kNm/m] (Abbildung 4.24) und zgh.  $n_{x,d} = -35,42$  [kN/m] (Abbildung 4.26)

$$\sigma_{m,x,d} = \frac{m_{x,d}}{k_x} \cdot \left( e_i + \frac{t_i}{2} \right) \cdot E_i = \frac{5,10 \cdot 10^6}{765,6 \cdot 10^9} \cdot 50 \cdot 11600 = 3,86 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{n,x,d} = \frac{n_{x,d}}{A_{x,eff}} = \frac{-35,42 \cdot 10^3}{3 \cdot 20 \cdot 1000} = -0,59 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,CLT,d}} + \frac{\sigma_{n,x,d}}{k_c \cdot f_{c,CLT,0,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{3,86}{19,01} + \frac{0,59}{0,35 \cdot 15,12} = 0,31 \leq 1,0 \quad [31 \text{ \%}]$$

- maßgebendes Moment (Nebentragsrichtung)

mit maß.  $m_{y,d} = -2,57$  [kNm/m] (Abbildung 4.25) und zgh.  $n_{y,d} = -23,82$  [kN/m] (Abbildung 4.27)

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{m_{y,d}}{k_y} \cdot \left( e_i + \frac{t_i}{2} \right) \cdot E_i = \frac{-2,57 \cdot 10^6}{201,07 \cdot 10^9} \cdot 30 \cdot 11600 = -4,45 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{n,y,d} = \frac{n_{y,d}}{A_{y,eff}} = \frac{-23,82 \cdot 10^3}{2 \cdot 20 \cdot 1000} = -0,60 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,CLT,d}} + \frac{\sigma_{n,y,d}}{k_c \cdot f_{c,CLT,0,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{4,45}{19,01} + \frac{0,60}{0,9 \cdot 15,12} = 0,28 \leq 1,0 \quad [28 \text{ \%}]$$

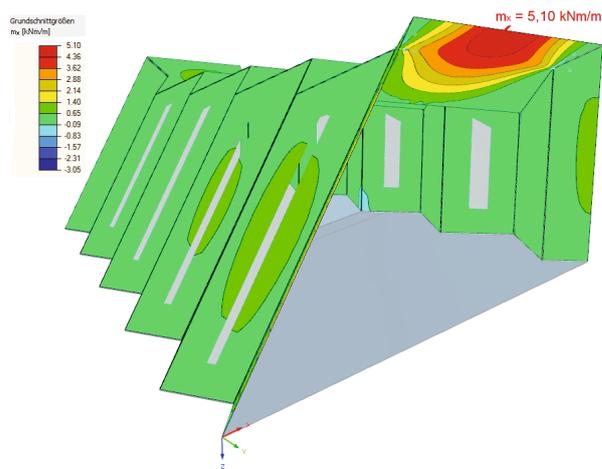


Abbildung 4.24: maß. Moment (Haupttragrichtung)

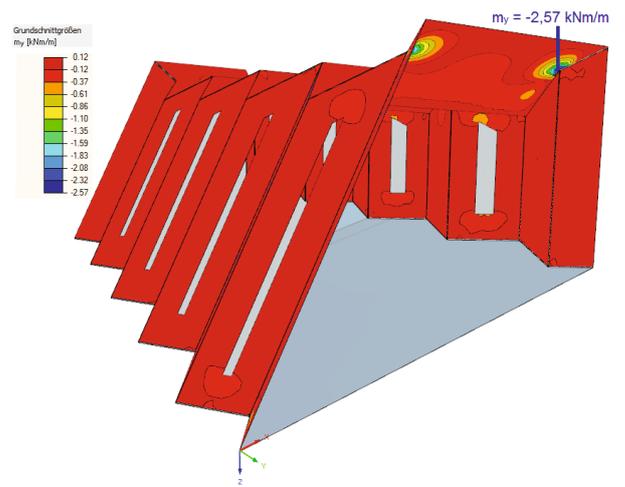


Abbildung 4.25: maß. Moment (Nebentragrichtung)

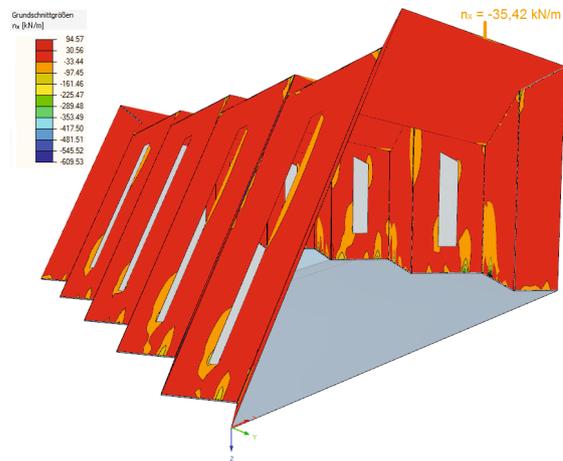


Abbildung 4.26: zgh. Normalkraft (Haupttragrichtung)

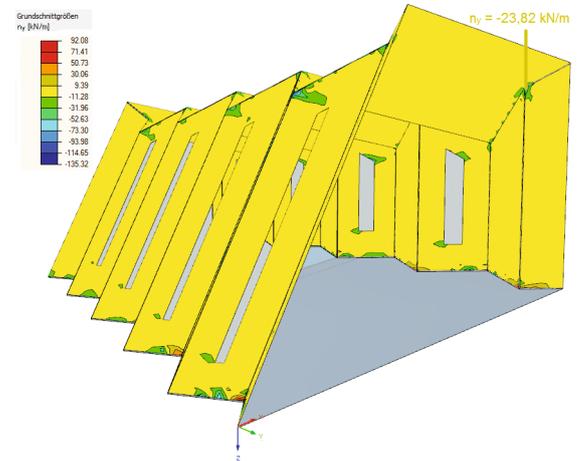


Abbildung 4.27: zgh. Normalkraft (Nebentragrichtung)

- maßgebende Normalkraft (Haupttragrichtung)

mit maß.  $n_{x,d} = -306,82$  [kN/m] (Abbildung 4.28) und zgh.  $m_{x,d} = -0,07$  [kNm/m] (Abbildung 4.30)

Das zugehörige Moment ist sehr gering und wird deshalb in der Nachweisführung vernachlässigt.

$$\sigma_{n,x,d} = \frac{n_{x,d}}{A_{x,eff}} = \frac{-306,82 \cdot 10^3}{3 \cdot 20 \cdot 1000} = -5,11 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{n,x,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{5,11}{0,35 \cdot 15,12} = 0,97 \leq 1,0 \quad [97 \%]$$

- maßgebendes Normalkraft (Nebentragrichtung)

mit maß.  $n_{y,d} = 118,01$  [kN/m] (Abbildung 4.29) und zgh.  $m_{y,d} = 0,05$  [kNm/m] (Abbildung 4.31)

Aufgrund des geringen zugehörigen Momentes wird auf den kombinierten Nachweis Biegung mit Normalkraft verzichtet und nur die Normalkraft betrachtet.

$$\sigma_{n,y,d} = \frac{n_{y,d}}{A_{y,eff}} = \frac{118,01 \cdot 10^3}{2 \cdot 20 \cdot 1000} = 2,95 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{n,y,d}}{f_{t,CLT,0,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{2,95}{10,08} = 0,29 \leq 1,0 \quad [29 \%]$$

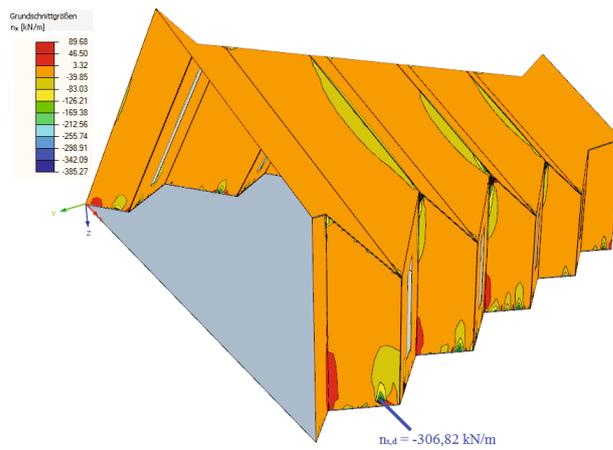


Abbildung 4.28: maß. Normalkraft (Haupttragrichtung)

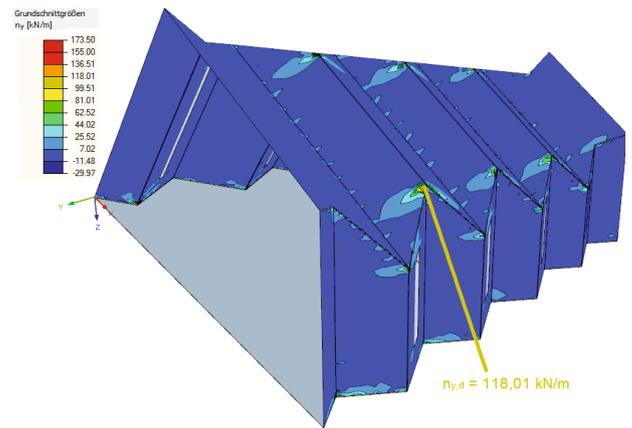


Abbildung 4.29: maß. Normalkraft (Nebentragrichtung)

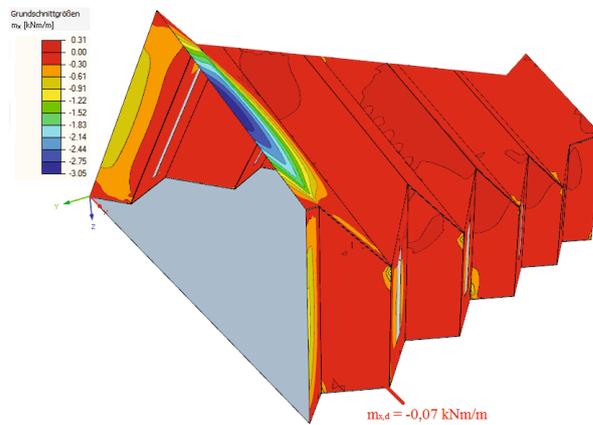


Abbildung 4.30: zgh. Moment (Haupttragrichtung)

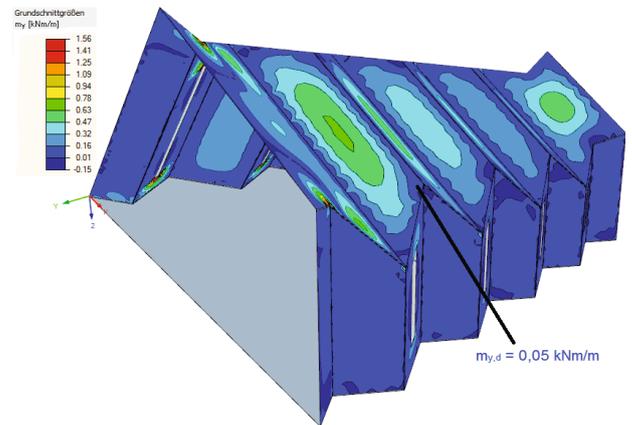


Abbildung 4.31: zgh. Moment (Nebentragrichtung)

## Schubspannungsnachweise

- maßgebende Scheibenschubkraft  
 mit maß.  $n_{xy,d} = 26,27$  [kN/m] (Abbildung 4.32)

Als maßgebende Scheibenschubkraft wurde der größte Wert im Bereich der Fensteröffnungen herangezogen. Im „RFEM“-Modell, siehe Abbildung 4.32, scheinen noch höhere Werte im Auflagerbereich auf, diese werden als Singularität deklariert und daher nicht für die Nachweisführung herangezogen.

$$\tau_{0,d}^* = \frac{n_{xy,d}}{\sum_{i=1}^n t_i^*} = \frac{26,27}{80} = 0,33 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\tau_{v,d}^* = 2 \cdot \tau_{0,d}^* = 2 \cdot 0,33 = 0,66 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\tau_{T,d}^* = 3 \cdot \tau_{0,d}^* \cdot \frac{t_1^*}{a} = 3 \cdot 0,33 \cdot \frac{20}{100} = 0,20 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis *Mechanismus I – Schub*:

$$\tau_{v,d}^* \leq f_{v,CLT,d}$$

$$0,66 \leq 1,44 \quad [46 \text{ \%}]$$

Nachweis *Mechanismus II – Torsion*:

$$\tau_{T,d}^* \leq f_{T,CLT,d}$$

$$0,20 \leq 1,44 \quad [14 \text{ \%}]$$

- maßgebende Plattenschubspannung (Haupttragrichtung)  
 mit maß.  $v_{x,d} = 35,93$  [kN/m] (Abbildung 4.33)

$$\tau_{v,x,d} = \frac{V_{\max,x,d}}{k_x \cdot b_i} \cdot \sum (S_m \cdot E_m) = \frac{35,93 \cdot 10^3}{765,6 \cdot 10^9 \cdot 1000} \cdot \left( 20 \cdot 1000 \cdot 40 \cdot 11600 + \frac{20}{2} \cdot 1000 \cdot \frac{20}{4} \cdot 11600 \right) =$$

$$\tau_{v,x,d} = 0,46 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis:

$$\tau_{v,x,d} \leq f_{v,CLT,d}$$

$$0,46 \leq 2,88 \quad [16 \text{ \%}]$$

- maßgebende Plattenschubspannung (Nebentragrichtung)  
mit maß.  $v_{y,d} = 11,53$  [kN/m] (Abbildung 4.34)

$$\tau_{v,y,d} = \frac{V_{\max,y,d}}{k_y \cdot b_i} \cdot \sum (S_m \cdot E_m) = \frac{11,53 \cdot 10^3}{201,07 \cdot 10^9 \cdot 1000} \cdot (20 \cdot 1000 \cdot 20 \cdot 11600) =$$

$$\tau_{v,y,d} = 0,27 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis:

$$\tau_{v,y,d} \leq f_{v,CLT,d}$$

$$0,27 \leq 2,88 \quad [10 \%]$$

- maßgebende Rollschubspannung  
mit maß.  $v_{x,d} = 35,93$  [kN/m] (Abbildung 4.33)

$$\tau_{r,x,d} = \frac{V_d}{k_x \cdot b_i} \cdot \sum (S_m \cdot E_m) = \frac{35,93 \cdot 10^3}{765,6 \cdot 10^9 \cdot 1000} \cdot (20 \cdot 1000 \cdot 40 \cdot 11600) = 0,44 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis:

$$\tau_{r,x,d} \leq f_{r,CLT,d}$$

$$0,44 \leq 0,58 \quad [75 \%]$$

- maßgebendes Drillmoment

Der Nachweis des Drillmoments ist für Brettsperrholz nicht normativ geregelt. Vorschläge für den entsprechenden Nachweis sind in den Arbeiten von Silly ([46], [47]) gegeben und werden hier nicht näher betrachtet.

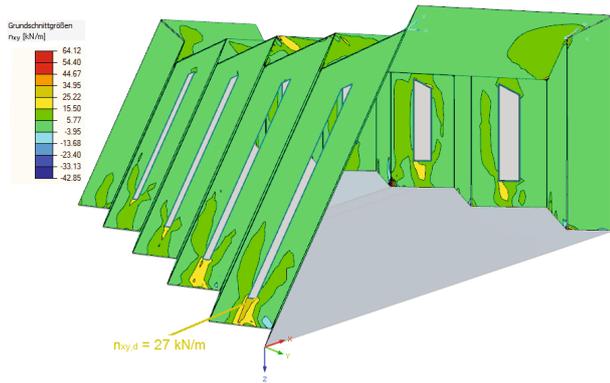


Abbildung 4.32: maß. Scheibenschub

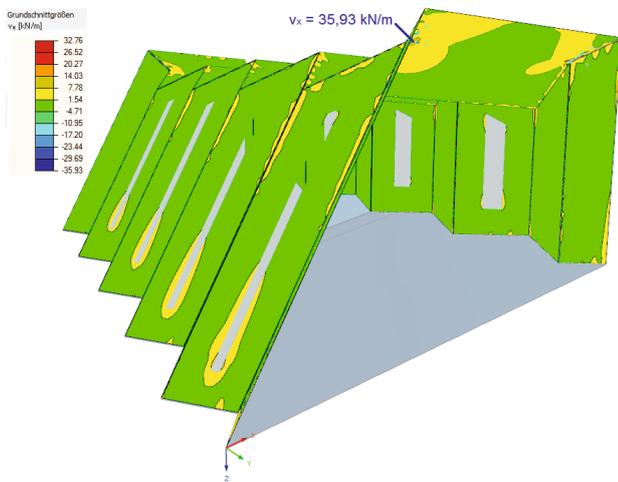


Abbildung 4.33: maß. Plattenquerkraft  
(Haupttragrichtung)

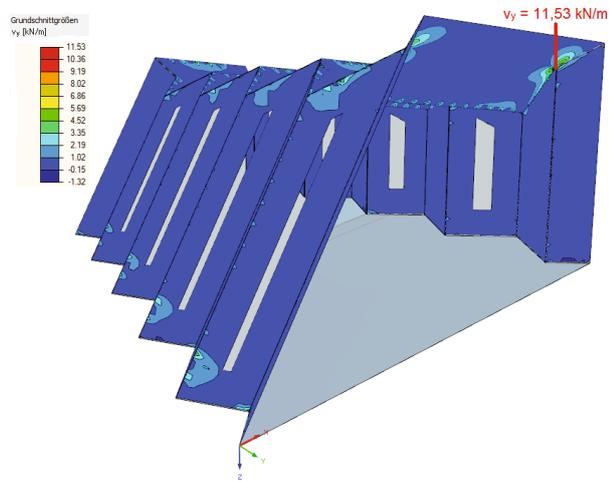


Abbildung 4.34: maß. Plattenquerkraft  
(Nebentragrichtung)

## Durchbiegungsnachweise

Nach abgeschlossener Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) können nun die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) für die linke Faltwerkskante und die Dachkante, siehe Abbildung 4.35, geführt werden. Die einzelnen Durchbiegungen für die anschließende Nachweisführung werden in der Tabelle 4.7 angeführt.

**Tabelle 4.7: Durchbiegungen der einzelnen Lastfälle**

	Schräge Faltwerkskante	Dachkante
<b>Durchbiegung aus LF1: Eigengewicht <math>w_g</math></b>	3,0 [mm]	2,3 [mm]
<b>Durchbiegung aus LF3: Schnee <math>w_s</math></b>	1,1 [mm]	6,3 [mm]
<b>Durchbiegung aus Wind <math>w_w</math></b>	7,6 [mm]	3,1 [mm]
(LF8 für die schräge Faltwerkskante, LF9 für die Dachkante)		

### maßgebende Verformung – schräge Kante

$$w_{inst,G} = 3 \text{ [mm]}$$

$$w_{inst,Q} = 7,6 + 0,5 \cdot 1,1 = 8,15 \text{ [mm]}$$

$$w_{inst,Q,perm} = 0,5 \cdot (1,1 + 7,6) = 4,35 \text{ [mm]}$$

$$w_{creep} = (3 + 4,35) \cdot 1,0 = 7,35 \text{ [mm]}$$

Nachweise – schräge Kante:

$$w_{inst,G} + w_{inst,Q} = 11,2 \leq \frac{6600}{300}$$

$$11,2 \leq 22 \quad [51 \text{ \%}]$$

$$w_{inst,Q} + w_{creep} = 15,5 \leq \frac{6600}{200}$$

$$15,5 \leq 33 \quad [47 \text{ \%}]$$

$$\begin{aligned} & (w_{inst,Q} + w_{inst,Q,perm}) \cdot (1+1) = \\ & = 25 \leq \frac{6600}{250} \end{aligned}$$

$$25 \leq 26,4 \quad [95 \text{ \%}]$$

### maßgebende Verformung – Dachkante

$$w_{inst,G} = 2,3 \text{ [mm]}$$

$$w_{inst,Q} = 6,3 + 0,6 \cdot 3,1 = 8,16 \text{ [mm]}$$

$$w_{inst,Q,perm} = 0,6 \cdot (6,3 + 3,1) = 5,64 \text{ [mm]}$$

$$w_{creep} = (2,3 + 5,64) \cdot 1,0 = 7,94 \text{ [mm]}$$

Nachweise – Dachkante:

$$w_{inst,G} + w_{inst,Q} = 10,46 \leq \frac{4895}{300}$$

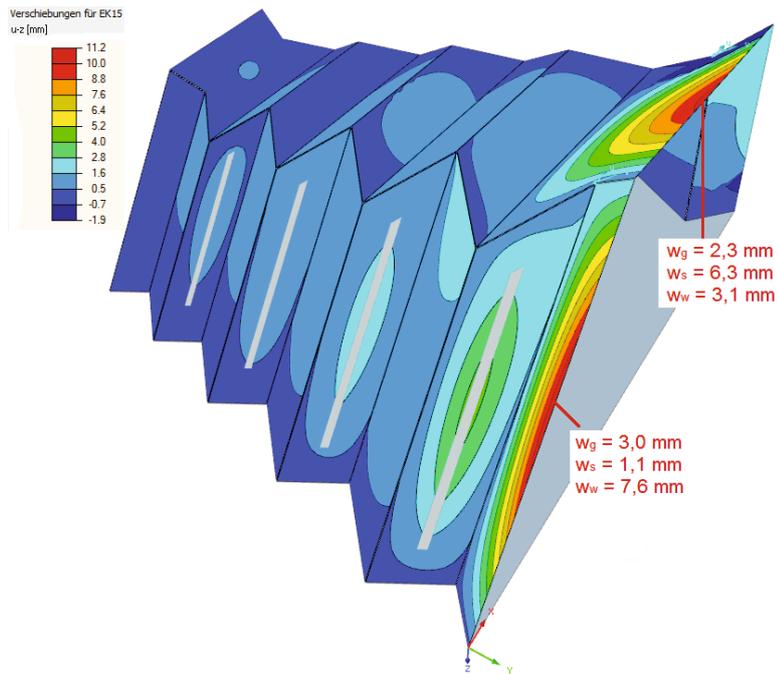
$$10,46 \leq 16,32 \quad [64 \text{ \%}]$$

$$w_{inst,Q} + w_{creep} = 16,1 \leq \frac{4895}{200}$$

$$16,1 \leq 24,48 \quad [66 \text{ \%}]$$

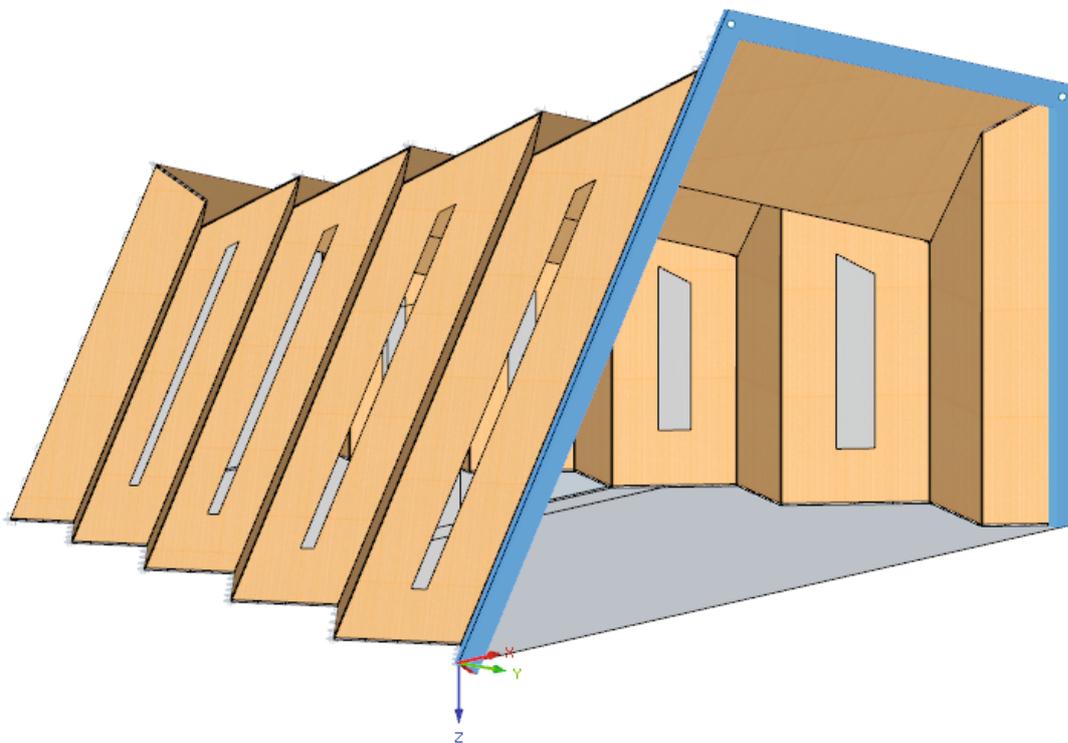
$$\begin{aligned} & (w_{inst,Q} + w_{inst,Q,perm}) \cdot (1+1) = \\ & = 27,6 \leq \frac{4895}{250} \end{aligned}$$

$$27,6 \leq 19,58 \quad [141 \text{ \%}]$$



**Abbildung 4.35: max. Verformungen**

Ob die Überschreitung der zulässigen Verformung um rund 41 % in Kauf genommen werden kann, muss mit dem Bauherrn abgeklärt werden. Um den Durchbiegungsnachweis zu erfüllen, kann z. B. als konstruktive Maßnahme ein Brettschichtholzträger, mit den Abmessungen  $b/h = 100/240$  mm, umlaufend an der Innenseite des Portals montiert werden (siehe Abbildung 4.36).



**Abbildung 4.36: Modell mit konstruktivem Brettschichtholzträger**

Durch diese Modifikation ergeben sich Ausnutzungen für die schräge Falterwerkskante von:

$$w_{inst,G} + w_{inst,Q} \rightarrow [18 \%]$$

$$w_{inst,Q} + w_{creep} \rightarrow [16 \%]$$

$$(w_{inst,Q} + w_{inst,Q,perm}) \cdot (1+1) \rightarrow [30 \%]$$

Für die Dachkante folgen Ausnutzungsgrade in der Größe von:

$$w_{inst,G} + w_{inst,Q} \rightarrow [13 \%]$$

$$w_{inst,Q} + w_{creep} \rightarrow [14 \%]$$

$$(w_{inst,Q} + w_{inst,Q,perm}) \cdot (1+1) \rightarrow [29 \%]$$

Für die Vorstatik bzw. eine Vordimensionierung der Brettsperrholzquerschnitte kann das Zusatzmodul von Vorteil sein, da hier gleich die Nachweisführung durchgeführt wird und so schnell die Querschnittsabmessungen dimensioniert werden können. Für die Ausführungsstatik muss zuvor in jedem Fall eine Plausibilitätskontrolle, unter Beachtung der Spannungsspitzen, erbracht werden. Der Vorteil im „RF-Laminate“ ist, dass es die Aufbauten der, am Markt, relevanten Hersteller schon implementiert hat. Dadurch ist keine weitere Recherche über etwaige Elastizitätsmodule oder Festigkeitsgrößen von Nöten. Ein Nachteil des Zusatzmodules ist, dass die ermittelten Spannungen nicht immer nachvollziehbar sind. Die Handhabung mit den Singularitäten muss genauestens überlegt werden. Diese werden im Zusatzmodul „RF-Laminate“ nicht als solche ausgewiesen und für ev. Spannungsnachweise herangezogen. Werden die Nachweise selbst durchgeführt, hierbei werden sozusagen nur die maßgebenden Schnittgrößen ausgelesen, kann die Materialdefinition auf alle Fälle über das Zusatzmodul erfolgen.

## 4-3.2 AUSLESEN DER BEMESSUNGSSCHNITTGRÖSSEN IN DEN FALTWERKSKANTEN

In diesem Abschnitt wird zu Beginn auf die Modellierung der Faltwerkskanten eingegangen. Im Anschluss werden unterschiedliche Varianten zum Auslesen der Kantenschnittgrößen aufgezeigt. Um die Ergebnisse aus dem FE-Programm „RFEM“ auf Plausibilität zu prüfen, wird ein weiteres Modell mit der Finite-Elemente Software „ABAQUS“ erstellt. Es erfolgt ein Vergleich der Ergebnisse sowie eine Gegenüberstellung betreffend der Modellierung und der Ergebnisauswertung der beiden Programme (siehe Kapitel 4-6).

### 4-3.2.1 Modellierung der Faltwerkskanten

Für die Berechnung der Kräfte in den Faltwerkskanten wird das Berechnungsmodell 1 (Liniengelenke), siehe Abschnitt 4-3.1.1, herangezogen. Das Modell wird auf Linienlagern gelagert, nähere Erläuterungen dazu siehe Kapitel 4-2.3. Zunächst werden zwei Varianten zum Auslesen der Kantenschnittgrößen vorgestellt. Danach, in Abschnitt 4-3.2.4, erfolgt der Vergleich der Kantenschnittgrößen zwischen Berechnungsmodell 1 und Berechnungsmodell 2 (siehe Abschnitt 4-3.1.1).

### 4-3.2.2 Variante 1: Auslesen der Kantenschnittgrößen über Ergebnisverläufe

Für die Bemessung müssen die benötigten Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Hilfe des FE-Programms „RFEM“ ermittelt werden. Eine Möglichkeit ist das Auslesen der Schnittgrößen entlang von Kanten zusammenstoßender Flächen über die entsprechenden Ergebnisverläufe. Die Vorgehensweise zur Berechnung der Verbindungen der Faltwerkelemente wird anhand einer maßgebenden Kante (Verbindungskante zwischen Fläche 3 und 4, siehe Abbildung 4.37), dargestellt. (In der weiteren Arbeit wird die Verbindungskante zwischen Fläche 3 und Fläche 4 als „Kante VIII“ bezeichnet). Diese Bemessung ist für alle anderen Kanten äquivalent.

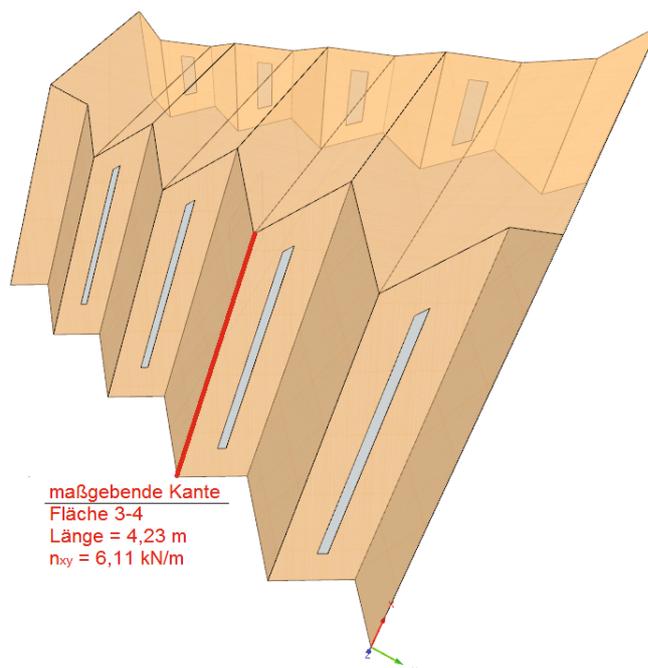
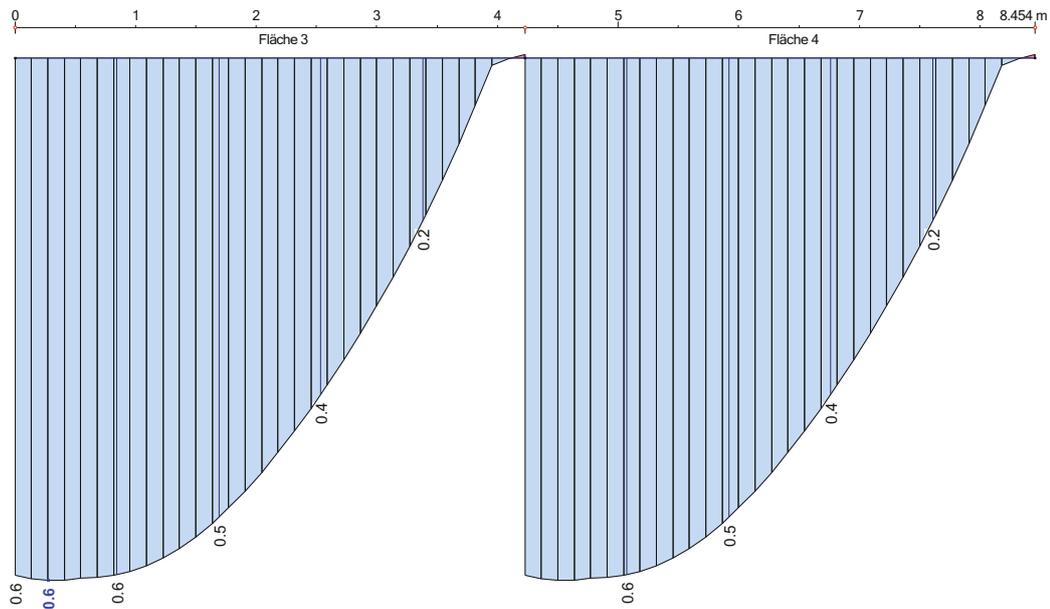
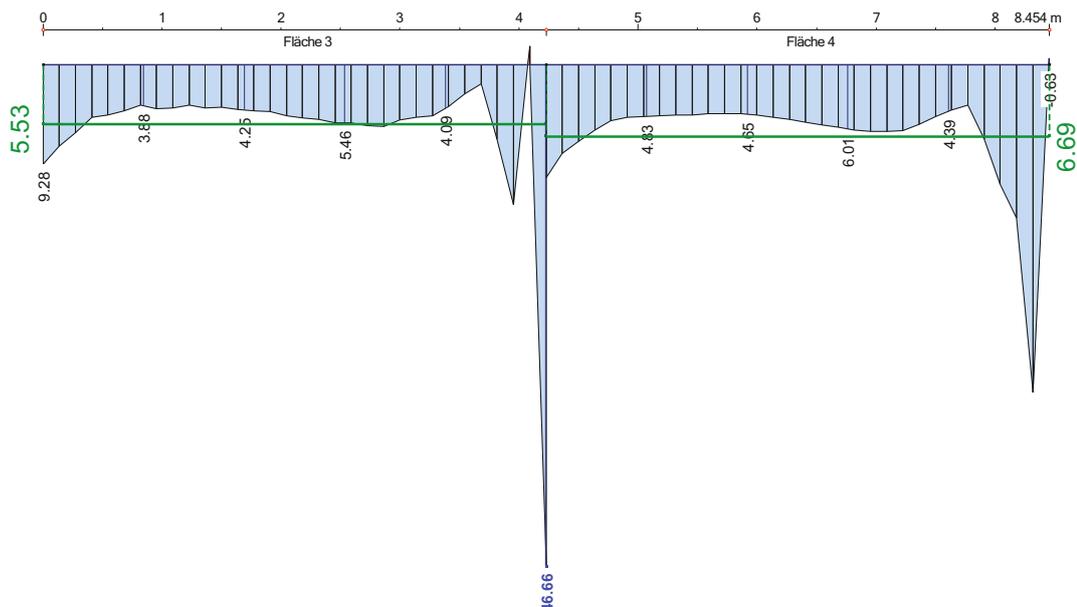


Abbildung 4.37: maßgebende Kante zwischen Fläche 3 und Fläche 4 (Kante VIII)

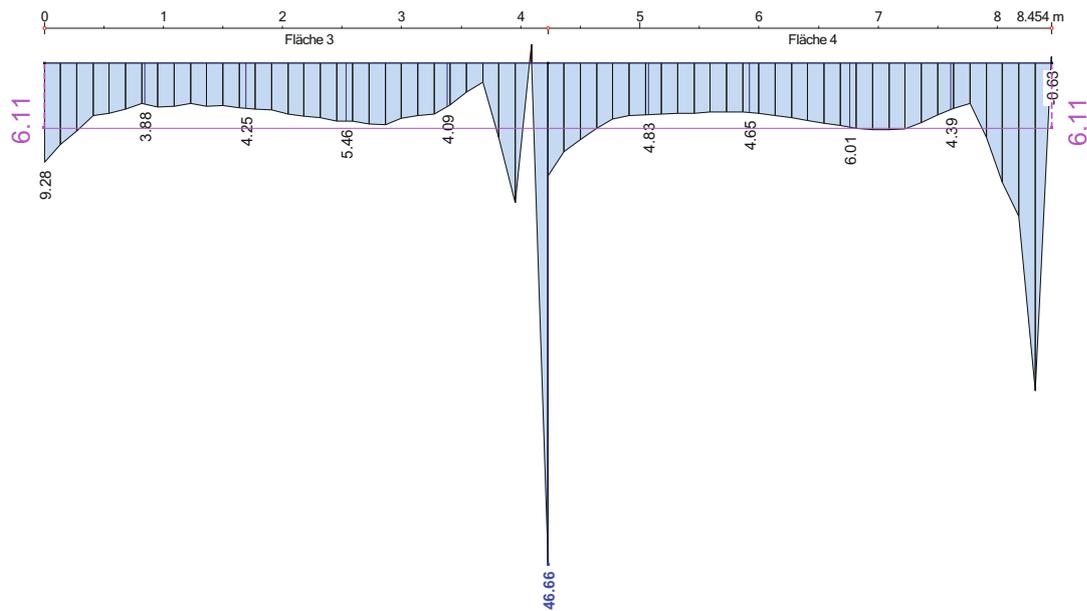
Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) werden die Schubkräfte  $n_{xy}$  in Kantenrichtung ausgelesen. Das FE-Programm „RFEM“ interpoliert die Kantenschnittgrößen ausgehend von beiden Flächen hin zur Kante. Mit Hilfe der Auswahl „Ergebnisverlauf anzeigen“ werden nun die Verformungen und Bemessungsschnittgrößen der ausgewählten Kante angezeigt. Über den Ergebnisverlauf wird ein Glättungsbereich gelegt, um einen konstanten Wert über die gesamte Länge zu erhalten (siehe Abbildung 4.39, Abbildung 4.40). Im Vergleich der Verformungen stimmen die Werte aus beiden Flächen sehr gut überein (siehe Abbildung 4.38). Die Bemessungsschnittgrößen, interpoliert für jede Fläche getrennt, weisen einen Unterschied von  $\Delta = 1,16 \text{ kN/m}$  auf. Für die weitere Berechnung wird ein Glättungsbereich über beide Interpolationsflächen gelegt, somit ergibt sich eine Kantenschnittgröße von  $n_{xy} = 6,11 \text{ kN/m}$  (siehe Abbildung 4.40).



**Abbildung 4.38:** globale Verformungen  $u_z$  beider Flächen an der Kante



**Abbildung 4.39:** Schubkräfte in Kantenrichtung  $n_{xy}$  inkl. Glättungsbereich für Fläche 3 mit  $n_{xy} = 5,53 \text{ [kN/m]}$  und für Fläche 4 mit  $n_{xy} = 6,69 \text{ [kN/m]}$



**Abbildung 4.40: Schubkräfte in Kantenrichtung  $n_{xy}$  inkl. Glättungsbereich über beide Flächen mit  $n_{xy} = 6,11$  [kN/m]**

In Abbildung 4.40 ist die Folge von spitz zusammenlaufenden Flächen sehr gut ersichtlich. Daraus folgt eine Singularität bei der Schubkraft in Kantenrichtung  $n_{xy}$ . Durch diese Spannungsspitze kommt es zu einer Erhöhung des Glättungsbereichs.

Als Unterstützung für die weitere Berechnung werden in der nachstehenden Tabelle 4.8 die Kantenlänge und die angreifende Schubkraft aufgelistet.

**Tabelle 4.8: Zusammenfassung der maßgebenden Kante**

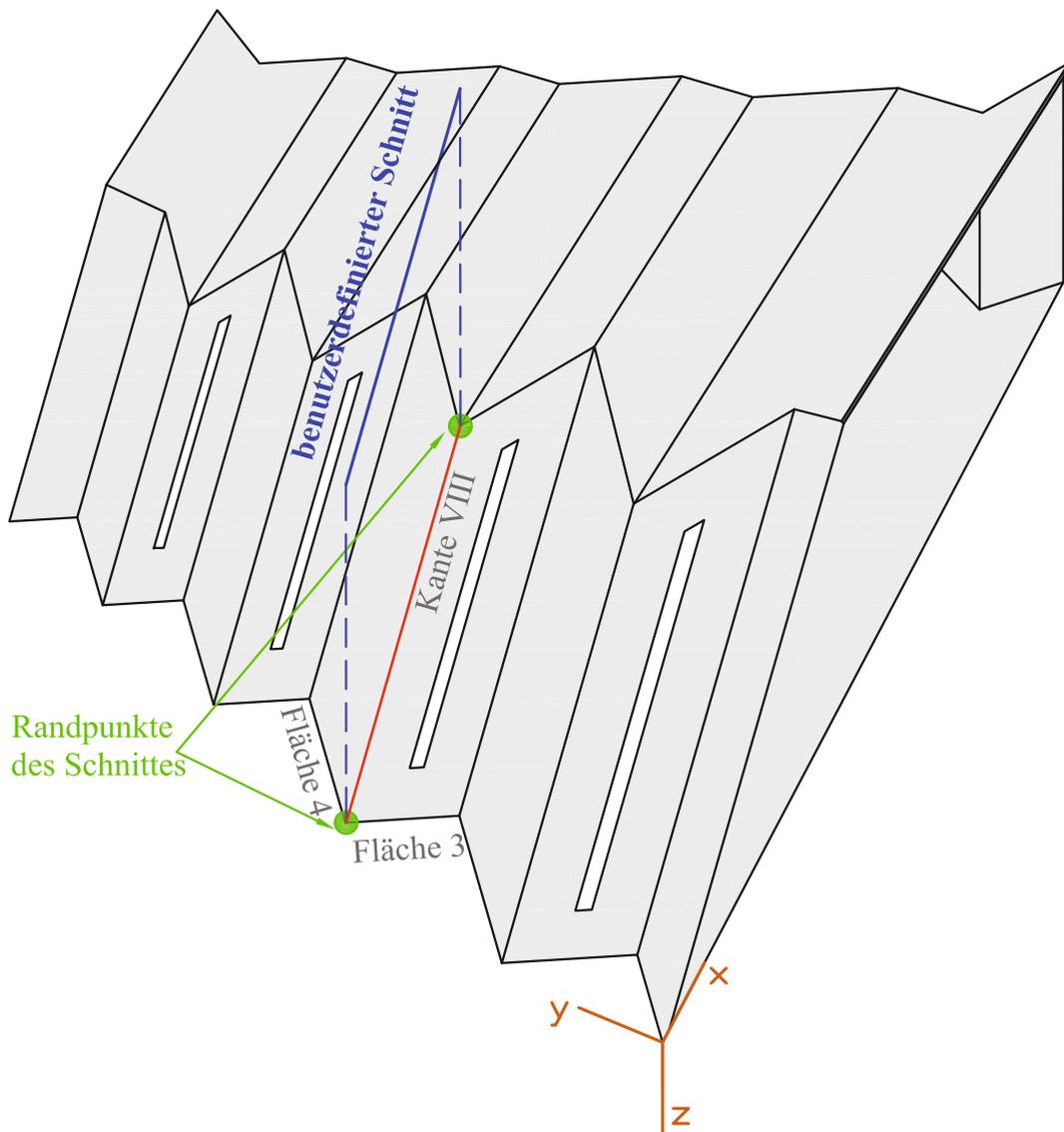
benachbarte Flächen	Kantenlänge	Schubkraft $n_{xy}$	Schubkraft gesamt
3-4	4,23 [m]	6,11 [kN/m]	25,83 [kN]

Bei dieser Variante wurden nur die Kantenschubkräfte ausgelesen. Die Kräfte in die globalen Richtungen lassen sich ebenso auslesen. Diese müssen mit Hilfe einer Koordinatentransformation (siehe Abschnitt 4-3.2.3) in die entsprechenden Richtungen umgerechnet werden.

Außerdem sei an dieser Stelle zu erwähnen, dass es mit dieser Methode komplizierter erscheint, die richtigen Schnittgrößen aus dem „RFEM“ herauszulesen. Aus diesem Grund wird im nächsten Kapitel (4-3.2.3) eine weitere Variante vorgestellt.

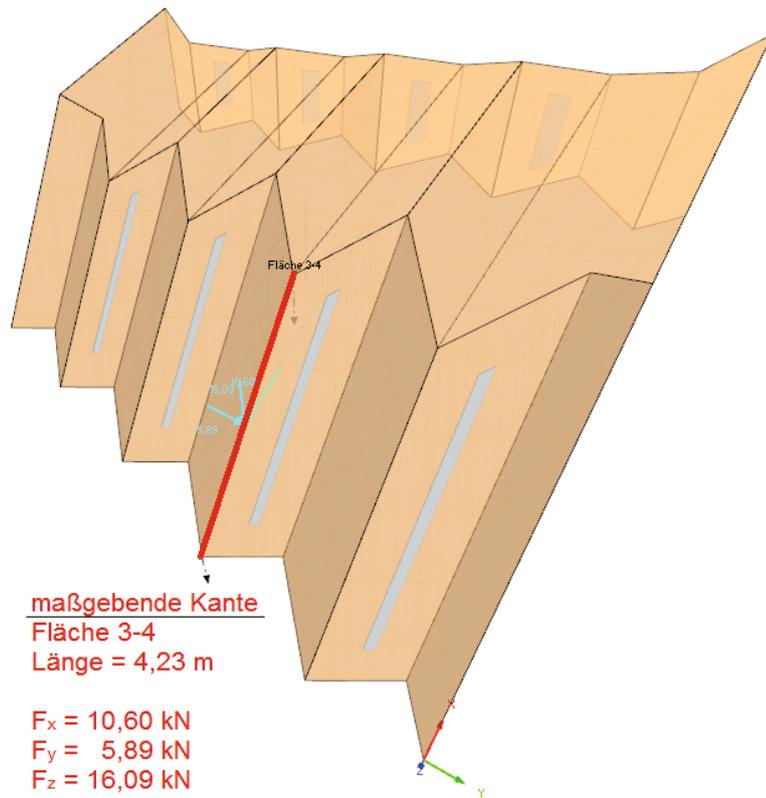
### 4-3.2.3 Variante 2: Erstellen von benutzerdefinierten Schnitten zum Auslesen der Verbindungskräfte

Eine weitere Möglichkeit zum Auslesen von Kantenschnittgrößen besteht darin, einen benutzerdefinierten Schnitt durch ausgewählte Punkte zu legen. In Abbildung 4.41 werden die gewählten Randpunkte des Schnittes und ein Überblick über den Verlauf des benutzerdefinierten Schnittes entlang der Kante VIII dargestellt.



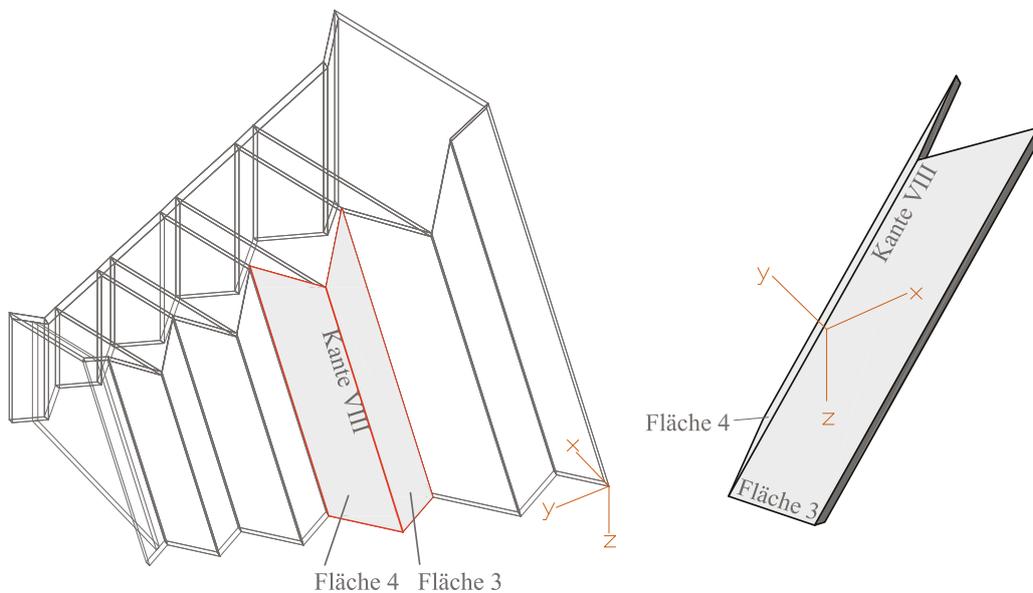
*Abbildung 4.41: Überblick über die Schnittdefinition inkl. den gewählten Randpunkten des Schnittes für die Kante VIII*

Die resultierenden Kräfte des Schnittes (Abbildung 4.42) in die globale x-, y-, z-Richtung können mit Hilfe einer Koordinatentransformation in die gewünschte Richtung umgerechnet werden. Bei der Definition des Schnittes darf diese nicht über die Begrenzungslinien der Flächen sondern über zwei ausgewählte Punkte erfolgen. Ansonsten wären die globalen Kräfte doppelt so groß, da die Interpolation von beiden Flächenseiten passiert.



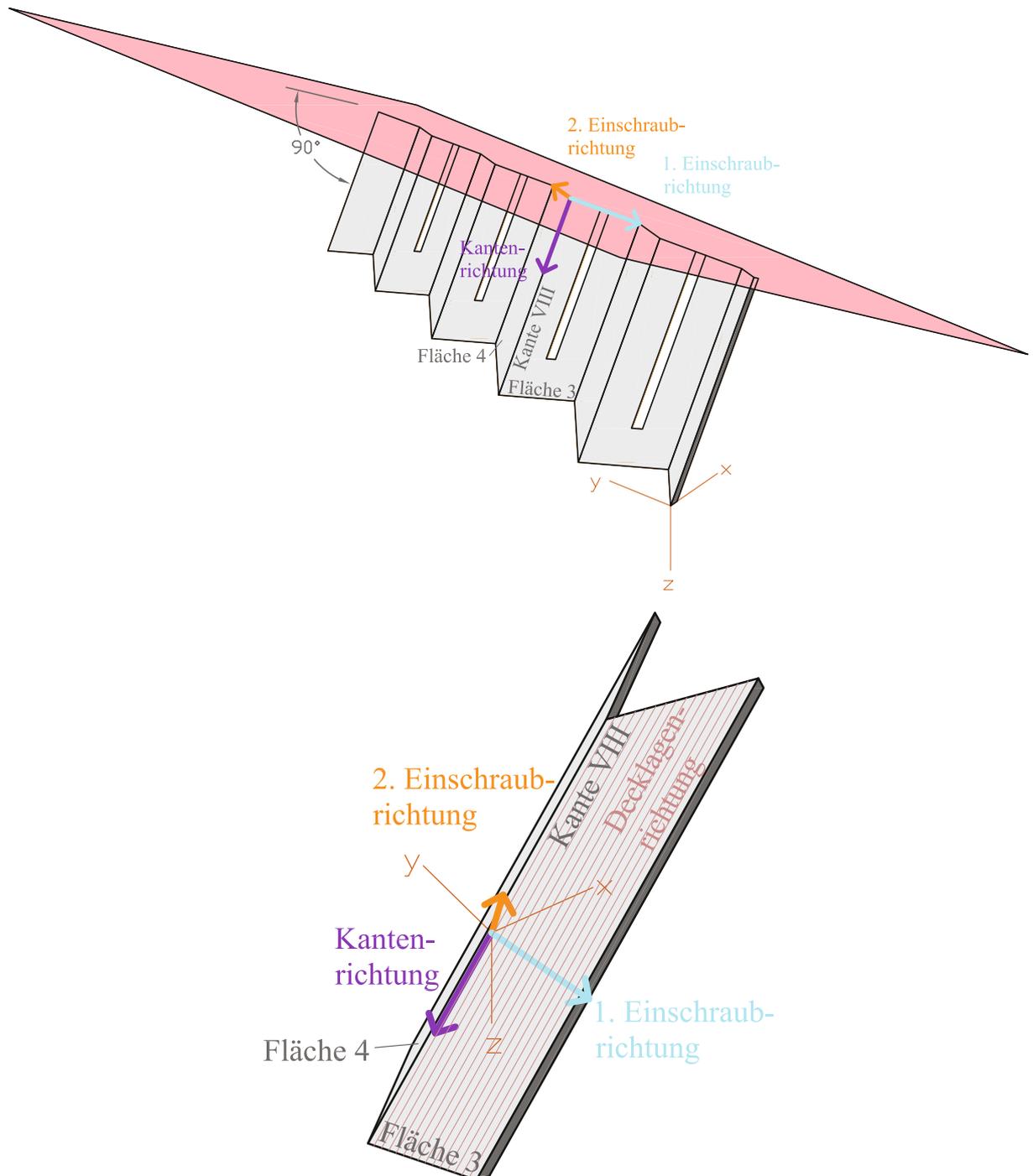
**Abbildung 4.42: benutzerdefinierter Schnitt durch die maßgebende Kante inkl. den resultierenden Kantenkräften in globale x-, y- und z-Richtung**

Im nachstehenden Absatz wird die Koordinatentransformation anhand der Fläche 3 und Fläche 4 (siehe Abbildung 4.43) grafisch erläutert.



**Abbildung 4.43: Übersicht über die, zur grafischen Erläuterung herangezogenen, Flächen**

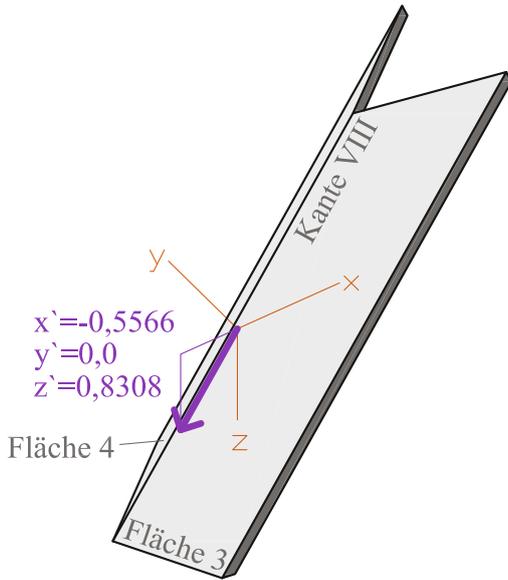
Im ersten Schritt werden die Einschraubrichtungen der Verbindungsmittel festgelegt. Diese werden parallel zur Oberfläche, in Querschnittsmitte und normal zur Falllinie eingeschraubt (siehe Abbildung 4.44).



**Abbildung 4.44: Festlegung der Einschraubrichtungen für die Kante VIII, oben: mit Hilfe einer Schnittebene, unten: an den Falterwerksflächen**

Mit Hilfe des AutoCAD-Modells [1] der Architekten [48] können die Normalvektoren, der zuvor festgelegten Einschraubrichtungen, ermittelt werden (siehe Abbildung 4.45, Abbildung 4.46)

Normalvektoren in Kantenrichtung



Normalvektoren  
1. Einschraubrichtung

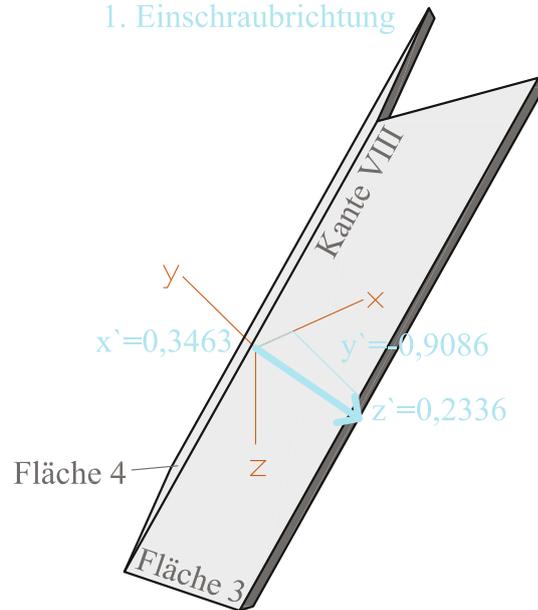
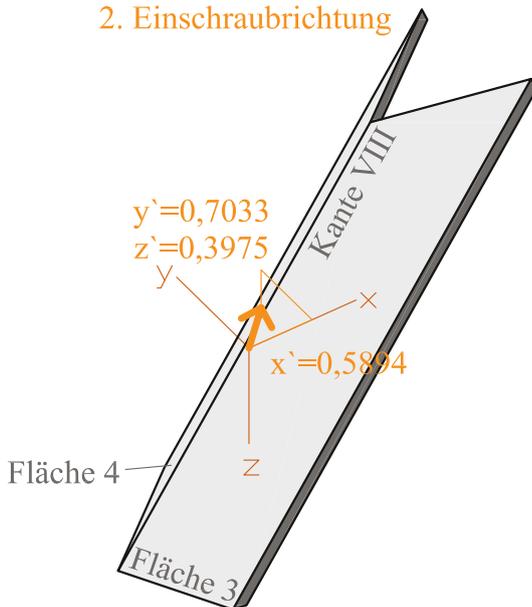
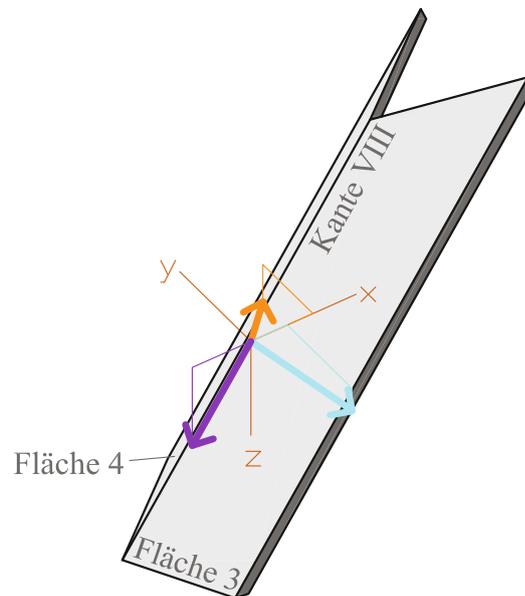


Abbildung 4.45: li.: Normalvektoren in Kantenrichtung, re.: Normalvektoren für die 1. Einschraubrichtung, beide für Kante VIII

Normalvektoren  
2. Einschraubrichtung



Übersicht Normalvektoren



Normalvektoren für Kante VIII  
 $x' = -0,5566$   $x' = 0,3463$   $x' = 0,5894$   
 $y' = 0,0000$   $y' = -0,9086$   $y' = 0,7033$   
 $z' = 0,8308$   $z' = 0,2336$   $z' = 0,3975$

Abbildung 4.46: li.: Normalvektoren für die 2. Einschraubrichtung, re.: Zusammenfassung aller Normalvektoren für Kante VIII

Die ermittelten Normalvektoren (vgl. Abbildung 4.46, rechts) für die globalen x-, y- und z-Richtungen lauten in Matrizenschreibweise wie folgt:

$$\vec{N} = \begin{bmatrix} n_{x,Kante} & n_{x,1.ESR} & n_{x,2.ESR} \\ n_{y,Kante} & n_{y,1.ESR} & n_{y,2.ESR} \\ n_{z,Kante} & n_{z,1.ESR} & n_{z,2.ESR} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,5566 & 0,3463 & 0,5894 \\ 0,0000 & -0,9086 & 0,7033 \\ 0,8308 & 0,2336 & 0,3975 \end{bmatrix}$$

Der Belastungsvektor, geschrieben in Spaltenform, wird aus dem FE-Programm mittels benutzerdefinierter Schnittführung ausgelesen (Abbildung 4.42). Dabei handelt es sich um globale, resultierende Kräfte, bezogen auf die gesamte Kantenlänge.

$$\vec{F}_{ULS,global,x,y,z} = \begin{bmatrix} F_{x,global} \\ F_{y,global} \\ F_{z,global} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -10,60 \\ -5,89 \\ 16,09 \end{bmatrix} \text{ [kN]}$$

Für die Kräfte in Kanten- bzw. Einschraubrichtungen wird der folgende Ansatz gewählt: Die gesuchten Kräfte  $F_{lokal}$  multipliziert mit den Normalvektoren der Kanten- und Einschraubrichtungen muss dieselbe resultierende Kraft wie in der globalen Betrachtung ergeben (vgl. Abbildung 4.48).

$$\vec{R}_{ULS,global,x,y,z} = \vec{R}_{lokal} = \vec{R} \quad (4.20)$$

Der Ansatz lässt sich wie folgt anschreiben:

$$F_{Kante} \cdot \vec{n}_{Kante} + F_{1.ESR} \cdot \vec{n}_{1.ESR} + F_{2.ESR} \cdot \vec{n}_{2.ESR} = \vec{F}_{ULS,global,x,y,z} \quad (4.21)$$

In Matrizenschreibweise ausgedrückt:

$$\begin{bmatrix} n_{x,Kante} & n_{x,1.ESR} & n_{x,2.ESR} \\ n_{y,Kante} & n_{y,1.ESR} & n_{y,2.ESR} \\ n_{z,Kante} & n_{z,1.ESR} & n_{z,2.ESR} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} F_{x,lokal} \\ F_{y,lokal} \\ F_{z,lokal} \end{bmatrix} = \vec{F}_{ULS,global,x,y,z} \quad (4.22)$$

$$\text{bzw. } \vec{N} \cdot \vec{F}_{lokal} = \vec{F}_{ULS,global,x,y,z}$$

Im nächsten Schritt wird die angeschriebene Matrix nach dem lokalen Kraftvektor umgeformt. Dadurch kommt es zur Multiplikation des globalen Belastungsvektors mit der inversen Matrix der Kanten- bzw. Einschraubrichtungen.

$$\vec{F}_{lokal} = \vec{N}^{-1} \cdot \vec{F}_{ULS,global,x,y,z} \quad (4.23)$$

Dadurch ergeben sich die Schraubenkräfte über die gesamte Kantenlänge für die jeweiligen Einschraubrichtungen.

$$\vec{F}_{lokal} = \begin{bmatrix} \text{Kantenrichtung} \\ 1. \text{Einschraubrichtung} \\ 2. \text{Einschraubrichtung} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,5592 & 0,0000 & 0,8291 \\ 0,6218 & -0,7565 & 0,4166 \\ 0,8033 & 0,4445 & 0,5382 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} -10,60 \\ -5,89 \\ 16,09 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 19,27 \\ 4,57 \\ -2,47 \end{bmatrix} \text{ [kN]}$$

Die Matrixmultiplikation wurde mit der Software Microsoft Excel durchgeführt und wird hier nicht explizit dargestellt.

$$\vec{F}_{\text{lokal}} = \begin{bmatrix} \text{Kantenrichtung} \\ 1. \text{Einschraubrichtung} \\ 2. \text{Einschraubrichtung} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 19,27 \\ 4,57 \\ -2,47 \end{bmatrix} \text{ [kN]}$$

Eine grafische Übersicht der Kräfte vor und nach der Transformation ist in Abbildung 4.47 dargestellt.

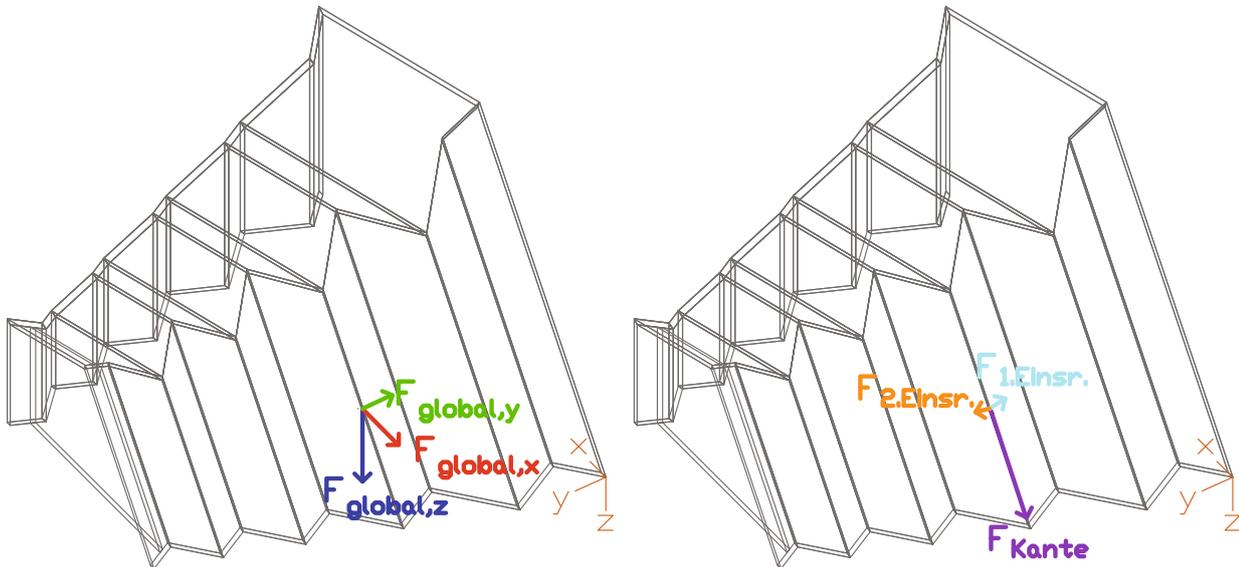


Abbildung 4.47: li: Kräfte in globale x-, y- und z-Richtung (vor Transformation), re.: Kräfte nach Transformation in die gewünschten Einschraubrichtungen

Mit Hilfe der resultierenden Kräfte in globale als auch lokale Richtungen kann die Transformation überprüft werden (siehe Abbildung 4.48).

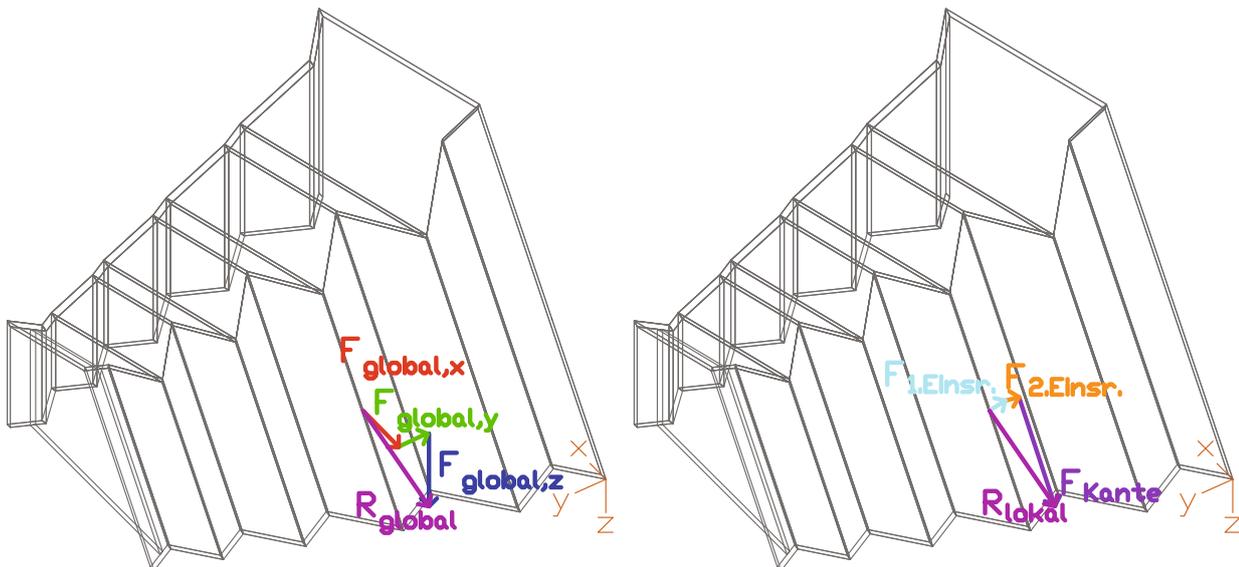


Abbildung 4.48: resultierende Kräfte in die globale als auch lokale Richtung

Im Vergleich zur Methode 1 (Auslesen der Kantenschnittgrößen über Ergebnisverläufe, siehe Abschnitt 4-3.2.2) können bei dieser Methode die resultierenden Kräfte bezogen auf die gesamte Kantenlänge anhand eines benutzerdefinierten Schnittes ausgelesen werden. Bei der Variante 1 können die Kantenschubkräfte ohne weitere Aufbereitung zur Dimensionierung der Verbindungsmittel herangezogen werden. Für die weiteren Kräfte muss auch hier eine Koordinatentransformation durchgeführt werden. Bei den Ergebnisverläufen sind einerseits die Resultate schwer nachzuvollziehen und andererseits müssen Überlegungen im Hinblick auf die Handhabung mit Spannungsspitzen getroffen werden. Bei der Variante 2 muss auf die Definition der Schnittführung geachtet werden. Diese muss über ausgewählte Punkte erfolgen. Die Kräfte in Kantenrichtungen lassen sich für beide Varianten vergleichen, so stehen sich  $F_{v_k,1}$  mit rund 26 kN zu  $F_{v_k,2}$  mit rund 19 kN gegenüber.

Die Variante 2 (Erstellen von benutzerdefinierten Schnitten zum Auslesen der Verbindungskräfte) wird für die Bemessung und Dimensionierung der Verbindungsmittel bevorzugt.

#### 4-3.2.4 Vergleich der Kantenschnittgrößen zwischen Berechnungsmodell 1 und Berechnungsmodell 2

Um die Kantenschnittgrößen bei dem Berechnungsmodell 2 zu erhalten, werden die Bemessungsschnittgrößen der Verbindungsstäbe unter der Lastfallkombination „ULS“ (siehe 4-2.5.2) ausgelesen und aufsummiert. Bei den Schnittgrößen handelt es sich um die Querkräfte  $V_y$  und  $V_z$  sowie die Normalkraft  $N$ . Die Schnittgrößen beziehen sich auf das lokale Koordinatensystem des Stabes. In Abbildung 4.49 ist das lokale Koordinatensystem der Verbindungsstäbe dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass es sich bei der Querkraft  $V_y$  um die globalen Kantenkräfte in  $x$ - Richtung und bei den Querkräften  $V_z$  um die globalen Kantenkräfte in  $z$ -Richtung handelt.

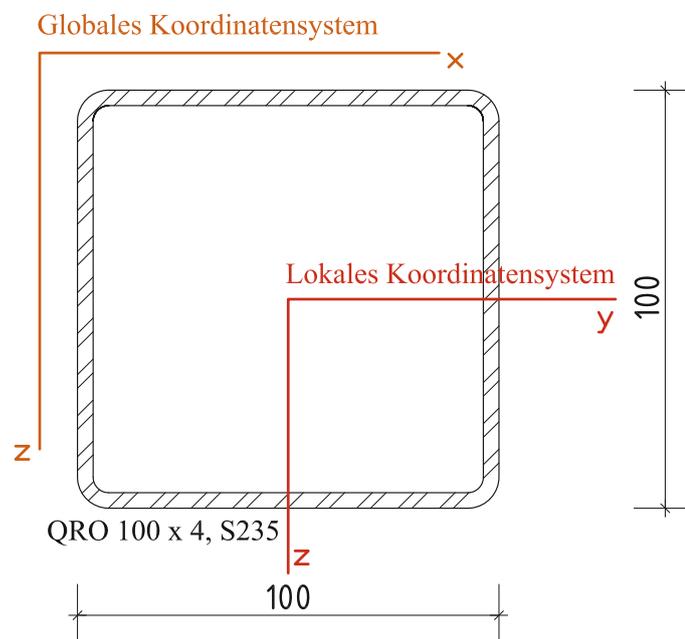


Abbildung 4.49: Übersicht über das Koordinatensystem des Stabes

In den nachstehenden Abbildungen (Abbildung 4.50 bis Abbildung 4.52) werden die angesprochenen Schnittgrößen für die Kante VIII dargestellt.

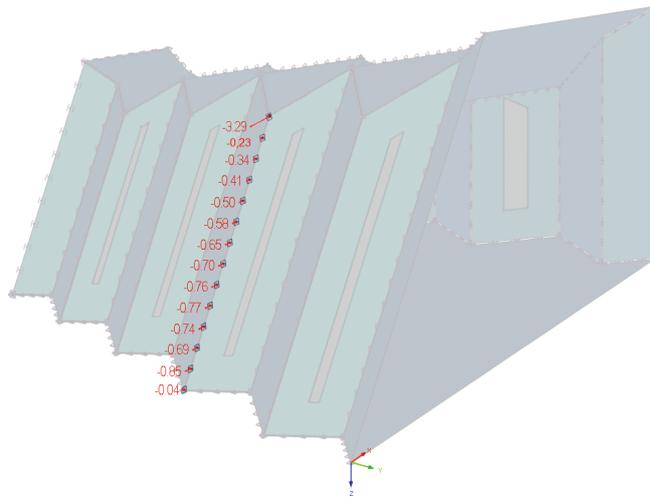


Abbildung 4.50: Stabschnittgrößen Querkraft  $V_y$ , für Kante VIII

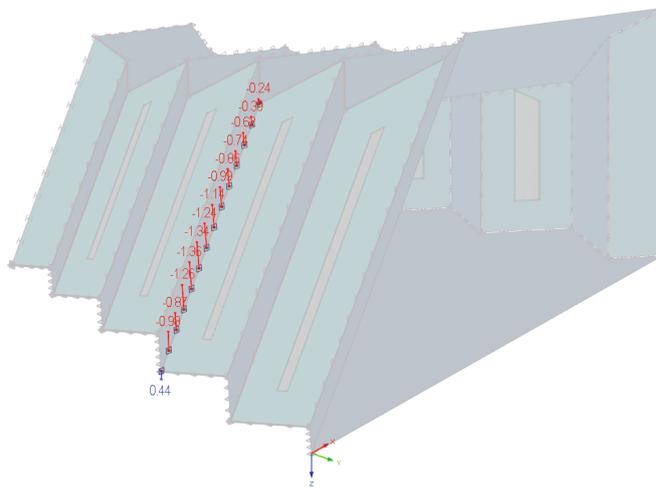


Abbildung 4.51: Stabschnittgrößen Querkraft  $V_z$  für Kante VIII

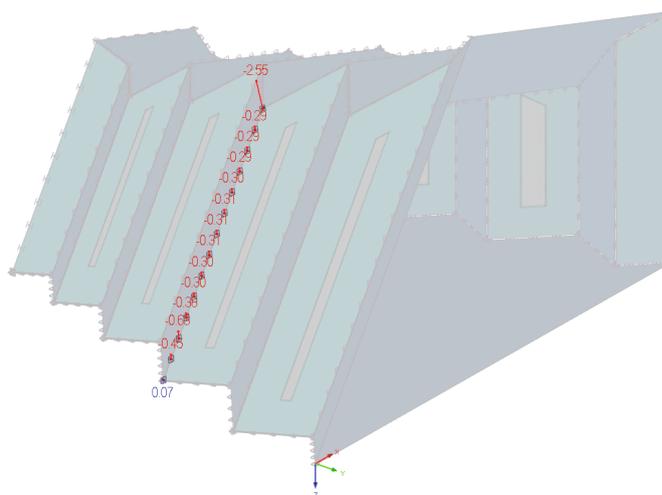


Abbildung 4.52: Stabschnittgrößen Normalkraft  $N$  für Kante VIII

In Tabelle 4.9 werden die Bemessungsschnittgrößen der einzelnen Verbindungsstäbe des Berechnungsmodells 2 tabellarisch aufgelistet und aufsummiert.

**Tabelle 4.9: Bemessungsschnittgrößen der Verbindungsstäbe für Kante VIII**

Stab i	V <sub>y</sub>	V <sub>z</sub>	N
	[kN]	[kN]	[kN]
1	3,29	0,24	2,55
2	0,23	0,39	0,29
3	0,34	0,62	0,29
4	0,41	0,74	0,29
5	0,50	0,86	0,30
6	0,58	0,99	0,31
7	0,65	1,14	0,31
8	0,70	1,24	0,31
9	0,76	1,34	0,30
10	0,77	1,36	0,30
11	0,74	1,26	0,38
12	0,69	0,87	0,63
13	0,85	0,98	0,45
14	0,04	-0,44	-0,07
<b>Σ</b>	<b>10,55</b>	<b>11,59</b>	<b>6,64</b>

Der Vergleich zwischen dem Berechnungsmodell 1 und dem Berechnungsmodell 2 (vgl. Kapitel 4-3.1.1) erfolgt über die Resultierende der globalen Kräfte (siehe Gleichung 4.24) und wird in Tabelle 4.10 gegenübergestellt.

$$R_{KVIII} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2 + F_z^2} \quad (4.24)$$

Tabelle 4.10: Vergleich der Bemessungsschnittgrößen an Kante VIII

Berechnungsmodell 1		Berechnungsmodell 2		Differenz
	[kN]		[kN]	[%]
<b>F<sub>x</sub></b>	10,60	<b>V<sub>y</sub></b>	10,55	0,5
<b>F<sub>y</sub></b>	5,89	<b>N</b>	6,64	12,7
<b>F<sub>z</sub></b>	16,09	<b>V<sub>z</sub></b>	11,59	28,0
<b>R</b>	<b>20,15</b>	<b>R</b>	<b>17,02</b>	<b>15,5</b>

Berechnungsmodell 2 weist geringe Spannungsspitzen auf, aus diesem Grund ist die Resultierende der Schnittgrößen der Verbindungsstäbe um rund 16 % geringer als die resultierenden Kräfte des Schnitts bei Berechnungsmodell 1. Das Berechnungsmodell 2 ist nicht nur in der Modellierung viel aufwendiger als das Modell 1 sondern auch beim Auslesen der Kräfte. Durch größere Singularitäten im Berechnungsmodell 1 ergeben sich größere Kräfte. Dies hat zur Folge, dass die Dimensionierung der Verbindungsmittel auf der sichereren Seite liegt. Aus diesen Gründen wird für die Bemessung der Verbindungsmittel das Berechnungsmodell 1 herangezogen.

### 4-3.3 BEMESSUNG DER VERBINDUNG DER BRETTSPERRHOLZELEMENTE

Für den Nachweis der Verbindungsmittel ist vorab ein gewisser Theorie- bzw. Formel-Input notwendig, welcher nachfolgend kurz erläutert wird.

#### 4-3.3.1 Theorieinput – axiale Beanspruchung

[10], [29], [39], [44]

Bei Schrauben, die in Richtung der Schraubenachse beansprucht werden, können folgende Versagensarten auftreten:

- Versagen auf Herausziehen
- Kopfdurchziehen
- Versagen der Holzschraube (Stahlbruch)
- Versagen auf Hineindrücken

Auf eine genauere Definition der Versagensarten wird an dieser Stelle verzichtet. Diese können z. B. in [29], [39] und [44] nachgeschlagen werden.

#### **Axiale Tragfähigkeit auf Herausziehen**

Laut ETA-11/0190 [10] kann die Ausziehtragfähigkeit für eine Schraube mit einem Eindrehwinkel zur Faser von  $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$  nach Formel 4.25 ermittelt werden.

$$F_{ax,\alpha,Rk} = k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot \left( \frac{\rho_k}{350} \right)^{0,8} \quad (4.25)$$

$F_{ax,\alpha,Rk}$ ..... charakteristische Ausziehtragfähigkeit unter einem Winkel  $\alpha$  zur Faserrichtung [N]

$k_{ax}$ ..... Faktor zur Berücksichtigung des Winkels zwischen Faserrichtung und Schraubenachse

$$\text{mit:} \quad \begin{array}{ll} k_{ax} = 1,0 & \text{bei } 45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ \\ k_{ax} = 0,3 + \frac{0,7 \cdot \alpha}{45^\circ} & \text{bei } 0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ \end{array}$$

$f_{ax,k}$ ..... charakteristischer Ausziehparameter bei einer Rohdichte von  $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$  in  $[\text{N/mm}^2]$

$d$ ..... Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm]

$l_{ef}$ ..... Einbindetiefe der Schraube ins Holzbauteil [mm]

$\rho_k$ ..... charakteristische Rohdichte des Holzes  $[\text{kg/m}^3]$

## Kopfdurchziehtragfähigkeit

Nach ÖNORM EN 1995-1-1 [39] wird die Kopfdurchziehtragfähigkeit der Schraube nach Formel 4.26 wie folgt berechnet.

$$F_{head,\alpha,Rk} = f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left( \frac{\rho_k}{350} \right)^{0,8} \quad (4.26)$$

$F_{head,\alpha,Rk}$ ..... charakteristischer Durchzieh Widerstand unter einem Winkel  $\alpha \geq 30^\circ$  zur Faserrichtung [N]

$f_{head,k}$ ..... charakteristischer Durchziehparameter der Schraube [N/mm<sup>2</sup>]

$d_h$ ..... Durchmesser des Schraubenkopfes [mm]

$\rho_k$ ..... charakteristische Rohdichte des Holzes [kg/m<sup>3</sup>]

## Stahlbruch

In der ÖNORM EN 1995-1-1 wird der Stahlbruch der Schraube (reines Stahlversagen) mit dem nachstehenden Formelapparat (4.27) behandelt.

$$F_{t,Rk} = f_{tens,k} \quad (4.27)$$

$F_{t,Rk}$ ..... charakteristische Zugtragfähigkeit [N]

$f_{tens,k}$ ..... charakteristischer Zugwiderstand der Schraube [N]

## Beanspruchung auf Druck

Bei Schrauben die auf Druck beansprucht werden, gilt laut ETA-11/0190 [10] das Minimum aus dem Widerstand gegen Durchdrücken der Schraube durch das Holz und aus dem Widerstand der Schrauben gegen Knicken. Folgend sind die dazugehörigen Formeln für den Bemessungswert dargestellt.

$$F_{ax,Rd} = \min \left\{ f_{ax,d} \cdot d \cdot l_{ef}; \kappa_c \cdot N_{pl,d} \right\} \quad (4.28)$$

$f_{ax,k}$ ..... Bemessungswert der Ausziehtragfähigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$d$ ..... Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm]

$l_{ef}$ ..... Einbindetiefe der Schraube ins Holzbauteil [mm]

$\kappa_c$ ..... Knickbeiwert mit:

$$\begin{aligned} \kappa_c &= 1 && \text{für } \lambda_\kappa \leq 0,2 \\ \kappa_c &= \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_\kappa^2}} && \text{für } \lambda_\kappa > 0,2 \end{aligned} \quad (4.29)$$

$$k = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (\lambda_\kappa - 0,2) + \lambda_\kappa^2 \right]$$

$\lambda_\kappa$ ..... bezogene Schlankheit

$$\lambda_\kappa = \sqrt{\frac{N_{pl,k}}{N_{ki,k}}}$$

$N_{pl,k}$ ..... charakteristische, plastische Normalkrafttragfähigkeit bezogen auf den Kerndurchmesser

$$N_{pl,k} = \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} \cdot f_{y,k} \quad (4.30)$$

$d_1$ ..... Kerndurchmesser [mm]

$f_{y,k}$ ..... charakteristischer Wert der Streckgrenze [N/mm<sup>2</sup>]

$N_{ki,k}$ ..... charakteristische, ideal-elastische Knicklast [N]

$$N_{ki,k} = \sqrt{c_h \cdot E_s \cdot I_s} \quad (4.31)$$

$c_h$ ..... elastische Bettung der Schraube [N/mm<sup>2</sup>]

$$c_h = (0,19 + 0,012 \cdot d) \cdot \rho_k \cdot \left( \frac{90^\circ + \alpha}{180^\circ} \right)$$

$d$ ..... Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm]

$\rho_k$ ..... charakteristische Rohdichte des Holzes [kg/m<sup>3</sup>]

$\alpha$ ..... Winkel zwischen Faserrichtung und Schraubenachse,  $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

$E_s$ ..... E-Modul des Stahls, 210000 [N/mm<sup>2</sup>]

$I_s$ ..... Flächenträgheitsmoment,  $I_s = \frac{\pi \cdot d_1^4}{64}$  [mm<sup>4</sup>]

### 4-3.3.2 Theorieinput – rechtwinkelige Beanspruchung zur Schraubenachse

[10], [29], [39], [44]

Für Schrauben, die rechtwinkelig zur Schraubenachse beansprucht werden, können die Versagensmodi durch die Theorie von *Johansen* beschrieben werden. Die Formeln werden laut ÖNORM EN 1995-1-1 [39] angeführt und durch grafische Versagensschemen, lt. [44], zusätzlich unterstützt.

Die benötigte Lochleibungsfestigkeit wird mit der Formel 4.32 aus der ETA-11/0190 [10] berechnet:

$$f_{h,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (4.32)$$

$f_{h,k}$ ..... charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$\rho_k$ ..... charakteristische Rohdichte des Holzes [kg/m<sup>3</sup>]

$d$ ..... Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm]

$\alpha$ ..... Winkel zwischen Faserrichtung und Schraubenachse,  $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

Für die Lochleibungsfestigkeit, bei parallel zu den Lagen des Brettspertholzes eingedrehten Schrauben, kann folgende Formel (4.33), nach [10], angewendet werden:

$$f_{h,k} = 20 \cdot d^{-0,5} \quad (4.33)$$

$f_{h,k}$ ..... charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$d$ ..... Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm]

## Johansen Gleichungen für Holz-Holz- und Holzwerkstoff-Holz-Verbindungen

Für einschnittige Verbindungen können folgende Formeln, nach [44], herangezogen werden:

$$F_{v,a,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} (a) \\ (b) \\ (c) \\ (d) \\ (e) \\ (f) \end{array} \right. \quad (4.34)$$

$$F_{v,a,d} = f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d \quad (a)$$

$$F_{v,b,d} = f_{h,2,d} \cdot t_2 \cdot d \quad (b)$$

$$F_{v,c,d} = \frac{f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[ \sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rd}}{4} \quad (c)$$

$$F_{v,d,d} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rd}}{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rd}}{4} \quad (d)$$

$$F_{v,e,d} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,d} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rd}}{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rd}}{4} \quad (e)$$

$$F_{v,f,d} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rd} \cdot f_{h,1,d} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rd}}{4} \quad (f)$$

Zu den oben angeführten Formeln werden anschließend die Versagensmodi nach der Theorie von Johansen [44] abgebildet (siehe Abbildung 4.53).



**Abbildung 4.53: Versagensmodi nach Theorie von Johansen für Holz-Holz- und Holzwerkstoff-Holz-Verbindungen [44]**

### 4-3.3.3 Theorieinput – kombinierte Beanspruchung

[39]

Bei kombinierter Beanspruchung der Schrauben wird die Formel 4.35, laut ÖNORM EN 1995-1-1 [39], herangezogen.

$$\left( \frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (4.35)$$

$F_{ax,Ed}$ ..... Bemessungswert der Einwirkungen bei Lasten in Richtung der Schraubenachse [N]

$F_{ax,Rd}$ ..... Bemessungswert der Tragfähigkeit bei Lasten in Richtung der Schraubenachse [N]

$F_{v,Ed}$ ..... Bemessungswert der Einwirkungen bei Lasten quer zur Schraubenachse [N]

$F_{v,Rd}$ ..... Bemessungswert der Tragfähigkeit bei Lasten quer zur Schraubenachse [N]

### 4-3.3.4 Bemessung der Verbindungsmittel

Die Faltwerksränder werden mit Schraubenkreuzen verschraubt. Die maßgebende Lastabtragung erfolgt einerseits über Schub in Kantenrichtung und andererseits über eine axiale Beanspruchung der Schrauben.

Für die Schrauben werden Vollgewindeschrauben mit einem Nenndurchmesser von 8 mm und einer Schraubenlänge von 200 mm der Firma Würth [10] herangezogen.

Für die Bestimmung der Anzahl der Schraubenkreuze wird vorab die Leistung einer Schraube berechnet. Im nächsten Schritt erfolgt die Ermittlung der Anzahl an Schrauben für jede Schnittkante getrennt. Folglich kann die Anzahl an Schraubenkreuzen berechnet werden. Die dazugehörigen Formelapparate werden unter Kapitel 4-3.3.1 bis 4-3.3.3 angeführt. In der nachstehenden Tabelle 4.11 werden kurz die wichtigen Parameter aus der ETA-11/0190 [10] aufgelistet.

*Tabelle 4.11: Technische Daten der Vollgewinde-Holzbauschrauben, vgl. ETA-11/0190 [10]*

Würth Assy plus VG Senkkopfschraube Ø 8 mm				
<b>Hersteller</b>	Würth	<b>Nenndurchmesser</b>	d	8 [mm]
<b>Zulassung</b>	ETA-11/0190 [10]	<b>Gewindedurchmesser</b>	d <sub>c</sub>	5,3 [mm]
<b>Typ</b>	Assy	<b>Kopfdurchmesser</b>	d <sub>h</sub>	15 [mm]
<b>Gewinde</b>	Vollgewinde	<b>char. Fließmoment</b>	M <sub>y,k</sub>	20 [Nm]
<b>Kopfform</b>	Senkkopf	<b>char. Zugtragfähigkeit</b>	f <sub>tens,k</sub>	20 [kN]
<b>Spitze</b>	Vollspitze	<b>char. Ausziehparameter</b>	f <sub>ax,k</sub>	11 [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Länge</b>	1 200 [mm]	<b>char. Kopfdurchziehparameter</b>	f <sub>head,k</sub>	13 [N/mm <sup>2</sup> ]

Die Eindrehlängen je Füge­teil können aus Abbildung 4.54 abgelesen werden.

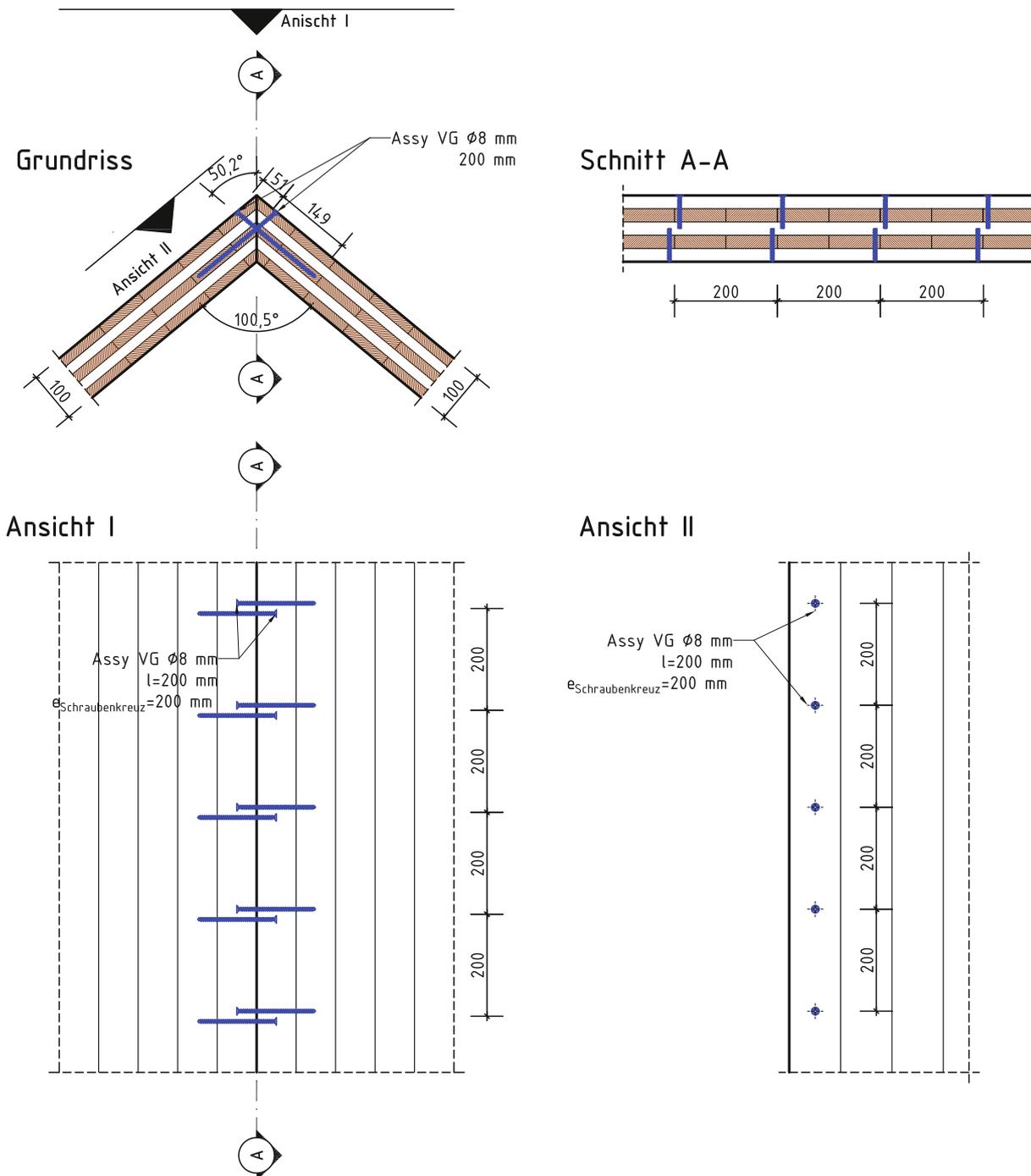


Abbildung 4.54: Grundriss, Schnitt und Ansicht für Kante VIII

### Beanspruchung rechtwinkelig zur Schraubenachse einer Schraube

Als erstes folgt die Berechnung der Tragfähigkeit einer Schraube bei rechtwinkliger Beanspruchung zur Schraubenachse.

$$f_{h,1,d} = \frac{0,082 \cdot 385 \cdot 8^{-0,3}}{2,5 \cdot \cos^2 90 + \sin^2 90} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 12,18 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$f_{h,2,d} = 20 \cdot 8^{-0,5} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 5,09 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$M_{y,d} = \frac{20000}{1,1} = 18181,8 \text{ [Nmm]}$$

$$\beta = \frac{5,09}{12,18} = 0,418 \text{ [-]}$$

Auf der sicheren Seite liegend wird in der nachfolgenden Berechnung der Seileffekt vernachlässigt.

$$F_{v,a,d} = 12,18 \cdot 50,8 \cdot 8 = 4950,33 \text{ [N]}$$

$$F_{v,b,d} = 5,09 \cdot 149,2 \cdot 8 = 6076,82 \text{ [N]}$$

$$F_{v,c,d} =$$

$$= \frac{12,18 \cdot 50,8 \cdot 8}{1 + 0,42} \cdot \left[ \sqrt{0,42 + 2 \cdot 0,42^2 \cdot \left[ 1 + \frac{149,2}{50,8} + \left( \frac{149,2}{50,8} \right)^2 \right] + 0,42^3 \left( \frac{149,2}{50,8} \right)^2} - 0,42 \left( 1 + \frac{149,2}{50,8} \right) \right] =$$

$$= 2395,78 \text{ [N]}$$

$$F_{v,d,d} = 1,05 \cdot \frac{12,18 \cdot 50,8 \cdot 8}{2 + 0,42} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot 0,42 \cdot (1 + 0,42) + \frac{4 \cdot 0,42 \cdot (2 + 0,42) \cdot 18181,8}{12,18 \cdot 8 \cdot 50,8^2}} - 0,42 \right] =$$

$$= 1632,93 \text{ [N]}$$

$$F_{v,e,d} = 1,05 \cdot \frac{12,18 \cdot 149,2 \cdot 8}{1 + 2 \cdot 0,42} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot 0,42^2 \cdot (1 + 0,42) + \frac{4 \cdot 0,42 \cdot (1 + 2 \cdot 0,42) \cdot 18181,8}{12,18 \cdot 8 \cdot 149,2^2}} - 0,42 \right] =$$

$$= 2406,97 \text{ [N]}$$

$$F_{v,f,d} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,42}{1 + 0,42}} \cdot \sqrt{2 \cdot 18181,8 \cdot 12,18 \cdot 8} = 1445,34 \text{ [N]}$$

$$F_{v,a,d,Schraubenkreuz} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4950,33 \\ 6076,82 \\ 2395,78 \\ 1632,93 \\ 2406,97 \\ 1445,34 \end{array} \right\} = 1445,34 \text{ [N]}$$

### Axiale Beanspruchung einer Schraube

Im nächsten Schritt wird der Widerstand einer Schraube bei axialer Beanspruchung errechnet. Die Formeln für die Tragfähigkeit der Schrauben sind in Kapitel 4-3.3.1 angeführt.

$$F_{ax,Kopf,Rd} = 1,0 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 50,8 \cdot \left( \frac{385}{350} \right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 3473,71 \text{ [N]}$$

$$F_{head,Rd} = 13 \cdot 15^2 \cdot \left( \frac{385}{350} \right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 2272,86 \text{ [N]}$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = 0,3 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 149,2 \cdot \left( \frac{385}{350} \right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 3060,69 \text{ [N]}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{20000}{1,1} = 18181,82 \text{ [N]}$$

$$F_{ax,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \left\{ \begin{array}{l} 3473,71 \\ 2272,86 \end{array} \right\} \\ 3060,69 \\ 18181,82 \end{array} \right\} = 3060,69 \text{ [N]}$$

### Bestimmung der Anzahl der Schraubenkreuze

Die globalen Kräfte werden mit der Variante 2 - Setzen eines benutzerdefinierten Schnittes (siehe dazu Kapitel 4-3.2.3) ermittelt. Mit Hilfe der Koordinatentransformation kann der folgende Belastungsvektor  $\vec{F}_{\text{lokal}}$  und die damit verbundene Schraubenanzahl bestimmt werden.

$$\vec{F}_{\text{lokal}} = \begin{bmatrix} \text{Kantenrichtung} \\ 1. \text{Einschraubrichtung} \\ 2. \text{Einschraubrichtung} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 19,27 \\ 4,57 \\ 2,47 \end{bmatrix} \text{ [kN]}$$

In Abbildung 4.55 werden die Kräfte an beiden Schnittufern der Kante VIII dargestellt.

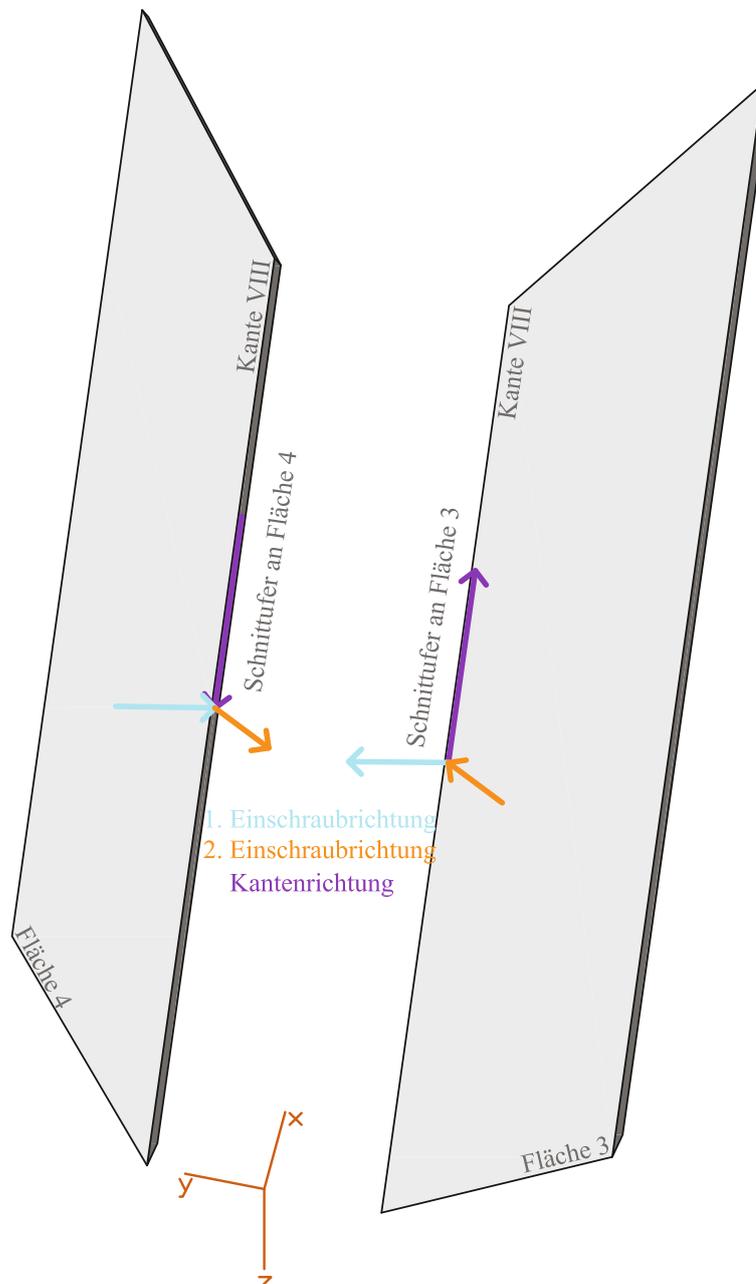


Abbildung 4.55: Schnittufer an Kante VIII – Übersicht der angreifenden Kräfte

Für die Bestimmung der Anzahl der Schrauben wird vorab jede Schnittuferseite für sich getrennt betrachtet und daraus die Anzahl der Schraubenkreuze bestimmt. Die Kantenschnittgrößen müssen von jeder Schnittuferseite aufgenommen werden können.

### Schnittufer zur 1. Einschraubrichtung

Zu Beginn wird die 1. Einschraubrichtung betrachtet. Die Schraube, eingeschraubt in Fläche 3, (siehe Abbildung 4.44) wird sowohl in Schraubenachse als auch im rechten Winkel zur Schraubenachse beansprucht. Die angreifenden Kräfte können aus dem Belastungsvektor  $F_{\text{lokal}}$  entnommen werden und sind in Abbildung 4.56 dargestellt.

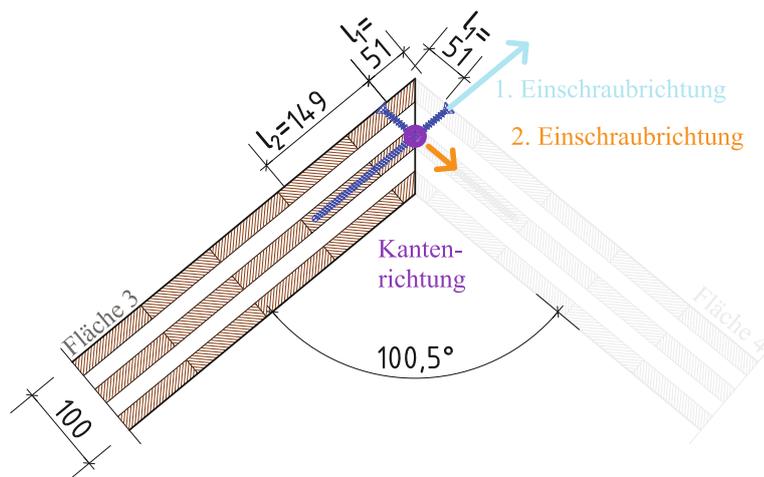


Abbildung 4.56: Kräfte an Schnittufer zu Fläche 3 – 1. Einschraubrichtung

Für die Schraube, eingeschraubt in Fläche 3, sind alle Komponenten bekannt. Somit kann die Bestimmung der Anzahl der Schrauben mit Hilfe der Formel 4.35 errechnet werden.

$$\left( \frac{4,57}{3,06 \cdot n} \right)^2 + \left( \frac{19,27}{1,44 \cdot n} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\rightarrow n = 13,47 \text{ [Stk.]} \rightarrow n = 14 \text{ [Stk.]}$$

Die zweite Schraube, welche in die 2. Einschraubrichtung beansprucht wird, muss die Kraft von  $F_{2,\text{Einsr}} = 2,47 \text{ kN}$  übernehmen und über eine Einschraublänge von  $l_1 = 50,8 \text{ mm}$  in Fläche 3 abtragen. Die grafische Übersicht ist in Abbildung 4.56 dargestellt. Die zuvor ermittelten Tragfähigkeiten für eine axiale Beanspruchung können hier eingesetzt werden. Die Tragfähigkeit beschränkt sich dabei auf das axiale Herausziehen in Fläche 3, das Kopfdurchziehen und den Stahlbruch.

$$F_{ax,Rd} = \min \left\{ \max \left\{ \begin{array}{l} 3473,71 \\ 2272,86 \end{array} \right\}, 18181,82 \right\} = 3473,71 \text{ [N]}$$

Mit der errechneten Schraubenkraft kann die Anzahl der Schrauben in die 2. Einschraubrichtung am Schnittufer der Fläche 3 bestimmt werden.

$$\frac{2,47}{3,47 \cdot n} \leq 1,0$$

$$\rightarrow n = 1 \text{ [Stk.]}$$

### Schnittufer zur 2. Einschraubrichtung

Im nächsten Schritt erfolgt die Ermittlung der Schraubenanzahl an dem Schnittufer der Fläche 4. Dafür werden die Kräfte in Kantenrichtung und die Kräfte für die 2. Einschraubrichtung (siehe Abbildung 4.57) aus dem Belastungsvektor  $F_{\text{lokal}}$  entnommen und in die Gleichung 4.35 eingesetzt.

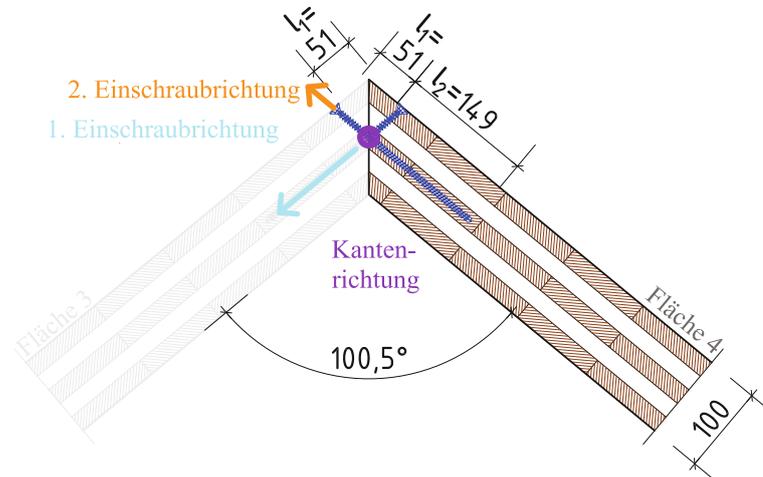


Abbildung 4.57: Kräfte an Schnittufer zu Fläche 4 – 2. Einschraubrichtung

$$\left( \frac{2,47}{3,06 \cdot n} \right)^2 + \left( \frac{19,27}{1,44 \cdot n} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\rightarrow n = 13,41 \text{ [Stk.]} \rightarrow n = 14 \text{ [Stk.]}$$

Für die Schraube, welche aus der 1. Einschraubrichtung beansprucht wird, muss auch an diesem Schnittufer auf die axiale Komponente bemessen werden. Durch die geometrische Übereinstimmung beider Schrauben kann auch hier der zuvor ermittelte Bemessungswert für die axiale Beanspruchung zur Ermittlung der Schraubenanzahl herangezogen werden.

$$\frac{4,57}{3,47 \cdot n} \leq 1,0$$

$$\rightarrow n = 1,32 \text{ [Stk.]} \rightarrow n = 2 \text{ [Stk.]}$$

Die maximale Stückanzahl an Schrauben (hier 14 Stück) wird für die Abtragung der angreifenden Lasten  $F_{\text{lokal}}$  mindestens benötigt.

### Anzahl der Schrauben

Für die Kante VIII werden mindestens 14 Schraubenkreuze benötigt, um die angreifenden Kräfte in beide Falterwerksplatten verankern zu können. 14 Schraubenkreuze ergeben einen Schraubenabstand von  $e = 30$  cm, allerdings wird auch hier ein Mindestabstand der Schraubenkreuze von 20 cm gewählt. Mit dem gewählten Abstand ergeben sich bei dieser Variante 21 Schraubenkreuze mit einem Ausnutzungsgrad von rund 41 %. Werden alle Kanten mit Schraubenkreuzen im Abstand von 20 cm versehen, kommen rund 1126 Stück Schrauben (563 Stück Schraubenkreuze) zur Anwendung.

### 4-3.4 BEMESSUNG SOCKELDETAIL

Für den Sockelbereich werden zwei Varianten behandelt. Bei Variante 1 erfolgt die Kraftübertragung ausschließlich über Vollgewindeschrauben, die kreuzweise angeordnet werden. Der Grundgedanke bei Variante 2 (siehe Abschnitt 4-3.4.4) ist, dass die angreifenden Kräfte in  $y$ -Richtung (entspricht parallel zur Pavillonlängsseite) über die Verzahnungen der Brettsperreholzelemente, welche zwischen Falterkante und Bühnenbodenkante hergestellt werden, abgetragen werden. Die horizontalen Kräfte in die positive und negative  $x$ -Richtung (entspricht normal zur Pavillonlängsseite) werden mittels Vollgewindeschrauben aufgenommen.

Die Detailausbildung wurde vorab graphisch überlegt, um sich über den Einschraubwinkel und den damit verbundenen Platzbedarf fürs Eindrehen, klar zu werden.

Nachfolgend die Übersichtsskizzen und die Detaildarstellung beider Sockeltypen. Für die Schrauben werden Vollgewindeschrauben mit einem Nenndurchmesser von 8 mm und einer Schraubenlänge von 200 mm bzw. 180 mm der Firma Würth [10] verwendet.

Für die Dimensionierung des Schraubenkreuzes wird vorab die Tragfähigkeit jeder einzelnen Schraube bestimmt und im Anschluss auf die Tragfähigkeit des Schraubenkreuzes überführt. Die verwendeten Formeln für die Bestimmung der Tragfähigkeit der Schrauben bei axialer und lateraler Beanspruchung entstammen dem Theorieinput in Kapitel 4-3.3.1. Für eine genauere Information betreffend der Lagerungsbedingungen der zugehörigen „RFEM“-Modelle siehe Abschnitt 4-2.3, BC 5.

In Abbildung 4.58 ist eine Übersicht der Sockelbereiche dargestellt.

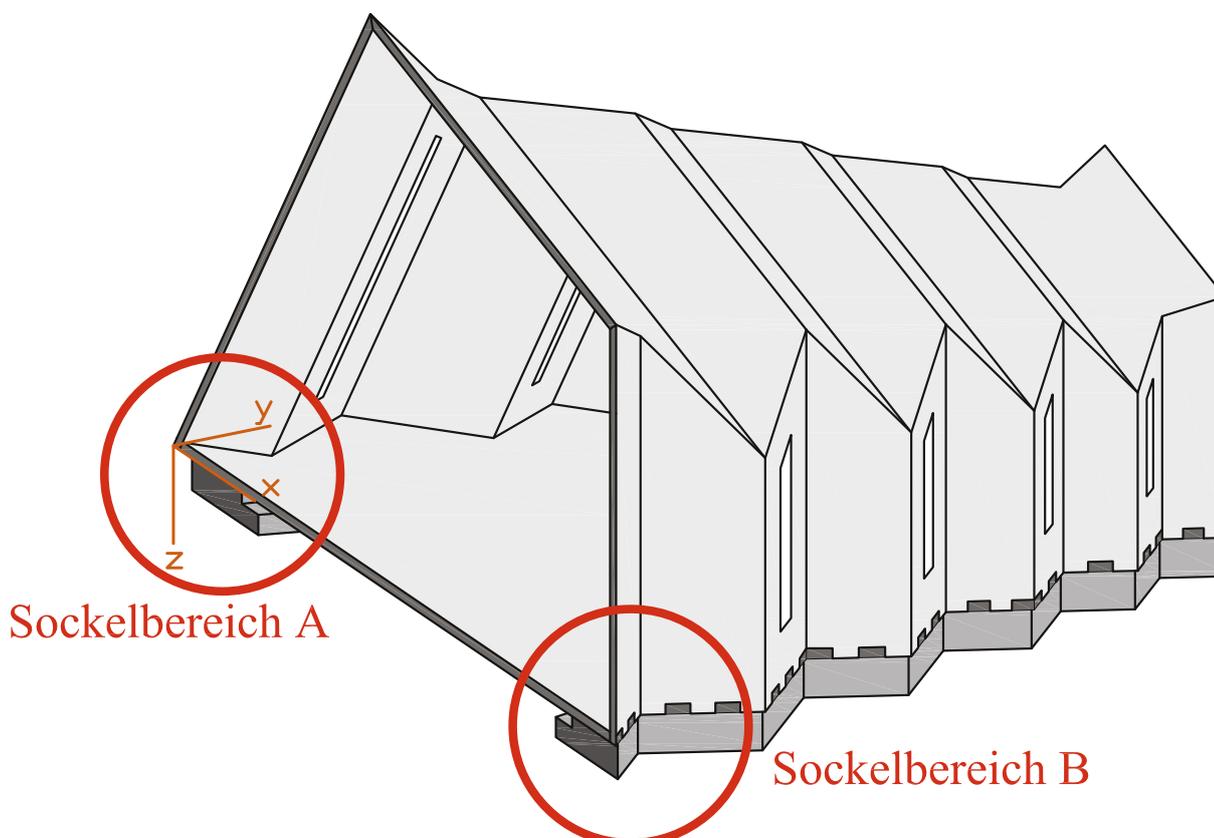


Abbildung 4.58: Übersichtsskizze zu den Sockelbereichen

### 4-3.4.1 Sockeldetail A

Das Sockeldetail A befindet sich im Anschlussbereich der schrägen Falterkante zum Bühnenboden (siehe Abbildung 4.58, Abbildung 4.59). In Abbildung 4.59 und Abbildung 4.60 ist ein graphischer Überblick dargestellt. Durch die begrenzte Einschraublänge, aufgrund des Stahlbetonfundaments, werden hier zwei unterschiedliche Schraubenlängen herangezogen.

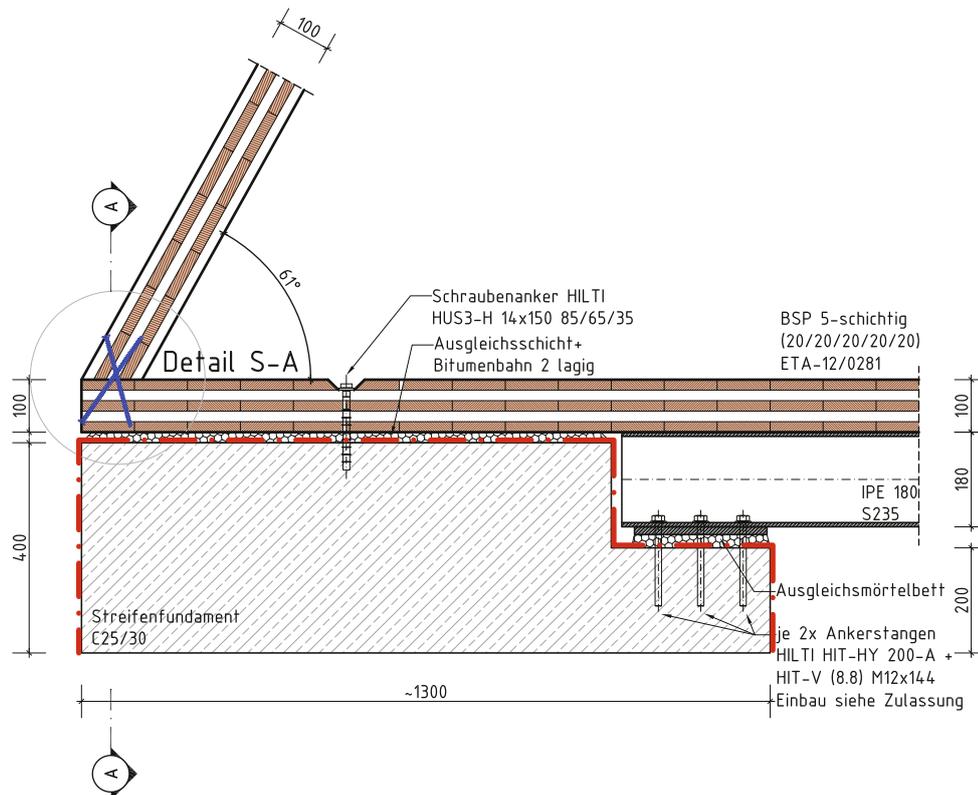


Abbildung 4.59: Übersichtsskizze Sockeldetail A

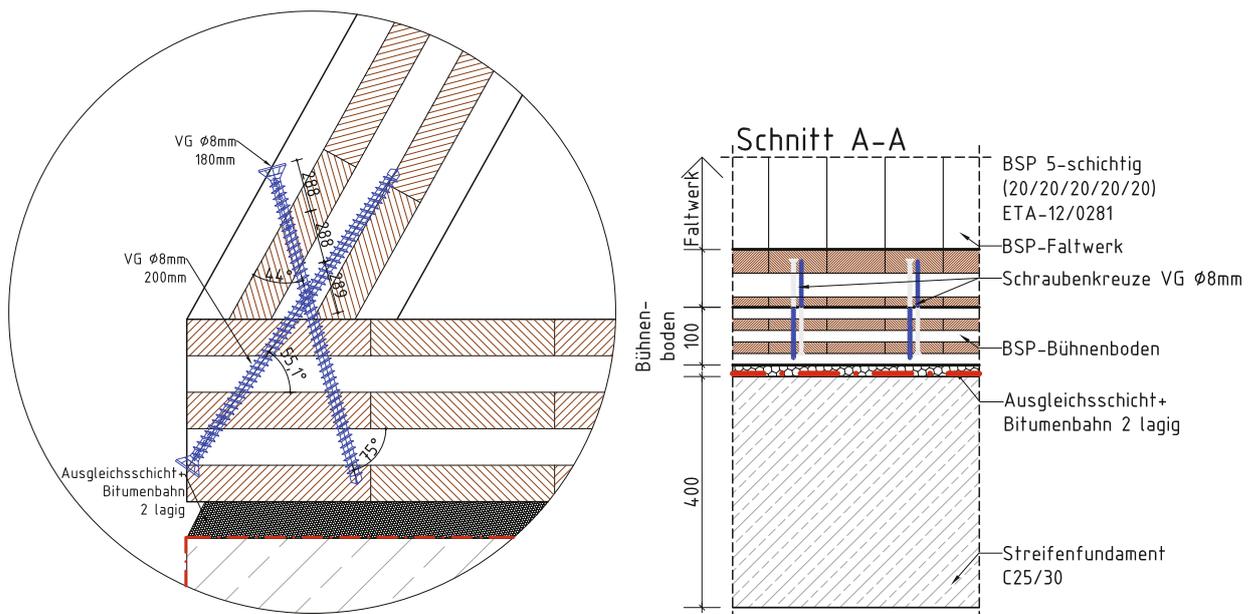


Abbildung 4.60: li.: Detailskizze Sockeldetail A, re.: Schnitt A-A, parallel zur Pavillonlängsseite

## Axiale Tragfähigkeit

### Schraube 1

Die Schraube 1 des Sockeldetails A wird mit einem Winkel von  $75^\circ$  (siehe Abbildung 4.60, links), zur Horizontalen, eingeschraubt und besitzt eine Gesamtlänge von 180 mm. In diesem Fall muss der Faktor, zur Berücksichtigung des Winkels zwischen Faserrichtung und Schraubenachse, über die Gesamtlänge gewichtet werden:

$$k_{ax} = \frac{\left[ \left( 0,3 + \frac{0,7 \cdot 44^\circ}{45^\circ} \right) \cdot 288 + 288 \cdot 1 + \left( 0,3 + \frac{0,7 \cdot 44^\circ}{45^\circ} \right) \cdot 288 \right]}{(288 + 288 + 288)} = 0,989$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = 0,989 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 86,47 \cdot \left( \frac{385}{350} \right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 5847 \text{ [N]}$$

$$F_{head,Rd} = 13 \cdot 15^2 \cdot \left( \frac{385}{350} \right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 2272,86 \text{ [N]}$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = 1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 93,53 \cdot \left( \frac{385}{350} \right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 6395 \text{ [N]}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{20000}{1,1} = 18181,82 \text{ [N]}$$

$$F_{ax,Schraube1,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \left\{ \begin{array}{l} 5847 \\ 2272,86 \end{array} \right\} \\ 6395 \\ 18181,82 \end{array} \right\} = 5847 \text{ [N]}$$

### Schraube 2

Schraube 2 besitzt eine Länge von 200 mm und wird unter einem Winkel von  $55^\circ$  (siehe Abbildung 4.60, links) eingedreht. Aufgrund des Winkels zum Bühnenboden ( $55^\circ$ ) ergibt sich  $k_{ax}$  mit 1,0, da größer  $45^\circ$ . Im Bereich der Falterkante wird im schlechtesten Fall genau in die Stirnseite geschraubt, in Folge dessen ergibt sich  $k_{ax}$  mit 0,3.

$$F_{ax,Kopf,Rd} = 1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 100 \cdot \left( \frac{385}{350} \right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 6838 \text{ [N]}$$

$$F_{head,Rd} = 13 \cdot 15^2 \cdot \left( \frac{385}{350} \right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 2272,86 \text{ [N]}$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = 0,3 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 100 \cdot \left( \frac{385}{350} \right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 2051,4 \text{ [N]}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{20000}{1,1} = 18181,82 \text{ [N]}$$

$$F_{ax,Schraube2,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \left\{ \begin{array}{l} 6838 \\ 2272,86 \end{array} \right\} \\ 2051,4 \\ 18181,82 \end{array} \right\} = 2051,4 \text{ [N]}$$

### **Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Schraubenkreuzes bei axialer Beanspruchung für Sockeldetail A**

Unter Berücksichtigung der Einschraubwinkel ergibt sich ein Bemessungswert der Tragfähigkeit in die horizontale Richtung von:

$$F_{ax,Rd} = 5,85 \cdot \cos(75) + 2,05 \cdot \cos(55) = 2,69 \text{ [kN]}$$

### Beanspruchung rechtwinkelig zur Schraubenachse eines Schraubenkreuzes

Bei der Bestimmung der Tragfähigkeit unter lateraler Beanspruchung wird zuvor die Tragfähigkeit eines Schraubenkreuzes berechnet. Dabei wird die Annahme getroffen, dass der Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung gleich null ist. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite, da die Lochleibungsfestigkeit bei  $0^\circ$  zur Faser geringer ist, als unter einem Winkel zur Faser.

$$f_{h,1,d} = \frac{0,082 \cdot 385 \cdot 8^{-0,3}}{2,5 \cdot \cos^2 0 + \sin^2 0} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 4,87 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$M_{y,d} = \frac{20000}{1,1} = 18181,8 \text{ [Nmm]}$$

$$\beta = \frac{4,87}{4,87} = 1 \text{ [-]}$$

Auf der sicheren Seite liegend wird in der nachfolgenden Berechnung der Seileffekt vernachlässigt.

$$F_{v,a,d} = 4,87 \cdot 100 \cdot 8 = 3897,89 \text{ [N]}$$

$$F_{v,b,d} = 4,87 \cdot 100 \cdot 8 = 3897,89 \text{ [N]}$$

$$F_{v,c,d} =$$

$$= \frac{4,87 \cdot 100 \cdot 8}{1+1} \cdot \left[ \sqrt{1+2 \cdot 1^2 \cdot \left[ 1 + \frac{100}{100} + \left( \frac{100}{100} \right)^2 \right]} + 1^3 \left( \frac{100}{100} \right)^2 - 1 \left( 1 + \frac{100}{100} \right) \right] =$$

$$= 1614,56 \text{ [N]}$$

$$F_{v,d,d} = 1,05 \cdot \frac{4,87 \cdot 100 \cdot 8}{2+1} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot 1 \cdot (1+1) + \frac{4 \cdot 1 \cdot (2+1) \cdot 18181,8}{4,87 \cdot 8 \cdot 100^2}} - 1 \right] =$$

$$= 1475,17 \text{ [N]}$$

$$F_{v,e,d} = 1,05 \cdot \frac{4,87 \cdot 100 \cdot 8}{1+2 \cdot 1} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot 1^2 \cdot (1+1) + \frac{4 \cdot 1 \cdot (1+2 \cdot 1) \cdot 18181,8}{4,87 \cdot 8 \cdot 100^2}} - 1 \right] =$$

$$= 1475,17 \text{ [N]}$$

$$F_{v,f,d} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 1}{1+1}} \cdot \sqrt{2 \cdot 18181,8 \cdot 4,87 \cdot 8} = 1190,55 \text{ [N]}$$

$$F_{v,a,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3897,89 \\ 3897,89 \\ 1614,56 \\ 1475,17 \\ 1475,17 \\ 1190,55 \end{array} \right\} = 1190,55 \text{ [N]}$$

### 4-3.4.2 Sockeldetail B

Im Anschlussbereich der geraden Falterkante zum Bühnenboden befindet sich das Sockeldetail B (vgl. Abbildung 4.58). Die Abbildungen (Abbildung 4.61, Abbildung 4.62) sollen einen Überblick über Schraubenlänge und Eindrehwinkel schaffen. Beide Schrauben besitzen einen Durchmesser von 8 mm und eine Schraubenlänge von 200 mm.

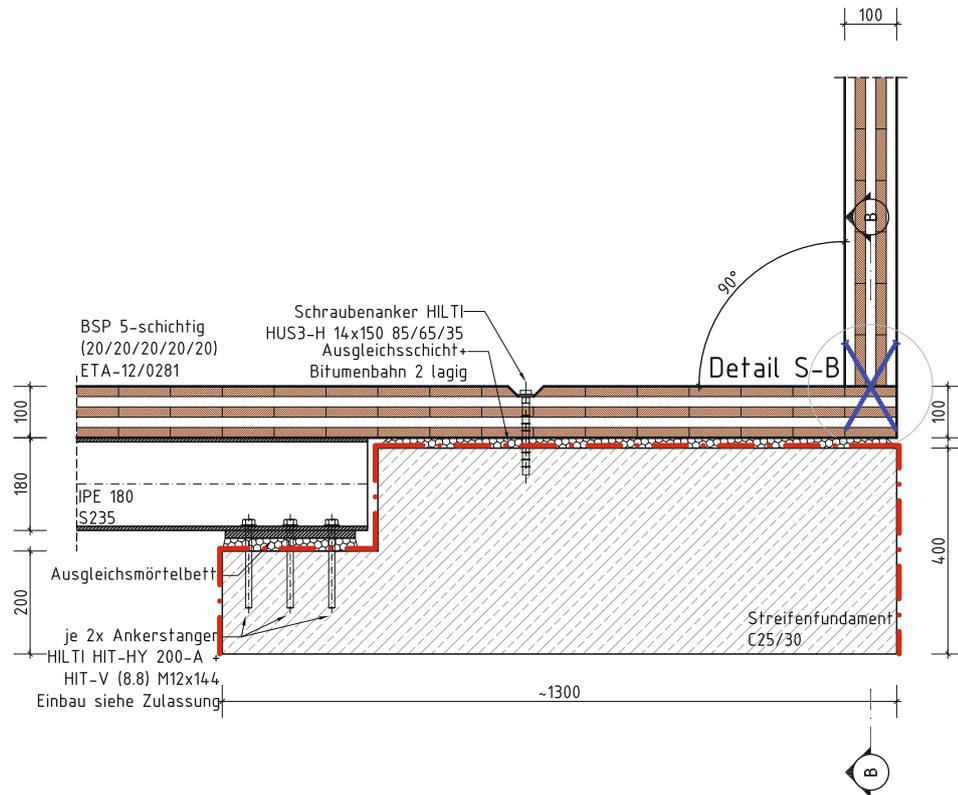


Abbildung 4.61: Übersichtsskizze Sockeldetail B

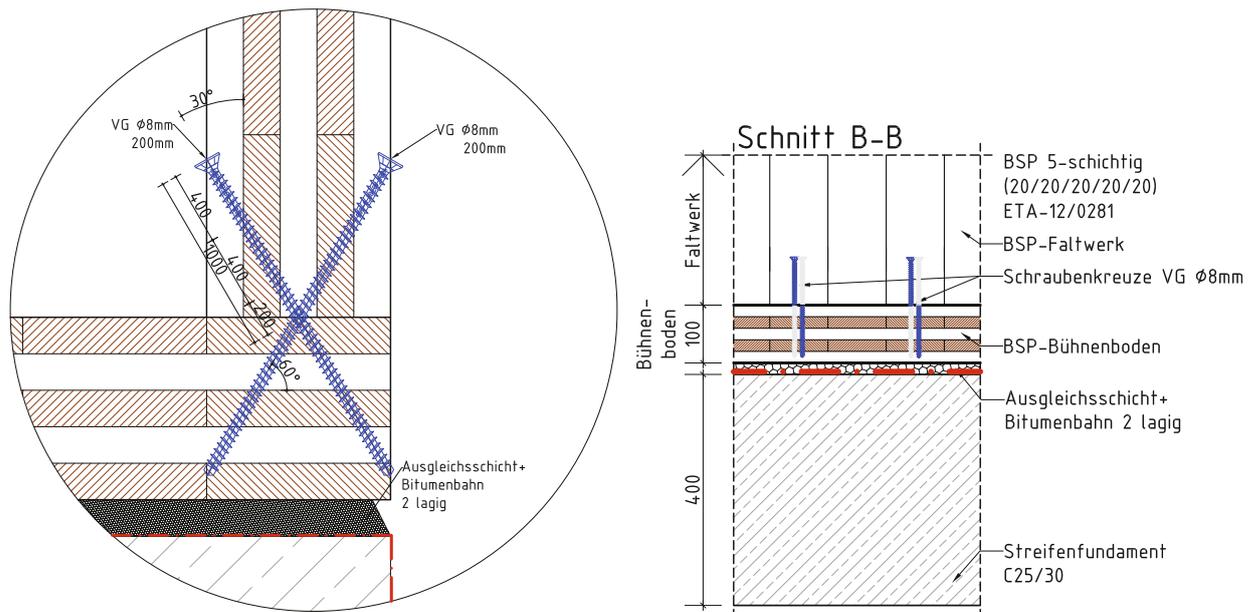


Abbildung 4.62: li.: Detailskizze Sockeldetail B, re.: Schnitt B-B, parallel zur Pavillonlängsseite

## Axiale Tragfähigkeit

### Schraube 1 und Schraube 2

Beide Schrauben des Sockeldetails B werden mit einem Winkel von  $60^\circ$  zur Horizontalen (siehe Abbildung 4.62, links), eingeschraubt. In diesem Zusammenhang muss der Faktor, zur Berücksichtigung des Winkels zwischen Faserrichtung und Schraubenachse ( $k_{ax}$ ), über die Gesamtlänge gewichtet werden.

$$k_{ax} = \frac{\left[ \left( 0,3 + \frac{0,7 \cdot 30^\circ}{45^\circ} \right) \cdot 400 + 400 \cdot 1 + \left( 0,3 + \frac{0,7 \cdot 30^\circ}{45^\circ} \right) \cdot 200 \right]}{(400 + 400 + 200)} = 0,86$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = 0,86 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 100 \cdot \left( \frac{385}{350} \right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 5880 \text{ [N]}$$

$$F_{head,Rd} = 13 \cdot 15^2 \cdot \left( \frac{385}{350} \right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 2272,86 \text{ [N]}$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = 1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 100 \cdot \left( \frac{385}{350} \right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 6838 \text{ [N]}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{20000}{1,1} = 18181,82 \text{ [N]}$$

$$F_{ax,Schraube1,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \left\{ \begin{array}{l} 5880 \\ 2272,86 \end{array} \right\} \\ 6838 \\ 18181,82 \end{array} \right\} = 5880 \text{ [N]}$$

### **Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Schraubenkreuzes bei axialer Beanspruchung für Sockeldetail B**

Unter Berücksichtigung des Einschraubwinkels von  $60^\circ$  ergibt sich ein Bemessungswert der Tragfähigkeit in die horizontale Richtung von:

$$F_{ax,Rd} = 2 \cdot 5,88 \cdot \cos(60) = 5,88 \text{ [kN]}$$

### **Beanspruchung rechtwinkelig zur Schraubenachse eines Schraubenkreuzes**

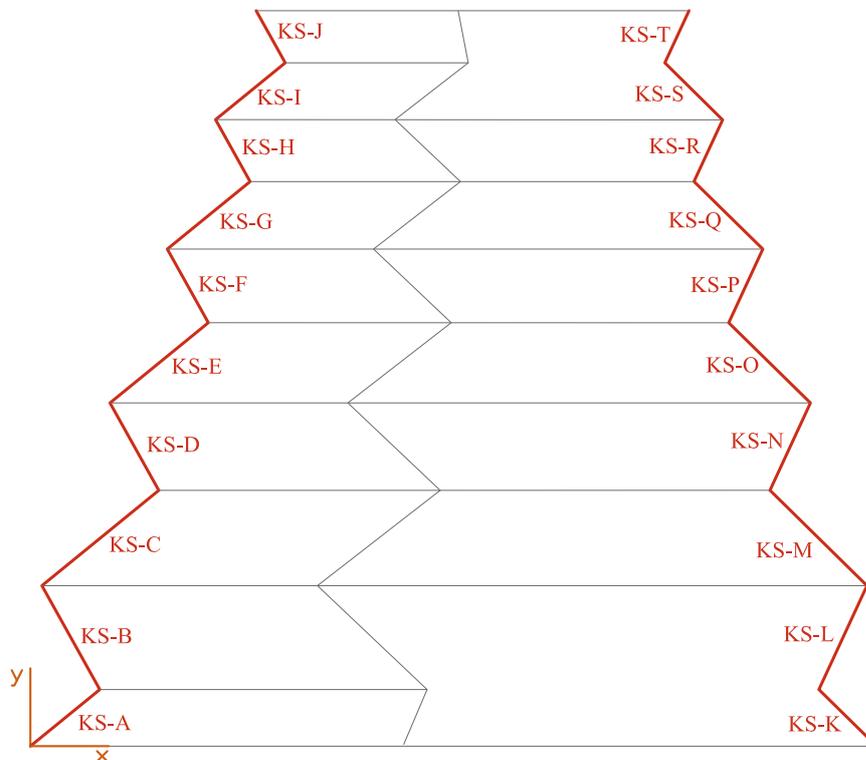
Bei Sockeldetail B wird dieselbe Annahme getroffen wie bei Sockeldetail A, daraus folgt dass der Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung gleich null ist. Durch die gleichen Annahmen ergibt sich die Tragfähigkeit eines Schraubenkreuzes zu:

$$F_{v,a,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3897,89 \\ 3897,89 \\ 1614,56 \\ 1475,17 \\ 1475,17 \\ 1190,55 \end{array} \right\} = 1190,55 \text{ [N]}$$

#### 4-3.4.3 Bestimmung der Anzahl an benötigten Schrauben im Sockelbereich

Im „RFEM“ Modell werden gelenkige Auflager gesetzt (siehe Kapitel 4-2.3, BC 3) und für jede Detailseite separat die maximalen horizontalen Auflagerkräfte in x-Richtung sowie in y-Richtung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ausgelesen.

Zu Beginn dieses Abschnittes werden in Abbildung 4.63 die Kantenummerierungen abgebildet und anschließend die Kräfte in den Sockelkanten in globaler x-, y- und z-Richtung angeführt (vgl. Tabelle 4.12). Für die folgenden Kräfte in globale x-, y- und z-Richtung werden nur die maximalen Beanspruchungen je Kante aufgelistet. Diese Bemessungsschnittgrößen werden aus dem FE-Programm „RFEM“ für die Lastfallkombination „ULS“ (siehe Kapitel 4-2.5.2) mittels benutzerdefinierter Schnittführung ausgelesen.



**Abbildung 4.63: Überblicksskizze der Sockelkanten inkl. den Kantenummerierungen**

**Tabelle 4.12: Reaktionen Sockelkanten in globale x-, y- und z-Richtung**

Kante i	$F_x$	$F_y$	$F_z$	Kante i	$F_x$	$F_y$	$F_z$
	[kN]	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	[kN]
<b>KS-A</b>	11,54	3,36	24,65	<b>KS-K</b>	2,37	2,22	-33,70
<b>KS-B</b>	2,49	9,49	6,81	<b>KS-L</b>	7,50	15,90	35,31
<b>KS-C</b>	5,25	4,30	12,02	<b>KS-M</b>	4,31	4,27	30,86
<b>KS-D</b>	8,80	8,08	18,28	<b>KS-N</b>	3,66	8,24	12,55
<b>KS-E</b>	3,81	3,84	8,49	<b>KS-O</b>	6,31	6,20	17,84
<b>KS-F</b>	5,52	6,51	11,71	<b>KS-P</b>	2,57	5,98	10,00
<b>KS-G</b>	3,10	2,08	5,42	<b>KS-Q</b>	5,04	4,96	12,74
<b>KS-H</b>	4,06	5,12	10,11	<b>KS-R</b>	1,55	3,75	6,95
<b>KS-I</b>	3,61	1,33	3,15	<b>KS-S</b>	3,87	4,03	13,92
<b>KS-J</b>	14,22	2,77	-12,08	<b>KS-T</b>	3,67	5,18	13,01
<b><math>\Sigma</math></b>	62,40	46,88	88,56	<b><math>\Sigma</math></b>	40,85	60,73	119,48

### Sockelbereich A

Für den Bereich bei Sockeldetail A entstehen Auflagerreaktionen in x-Richtung (normal zur Pavillonlängsseite) in der Größe von rund 65 kN  $(= \sum (F_{x,KS-A} \text{ bis } F_{x,KS-J}))$ . In Pavillonlängsrichtung ergeben sich Auflagergrößen von circa 50 kN  $(= \sum (F_{y,KS-A} \text{ bis } F_{y,KS-J}))$  (vgl. Tabelle 4.13). Für den Sockelbereich A wird die Kante KS-A (siehe Abbildung 4.63) für den Nachweis und die Bestimmung der Schraubenanzahl herangezogen. Diese Kante besitzt die zweitgrößte resultierende Kraft, bezogen auf die x- und y-Komponenten, nach der Kante KS-J. Die Sockelkante KS-J wird aufgrund ihrer geringen Länge und der Abstützung gegen die hintere Wand (siehe Abbildung 4.3) des faltwerks nicht für die Bestimmung der Anzahl der Schrauben herangezogen. Dafür muss zuvor eine Kräftezerlegung in Kantenrichtung und normal zur Kantenrichtung stattfinden.

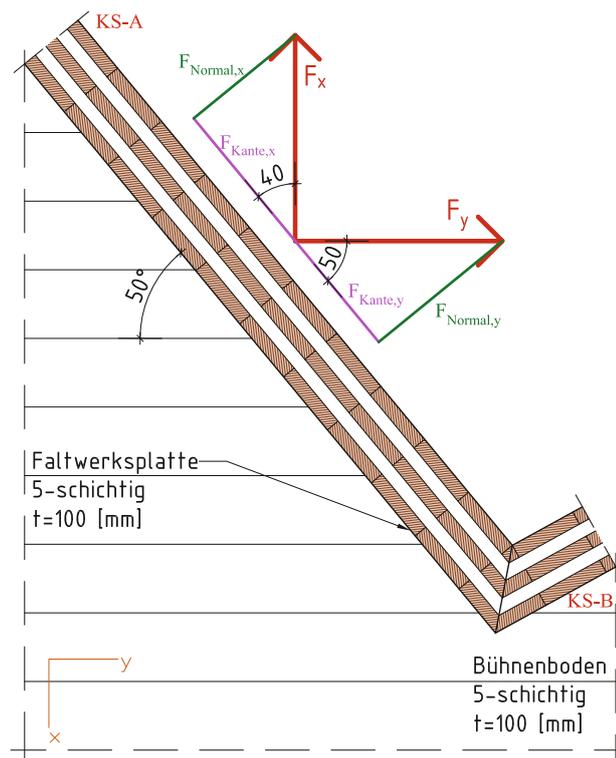


Abbildung 4.64: Kräftezerlegung an Kante KS-A, Sockelbereich A

Mit Hilfe der Abbildung 4.64 kann die Kräftezerlegung erleichtert werden. Die Kraft in Kantenrichtung ergibt sich zu:

$$F_{Kante} = F_{Kante,x} + F_{Kante,y}$$

$$F_{Kante} = F_x \cdot \cos(\alpha) + F_y \cdot \cos(\beta)$$

$$F_{Kante} = 11,54 \cdot \cos(40) + 3,36 \cdot \cos(50) = 11,00 \text{ [kN]}$$

Die Kraft normal zur Kante errechnet sich wie folgt:

$$F_{Normal} = F_{Normal,x} + F_{Normal,y}$$

$$F_{Normal} = F_x \cdot \sin(\alpha) + F_y \cdot \sin(\beta)$$

$$F_{Normal} = 11,54 \cdot \sin(40) + 3,36 \cdot \sin(50) = 10,00 \text{ [kN]}$$

Durch Einsetzen der Komponenten in Formel 4.35 kann die Mindestanzahl an Schraubenkreuzen ermittelt werden.

$$\left( \frac{10}{2,69 \cdot n} \right)^2 + \left( \frac{11}{1,19 \cdot n} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\rightarrow n = 9,96 \text{ [Stk.]} \rightarrow n = 10 \text{ [Stk.]}$$

Für die Kante KS-A (siehe Abbildung 4.63) des Sockelbereichs A sind mindestens 10 Stück an Schraubenkreuzen nötig.

## Sockelbereich B

Im Bereich des Sockeldetails B ergeben sich Auflagerreaktionen in x-Richtung von ungefähr 45 kN ( $= \sum(F_{x,KS-K} \text{ bis } F_{x,KS-T})$ ) und in y-Richtung von ungefähr 65 kN ( $= \sum(F_{y,KS-K} \text{ bis } F_{y,KS-T})$ ) (vgl. Tabelle 4.13). Kante KS-L (siehe Abbildung 4.63) ist im Sockelbereich B aufgrund der größten Resultierenden maßgebend für die Bestimmung der Anzahl der Schrauben. Auch hier muss eine Kräftezerlegung der globalen Kräfte in und normal zur Kante erfolgen. Die Abbildung 4.65 unterstützt die Kräftezerlegung grafisch.

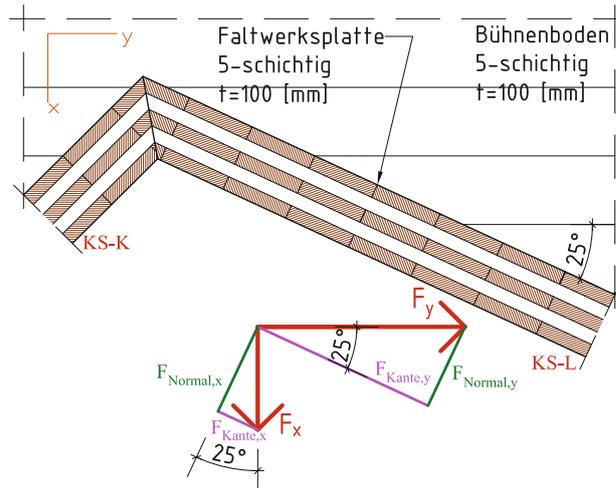


Abbildung 4.65: Kräftezerlegung an Kante KS-L, Sockelbereich B

Die Kraft in Kantenrichtung für die Kante KS-L ergibt sich zu:

$$F_{Kante} = F_{Kante,x} + F_{Kante,y}$$

$$F_{Kante} = F_x \cdot \sin(\alpha) + F_y \cdot \cos(\beta)$$

$$F_{Kante} = 7,50 \cdot \sin(25) + 15,90 \cdot \cos(25) = 17,58 \text{ [kN]}$$

Die Kraft normal zur Kante errechnet sich wie folgt:

$$F_{Normal} = F_{Normal,x} + F_{Normal,y}$$

$$F_{Normal} = F_x \cdot \cos(\alpha) + F_y \cdot \sin(\beta)$$

$$F_{Normal} = 7,50 \cdot \cos(25) + 15,90 \cdot \sin(25) = 13,52 \text{ [kN]}$$

Nach der Kantenerlegung können alle Komponenten in Formel 4.35 eingesetzt und die Mindestanzahl an Schraubenkreuzen ermittelt werden.

$$\left(\frac{13,52}{5,88 \cdot n}\right)^2 + \left(\frac{17,58}{1,19 \cdot n}\right)^2 \leq 1,0$$

$$\rightarrow n = 14,95 \text{ [Stk.]} \rightarrow n = 15 \text{ [Stk.]}$$

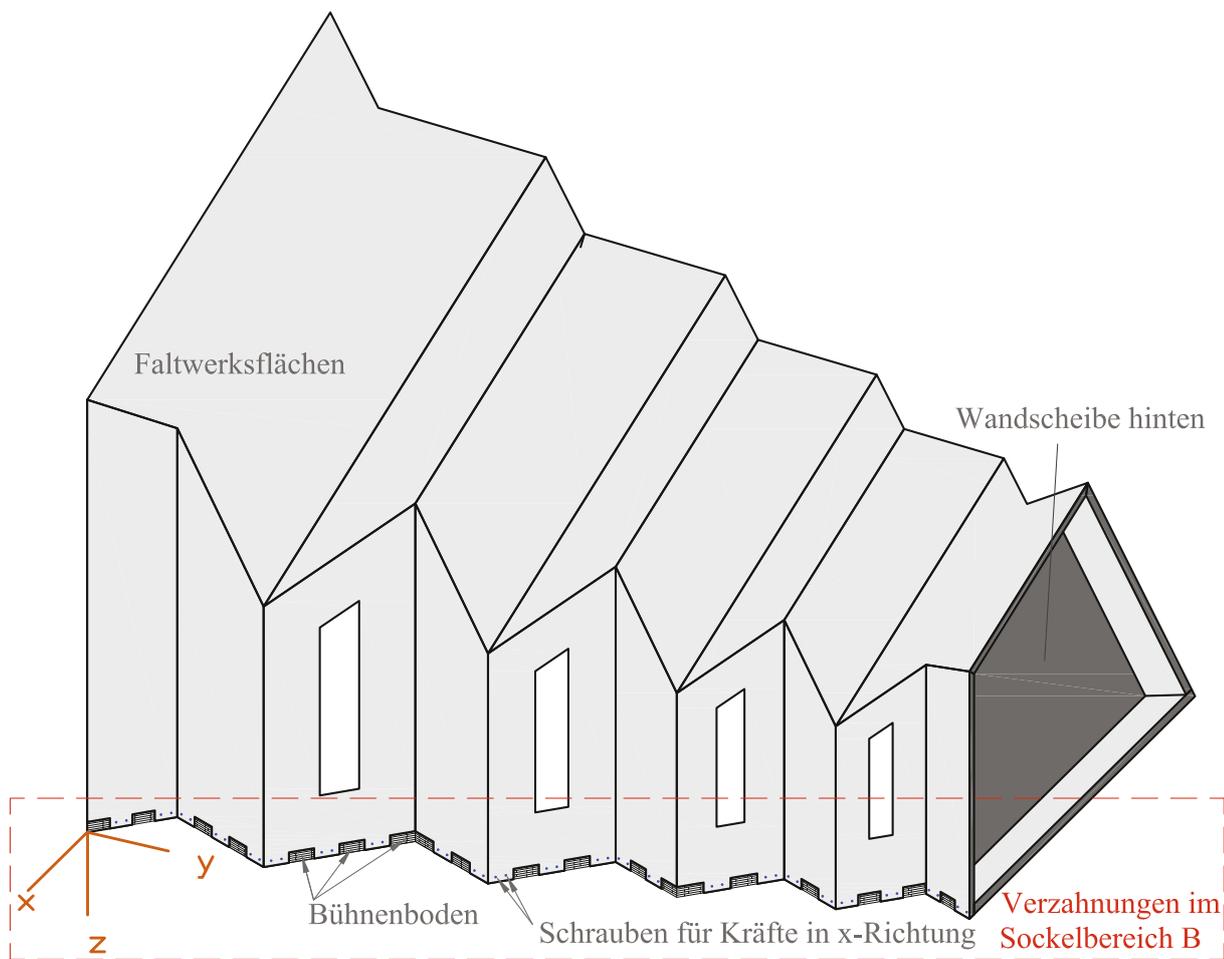
Demzufolge werden an der maßgebenden Kante KS-L (siehe Abbildung 4.63) beim Sockeldetail B mindestens 15 Stück an Schraubenkreuzen benötigt.

In beiden Fällen gilt allerdings, dass ein Schraubenschema, geregelt über den Schraubenkreuzabstand, über beide Kanten an die ausführende Firma übergeben wird, sodass auch hier die Schrauben nicht bis an die Ausnutzungsgrenze ausgelastet werden.

Um die Schraubenanzahl minimieren zu können, wird Variante 2 – Verzahnung plus Verschraubung vorgeschlagen. Diese wird im nachfolgenden Abschnitt erläutert und berechnet.

#### 4-3.4.4 Variante Verzahnung plus Verschraubung

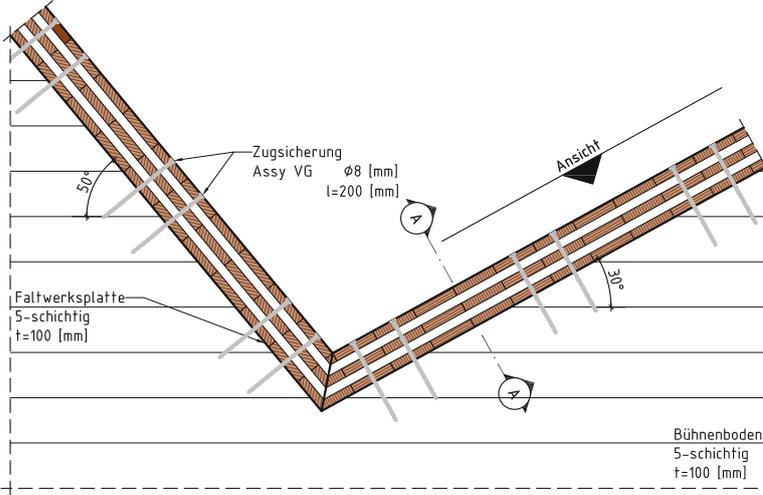
Bei dieser Verbindung soll das Falwerk mit dem Bühnenboden über Zähne verbunden werden. Die Verzahnung kann mit Hilfe von CNC-Maschinen im Werk vorgefertigt werden. Die Falwerksplatten können auf den zuvor montierten Bühnenboden aufgesetzt und zusammengesteckt werden. Hierbei ist eine Montagetoleranz zu beachten. Die Abtragung der Schubkräfte, Kräfte in Kantenrichtung, erfolgt über die Verzahnung. Die Kräfte normal zur Kante (Zugkräfte) werden über die Schrauben abgetragen. Für eine bessere Kraftweiterleitung zwischen den Zähnen könnte eine starre Stahlplatte kraftschlüssig montiert werden. Auf alle Fälle sind die Montagezwischenräume mit Epoxidharz oder dergleichen auszufüllen. Die Abbildung 4.66 zeigt einen groben Überblick über die Lage der Verzahnung.



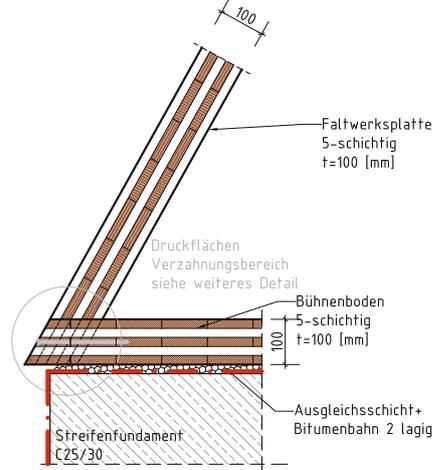
*Abbildung 4.66: Überblickskizze für den Verzahnungsbereich zwischen dem Bühnenboden und der Falwerksplatten*

Nachfolgend werden Grundriss, Schnitt und Ansicht der beiden Sockelbereiche dargestellt.

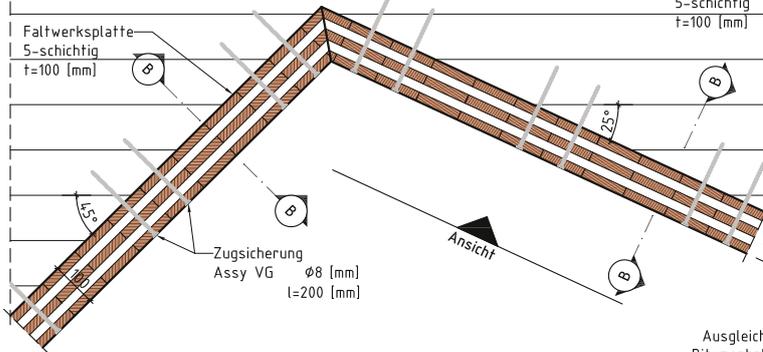
Grundriss Sockelbereich A



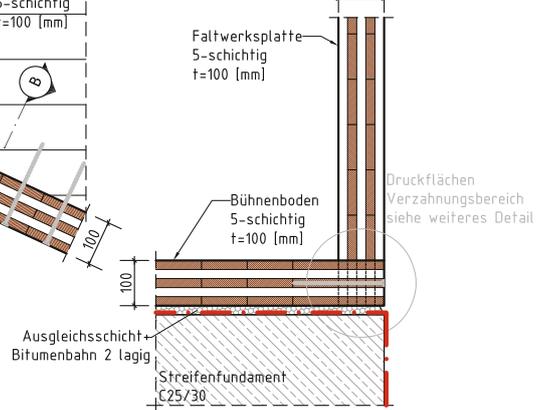
Schnitt A-A



Grundriss Sockelbereich B



Schnitt B-B



Ansicht

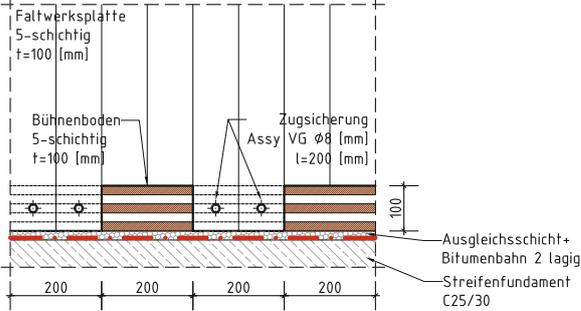
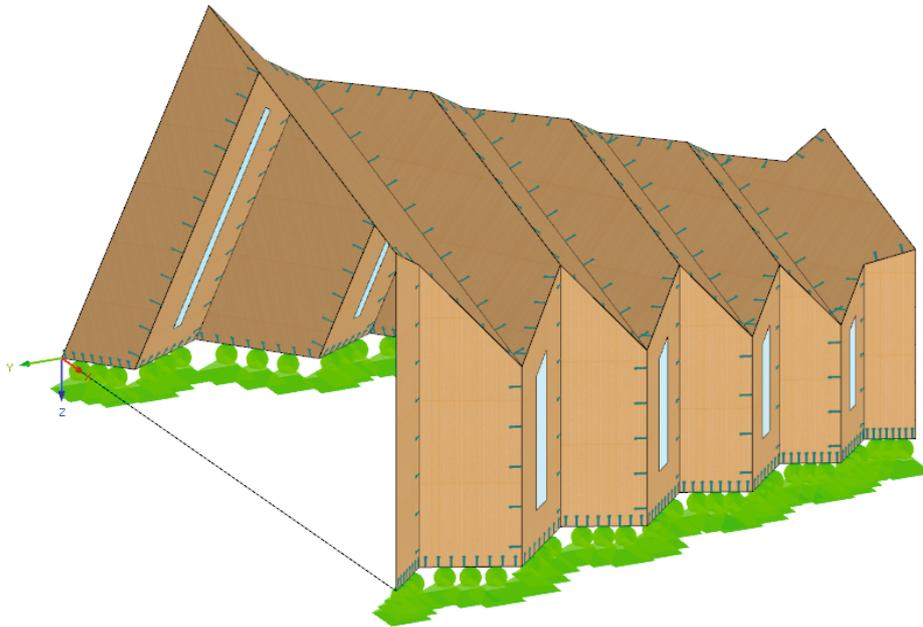


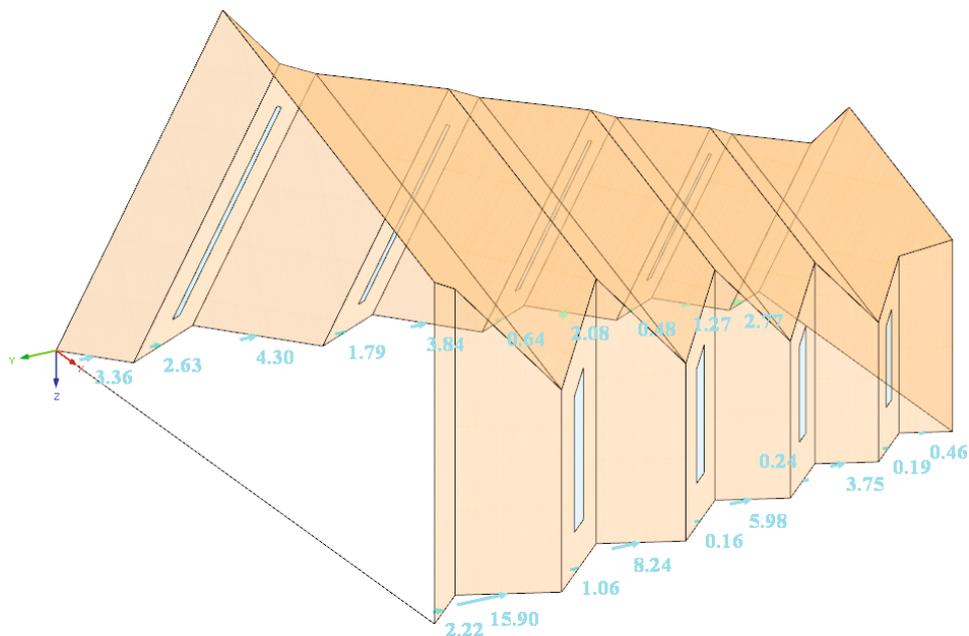
Abbildung 4.67: Grundriss, Schnitt und Ansicht für den Verzahnungsbereich zwischen Faltwerkselemente und Bühnenboden

## Modellierung und Auslesen der Ergebnisse

Für die Dimensionierung der Verzahnung zwischen dem Bühnenboden und den Faltdachpanelen wird das Berechnungsmodell 1 (Liniengelenke, siehe 4-3.1.1) herangezogen und der Bühnenboden aus dem „RFEM“-Modell entfernt (siehe Abbildung 4.68). Als Lager werden gelenkige Knotenlager (alle Verschiebungen gesperrt, Verdrehungen um die x- und y- Achse frei) gesetzt. An den Kanten zwischen Auflager und Faltdach werden benutzerdefinierte Schnitte, durch Auswahl zweier Punkte (Anfang- und Endpunkt), gesetzt. Die resultierenden Kräfte des Schnitts in globaler Richtung (siehe Abbildung 4.69) könnten mit Hilfe der Winkelfunktionen in die Beanspruchung in Kantenrichtung umgelegt werden. Die Resultierenden der benutzerdefinierten Schnitte wurden mit den Lagerreaktionen auf Plausibilität geprüft.



*Abbildung 4.68: „RFEM“-Modell für die Dimensionierung der Verzahnung*



*Abbildung 4.69: Resultierende Kräfte im Bereich der Verzahnung*

## Formelapparat für die Nachweisführung [44]

Der folgende Formelapparat, nach [44], soll einen Überblick über die Nachweisführung „Druck unter einem Winkel zur Faser“ und „Abscheren des Zahnes“ schaffen.

### Nachweis Druck unter einem Winkel zur Faser:

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d} \cdot f_{c,90,d} \cdot k_{c,90}}{f_{c,0,d} \cdot \sin^2 \alpha + f_{c,90,d} \cdot k_{c,90} \cdot \cos^2 \alpha} \quad (4.36)$$

$$\frac{F_{c,\alpha,d}}{A_n} \leq 1,0 \quad (4.37)$$

$f_{c,\alpha,d}$ ..... Designwert der Druckfestigkeit unter einem Winkel zur Faserrichtung [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{c,0,d}$ ..... Designwert der Druckfestigkeit parallel zur Faserrichtung [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{c,90,d}$ ..... Designwert der Druckfestigkeit normal zur Faserrichtung [N/mm<sup>2</sup>]

$F_{c,\alpha,d}$ ..... Kraft unter einem Winkel zur Faserrichtung [N]

$A_n$ ..... Fläche auf Druck beansprucht [mm<sup>2</sup>]

$k_{c,90}$ ..... Beiwert zur Berücksichtigung der Art der Einwirkung, der Spaltgefahr und des Grades der Druckverformung

### Nachweis auf Abscheren des Zahnes:

$$\frac{1,5 \cdot \frac{F_{V,d}}{A_V}}{f_{v,d}} \leq 1,0 \quad (4.38)$$

$F_{V,d}$ ..... Abscherkraft [N]

$A_V$ ..... Scherfläche [mm<sup>2</sup>]

$f_{v,d}$ ..... Designwert der Schubfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

## Dimensionierung und Nachweisführung

Die Verzahnung wird mit einer Breite von 10 cm und einer Länge von 20 cm festgelegt. Die dazugehörige Skizze inklusive Abmessungen ist in Abbildung 4.66 dargestellt. Allgemein sollte die Zahnbreite so gewählt werden, dass sich die jeweiligen Kanten mit einer geraden Zahnanzahl zuschneiden lassen. Daraus folgt, dass die Zahnbreite zwischen 20 cm und 30 cm liegen soll. Die genaue Aufteilung der Zähne wird im Zuge der Abbundplanung durchgeführt.

Für den Nachweis unter einem Winkel zur Faser wurde eine Skizze angefertigt, um die Flächen, welche den Druck übertragen, genau bestimmen zu können. Vorab wird mit Hilfe der Abbildung 4.70 ein Überblick über die Verzahnung bzw. die Lage der Druckfläche geschaffen.

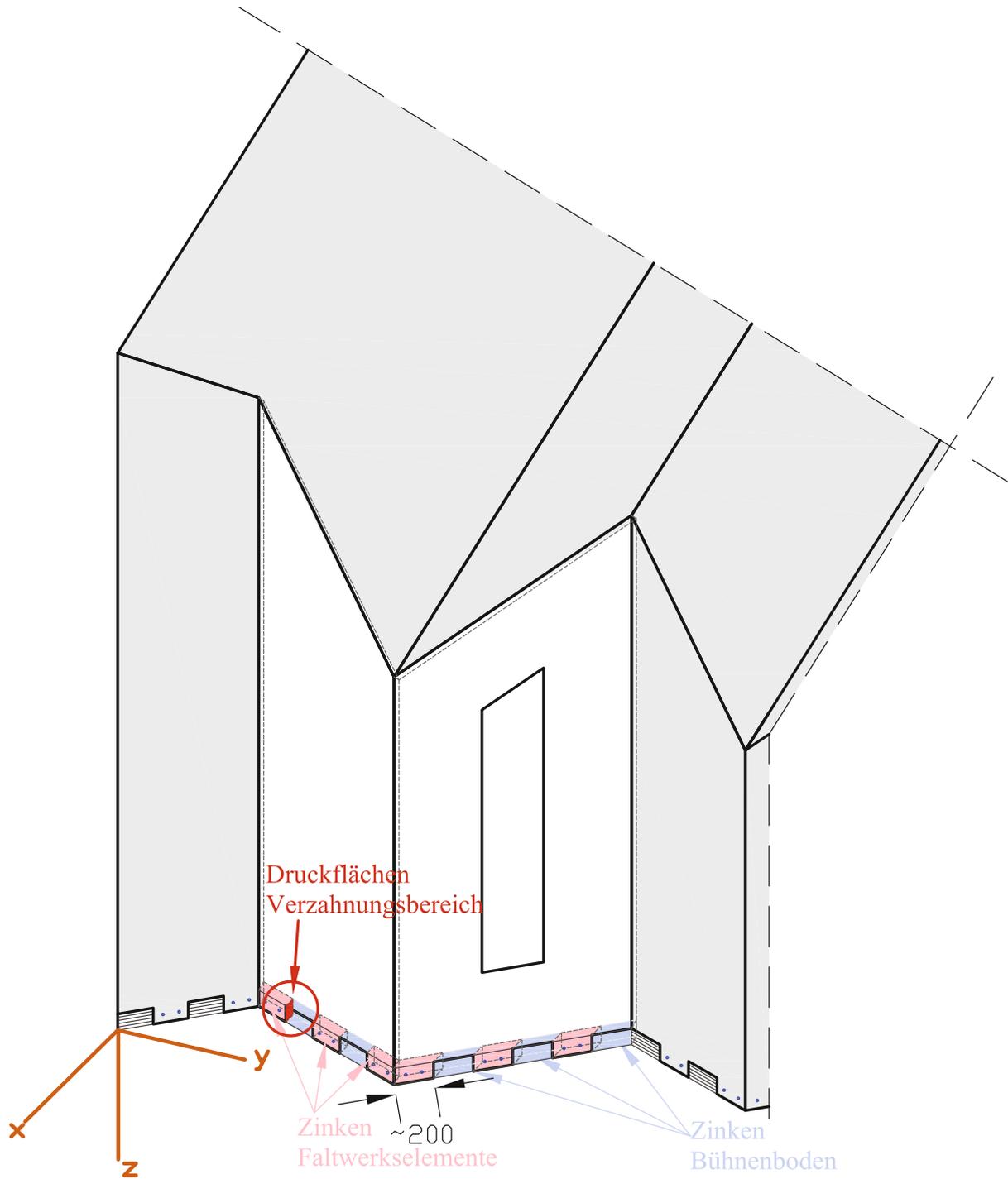
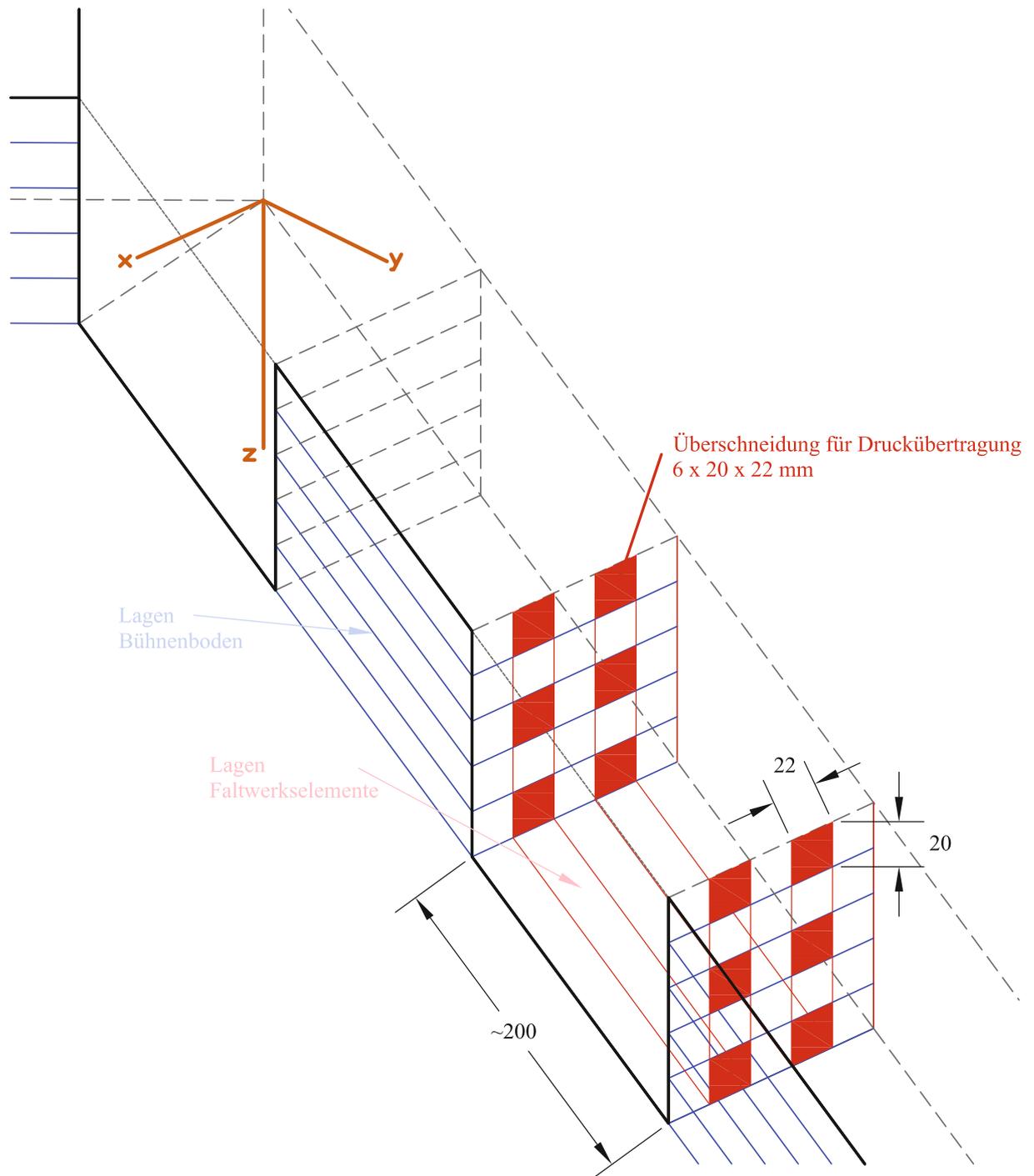


Abbildung 4.70: Übersicht Verzahnungsbereich mit Lage der Druckflächen

Die Druckfläche je Verzahnung wird in der nachfolgenden Abbildung 4.71 dargestellt.



**Abbildung 4.71: Druckfläche im Verzahnungsbereich**

Die Bemessung wird so ausgelegt, dass im schlechtesten Fall nur ein Zahn die gesamte Kraft abträgt. Durch konstruktive Maßnahmen kann sichergestellt werden, dass mehrere Zähne wirken. Dies beeinflusst die Berechnung im positiven Sinne und wird hier nicht angeführt.

Für die Dimensionierung der Verzahnung wird die Kante KS-L (vgl. Tabelle 4.12, Abbildung 4.69) aufgrund der größten resultierenden Kraft herangezogen. Diese Sockelkante wird mit globalen Kräfte von  $F_x = 7,50$  kN und  $F_y = 15,90$  kN beansprucht. Die Kräfte müssen für einen Winkel der Kante von  $\alpha = 25^\circ$  (siehe Abbildung 4.67) zerlegt werden. Diese Zerlegung wurde schon unter Abschnitt 4-3.4.3 durchgeführt und wird hier nochmals grafisch dargestellt.

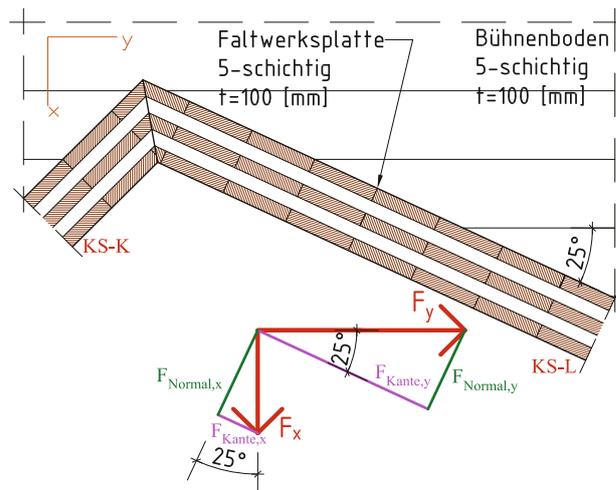


Abbildung 4.72: Kräftezerlegung an Kante KS-L, Sockelbereich B

Die aufgeteilten Kräfte in Kantenrichtung und normal zur Kante (vgl. Abbildung 4.72) ergeben sich zu:

$$F_{Kante} = 17,58 \text{ [kN]}$$

$$F_{Normal} = 13,52 \text{ [kN]}$$

**Nachweis für Druck unter einem Winkel ( $\alpha = 25^\circ$ , siehe Abbildung 4.67) zur Faser:**

Der Beiwert  $k_{c,90}$  wird auf der sicheren Seite liegend mit 1,0 angenommen.

$$f_{c,25,d} = \frac{2,1 \cdot 0,25 \cdot 1,0}{2,1 \cdot \sin^2 25 + 0,25 \cdot 1,0 \cdot \cos^2 25} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 0,6512 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

$$\frac{17,58}{6 \cdot (2 \cdot 2,2)} = 1,02 > 1,0 \quad [102 \text{ \%}]$$

Wie schon zuvor erwähnt, kann zwischen den Zähnen eine Stahlplatte eingebracht werden. Diese muss so stark dimensioniert werden, dass sie sich starr verhält. Dadurch kann die druckbeanspruchte Fläche vergrößert werden. Eine andere Maßnahme ist es, konstruktiv sicherzustellen, dass mehrere Zähne gleichzeitig wirken. Dadurch kann die angreifende Last auf mehrere Zähne aufgeteilt werden.

**Nachweis des Abscherens des Zahnes für  $\alpha = 25^\circ$  (siehe Abbildung 4.67):**

$$\frac{1,5 \cdot \frac{17,58}{10 \cdot 20}}{0,4 \cdot \left( \frac{0,9}{1,25} \right)} = 0,46 \leq 1,0 \quad [46 \text{ \%}]$$

**Nachweis der Schrauben auf axiale Beanspruchung:**

Die Schrauben dienen als Zugsicherung und nehmen die horizontalen Lasten normal zur Pavillonlängsseite (x-Richtung) auf. Es kommen Vollgewindeschrauben mit einem Nenndurchmesser von 8 mm und einer Schraubenlänge von 200 mm der Firma Würth [10] zum Einsatz.

Der zugehörige Formelapparat für Schrauben mit axialer Beanspruchung ist in Kapitel 4-3.3.1 angeführt. Der Winkel zwischen Faserrichtung und Schraubenachse liegt für beide Sockelseiten im Bereich  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ , daraus folgt, dass der Faktor  $k_{ax}$  mit 1,0 angenommen werden kann.

$$F_{ax,Kopf,Rd} = 1,0 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 100 \cdot \left(\frac{385}{350}\right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 6838,0 \text{ [N]}$$

$$F_{head,Rd} = 13 \cdot 15^2 \cdot \left(\frac{385}{350}\right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 2272,86 \text{ [N]}$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = 1,0 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 100 \cdot \left(\frac{385}{350}\right)^{0,8} \cdot \frac{0,9}{1,25} = 6838,0 \text{ [N]}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{20000}{1,1} = 18181,82 \text{ [N]}$$

$$F_{ax,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \left\{ \begin{array}{l} 6838,00 \\ 2272,86 \end{array} \right\} \\ 6838,00 \\ 18181,82 \end{array} \right\} = 6838,00 \text{ [N]}$$

Für die Kante KS-L (siehe Abbildung 4.69) ergeben sich nach der Zerlegung Kräfte normal zur Kante von  $F_{Normal} = 13,52 \text{ kN}$ . Diese müssen über die Schrauben aufgenommen werden.

$$\frac{13,52}{6,84 \cdot n} \leq 1,0$$

$$\rightarrow n = 1,98 \text{ [Stk.]} \rightarrow n = 2 \text{ [Stk.]}$$

Aus der oben angeführten axialen Beanspruchung ergeben sich an der Kante KS-L mindestens 2 Schrauben.

Für beide Sockelbereiche wird eine Schraubenverteilung von zwei Schrauben je Falzwerkszahn, wie in der Ansicht in Abbildung 4.67 dargestellt, vorgeschlagen.

**Nachweis gegen Abheben des Falzwerks:**

Der Nachweis gegen Abheben des Falzwerks und die daraus folgenden Beanspruchungen auf die Verbindungsmittel im Sockelbereich werden an dieser Stelle nicht betrachtet und müssen bei der Ausführungsstatik des Pavillons gesondert untersucht werden.

### **Vergleich beider Varianten**

Bei Variante 1 werden eindeutig mehr Schrauben benötigt. Diese werden sowohl axial als auch lateral beansprucht. Für die Ausführung der Variante 2 ist ein höherer Planungsaufwand und Vorfertigungsgrad aufgrund der Verzahnung erforderlich. Die Kräfte in Kantenrichtung werden über die Zähne abgetragen. Für eine bessere Kraftweiterleitung zwischen den Zähnen könnte eine starre Stahlplatte kraftschlüssig montiert werden. Die Kräfte normal zur Pavillonlängsrichtung werden über die Schrauben aufgenommen. Es wird eine Schraubenaufteilung von zwei Schrauben je Falterwerkzahn empfohlen.

## 4-3.5 BEMESSUNG DES FUNDAMENTES

Das Fundament setzt sich aus zwei Streifenfundamenten zusammen. Als Zugband bzw. zur Lagesicherung der Fundamentkörper werden vier Stahlträger angebracht. In diesem Kapitel sollen einerseits die Stahlbetonfundamente inklusive der benötigten Bewehrung und andererseits die Stahlträger dimensioniert und bemessen werden.

### 4-3.5.1 Fundamentkörper

Die Fundamentkonstruktion besteht aus zwei Streifenfundamenten die jeweils in der Mitte nochmals geteilt werden, um bessere Transportlängen zu erzielen. In Abbildung 4.73 sind die Fundamentabmessungen und Fundamentteilungen dargestellt. Die Fundamente werden in einem Fertigteilwerk hergestellt und anschließend auf die Baustelle geliefert und versetzt. Damit die Holzbauteile genug Abstand zum Erdreich aufweisen (Sockelhöhe, Spritzwasserschutz), wird vorab schon eine konstruktive Fundamentmindesthöhe von 40 cm festgelegt. Des Weiteren werden Ausklinkungen von rund 30 cm an der Innenkante der Längsseite der Fundamente vorgesehen um eine ausreichende Auflagerfläche für die kraftschlüssige Montage der Stahlträger zu schaffen.

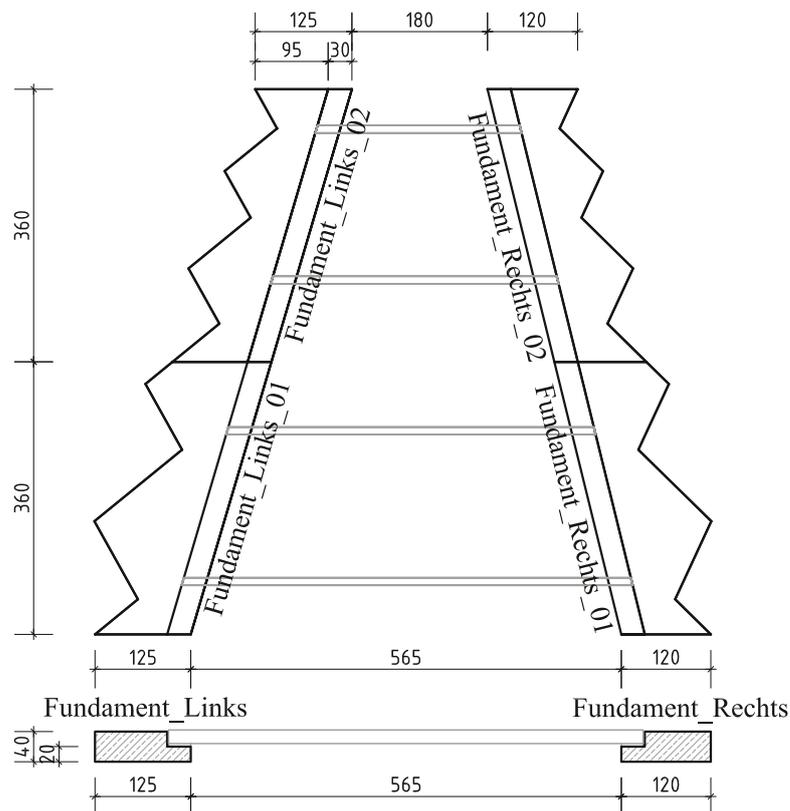


Abbildung 4.73: Fundamentabmessungen im Grundriss

### Modellierung der Fundamentkörper

Die Fundamente werden als Volumenkörper im Programm „RFEM“ modelliert. Um Volumenkörper generieren zu können werden Begrenzungsflächen, welche die Form des Volumens beschreiben und den Raum vollständig umschließen, benötigt. Die Begrenzungsflächen erhalten an den Oberflächen den Steifigkeitstyp „Null“, das heißt, sie beschreiben nur den Mantel des Volumens und bilden kein Tragverhalten aus. Die Begrenzungsflächen zum angrenzenden Erdreich werden mit der Steifigkeit der

Kontaktflächen modelliert (siehe auch Kapitel 4-2.3). Im vorliegenden Beispiel handelt es sich um eine Kontaktfläche mit dem Material Kies und der Kontaktdefinition: „Ausfall bei Zug“ mit Reibungskoeffizienten von  $\mu_L = 0,5 [-]$  und  $\mu_R = 0,05 [-]$ . Als Lagerungsbedingungen werden Federn mit Steifigkeiten von  $C_{u,x} = 1000 \text{ kN/m}^3$ ,  $C_{u,y} = 1000 \text{ kN/m}^3$  und  $C_{u,z} = 100000 \text{ kN/m}^3$  gesetzt. Hierzu sei noch zu erwähnen, dass die Auswahl der Kontaktdefinition „Ausfall bei Zug“ eine nicht lineare Berechnung zufolge hat. Ein Augenmerk dabei liegt in der Spezifikation der Lastfallkombinationen. Diese sollten so definiert sein, dass es durch den Lastangriff zu keiner Zugbeanspruchung der Lagerung kommt. Die verschiedenen Lagerungsbedingungen, hier BC 4-4, werden unter Abschnitt 4-2.3 aufgeführt.

Das modellierte Fundamentvolumen ist in der nachstehenden Abbildung 4.74 dargestellt:

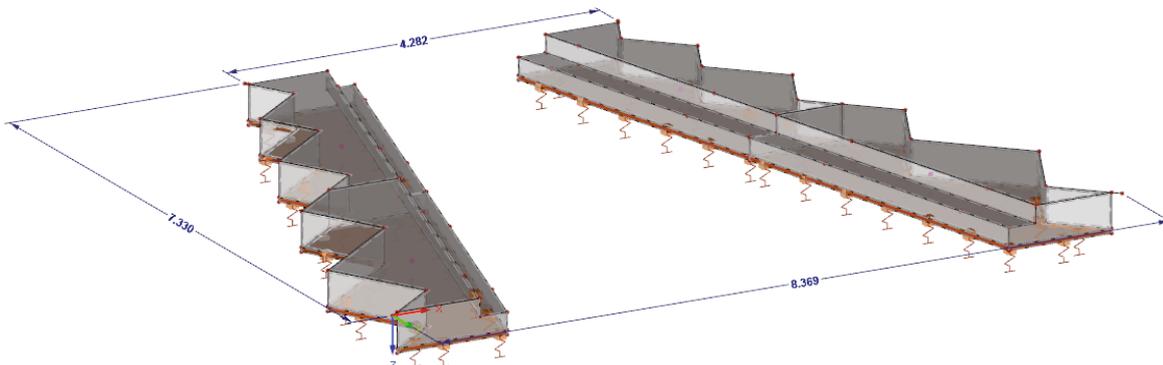


Abbildung 4.74: Fundamentmodellierung

### Bemessung des Fundaments

Die Streifenfundamente werden mit einer Betongüte von C25/30 und einem Bewehrungsstahl B550 hergestellt. Wie schon zuvor erwähnt, wird mit einer Fundamentstärke von 40 cm gerechnet.

Für den Nachweis der max. Kontaktspannung (siehe Abbildung 4.75) werden bei allen Lastfällen die Teilsicherheitsbeiwerte mit 1,0 angenommen. Daraus ergibt sich mit  $\sigma_{z,vorh.} \cong 119 \text{ kN/m}^2$  ein Ausnutzungsgrad von  $\eta = 48 \%$  bei einer zulässigen Kontaktspannung von  $\sigma_{z,zul.} = 250 \text{ kN/m}^2$ .

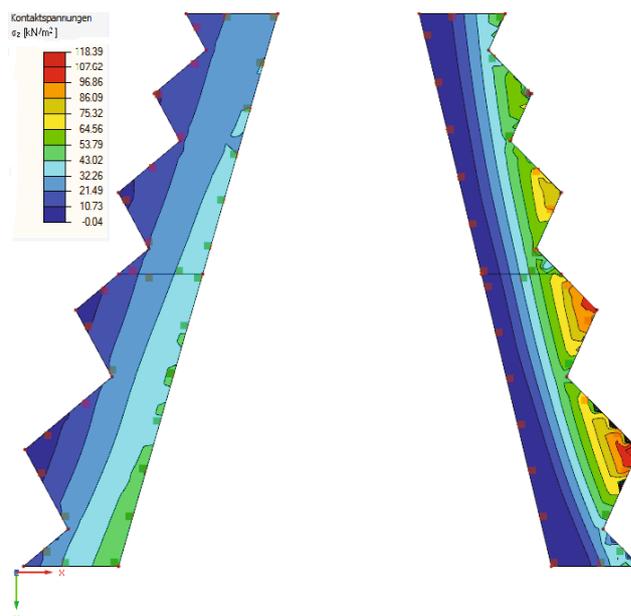


Abbildung 4.75: Kontaktspannungen  $\sigma_z$

Als benötigte Bewehrung unter der Lastfallkombination (ULS, siehe Abschnitt 4-2.5.2) ist die Mindestbewehrung maßgebend. Die dazugehörigen Formeln, siehe ÖNORM EN 1992-1-1 [36], lauten wie folgt:

Min. Stabbewehrung:

$$A_{s,\min,Feld} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d \cdot b \\ 0,0013 \cdot d \cdot b \end{array} \right\} \quad (4.39)$$

$$A_{s,\min,Feld} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{2,6}{550} \cdot 0,36 \cdot 1 \cdot 10^4 \\ 0,0013 \cdot 0,36 \cdot 1 \cdot 10^4 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 4,50 \text{ [cm}^2/\text{m]} \\ 4,70 \text{ [cm}^2/\text{m]} \end{array} \right\} = \mathbf{4,70 \text{ [cm}^2/\text{m]}}$$

Min. Bügelbewehrung:  $asw_{\min,Bügel} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot b \cdot \sin \alpha \quad (4.40)$

$$asw_{\min,Bügel} = 0,15 \cdot \frac{2,6}{478} \cdot 1 \cdot \sin 90 \cdot 10^4 = \mathbf{8,20 \text{ [cm}^2/\text{m]}}$$

Max.. Bügelabstand:

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot d \\ 25 \end{array} \right\} \quad (4.41)$$

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot 36 \\ 25 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 27 \text{ [cm]} \\ 25 \text{ [cm]} \end{array} \right\} = \mathbf{25 \text{ [cm]}}$$

- $f_{ctm}$ .....Mittelwert der Zugfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]  
 $f_{yk}$ .....charakteristische Streckgrenze des Betonstahls [N/mm<sup>2</sup>]  
 $d$ .....statische Nutzhöhe [m]  
 $b$ .....mittlere Breite des Bauteils [m]  
 $\alpha$ .....Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Bauteilachse

Daraus folgt für die Bewehrung, unter Beachtung der durchaus komplizierten Geometrie:

- für die Einfassung rundum: U-förmige Steckeseisen Ø 10 mm / 15 cm  
 für die Konsole (b = 30 cm): Bügel Ø 10 mm / 10 cm  
 in allen Ecken: Ø 12 mm umlaufend  
 in den einspringenden Ecken: Zulagen 4 Stk. Ø14 mm über die Höhe  
 Feldbewehrung: oben Ø 10 mm / 10 cm  
 unten Ø 10 mm / 10 cm

### 4-3.5.2 Stahlträger

Die Stahlträger dienen als Zugband zwischen den Fundamenten. Um geringere Spannweiten zu erzielen wird für die Stahlträger in der Mitte ein Auflager geschaffen. Aus diesem Grund werden die Träger als Zweifeldträger modelliert. Sie besitzen Gesamtlängen zwischen 2,7 m und 5,9 m. Für die Verankerung zu dem Betonfundament wird an jedem Trägerende eine Kopfplatte aufgeschweißt. Die Berechnung dazu wird in Kapitel 4-3.5.3 behandelt. Nachstehend wird ein kleiner Überblick (Abbildung 4.76) über Gesamtlängen und Lage der Träger aufgezeigt.

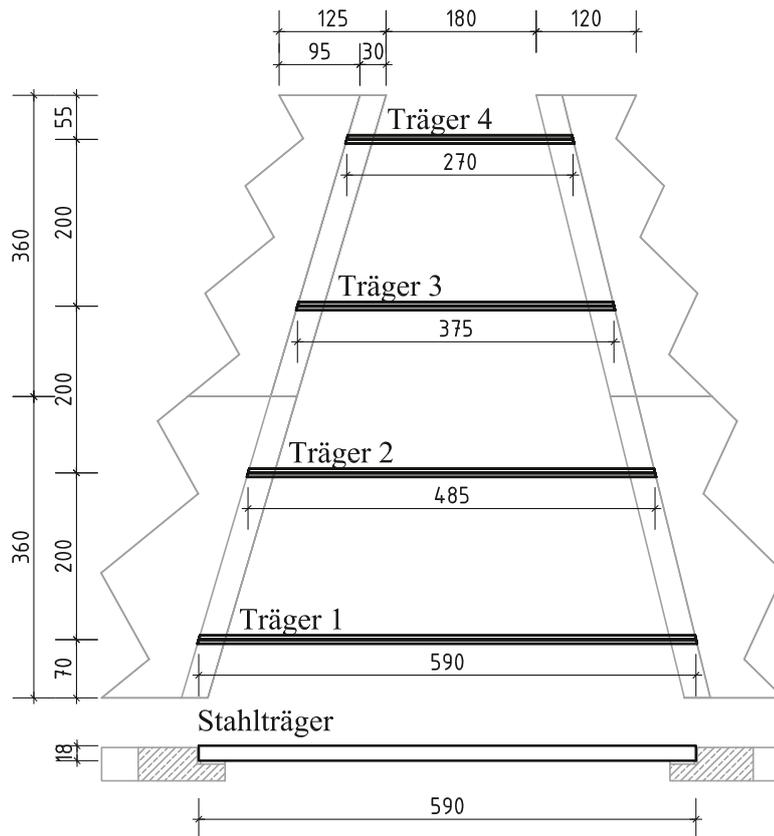


Abbildung 4.76: Stahlträgerübersicht

### Modellierung der Stahlträger

Die Modellierung der Stahlträger (Abbildung 4.77) erfolgt durch Stäbe, die starr an den Betonkörper angeschlossen werden. Das Mittelaufleger wird hergestellt um geringere Spannweiten und dem zufolge kleinere Stahlprofile, erzielen zu können. Dieses wird als in x- und y- Richtung verschiebliches Auflager modelliert. Diese Lagerungsbedingung wird in Kapitel 4-2.3 mit BC 5 bezeichnet und näher beschrieben.

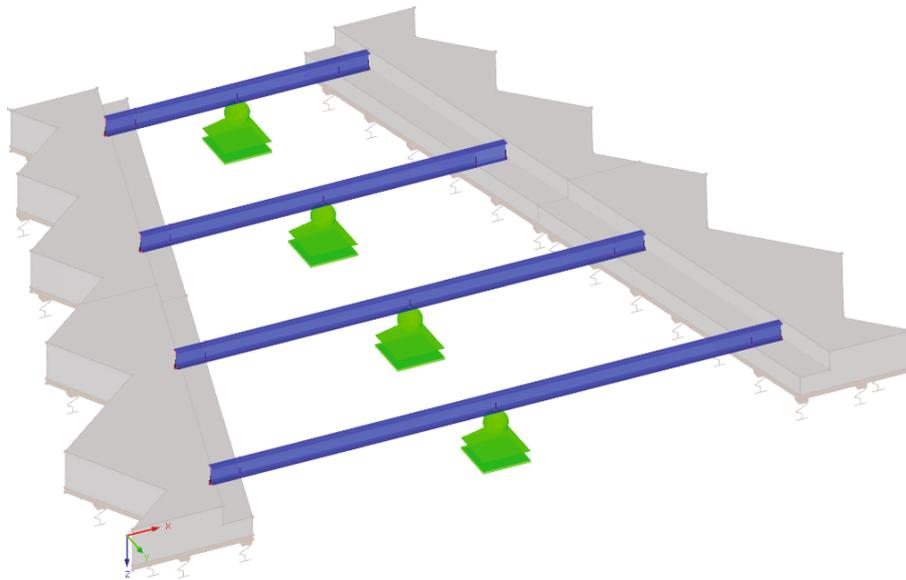


Abbildung 4.77: Modellierung der Stahlträger

### **Bemessung der Stahlträger**

Aus der Berechnung ergibt sich ein Stahlprofil IPE 180 mit der Stahlgüte S235.

Die Bemessung erfolgt mit dem Zusatzmodul RF-Stahl-Stäbe und dem Zusatzmodul RF-Stahl EC3.

### **Allgemeine Spannungsanalyse**

Diese Nachweisführung wird mit Hilfe des Moduls „RF-Stahl-Stäbe“ durchgeführt.

Für die Allgemeine Spannungsanalyse ergeben sich, die in Tabelle 4.13 angeführten, Ausnutzungsgrade:

Tabelle 4.13: Allgemeine Spannungsanalyse – Ausnutzungsgrade (ULS)

		Träger 1	Träger 2	Träger 3	Träger 4
<b>Vergleichsspannung</b>	$\eta_{\sigma}$	89 %	72 %	45 %	22 %
<b>Schubspannung</b>	$\eta_{\tau}$	44 %	44 %	34 %	20 %

Aus Tabelle 4.13 beziehungsweise der unten angeführten Abbildung 4.78 ist ersichtlich, dass hauptsächlich die Träger 1 und 2, aufgrund ihrer größeren Stützweite, für diese Nachweise maßgebend sind.

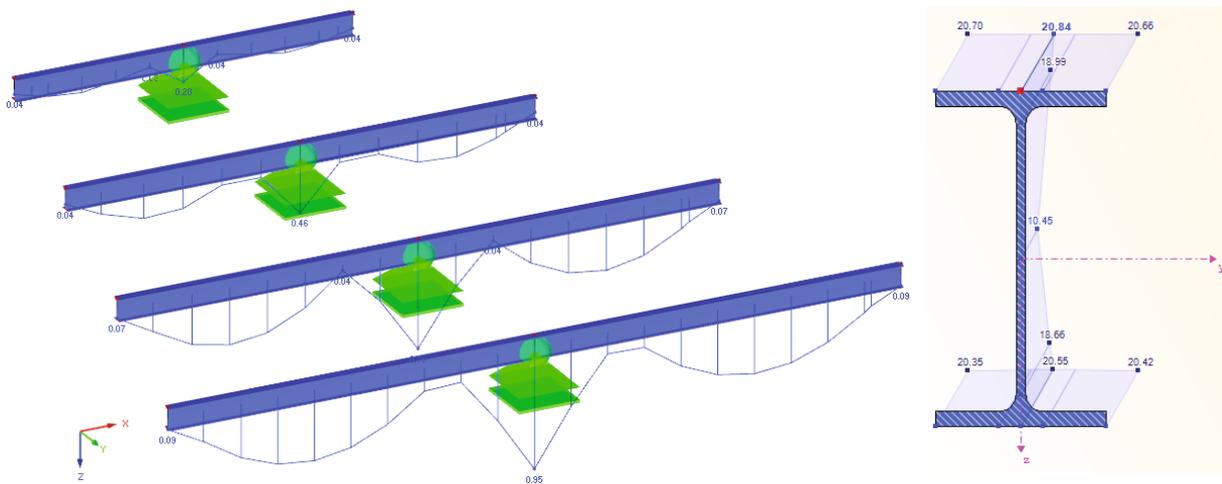


Abbildung 4.78: Allg. Spannungsanalyse Ausnutzungsgrade Vergleichsspannung  $\eta_{\sigma}$

### Bemessung nach ÖNORM EN 1993 [37]

Mit dem Zusatzmodul „RF-Stahl EC3“ werden die Träger auf Stabilität und Gebrauchstauglichkeit untersucht. Da der obere Flansch durch den Bühnenboden vor Knicken um die z-Achse gesichert ist, müssen nur das Knicken um die y-Achse, das Biegedrillknicken und die Durchbiegungen betrachtet werden. Die dazugehörigen Ausnutzungsgrade sind in der Tabelle 4.14 angeführt.

Tabelle 4.14: Bemessung nach EC3 – Ausnutzungsgrade (ULS) u. (SLS)

	Träger 1	Träger 2	Träger 3	Träger 4
Knicken um y-Achse	77 %	61 %	38 %	15 %
Biegedrillknicken	93 %	66 %	39 %	16 %
Gebrauchstauglichkeit	32 %	22 %	11 %	4 %

Die vorhandenen Ausnutzungsgrade (siehe Tabelle 4.14), nach der Bemessung mit Hilfe des Zusatzmoduls „RF-Stahl EC3“, sind in der Abbildung 4.79 ersichtlich. Dabei werden die maximalen Ausnutzungsgrade an den Trägern ausgegeben.

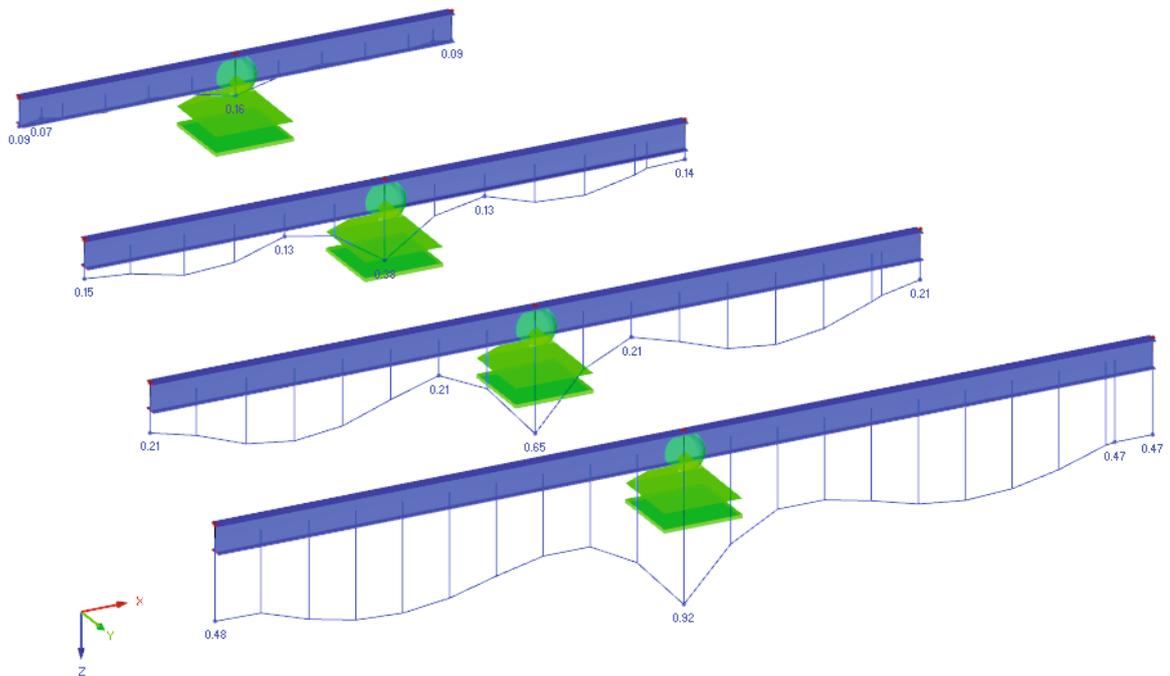


Abbildung 4.79: Bemessung nach EC3, max. Ausnutzungsgrade

### 4-3.5.3 Verankerung

Jeder Träger bekommt eine Kopfplatte (250 x 250 x 15 mm) aufgeschweißt. Diese wird mittels Gewindestangen in die Stahlbetonfundamentkonstruktion verankert. Um einen Toleranzausgleich zu ermöglichen ist eine entsprechende Ausgleichsmörtelbettschicht mit Glattstrich auszuführen. Die Berechnung der Verankerung erfolgt mittels dem Programm Hilti Profis Anchor 2.6.5. Die Abmessungen und Einwirkungen auf die Verankerungen sind in Abbildung 4.80 sowie in Tabelle 4.15 angeführt und bilden die Grundlage für die Berechnungskonfiguration.

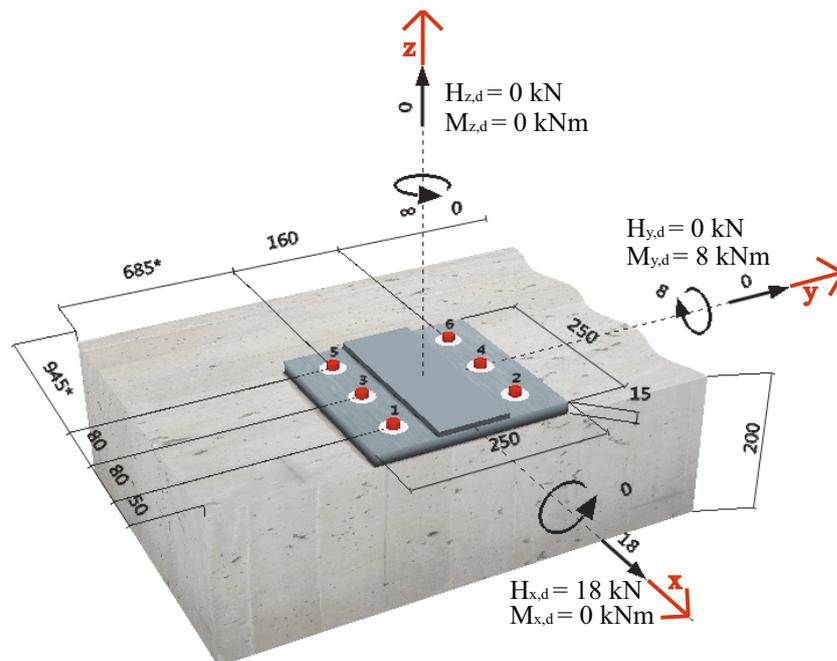


Abbildung 4.80: Berechnungskonfiguration Verankerung Stahlträger, hier für Träger 1

Für die Stahlträger ergeben sich aus dem Berechnungsprogramm nachstehende Dübeltypen:

**Tabelle 4.15: Bemessung Verankerung Stahlträger**

	$H_{x,d}$	$M_{y,d}$	Dübeltyp	Anzahl
<b>Träger 1</b>	18 [kN]	8 [kNm]	HIT-HY 200-A+HIT-V (8.8) M12	6 Stk.
<b>Träger 2</b>	15 [kN]	8 [kNm]	HIT-HY 200-A+HIT-V (8.8) M12	6 Stk.
<b>Träger 3</b>	10 [kN]	7 [kNm]	HIT-HY 200-A+HIT-V (8.8) M10	6 Stk.
<b>Träger 4</b>	9 [kN]	4 [kNm]	HIT-HY 200-A+HIT-V (8.8) M8	6 Stk.

Die Kraftweiterleitung zwischen Flansch des Trägers und der Kopfplatte wird durch eine Schweißnaht gebildet.

#### 4-3.5.4 Schweißnaht zwischen Trägerflansch und Kopfplatte

[38]

Nach ÖNORM EN 1993-1-8 [38] werden zwei unterschiedliche Verfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Kehlnaht angeführt. Einerseits das vereinfachte Verfahren und andererseits das richtungsbezogene Verfahren. Die Schweißnähte aller Träger werden auf den höchstbeanspruchtesten Träger (Träger 1) ausgelegt. Die zu übertragenden Bemessungsschnittgrößen werden aus dem „RFEM“ ausgelesen und ergeben sich, bezogen auf die Verbindung mit  $M = 8 \text{ kNm}$ ,  $V = 18 \text{ kN}$  (in Schweißnahtichtung) und  $N = 30 \text{ kN}$  (rechtwinkelig zur Schweißnahtachse). Für die zu verbindenden Stahlteile gelten die Dicken aus der Kopfplatte mit  $t_1 = 15 \text{ mm}$  und aus der Blechstärke des Flansches mit  $t_2 = 8 \text{ mm}$ . Die Schweißnahtlänge wird bei einem Überlappungsbereich von  $250 \text{ mm}$  mit  $l_w = 230 \text{ mm}$  in Rechnung gestellt.

Folgende Grenzwerte der Nahtdicken müssen bei Bauteildicken  $t_i \geq 3 \text{ mm}$  bei der Bemessung der Kehlnähte eingehalten werden:

$$a_{\min} \geq 2 \text{ [mm]} \quad (4.42)$$

$$a_{\min} \geq \sqrt{t_{\max}} - 0,5 \text{ [mm]} \quad (4.43)$$

$$a_{\max} \geq 0,7 \cdot t_{\min} \text{ [mm]} \quad (4.44)$$

Durch Einsetzen der oben angeführten Blechstärken ergeben sich Grenzwerte der Schweißnahtdicke von:

$$a_{\min} \geq \sqrt{15} - 0,5 = 3,37 \text{ [mm]}$$

$$a_{\max} \geq 0,7 \cdot 8 = 5,6 \text{ [mm]}$$

Resultierend daraus, werden Kehlnähte mit einer Schweißnahtdicke von  $a = 5 \text{ mm}$  für die weitere Berechnung herangezogen.

Da nun alle Komponenten bekannt sind, insofern kann die Kehlnaht mit dem vereinfachten Verfahren bemessen werden.

### Vereinfachtes Verfahren nach [38]

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (4.45)$$

$$\sqrt{\left(\frac{N}{l_w} + \frac{M \cdot 6}{l_w^2}\right)^2 + \left(\frac{V}{l_w}\right)^2} \leq \frac{2 \cdot a \cdot f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (4.46)$$

$N, M, V$ .....bezogenen Bemessungsschnittgrößen [kN]

$l_w$ .....Schweißnahtlänge [cm]

$a$ .....Schweißnahtdicke [cm]

$f_u$ .....Zugfestigkeit [kN/cm<sup>2</sup>], in diesem konkreten Fall  $f_u = 36$  [kN/cm<sup>2</sup>]

$\beta_w$ .....Korrelationsfaktor, hier  $\beta_w = 0,8$

$\gamma_{M2}$ .....Teilsicherheitsbeiwert, mit  $\gamma_{M2} = 1,25$

Durch Einsetzen der einzelnen Komponenten lautet die Gleichung wie folgt:

$$\sqrt{\left(\frac{30}{23} + \frac{800 \cdot 6}{23^2}\right)^2 + \left(\frac{18}{23}\right)^2} \leq \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 36}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25}$$

$$10,41 \text{ [kN/cm]} \leq 20,78 \text{ [kN/cm]} \quad [50 \%]$$

### Richtungsbezogenes Verfahren nach [38]

Für das richtungsbezogene Verfahren müssen die Kräfte in die Anteile parallel und rechtwinklig zur Schweißnaht, und normal und rechtwinklig zur wirksamen Kehlnahtfläche aufgeteilt werden. Zum besseren Verständnis, wird dies in der folgenden Abbildung 4.81 veranschaulicht.

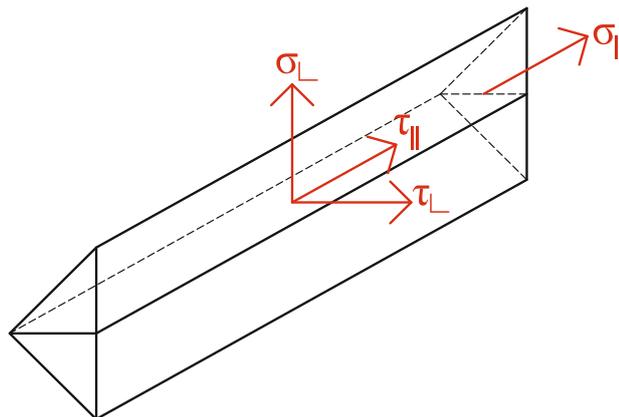


Abbildung 4.81: Aufteilung der Kräfte – richtungsbezogene Verfahren nach [38]

Die erste Bedingung für das richtungsbezogene Verfahren nach ÖNORM EN 1993-1-8 [38] lautet wie folgt:

$$\sigma_{wv,Ed} \leq \sigma_{wv,Rd} \quad (4.47)$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (4.48)$$

$\sigma_{wv}$ .....Vergleichsspannung in [kN/cm<sup>2</sup>]

$\sigma_{\perp}$ .....Normalspannung senkrecht zur Schweißnahtachse [kN/cm<sup>2</sup>]

$$\sigma_{\perp} = \frac{M \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)}{\sum a \cdot \frac{l_w^2}{6}} + \frac{N \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)}{\sum a \cdot l_w} \quad (4.49)$$

$\tau_{\perp}$ .....Schubspannung, in der Ebene der Kehlnahtfläche, senkrecht zur Schweißnahtachse [kN/cm<sup>2</sup>]

$$\tau_{\perp} = \frac{M \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)}{\sum a \cdot \frac{l_w^2}{6}} + \frac{N \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)}{\sum a \cdot l_w} \quad (4.50)$$

$\tau_{\parallel}$ .....Schubspannung parallel zur Schweißnahtachse in [kN/cm<sup>2</sup>]

$$\tau_{\parallel} = \frac{V}{\sum a \cdot l_w} \quad (4.51)$$

$f_u$ .....Zugfestigkeit [kN/cm<sup>2</sup>], in diesem konkreten Fall  $f_u = 36$  [kN/cm<sup>2</sup>]

$\beta_w$ .....Korrelationsfaktor, hier  $\beta_w = 0,8$

$\gamma_{M2}$ .....Teilsicherheitsbeiwert, mit  $\gamma_{M2} = 1,25$

Mit den Bemessungsschnittgrößen aus „RFEM“ können die einwirkenden Spannungen über den Nahtquerschnitt errechnet werden:

$$\sigma_{\perp} = \frac{800 \cdot \sin\left(\frac{90}{2}\right)}{2 \cdot 0,5 \cdot \frac{23^2}{6}} + \frac{30 \cdot \sin\left(\frac{90}{2}\right)}{2 \cdot 0,5 \cdot 23} = 7,34 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{800 \cdot \cos\left(\frac{90}{2}\right)}{2 \cdot 0,5 \cdot \frac{23^2}{6}} + \frac{30 \cdot \cos\left(\frac{90}{2}\right)}{2 \cdot 0,5 \cdot 23} = 7,34 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{18}{2 \cdot 0,5 \cdot 23} = 0,78 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

Eingesetzt in Gleichung 4.48 kann der Nachweis geführt werden:

$$\sqrt{7,34^2 + 3 \cdot (0,78^2 + 7,34^2)} \leq \frac{36}{0,8 \cdot 1,25}$$

$$14,74 \text{ [kN/cm}^2\text{]} \leq 36 \text{ [kN/cm}^2\text{]} \quad [41 \text{ \%}]$$

Die ÖNORM EN 1993-1-8 [38] beinhaltet auch noch eine zweite Bedingung für das richtungsbezogene Verfahren:

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (4.52)$$

$\sigma_{\perp}$ .....Normalspannung senkrecht zur Schweißnahtachse [kN/cm<sup>2</sup>]

$f_u$ .....Zugfestigkeit [kN/cm<sup>2</sup>], in diesem konkreten Fall  $f_u = 36$  [kN/cm<sup>2</sup>]

$\gamma_{M2}$ .....Teilsicherheitsbeiwert, mit  $\gamma_{M2} = 1,25$

Die Normalspannung senkrecht zur Schweißnahtachse wurde schon errechnet und kann somit zur Nachweisführung gleich in die Formel 4.52 eingesetzt:

$$7,34 \leq \frac{0,9 \cdot 36}{1,25}$$

$$7,34 \text{ [kN/cm}^2\text{]} \leq 25,92 \text{ [kN/cm}^2\text{]} \quad [28 \text{ \%}]$$

Sowohl der Nachweis des vereinfachten Verfahrens, als auch der des richtungsbezogenen Verfahrens, sind erfüllt. Die Schweißnaht kann mit einer Dicke von  $a = 5$  mm ausgeführt werden. Im Laufe dieser Berechnung ist gut ersichtlich, dass das vereinfachte Verfahren auf der sicheren Seite liegt. Um einen kurzen Überblick zu schaffen, wird nachfolgend eine Tabelle 4.16 mit den wichtigsten Parametern der Nachweisführung aufgestellt.

**Tabelle 4.16: Überblick Bemessung der Schweißnaht nach [38]**

	bezogene Kraft / Spannung für die Nachweisführung	Bemessungswert der Tragfähigkeit	Ausnutzungs- grad
<b>vereinfachtes Verfahren</b>	10,41 [kN/cm]	20,78 [kN/cm]	[50 %]
<b>richtungsbezogenes Verfahren; 1. Bedingung</b>	14,74 [kN/cm <sup>2</sup> ]	36,00 [kN/cm <sup>2</sup> ]	[41 %]
<b>richtungsbezogenes Verfahren; 2. Bedingung</b>	7,34 [kN/cm <sup>2</sup> ]	25,92 [kN/cm <sup>2</sup> ]	[28 %]

## 4-4 BETRACHTUNG ALS TEMPORÄRES BAUWERK

---

[31]

Üblicherweise werden Hochbauten, laut ÖNORM EN 1990 [31], auf eine geplante Nutzungsdauer von 50 Jahren ausgelegt. Auf dieser Basis wurde auch der, in den vorherigen Kapiteln behandelte, Pavillon Gmünd bemessen. Für den Fall, dass dieses Künstleratelier nur vorübergehend genutzt werden soll (max. 5 Jahre) wäre eine Betrachtung als temporäres Bauwerk nötig. Durch die kürzere Nutzungsdauer ergeben sich geringere Lasten und in weiterer Folge geringere Ausnutzungsgrade. Anschließend ist die Bestimmung der neuen, anzusetzenden Lasten dargestellt.

### 4-4.1 LASTAUFSTELLUNG

Die charakteristischen Lasten in den nachstehenden Kapiteln gelten für eine Nutzungsdauer von 5 Jahren und werden für die dazugehörige statische Bemessung herangezogen.

#### 4-4.1.1 Eigengewicht im temporären Lastfall

Das Eigengewicht der Konstruktion in der temporären Betrachtung ist äquivalent zu jenem aus der 50jährigen Auslegung, siehe Kapitel 4-2.4.1.

#### 4-4.1.2 Nutzlasten im temporären Lastfall

[26], [32]

Bei einer Betrachtung als temporäres Bauwerk stimmen auch die Nutzlasten mit der Langzeitnutzung (siehe Kapitel 4-2.4.2) überein. Der einzige Spielraum in dieser Hinsicht wären Sondervereinbarungen mit dem Bauherrn. Zum Beispiel wie viele Personen max. auf der Bühne des Pavillons zu erwarten sind oder wie schwer die Kunstgegenstände der jeweiligen Aussteller sind. In diesen Fällen könnte die Nutzlast, gemäß ÖNORM EN 1991-1-1 und ÖNORM B 1991-1-1, von  $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$  auf  $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$  reduziert werden.

### 4-4.1.3 Schneelasten im temporären Lastfall

[27], [33]

Durch die verkürzte Nutzungsdauer kann die Schneelast mit Hilfe der Formel 4.53 nach ÖNORMEN 1991-1-3 [33] abgemindert werden.

$$s_n = s_k \cdot \left( \frac{1 - V \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot [\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0,57722]}{(1 + 2,5923 \cdot V)} \right) \quad (4.53)$$

mit:  $P_n = \frac{1}{n}$

$s_n$ ..... Schneelast am Boden mit einer Wiederkehrperiode von n Jahren

$s_k$ ..... charakteristische Schneelast am Boden mit einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren

$V$ ..... Koeffizient der Schwankung der jährlichen Höchstsneelast

$P_n$ ..... jährliche Wahrscheinlichkeit der Überschreitung

$n$ ..... Wiederkehrintervall (Jahre)

Hinsichtlich der charakteristischen Schneelast (siehe Kapitel 4-2.4.3) von  $s_k = 3,25 \text{ kN/m}^2$ ; einer Schwankung der Höchstsneelast von 60 % und 5 jähriger Nutzungsdauer ergibt sich die abgeminderte Schneelast am Boden zu:

$$s_n = 3,25 \cdot \left( \frac{1 - 0,6 \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot [\ln(-\ln(1 - \frac{1}{5})) + 0,57722]}{(1 + 2,5923 \cdot 0,6)} \right) = 2,90 \text{ [kN/m}^2] \quad (4.54)$$

Nun lässt sich die Schneelast auf den jeweiligen Faltwerksflächen, im Zusammenhang mit der jeweiligen Elementneigung (Dachneigung), wie folgt ermitteln:

$$s(\mu) = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (4.55)$$

mit  $C_e = 1,0$  und  $C_t = 1,0$  (lt. Nationalen Festlegungen)

An dieser Stelle wird auf die Lastverteilung an den jeweiligen Flächen nicht explizit eingegangen.

#### 4-4.1.4 Windlasten im temporären Lastfall

[28], [34]

Für temporäre Bauwerke sieht die ÖNORM EN 1991-1-4 [34] den Jahreszeitenbeiwert  $c_{\text{season}}$  vor, um bei der Ermittlung der Basiswindgeschwindigkeit eine Abminderung zu erzielen. Im nationalen Anhang [28] wird ein Jahreszeitenbeiwert von 1,0 empfohlen. Zusätzlich kann die Basiswindgeschwindigkeit mit dem Wahrscheinlichkeitsfaktor  $c_{\text{prob}}$  abgemindert werden. Dieser Abminderungsfaktor errechnet sich zu:

$$v_{b,n} = v_b \cdot \left( \frac{1 - K \cdot \left[ \ln \left( -\ln \left( 1 - P_n \right) \right) \right]}{1 - K \cdot \left[ \ln \left( -\ln \left( 0,98 \right) \right) \right]} \right)^{n_e} \quad (4.56)$$

$$\text{mit: } P_n = \frac{1}{n_j}$$

$v_{b,n}$ ..... Basiswindgeschwindigkeit mit einer Wiederkehrperiode von n Jahren

$v_b$ ..... Basiswindgeschwindigkeit mit einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren

$K$ ..... Formbeiwert abhängig vom Variationskoeffizienten der Extremwertverteilung, empfohlen mit 0,2 [28]

$P_n$ ..... jährliche Wahrscheinlichkeit der Überschreitung

$n_j$ ..... Wiederkehrintervall (Jahre)

$n_e$ ..... Exponent, empfohlen mit 0,5 [28]

Die Basiswindgeschwindigkeit für den Standort Gmünd ist entsprechend Kapitel 4-2.4.4 mit  $v_{b,0} = 21$  m/s gegeben. Mit der gewählten Nutzungsdauer von 5 Jahren ergibt sich eine abgeminderte Basiswindgeschwindigkeit von:

$$v_{b,n} = 21 \cdot \left( \frac{1 - 0,2 \cdot \left[ \ln \left( -\ln \left( 1 - \frac{1}{5} \right) \right) \right]}{1 - 0,2 \cdot \left[ \ln \left( -\ln \left( 0,98 \right) \right) \right]} \right)^{0,5} = 17,94 \text{ [m/s]}$$

Mit der abgeminderten Basiswindgeschwindigkeit ergibt sich ein Spitzengeschwindigkeitsdruck von  $q_{p,n} = 0,37$  kN/m<sup>2</sup>. Nun kann die abgeminderte Windlast ermittelt werden.

Ermittlung der Windlast:

$$w_k = q_{p,n} \cdot c_{pe} \quad (4.57)$$

Die Lastverteilung ist abhängig von der Anströmrichtung des Pavillons sowie von der Neigung der einzelnen Faltwerksflächen. An dieser Stelle wird auf die Lastverteilung an den jeweiligen Flächen nicht explizit eingegangen.

#### 4-4.1.5 Gebrauchstauglichkeit im temporären Lastfall

Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) kann der Verformungsbeiwert  $k_{def}$  von 1,0 auf 0,8 herabgesetzt werden. Der Wert 0,8 entstammt aus der Kombination von Brettsperrholz mit der Nutzungsklasse 1. Im Fall des Pavillons liegt allerdings Nutzungsklasse 2 vor. Ein Verformungsbeiwert von  $k_{def} = 0,8$  kann damit argumentiert werden, dass die auftretenden Durchbiegungen sehr gering ausfallen. An dieser Stelle können Sondervereinbarungen bzgl. der Verformungen mit dem Bauherrn getroffen werden.

### 4-4.2 LASTFÄLLE UND LASTFALLKOMBINATIONEN

Die zu berechnenden Lastfälle und Lastfallkombinationen sind äquivalent zu jenen aus Kapitel 4-2.5 und können somit auch aus diesem Kapitel entnommen werden.

### 4-4.3 BEMESSUNG

In den nachkommenden Kapiteln werden die Bemessung der Falwerkselemente, sowie der maßgebenden Kante und der Verbindung der Brettsperrholzelemente, unter der Annahme einer Nutzungsdauer von 5 Jahren, aufgezeigt.

### 4-4.3.1 faltwerkselemente

Das FE-Modell ist analog zu jenem in Kapitel 4-3.1. Die Lasten wurden angepasst. Es errechnen sich die folgenden maßgebenden Schnittgrößen und Spannungen:

#### **Normalspannungsnachweise bei temporärer Betrachtung**

Die für die Nachweisführung benötigten Knickbeiwerte  $k_c$  werden aus Kapitel 4-3.1.2 übernommen.

- maßgebendes Moment (Haupttragrichtung)

mit maß.  $m_{x,d} = 4,67$  [kNm/m] (Abbildung 4.82) und zgh.  $n_{x,d} = -32,29$  [kN/m] (Abbildung 4.84)

$$\sigma_{m,x,d} = \frac{m_{x,d}}{k_x} \cdot \left( e_i + \frac{t_i}{2} \right) \cdot E_i = \frac{4,67 \cdot 10^6}{765,6 \cdot 10^9} \cdot 50 \cdot 11600 = 3,54 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{n,x,d} = \frac{n_{x,d}}{A_{x,eff}} = \frac{-32,29 \cdot 10^3}{3 \cdot 20 \cdot 1000} = -0,54 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,CLT,d}} + \frac{\sigma_{n,x,d}}{k_c \cdot f_{c,CLT,0,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{3,54}{19,01} + \frac{0,54}{0,35 \cdot 15,12} = 0,29 \leq 1,0 \quad [29 \text{ \%}]$$

- maßgebendes Moment (Nebentragrchtung)

mit maß.  $m_{y,d} = -2,35$  [kNm/m] (Abbildung 4.83) und zgh.  $n_{y,d} = -8,27$  [kN/m] (Abbildung 4.85)

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{m_{y,d}}{k_y} \cdot \left( e_i + \frac{t_i}{2} \right) \cdot E_i = \frac{-2,35 \cdot 10^6}{201,07 \cdot 10^9} \cdot 30 \cdot 11600 = -4,01 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{n,y,d} = \frac{n_{y,d}}{A_{y,eff}} = \frac{-8,27 \cdot 10^3}{2 \cdot 20 \cdot 1000} = -0,21 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,CLT,d}} + \frac{\sigma_{n,y,d}}{k_c \cdot f_{c,CLT,0,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{4,01}{19,01} + \frac{0,21}{0,9 \cdot 15,12} = 0,23 \leq 1,0 \quad [23 \text{ \%}]$$

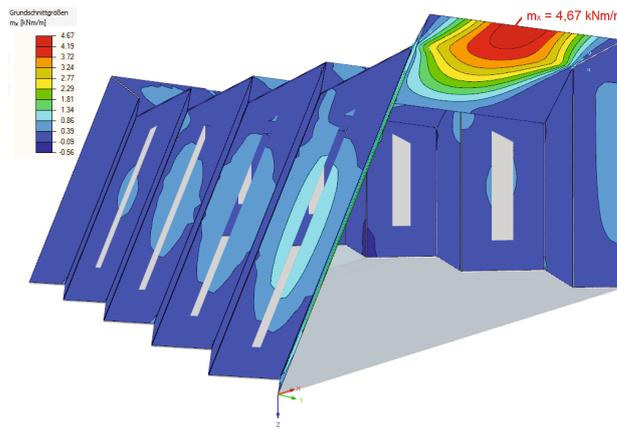


Abbildung 4.82: maß. Moment (Haupttragrichtung) bei temporäre Betrachtung

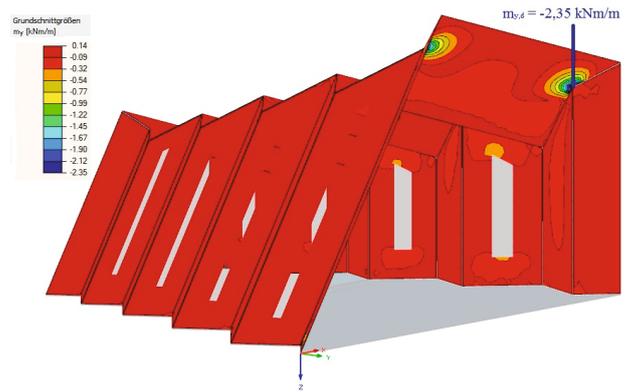


Abbildung 4.83: maß. Moment (Nebentragrichtung) bei temporäre Betrachtung

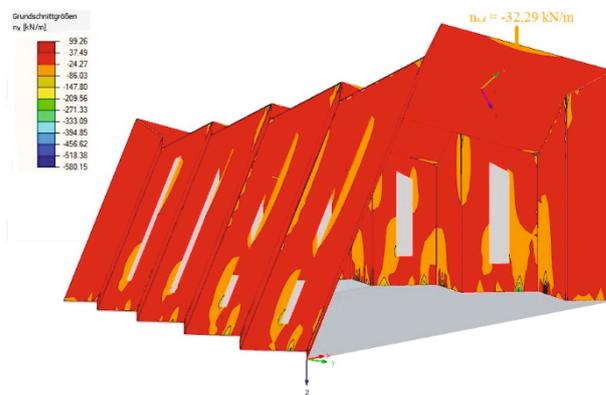


Abbildung 4.84: zgh. Normalkraft (Haupttragrichtung) bei temporäre Betrachtung

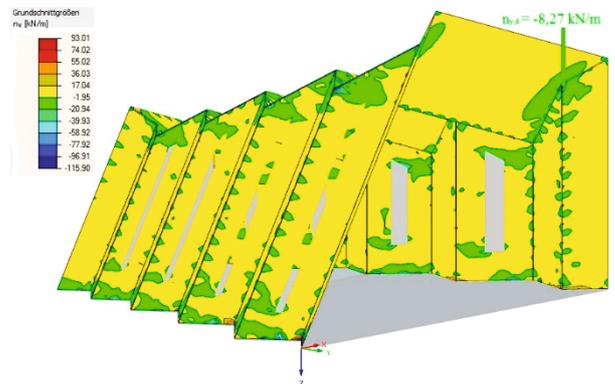


Abbildung 4.85: zgh. Normalkraft (Nebentragrichtung) bei temporäre Betrachtung

- maßgebende Normalkraft (Haupttragrichtung)

mit maß.  $n_{x,d} = -301,52$  (Abbildung 4.86),

$$\sigma_{n,x,d} = \frac{n_{x,d}}{A_{x,eff}} = \frac{-301,52 \cdot 10^3}{3 \cdot 20 \cdot 1000} = -5,03 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{n,x,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{5,03}{0,35 \cdot 15,12} = 0,95 \leq 1,0 \quad [95 \text{ \%}]$$

- maßgebende Normalkraft (Nebentragsrichtung)

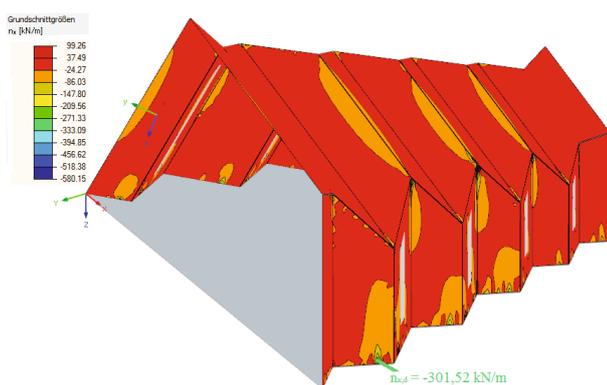
mit maß.  $n_{y,d} = 95,49$  [kN/m] (Abbildung 4.87)

$$\sigma_{n,y,d} = \frac{n_{y,d}}{A_{y,eff}} = \frac{95,49 \cdot 10^3}{2 \cdot 20 \cdot 1000} = 2,39 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

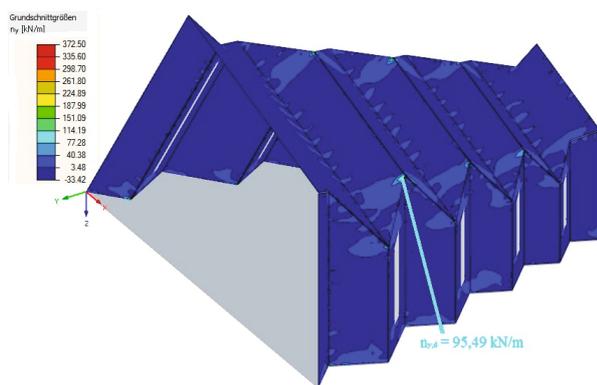
Nachweis:

$$\frac{\sigma_{n,y,d}}{f_{t,CLT,0,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{2,39}{10,08} = 0,24 \leq 1,0 \quad [24 \text{ \%}]$$



**Abbildung 4.86: maß. Normalkraft (Haupttragrichtung) bei temporäre Betrachtung**



**Abbildung 4.87: maß. Normalkraft (Nebentragsrichtung) bei temporäre Betrachtung**

## Schubspannungsnachweise bei temporärer Betrachtung

- maßgebende Scheibenschubkraft  
 mit maß.  $n_{xy,d} = 26,27$  [kN/m] (Abbildung 4.88)

$$\tau_{0,d}^* = \frac{n_{xy,d}}{\sum_{i=1}^n t_i^*} = \frac{26,27}{80} = 0,33 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\tau_{v,d}^* = 2 \cdot \tau_{0,d}^* = 2 \cdot 0,33 = 0,66 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\tau_{T,d}^* = 3 \cdot \tau_{0,d}^* \cdot \frac{t_1^*}{a} = 3 \cdot 0,33 \cdot \frac{20}{100} = 0,20 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis *Mechanismus I – Schub*:

$$\tau_{v,d}^* \leq f_{v,CLT,d}$$

$$0,66 \leq 1,44 \quad [46 \%]$$

Nachweis *Mechanismus II – Torsion*:

$$\tau_{T,d}^* \leq f_{T,CLT,d}$$

$$0,20 \leq 1,44 \quad [14 \%]$$

- maßgebende Plattenschubspannung (Haupttragrichtung)  
 mit maß.  $v_{x,d} = 32,89$  [kN/m], (Abbildung 4.89)

$$\tau_{v,x,d} = \frac{V_{\max,x,d}}{k_x \cdot b_i} \cdot \sum (S_m \cdot E_m) = \frac{32,89 \cdot 10^3}{765,6 \cdot 10^9 \cdot 1000} \cdot \left( 20 \cdot 1000 \cdot 40 \cdot 11600 + \frac{20}{2} \cdot 1000 \cdot \frac{20}{4} \cdot 11600 \right) =$$

$$\tau_{v,x,d} = 0,42 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis:

$$\tau_{v,x,d} \leq f_{v,CLT,d}$$

$$0,42 \leq 2,88 \quad [15 \%]$$

- maßgebende Plattenschubspannung (Nebentragrichtung)  
 mit maß.  $v_{y,d} = 7,35$  [kN/m], (Abbildung 4.90)

$$\tau_{v,y,d} = \frac{V_{\max,y,d}}{k_y \cdot b_i} \cdot \sum (S_m \cdot E_m) = \frac{7,35 \cdot 10^3}{201,07 \cdot 10^9 \cdot 1000} \cdot (20 \cdot 1000 \cdot 20 \cdot 11600) =$$

$$\tau_{v,y,d} = 0,17 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis:

$$\tau_{v,y,d} \leq f_{v,CLT,d}$$

$$0,17 \leq 2,88 \quad [6 \%]$$

- maßgebende Rollschubspannung  
mit maß.  $v_{x,d} = 32,89$  [kN/m], (Abbildung 4.89)

$$\tau_{r,x,d} = \frac{V_d}{k_x \cdot b_i} \cdot \sum (S_m \cdot E_m) = \frac{32,89 \cdot 10^3}{765,6 \cdot 10^9 \cdot 1000} \cdot (20 \cdot 1000 \cdot 40 \cdot 11600) = 0,40 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nachweis:

$$\tau_{r,x,d} \leq f_{r,CLT,d}$$

$$0,40 \leq 0,58 \quad [69\%]$$

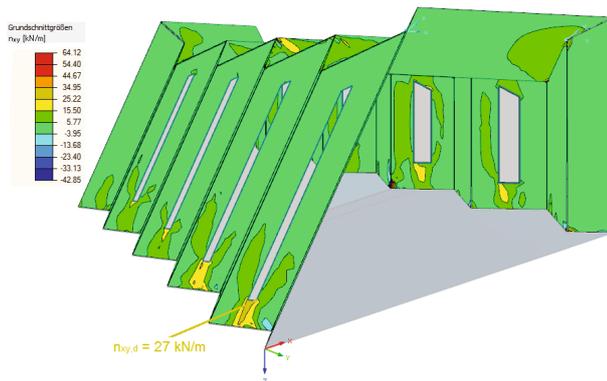


Abbildung 4.88: maß. Scheibenschub bei temporäre Betrachtung

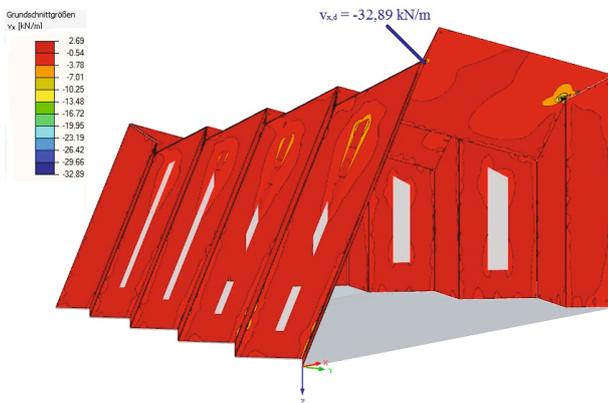


Abbildung 4.89: maß. Plattenquerkraft (Haupttragrichtung) bei temporäre Betrachtung

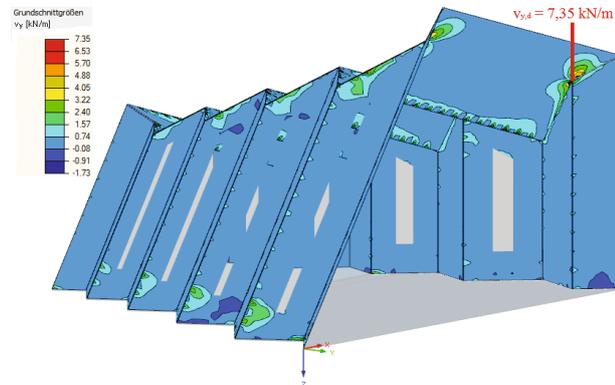


Abbildung 4.90: maß. Plattenquerkraft (Nebentragrichtung) bei temporäre Betrachtung

### Durchbiegungsnachweise bei temporärer Betrachtung

Der Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) wird für die linke Faltwerkskante und die Dachkante (siehe Abbildung 4.91) geführt. Die einzelnen Durchbiegungen für die anschließende Nachweisführung werden in Tabelle 4.17 angeführt.

**Tabelle 4.17: Durchbiegungen der einzelnen Lastfälle bei temporärer Betrachtung**

	Schräge Faltwerkskante	Dachkante
<b>Durchbiegung aus LF1: Eigengewicht <math>w_g</math></b>	3,0 [mm]	1,8 [mm]
<b>Durchbiegung aus LF3: Schnee <math>w_s</math></b>	1,0 [mm]	4,2 [mm]
<b>Durchbiegung aus Wind <math>w_w</math></b>	7,7 [mm]	2,8 [mm]
<small>(LF8 für die schräge Faltwerkskante, LF9 für die Dachkante)</small>		

#### maßgebende Verformung – schräge Kante

$$w_{inst,G} = 3 \text{ [mm]}$$

$$w_{inst,Q} = 7,7 + 0,5 \cdot 1,0 = 8,2 \text{ [mm]}$$

$$w_{inst,Q,perm} = 0,5 \cdot (1,0 + 7,7) = 4,35 \text{ [mm]}$$

$$w_{creep} = (3 + 4,35) \cdot 0,8 = 5,88 \text{ [mm]}$$

Nachweise – schräge Kante:

$$w_{inst,G} + w_{inst,Q} = 11,2 \leq \frac{6600}{300}$$

$$11,2 \leq 22 \quad [51 \%]$$

$$w_{inst,Q} + w_{creep} = 14,1 \leq \frac{6600}{200}$$

$$14,1 \leq 33 \quad [43 \%]$$

$$(w_{inst,Q} + w_{inst,Q,perm}) \cdot (1 + 0,8) =$$

$$= 22,6 \leq \frac{6600}{250}$$

$$22,6 \leq 26,4 \quad [86 \%]$$

#### maßgebende Verformung – Dachkante

$$w_{inst,G} = 1,80 \text{ [mm]}$$

$$w_{inst,Q} = 4,2 + 0,6 \cdot 2,8 = 5,88 \text{ [mm]}$$

$$w_{inst,Q,perm} = 0,6 \cdot (4,2 + 2,8) = 4,2 \text{ [mm]}$$

$$w_{creep} = (1,8 + 4,2) \cdot 0,8 = 4,8 \text{ [mm]}$$

Nachweise – Dachkante:

$$w_{inst,G} + w_{inst,Q} = 7,68 \leq \frac{4895}{300}$$

$$7,68 \leq 16,32 \quad [47 \%]$$

$$w_{inst,Q} + w_{creep} = 10,68 \leq \frac{4895}{200}$$

$$10,68 \leq 24,48 \quad [44 \%]$$

$$(w_{inst,Q} + w_{inst,Q,perm}) \cdot (1 + 0,8) =$$

$$= 18,14 \leq \frac{4895}{250}$$

$$18,14 \leq 19,58 \quad [93 \%]$$

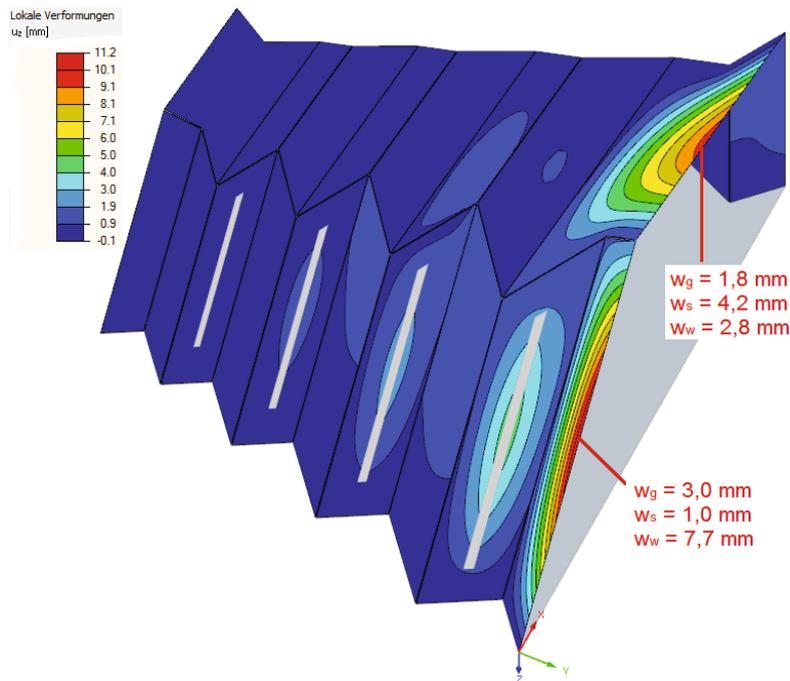


Abbildung 4.91: Verformungen des *Faltwerks* in globale *z*-Richtung bei temporärer Beanspruchung

#### 4-4.3.2 Verbindung der *Faltwerk*selemente

In Kapitel 4-3.2 wurden zwei Varianten zur Ermittlung der Kantenkräfte näher erläutert. Für die Betrachtung bei einer Nutzungsdauer von 5 Jahren wird nur die zweite Variante (beschrieben in 4-3.2.3) angewendet. Ohne darauf zu achten, ob eventuell eine andere Kante in dieser Lastsituation größere Lasten mit sich bringt, wird die gleiche Kante VIII herangezogen, um die Auswirkungen der geringeren Lastansätze aufzeigen zu können.

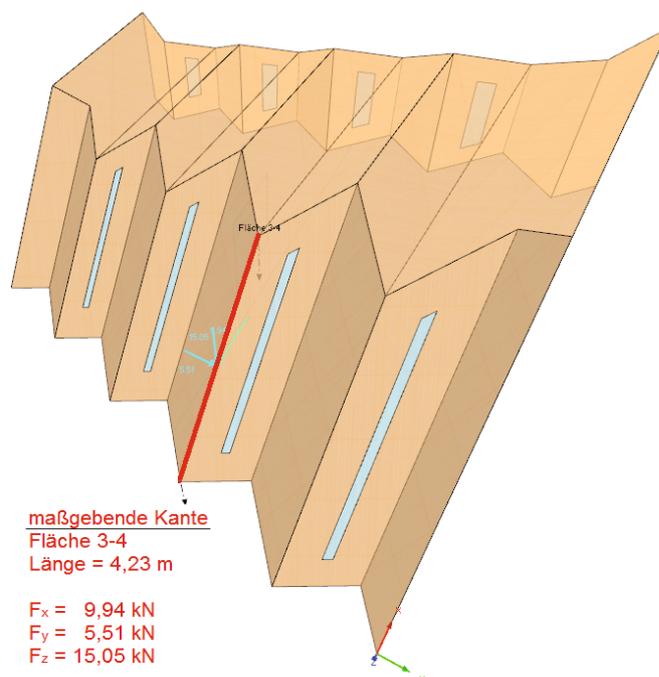


Abbildung 4.92: Resultierende Kantenkräfte zwischen *Fläche* 3 und 4 bei temporäre Betrachtung

In Abbildung 4.92 sind die resultierenden Kräfte des Schnittes dargestellt. Daraus ergibt sich ein globaler Belastungsvektor von:

$$\vec{F}_{ULS,global} = \begin{bmatrix} -9,94 \\ -5,51 \\ 15,05 \end{bmatrix} \text{ [kN]}$$

Wird der globale Belastungsvektor mit der inversen Matrix des Richtungsvektors multipliziert, resultieren daraus die Kräfte in allen drei Belastungsrichtungen der Schraube. (analog zu Kapitel 4-3.2.3).

$$\vec{F}_{bezogen} = \overline{N}^{-1} \cdot \vec{F}_{ULS,global} \quad (4.58)$$

$$\vec{F}_{bezogen} = \begin{bmatrix} \text{Kantenrichtung} \\ 1. \text{Einschraubrichtung} \\ 2. \text{Einschraubrichtung} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 18,04 \\ 4,26 \\ 2,33 \end{bmatrix} \text{ [kN]}$$

Mit den ermittelten Tragfähigkeiten der Schrauben (siehe 4-3.3) kann nun der Nachweis nach ÖNORM EN 1995-1-1 [39] geführt werden und so die nötige Anzahl an Schraubenkreuzen bestimmt werden.

Für die 1. Einschraubrichtung (Schnittufer an Fläche 3) ergeben sich folgende Stückanzahlen:

$$\left( \frac{4,26}{3,06 \cdot n} \right)^2 + \left( \frac{18,04}{1,44 \cdot n} \right)^2 \leq 1,0$$

$\rightarrow n = 12,60 \text{ [Stk.]} \rightarrow n = 13 \text{ [Stk.]}$

Bei Betrachtung der 2. Einschraubrichtung an Fläche 4 lassen sich folgende Anzahlen an Schrauben ermitteln.

$$\left( \frac{2,33}{3,06 \cdot n} \right)^2 + \left( \frac{18,04}{1,44 \cdot n} \right)^2 \leq 1,0$$

$\rightarrow n = 12,55 \text{ [Stk.]} \rightarrow n = 13 \text{ [Stk.]}$

Bei der Betrachtung des Pavillons als temporäres Bauwerk werden, an Kante VIII, 13 Schraubenkreuze benötigt.

## 4-4.4 GEGENÜBERSTELLUNG

Zur Veranschaulichung werden die angesetzten Lasten aus Kapitel 4-2.4 mit den ermittelten Lasten aus Abschnitt 0 verglichen und in Tabelle 4.18 wiedergegeben.

*Tabelle 4.18: Vergleich der angesetzten Lasten*

Lastfall	n = 50 Jahre	n = 5 Jahre	Ersparnis
	[kN/m <sup>3</sup> ], [kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ], [kN/m <sup>2</sup> ]	[%]
<b>Eigengewicht</b>	$\gamma_{\text{BSP}} = 5,0$	$\gamma_{\text{BSP}} = 5,0$	-
<b>Nutzlast</b>	$q_k = 5,0$	$q_k = 5,0$	-
<b>Schnee</b>	$s_k = 3,25$	$s_n = 2,90$	~ 11
<b>Wind</b>	$q_p = 0,5$	$q_{p,n} = 0,37$	~ 26

Durch die geringe Lastannahme können folgende positive Auswirkungen auf die Bemessungsschnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) erzielt werden. Verglichen werden die Ergebnisse aus Kapitel 4-3.1.2 mit jenen aus Kapitel 4-4.3.1.

*Tabelle 4.19: Vergleich der Bemessungsschnittgrößen, Faltwerkelemente, (ULS)*

maß. Spannung	n = 50 Jahre	n = 5 Jahre	Gewinn
	[kNm/m], [kN/m]	[kNm/m], [kN/m]	[%]
<b>maß. Moment (HTR)<sup>2</sup></b>	$m_{x,d} = 5,10$	$m_{x,d} = 4,67$	8
<b>maß. Moment (NTR)<sup>2</sup></b>	$m_{y,d} = -2,57$	$m_{y,d} = -2,35$	9
<b>maß. Normalkraft (HTR)</b>	$n_{x,d} = -306,82$	$n_{x,d} = -301,52$	2
<b>maß. Normalkraft (NTR)</b>	$n_{y,d} = 118,01$	$n_{y,d} = 95,49$	19
<b>maß. Plattenquerkraft (HTR)</b>	$v_{x,d} = 35,93$	$v_{x,d} = 32,89$	8
<b>maß. Plattenquerkraft (NTR)</b>	$v_{y,d} = 11,53$	$v_{y,d} = 7,35$	36

<sup>2</sup> (HTR) = Haupttragrichtung  
 (NTR) = Nebentragrichtung

Geringere Ausnutzungsgrade können auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) der Faltwerkselemente erzielt werden. In den zwei nachstehenden Tabellen (Tabelle 4.20, Tabelle 4.21) folgen die Gegenüberstellungen für die schräge und die gerade Dachkante:

**Tabelle 4.20: Vergleich der Ausnutzungsgrade mit den zugehörigen Durchbiegungen, Faltwerkselemente – schräge Kante, (SLS)**

maß. Verformung	n = 50 Jahre		n = 5 Jahre		Gewinn
	[mm]	[%]	[mm]	[%]	
$W_{\text{inst,G}} + W_{\text{inst,Q}}$	11,2	51	11,2	51	-
$W_{\text{inst,Q}} + W_{\text{creep}}$	15,5	47	14,1	43	4
$(W_{\text{inst,Q}} + W_{\text{inst,Q,perm}}) \cdot (1+k_{\text{def}})$	25,0	95	22,6	86	9

**Tabelle 4.21: Vergleich der Ausnutzungsgrade mit den zugehörigen Durchbiegungen, Faltwerkselemente – gerade Kante, (SLS)**

maß. Verformung	n = 50 Jahre		n = 5 Jahre		Gewinn
	[mm]	[%]	[mm]	[%]	
$W_{\text{inst,G}} + W_{\text{inst,Q}}$	10,5	64	7,7	47	17
$W_{\text{inst,Q}} + W_{\text{creep}}$	16,1	66	10,7	44	22
$(W_{\text{inst,Q}} + W_{\text{inst,Q,perm}}) \cdot (1+k_{\text{def}})$	27,6	141	18,1	93	48

Für die Bestimmung der Anzahl an Verbindungsmitteln kann kein positiver Aspekt erzielt werden. Durch die leicht geringere Kraft in der temporären Betrachtung ergibt sich keine große Änderung in der gesamten Schraubenkreuzanzahl. In Tabelle 4.22 werden die bezogenen Belastungsvektoren und die Schraubenanzahl gegenübergestellt. Die Lastreduktion wirkt sich nur auf die Gesamtheit aller Verbindungsmittel (gesamte Schraubenanzahl) positiv aus.

**Tabelle 4.22: Vergleich der Auswirkung auf die ausgewählte Kante**

	n = 50 Jahre	n = 5 Jahre	Gewinn
	[kN]	[kN]	[%]
$F_{\text{Einschraubrichtung 1}}$	4,57	4,26	~ 7
$F_{\text{Einschraubrichtung 2}}$	2,47	2,33	~ 6
$F_{\text{Kantenrichtung}}$	19,27	18,04	~ 6
<b>Schraubenkreuzanzahl</b>	13,47 Stk. → 14 Stk.	12,60 Stk → 13 Stk..	~ 7

## 4-5 HOLZSCHUTZ

---

In dieser Arbeit wird nicht näher auf den Holzschutz des Künstlerpavillons eingegangen. An dieser Stelle sei zu erwähnen, dass alle Brettsperrholzelemente vor Witterungseinflüssen und Insektenbefall zu schützen sind. Als Vorschlag für den Holzschutz des Falwerks wird eine PVC Abdichtungsbahn empfohlen. Für die Ausführung müssen dazu noch Konstruktionsdetails im Bereich des Sockels sowie bei den Lichtöffnungen durchdacht und konzipiert werden. Im Eingangsbereich (Stiegen zwischen Erdreich und Bühnenboden) wird ein konstruktiver Holzschutz, z. B. mit einer Lärchenschalung, angedacht. Wird der Pavillon nur als temporäres Bauwerk betrachtet, kann der Holzschutz beispielsweise mittels Anstiche oder Öle erfolgen.

## 4-6 VERGLEICHSRECHNUNG MIT HILFE DES FE-PROGRAMMS „ABAQUS“

Zur allgemeinen Plausibilitätskontrolle des „RFEM“-Modells wurde zusätzlich durch die holz.bau forschung gmbh (Dipl.-Ing. Dr. techn. Thomas Bogensperger) [20] ein „ABAQUS“-Modell (Simulationsprogramm ABAQUS Version 6.14) erstellt. In diesem Kapitel soll vorab ein kurzer Überblick über die Modellierung im Programm „ABAQUS“ geschaffen werden. Danach erfolgt das Auslesen der Ergebnisse anhand eines bestimmten Lastfalls. Zu guter Letzt werden die Ergebnisse einer ausgesuchten Faltwerkskante jenen aus Kapitel 4-3.2.3 gegenübergestellt.

### Modellierung „ABAQUS“

Die Eingabe in „ABAQUS“ erfolgt scriptgesteuert mit Hilfe der Programmiersprache „Python“. Mit Hilfe des „Deklarationsbaum“ (siehe Abbildung 4.93) können die zur Erstellung des Modells notwendigen Eingaben Schritt für Schritt strukturiert eingegeben werden.

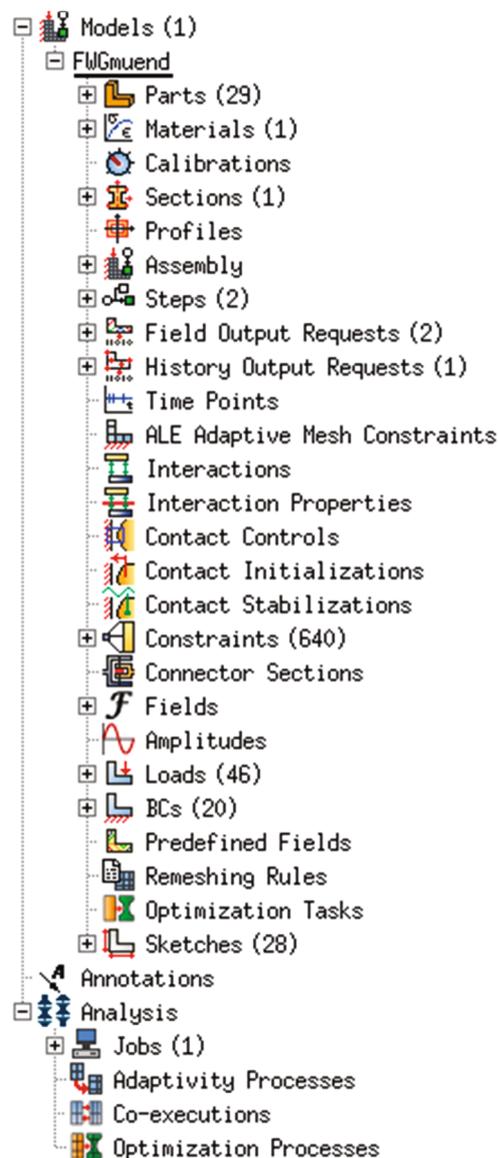


Abbildung 4.93: Modellbaum in „ABAQUS“

### Geometrieimport („Part“)

Das Modell wurde für diese Eingabe im Programm „Rhinceros“ erarbeitet und verfasst. Dieses Skript beinhaltet die Koordinaten der vier Eckpunkte jedes Panels. Des Weiteren wird die Verbindung der Punkte mit Linien in der Ebene verarbeitet. Zu guter Letzt werden die faltwerksflächen im 3D-Raum gedreht und in die richtige Lage verschoben. Jede faltwerksfläche ist somit als „Part“ mit dem Typ „Shell“ in der Gesamtgeometrie, dargestellt in Abbildung 4.94, integriert. Dieses Skript wird in weiterer Folge aufgerufen, um auf die Geometrie zugreifen zu können.

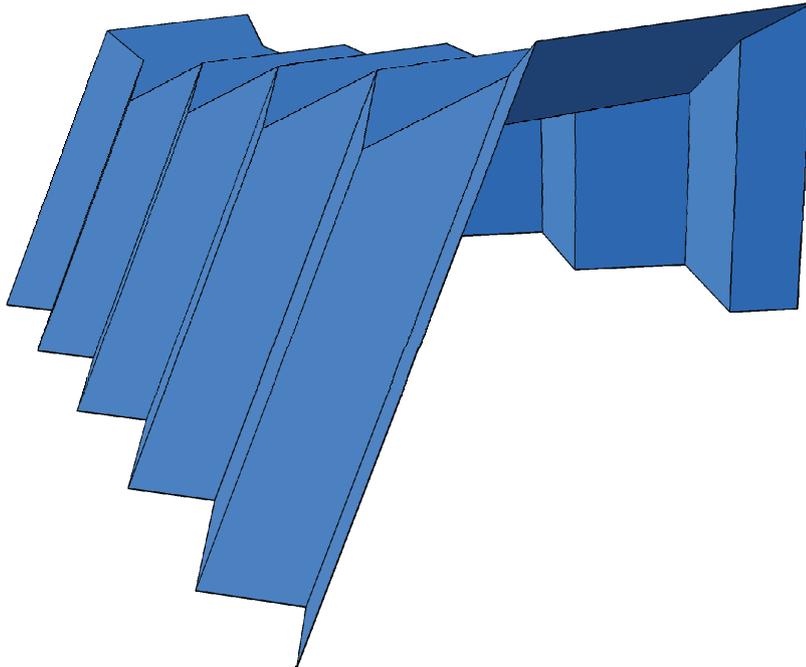


Abbildung 4.94: Geometrie in „ABAQUS“

### Definition der Materialparameter („Section“)

Das Material wird mit Hilfe der Parameter E-Modul ( $E_x$ ,  $E_y$ ,  $E_z$ ), Querkontraktion ( $\nu_{xy}$ ,  $\nu_{xz}$ ,  $\nu_{yz}$ ), Schubmodul ( $G_{xy}$ ,  $G_{xz}$ ) und dem Rollschubmodul ( $G_{yz} = G_R$ ) definiert. Um den Aufbau des Brettsperrholzquerschnittes beschreiben zu können, wird ein mehrschichtiger Aufbau erstellt. Jede Lage wird dabei mit dem Material, der Dicke und der Faserrichtung versehen.

### Zuweisen („Property“)

Den Parts werden nun die definierten Querschnitts- und Materialparameter zugewiesen.

### Zusammenbauen des Modells („Assembly“)

Mit einem ausgelagerten Zusatzprogramm werden die Mittelpunkte aller Linien ermittelt und dann Koordinaten ausgegeben. Das Zusammensetzen des Modells erfolgt mit Hilfe der äquivalenten Koordinaten der Linienmittelpunkte. Für das vorliegende Beispiel ausgedrückt: Part 3\_Kante 1 und Part 4\_Kante 3 sind ortsgleich und können verbunden werden.

### Modellierung der Falterkanten

Vorab erfolgten die Unterteilung der Kanten und die Spezifikation der Lage der Kante im Raum. Dabei wird ein Abstand der Federn von ca. 40 cm zu Grunde gelegt. Mit der nachstehenden Formel 4.59 wird die Anzahl der Federn je Kante ermittelt:

$$F_i = \left( \frac{l_k}{0,4} \right) + 1 \quad (4.59)$$

$F_{ni}$ ..... Federanzahl

$l_k$ ..... Kantenlänge

Die Anordnung der Federn erfolgt nach folgendem Schema (Abbildung 4.95):

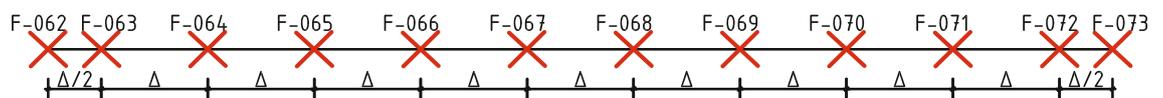


Abbildung 4.95: Federanordnung an Kante F3-F4

Für die Kante F3-F4, mit einer Gesamtlänge von  $l_k = 4,23$  m ergibt sich ein  $\Delta$  von rund 42 cm.

Über ein extra angefertigtes Inputfile werden die Federn ins Modell hinzugefügt. Das Verbinden erfolgt durch Koppelung der Federn mit den Kanten, Feder-Anfangs- und -Endpunkte („Slave“-Punkte) an die Kantenpunkte („Master“-Punkte). Die Koppelreihenfolge ist dabei sehr wichtig, da die untergeordneten Punkte (Slave) nach dem Koppeln gelöscht werden. Ein Kantenpunkt erhält nun je globaler Richtung eine Feder. Durch Zuweisen der Federsteifigkeiten und der Eingabe des Einflussbereiches wird die Modellierung der Falterkante abgeschlossen. Als Einflussbereich (Influence radius) wird die ungefähre Netzgröße herangezogen. Eine schematische Darstellung für den Einflussbereich der Federn ist in Abbildung 4.96 dargestellt.

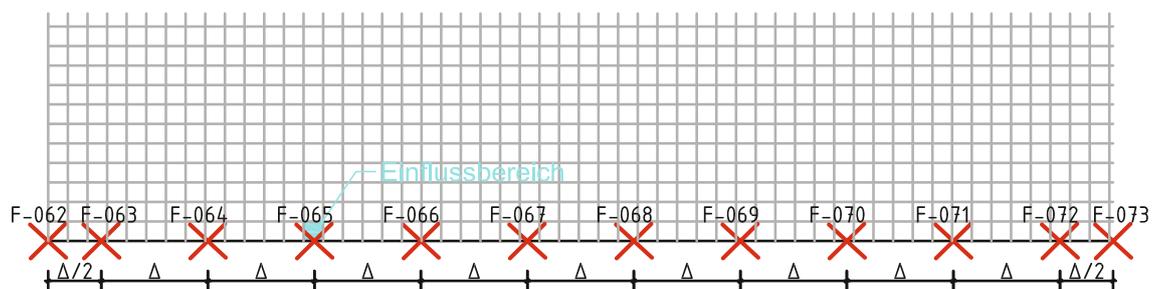
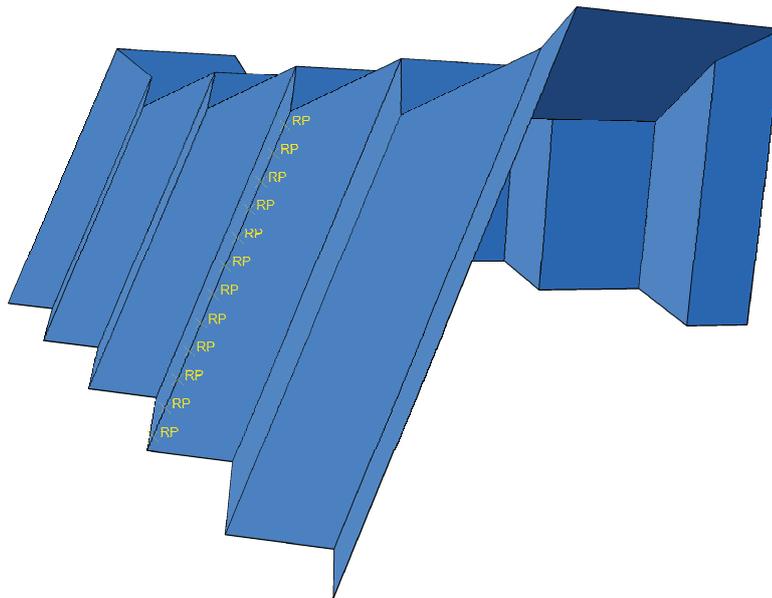


Abbildung 4.96: Überblick über den Einflussbereich der Federn

In Abbildung 4.97 wird das „ABAQUS“-Modell mit den Federn („RP“ = reference point) an der Kante VIII dargestellt.



*Abbildung 4.97: Faltwerkskante VIII (hier: Federn F-062 bis F-073)*

#### **Lagerungsbedingungen („Boundary Conditions“)**

Die Lagerungsbedingungen werden per Skript eingegeben. Für dieses Beispiel werden gelenkige Auflager (Verschiebungen gesperrt, Verdrehungen frei) gesetzt. Die Filterung, an welchen Linien Lager gesetzt werden, erfolgt über die z-Koordinate ( $z = 0$ ) des Linienmittelpunktes.

#### **Lastaufstellung („Load“)**

Das Eigengewicht wird durch Eingabe des spezifischen Gewichtes ( $\gamma$ ) vom Programm selbst ermittelt. Da die positive z-Achse im Programm nach oben zeigt ist auf die Lastrichtung zu achten und die Wichte in diesem Fall mit einem negativen Vorzeichen zu versehen. Für die restlichen Lasten (Schnee, Wind) müssen zuvor die Flächennormalen ermittelt werden (siehe Abbildung 4.99, rechts). Danach erfolgt die Multiplikation der „design“ Werte der jeweiligen Last, aufgestellt nach Norm, (siehe Abbildung 4.99, links) und dem Cosinus des Winkels der positiven Flächennormalen (siehe Abbildung 4.99, rechts). Anschließend wird die errechnete Last den jeweiligen Flächen zugewiesen (Abbildung 4.100). Im „ABAQUS“ besteht keine Möglichkeit Lastfallkombinationen automatisch generieren zu lassen. Diese müssen per Hand selbst eingegeben werden. In dem vorliegenden Beispiel wurden zum Vergleich die Lastfallkombination, bestehend aus Eigengewicht, Schnee und Wind in x-Richtung herangezogen (siehe Gleichung 4.60).

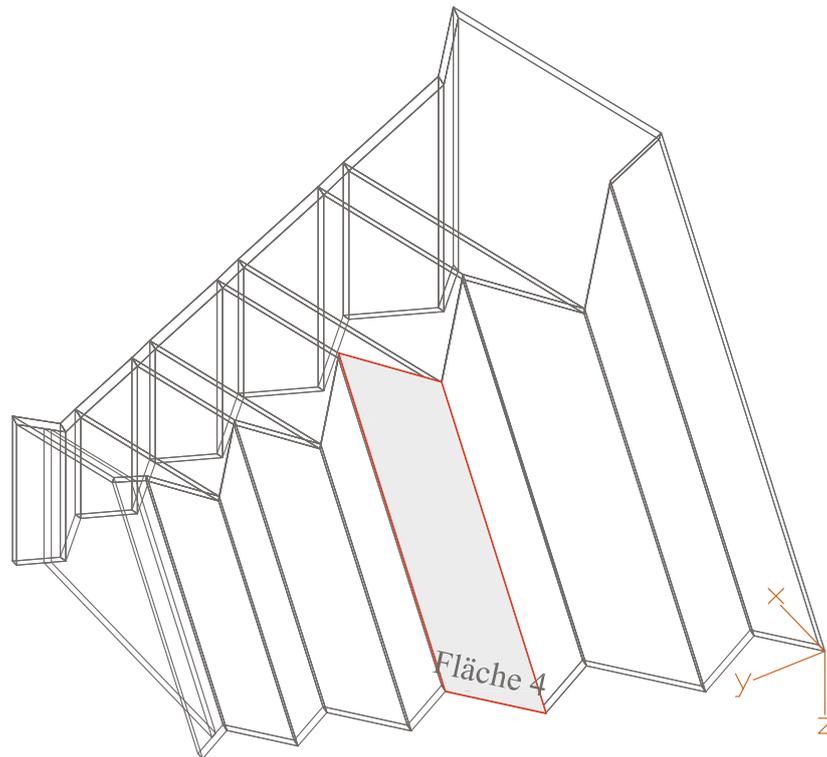


Abbildung 4.98: Ausgewählte Faltwerksfläche (Fläche4) zur Veranschaulichung der Lasteingabe

Schneelast

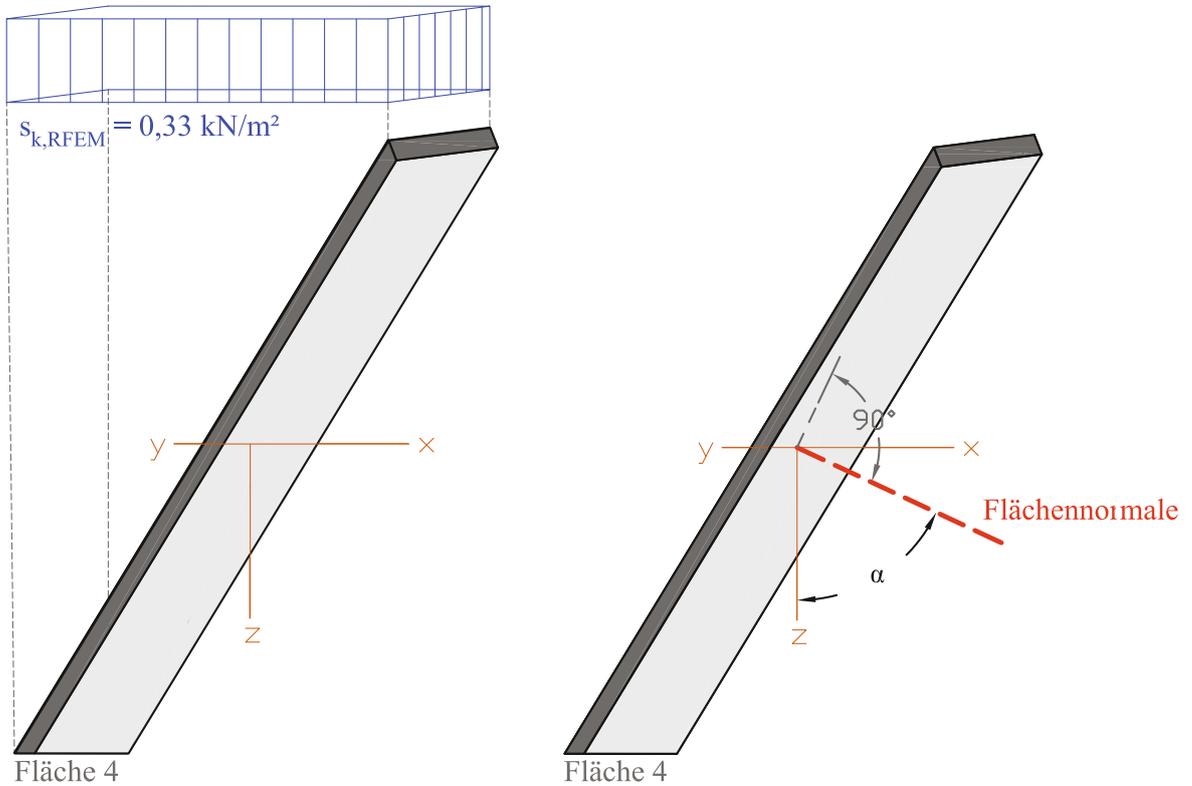


Abbildung 4.99: li.: anzusetzende Schneelast lt. Norm an der ausgewählten Fläche, re.: Ermittlung der Flächennormale im AutoCAD

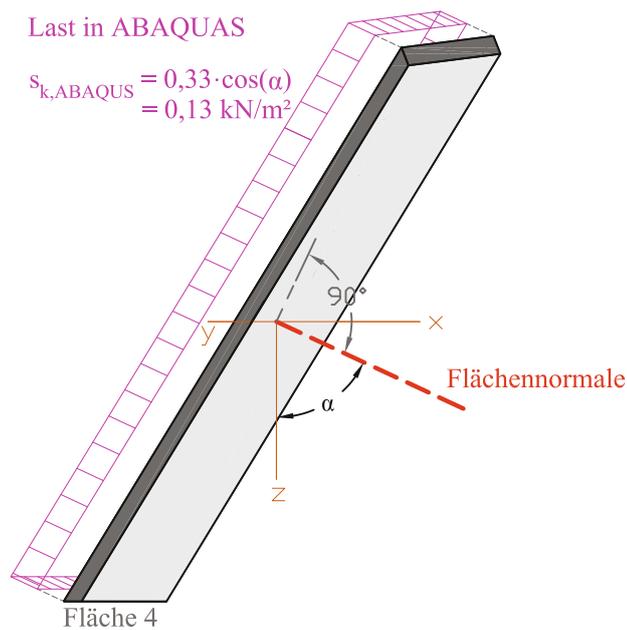


Abbildung 4.100: Lastansatz im ABAQUS, Produkt aus der „Norm-“, Last und dem Cosinus des Winkels

#### FE-Netz Einstellungen („Mesh“)

Für die Netzgeometrie wurden Dreiecke und Quadrate mit linearen Ansatzfunktion (S3, S4) gewählt (siehe Abbildung 4.101). Die ungefähre Größe dieser Elemente wird mit 5 cm angenommen. Nachfolgende Abbildung 4.102 zeigt das „gemeshte“ Modell.

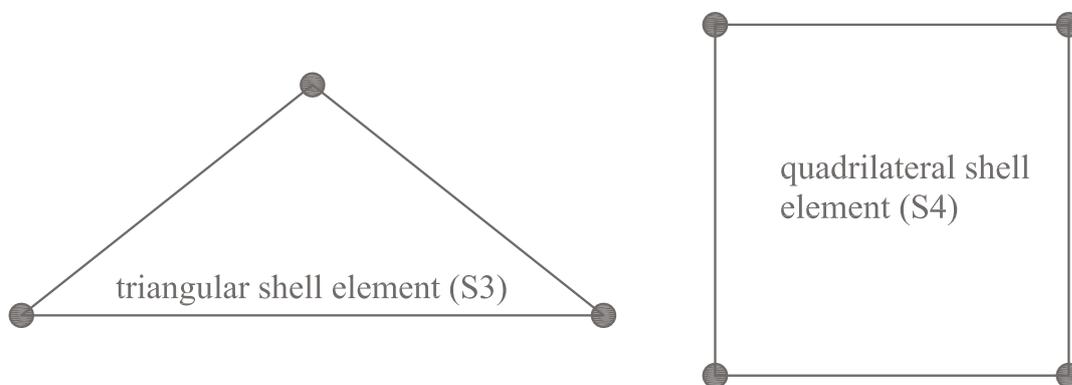


Abbildung 4.101: Netzgeometrie li.: Dreiecke (S3) , re.: Vierecke (S4)



Abbildung 4.102: FE-Netz am „ABAQUS“-Modell

### Berechnung („Job“)

Das fertig generierte Input-File wird als Job gestartet und an den Rechenkern gesendet.

### Auslesen der Ergebnisse

Es erfolgt das Exportieren der globalen Federkräfte, ein CSV-File je Richtung. Im nachkommenden Abschnitt sind die Federkräfte für die Kante VIII aufgezeigt.

Als Überblick wird in Abbildung 4.103 die Verformungsfigur des „ABAQUS“-Modells dargestellt.

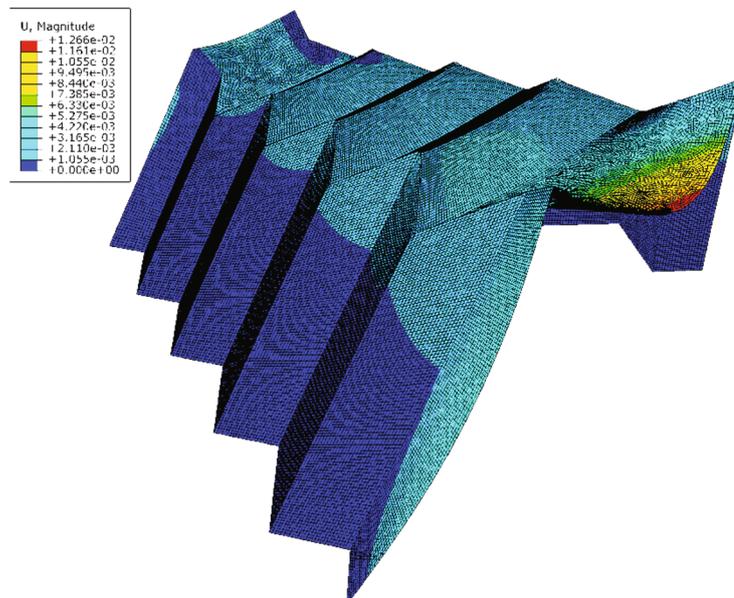


Abbildung 4.103: Verformungsfigur in „ABAQUS“

## Berechneter Lastfall und Ergebnisse

Um eine schnelle Auswertung der Ergebnisse zu erhalten, wurde nur ein Lastfall für den Vergleich herangezogen. Dieser wurde in beiden Programmen mit den gleichen Sicherheitsbeiwerten und Lasten eingegeben. Der angesprochene Lastfall setzt sich wie folgt zusammen:

$$LF = 1,35 \cdot G_k + 1,50 \cdot S_k + 1,50 \cdot W_{x,k} \quad (4.60)$$

Die dazugehörigen Lasten sind in Kapitel 4-2.4 bzw. in Anhang B dieser Arbeit angeführt.

In „ABAQUS“ werden alle Federkräfte einzeln und separat in alle drei globalen Richtungen x, y, und z ausgegeben. Die folgenden ausgelesenen Kräfte (siehe Tabelle 4.23) gelten für die Kante VIII. An dieser Kante wird in weiterer Folge auch die Dimensionierung der Verbindungsmittel aufgezeigt. (siehe Abschnitt 4-3.3).

*Tabelle 4.23: Federkräfte an Kante F3-F4 aus „ABAQUS“*

<b>Feder F<sub>ni</sub></b>	<b>F<sub>d,x</sub></b>	<b>F<sub>d,y</sub></b>	<b>F<sub>d,z</sub></b>
	[kN]	[kN]	[kN]
<b>F-062</b>	0,252	0,143	0,370
<b>F-063</b>	0,655	0,213	0,914
<b>F-064</b>	0,752	0,234	1,031
<b>F-065</b>	0,725	0,256	0,994
<b>F-066</b>	0,693	0,268	0,940
<b>F-067</b>	0,640	0,274	0,859
<b>F-068</b>	0,564	0,270	0,748
<b>F-069</b>	0,457	0,256	0,600
<b>F-070</b>	0,427	0,252	0,565
<b>F-071</b>	0,407	0,244	0,536
<b>F-072</b>	0,346	0,238	0,446
<b>F-073</b>	0,383	0,469	0,419
<b>Σ</b>	<b>6,303</b>	<b>3,116</b>	<b>8,422</b>

In Kapitel 4-3.2.3 wurde das Auslesen der Kantenkräfte im „RFEM“ erläutert. Dabei wird ein benutzerdefinierter Schnitt durch zwei ausgewählte Punkte gelegt. Die dabei erzeugten resultierenden Schnittgrößen in die globalen Richtungen (vgl. Tabelle 4.24) können nun für den Vergleich herangezogen werden.

**Tabelle 4.24: Federkräfte an Kante F3-F4 aus „RFEM“**

Kante	$F_{d,x}$	$F_{d,y}$	$F_{d,z}$
<b>Kante VIII</b>	6,33 [kN]	3,11 [kN]	8,26 [kN]

Für eine weitere Dimensionierung der Verbindungsmittel müssen sowohl die Resultierenden aus „RFEM“ als auch die Resultierenden aus „ABAQUS“ transformiert werden. Auf dies wird an dieser Stelle nicht eingegangen, da die Vorgehensweise bereits in Abschnitt 4-3.2.3 erläutert wurde.

### **Gegenüberstellung**

In der Tabelle 4.25 werden die ermittelten Kantenschnittgrößen gegenübergestellt. Dabei ist ersichtlich, dass die Resultate der beiden Berechnungsmethoden sehr gut übereinstimmen. Für die Dimensionierung der Verbindungsmittel (siehe Kapitel 4-3.3) in den Falterkanten wird somit nur mehr das „RFEM“-Model herangezogen.

**Tabelle 4.25: Gegenüberstellung der Kantenschnittkräfte „RFEM“ – „ABAQUS“**

	<b>RFEM</b>	<b>ABAQUS</b>	<b>Differenz</b>
	[kN]	[kN]	[%]
$F_{d,x}$	6,33	6,30	0,43
$F_{d,y}$	3,11	3,12	0,19
$F_{d,z}$	8,26	8,42	1,92

Folglich wird eine Gegenüberstellung zwischen den FE-Programmen „RFEM“ und „ABAQUS“ erstellt. In Tabelle 4.26 wird auf die Eingabe der Geometrie, der Lasten, auf die Berechnung und auf das Auslesen der Kantenkräfte näher eingegangen.

Im Anhang D werden alle resultierenden Kantenschnittgrößen in globaler x-, y- und z-Richtung aus dem FE-Programm „RFEM“ mit jenen aus dem Programm „ABAQUS“ gegenübergestellt.

Tabelle 4.26: Gegenüberstellung der Handhabung „RFEM“ – „ABAQUS“

	RFEM	ABAQUS
<b>Eingabe der Geometrie</b>	<p>Durch das Importieren eines „dxf“-Files lässt sich das Gitternetz der Struktur sehr schnell generieren. Mit Hilfe der Option „Flächen mittels Begrenzungslinien einfügen“ ist das Modell rasch für die weitere Modellierung aufbereitet. Im „RFEM“ sind Grundeinstellungen für das FE-Netz voreingestellt. Diese können vom Benutzer jeder Zeit geändert und angepasst werden.</p>	<p>Die Geometrie kann graphisch als auch über ein Script eingegeben werden. Auch hier kann die Geometrie mittels eines „dxf“-Files importiert werden. Die Vorbereitungen bei der scriptgesteuerte Eingabe sind auf alle Fälle aufwendiger. Hier wurde eine scriptgesteuerte Eingabe mit der Programmiersprache „Python“ angewendet. Zusätzlich zur Geometrie erfolgt die Definition der Materialeigenschaften und des Querschnittes. Diese Parameter müssen in weiterer Folge den einzelnen Falterwerksflächen zugewiesen werden. Für das FE-Netz müssen eigene Definitionen getroffen werden. Diese beinhalten z. B. die Netzform (quadratisch, dreieckig) und die ungefähre Netzgröße.</p>
<b>Eingabe der Lasten</b>	<p>Die Lastfälle lassen sich sehr schnell generieren. Durch einfaches Auswählen der jeweiligen Flächen lassen sich die gewünschten Lasten sofort aufstellen. Die Lastfallkombinationen können entweder selbst definiert oder automatisch durch das Programm erstellt werden.</p>	<p>Die Lasten können mit Hilfe der Flächennormalen und der Angabe der Flächennummern (Partnummern) schnell angesetzt werden. Ein großer Nachteil ist, dass sich keine Lastfallkombinationen generieren lassen. Diese müssen per Hand selbst eingegeben werden.</p>
<b>Berechnung</b>	<p>Der Berechnungsstart erfolgt durch einen einzigen Klick. Zuvor wird automatisch eine programminterne Plausibilitätskontrolle durchgeführt um eventuelle Eingabefehler aufzudecken. Die Berechnungsdauer ist von den Lastfällen sowie der eingestellten FE-Netzgröße abhängig.</p>	<p>Bis die Berechnung gestartet werden kann, sind noch einige Zwischenschritte notwendig. Es gibt keine explizite Plausibilitätskontrolle. Ob eine Eingabe fehlerhaft ist, ist erst ersichtlich, wenn der Job abgebrochen wird und eine Fehlermeldung erscheint. Ist die Eingabe korrekt, wird die Berechnung gestartet. Auch hier ist die Berechnungsdauer von den Lastfällen und der FE-Netzgröße abhängig.</p>

---

**Auslesen der Ergebnisse**

Die Ergebnisse können grafisch als auch tabellarisch für jeden Lastfall und für jede Lastfallkombination ausgelesen werden. Mit dem Umgang von Zusatzmodulen oder Schnittführungen ist äußerste Vorsicht geboten. Hier muss eine eigenständige Kontrolle durchgeführt werden, da leider nicht immer ersichtlich ist, was das Programm im Hintergrund macht.

Die Ergebnisse können grafisch am verformten oder unverformten System ausgelesen werden. Eine weitere Möglichkeit besteht darin, die Ergebnisse im ASCII-Format zu exportieren. Allerdings wird hierfür ein Zusatzfile benötigt welches die Ergebnisse lesbar macht.

---

Der Vergleich mit den beiden Programmen dient einerseits zur Kontrolle der Eingabedaten und andererseits als Hilfe beim Auswerten der Ergebnisse. Im „RFEM“ gibt es verschiedenste Arten, um Kantenschnittgrößen auszulesen. Für die Eigenüberwachung ist es daher auf alle Fälle sinnvoll, ein weiteres Modell, in einem anderen Berechnungsprogramm zu generieren. Im „ABAQUS“ ist mehr Zeit für die Eingabe zu investieren als im „RFEM“. Ein strukturiertes Arbeiten ist in beiden Programmen möglich, da der „Modellbaum“ in beiden Fällen abzarbeiten ist. Der Deklarationsbaum im „ABAQUS“ besitzt mehr Zwischenschritte, bzw. Definitionsebenen, als jener im „RFEM“.

# KAPITEL 5: VERBINDUNGSTECHNIK

## 5-1 ALLGEMEINES

---

[2], [24], [44]

Der Grundgedanke bei der Detailausbildung der Kante, liegt neben dem statischen Tragverhalten auch bei den gestalterischen Ansprüchen der Architekten. Alle auftretenden Schnittgrößen müssen übertragen werden. Bei der Kantenausbildung ist nicht nur die gelenkige oder biegesteife Ausbildung zu beachten, sondern auch die Verträglichkeit und Wirtschaftlichkeit hinsichtlich der Montage. Folgende Punkte, zur Erzielung leistungsfähiger faltstrukturen, sollen bei der Fügechnik beachtet werden:

- **Montage**  
Die Montage steht in einem engen Zusammenhang mit der Art der Fügechnik. Dabei soll der wirtschaftliche Aspekt zwischen Vorfertigungsgrad im Werk und der Wahl des Verbindungsmittels mit der maximalen Transportlänge und dem maximalen förderbaren Segmentgewicht vor Ort, aufeinander abgestimmt werden. Oft wird diese Fragestellung schon vorab durch den Bauherrn und den örtlichen Gegebenheiten geklärt.
- **statisches Tragverhalten – Übertragung der auftretenden Schnittgrößen**  
Durch die Wahl der Verbindungsart kann vorab schon eine Entscheidung getroffen werden, ob die auftretenden horizontalen, vertikalen und in Kantenrichtung wirkenden Kräfte punktuell oder kontinuierlich abgetragen werden.
- **gelenkige oder biegesteife Ausbildung der Falterkante**  
Falterkanten bei Brettsperrholz sind nur mit sehr großem Aufwand biegesteif herzustellen. Aus diesem Grund werden gelenkige Ausbildungen bevorzugt.
- **architektonische Ansprüche**  
Klar strukturierte, ablesbare Kanten bilden den Grundstock der Architektur. Will diese Architektur gelebt werden, müssen die Falterkanten einen kompakten Formschluss beinhalten. Das heißt, es dürfen keine Laschen oder Futterhölzer eingebaut werden, da diese die Wahrnehmung einer exakt abgeschlossenen Kante beeinflussen.

Beim Entwurf der Kantenausbildung sind die Fügevarianten hinsichtlich der Tragfähigkeit, Steifigkeit und Duktilität zu bewerten. Diese grundsätzlichen Anforderungen zählen zu den signifikantesten in der konstruktiven Gestaltung. Aus diesem Grund werden jene, nach Schickhofer [44], kurz erläutert:

- **Tragfähigkeit**

Die Begrenzung der Tragfähigkeit erfolgt durch die Festigkeit der angrenzenden Fügeile. Die Tragfähigkeit der Verbindung kann den Kräfteverlauf im Tragwerk über ihre Nachgiebigkeit steuern. Durch die Funktion des Kraftflusses im Verbindungsbereich kann die Tragfähigkeit erläutert werden.

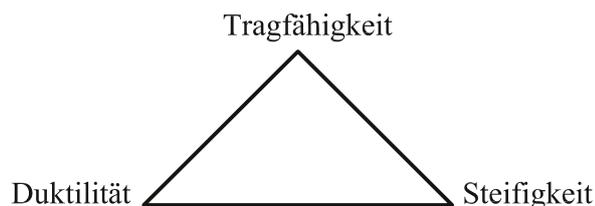
- **Steifigkeit**

Über die Nachgiebigkeit des Verbindungsmittels kann die Steifigkeit beschrieben werden. Die Nachgiebigkeit bestimmt die Gesamtverformung des Bauwerks. Des Weiteren haben sie Einfluss auf die Schnittgrößenverläufe falls statisch unbestimmte Bauwerke oder Bauwerke, die die Theorie II. Ordnung benötigten, vorliegen. Nach dem Motto „Last sucht Steifigkeit“, sind hohe Steifigkeiten in den Verbindungen erwünscht. Die Verbindungssteifigkeiten differenzieren sich einerseits in die lastunabhängigen Nachgiebigkeiten, dazu gehört der sogenannte Schlupf (der Weg vom Lochspiel bis zum Anpressen an die Lochwandung), und andererseits die lastabhängigen Steifigkeiten, hierzu werden die elastischen und plastischen Verschiebungen des Anschlusses zugeordnet.

- **Duktilität**

Im Zuge der Fügevarianten sollte bedacht werden, dass Brettsper Holz eine eher geringe Duktilität aufweist, das heißt, dass Brüche ohne große Vorankündigung, große Verformungen, auftreten. Darum soll dem Verbindungsmittel eine größere Duktilität, höheres Maß an Verformungsvermögen, zugeschrieben werden. Etwaige Schnittkraftumlagerungen können die Tragreserven des Gesamtsystems besser nutzen.

Die angeführten Punkte könnten mit Hilfe eines Dreiecks, siehe Abbildung 5.1, veranschaulicht werden:



**Abbildung 5.1: Dreieck der Verbindungstechnik**

Das Ziel beim Entwickeln unterschiedlicher Verbindungen ist es, ein gutes Gleichgewicht zwischen den drei Punkten zu finden.

In diesem Kapitel werden verschiedene ingenieurmäßige Fügevarianten von Falwerkselementen vorgestellt.

## 5-2 IDEEN ZUR AUSBILDUNG DER FALTERWERKSKANTEN

[2], [4], [24]

Battisti [2] und Leitner [24] haben in ihren Arbeiten schon Vorschläge zur Verbindung der Falterwerkskanten erarbeitet. Diese sollen als grafische Einführung in dieses Kapitel bzw. als Ideenanstregung kurz dargestellt werden. Es erfolgt keine statische Untersuchung der Verbindung und sämtliche Dimensionen der Verbindungsmittel sind angenommen. Nachfolgend werden die Verbindungsvorschläge aufgegliedert und Vor- und Nachteile aufgezählt.

### 5-2.1 VERBINDUNG DER FALTERWERKSELEMENTE MIT HILFE EINES FUTTERHOLZES

[2], [24]

Durch die Anordnung von Futterhölzer kann der einschließende Winkel zweier Falterwerksflächen vorgegeben werden. Durch die Verklebung der Platten mit dem Futterholz (siehe Abbildung 5.2) kann eine kontinuierliche Kraftübertragung geschaffen werden. Durch die Verleimung lässt sich eine biegesteife Kantenausbildung erzielen. Allerdings sollten Klebeverbindungen immer im Werk hergestellt werden. Aus diesem Grund kann es zu Transport- und Montageproblemen kommen. Wird anstelle der Verklebung das Futterholz mit den Falterwerkselementen verschraubt (siehe Abbildung 5.3, Abbildung 5.4) kommt es zu einer punktuellen Kraftübertragung. Die Verwendung von Holzbauschrauben führt zu einer gelenkigen Kantenausbildung. Eine Verbindung mittels Schrauben kann sowohl im Werk als auch auf der Baustelle erfolgen. Hierfür ist im Werk nur eine geringe Vorarbeit nötig. Um dem einschließenden Winkel bei der Montage treu zu bleiben müssen die Futterhölzer eventuell größere Dimensionen annehmen. Aus architektonischer Sicht kommt es durch das Futterholz zu einer Beeinträchtigung, das klare Ablesen der Elementkante ist nicht mehr möglich.

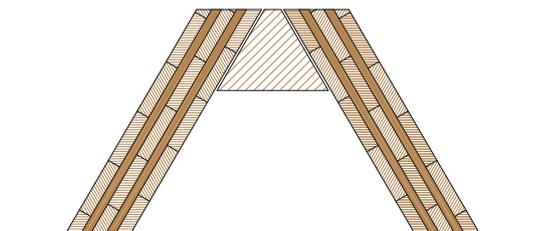


Abbildung 5.2: Platten auf Futterholz geklebt [2]

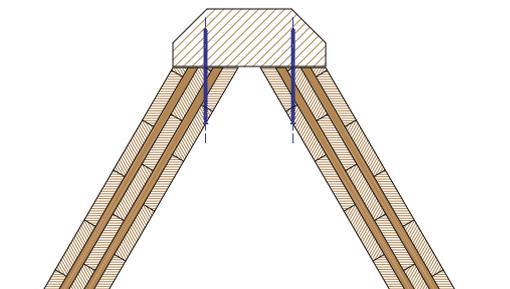


Abbildung 5.3: Platten auf Balken verschraubt [2]

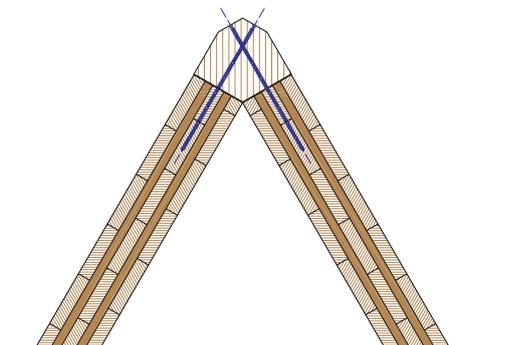


Abbildung 5.4: Platten mittels Futterholz verschraubt [2]

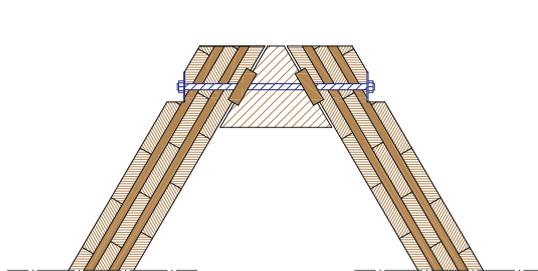
## **Vor- und Nachteile**

- + durch die Keile kann der einschließende Winkel beider Faltwerksflächen leichter eingehalten werden
- + bei einfachen Faltwerksgeometrien ist diese Verbindung leicht umzusetzen
- + bei reiner Verklebung kann eine Verbindung ohne Stahl hergestellt werden
- aufgrund beschränkter Transportlängen müssen die Elemente auf der Baustelle miteinander verklebt werden. Dadurch kann nicht dieselbe Leistungsfähigkeit, verglichen mit werksseitigen Verklebung, erreicht werden.
- durch das Futterholz wird zusätzliches Gewicht an die Konstruktion angebracht
- sehr große Futterhölzer können zu einem Raumverlust führen
- aufwendige Montage und Planungsaufwand beim Zusammenstoß mehrerer Faltwerkskanten
- das Futterholz beeinflusst Erscheinungsbild der Kante

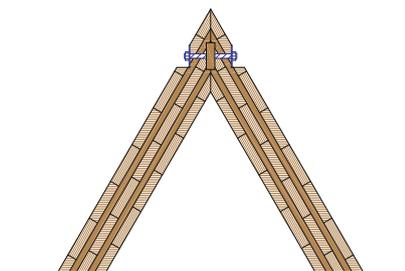
## **5-2.2 VERBINDUNG DER FALTWERKSELEMENTE DURCH DÜBEL BESONDERER BAUART**

[2], [24]

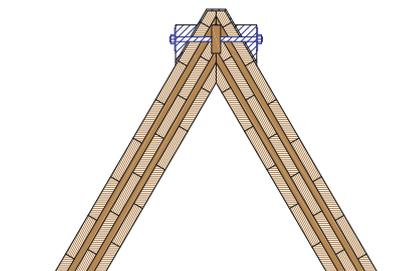
Bei der Verbindung der Faltwerkselemente mit Dübeln besonderer Bauart ist ein gewisses Maß an Vorfertigung erforderlich. Die Verbindungsflächen müssen vorgebohrt und ausgefräst werden. Der vorgegebene Winkel kann im Zuge des Abbindens der Flächenkanten definiert werden. Auf der Baustelle werden die Platten aufgestellt und zusammengespannt. Bei der Konstruktion dieser Verbindung ist darauf zu achten, dass die Dübel einen ausreichenden Randabstand besitzen um das Ausbrechen des Holzes nicht zu gefährden. Bei der Verwendung von zusätzlichen Futterhölzern (vgl. Abbildung 5.5) wird die Kante optisch beeinflusst. Dübel besonderer Bauart besitzen eine hohe Tragfähigkeit.



*Abbildung 5.5: Kantenbildung mit Dübeln besonderer Bauart [2]*



*Abbildung 5.6: Kantenbildung mit Dübeln besonderer Bauart [2]*



*Abbildung 5.7: Verbindung mit Dübel mit außenliegendem Stahlformteil [2]*

## Vor- und Nachteile

- + durch die werksseitige Vorbereitung der Faltwerkselemente kann die Montage vor Ort schneller erfolgen
- + hoher Vorfertigungsgrad
- + beim Abbinden der Platten kann der einschließende Winkel definiert werden
- bei der Ausführung muss darauf geachtet werden, dass die Schubknagge nicht ausbrechen kann (ausreichend Nettoquerschnittfläche vorsehen)

## 5-2.3 VERBINDUNG DER FALTWERKSELEMENTE MITTELS HOLZBAUSCHRAUBEN

[2], [24]

Bei Verbindungen mittels Holzbauschrauben kann die Montage sowohl Werksseitig als auch vor Ort erfolgen. Der Vorfertigungsgrad ist sehr gering bis gar nicht vorhanden. Auf der Baustelle müssen die Platten so genau wie möglich eingerichtet werden bevor es zum Verschrauben derselben kommt. Dabei kann es zu Abweichungen im Hinblick auf den Winkel zweier Platten kommen. Bei der Verschraubung im Werk können die Schrauben sehr genau in die gewollte Lage eingeschraubt werden. Dies kann bei der Montage auf der Baustelle nicht garantiert werden. Dadurch kann es zu einem Abfall der Tragfähigkeit der Schraubverbindung kommen. Schraubverbindungen übertragen die auftretenden Kräfte immer punktuell. Mit ihnen lässt sich eine gelenkige Kantenausbildung erzielen. Abbildung 5.8 und Abbildung 5.9 zeigen eine exakt ablesbare Kante sowohl im Außenbereich als auch im Innenbereich. Durch Montageungenauigkeiten bzw. durch das Arbeiten des Holzes kann es zu ungewollten Fugen im Fügebereich kommen, wodurch der Formschluss der Faltwerkskante beeinflusst werden könnte.

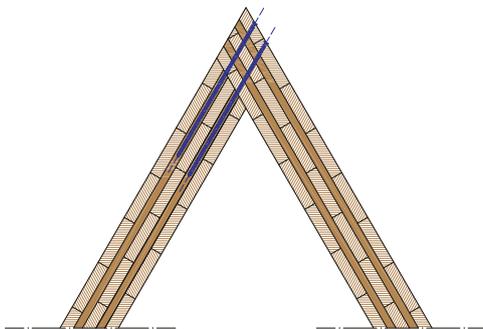


Abbildung 5.8: Platten verschraubt [2]

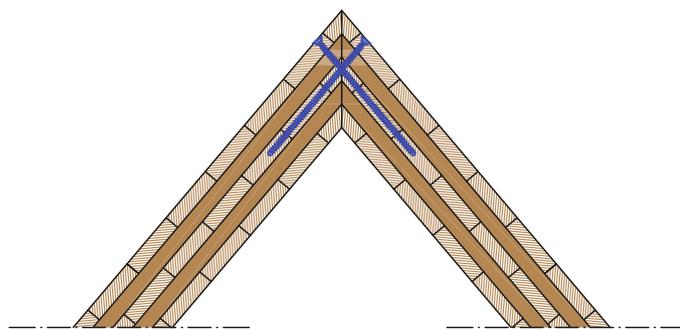


Abbildung 5.9: Verschraubung mit Schraubenkreuzen

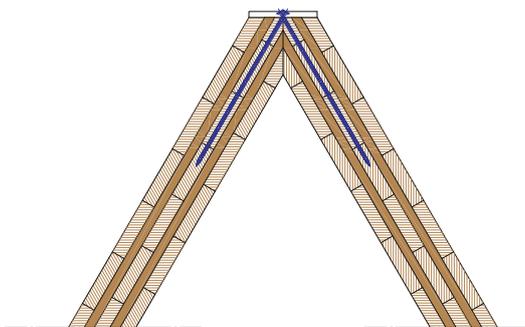


Abbildung 5.10: Schraubenverbindung mit Stahlblech [2]

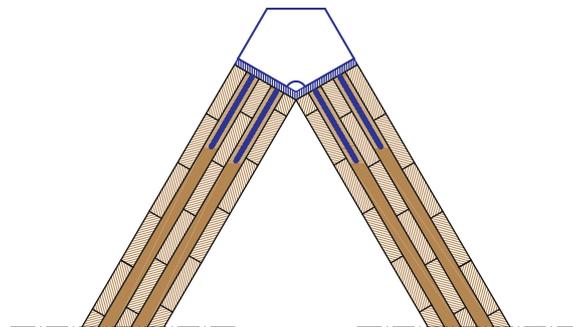


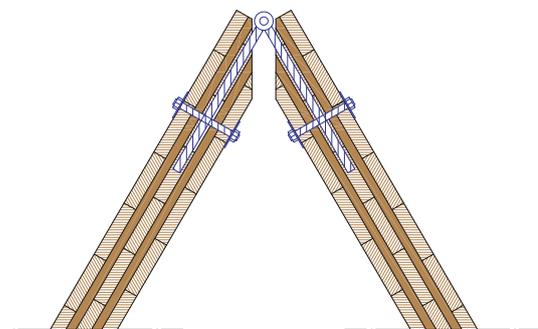
Abbildung 5.11: Schraubenverbindung mit Stahlblech nach [2]

### **Vor- und Nachteile**

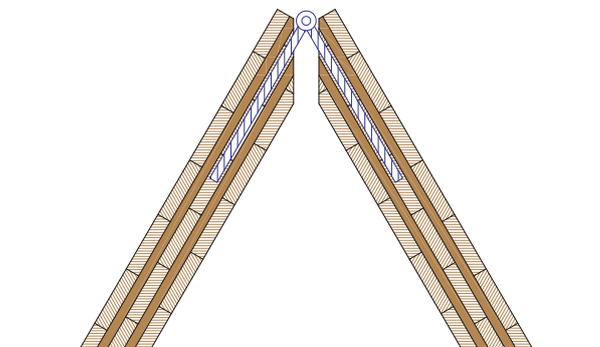
- + bei der Herstellung im Werk kann die Einschraubrichtung sehr genau eingehalten werden
- + es lässt sich eine klar ablesbare Kante erzielen
- + beim Abbinden werden die Platten auf Gehrung geschnitten und so der Winkel zwischen den Elementen definiert
- + sehr einfach umsetzbar und in der Praxis ausreichend erprobt
- + kostengünstig
- der Vorfertigungsgrad im Werk ist sehr gering
- Bei der Montage vor Ort kann der Einschraubwinkel der Schraube nicht genau garantiert werden
- durch eventuelle Montageungenauigkeiten kann der Winkel der einschließenden Elemente nicht eingehalten werden
- Schrauben werden überwiegend auf Abscheren beansprucht

### **5-2.4 VERBINDUNG DER FALTWERKSELEMENTE MIT STAHLBLECHEN**

Für die Vorfertigung im Werk können die Stahlbleche in die Brettsperreholzelemente eingeklebt werden (vgl. Abbildung 5.13). Mit dem Ausbilden eines Scharniers im Bereich der Bleche zweier zusammenstoßender Elemente (siehe Abbildung 5.12, Abbildung 5.13) könnte die Montage vor Ort erleichtert werden. Die Montage wird dahingehend begünstigt, da die Faltwerkselemente aufgestellt werden und durch die vorgesehenen Ösen in den Stahlblechen durch Bolzenstangen verbunden werden. Das Hauptaugenmerk dabei ist die Montagetoleranz. Eingeklebte Stahlbleche werden nur an den Stellen mit hohen Beanspruchungen angeordnet, z. B. am Kantenanfang, der Kantenmitte und dem Kantenende. Die gelenkig ausgebildete Kante besitzt eine sehr hohe Tragfähigkeit. Das erwünschte Duktilitätsverhalten kann aufgrund des schlechten Verformungsvermögens des Klebers nicht erreicht werden. Durch das vorhandene Stahlblech kann nur eine geringe Steigerung des Duktilitätsmaßes erzielt werden. Wird auf die Verklebung verzichtet, können die eingeschlitzten Bleche auch auf der Baustelle mit Hilfe von Bolzenverbindungen montiert werden. Bei der Ausführung mit Passbolzen (siehe Abbildung 5.12) werden die benötigten Löcher im Werk vorgefertigt. Im montierten Zustand sind die Bleche vor Witterungseinflüssen zu schützen. Bei der Ausführung eingeschlitzter Stahlbleche (siehe Abbildung 5.14) müssen Steifen auf der Außenseite angebracht werden um das „Zusammenklappen“ der Kopfplatten zu vermeiden.



*Abbildung 5.12: eingeschlitztes „Klavierband“ mit Passbolzen [2]*



*Abbildung 5.13: eingeklebtes „Klavierband“ [2]*

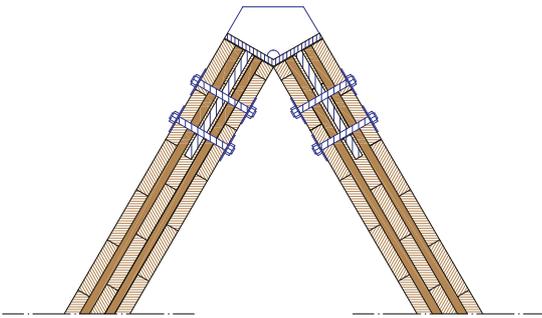


Abbildung 5.14: eingeschlitztes Stahlblech [2]

### **Vor- und Nachteile**

- + der hohe Vorfertigungsgrad erleichtert die Montage
- + werkseitige Verklebung
- + das Zusammenhängen mehrere Füge-teile im Werk und dass anschließende Auffalten auf der Baustelle kann die Montage erleichtern
- + der Winkel zwischen den Falterkantelemente ist aufgrund der ausgebildeten Scharniere auf der Baustelle noch anpassbar
- das Stahlblech muss vor großen Temperaturen geschützt werden, ab ca. 70°C verliert der Kleber seine Beständigkeit
- das Langzeitverhalten dieser Verbindungsvariante ist noch nicht ausreichend untersucht worden
- die geringen Herstellungstoleranzen könnten bei der Montage zu Problemen führen
- im Vergleich zur Ausführung mittels Schrauben ist diese Variante deutlich kostenintensiver

## 5-2.5 VERBINDUNG DER FALTWERKSELEMENTE MIT SONDERLÖSUNGEN

[4], [24]

Kantenausbildungen mit der „Textilen Fuge“ (siehe Leitner [24]) sind nicht sehr sinnvoll. Der hohe Vorfertigungsgrad ist als einziger Vorteil anzuführen. Bei der Montage bzw. auch bei der Herstellung ist darauf zu achten das das Gewebe nicht verletzt wird, da ansonsten die Tragfähigkeit stark abfällt. Das Spiel des Gewebes muss so gering sein, dass nach dem Falten bzw. Aufstellen kein Bewegungsspielraum mehr vorhanden ist. Vergussknotenlösungen (siehe Becker et al. [4]) besitzen eine punktuelle Kraftabtragung und wird an Anlehnung an den Stahlbetonbau ausgeführt. Die Gewindestangen werden im Werk eingeklebt und übernehmen den Zweck einer Anschlussbewehrung. Auf der der Baustelle werden die Platten zusammengestellt, die Gewindestangen mit Bolzen verbunden und mit Polymerbeton nachträglich vergossen. Der Polymerbeton weist ein gutes Adhäsionsverhalten zu Holz als auch Stahl auf. Die Verbindung mit einer Vergussknotenlösung führt zu einer biegesteifen Kantenausbildung. Diese Verbindungsmöglichkeit bedarf weiterer Forschungsaktivitäten.

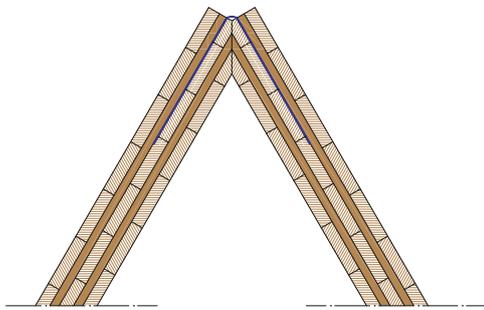


Abbildung 5.15: Kante mit „Textiler Fuge“ [2]

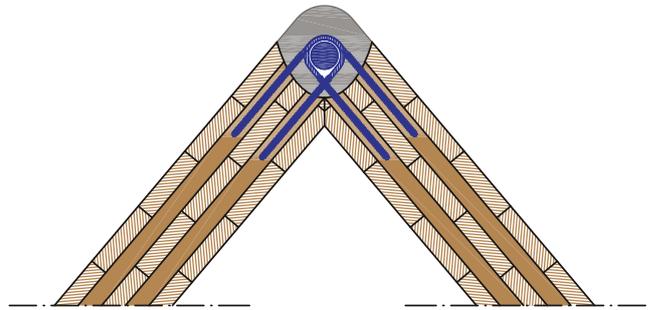


Abbildung 5.16: Vergussknotenlösung nach [4]

### Vor- und Nachteile

- + die Textile Fuge besitzt einen hohen Vorfertigungsgrad
- + anspruchsvolle Knotenpunkte lassen sich mit der Vergussknotenlösung wirtschaftlich entwickeln
- bei der Textilen Fuge darf das Gewebe nicht verletzt werden
- die Biegesteifigkeit bei einer Ausführung mit einer „Textilen Fuge“ ist sehr gering.

Nachstehend werden zwei Verbindungsvarianten ausgewählt und näher betrachtet bzw. berechnet.

## 5-3 SCHRAUBENVERBINDUNG

Vollständigkeitshalber wird die Verbindung mittels Schrauben hier nochmals dargestellt und auf die Montage, das statische Tragverhalten und das architektonische Erscheinungsbild eingegangen. Die genaue Berechnung und die zugehörige Kräftezerlegung wird in Kapitel 4-3.3 erläutert.

### Montage

Die Verbindung beider Falwerkselemente mit Holzbauschrauben kann direkt auf der Baustelle erfolgen. Der Vorfertigungsgrad im Werk für die Verbindung ist gar nicht oder nur sehr gering vorhanden. Die Kanten der jeweiligen Flächen werden im Werk unter einem vorgegebenen Winkel abgebunden. Um das Aufstellen vor Ort nicht zu verzögern, muss die Montagereihenfolge schon in der Ladelogistik des Transportfahrzeuges genauestens überlegt werden. Auf der Baustelle erfolgt eine genaue Einrichtung der Elemente, bevor es zum Verschrauben der Fügekomponenten kommt.

### statisches Tragverhalten

Durch die stiftförmigen Verbindungsmittel entsteht eine punktuelle Kraftweiterleitung. Ein Nachteil für die Leistungsfähigkeit der Verbindung besteht darin, dass bei der Montage nicht garantiert werden kann, dass die Schraube genau in die vorgesehene Lage, hier: Mittellage, des Brettspertholzaufbaues eingedreht wird, siehe Abbildung 5.17. Dies muss im zugehörigen Formelapparat berücksichtigt werden (Abminderungsbeiwert  $k_{ax}$ ). Die Kante kann als gelenkig betrachtet werden. Die Berechnung der Tragfähigkeit sowie die Bemessung der Verbindungsmittel ist in [29], [39] und [44] erläutert.

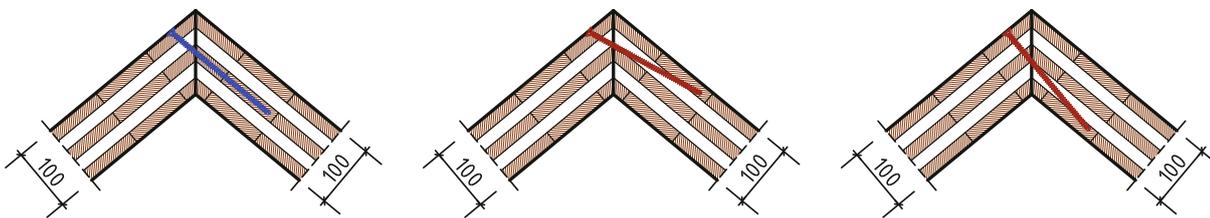


Abbildung 5.17: li.: idealer Eindrehwinkel; mitte & re.: Eindrehwinkel führt zur Abminderung der axialen Ausziehtragfähigkeit

### architektonische Ansprüche

Für das architektonische Auge bringt diese Variante eine exakt ablesbare Kante sowohl im Außenbereich als auch im Innenbereich mit sich. Der präzise Kantenschluss hat auch Vorteile beim Aufbringen einer Bitumenbahn. Durch Montageungenauigkeiten bzw. durch das Arbeiten des Holzes kann es zu ungewollten Fugen im Fügebereich kommen, wodurch der Formschluss der Falwerkskante beeinflusst werden könnte.

Diese Art der Fügung ist die konventionellste und am häufigsten angewandte Variante.

Der Künstlerpavillon wurde auch auf diese Verbindungsart ausgelegt und bemessen. Die Berechnung und die dazugehörigen Formel sind unter Kapitel 4-3.3 ersichtlich. Daraus ergeben sich Vollgewindeschrauben mit einem Durchmesser von 8 mm und einer Länge von 200 mm. Der Abstand der Schraubenkreuze wird mit 200 mm errechnet.

In Abbildung 5.18 und Abbildung 5.19 sind nochmals die Beanspruchungen, übernommen aus Kapitel 4-3.3.4, für die Kante VIII des Pavillons Gmünd dargestellt. Die Berechnung und Dimensionierung wird in Kapitel 4-3.3.4 angeführt.

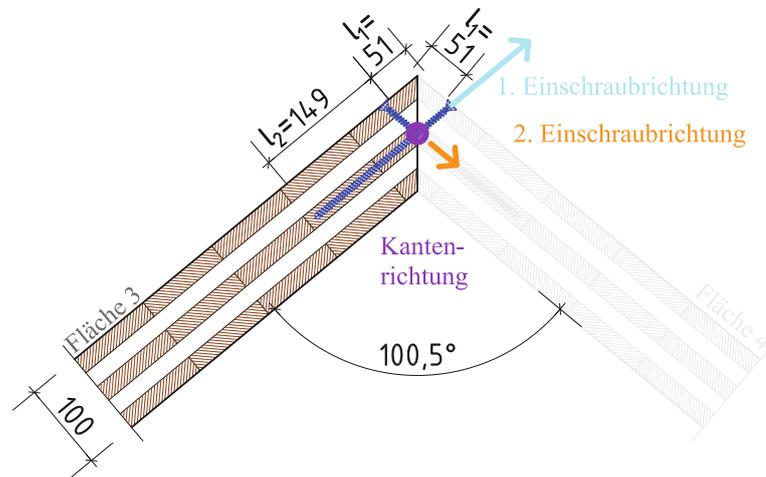


Abbildung 5.18: Kräfte an Schnittufer zu Fläche 3 – 1. Einschraubrichtung

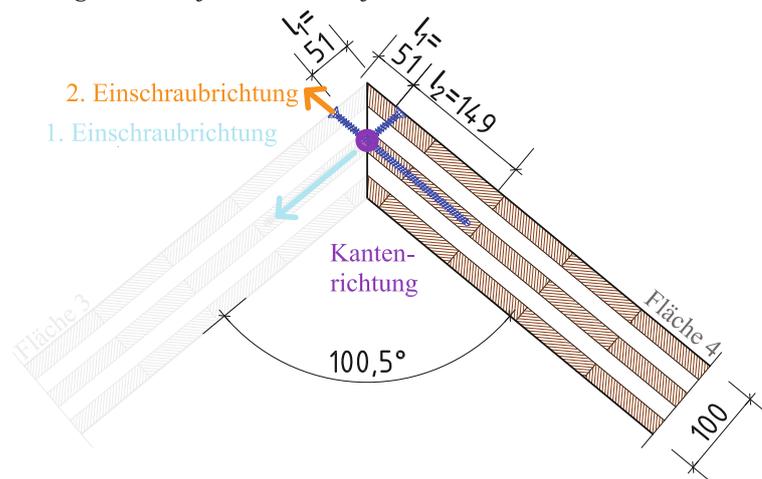


Abbildung 5.19: Kräfte an Schnittufer zu Fläche 4 – 2. Einschraubrichtung

Nachfolgend eine Überblicksskizze (siehe Abbildung 5.20) der Anwendung dieser Verbindung auf den Pavillon.

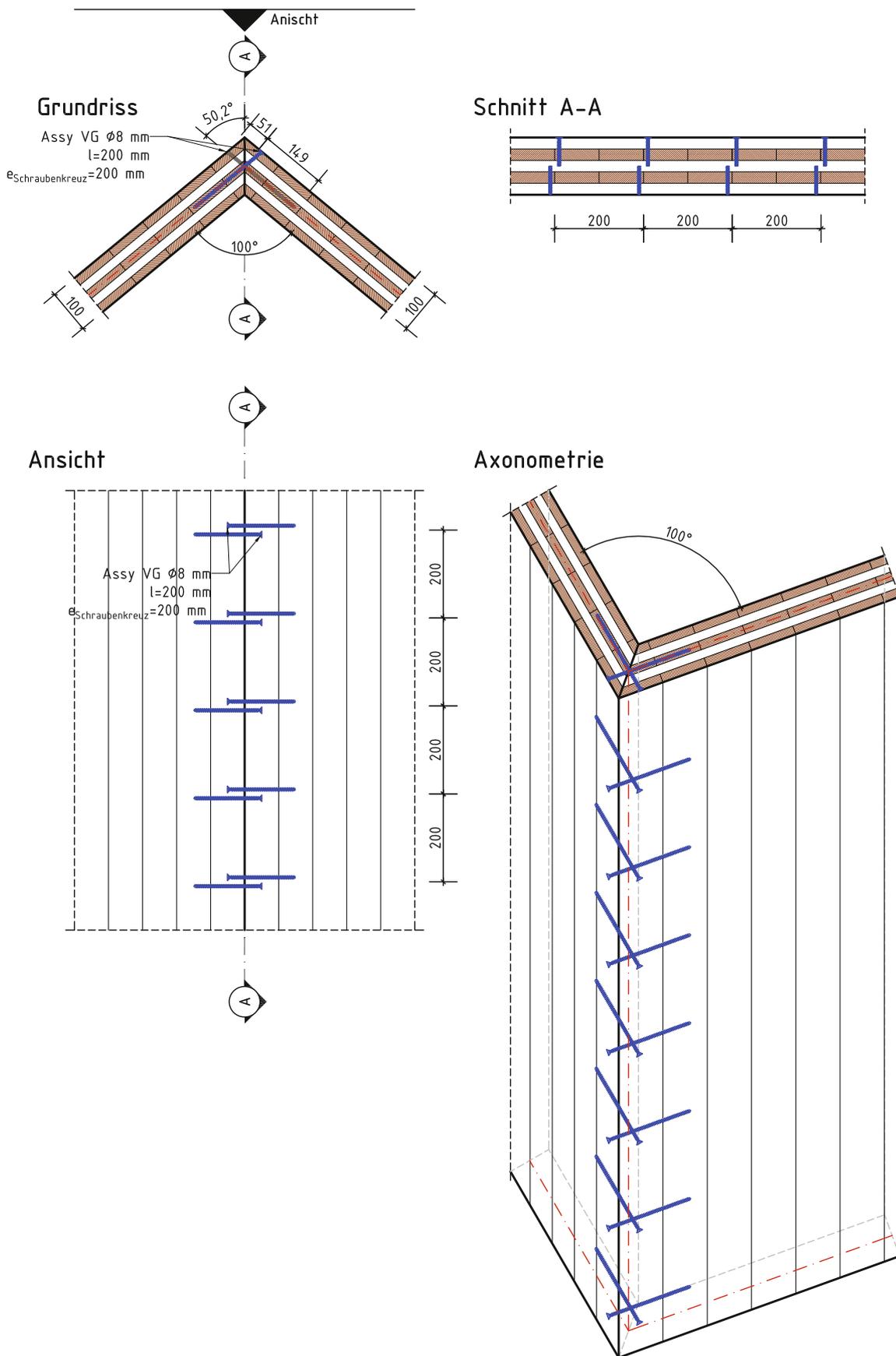


Abbildung 5.20: Schraubenverbindung

---

## 5-4 VERBINDUNG MITTELS EINGEKLEBTEN GEWINDESTANGEN

---

Auf die Fügevariante mittels eingeklebten Gewindestangen wird in [44] näher eingegangen. Dabei werden die Anwendungsbereiche und die Beanspruchungsarten näher erläutert. Die Bemessung ist in der enBR [23] angeführt.

### 5-4.1 ALLGEMEINES

#### **Montage**

Eingeklebte Gewindestangen können zur Gänze im Werk vorgefertigt / eingeklebt werden. Nach dem Aufstellen und dem Anbringen eines Bleches können die Gewindestangen mit Muttern oder Spannschlössern versehen und gespannt werden. Mit der Variante eines Stahlwinkels (Abbildung 5.24), als Untergrund, werden die Muttern der Witterung ausgesetzt. Daher ist ein geschlossenes Stahlprofil von Vorteil. Dazu werden Montageöffnungen im Stahlprofil benötigt, um das Festziehen der Muttern zu ermöglichen. Diese Modifikation wird schematisch in Abbildung 5.25 dargestellt. Die Gewindestangen können im Werk vormontiert werden. Nach dem Zusammenstecken mit dem Stahlprofil vor Ort erfolgt das Spannen der Gewindestangen. Als Witterungsschutz dient hier das geschlossene Stahlprofil.

#### **statisches Tragverhalten**

Durch diese Verbindungsmittel entsteht eine punktuelle Kraftweiterleitung. Im Gegensatz zu der Schraubenverbindung können hier, aufgrund der Vorfertigung im Werk, die Eindrehlage und der Eindrehwinkel genauestens bestimmt werden. Die Kantenausbildung, wie in Abbildung 5.24 dargestellt, kann als biegesteif betrachtet werden.

#### **architektonische Ansprüche**

Mit der Variante eines geschlossenen Profils lässt sich eine gerade Kante für das architektonische Auge erzielen. Nur der Materialwechsel beeinträchtigt das homogene Erscheinungsbild der Falterwerkskante. Mit der ortseitig angefertigten Verkleidung der Verbindung lässt sich eine klar ersichtliche Falterwerkskante definieren.

## 5-4.2 BEMESSUNG UND DIMENSIONIERUNG

Für die Berechnung der Anzahl der Verbindungsmittel ist vorab ein gewisser Theorie- bzw. Formel-Input notwendig, welcher nachfolgend kurz erläutert wird.

### 5-4.2.1 Theorieinput – axiale Beanspruchung

[23]

Bei eingeklebten Gewindestangen, die in Richtung der Stabachse beansprucht werden, können folgende Versagensarten auftreten [23]:

- Versagen der Gewindestange
- Versagen des Klebstoffs und dem Verbund mit der Gewindestange und dem Holz (Klebstoffversagen ist zu vermeiden)
- Versagen des Holzes entlang der Klebefuge
- Versagen eines Holzteiles im Bereich der Verbindung

#### Axiale Tragfähigkeit auf Herausziehen

[23]

Laut enBR [23] kann der Widerstand gegen Herausziehen oder Hineindrücken von eingeklebten Gewindestangen nach der Formel 5.1 ermittelt werden.

$$R_{ax,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} A_{ef} \cdot \frac{f_{uk}}{\gamma_{M2}} \\ \pi \cdot d \cdot l_{ef} \cdot \frac{k_{mod} \cdot f_{k1,k}}{\gamma_M} \end{array} \right\} \quad (5.1)$$

$A_{ef}$ ..... Spannungsquerschnitt der Gewindestange

$f_{u,k}$ ..... charakteristischer Wert der Zugfestigkeit der Gewindestange

$\gamma_{M2}$ ..... Teilsicherheitsbeiwert für auf Zug oder Scheren beanspruchte Stahlteile

$d$ ..... Nenndurchmesser der Gewindestange

$l_{ef}$ ..... wirksame Einklebelänge der Gewindestange

$f_{k1,k}$ ..... charakteristischer Wert der Klebefugenfestigkeit

## 5-4.2.2 Theorieinput – rechtwinkelige Beanspruchung zur Stabachse

[23], [39], [44]

Gewindestangen sind wie Stabdübel zu behandeln. Dadurch können eingeklebte Gewindestangen, die rechtwinkelig zur Schraubenachse beansprucht werden, mit Hilfe der Versagensmodi durch die Theorie von Johansen beschrieben werden. Die Formeln werden laut ÖNORM EN 1995-1-1 [39] angeführt und durch grafische Versagensschemen, lt [44], zusätzlich unterstützt.

Die benötigte Lochleibungsfestigkeit wird mit der Formeln 5.2 aus der enBR [23] berechnet:

$$f_{h,\alpha,\beta,k} = f_{h,0,k} \cdot \left[ \frac{1,25 \cdot (0,1 + 0,01 \cdot \beta)}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha_1 + \cos^2 \alpha_1} \right] \quad (5.2)$$

$$\text{mit: } \alpha_1 = \alpha - (90 - \beta) \geq 0$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad (5.3)$$

$f_{h,0,k}$ ..... charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit in Faserrichtung [N/mm<sup>2</sup>]

$\alpha$ ..... Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung

$\beta$ ..... Winkel zwischen Stabachse und Faserrichtung

$k_{90}$ ..... Abminderungsbeiwert mit  $k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d$

$d$ ..... Verbindungsmitteldurchmesser [mm]

$\rho_k$ ..... charakteristische Rohdichte des Holzes [kg/m<sup>3</sup>]

### Johansen Gleichungen für einschnittige Holz-Stahlblech- Verbindungen

Für einschnittige Verbindungen können folgende Formeln, nach [44], herangezogen werden:

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} (a) \\ (b) \\ (c) \\ (d) \\ (e) \end{array} \right. \quad (5.4)$$

$$R_{v,a,d} = (\sqrt{2} - 1) \cdot f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d \quad (a)$$

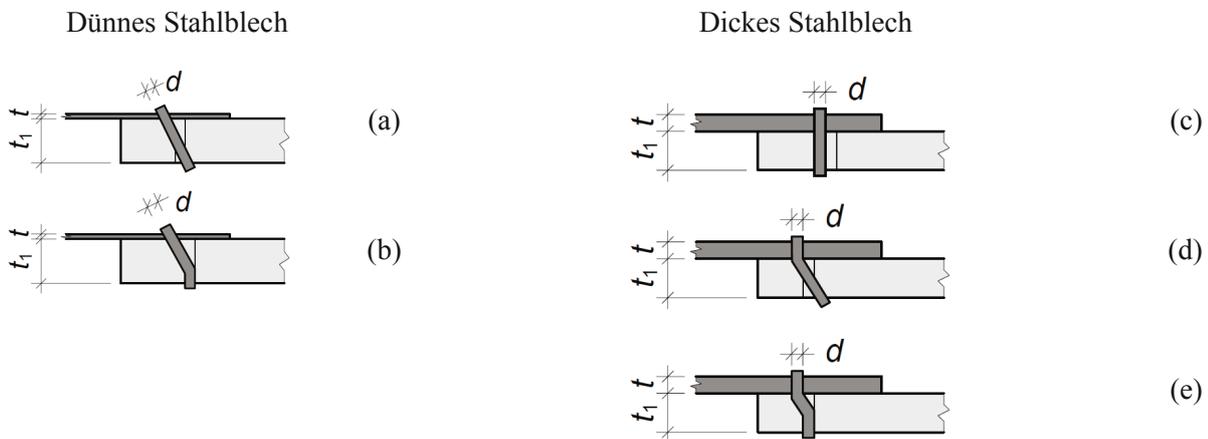
$$R_{v,b,d} = \sqrt{2 \cdot M_{y,d} \cdot f_{h,1,d} \cdot d} + \Delta R_d \quad (b)$$

$$R_{v,c,d} = f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d \quad (c)$$

$$R_{v,d,d} = f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,d}}{f_{h,1,d} \cdot t_1^2 \cdot d}} - 1 \right] + \Delta R_d \quad (d)$$

$$R_{v,e,d} = 2 \cdot \sqrt{M_{y,Rd} \cdot f_{h,1,d} \cdot d} + \Delta R_d \quad (e)$$

Zu den oben angeführten Formeln werden anschließen, in Abbildung 5.21 die Versagensmodi nach der Theorie von Johansen [44] abgebildet.



**Abbildung 5.21: Versagensmodi nach Theorie von Johansen für Holz-Stahlblech-Verbindungen [44]**

### 5-4.2.3 Theorieinput – kombinierte Beanspruchung

[23]

Bei gleichzeitiger Beanspruchung auf Abscheren und Herausziehen wird folgende Interaktionsgleichung herangezogen.

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{R_{ax,d}}\right)^2 + \left(\frac{F_d}{R_{v,d}}\right)^2 \leq 1 \quad (5.5)$$

$F_{ax,Ed}$ ..... Bemessungswert einer Beanspruchung in Richtung der Stabachse

$F_d$ ..... Bemessungswert einer Beanspruchung rechtwinkelig zur Stabachse

$R_{ax,d}$ ..... Bemessungswert der Tragfähigkeit in Richtung der Stabachse

$R_{v,d}$ ..... Bemessungswert der Tragfähigkeit rechtwinkelig zur Stabachse

### 5-4.3 BEMESSUNG DER VERBINDUNGSMITTEL

Die axiale Tragfähigkeit der eingeklebten Gewindestangen lässt sich nach Abschnitt 5-4.2.1 wie folgt bestimmen. Für den Spannungsquerschnitt wird ein Kerndurchmesser  $d_k$  von 8,16 mm gewählt.

$$R_{ax,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{8,16^2 \cdot \pi \cdot 400}{4 \cdot 1,25} \\ \pi \cdot 10 \cdot 180 \cdot \frac{0,9 \cdot 4}{1,25} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 16734,79 \text{ [N]} \\ 16286,02 \text{ [N]} \end{array} \right\} = 16286,02 \text{ [N]}$$

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit bei Beanspruchungen rechtwinkelig zur Gewindestangenachse lässt sich mit den nachstehenden Formeln, vgl. 5-4.2.2, berechnen.

$$f_{h,0,90,d} = (0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 10)) \cdot 385 \cdot \left[ \frac{1,25 \cdot (0,1 + 0,01 \cdot 90)}{1,5 \cdot \sin^2 0 + \cos^2 0} \right] \cdot \frac{0,9}{1,25} = 25,57 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Der Bemessungswert des Fließmoments des Verbindungsmittels ergibt sich nach [23] mit:

$$M_{y,d} = \frac{M_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}}{1,1} \quad (5.6)$$

$f_{u,k}$ ..... charakteristischer Wert der Zugfestigkeit der Gewindestange

$$M_{y,d} = \frac{0,3 \cdot 400 \cdot 8,5^{2,6}}{1,1} = 28462,81 \text{ [Nmm]}$$

Auf der sicheren Seite liegend, wird in der nachfolgenden Berechnung der Seileffekt vernachlässigt

$$R_{v,a,d} = (\sqrt{2} - 1) \cdot 25,57 \cdot 180 \cdot 10 = 19065,86 \text{ [N]}$$

$$R_{v,b,d} = \sqrt{2 \cdot 43429,87 \cdot 25,57 \cdot 10} = 3815,34 \text{ [N]}$$

$$R_{v,c,d} = 25,57 \cdot 180 \cdot 10 = 46029,06 \text{ [N]}$$

$$R_{v,d,d} = 25,57 \cdot 180 \cdot 10 \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot 28462,81}{25,57 \cdot 80^2 \cdot 10}} - 1 \right] = 19289,10 \text{ [N]}$$

$$R_{v,e,d} = 2 \cdot \sqrt{28462,81 \cdot 25,57 \cdot 10} = 5395,71 \text{ [N]}$$

$$R_{v,d} = \min \begin{Bmatrix} 19065,86 \\ 3815,34 \\ 46029,06 \\ 19289,10 \\ 5395,71 \end{Bmatrix} = 3815,34 \text{ [N]}$$

### Schnittufer an Fläche 3

Zu Beginn wird das Schnittufer an Fläche 3 betrachtet (siehe Abbildung 4.44). Die Gewindestangen werden sowohl in Achsrichtung als auch im rechten Winkel zur Achse beansprucht. Die angreifenden Kräfte können aus dem Belastungsvektor  $F_{\text{lokal}}$  entnommen werden und sind in Abbildung 5.22 dargestellt.

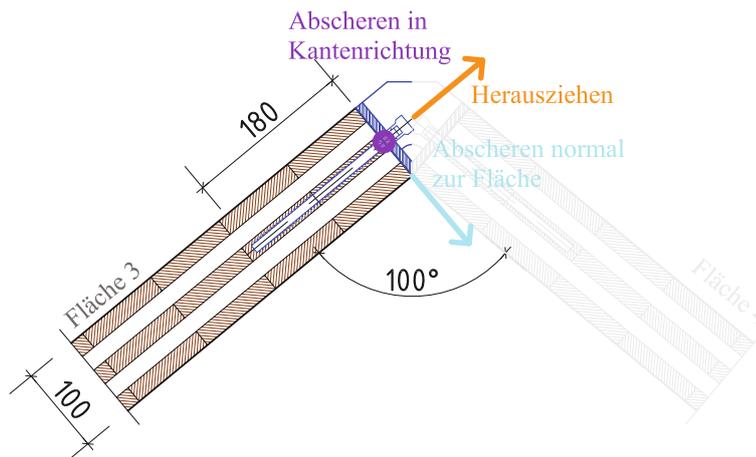


Abbildung 5.22: Kräfte an Schnittufer zu Fläche 3

Für die Bestimmung der Anzahl der eingeklebten Gewindestangen kann der Belastungsvektor, ermittelt mit Hilfe der Variante 2 - Setzen eines benutzerdefinierten Schnittes (siehe Kapitel 4-3.2.3), wie folgt angenommen werden.

$$F_{\text{lokal}} = \begin{bmatrix} \text{Abscheren in Kantenrichtung} \\ \text{Herausziehen} \\ \text{Abscheren normal zur Fläche} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 19,27 \\ 4,57 \\ -2,47 \end{bmatrix} \text{ [kN]}$$

Für das Schnittufer zur 1. Einschraubrichtung (siehe Abbildung 4.56) ergibt sich folgende Schraubenanzahl:

$$\left(\frac{4,57}{16,29 \cdot n}\right)^2 + \left(\frac{\sqrt{19,27^2 + 2,47^2}}{3,82 \cdot n}\right)^2 \leq 1,0$$

$$\rightarrow n = 5,09 \rightarrow n = 6$$

#### Schnittufer an Fläche 4

Im nächsten Schritt erfolgt die Ermittlung der Gewindestangenanzahl an dem Schnittufer der Fläche 4. Dafür werden die Kräfte aus dem Belastungsvektor  $F_{\text{lokal}}$  entnommen und in die Gleichung 5.5 eingesetzt. Die zugehörige grafische Darstellung ist mit Abbildung 5.23 gegeben.

$$F_{\text{lokal}} = \begin{bmatrix} \text{Abscheren in Kantenrichtung} \\ \text{Abscheren normal zur Fläche} \\ \text{Herausziehen} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 19,27 \\ 4,57 \\ -2,47 \end{bmatrix} \text{ [kN]}$$

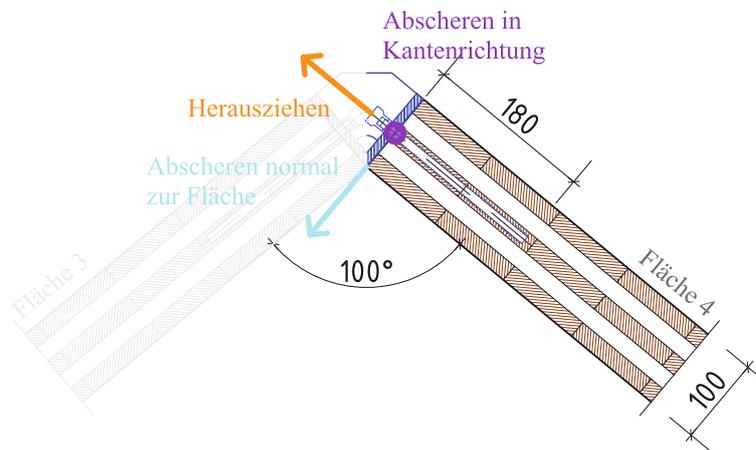


Abbildung 5.23: Kräfte an Schnittufer zu Fläche 4

Durch Einsetzen aller Komponenten in die Gleichung 5.5 für das Schnittufer zu Fläche 4 kann der kombinierte Nachweis geführt und die benötigte Anzahl der Schrauben ermittelt werden.

$$\left(\frac{2,47}{16,29 \cdot n}\right)^2 + \left(\frac{\sqrt{19,27^2 + 4,57^2}}{3,82 \cdot n}\right)^2 \leq 1,0$$

$$\rightarrow n = 5,19 \rightarrow n = 6$$

An Kante VIII werden mindestens sechs Gewindestangenpaare benötigt. Dies führt zu einem Ausnutzungsgrad von 71 %. Es wird ein Abstand der Gewindestangen von 60 cm gewählt.

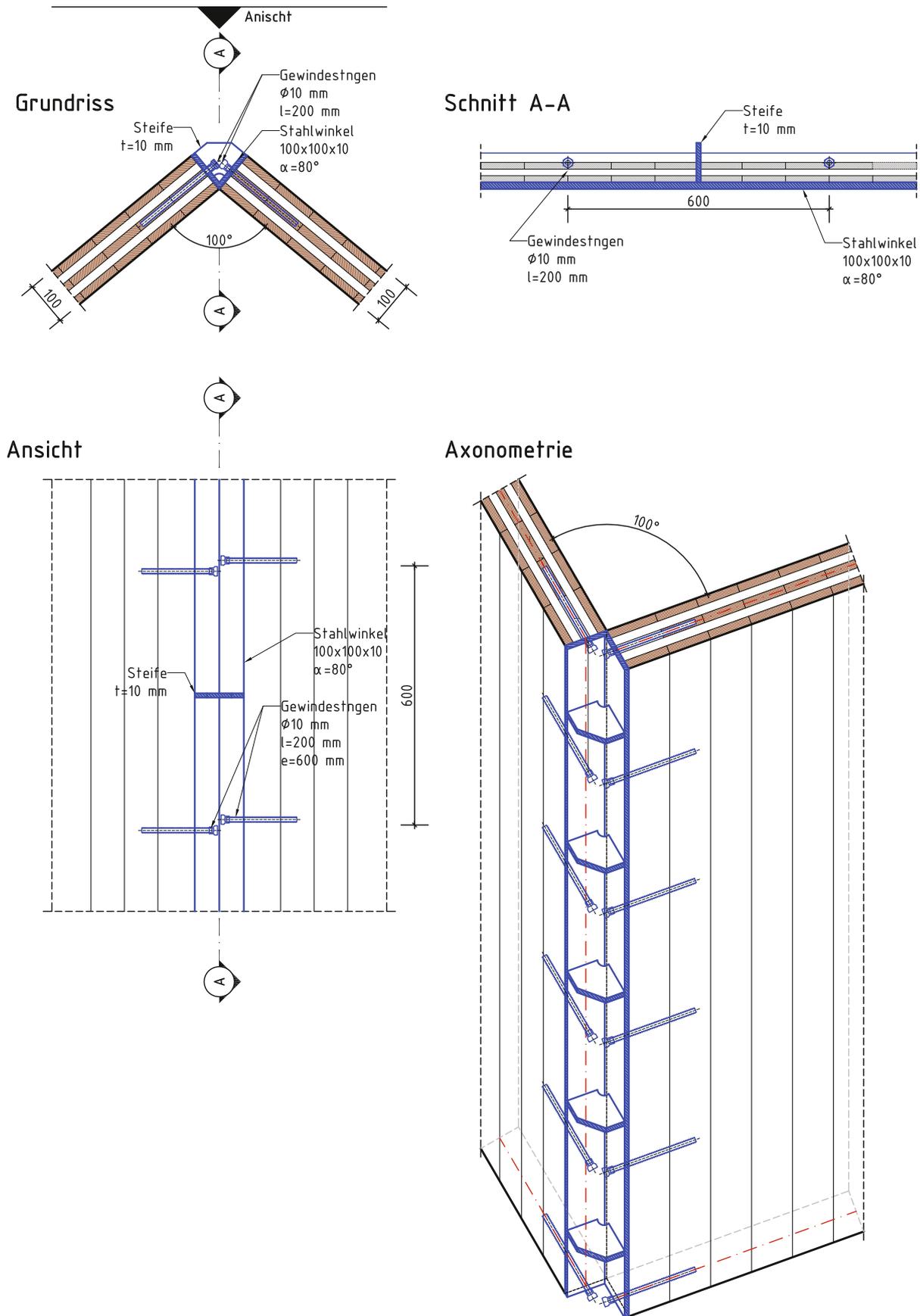
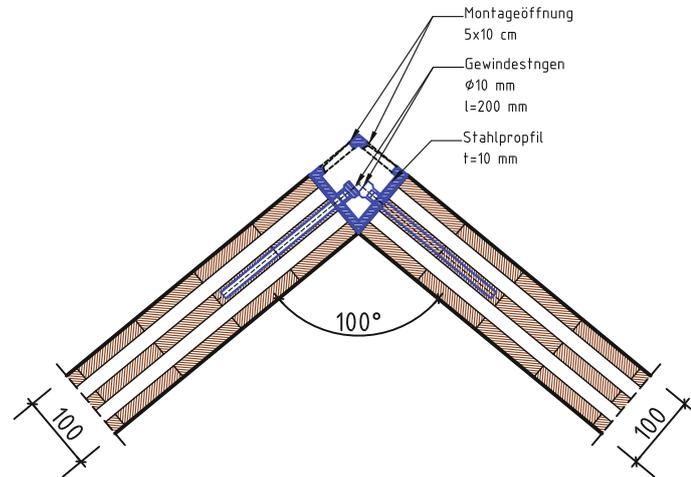


Abbildung 5.24: Verbindung mittels eingeklebten Gewindestangen

In Abbildung 5.25 wird eine zusätzliche Variante aufgezeigt, wie die Kante noch ausgeführt werden kann. Dabei wird ein geschlossenes Stahlprofil herangezogen. Der Vorteil dabei ist der Witterungsschutz der Gewindestangenköpfe. Für die Montage werden sogenannte Montageöffnungen im Stahlprofil vorgesehen, um das Festziehen der Muttern zu ermöglichen.



*Abbildung 5.25: Verbindung mittels eingeklebten Gewindestangen-Variante 1*



## KAPITEL 6: ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

### 6-1 ZUSAMMENFASSUNG

Faltwerke müssen nicht nur mit einem Bauwerk/Kunstwerk in Verbindung stehen, sondern können auch auf den stützenfreien Dachgeschossausbau umgelegt werden. So können zum Beispiel „Sargdeckel“-Konstruktionen aus Brettspertholz hergestellt werden. Das geringe Gewicht von Holzkonstruktionen bietet einen großen Vorteil beim Ausbau bestehender Gebäude, besonders im innerstädtischen Bereich. Die Erkenntnisse aus der Bearbeitung des Pavillons können somit auf den Dachgeschossausbau umgelegt werden.

In dieser Arbeit wurde auf unterschiedliche Gestaltungsmöglichkeiten von Faltwerkskonstruktionen und den damit verbundenen Konstruktionsmerkmalen sowie auf das Tragverhalten von Faltwerken eingegangen. Die elementare Faltwerkstheorie sowie die Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen wurden näher gebracht. Anschließend wurde auf die Grundlagen des Werkstoffes „Brettspertholz“ eingegangen und die Bemessung als Platte, Scheibe bzw. bei kombinierter Beanspruchung erläutert.

Ziel dieser Masterarbeit war es, anhand eines konkreten Beispiels FEM-Analysen, inklusive unterschiedlicher Modellierungsvarianten, durchzuführen und erforderliche Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) sowie im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) zu erbringen. Hierfür wurde ein geplantes Faltwerk (Pavillon in der Gemeinde Gmünd in Kärnten, siehe Abbildung 6.1) aus Brettspertholz, welches ganzjährig als Künstleratelier bzw. in den Sommermonaten als Veranstaltungsbühne genutzt werden soll, statisch als auch konstruktiv konzeptioniert. Neben der statischen Bemessung wurde auf die Besonderheiten bei der FE-Modellierung, durchgeführt mit Hilfe des Finiten-Elemente Programmes „RFEM“ der Firma Dlubal Software GmbH, eingegangen.



*Abbildung 6.1: Rendering des Pavillonentwurfes – Blickrichtung Nordwesten (li.) und Südwesten (re.) [48]*

Als Grundlage zur Modellierung des Faltwerks wurde darauf hingewiesen, wie die Geometrie am einfachsten und schnellsten importiert und aufbereitet werden kann. Bevorzugt wurde in diesem Fall der Import aus einem Zeichenprogramm mittels dem Dateiformat „dxf“. Anschließend wurden die unterschiedlichsten Varianten der Lagerungsbedingungen (Knotenlager, Linienlager, Flächenlager)

aufgezeigt und näher erläutert. Für die Eingabe der Materialparameter wurden zwei verschiedene Varianten erklärt. Einerseits die Definition der Eigenschaften mit Hilfe des Zusatzmoduls „RF-Laminat“ und andererseits über die Eingabe der Steifigkeitsmatrix der orthotropen Struktur. Im Plausibilitätsvergleich führten beide Eingabevarianten zum gleichen Ergebnis. Für grobe Abschätzungen der Querschnittsdimension bzw. für die Vorstatik kann das Zusatzmodul „RF-Laminat“ von Vorteil sein, da hier gleich ein spannungsbasierender Nachweis geführt wird. Dieser sollte aber für die Ausführungsstatik ohne Plausibilitätskontrolle nicht angewendet werden. Des Weiteren ist der Umgang mit vorhandenen Singularitäten, welche im Zusatzmodul nicht als solche ausgewiesen werden, genau zu bedenken. Anhand dieser Punkte wurde für die Dimensionierung und Bemessung der Faltelemente das Berechnungsmodell 2 herangezogen. Dabei wurde bei allen Kanten ein gewählter Abstand zwischen den angrenzenden Flächen modelliert und die Kanten durch Stäbe miteinander verbunden. In Abbildung 6.2 sind das maßgebende Moment und die maximalen Verformungen dargestellt.

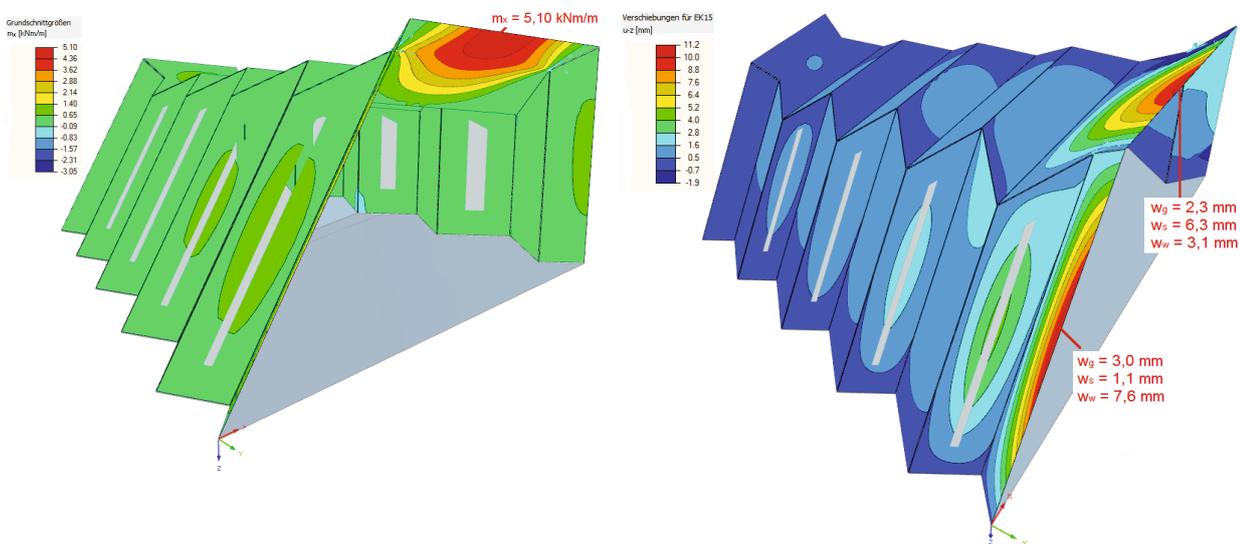
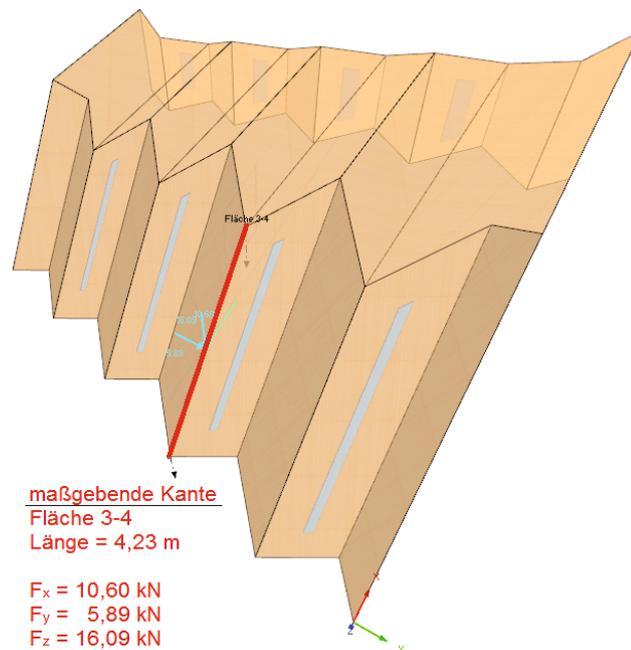


Abbildung 6.2: li.: maß. Moment (Haupttragrichtung), re.: max. Verformungen

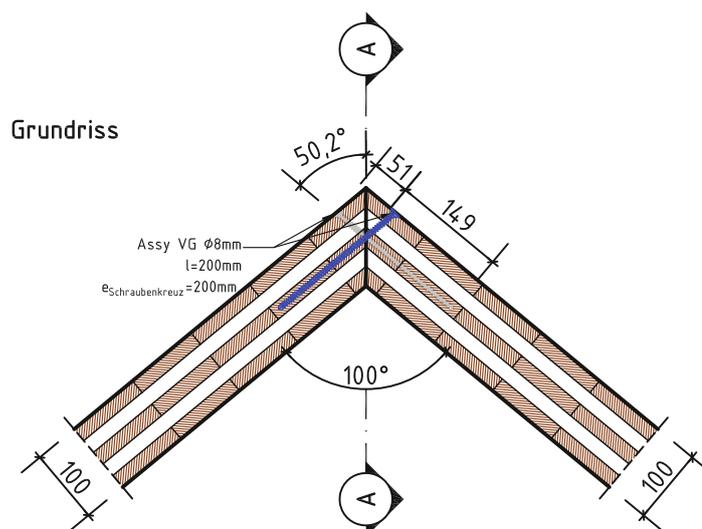
Im Anschluss wurden die Faltelementkanten näher betrachtet. Nach unzähligen Modellen und Varianten konnten zwei Verfahren zum Auslesen der Kräfte je Faltelementkante gefunden werden. Die erste Möglichkeit erfolgt über das Auslesen der Ergebnisverläufe an der Linie zweier benachbarter Faltelementflächen. Bei der zweiten Möglichkeit wurde ein benutzerdefinierter Schnitt, deklariert durch zwei gewählte Punkte, gesetzt. Beide Varianten wurden zur Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen in den Faltelementkanten herangezogen und tabellarisch gegenübergestellt. Die bevorzugte Variante mit dem benutzerdefinierten Schnitt und den daraus abgelesenen Resultierenden ist in Abbildung 6.3 dargestellt.



**Abbildung 6.3: benutzerdefinierter Schnitt durch die maßgebende Kante inkl. den resultierenden Kantenkräften**

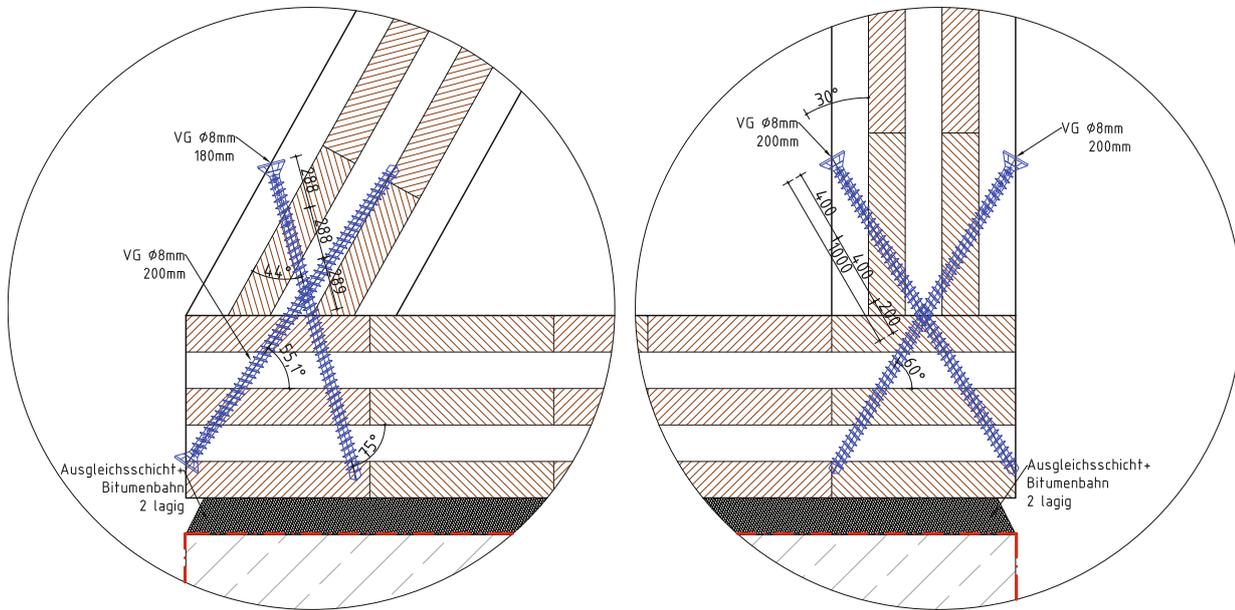
Zur Verifizierung der Berechnungsergebnisse wurde für die Thematik der Kantenschnittkräfte ein zusätzliches Faltnetzmodell mit der Finite-Elemente Software „ABAQUS“ erstellt. Auch hier wurde kurz auf die Modellierung eingegangen. Anschließend erfolgte ein Vergleich, betreffend der Eingabe hinsichtlich der Geometrie, der Lasten sowie das Auslesen der Ergebnisse beider FE-Programme.

Im Zuge des „Pavillon Gmünd“ wurde die konventionelle Verbindungsvariante mit Vollgewinde-Holzbauschrauben, welche kreuzweise an den Plattenrändern angeordnet werden, gewählt und auf axiale bzw. rechtwinkelige Beanspruchung zur Schraubenachse, bemessen.



**Abbildung 6.4: Verbindung mittels Schraubenkreuze bestehend aus Vollgewinde-Holzbauschrauben**

Für die Kraftübertragung zwischen Falwerk und Bühnenboden (Sockelbereich) wurden ebenso kreuzweise angeordnete Vollgewindeschrauben gewählt. Um einen Überblick über den Einschraubwinkel und den damit verbunden Platzbedarf für das Eindrehen zu erhalten wurde die Detailausbildung näher betrachtet. Ausführungsvariante 2 des Sockeldetails besteht aus einer Verzahnung, welche durch CNC-Bearbeitung, der Falwerks- und Bühnenbodenelemente hergestellt werden soll.



**Abbildung 6.5: Schraubenkreuze im Sockelbereich für linke und rechte Falwerksseite**

Alle weiteren Bauteile (Streifenfundamente, Stahlträger) wurden auf Basis der ermittelten Lastaufstellung dimensioniert und bemessen.

Das Künstleratelier wurde aufgrund seiner geringeren Nutzungsdauer von maximal 5 Jahren auch als temporäres Bauwerk betrachtet. Die geringeren anzusetzenden Lasten haben positive Auswirkungen auf die Ausnutzungsgrade zur Folge.

Für die gesamtheitliche Betrachtung von Falwerken ist nicht die Bemessung der Brettsperreholzelemente sondern die Fügechnik ausschlaggebend. Mit der richtigen Fügevariante können hochleistungsfähige Flächentragwerke entstehen. Aus diesem Grund wurden zum Abschluss noch verschiedene ingenieurmäßige Varianten von Kantenausbildungen erarbeitet. Dabei lag das Augenmerk auf dem statischen Tragverhalten, der Wirtschaftlichkeit, dem Vorfertigungsgrad, der Montage und dem architektonischen Erscheinungsbild.

---

## 6-2 AUSBLICK

---

Im Bereich des Brettsperrholzes erfordert die kombinierte Betrachtung als Platte und Scheibe eine genauere Betrachtung. Hierbei sollten die Kenntnisse über die Versagenshypothesen bei gleichzeitiger Beanspruchung verbessert werden. Im Zuge dieser Arbeit wurde das Beulen der Brettsperrholzelemente nicht betrachtet. Bei weiterführenden Untersuchungen sollte auf das Beulen der Faltwerkselemente näher eingegangen werden. Im Bereich der Festigkeits- und Steifigkeitskenngrößen von Brettsperrholz liegt noch keine einheitliche normative Festlegung, wie dies z. B. bei Brettschichtholz der Fall ist, vor. Derzeit erfolgt die Regelung der Brettsperrholzprodukte noch weitestgehend über Zulassungen der einzelnen Hersteller. Mit der ÖNORM EN 16351 [30] und der ÖNORM EN 1995-1-1 [29] bzw. [39] wurden erste Vereinheitlichungen betreffend des Produktes getroffen. Diese sollten zukünftig verbessert und ausgebaut werden. Eine interessante Entwicklung ist der Einsatz anderer Holzarten. In aktuell laufenden Forschungsarbeiten wird die Anwendung von Laubholz, wie Birke oder Buche, untersucht. Diese Anwendbarkeit wäre auch eine interessante Weiterentwicklung für die vorliegende Arbeit.

Die vorliegende Arbeit soll Anregungen für die Modellierung zukünftiger Faltwerke aus Brettsperrholz liefern. Vor allem die Ermittlung der Kantenschnittgrößen ist hier von besonderer Bedeutung. Für sehr komplizierte Strukturen kann eine Vergleichsrechnung mit einem anderen Berechnungsprogramm (z. B. „ABAQUS“) hilfreich sein. Auf dem Gebiet der FEM-Modellierung und Bemessung wäre die Verbesserung beim Auslesen der Kantenschnittkräfte eine praxisrelevante Weiterentwicklung. Im Bereich des Zusatzmoduls „RF-Laminat“ könnten noch Verbesserungen im Hinblick auf die Nachvollziehbarkeit der, für den Nachweis herangezogenen, Spannungen getroffen werden. Für weitere Faltwerksberechnungen wäre die Simulation im FE-Programm mit Einsetzen von realen Verbindungsmittelsteifigkeiten in die Kantendefinition zweier Flächen von großem Interesse.

Für zukünftige Faltwerkskonstruktionen sind weitere Ausführungsmöglichkeiten zur Verbindung der Elementkanten zu entwickeln. Eventuell können hier Verbindungsmitteltechnologien aus dem Möbelbau (z. B. Scharniere) übertragen werden. Aber auch die ständige Weiterentwicklung von Klebstoffen führt zu neuen Möglichkeiten bei der Verbindung von Faltwerkselementen durch z. B. eingeklebte Stahlbleche. Neu entwickelte Verbindungsvarianten können in weiterer Folge mit Hilfe von Finiten-Element Simulationen (Parameterstudien) sowie Prüfungen im Labor optimiert werden.

Bei den unterschiedlichen Fügevarianten muss vor allem auf komplexe Faltwerksgeometrien und damit verbundene, unterschiedliche Lastübertragungsrichtungen Rücksicht genommen werden. Im Hinblick auf die Montage der Faltwerkselemente vor Ort sowie der Wirtschaftlichkeit ist ein möglichst hoher Vorfertigungsgrad im Werk anzustreben.

Für weiterführende Forschungsarbeiten ist die Erstellung von Prototypen mit unterschiedlichen Fügevarianten von großem Interesse. Fragen zum Brandschutz sowie zur Bauphysik sollten, aufgrund ihrer großen Bedeutung bei Dachgeschoßausbauten, zukünftig ebenso untersucht werden.



# ANHANG



# ANHANG A VERZEICHNISSE

## A-1 Quellenverzeichnis

- [1] Autodesk GmbH - AutoCAD 2014 (2016). <http://www.autodesk.de/products/autocad/overview3>
- [2] Battisti, V. (2009), *Faltwerke aus Brettsper Holz*, Master's Thesis, Technische Universität Graz, Österreich.
- [3] Baukunst-NRW (28.10.2016). <http://www.baukunst-nrw.de/objekte/St-Paulus-Neuss-2758.htm>
- [4] Becker, W., Schober, K.-U. & Weber, J. (2016), 'Vergussknotenlösungen im Ingenieurholzbau', *Ernst & Sohn; Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG*. Bautechnik 93, Heft 6, Seite 371 – 379.
- [5] Bogensperger, T. & Silly, G. (2014), 'Zweiachsige Lastabtragung von Brettsper Holzplatten', *Ernst & Sohn; Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG*. Bautechnik 91, Heft 10, Seite 742 – 752.
- [6] Born, J. (1954), *Faltwerke - Ihre Theorie und Berechnung*, Verlag Konrad Wittwer, Darmstadt-Eberstadt, Deutschland.
- [7] Bosl, R. (2002), *Zum Nachweis des Trag- und Verformungsverhaltens von Wandscheiben aus Brettlagenholz*, PhD Thesis, Universität der Bundeswehr München, Deutschland.
- [8] Buri, H. (2006), 'Origami: Faltwerke aus Holzwerkstoffplatten', *Zwischenbericht Holz 21*.
- [9] Deutsche Bauzeitung (28.10.2016). <http://www.db-bauzeitung.de/db-themen/db-archiv/betonharmonika/#slider-intro-3>
- [10] Deutsches Institut für Bautechnik (2013), ETA-11/0190, Europäisch Technische Zulassung, Würth Schrauben - Selbstbohrende Schrauben als Holzverbindungsmittel, Technical Report.
- [11] Dlubal Software GmbH (2013), *Programm-Beschreibung - Zusatzmodul: RF-LAMINATE - Bemessung von Laminatflächen*, Am Zellweg 2, 93464 Tiefenbach, Deutschland.
- [12] Dlubal Software GmbH (2015), *Programm-Beschreibung - RFEM 5 - Räumliche Tragwerke nach der Finiten Elemente Methode*, Am Zellweg 2, 93464 Tiefenbach, Deutschland.
- [13] Dlubal Software GmbH - RFEM 5.05 (2016). <https://www.dlubal.com/de>
- [14] Girkmann, K. (1986), *Flächentragwerke - Einführung in die Elastostatik der Scheiben, Platten, Schalen und Faltwerke*, Springer Verlag, Wien, Österreich.
- [15] Greiner, R. (n.d.), *Seminar zu Flächentragwerken-Faltwerke*, Technische Universität Graz, Österreich.
- [16] Guggenberger, W. (2011), *Flächentragwerke - Studienbehelf*, Technische Universität Graz, Österreich.

- [17] Herkrath, R. & Trautz, M. (2011), 'Starre Faltungen als Leichtbauprinzip im Bauwesen', *Ernst & Sohn; Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG*. Bautechnik 88, Heft 2, Seite 80 – 85.
- [18] Hirschfeld, K. (1984), *Baustatik - Theorie und Beispiele*, Springer Verlag, Berlin Heidelberg, Deutschland.
- [19] Hoesch Bausysteme (28.10.2016). <http://www.hoesch-bau.com/wand/einschalig/hoesch-trapezprofil.html>
- [20] holz.bau forschung gmbh (n.d.). <http://www.holzbauforschung.at/>
- [21] Jakobs, A. (2005), Zur Berechnung von Brettlagenholz mit starrem und nachgiebigem Verbund unter plattenartiger Belastung mit besonderer Berücksichtigung des Rollschubes und der Drillweichheit, PhD Thesis, Universität der Bundeswehr München, Deutschland.
- [22] Juvenile-Inspiration (02.11.2016). <http://juvenile-inspiration.tumblr.com/post/98821085337/enochliw-folded-plate-hut-by-ryuichi-ashizawa>
- [23] Krenn, H., Meinhardt, G. & Schickhofer, G. (2007), *enBR - eurocodenahe Bemessungsrichtlinie; Holzbauwerke - Entwurf, Berechnung und Bemessung*, holz.bau forschung gmbh, Graz, Österreich.
- [24] Leitner, K. (2004), *Tragkonstruktionen aus plattenförmigen Holzwerkstoffen mit der Textilen Fuge*, Verlagsgruppe Mainz GmbH, Aachen, Deutschland.
- [25] Lischke, N. (1985), 'Zur Anisotropie von Verbundwerkstoffen am Beispiel von Brettlagenholz', *Fortschritt-Bericht VDI VDI Reihe 5(98)*.
- [26] ÖNORM B 1991-1-1 (2011), 'Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau'.
- [27] ÖNORM B 1991-1-3 (2013), 'Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten - Nationale Festlegungen'.
- [28] ÖNORM B 1991-1-4 (2013), 'Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten - Nationale Festlegungen'.
- [29] ÖNORM B 1995-1-1 (2015), 'Eurocode 5 - Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau'.
- [30] ÖNORM EN 16351 (2015), 'Holzbauwerke - Brettspertholz - Anforderungen'.
- [31] ÖNORM EN 1990 (2013), 'Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung'.
- [32] ÖNORM EN 1991-1-1 (2011), 'Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau'.
- [33] ÖNORM EN 1991-1-3 (2016), 'Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten'.
- [34] ÖNORM EN 1991-1-4 (2011), 'Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten'.
- [35] ÖNORM EN 1991-1-7 (2014), 'Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen'.

- [36] ÖNORM EN 1992-1-1 (2016), ‘Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)’.
- [37] ÖNORM EN 1993-1-1 (2012), ‘Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)’.
- [38] ÖNORM EN 1993-1-8 (2012), ‘Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen’.
- [39] ÖNORM EN 1995-1-1 (2014), ‘Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines- Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)’.
- [40] ÖNORM EN 385 (2008), ‘Keilzinkenverbindungen im Bauholz - Leistungsanforderungen und Mindestanforderungen an die Herstellung’.
- [41] PORR Österreich (28.10.2016). [http://www.porr.at/index.php?id=836&tx\\_mmcporrreferences\\_pi\\_overview%5Bbereich%5D=0&tx\\_mmcporrreferences\\_pi\\_overview%5Bart%5D=16&tx\\_mmcporrreferences\\_pi\\_overview%5Bland%5D=0&tx\\_mmcporrreferences\\_pi\\_overview%5Bzeit%5D=0&tx\\_mmcporrreferences\\_pi\\_overview%5Bpage%5D=2&tx\\_mmcporrreferences\\_pi\\_overview%5Bid%5D=9424&chash=0ff9564e1b9e8983cea5546f0c3b779a](http://www.porr.at/index.php?id=836&tx_mmcporrreferences_pi_overview%5Bbereich%5D=0&tx_mmcporrreferences_pi_overview%5Bart%5D=16&tx_mmcporrreferences_pi_overview%5Bland%5D=0&tx_mmcporrreferences_pi_overview%5Bzeit%5D=0&tx_mmcporrreferences_pi_overview%5Bpage%5D=2&tx_mmcporrreferences_pi_overview%5Bid%5D=9424&chash=0ff9564e1b9e8983cea5546f0c3b779a)
- [42] Sattler, K. (1969), *Lehrbuch der Statik - Theorie und ihre Anwendung - Erster Band*, Springer Verlag, Berlin Heidelberg, Deutschland.
- [43] Schickhofer, G. (2006), *Holzbau – Der Roh- und Werkstoff Holz*, Technische Universität Graz, Österreich.
- [44] Schickhofer, G. (2009), *Holzbau – Nachweisführungen für Konstruktionen aus Holz*, Technische Universität Graz, Österreich.
- [45] Schickhofer, G., Bogensperger, T., Moosbrugger, T., Jöbstl, R., Augustin, M., Thiel, A., Traetta, G., Ferk, H., Ebner, H., Blaß, H. J., Uibel, T., Hamm, P., Richter, A., Frangi, A. & Fontana, M. (2010), *BSPhandbuch - Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz*, Technische Universität Graz - Institut für Holzbau und Holztechnologie & holz.bau forschungs gmbh, Graz, Österreich.
- [46] Silly, G. (2010), Numerische Studien zur Drill- und Schubsteifigkeit von Brettsperrholz (BSP), Master’s Thesis, Technische Universität Graz, Österreich.
- [47] Silly, G., Bogensperger, T. & Augustin, M. (2016), Twisting strength and stiffness of clt - modelling and appropriate test configurations, in ‘World Conference on Timber Engineering’, Wien, Österreich.
- [48] Stavric, M. & Wiltsche, A. (2016a), Architektonischer Entwurf Pavillon Gmünd, Technische Universität Graz - Institut für Architektur und Medien, Graz, Österreich.
- [49] Stavric, M. & Wiltsche, A. (2016b), ‘Origami Theater - Ein Falterwerk als Bühne’, *Informationsblätter der Geometrie* 35(1).
- [50] Österreichisches Institut für Bautechnik (2012), ETA-12/0281, Europäisch Technische Zulassung, NORITEC X-LAM - Brettsperrholz (BSP) - Massive plattenförmige Holzbaulemente für tragende Bauteile in Bauwerken, Technical Report.

- [51] Trautz, M. & Mazon, A. (2011), 'Das Prinzip des Faltens in Architektur und Ingenieurbau', *Ernst & Sohn; Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG*. Bautechnik 88, Heft 2, Seite 76 – 79.
- [52] van Rooden, C. (2010), 'Faltwerke aus Spannbeton', *TEC21 - Mülimatt, Verlags-AG der akademischen technischen Vereine* Heft 40, Seite 23 – 26.

## A-2 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Prismatische Faltwerke [24].....	3
Abbildung 1.2: li.: Halbprismatisches Faltwerk; re.: Pyramidisches Faltwerk [24] .....	3
Abbildung 1.3: unterschiedliche Faltformen entstanden durch unterschiedliche Faltmuster [2], [8] .....	4
Abbildung 1.4: Kunstobjekt Origamifaltung [51].....	5
Abbildung 1.5: Versuchsdurchführung Fischgrätenfaltung [8].....	5
Abbildung 1.6: Facettenfaltung [17] .....	5
Abbildung 1.7: Entwurf Pavillon Gmünd [48].....	5
Abbildung 1.8: Faltwerk aus Spannbeton bei Herstellung [52] .....	5
Abbildung 1.9: Faltwerk aus Spannbeton bei Fertigstellung [9].....	6
Abbildung 1.10: Kirche St. Paulus in Neuss-Weckhoven bestehend aus einem Faltwerk [3].....	6
Abbildung 1.11: Faltwerke im Stahlbau, li.: Spundwand [41], re.: Trapezprofil [19] .....	6
Abbildung 1.12: Konzertpavillon in Osaka, Japan [22] .....	6
Abbildung 2.1: li.: biegesteife-, re.: gelenkige Ausbildung der Kanten [2] .....	7
Abbildung 2.2: li.: allseits gelagert, re.: dreiseitige Lagerung der Flächenelemente .....	8
Abbildung 2.3: größere Verformung bei flacherem Knickwinkel [2].....	8
Abbildung 2.4: Stabilisierung durch Querschotte oder Gegenfaltungen [2] .....	9
Abbildung 2.5: Auflagerausbildung als Scheibe bzw. als biegesteifer Rahmen [2] .....	9
Abbildung 2.6: Randunterzüge zur Stabilisierung des freien Faltwerksrandes [2].....	10
Abbildung 2.7: Lastabtragung mittels Balkenbiegung in Querrichtung [2].....	11
Abbildung 2.8: Lastaufteilung auf die benachbarten Scheiben [2] .....	11
Abbildung 2.9: Membrantragwirkung in Längsrichtung [2].....	12
Abbildung 2.10: Kantendehnungen zusammenstoßender Ränder [2].....	12
Abbildung 2.11: Schubkräfte zum Ausgleich der unterschiedlichen Kantendehnungen [2].....	12
Abbildung 2.12: Kantenfreiheitsgrade diverser Faltwerksmodelle [16] .....	14
Abbildung 2.13: Belastungen auf eine Scheibe (siehe [6]) .....	17
Abbildung 3.1: vom Brett zum BSP Element [43].....	21
Abbildung 3.2: Momentengleichgewicht um die x- bzw. y-Achse [46] .....	27
Abbildung 3.3: Reduktion von der BSP-Scheibe eines Gebäudes über das RVE bis zum RVSE [45] .....	29
Abbildung 3.4: Scheibenkräfte $n_x$ , $n_y$ und $n_{xy}$ [45] .....	30
Abbildung 3.5: RVE unter Normalkraftbeanspruchung [45] .....	31
Abbildung 3.6: Schubmechanismus I und II der BSP-Scheibe [45] .....	32
Abbildung 3.7: Schubkräfte am RVSE Element [45] .....	32

Abbildung 3.8: maßgebende Spannungen bei Plattentragwirkung .....	39
Abbildung 4.1: li.: Kegelstumpf als Grundlage für den Pavillon; re.: geometrisches Faltmuster des Kegels [49] .....	43
Abbildung 4.2: endgültiges Design des Pavillons [49] .....	44
Abbildung 4.3: Übersichtsskizze Elemente des Pavillons [49] .....	44
Abbildung 4.4: Rendering des Pavillonentwurfes – Blickrichtung Nordwesten (li.) und Südwesten (re.) [48] .....	45
Abbildung 4.5: Berechnungsmodell nach „dxf“ - Import .....	46
Abbildung 4.6: Decklagenrichtungen der Brettsperreholzelemente .....	46
Abbildung 4.7: Querschnittsaufbau BSP .....	47
Abbildung 4.8: Eingabemaske „Materialkennwerte“ .....	48
Abbildung 4.9: errechnete Steifigkeitsmatrix der orthotropen Flächen im Bemessungsprogramm „RFEM“ .....	52
Abbildung 4.10: li.: BC 0 – Vordimensionierung Faltwerk, re.: BC 1 – Bemessung Faltwerk .....	55
Abbildung 4.11: BC 2 – Bemessung Schrauben in den Faltwerkskanten .....	55
Abbildung 4.12: li.: BC 3-1 – Bem. Schraubenkreuze , re.: BC 3-2 – Bem. Verzahnung; beides Sockelbereich .....	55
Abbildung 4.13: li.: BC 4-3, re.: BC 4-4 – beide Modellierungsvarianten Dimensionierung Fundament .....	56
Abbildung 4.14: BC 5 – Dimensionierung Stahlträger .....	56
Abbildung 4.15: Normenauszug ÖNORM B 1991-1-1 – Nutzlasten (Kap. 8.2, Tabelle 1 und 2) [32] .....	57
Abbildung 4.16: Normenauszug ÖNORM B 1991-1-3 – Schneelasten Kärnten (Anhang A, Tabelle A.1) [27] .....	58
Abbildung 4.17: Normenauszug ÖNORM B 1991-1-4 – Windlasten Kärnten (Anhang A, Tabelle A.1) [28] .....	59
Abbildung 4.18: Normenauszug ÖNORM EN 1991-1-7 – Versagensfolgeklassen (Kap. 3.4) und Strategieempfehlungen (Anhang A4) [35] .....	60
Abbildung 4.19: li.: allgemein statisches Modell, re.: FE-Netz des „RFEM“ Modells .....	63
Abbildung 4.20: Modellierungsvariante 1: Definition der Faltwerkskanten über Liniengelenke .....	64
Abbildung 4.21: Modellierungsvariante 2: li.: verbinden der Flächen mit Stäben, re.: Detailansicht eines Stabes mit einer Länge von 2 cm und einem Stabendgelenk .....	64
Abbildung 4.22: maßgebende Punkte für die Bemessung .....	66
Abbildung 4.23: Knickbeiwert $k_c$ in Abhängigkeit der geometrischen Schlankheit $\lambda$ in Haupt- bzw. Nebentragrichtung [44] .....	67
Abbildung 4.24: maß. Moment (Haupttragrichtung) .....	69
Abbildung 4.25: maß. Moment (Nebentragrichtung) .....	69

Abbildung 4.26: zgh. Normalkraft (Haupttragrichtung) .....	69
Abbildung 4.27: zgh. Normalkraft (Nebentragrichtung).....	69
Abbildung 4.28: maß. Normalkraft (Haupttragrichtung) .....	71
Abbildung 4.29: maß. Normalkraft (Nebentragrichtung).....	71
Abbildung 4.30: zgh. Moment (Haupttragrichtung).....	71
Abbildung 4.31: zgh. Moment (Nebentragrichtung).....	71
Abbildung 4.32: maß. Scheibenschub .....	74
Abbildung 4.33: maß. Plattenquerkraft (Haupttragrichtung) .....	74
Abbildung 4.34: maß. Plattenquerkraft (Nebentragrichtung).....	74
Abbildung 4.35: max. Verformungen .....	76
Abbildung 4.36: Modell mit konstruktivem Brettschichtholzträger .....	76
Abbildung 4.37: maßgebende Kante zwischen Fläche 3 und Fläche 4 (Kante VIII).....	78
Abbildung 4.38: globale Verformungen $u_z$ beider Flächen an der Kante .....	79
Abbildung 4.39: Schubkräfte in Kantenrichtung $n_{xy}$ inkl. Glättungsbereich für Fläche 3 mit $n_{xy} = 5,53$ [kN/m] und für Fläche 4 mit $n_{xy} = 6,69$ [kN/m] .....	79
Abbildung 4.40: Schubkräfte in Kantenrichtung $n_{xy}$ inkl. Glättungsbereich über beide Flächen mit $n_{xy} = 6,11$ [kN/m] .....	80
Abbildung 4.41: Überblick über die Schnittdefinition inkl. den gewählten Randpunkten des Schnittes für die Kante VIII.....	81
Abbildung 4.42: benutzerdefinierter Schnitt durch die maßgebende Kante inkl. den resultierenden Kantenkräften in globale x-, y- und z-Richtung.....	82
Abbildung 4.43: Übersicht über die, zur grafischen Erläuterung herangezogenen, Flächen .....	82
Abbildung 4.44: Festlegung der Einschraubrichtungen für die Kante VIII, oben: mit Hilfe einer Schnittebene, unten: an den Falterwerksflächen .....	83
Abbildung 4.45: li.: Normalvektoren in Kantenrichtung, re.: Normalvektoren für die 1. Einschraubrichtung, beide für Kante VIII.....	84
Abbildung 4.46: li.: Normalvektoren für die 2. Einschraubrichtung, re.: Zusammenfassung aller Normalvektoren für Kante VIII.....	84
Abbildung 4.47: li: Kräfte in globale x-, y- und z-Richtung (vor Transformation), re.: Kräfte nach Transformation in die gewünschten Einschraubrichtungen .....	86
Abbildung 4.48: resultierende Kräfte in die globale als auch lokale Richtung .....	86
Abbildung 4.49: Übersicht über das Koordinatensystem des Stabes .....	87
Abbildung 4.50: Stabschnittgrößen Querkraft $V_y$ , für Kante VIII .....	88
Abbildung 4.51: Stabschnittgrößen Querkraft $V_z$ für Kante VIII.....	88
Abbildung 4.52: Stabschnittgrößen Normalkraft N für Kante VIII .....	88

Abbildung 4.53: Versagensmodi nach Theorie von Johansen für Holz-Holz- und Holzwerkstoff-Holz-Verbindungen [44] .....	95
Abbildung 4.54: Grundriss, Schnitt und Ansicht für Kante VIII .....	98
Abbildung 4.55: Schnittufer an Kante VIII – Übersicht der angreifenden Kräfte .....	101
Abbildung 4.56: Kräfte an Schnittufer zu Fläche 3 – 1. Einschraubrichtung.....	102
Abbildung 4.57: Kräfte an Schnittufer zu Fläche 4 – 2. Einschraubrichtung.....	103
Abbildung 4.58: Übersichtsskizze zu den Sockelbereichen.....	104
Abbildung 4.59: Übersichtsskizze Sockeldetail A .....	105
Abbildung 4.60: li.: Detailskizze Sockeldetail A, re.: Schnitt A-A, parallel zur Pavillonlängsseite...	105
Abbildung 4.61: Übersichtsskizze Sockeldetail B .....	109
Abbildung 4.62: li.: Detailskizze Sockeldetail B, re.: Schnitt B-B, parallel zur Pavillonlängsseite ...	109
Abbildung 4.63: Überblicksskizze der Sockelkanten inkl. den Kantenummerierungen.....	111
Abbildung 4.64: Kräftezerlegung an Kante KS-A, Sockelbereich A.....	113
Abbildung 4.65: Kräftezerlegung an Kante KS-L, Sockelbereich B .....	114
Abbildung 4.66: Überblicksskizze für den Verzahnungsbereich zwischen dem Bühnenboden und der Faltwerksplatten .....	116
Abbildung 4.67: Grundriss, Schnitt und Ansicht für den Verzahnungsbereich zwischen Faltwerkselemente und Bühnenboden.....	117
Abbildung 4.68: „RFEM“-Modell für die Dimensionierung der Verzahnung.....	118
Abbildung 4.69: Resultierende Kräfte im Bereich der Verzahnung .....	118
Abbildung 4.70: Übersicht Verzahnungsbereich mit Lage der Druckflächen .....	120
Abbildung 4.71: Druckfläche im Verzahnungsbereich .....	121
Abbildung 4.72: Kräftezerlegung an Kante KS-L, Sockelbereich B .....	122
Abbildung 4.73: Fundamentabmessungen im Grundriss .....	125
Abbildung 4.74: Fundamentmodellierung.....	126
Abbildung 4.75: Kontaktspannungen $\sigma_z$ .....	126
Abbildung 4.76: Stahlträgerübersicht.....	128
Abbildung 4.77: Modellierung der Stahlträger .....	129
Abbildung 4.78: Allg. Spannungsanalyse Ausnutzungsgrade Vergleichsspannung $\eta_{\sigma_v}$ .....	130
Abbildung 4.79: Bemessung nach EC3, max. Ausnutzungsgrade .....	131
Abbildung 4.80: Berechnungskonfiguration Verankerung Stahlträger, hier für Träger 1 .....	131
Abbildung 4.81: Aufteilung der Kräfte – richtungsbezogene Verfahren nach [38].....	133
Abbildung 4.82: maß. Moment (Haupttragrichtung) bei temporäre Betrachtung .....	141
Abbildung 4.83: maß. Moment (Nebentragrichtung) bei temporäre Betrachtung .....	141

Abbildung 4.84: zgh. Normalkraft (Haupttragrichtung) bei temporäre Betrachtung .....	141
Abbildung 4.85: zgh. Normalkraft (Nebentragrichtung) bei temporäre Betrachtung .....	141
Abbildung 4.86: maß. Normalkraft (Haupttragrichtung) bei temporäre Betrachtung.....	142
Abbildung 4.87: maß. Normalkraft (Nebentragrichtung) bei temporäre Betrachtung .....	142
Abbildung 4.88: maß. Scheibenschub bei temporäre Betrachtung .....	144
Abbildung 4.89: maß. Plattenquerkraft (Haupttragrichtung) bei temporäre Betrachtung.....	144
Abbildung 4.90: maß. Plattenquerkraft (Nebentragrichtung) bei temporäre Betrachtung .....	144
Abbildung 4.91: Verformungen des Faltwerks in globale z-Richtung bei temporärer Beanspruchung .....	146
Abbildung 4.92: Resultierende Kantenkräfte zwischen Fläche 3 und 4 bei temporäre Betrachtung ..	146
Abbildung 4.93: Modellbaum in „ABAQUS“ .....	151
Abbildung 4.94: Geometrie in „ABAQUS“ .....	152
Abbildung 4.95: Federanordnung an Kante F3-F4.....	153
Abbildung 4.96: Überblick über den Einflussbereich der Federn .....	153
Abbildung 4.97: FaltwerkskanteVIII (hier: Federn F-062 bis F-073).....	154
Abbildung 4.98: Ausgewählte Faltwerksfläche (Fläche4) zur Veranschaulichung der Lasteingabe ..	155
Abbildung 4.99: li.: anzusetzende Schneelast lt. Norm an der ausgewählten Fläche, re.: Ermittlung der Flächennormale im AutoCAD.....	155
Abbildung 4.100: Lastansatz im ABAQUS, Produkt aus der „Norm-, Last und .....	156
Abbildung 4.101: Netzgeometrie li.: Dreiecke (S3) , re.: Vierecke (S4) .....	156
Abbildung 4.102: FE-Netz am „ABAQUS“-Modell.....	157
Abbildung 4.103: Verformungsfigur in „ABAQUS“ .....	157
Abbildung 5.1: Dreieck der Verbindungstechnik.....	163
Abbildung 5.2: Platten auf Futterholz geklebt [2].....	164
Abbildung 5.3: Platten auf Balken verschraubt [2].....	164
Abbildung 5.4: Platten mittels Futterholz verschraubt [2] .....	164
Abbildung 5.5: Kantenausbildung mit Dübeln besonderer Bauart [2].....	165
Abbildung 5.6: Kantenausbildung mit Dübeln besonderer Bauart [2].....	165
Abbildung 5.7: Verbindung mit Dübel mit außenliegendem Stahlformteil [2].....	165
Abbildung 5.8: Platten verschraubt [2] .....	166
Abbildung 5.9: Verschraubung mit Schraubenkreuzen.....	166
Abbildung 5.10: Schraubenverbindung mit Stahlblech [2] .....	166
Abbildung 5.11: Schraubenverbindung mit Stahlblech nach [2] .....	166
Abbildung 5.12: eingeschlitztes „Klavierband“ mit Passbolzen [2] .....	167

Abbildung 5.13: eingeklebtes „Klavierband“ [2] .....	167
Abbildung 5.14: eingeschlitztes Stahlblech [2] .....	168
Abbildung 5.15: Kante mit „Textiler Fuge“ [2] .....	169
Abbildung 5.16: Vergussknotenlösung nach [4] .....	169
Abbildung 5.17: li.: idealer Eindrehwinkel; mitte & re.: Eindrehwinkel führt zur Abminderung der axialen Ausziehtragfähigkeit .....	170
Abbildung 5.18: Kräfte an Schnittufer zu Fläche 3 – 1. Einschraubrichtung .....	171
Abbildung 5.19: Kräfte an Schnittufer zu Fläche 4 – 2. Einschraubrichtung .....	171
Abbildung 5.20: Schraubenverbindung .....	172
Abbildung 5.21: Versagensmodi nach Theorie von Johansen für Holz-Stahlblech-Verbindungen [44] .....	176
Abbildung 5.22: Kräfte an Schnittufer zu Fläche 3 .....	178
Abbildung 5.23: Kräfte an Schnittufer zu Fläche 4 .....	179
Abbildung 5.24: Verbindung mittels eingeklebten Gewindestangen .....	180
Abbildung 5.25: Verbindung mittels eingeklebten Gewindestangen-Variante 1 .....	181
Abbildung 6.1: Rendering des Pavillonentwurfes – Blickrichtung Nordwesten (li.) und Südwesten (re.) [48] .....	183
Abbildung 6.2: li.: maß. Moment (Haupttragrichtung), re.: max. Verformungen .....	184
Abbildung 6.3: benutzerdefinierter Schnitt durch die maßgebende Kante inkl. den resultierenden Kantenkräften .....	185
Abbildung 6.4: Verbindung mittels Schraubenkreuze bestehend aus Vollgewinde-Holzbauschrauben .....	185
Abbildung 6.5: Schraubenkreuze im Sockelbereich für linke und rechte Faltwerksseite .....	186
Abbildung AB.1: Übersicht der Faltwerksflächen .....	B-I

## A-3 Tabellenverzeichnis

Tabelle 4.1: Steifigkeitskennwerte aus der Herstellerzulassung Fa. Haslacher [50] .....	47
Tabelle 4.2: Querschnittswerte des 5-schichtigen Brettspertholzelements .....	49
Tabelle 4.3: Übersicht Lastfälle .....	61
Tabelle 4.4: Festigkeitsparameter aus der Herstellerzulassung Fa. Haslacher [50].....	62
Tabelle 4.5: Profil- und Materialparameter für das Profil QRO 100 x 4, S235 .....	65
Tabelle 4.6: Ergebnisvergleich beider Berechnungsmodelle .....	65
Tabelle 4.7: Durchbiegungen der einzelnen Lastfälle.....	75
Tabelle 4.8: Zusammenfassung der maßgebenden Kante .....	80
Tabelle 4.9: Bemessungsschnittgrößen der Verbindungsstäbe für Kante VIII .....	89
Tabelle 4.10: Vergleich der Bemessungsschnittgrößen an Kante VIII .....	90
Tabelle 4.11: Technische Daten der Vollgewinde-Holzbauschrauben, vgl. ETA-11/0190 [10].....	97
Tabelle 4.12: Reaktionen Sockelkanten in globale x-, y- und z-Richtung .....	112
Tabelle 4.13: Allgemeine Spannungsanalyse – Ausnutzungsgrade (ULS).....	129
Tabelle 4.14: Bemessung nach EC3 – Ausnutzungsgrade (ULS) u. (SLS) .....	130
Tabelle 4.15: Bemessung Verankerung Stahlträger .....	132
Tabelle 4.16: Überblick Bemessung der Schweißnaht nach [38].....	135
Tabelle 4.17: Durchbiegungen der einzelnen Lastfälle bei temporärer Betrachtung .....	145
Tabelle 4.18: Vergleich der angesetzten Lasten.....	148
Tabelle 4.19: Vergleich der Bemessungsschnittgrößen, Faltwerkselemente, (ULS) .....	148
Tabelle 4.20: Vergleich der Ausnutzungsgrade mit den zugehörigen Durchbiegungen, Faltwerkselemente – schräge Kante, (SLS).....	149
Tabelle 4.21: Vergleich der Ausnutzungsgrade mit den zugehörigen Durchbiegungen, Faltwerkselemente – gerade Kante, (SLS) .....	149
Tabelle 4.22: Vergleich der Auswirkung auf die ausgewählte Kante .....	149
Tabelle 4.23: Federkräfte an Kante F3-F4 aus „ABAQUS“ .....	158
Tabelle 4.24: Federkräfte an Kante F3-F4 aus „RFEM“ .....	159
Tabelle 4.25: Gegenüberstellung der Kantenschnittkräfte „RFEM“ – „ABAQUS“ .....	159
Tabelle 4.26: Gegenüberstellung der Handhabung „RFEM“ – „ABAQUS“ .....	160
Tabelle AB.1: charakteristische Flächenlasten.....	B-II
Tabelle AD.2: Gegenüberstellung der Kantenschnittkräfte „RFEM“ – „ABAQUS“ .....	D-I



## ANHANG B LASTAUFSTELLUNG JE FLÄCHE

Im folgenden Anhang soll ein Überblick über die charakteristischen Flächenlasten je Faltwerksfläche geschaffen werden. Dazu stehen die Abbildung AB.1 und die Tabelle AB.1 zur Verfügung.



*Abbildung AB.1: Übersicht der Faltwerksflächen*

Tabelle AB.1: charakteristische Flächenlasten

Flächen Nr.	LF1: Eigengewicht [kN/m <sup>2</sup> ]	LF3: Schnee [kN/m <sup>2</sup> ]	LF4: Wind in +X Richtung u. [kN/m <sup>2</sup> ]	LF5: Wind in -X Richtung u. [kN/m <sup>2</sup> ]	LF6: Wind in +Y Richtung u. [kN/m <sup>2</sup> ]	LF7: Wind in -Y Richtung u. [kN/m <sup>2</sup> ]	LF8: Wind in +X Richtung u. [kN/m <sup>2</sup> ]	LF9: Wind in -X Richtung u. [kN/m <sup>2</sup> ]	LF10: Wind in +Y Richtung u. [kN/m <sup>2</sup> ]	LF11: Wind in -Y Richtung u. [kN/m <sup>2</sup> ]
0	0,50	0,33	0,30	-0,27	0,30	-0,50	0,55	-0,02	0,55	-0,25
1	0,50	0,33	0,30	-0,27	-0,31	-0,64	0,55	-0,02	-0,06	-0,39
2	0,50	0,33	0,30	-0,27	0,30	-0,50	0,55	-0,02	0,55	-0,25
3	0,50	0,33	0,30	-0,27	-0,31	-0,47	0,55	-0,02	-0,06	-0,22
4	0,50	0,33	0,30	-0,27	0,30	-0,50	0,55	-0,02	0,55	-0,25
5	0,50	0,33	0,30	-0,27	-0,47	-0,47	0,55	-0,02	-0,22	-0,22
6	0,50	0,33	0,30	-0,27	0,30	-0,21	0,55	-0,02	0,55	0,04
7	0,50	0,33	0,30	-0,27	-0,47	-0,31	0,55	-0,02	-0,22	-0,06
8	0,50	0,33	0,30	-0,27	0,30	-0,21	0,55	-0,02	0,55	0,04
9	0,50	0,33	0,30	-0,27	-0,64	-0,31	0,55	-0,02	-0,39	-0,06
10	0,50	2,00	-0,60	0,15	-0,37	-1,15	-0,35	0,40	-0,12	-0,90
11	0,50	3,25	-0,60	0,15	-0,37	-0,75	-0,35	0,40	-0,12	-0,50
12	0,50	3,25	-0,60	0,15	-0,37	-0,85	-0,35	0,40	-0,12	-0,60
13	0,50	3,25	-0,60	0,15	-0,37	-0,70	-0,35	0,40	-0,12	-0,45
14	0,50	3,25	-0,60	0,15	-0,46	-0,85	-0,35	0,40	-0,21	-0,60
15	0,50	3,25	-0,60	0,15	-0,46	-0,70	-0,35	0,40	-0,21	-0,45
16	0,50	3,25	-0,60	0,15	-0,55	-0,85	-0,35	0,40	-0,30	-0,60
17	0,50	3,25	-0,60	0,15	-0,55	-1,15	-0,35	0,40	-0,30	-0,90
18	0,50	0,00	-0,27	0,30	0,30	-0,50	-0,02	0,55	0,55	-0,25
19	0,50	0,00	-0,27	0,30	-0,31	-0,64	-0,02	0,55	-0,06	-0,39
20	0,50	0,00	-0,27	0,30	0,30	-0,50	-0,02	0,55	0,55	-0,25
21	0,50	0,00	-0,27	0,30	-0,31	-0,47	-0,02	0,55	-0,06	-0,22
22	0,50	0,00	-0,27	0,30	0,30	-0,50	-0,02	0,55	0,55	-0,25
23	0,50	0,00	-0,27	0,30	-0,47	-0,47	-0,02	0,55	-0,22	-0,22
24	0,50	0,00	-0,27	0,30	0,30	-0,21	-0,02	0,55	0,55	0,04
25	0,50	0,00	-0,27	0,30	-0,47	-0,31	-0,02	0,55	-0,22	-0,046
26	0,50	0,00	-0,27	0,30	0,30	-0,21	-0,02	0,55	0,55	0,04
27	0,50	0,00	-0,27	0,30	-0,64	-0,31	-0,02	0,55	-0,39	-0,06
28	0,50	0,00	-0,52	-0,53	0,30	-0,21	-0,27	-0,28	0,55	0,04

Die Lastansätze je Fläche im FE-Programm „RFEM“ sind im Anhang C dieser Arbeit dargestellt.

## **ANHANG C EINGABEPARAMETER „RFEM“**

Die Eingabeparameter, betreffend des Materials und der Lasten, werden anhand eines Ausgabeprotokolls auf den folgenden Seiten wiedergegeben.



**Technische Universität Graz Institut f. Holzbau**  
 Lessingstraße 25/III, 8010 GRAZ  
 Tel: 0316/873-6702 - Fax: 0316/873-6707

**MODELL**

Projekt: Pavillon Gmünd Modell: Material

**INHALT**

1	Material		1.2.2	Materialkennwerte - B	1
1.1	Materialien	1	1.2.4	Schichtendiagramme	1
1.2.1	Materialkennwerte - A	1	1.3	Materialfestigkeiten	2

**1.1 MATERIALIEN**

Mat. Nr.	Modul E [kN/cm <sup>2</sup> ]	Modul G [kN/cm <sup>2</sup> ]	Querdehnzahl $\nu$ [-]	Spez. Gewicht $\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Wärmedehnz. $\alpha$ [1/°C]	Teilsch.-Beiwert $\beta_M$ [-]	Material-Modell
2	RF-LAMINATE Schichtenaufbau 1 Erstellt mit Zusatzmodul RF-LAMINATE						
3	VSG aus TVG   TRLV:2006-08 0.10	0.10	-0.500	25.00	9.00E-06	1.00	Isotrop linear elastisch
5	Baustahl S 235   DIN 18800:1990-11 21000.00	8100.00	0.296	78.50	1.20E-05	1.10	Isotrop linear elastisch

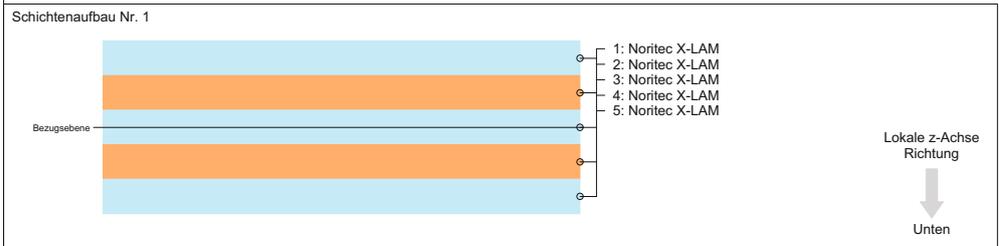
**1.2.1 MATERIALKENNWERTE - A**

Schichten Nr.	Schicht Nr.	Materialbezeichnung	Beiwert Kategorie	Dicke t [mm]	Querdehnzahl [-]		Schubmodul [N/mm <sup>2</sup> ]		
					$\nu_{xy}$	$\nu_{yx}$	$G_{xz}$	$G_{yz}$	$G_{xy}$
1	<b>BSP CL24</b>								
	1	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	A	20.0	0.000	0.000	690.0	50.0	690.0
	2	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	A	20.0	0.000	0.000	690.0	50.0	690.0
	3	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	A	20.0	0.000	0.000	690.0	50.0	690.0
	4	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	A	20.0	0.000	0.000	690.0	50.0	690.0
5	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	A	20.0	0.000	0.000	690.0	50.0	690.0	
		Beiwert-Kategorie A - Brettschichtholz							

**1.2.2 MATERIALKENNWERTE - B**

Schichten Nr.	Schicht Nr.	Materialbezeichnung	Winkel $\alpha$ [°]	Elastizitätsmodul [N/mm <sup>2</sup> ]		Sp. Gewicht $\rho$ [N/m <sup>3</sup> ]	Wärmedehnzahl $\alpha_T$ [1/K]
				$E_x$	$E_y$		
1	<b>BSP CL24</b>						
	1	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	0.00	11600.0	0.0	5000.0	5.0E-06
	2	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	90.00	11600.0	0.0	5000.0	5.0E-06
	3	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	0.00	11600.0	0.0	5000.0	5.0E-06
	4	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	90.00	11600.0	0.0	5000.0	5.0E-06
5	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	0.00	11600.0	0.0	5000.0	5.0E-06	

**1.2.4 SCHICHTENDIAGRAMME**





**Technische Universität Graz Institut f. Holzbau**

Lessingstraße 25/III, 8010 GRAZ

Tel: 0316/873-6702 - Fax: 0316/873-6707

**RF-LAMINATE**

Projekt: Pavillon Gmünd

Modell: Material

■ **1.3 MATERIALFESTIGKEITEN**

Schichten Nr.	Schicht Nr.	Materialbezeichnung	Biegefest. / Zugfest. / Druckfest. [N/mm <sup>2</sup> ]						Schubfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]			
			f <sub>b,0,k</sub>	f <sub>b,90,k</sub>	f <sub>t,0,k</sub>	f <sub>t,90,k</sub>	f <sub>c,0,k</sub>	f <sub>c,90,k</sub>	f <sub>xy,k</sub>	f <sub>v,k</sub>	f <sub>R,k</sub>	
1	<b>BSP CL24</b>											
	1	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	26.4	26.4	14.0	0.1	21.0	2.5	4.0	4.0	0.8	
	2	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	26.4	26.4	14.0	0.1	21.0	2.5	4.0	4.0	0.8	
	3	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	26.4	26.4	14.0	0.1	21.0	2.5	4.0	4.0	0.8	
	4	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	26.4	26.4	14.0	0.1	21.0	2.5	4.0	4.0	0.8	
	5	Noritec X-LAM BSP 100 (5), -, Hasslacher Norica Timber	26.4	26.4	14.0	0.1	21.0	2.5	4.0	4.0	0.8	



**Technische Universität Graz Institut f. Holzbau**

Lessingstraße 25/III, 8010 GRAZ

Tel: 0316/873-6702 - Fax: 0316/873-6707

**LASTEN**

Projekt: Pavillon Gmünd

Modell: Lasten

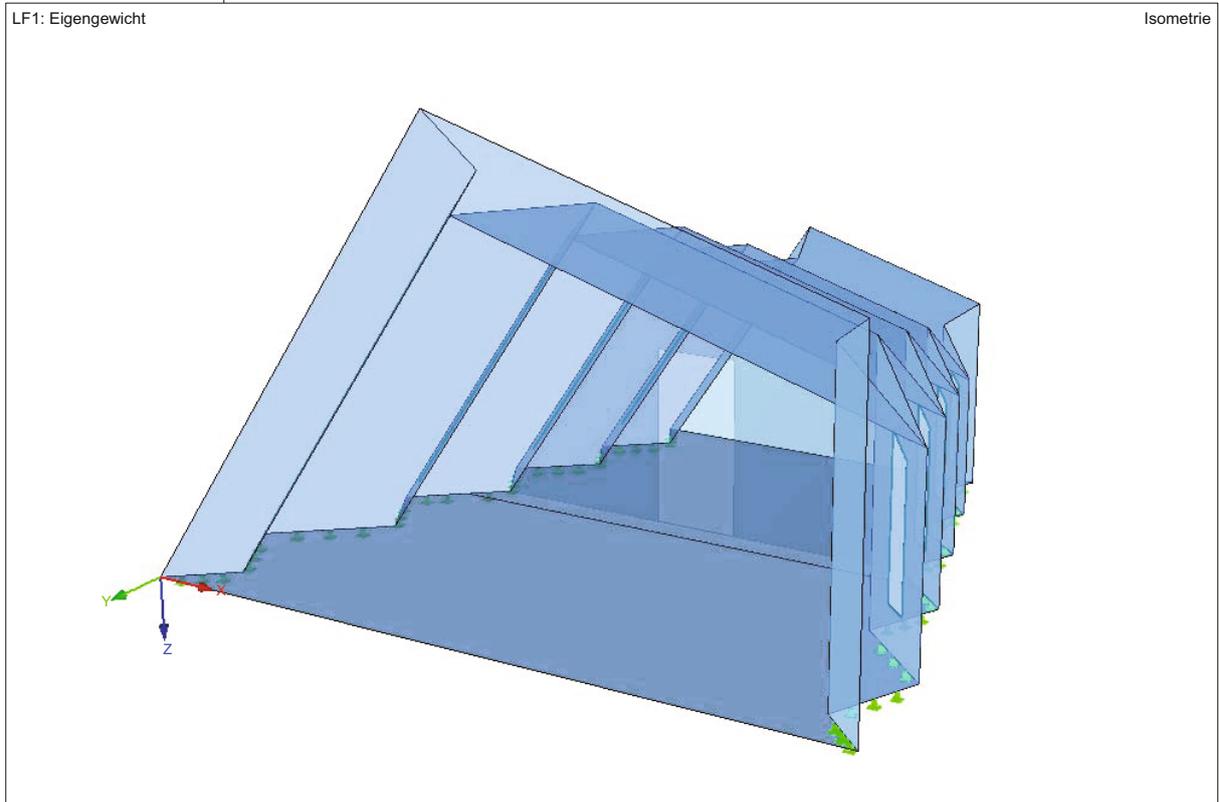
**INHALT**

<b>2</b>	<b>Lastfälle und Kombinationen</b>					
2.1	Lastfälle	1				
<b>3</b>	<b>Lasten</b>					
Grafik	LF1 - LF1: Eigengewicht, Isometrie	1	Grafik	LF7 - Wind in -Y u. Innendruck - 2.1.7	6	
Grafik	LF2 - Nutzlast (Kat. C4) - 2.1.2 Flächenlasten	2		Flächenlasten		
Grafik	LF2 - LF2: Nutzlast (Kat. C4), Isometrie	2		LF7 - LF7: Wind in -Y u. Innendruck, Isometrie	6	
Grafik	LF3 - Schnee - 2.1.3 Flächenlasten	2	Grafik	LF8 - Wind in +X u. Innensog - 2.1.8	7	
Grafik	LF3 - LF3: Schnee, Isometrie	2		Flächenlasten		
Grafik	LF4 - Wind in +X u. Innendruck - 2.1.4	3	Grafik	LF8 - LF8: Wind in +X u. Innensog, Isometrie	7	
	Flächenlasten			LF9 - Wind in -X u. Innensog - 2.1.9	8	
Grafik	LF4 - LF4: Wind in +X u. Innendruck, Isometrie	3	Grafik	LF9 - LF9: Wind in -X u. Innensog, Isometrie	8	
	Flächenlasten			LF10 - Wind in +Y u. Innensog - 2.1.10	9	
Grafik	LF5 - Wind in -X u. Innendruck - 2.1.5	4	Grafik	LF10 - LF10: Wind in +Y u. Innensog, Isometrie	9	
	Flächenlasten			LF11 - Wind in -Y u. Innensog - 2.1.11	10	
Grafik	LF5 - LF5: Wind in -X u. Innendruck, Isometrie	4		Flächenlasten		
Grafik	LF6 - Wind in +Y u. Innendruck - 2.1.6	5	Grafik	LF11 - LF11: Wind in -Y u. Innensog, Isometrie	10	
	Flächenlasten			Ergebniskombinationen	11	
Grafik	LF6 - LF6: Wind in +Y u. Innendruck, Isometrie	5	2.2			

**2.1 LASTFÄLLE**

Lastfall	LF-Bezeichnung	EN 1990   ÖNORM Einwirkungskategorie	Aktiv	Eigengewicht - Faktor in Richtung		
				X	Y	Z
LF1	Eigengewicht	Ständig	<input checked="" type="checkbox"/>	0.000	0.000	1.000
LF2	Nutzlast (Kat. C4)	Nutzlasten - Kategorie C: Versammlungsräume	<input type="checkbox"/>			
LF3	Schnee	Schnee (H ≥ 1000 m über NN)	<input type="checkbox"/>			
LF4	Wind in +X u. Innendruck	Wind	<input type="checkbox"/>			
LF5	Wind in -X u. Innendruck	Wind	<input type="checkbox"/>			
LF6	Wind in +Y u. Innendruck	Wind	<input type="checkbox"/>			
LF7	Wind in -Y u. Innendruck	Wind	<input type="checkbox"/>			
LF8	Wind in +X u. Innensog	Wind	<input type="checkbox"/>			
LF9	Wind in -X u. Innensog	Wind	<input type="checkbox"/>			
LF10	Wind in +Y u. Innensog	Wind	<input type="checkbox"/>			
LF11	Wind in -Y u. Innensog	Wind	<input type="checkbox"/>			

**LF1: EIGENGEWICHT**





**Technische Universität Graz Institut f. Holzbau**  
Lessingstraße 25/III, 8010 GRAZ  
Tel: 0316/873-6702 - Fax: 0316/873-6707

**LASTEN**

Projekt: Pavillon Gmünd Modell: Lasten

LF2  
Nutzlast (Kat. C4)

■ 2.1.2 FLÄCHENLASTEN

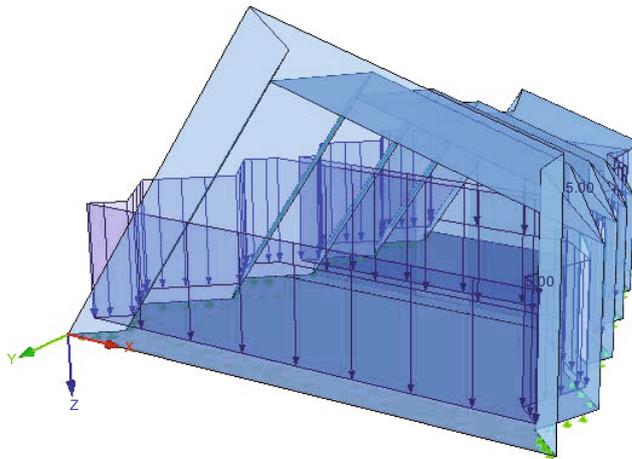
LF2: Nutzlast (Kat. C4)

Nr.	An Flächen Nr.	Last-Art	Last-Verteilung	Last-Richtung	Symbol	Lastparameter	
						Wert	Einheit
1	38,39	Kraft	Konstant	ZL	p	5.00	kN/m <sup>2</sup>

■ LF2: NUTZLAST (KAT. C4)

LF2: Nutzlast (Kat. C4)  
Belastung [kN/m<sup>2</sup>]

Isometrie



LF3  
Schnee

■ 2.1.3 FLÄCHENLASTEN

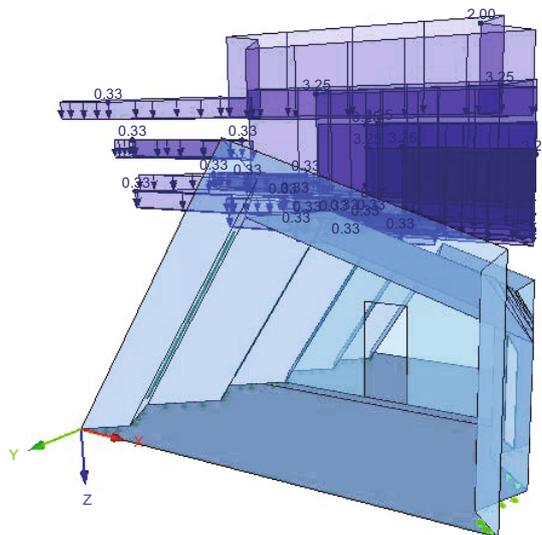
LF3: Schnee

Nr.	An Flächen Nr.	Last-Art	Last-Verteilung	Last-Richtung	Symbol	Lastparameter	
						Wert	Einheit
1	3	Kraft	Konstant	ZP	p	2.00	kN/m <sup>2</sup>
2	7,10,13,16,19,22,26	Kraft	Konstant	ZP	p	3.25	kN/m <sup>2</sup>
3	1,2,6,11,12,17,18,23-25,30-33	Kraft	Konstant	ZP	p	0.33	kN/m <sup>2</sup>

■ LF3: SCHNEE

LF3: Schnee  
Belastung [kN/m<sup>2</sup>]

Isometrie




**Technische Universität Graz Institut f. Holzbau**

Lessingstraße 25/III, 8010 GRAZ

Tel: 0316/873-6702 - Fax: 0316/873-6707

**LASTEN**

Projekt: Pavillon Gmünd

Modell: Lasten

**LF4**

Wind in +X u. Innendruck

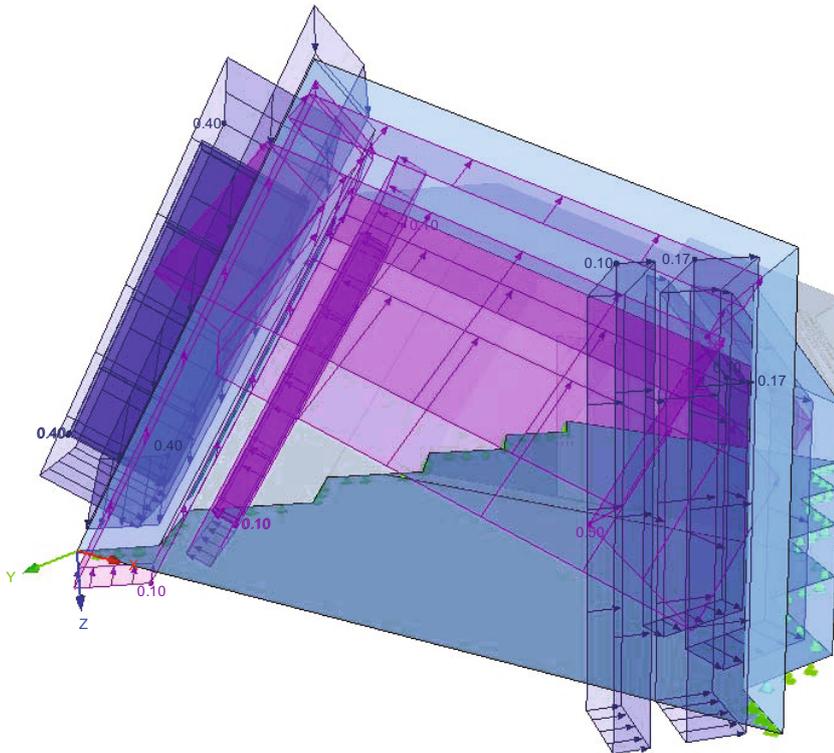
**2.1.4 FLÄCHENLASTEN**
**LF4: Wind in +X u. Innendruck**

Nr.	An Flächen Nr.	Last-Art	Last-Verteilung	Last-Richtung	Symbol	Lastparameter	
						Wert	Einheit
1	1,2,6,11,12,17,18,23-25,30-33	Kraft	Konstant	z	p	0.40	kN/m <sup>2</sup>
2	4,5,8,9,14,15,20,21,27,28,34-37	Kraft	Konstant	z	p	0.17	kN/m <sup>2</sup>
3	1-3,6,7,10-13,16-19,22-26,30-33	Kraft	Konstant	z	p	-0.10	kN/m <sup>2</sup>
4	4,5,8,9,14,15,20,21,27,28,34-37	Kraft	Konstant	z	p	0.10	kN/m <sup>2</sup>
5	3,7,10,13,16,19,22,26	Kraft	Konstant	z	p	-0.50	kN/m <sup>2</sup>
6	40	Kraft	Konstant	z	p	-0.52	kN/m <sup>2</sup>

**LF4: WIND IN +X U. INNENDRUCK**

 LF4: Wind in +X u. Innendruck  
Belastung [kN/m<sup>2</sup>]

Isometrie





**Technische Universität Graz Institut f. Holzbau**  
Lessingstraße 25/III, 8010 GRAZ  
Tel: 0316/873-6702 - Fax: 0316/873-6707

**LASTEN**

Projekt: Pavillon Gmünd Modell: Lasten

**LF5**  
Wind in -X u. Innendruck

**2.1.5 FLÄCHENLASTEN**

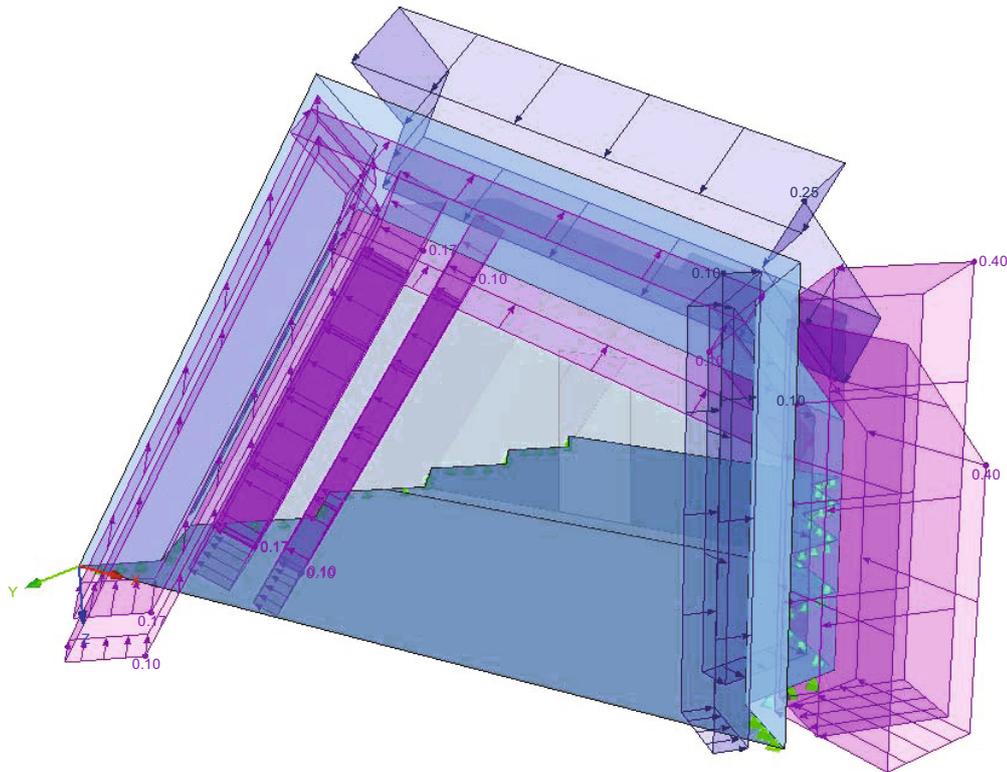
LF5: Wind in -X u. Innendruck

Nr.	An Flächen Nr.	Last-Art	Last-Verteilung	Last-Richtung	Symbol	Lastparameter	
						Wert	Einheit
1	4,5,8,9,14,15,20,21,27,28,34-37	Kraft	Konstant	z	p	-0.40	kN/m <sup>2</sup>
2	1,2,6,11,12,17,18,23-25,30-33	Kraft	Konstant	z	p	-0.17	kN/m <sup>2</sup>
3	3,7,10,13,16,19,22,26	Kraft	Konstant	z	p	0.25	kN/m <sup>2</sup>
4	1-3,6,7,10-13,16-19,22-26,30-33	Kraft	Konstant	z	p	-0.10	kN/m <sup>2</sup>
5	4,5,8,9,14,15,20,21,27,28,34-37	Kraft	Konstant	z	p	0.10	kN/m <sup>2</sup>
6	40	Kraft	Konstant	z	p	-0.53	kN/m <sup>2</sup>

**LF5: WIND IN -X U. INNENDRUCK**

LF5: Wind in -X u. Innendruck  
Belastung [kN/m<sup>2</sup>]

Isometrie





**Technische Universität Graz Institut f. Holzbau**  
 Lessingstraße 25/III, 8010 GRAZ  
 Tel: 0316/873-6702 - Fax: 0316/873-6707

**LASTEN**

Projekt: Pavillon Gmünd

Modell: Lasten

**LF6**  
 Wind in +Y u. Innendruck

**2.1.6 FLÄCHENLASTEN**

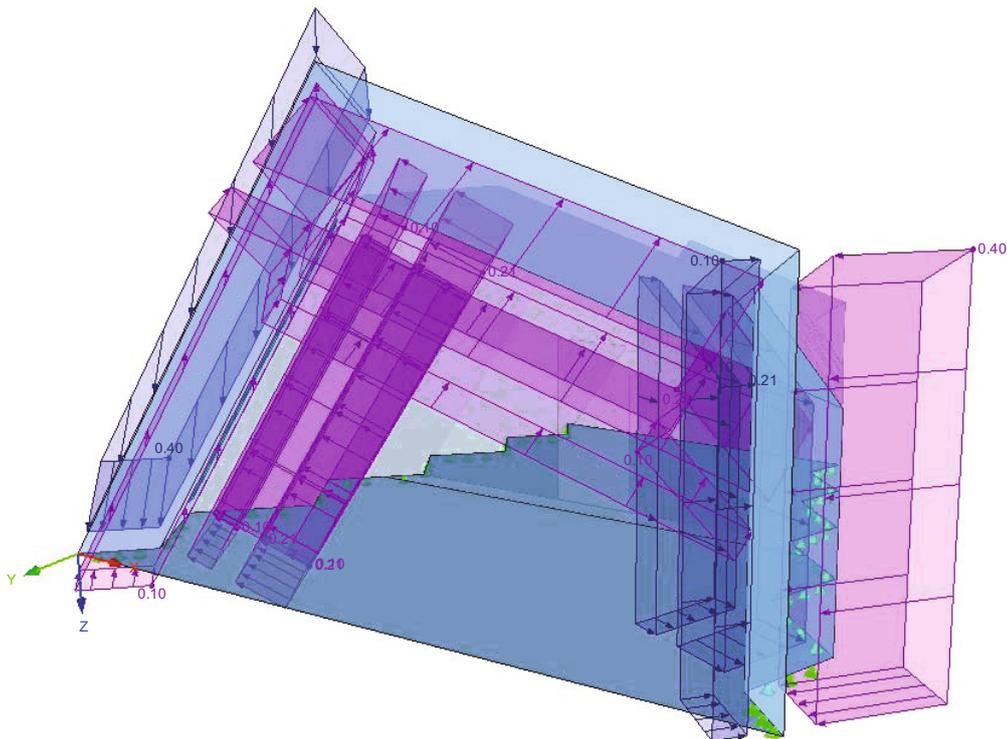
LF6: Wind in +Y u. Innendruck

Nr.	An Flächen Nr.	Last- Art	Last- verteilung	Last- Richtung	Symbol	Lastparameter	
						Wert	Einheit
1	1,6,12,18,24	Kraft	Konstant	z	p	0.40	kN/m <sup>2</sup>
2	4,8,14,20,27,34-37	Kraft	Konstant	z	p	-0.40	kN/m <sup>2</sup>
3	28	Kraft	Konstant	z	p	0.54	kN/m <sup>2</sup>
4	25	Kraft	Konstant	z	p	-0.54	kN/m <sup>2</sup>
5	15,21	Kraft	Konstant	z	p	0.37	kN/m <sup>2</sup>
6	5,9	Kraft	Konstant	z	p	0.21	kN/m <sup>2</sup>
7	17,23	Kraft	Konstant	z	p	-0.37	kN/m <sup>2</sup>
8	11,32,33	Kraft	Konstant	z	p	-0.21	kN/m <sup>2</sup>
9	22,26	Kraft	Konstant	z	p	-0.45	kN/m <sup>2</sup>
10	16,19	Kraft	Konstant	z	p	-0.36	kN/m <sup>2</sup>
11	3,7,10,13	Kraft	Konstant	z	p	-0.27	kN/m <sup>2</sup>
12	4,5,8,9,14,15,20,21,27,28,34-37	Kraft	Konstant	z	p	0.10	kN/m <sup>2</sup>
13	1-3,6,7,10-13,16-19,22-26,30-33	Kraft	Konstant	z	p	-0.10	kN/m <sup>2</sup>
14	2	Kraft	Konstant	z	p	-0.21	kN/m <sup>2</sup>
15	31	Kraft	Konstant	z	p	-0.37	kN/m <sup>2</sup>
16	30	Kraft	Konstant	z	p	-0.37	kN/m <sup>2</sup>
17	40	Kraft	Konstant	z	p	0.30	kN/m <sup>2</sup>

**LF6: WIND IN +Y U. INNENDRUCK**

 LF6: Wind in +Y u. Innendruck  
 Belastung [kN/m<sup>2</sup>]

Isometrie





**Technische Universität Graz Institut f. Holzbau**  
Lessingstraße 25/III, 8010 GRAZ  
Tel: 0316/873-6702 - Fax: 0316/873-6707

**LASTEN**

Projekt: Pavillon Gmünd Modell: Lasten

LF7  
Wind in -Y u. Innendruck

**2.1.7 FLÄCHENLASTEN**

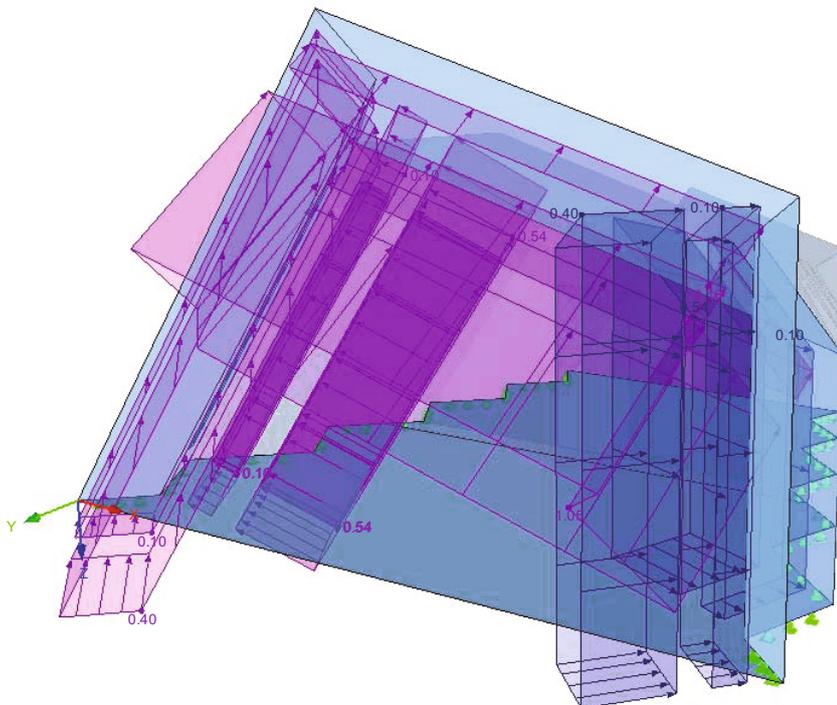
LF7: Wind in -Y u. Innendruck

Nr.	An Flächen Nr.	Last- Art	Last- verteilung	Last- Richtung	Symbol	Lastparameter	
						Wert	Einheit
15	4,5,8,9,14,15,20,21,27,28,34-37	Kraft	Konstant	z	p	0.10	kN/m <sup>2</sup>
16	1,3,6,7,10-13,16-19,22-26,30-33	Kraft	Konstant	z	p	-0.10	kN/m <sup>2</sup>
17	2	Kraft	Konstant	z	p	-0.10	kN/m <sup>2</sup>
18	4,8,14	Kraft	Konstant	z	p	0.40	kN/m <sup>2</sup>
19	1,6,12	Kraft	Konstant	z	p	-0.40	kN/m <sup>2</sup>
20	18,24	Kraft	Konstant	z	p	-0.11	kN/m <sup>2</sup>
21	20,27,36,37	Kraft	Konstant	z	p	0.11	kN/m <sup>2</sup>
22	3,26	Kraft	Konstant	z	p	-1.05	kN/m <sup>2</sup>
23	7	Kraft	Konstant	z	p	-0.65	kN/m <sup>2</sup>
24	10,16,22	Kraft	Konstant	z	p	-0.75	kN/m <sup>2</sup>
25	13,19	Kraft	Konstant	z	p	-0.60	kN/m <sup>2</sup>
26	2,33	Kraft	Konstant	z	p	-0.54	kN/m <sup>2</sup>
27	11,17,31,32	Kraft	Konstant	z	p	-0.37	kN/m <sup>2</sup>
28	23,25,30,40	Kraft	Konstant	z	p	-0.21	kN/m <sup>2</sup>
29	21,28	Kraft	Konstant	z	p	0.21	kN/m <sup>2</sup>
30	9,15	Kraft	Konstant	z	p	0.37	kN/m <sup>2</sup>
31	5	Kraft	Konstant	z	p	0.54	kN/m <sup>2</sup>
32	35	Kraft	Konstant	z	p	0.40	kN/m <sup>2</sup>
33	34	Kraft	Konstant	z	p	0.40	kN/m <sup>2</sup>

**LF7: WIND IN -Y U. INNENDRUCK**

LF7: Wind in -Y u. Innendruck  
Belastung [kN/m<sup>2</sup>]

Isometrie





**Technische Universität Graz Institut f. Holzbau**  
 Lessingstraße 25/III, 8010 GRAZ  
 Tel: 0316/873-6702 - Fax: 0316/873-6707

**LASTEN**

Projekt: Pavillon Gmünd Modell: Lasten

LF8  
 Wind in +X u. Innensog

**2.1.8 FLÄCHENLASTEN**

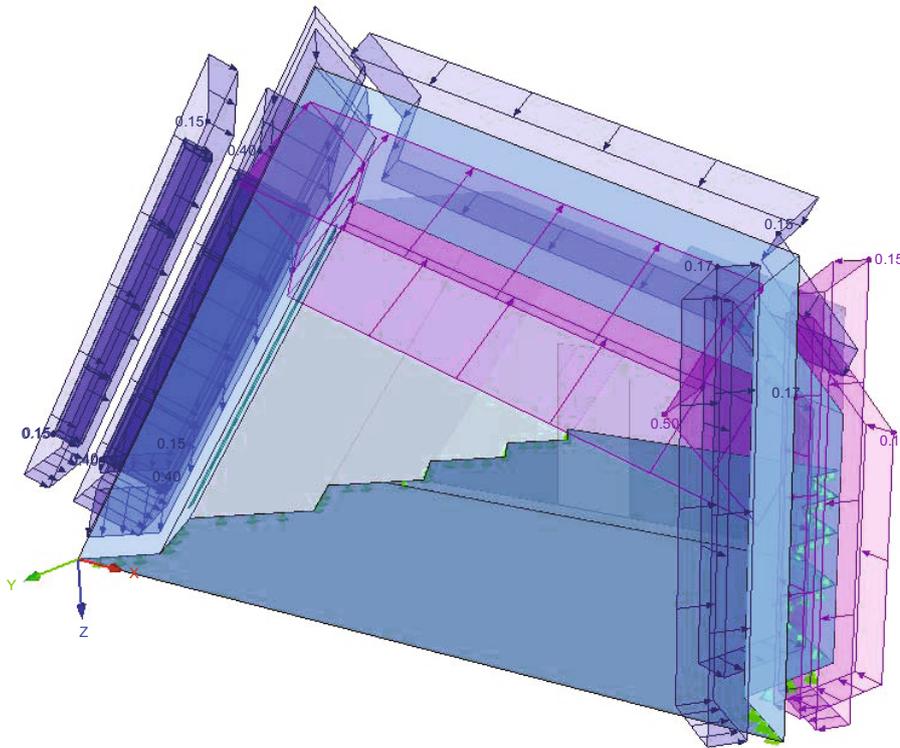
LF8: Wind in +X u. Innensog

Nr.	An Flächen Nr.	Last- Art	Last- verteilung	Last- Richtung	Symbol	Lastparameter	
						Wert	Einheit
1	1,2,6,11,12,17,18,23-25,30-33	Kraft	Konstant	z	p	0.40	kN/m <sup>2</sup>
2	4,5,8,9,14,15,20,21,27,28,34-37	Kraft	Konstant	z	p	0.17	kN/m <sup>2</sup>
3	1-3,6,7,10-13,16-19,22-26,30-33	Kraft	Konstant	z	p	0.15	kN/m <sup>2</sup>
4	4,5,8,9,14,15,20,21,27,28,34-37	Kraft	Konstant	z	p	-0.15	kN/m <sup>2</sup>
5	3,7,10,13,16,19,22,26	Kraft	Konstant	z	p	-0.50	kN/m <sup>2</sup>
6	40	Kraft	Konstant	z	p	-0.27	kN/m <sup>2</sup>

**LF8: WIND IN +X U. INNENSOG**

LF8: Wind in +X u. Innensog  
 Belastung [kN/m<sup>2</sup>]

Isometrie





**Technische Universität Graz Institut f. Holzbau**  
Lessingstraße 25/III, 8010 GRAZ  
Tel: 0316/873-6702 - Fax: 0316/873-6707

**LASTEN**

Projekt: Pavillon Gmünd Modell: Lasten

**LF9**  
Wind in -X u. Innensog

**2.1.9 FLÄCHENLASTEN**

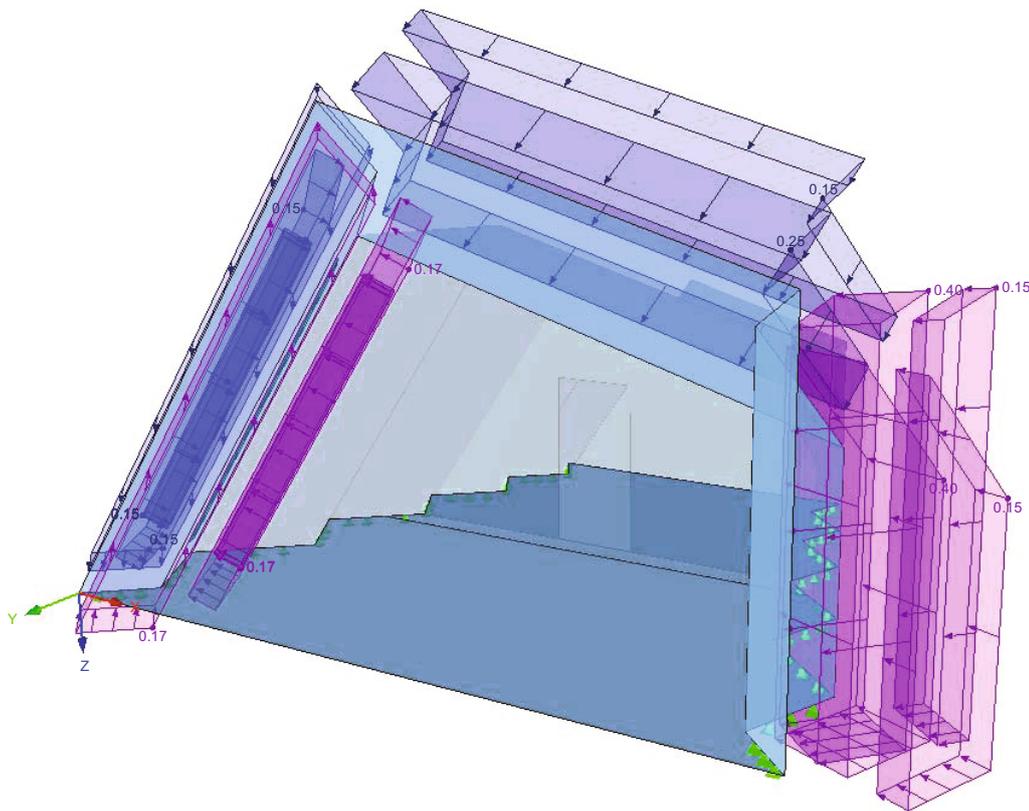
LF9: Wind in -X u. Innensog

Nr.	An Flächen Nr.	Last- Art	Last- verteilung	Last- Richtung	Symbol	Lastparameter	
						Wert	Einheit
1	4,5,8,9,14,15,20,21,27,28,34-37	Kraft	Konstant	z	p	-0.40	kN/m <sup>2</sup>
2	1,2,6,11,12,17,18,23-25,30-33	Kraft	Konstant	z	p	-0.17	kN/m <sup>2</sup>
3	3,7,10,13,16,19,22,26	Kraft	Konstant	z	p	0.25	kN/m <sup>2</sup>
4	1-3,6,7,10-13,16-19,22,24-26,30-33	Kraft	Konstant	z	p	0.15	kN/m <sup>2</sup>
5	4,5,8,9,14,15,20,21,27,28,34-37	Kraft	Konstant	z	p	-0.15	kN/m <sup>2</sup>
6	23	Kraft	Konstant	z	p	0.15	kN/m <sup>2</sup>
7	40	Kraft	Konstant	z	p	-0.28	kN/m <sup>2</sup>

**LF9: WIND IN -X U. INNENSOG**

LF9: Wind in -X u. Innensog  
Belastung [kN/m<sup>2</sup>]

Isometrie





**Technische Universität Graz Institut f. Holzbau**  
 Lessingstraße 25/III, 8010 GRAZ  
 Tel: 0316/873-6702 - Fax: 0316/873-6707

**LASTEN**

Projekt: Pavillon Gmünd

Modell: Lasten

**LF10**  
 Wind in +Y u. Innensog

**2.1.10 FLÄCHENLASTEN**

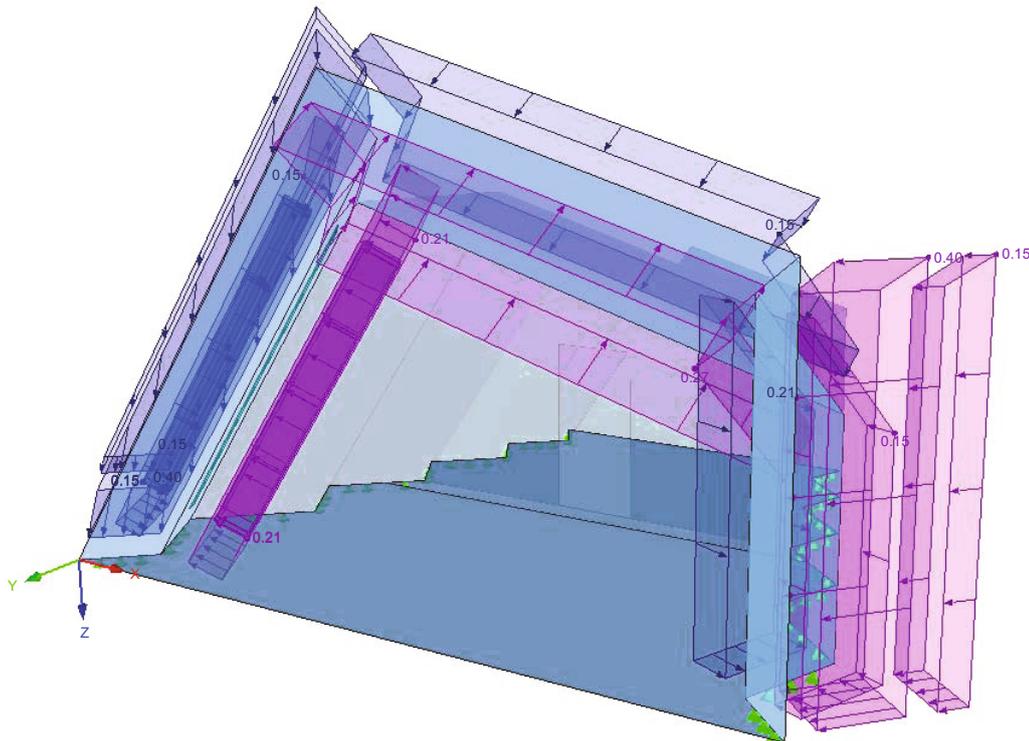
LF10: Wind in +Y u. Innensog

Nr.	An Flächen Nr.	Last-Art	Last-Verteilung	Last-Richtung	Symbol	Lastparameter	
						Wert	Einheit
1	1,6,12,18,24	Kraft	Konstant	z	p	0.40	kN/m <sup>2</sup>
2	4,14,20,27,34-37	Kraft	Konstant	z	p	-0.40	kN/m <sup>2</sup>
3	28	Kraft	Konstant	z	p	0.54	kN/m <sup>2</sup>
4	25	Kraft	Konstant	z	p	-0.54	kN/m <sup>2</sup>
5	15,21	Kraft	Konstant	z	p	0.37	kN/m <sup>2</sup>
6	5,9	Kraft	Konstant	z	p	0.21	kN/m <sup>2</sup>
7	17,23,30,31	Kraft	Konstant	z	p	-0.37	kN/m <sup>2</sup>
8	2,11,32,33	Kraft	Konstant	z	p	-0.21	kN/m <sup>2</sup>
9	22,26	Kraft	Konstant	z	p	-0.45	kN/m <sup>2</sup>
10	16,19	Kraft	Konstant	z	p	-0.36	kN/m <sup>2</sup>
11	3,7,10,13	Kraft	Konstant	z	p	-0.27	kN/m <sup>2</sup>
12	4,5,8,9,14,15,20,21,27,28,34-37	Kraft	Konstant	z	p	-0.15	kN/m <sup>2</sup>
13	1-3,6,7,10-13,16-19,22-26,30-33	Kraft	Konstant	z	p	0.15	kN/m <sup>2</sup>
14	8	Kraft	Konstant	z	p	-0.40	kN/m <sup>2</sup>
15	40	Kraft	Konstant	z	p	0.55	kN/m <sup>2</sup>

**LF10: WIND IN +Y U. INNENSOG**

 LF10: Wind in +Y u. Innensog  
 Belastung [kN/m<sup>2</sup>]

Isometrie





**Technische Universität Graz Institut f. Holzbau**  
Lessingstraße 25/III, 8010 GRAZ  
Tel: 0316/873-6702 - Fax: 0316/873-6707

**LASTEN**

Projekt: Pavillon Gmünd Modell: Lasten

**LF11**  
Wind in -Y u. Innensog

**2.1.11 FLÄCHENLASTEN**

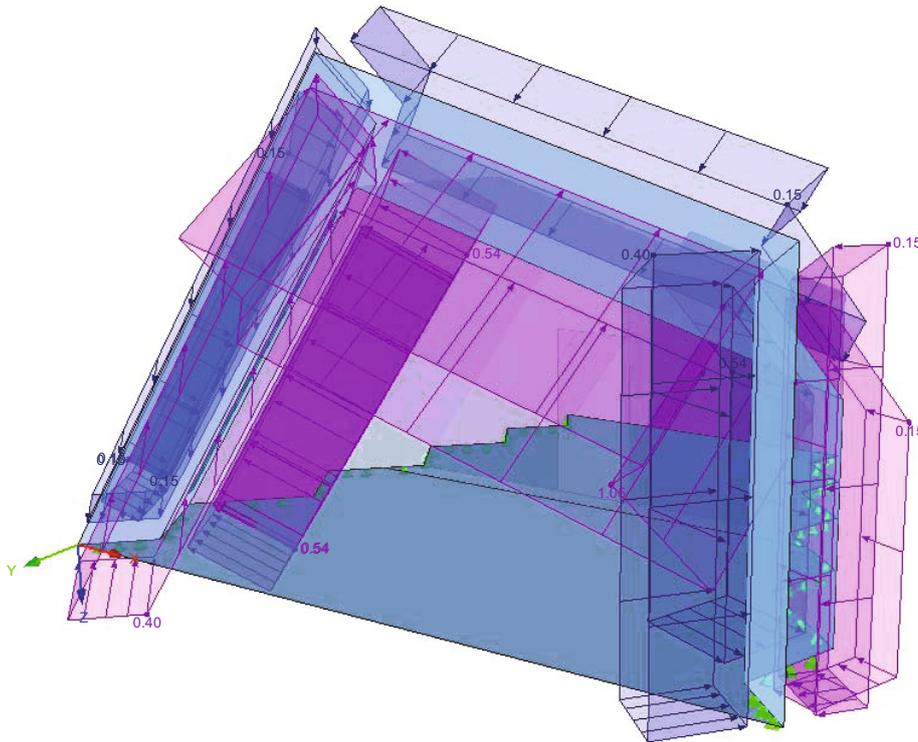
LF11: Wind in -Y u. Innensog

Nr.	An Flächen Nr.	Last- Art	Last- verteilung	Last- Richtung	Symbol	Lastparameter	
						Wert	Einheit
15	4,5,8,9,14,15,20,21,27,28,34-37	Kraft	Konstant	z	p	-0.15	kN/m <sup>2</sup>
16	1-3,6,7,10-13,16-19,22-26,30-33	Kraft	Konstant	z	p	0.15	kN/m <sup>2</sup>
18	4,8,14,34,35	Kraft	Konstant	z	p	0.40	kN/m <sup>2</sup>
19	1,6,12	Kraft	Konstant	z	p	-0.40	kN/m <sup>2</sup>
20	18,24	Kraft	Konstant	z	p	-0.11	kN/m <sup>2</sup>
21	20,27,36,37	Kraft	Konstant	z	p	0.11	kN/m <sup>2</sup>
22	3,26	Kraft	Konstant	z	p	-1.05	kN/m <sup>2</sup>
23	7	Kraft	Konstant	z	p	-0.65	kN/m <sup>2</sup>
24	10,16,22	Kraft	Konstant	z	p	-0.75	kN/m <sup>2</sup>
25	13,19	Kraft	Konstant	z	p	-0.60	kN/m <sup>2</sup>
26	2,33	Kraft	Konstant	z	p	-0.54	kN/m <sup>2</sup>
27	11,17,31,32	Kraft	Konstant	z	p	-0.37	kN/m <sup>2</sup>
28	23,25,30	Kraft	Konstant	z	p	-0.21	kN/m <sup>2</sup>
29	21,28	Kraft	Konstant	z	p	0.21	kN/m <sup>2</sup>
30	9,15	Kraft	Konstant	z	p	0.37	kN/m <sup>2</sup>
31	5	Kraft	Konstant	z	p	0.54	kN/m <sup>2</sup>
32	40	Kraft	Konstant	z	p	0.04	kN/m <sup>2</sup>

**LF11: WIND IN -Y U. INNENSOG**

LF11: Wind in -Y u. Innensog  
Belastung [kN/m<sup>2</sup>]

Isometrie




**Technische Universität Graz Institut f. Holzbau**

Lessingstraße 25/III, 8010 GRAZ

Tel: 0316/873-6702 - Fax: 0316/873-6707

**LASTEN**

Projekt: Pavillon Gmünd

Modell: Lasten

**2.2 ERGEBNISKOMBINATIONEN**

Ergebnis-kombin.	BS	Ergebniskombination Bezeichnung	Nr.	Faktor	Belastung		Kriterium	Alternat. Gruppe
EK3		1.0*LF1/s	1	1.00	LF1	Eigengewicht	Ständig	-
EK4		1.0*LF2	1	1.00	LF2	Nutzlast (Kat. C4)	Veränderlich	-
EK5		1.0*LF3	1	1.00	LF3	Schnee	Veränderlich	-
EK6		1.0*LF4 oder 1.0*LF5 oder 1.0*LF6 oder 1.0*LF7 oder 1.0*LF8 oder 1.0*LF9 oder 1.0*LF10 oder 1.0*LF11	1	1.00	LF4	Wind in +X u. Innendruck	Veränderlich	1
			2	1.00	LF5	Wind in -X u. Innendruck	Veränderlich	1
			3	1.00	LF6	Wind in +Y u. Innendruck	Veränderlich	1
			4	1.00	LF7	Wind in -Y u. Innendruck	Veränderlich	1
			5	1.00	LF8	Wind in +X u. Innensog	Veränderlich	1
			6	1.00	LF9	Wind in -X u. Innensog	Veränderlich	1
			7	1.00	LF10	Wind in +Y u. Innensog	Veränderlich	1
			8	1.00	LF11	Wind in -Y u. Innensog	Veränderlich	1
EK7	GZT		1	1.35	EK3	1.0*LF1/s	Ständig	-
			2	1.05	EK4	1.0*LF2	Veränderlich	-
			3	0.75	EK5	1.0*LF3	Veränderlich	-
			4	1.50	EK6	1.0*LF4 oder 1.0*LF5 oder 1.0*LF6 oder 1.0*LF7 oder 1.0*LF8 oder 1.0*LF9 oder 1.0*LF10 oder 1.0*LF11	Ständig	-
EK8	GZT		1	1.35	EK3	1.0*LF1/s	Ständig	-
			2	1.50	EK4	1.0*LF2	Ständig	-
			3	0.75	EK5	1.0*LF3	Veränderlich	-
			4	0.90	EK6	1.0*LF4 oder 1.0*LF5 oder 1.0*LF6 oder 1.0*LF7 oder 1.0*LF8 oder 1.0*LF9 oder 1.0*LF10 oder 1.0*LF11	Veränderlich	-
EK9	GZT		1	1.35	EK3	1.0*LF1/s	Ständig	-
			2	1.05	EK4	1.0*LF2	Veränderlich	-
			3	1.50	EK5	1.0*LF3	Ständig	-
			4	0.90	EK6	1.0*LF4 oder 1.0*LF5 oder 1.0*LF6 oder 1.0*LF7 oder 1.0*LF8 oder 1.0*LF9 oder 1.0*LF10 oder 1.0*LF11	Veränderlich	-
EK10		1.0*LF4 oder 1.0*LF5 oder 1.0*LF6 oder 1.0*LF7 oder 1.0*LF8 oder 1.0*LF9 oder 1.0*LF10 oder 1.0*LF11	1	1.00	LF4	Wind in +X u. Innendruck	Veränderlich	1
			2	1.00	LF5	Wind in -X u. Innendruck	Veränderlich	1
			3	1.00	LF6	Wind in +Y u. Innendruck	Veränderlich	1
			4	1.00	LF7	Wind in -Y u. Innendruck	Veränderlich	1
			5	1.00	LF8	Wind in +X u. Innensog	Veränderlich	1
			6	1.00	LF9	Wind in -X u. Innensog	Veränderlich	1
			7	1.00	LF10	Wind in +Y u. Innensog	Veränderlich	1
			8	1.00	LF11	Wind in -Y u. Innensog	Veränderlich	1
EK11	G Ch		1	1.00	EK3	1.0*LF1/s	Ständig	-
			2	1.00	EK4	1.0*LF2	Ständig	-
			3	0.50	EK5	1.0*LF3	Veränderlich	-
			4	0.60	EK10	1.0*LF4 oder 1.0*LF5 oder 1.0*LF6 oder 1.0*LF7 oder 1.0*LF8 oder 1.0*LF9 oder 1.0*LF10 oder 1.0*LF11	Veränderlich	-
EK12	G Ch		1	1.00	EK3	1.0*LF1/s	Ständig	-
			2	0.70	EK4	1.0*LF2	Veränderlich	-
			3	1.00	EK5	1.0*LF3	Ständig	-
			4	0.60	EK10	1.0*LF4 oder 1.0*LF5 oder 1.0*LF6 oder 1.0*LF7 oder 1.0*LF8 oder 1.0*LF9 oder 1.0*LF10 oder 1.0*LF11	Veränderlich	-
EK13	G Ch		1	1.00	EK3	1.0*LF1/s	Ständig	-
			2	0.70	EK4	1.0*LF2	Veränderlich	-
			3	0.50	EK5	1.0*LF3	Veränderlich	-
			4	1.00	EK10	1.0*LF4 oder 1.0*LF5 oder 1.0*LF6 oder 1.0*LF7 oder 1.0*LF8 oder 1.0*LF9 oder 1.0*LF10 oder 1.0*LF11	Ständig	-
EK14	GZT	[ULS]	1	1.00	EK8		Ständig	1
			2	1.00	EK9		Ständig	1
			3	1.00	EK7		Ständig	1
EK15	G Ch	[SLS]	1	1.00	EK11		Ständig	1
			2	1.00	EK12		Ständig	1
			3	1.00	EK13		Ständig	1

## ANHANG D GEGENÜBERSTELLUNG DER KANTENSCHNITTGRÖSSEN

In diesem Anhang erfolgt die Gegenüberstellung der resultierenden Kantenschnittgrößen in globale x-, y- und z-Richtung zwischen „RFEM“ und „ABAQUS“ (siehe Tabelle AD.2). Für den Vergleich wird der selbe Lastfall, wie in Kapitel 4-6, herangezogen. Allerdings sei darauf zu achten, dass für die Dimensionierung der Verbindungsmittel der Grenzzustand der Tragfähigkeit herangezogen werden muss. Die Differenz bezieht sich auf die max. resultierende Kraft, welche sich aus den globalen Kräften der Kante XXXVII (Kante zwischen Fläche 18 und Fläche 19) errechnet. Diese ergibt sich zu:

$$R = \sqrt{F_x^2 + F_y^2 + F_z^2} = 25,55 \text{ [kN]}$$

**Tabelle AD.2: Gegenüberstellung der Kantenschnittkräfte „RFEM“ – „ABAQUS“**

Kante	Fläche i	Fläche j	Kraft i	RFEM	ABAQUS	Differenz	
				[kN]	[kN]	[kN]	[%]
1	0	10	F <sub>x</sub>	4,46	3,53	0,93	3,63
			F <sub>y</sub>	0,10	0,22	-0,12	-0,47
			F <sub>z</sub>	2,10	2,11	-0,01	-0,04
2	0	1	F <sub>x</sub>	1,63	2,90	-1,27	-4,95
			F <sub>y</sub>	15,08	3,50	11,58	45,30
			F <sub>z</sub>	9,74	2,21	7,54	29,49
3	1	10	F <sub>x</sub>	1,84	5,24	-3,40	-13,32
			F <sub>y</sub>	0,19	3,06	-2,87	-11,22
			F <sub>z</sub>	5,78	5,85	-0,07	-0,26
4	1	2	F <sub>x</sub>	2,57	2,51	0,06	0,24
			F <sub>y</sub>	5,49	5,70	-0,21	-0,82
			F <sub>z</sub>	1,62	2,27	-0,65	-2,55
5	2	11	F <sub>x</sub>	7,56	7,34	0,22	0,86
			F <sub>y</sub>	2,98	6,38	-3,40	-13,31
			F <sub>z</sub>	6,19	5,05	1,14	4,47
6	2	3	F <sub>x</sub>	0,41	3,73	-3,32	-12,98
			F <sub>y</sub>	10,38	5,76	4,62	18,09
			F <sub>z</sub>	5,72	6,60	-0,88	-3,45

Kante	Fläche i	Fläche j	Kraft i	RFEM	ABAQUS	Differenz	
				[kN]	[kN]	[kN]	[%]
7	3	12	F <sub>x</sub>	4,86	4,20	0,66	2,58
			F <sub>y</sub>	3,82	2,98	0,85	3,31
			F <sub>z</sub>	5,08	5,62	-0,54	-2,11
8	3	4	F <sub>x</sub>	6,33	6,30	0,03	0,11
			F <sub>y</sub>	3,11	3,12	-0,01	-0,02
			F <sub>z</sub>	8,26	8,42	-0,16	-0,63
9	4	13	F <sub>x</sub>	6,04	5,80	0,24	0,95
			F <sub>y</sub>	3,92	4,23	-0,31	-1,23
			F <sub>z</sub>	1,58	1,74	-0,16	-0,64
10	4	5	F <sub>x</sub>	3,47	1,86	1,61	6,31
			F <sub>y</sub>	3,79	1,88	1,91	7,47
			F <sub>z</sub>	6,66	3,18	3,49	13,64
11	5	14	F <sub>x</sub>	2,72	2,11	0,61	2,39
			F <sub>y</sub>	1,86	1,44	0,42	1,66
			F <sub>z</sub>	2,51	1,67	0,84	3,28
12	5	6	F <sub>x</sub>	4,89	2,79	2,11	8,24
			F <sub>y</sub>	1,30	1,80	-0,50	-1,95
			F <sub>z</sub>	6,53	3,53	3,00	11,75
13	6	15	F <sub>x</sub>	6,69	3,90	2,79	10,92
			F <sub>y</sub>	4,21	3,04	1,18	4,60
			F <sub>z</sub>	0,35	1,46	-1,11	-4,34
14	6	7	F <sub>x</sub>	4,76	1,72	3,04	11,91
			F <sub>y</sub>	5,57	3,31	2,26	8,86
			F <sub>z</sub>	6,04	2,62	3,42	13,37
15	7	16	F <sub>x</sub>	2,54	3,81	-1,27	-4,97
			F <sub>y</sub>	2,41	3,02	-0,61	-2,39
			F <sub>z</sub>	4,54	5,20	-0,66	-2,59
16	7	8	F <sub>x</sub>	4,06	0,99	3,07	12,00
			F <sub>y</sub>	2,00	2,10	-0,10	-0,40
			F <sub>z</sub>	5,65	0,79	4,86	19,03

Kante	Fläche i	Fläche j	Kraft i	RFEM	ABAQUS	Differenz	
				[kN]	[kN]	[kN]	[%]
17	8	9	F <sub>x</sub>	4,40	2,95	1,45	5,66
			F <sub>y</sub>	0,16	1,34	-1,18	-4,63
			F <sub>z</sub>	6,64	4,56	2,08	8,16
18	8	17	F <sub>x</sub>	2,66	2,91	-0,25	-0,97
			F <sub>y</sub>	0,97	1,86	-0,89	-3,48
			F <sub>z</sub>	1,33	1,49	-0,16	-0,62
19	9	17	F <sub>x</sub>	1,43	0,79	0,64	2,51
			F <sub>y</sub>	1,23	0,75	0,48	1,87
			F <sub>z</sub>	1,23	1,32	-0,09	-0,36
20	10	11	F <sub>x</sub>	8,26	8,12	0,15	0,57
			F <sub>y</sub>	6,89	6,40	0,49	1,93
			F <sub>z</sub>	2,52	1,57	0,95	3,71
21	10	18	F <sub>x</sub>	1,33	1,35	-0,02	-0,07
			F <sub>y</sub>	0,69	0,81	-0,12	-0,47
			F <sub>z</sub>	3,43	3,48	-0,05	-0,18
22	10	19	F <sub>x</sub>	4,14	3,99	0,15	0,60
			F <sub>y</sub>	8,06	9,19	-1,13	-4,41
			F <sub>z</sub>	10,18	12,59	-2,41	-9,42
23	11	20	F <sub>x</sub>	0,18	1,22	-1,04	-4,07
			F <sub>y</sub>	6,10	4,26	1,84	7,21
			F <sub>z</sub>	5,05	5,53	-0,48	-1,88
24	11	12	F <sub>x</sub>	16,40	15,37	1,04	4,05
			F <sub>y</sub>	0,18	2,46	-2,28	-8,91
			F <sub>z</sub>	5,09	7,50	-2,41	-9,42
25	12	21	F <sub>x</sub>	1,25	2,02	-0,77	-3,01
			F <sub>y</sub>	13,92	9,89	4,03	15,76
			F <sub>z</sub>	15,88	15,57	0,31	1,23
26	12	13	F <sub>x</sub>	19,82	18,48	1,34	5,24
			F <sub>y</sub>	10,27	7,17	3,10	12,15
			F <sub>z</sub>	4,56	3,32	1,24	4,84

Kante	Fläche i	Fläche j	Kraft i	RFEM	ABAQUS	Differenz	
				[kN]	[kN]	[kN]	[%]
27	13	22	F <sub>x</sub>	4,24	3,71	0,53	2,06
			F <sub>y</sub>	2,10	3,56	-1,46	-5,70
			F <sub>z</sub>	1,18	1,30	-0,12	-0,47
28	13	14	F <sub>x</sub>	9,43	4,36	5,07	19,83
			F <sub>y</sub>	7,63	7,75	-0,12	-0,47
			F <sub>z</sub>	1,25	1,09	0,16	0,64
29	14	23	F <sub>x</sub>	4,49	0,95	3,54	13,86
			F <sub>y</sub>	0,13	1,43	-1,30	-5,08
			F <sub>z</sub>	1,64	0,29	1,35	5,30
30	14	15	F <sub>x</sub>	7,23	7,28	-0,05	-0,21
			F <sub>y</sub>	5,22	5,46	-0,24	-0,94
			F <sub>z</sub>	2,61	3,94	-1,33	-5,19
31	15	24	F <sub>x</sub>	2,61	1,58	1,03	4,04
			F <sub>y</sub>	5,61	3,97	1,64	6,43
			F <sub>z</sub>	4,59	4,43	0,16	0,63
32	15	16	F <sub>x</sub>	1,95	4,39	-2,44	-9,56
			F <sub>y</sub>	0,89	0,65	0,24	0,95
			F <sub>z</sub>	0,59	0,04	0,55	2,17
33	16	17	F <sub>x</sub>	2,32	0,17	2,15	8,41
			F <sub>y</sub>	3,61	3,36	0,25	0,99
			F <sub>z</sub>	1,57	2,00	-0,43	-1,69
34	16	25	F <sub>x</sub>	2,09	0,06	2,03	7,94
			F <sub>y</sub>	5,50	2,61	2,89	11,31
			F <sub>z</sub>	6,02	5,38	0,65	2,52
35	17	26	F <sub>x</sub>	1,37	1,01	0,36	1,40
			F <sub>y</sub>	1,48	1,15	0,33	1,30
			F <sub>z</sub>	1,70	1,98	-0,28	-1,08
36	17	27	F <sub>x</sub>	0,47	0,28	0,19	0,74
			F <sub>y</sub>	0,28	0,71	-0,43	-1,67
			F <sub>z</sub>	0,91	1,43	-0,52	-2,04

Kante	Fläche i	Fläche j	Kraft i	RFEM	ABAQUS	Differenz	
				[kN]	[kN]	[kN]	[%]
37	18	19	F <sub>x</sub>	1,08	0,18	0,90	3,54
			F <sub>y</sub>	5,12	1,05	4,07	15,93
			F <sub>z</sub>	25,01	18,40	6,61	25,86
38	19	20	F <sub>x</sub>	0,13	0,13	0,01	0,02
			F <sub>y</sub>	0,66	1,04	-0,38	-1,49
			F <sub>z</sub>	18,76	14,70	4,06	15,88
39	20	21	F <sub>x</sub>	2,65	0,54	2,11	8,27
			F <sub>y</sub>	13,67	2,50	11,17	43,70
			F <sub>z</sub>	6,09	4,92	1,17	4,57
40	21	22	F <sub>x</sub>	0,54	0,03	0,51	2,01
			F <sub>y</sub>	1,24	0,50	0,74	2,91
			F <sub>z</sub>	9,34	16,19	-6,85	-26,82
41	22	23	F <sub>x</sub>	0,55	0,20	0,35	1,37
			F <sub>y</sub>	2,79	2,31	0,48	1,88
			F <sub>z</sub>	1,71	1,34	0,37	1,44
42	23	24	F <sub>x</sub>	0,33	0,08	0,25	0,97
			F <sub>y</sub>	1,18	0,12	1,06	4,14
			F <sub>z</sub>	0,40	3,02	-2,62	-10,25
43	24	25	F <sub>x</sub>	2,28	0,33	1,95	7,62
			F <sub>y</sub>	10,74	1,56	9,18	35,91
			F <sub>z</sub>	3,95	1,88	2,07	8,09
44	25	26	F <sub>x</sub>	0,23	0,03	0,21	0,80
			F <sub>y</sub>	1,14	0,11	1,03	4,02
			F <sub>z</sub>	1,73	0,23	1,50	5,87
45	26	27	F <sub>x</sub>	0,33	0,04	0,29	1,13
			F <sub>y</sub>	1,95	0,01	1,94	7,58
			F <sub>z</sub>	5,43	3,71	1,72	6,72

Bei Auftreten großer Spannungsspitzen in dem Modell, welches mit dem FE-Programm „RFEM“ modelliert wurde, weisen die Resultierenden der in Tabelle AD.2 angeführten Kanten größere Differenzen im Vergleich zum „ABAQUS“-Modell auf. Treten geringere Singularitäten an den Kanten auf, stimmen die Ergebnisse sehr gut überein (vgl. z. B. Kante 8, 9, 21, 35, 41, ...). Der Vergleich könnte in weiterführenden Arbeiten auch mit dem Berechnungsmodell 2 durchgeführt werden, da dieses geringere Spannungsspitzen aufweist.

Dies ist eine Veröffentlichung des

### **FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ**

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

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

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

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

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

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

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe

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

Institutskennzahl:

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

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl