

# **Studie zur Verdichtung von Dachräumen von Altbaubeständen mittels modularisiertem Holzwohnbau**

## **Endbericht**

Auftraggeber

**Amt der Steiermärkischen Landesregierung  
Abteilung 15 Energie, Wohnbau, Technik**

Verfasst von

**Institut für Holzbau und Holztechnologie,  
Technische Universität Graz  
Inffeldgasse 24/I | 8010 Graz**

Dipl.-Ing. Dominik Matzler, BSc.

Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Ringhofer, BSc.

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

Graz, August 2020



## Hintergrund

Das Institut für Holzbau und Holztechnologie der Technischen Universität Graz wurde von der Abteilung 15 Energie, Wohnbau, Technik - Amt der Steiermärkischen Landesregierung zur Verfassung einer Studie zur Verdichtung von Dachräumen von Altbaubeständen mittels modularisiertem Holzwohnbau beauftragt.

Auftragsgemäß beinhaltet der Zwischenbericht (Stufe I) „Studie zur Verdichtung von Dachräumen von Altbaubeständen mittels modularisiertem Holzwohnbau“ die Positionen 1 „Erhebung des Ist-Standes“ und 2 „Variantenstudie zu Verdichtung des Dachraums in Holzbauweise“.

Der vorliegende Endbericht befasst sich mit den Position 4 „Ausarbeitung von Leitdetails auf Grundlage von ausgewählten Lösungsvarianten“. Dabei wurden die in Stufe I ausgearbeiteten Lösungsvorschläge hochbaulich als auch bauphysikalisch und statisch-konstruktiv bearbeitet.



# Inhaltsverzeichnis

<b>KAPITEL 1: EINFÜHRUNG .....</b>	<b>1</b>
<b>KAPITEL 2: VERDICHTUNG DURCH VORGEFERTIGTE ELEMENTE.....</b>	<b>3</b>
2-1 Überblick .....	3
2-1.1 Begriffsbezeichnung.....	4
2-1.2 Transport .....	5
2-1.3 Montage.....	5
2-2 Leitdetails .....	9
2-2.1 Bauteilabmessungen.....	9
2-2.2 Leitdetail 1/2: Lasteinleitung BSH-BSP-Rippendecke .....	10
2-2.3 Leitdetail 3: Lasteinleitung „Faltwerkträger“ .....	13
2-2.4 Leitdetail 4: Fügestelle Faltwerk/Fertigdachelemente.....	15
2-3 bauphysikalische Betrachtung .....	16
2-3.1 Theoretischer Hintergrund .....	16
2-3.1.2 Klimabedingungen lt. ÖNORM B 8110-2.....	20
2-3.1.3 Randbedingungen .....	22
2-3.1.4 Verwendete Materialkennwerte .....	22
2-3.2 Lasteinleitung BSH-BSP-Rippendecke.....	24
2-3.2.1 Außenwand AW1 .....	24
2-3.2.2 Außenwand AW2 .....	26
2-3.2.3 Dachaufbau D1 .....	28
2-3.2.4 BSH-BSP-Rippendecke RD1 .....	30
2-3.3 Lasteinleitung „Faltwerkträger“ .....	32
2-3.3.1 Außenwand AW3 .....	32
2-3.4 Fügestelle Faltwerk/Fertigdachelemente.....	33
2-4 statisch-konstruktive Betrachtung.....	34
2-4.1 Allgemeines.....	34
2-4.1.1 Geometrie .....	35
2-4.1.2 Lastenannahme .....	37
2-4.2 Bauteilnachweise.....	40
2-4.2.1 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	40
2-4.2.2 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	41
2-4.3 Verbindungstechnik .....	42
2-4.3.1 Überblick .....	42
2-4.3.2 Lasteinleitung BSH-BSP-Rippendecke .....	43
2-4.3.3 Lasteinleitung „Faltwerkträger“ .....	45
2-4.3.4 Fügestelle Faltwerk/Fertigdachelemente .....	48
<b>KAPITEL 3: ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....</b>	<b>50</b>
3-1 Zusammenfassung .....	50
3-2 Ausblick.....	51
<b>ANHANG A LITERATURVERZEICHNIS.....</b>	<b>I</b>
<b>ANHANG B STATISCHE BERECHNUNG DER „FALTWERK“-LÖSUNG.....</b>	<b>III</b>



# KAPITEL 1: EINFÜHRUNG

Ziel dieser Studie ist es, die Aufstockungsvarianten durch modulare Systeme in BSP aufzuzeigen und zu untersuchen. Folglich wurde der konventionelle Dachgeschossausbau außer Acht gelassen. Als Grundlage für die im Zwischenbericht „Studie zur Verdichtung von Dachräumen von Altbaubeständen mittels modularisiertem Holzwohnbau“ [1] ausgearbeiteten Konzepte dienen die wissenschaftlichen Erkenntnisse für eine Verdichtung von Altbaubeständen (konkret: Gründerzeitblöcken), die rechtlichen Grundlagen sowie die Erhebung des Ist-Zustandes der Grazer Dachlandschaft.

Aus diesen Grundlagen wurden folgende Konzepte zum Dachgeschossausbau ausgearbeitet:

- Verdichtung durch vorgefertigte Raumzellen (a),
- Verdichtung durch vorgefertigte Elemente („Faltwerk“-Lösung) (b).

Beide Konzepte bieten die Möglichkeit, die gegenwärtige Dachform beizubehalten oder zu durchdringen, wie in Abbildung 1.1 und Abbildung 1.2 dargestellt.



**Abbildung 1.1** Verdichtung durch vorgefertigte Raumzellen(a) [1] ;  
links: Beibehalt der ggw. Dachform; rechts: ohne Beibehalt der ggw. Dachform



**Abbildung 1.2** Verdichtung durch vorgefertigte Elemente („Faltwerk“-Lösung) (a);  
links: Beibehalt der ggw. Dachform; rechts: ohne Beibehalt der ggw. Dachform [1]

Im Sinne der Rückbaubarkeit wurden beide Konzepte so ausgelegt, dass die bestehende oberste Geschossdecke nicht angegriffen wird. Somit könnte der gegenwärtige Dachstuhl basierend auf einer Bauaufnahme zu einem späteren Zeitpunkt bei Bedarf rekonstruiert werden.

Lediglich das Kniestockmauerwerk muss für die Konzepte (a) und (b) durch punktuelle Eingriffe in den Bestand, und das Giebelmauerwerk für das Konzept (b) durch einen linienförmigen Eingriff adaptiert werden. Die punktuellen Eingriffe sind für das Konzept der vorgefertigten Raumzelle (a) nötig, um die vertikalen Lasten, welche einen Stahlträgerrost aufnimmt, in das Mauerwerk einzuleiten. Beim Konzept der „Faltwerk“-Lösung (b) werden durch die punktuellen Eingriffe im Bestand die BSH-BSP-Rippenelemente aufgelagert.

Da die Holz-Modulbauweise mit vorgefertigten Raumzellen (a) mittlerweile von einigen Herstellern am Markt erfolgreich eingesetzt wird und dementsprechend als erprobt anzusehen ist, wurde in der vorliegenden Studie das neu entwickelte Verdichtungskonzept der „Faltwerk“-Lösung (b) detaillierter untersucht. Viele Problemstellungen und deren Lösungen, insbesondere betreffend Wärme- und Feuchteschutz, haben jedoch eine allgemeine Gültigkeit und können folglich auch für Aufstockungen mit Raumzellen herangezogen werden.





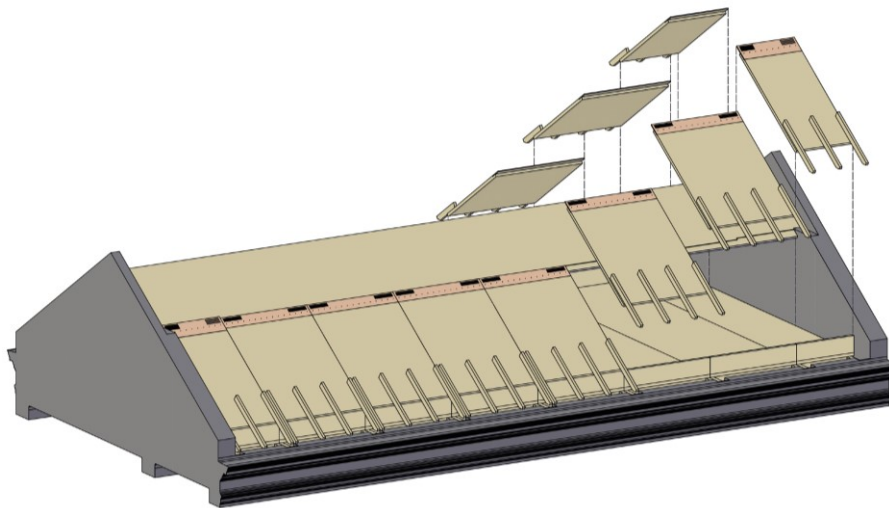
## KAPITEL 2: VERDICHTUNG DURCH VORGEFERTIGTE ELEMENTE („FALTWERK“-LÖSUNG)

### 2-1 ÜBERBLICK

Mit der modularen Aufstockungsvariante „Faltwerk“-Lösung wurde ein Konzept entwickelt, welches die Möglichkeiten zur Dachverdichtung bietet.

- mit Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform (a), bzw.
- ohne Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform (b).

Die gegenwärtige Dachform kann durch ebene, sogenannte 2D-Elemente, wie in Abbildung 2.1 dargestellt, beibehalten werden. Hingegen kann durch die Verwendung von sogenannten 3D-Elementen die gegenwärtige Dachform durchdrungen werden. Allgemein ist festzuhalten, dass eine Aufstockung durch die „Faltwerk“-Lösung bei geeigneter Gestaltung der Gebäudehülle, Anordnung von Dachgauben (3D-Elemente), Fensterpositionen, etc. grundsätzlich den Anforderungen an Gebäude in Schutzgebieten bzw. schutzwürdige Gebäude genügt. Somit scheint eine positive Bewilligung nach aktueller Rechtslage möglich zu sein, vgl. [1].



**Abbildung 2.1** Explosionsdarstellung Tragwerk der „Faltwerk“-Konstruktion

Der Vorteil der hier vorgestellten Lösung liegt darin, dass sie eine moderne Alternative zum klassischen Sparrendach bietet. Es muss nicht mehr Sparren für Sparren montiert werden, sondern es können vorgefertigte Elemente per Kran versetzt werden, wodurch mit einer wesentlichen Verkürzung der Bauzeit vor Ort zu rechnen ist. Ferner ist der ganze Dachboden frei von Stützen, was eine freie Gestaltung der Raumaufteilung ermöglicht. In den nachfolgenden Überlegungen wurde das Konzept ferner so ausgearbeitet, dass die innenliegenden Oberflächen des Brettspertholzes als tragendes und raumabschließendes (Holz-)Bauteil auf Sicht gelassen werden können.

Die Grenze dieses Ansatzes ist die maximale Länge des Faltwerks. Diese wird limitiert durch die maximal zugelassene Länge der Brettspertholzplatte, welche momentan bei 22 m liegt (siehe z.B. ETA-06/0009 [2]).

Wie in [1] ausgeführt, liegen übliche Abstände zwischen den Feuermauern der Grazer Gründerzeitblöcke laut Messungen aus dem GIS – Steiermark [3] zwischen 15 m bis 18 m. Lediglich einzelne Häuser bzw. einzelne Eckgebäude weisen eine Spannweite über 20 m auf. Somit ist die vorgeschlagene Lösung für den Großteil der vorhandenen Gründerzeitblöcke anwendbar.

Im Rahmen dieser Studie wird auf Basis einer vorliegenden Bauaufnahme [4] des Dachstuhles des Gartentraktes der Alten Technik der Technischen Universität Graz, die Faltwerkskonstruktion hochbaulich als auch bauphysikalisch und statisch-konstruktiv untersucht.

## 2-1.1 BEGRIFFSBEZEICHNUNG

Einführend sollen die wesentlichen Bauteilbezeichnungen der Faltwerkskonstruktion anhand von Abbildung 2.2 gezeigt und erläutert werden.

Die Trägerkonstruktion mit dreieckigem Querschnitt, welche von Giebelwand zu Giebelwand gespannt wird, wird als „Faltwerkträger“ bezeichnet, nach welchem die Bezeichnung des Aufstockungskonzepts gewählt wurde. Zur Beschreibung der Bauteile des Faltwerksträgers werden die Ausdrücke eines gleichschenkeligen Dreiecks verwendet. Die Flächen, die sich am Firstpunkt schneiden, werden als „Schenkel“ bezeichnet. Die horizontale Fläche wird als „Basis“ bezeichnet. Die Haupttragrichtung der Faltwerksschenkel orientiert sich in Firstrichtung der Konstruktion (siehe Spannrichtungspfeile in Abbildung 2.2). Die Haupttragrichtung der Basis hingegen ist um 90° gedreht (Abbildung 2.2). Die Auflagersteife innerhalb des Faltwerksträger wird als *Schott* bezeichnet. Hierbei ist die Decklage des Brettsperholzes vertikal orientiert.

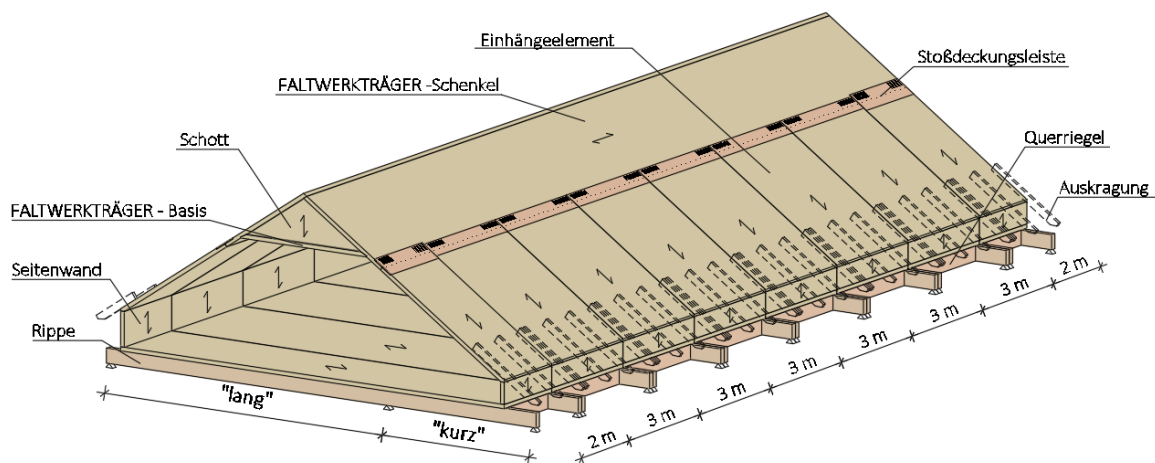


Abbildung 2.2 Darstellung der „Faltwerk“-Konstruktion mit Benennung der Bauteile.

Bei der BSH-BSP-Rippendecke werden die Bauteile in „Deckplatte“ (BSP) und „Rippe“ (BSH) untergliedert. Die Haupttragrichtung der BSP-Deckplatte ist parallel zur Hauptachsrichtung der BSH-Rippen.

Die geneigten Elemente, an welchen der Dachvorsprung (die sog. Auskrägung) bereits vormontiert ist, wird als „Einhängeelement“ bezeichnet. Dieses liegt am Faltwerkträger und der Seitenwand auf. Die Haupttragrichtung der Eihängeelemente ist zur Firstrichtung um 90° gedreht.

Die vertikalen BSP-Bauteile, die zum seitlichen Raumabschluss dienen, werden als „Seitenwand“ bezeichnet, wobei deren Haupttragrichtung vertikal verläuft. Diese Seitenwand lagert auf der BSH-BSP-Rippendecke auf und bildet dem Eihängeelement ein Auflager. Die Orientierung der obersten Decklage ist in Z-Richtung.

## 2-1.2 TRANSPORT

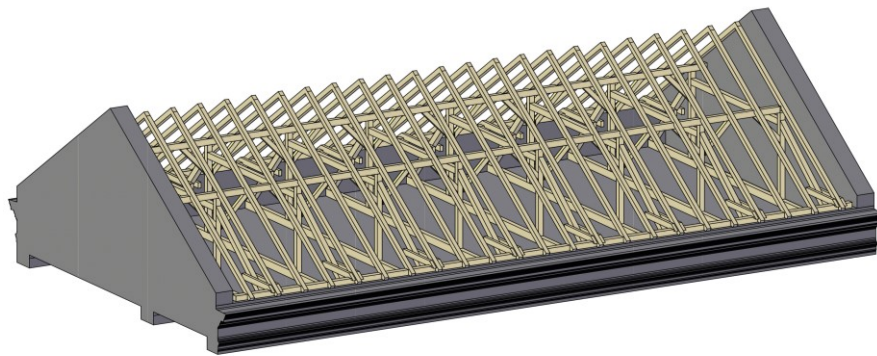
Der Transport des Falwerk-Trägers spielt bereits in der Planungsphase eine entwurfsentscheidende Rolle. Aufgrund der Leichtigkeit des Materials Holz kann der Transport des Trägers für die aktuell maximal produzierbare BSP-Länge von 22 m vorgesehen werden, ohne das Gesamtzuggewicht von 40 t eines üblichen Sattelzuges zu überschreiten (Eigengewicht Träger mit Wärmedämmung ~ 13,5 to.). Hierbei sollte jedoch erwähnt werden, dass die Transportwege vom Produktionswerk bis hin zur Baustelle hinsichtlich Engstellen, der Rangierbarkeit (Kurvenradien) des Sattelkraftwagens und die ausreichende Tragfähigkeit der Zufahrtsstraße durch Belastung des Sattelzuges und Tragfähigkeit des Kranplatzes zum Versetzen der Elemente zu prüfen sind.

Abhängig von der Länge und der Querschnittsabmessungen des Falwerkträgers handelt es sich zumeist um einen genehmigungspflichtigen Sondertransport (kurz „SOTRA“). Dies trifft zu, wenn das umhüllende Volumen des Trägers die Abmessungen B x H x L von 2,55m x 2,90 x 13,50 m überschreitet. Jedoch verfügen die meisten Speditionsfirmen über eine Jahresbewilligung für Sondertransporte. Diese Jahresbewilligung ist jedoch auf die Maximalabmessungen des Lastzuges B x H x L von 3,50 x 4,20 x 25,0 m beschränkt.

Sollte das umhüllende Volumen die Maximalabmessungen überschreiten, so ist eine Antragstellung bei der zuständigen Landesregierung einzubringen.

## 2-1.3 MONTAGE

Im Sinne der Rückbaubarkeit wurde das Konzept der „Falwerk“-Lösung und auch jenes der Raumzelle-Lösung so ausgelegt, dass diese Lösung demontierbar ist und der gegenwärtige Dachstuhl, wie beispielhaft in Abbildung 2.3 dargestellt, bei Bedarf rekonstruiert werden kann. Um den Dachstuhl rekonstruieren zu können, ist vor der Demontage eine Bauaufnahme durchzuführen. Ist diese erfolgt, kann die Dachdeckung entfernt und der Dachstuhl demontiert werden.



**Abbildung 2.3** gegenwärtiges Dachtragwerk

Darauffolgend kann mit der Vorbereitung der Auflager der BSH-BSP-Rippendecken und des Falwerkträgers begonnen werden, worin die resultierenden Auflagerkräfte eingeleitet werden. Um die Eingriffe in den Bestand möglichst gering zu halten, können die Bundtrame des ggw. Dachtragwerkes eingebaut bleiben, müssen jedoch in der Planung berücksichtigt werden. Damit soll eine mögliche Kollision der Bundtrame mit den Rippen der BSH-BSP-Rippendecke vermieden werden. Die oberste Geschossdecke des Bestandes bleibt in ihrer Form bestehen und folglich unberührt.

Kamine, welche nicht in Betrieb stehen, werden demontiert und können als vertikaler Versorgungsschacht für die Gebäudetechnik der neuen Nutzung verwendet werden.

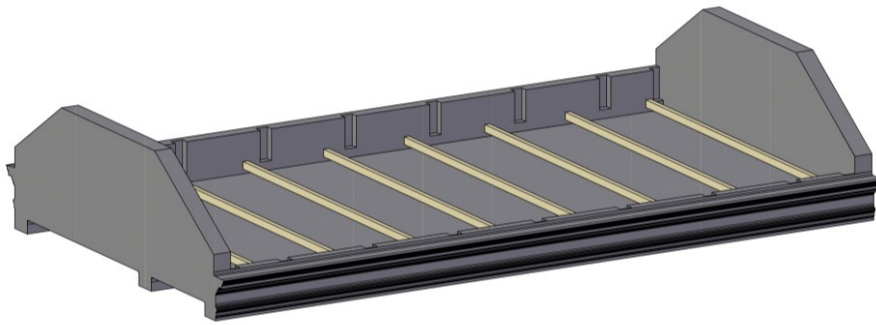


Abbildung 2.4 Adaptiertes Bestandsmauerwerk – Schlitz für BSH-BSP-Rippendecken und Auflagerbereich für Faltwerkträger

Für die Vorbereitung der Auflager der BSH-BSP-Rippendecken werden vertikale Schlitz aus dem Kniestockmauerwerk gebrochen, siehe Abbildung 2.4. Um das Mauerwerk mit möglichst wenigen Schlitz zu versehen, wurden die BSH-BSP-Rippendecken so konstruiert, dass pro Rippelement nur zwei BSH-Rippen am Mauerwerk auf zwei Punkte pro Kniestockmauerwerk und Element aufliegen. Die restlichen Rippen werden mit einem BSH-Querriegel unterfangen. Folglich entstehen zwei Bereiche im Kniestockmauerwerk. Einerseits der sogenannte

- Regelbereich, und andererseits der
- Auflagerbereich (siehe Abbildung 2.5).

Im Regelbereich sind keine Adaptierungen des bestehenden Mauerwerks notwendig. Im Auflagerbereich hingegen sind vertikale Schlitz notwendig, um die Hybriddecke auf das einnivellierte Mörtelbett zu heben.

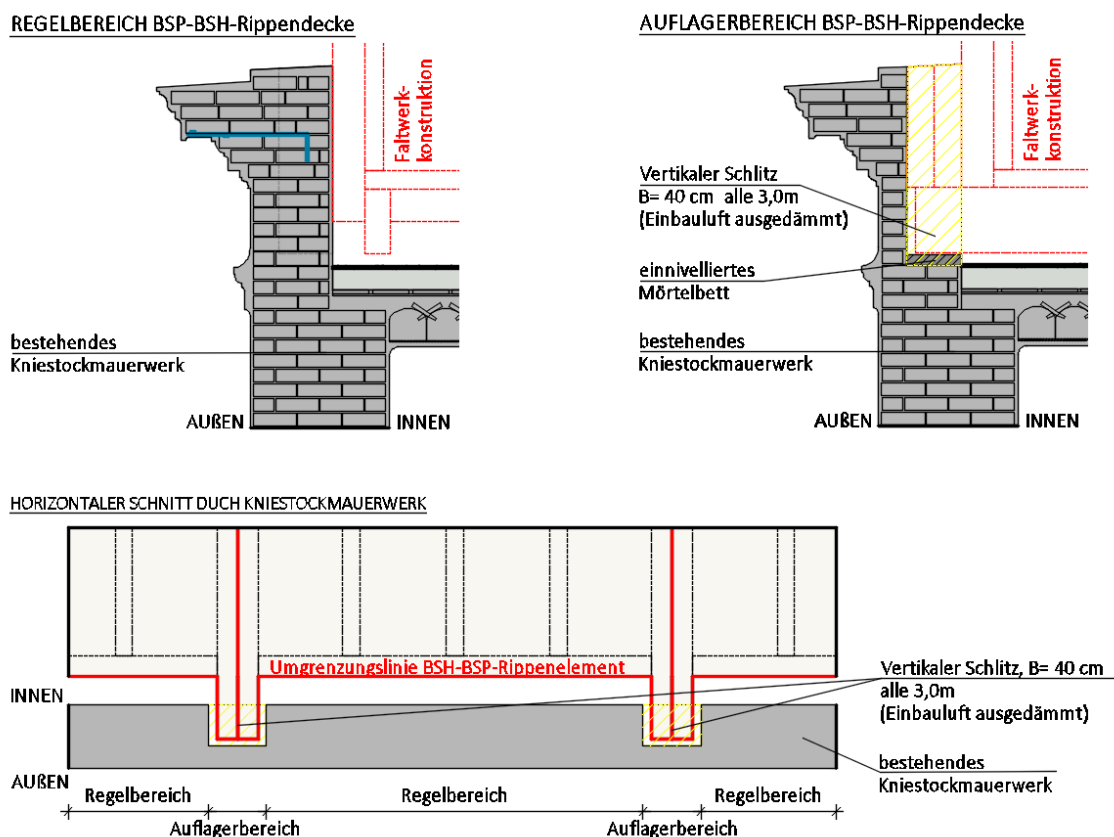
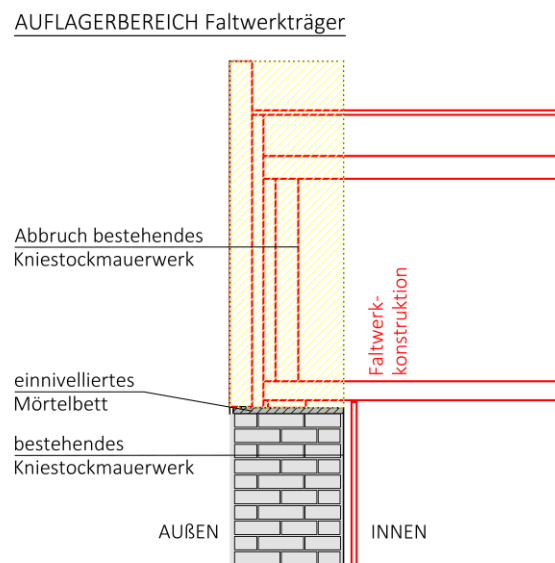


Abbildung 2.5 Adaptierungsmaßnahmen zur Schaffung der Auflagerbereichen der BSH-BSP-Rippendecken

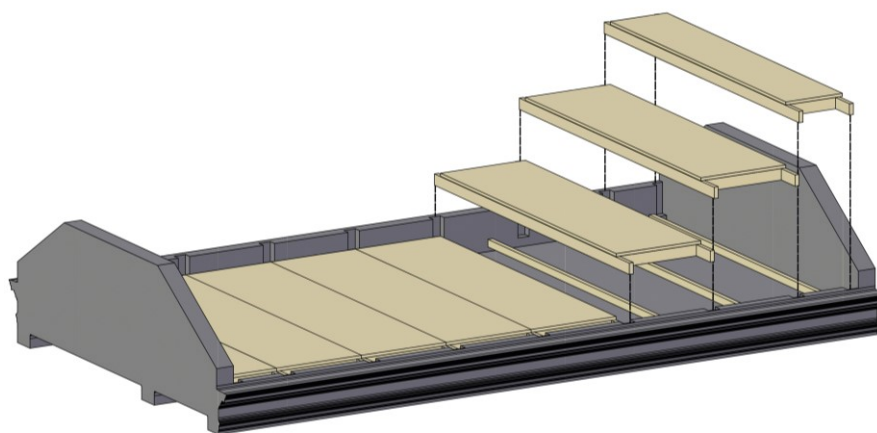
Sollte der Fall vorliegen, dass im Innenbereich des aufzustockenden Gebäudes eine vertikal durchgehende Wand vorzufinden ist, so kann diese als vertikales Mittelaufleger der BSH-BSP-Rippendecke verwendet werden. Eine mögliche Variante zur Bildung des Höhenausgleichs zwischen Kopf der bestehenden Wand und Unterkante der BSH-Rippe, könnte ein Stahlprofilträger verwendet werden. Zur Vermeidung der Flankenübertragung des Schalls, insbesondere des Trittschalls, in die darunterliegenden Geschosse, werden die Rippendecken punktförmig auf Elastomerlager gelagert.

Zur Schaffung eines geeigneten Auflagers für den Falwerkträger wird das Giebelmauerwerk auf eine bestimmte Höhenkote abgetragen (siehe Abbildung 2.6). Darauf wird ein Mörtelbett auf eine bestimmte Höhe einnivelliert, auf dem der Träger elastisch gelagert wird.

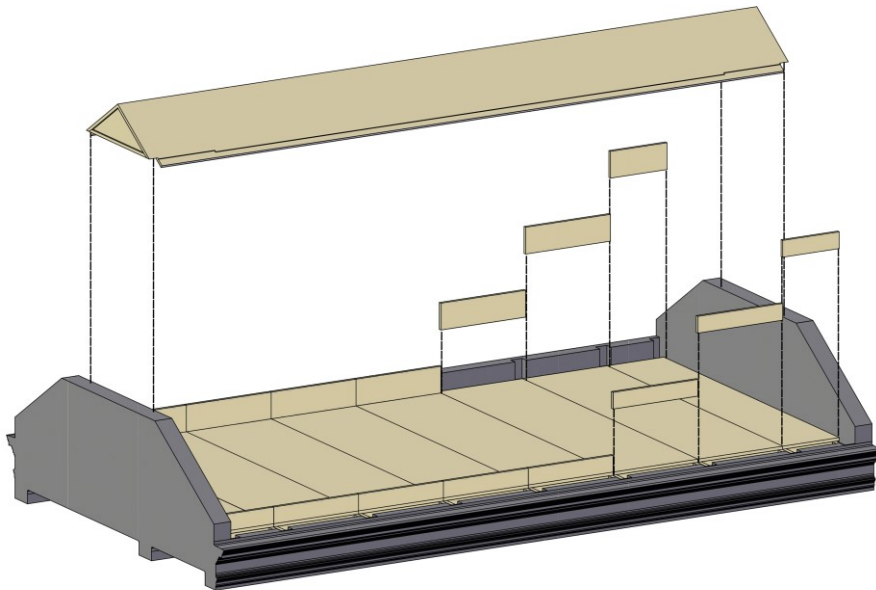


**Abbildung 2.6** Adaptierungsmaßnahmen zur Schaffung des Auflagerbereichs des Falwerkträgers

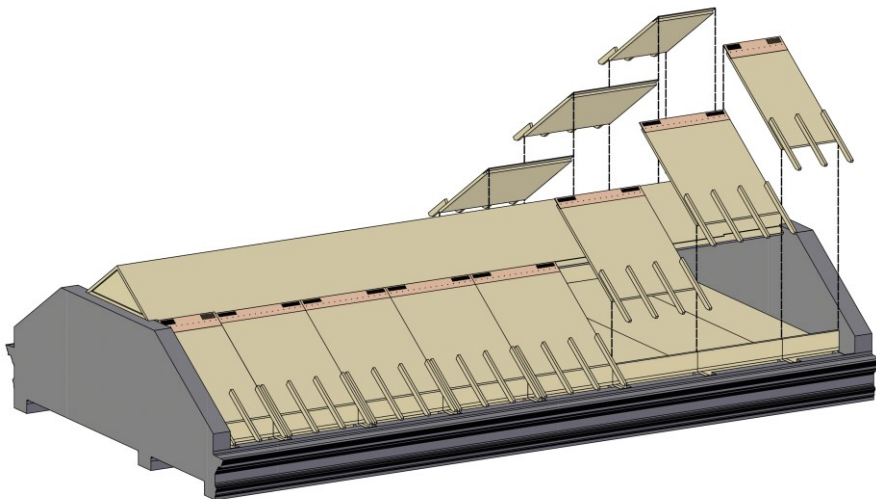
Nachdem die Auflagerbereiche vorbereitet sind, können die BSH-BSP-Rippendecken, die Seitenwände, der Falwerkträger sowie die Einhängeelemente versetzt werden (Abbildung 2.7 bis 2.10). Bei all diesen Elementen handelt es sich um vorgefertigte Bauteile, welche in einem Produktionswerk unter gleichbleibenden Bedingungen vorgefertigt werden. Somit können Zeit und Platz an der Baustelle und folglich Kosten eingespart werden.



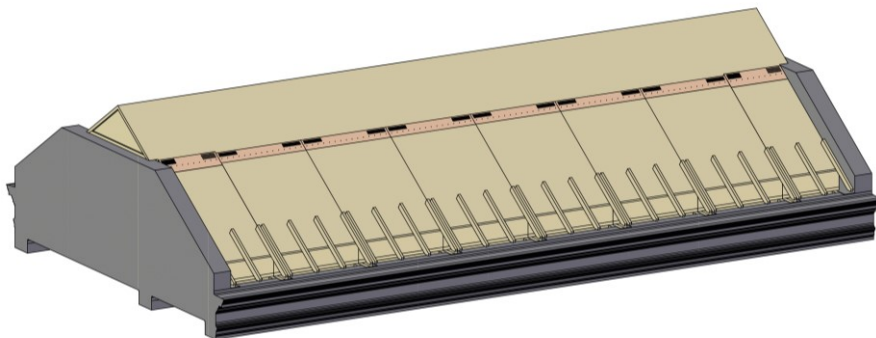
**Abbildung 2.7** Versetzen der BSH-BSP-Rippendecken



**Abbildung 2.8** *Versetzen der Seitenwände und anschließend Versetzen des Faltwerkträgers*



**Abbildung 2.9** *Einheben der Einhängeelemente*



**Abbildung 2.10** *Fertiggestellte Tragstruktur der „Faltwerk“-Konstruktion*

## 2-2 LEITDETAILS

In diesem Abschnitt werden die Randbedingungen für die Leitdetails und die nötigen Adaptierungen des Bestandes zur Errichtung der Falterkstruktur beschrieben. Die Überlegungen werden anschließend in Form der Leitdetails mit Nr.1-4 in Abbildung 2.14 bis 2.17 festgehalten. Die gewählte Schnittführung ist Abbildung 2.11 dargestellt.

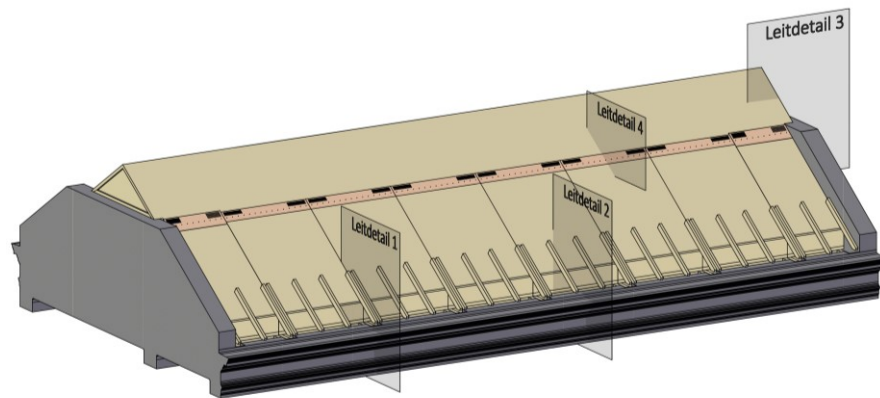


Abbildung 2.11 Schnittführung Leitdetails

### 2-2.1 BAUTEILABMESSUNGEN

Für die nachfolgende Ausarbeitung in Kapitel 2-2.2 bis 2-2.4 der Leitdetails und die bauphysikalische Betrachtung wurden die Bauteilabmessungen der Elemente der „Falterk“-Konstruktion aus ANHANG B entnommen und in Abbildung 2.12 dargestellt.

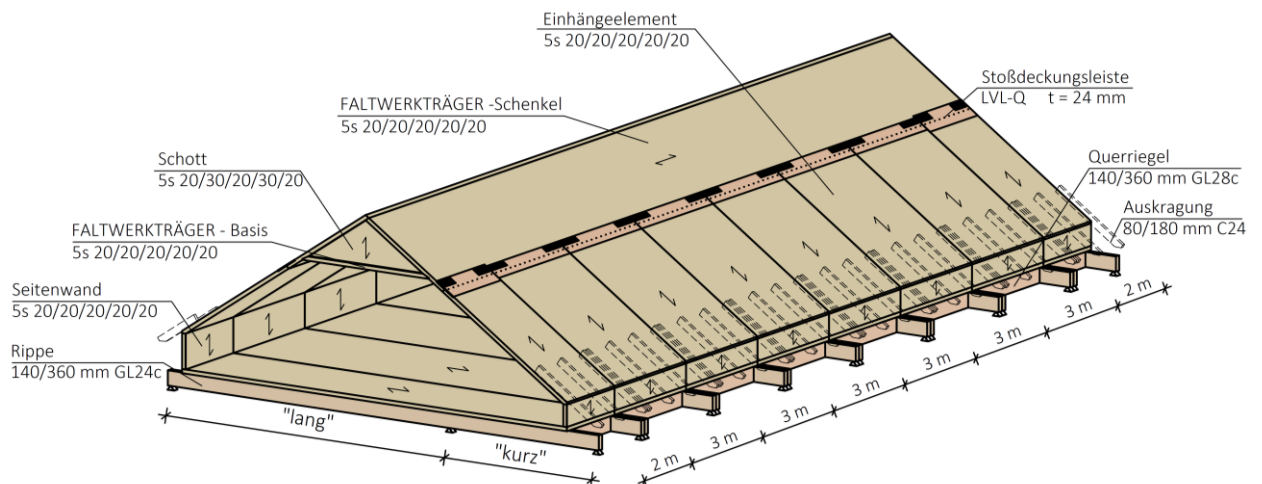


Abbildung 2.12 Bauteilabmessungen „Falterk“-Konstruktion

## 2-2.2 LEITDETAIL 1/2: LASTEINLEITUNG BSH-BSP-RIPPENDECKE

Zur Lasteinleitung der BSH-BSP-Rippendecke in die Bestandskonstruktion werden, wie bereits beschrieben, vertikale Schlitzte punktuell im Kniestockmauerwerk vorgesehen. Anschließend werden die vorgefertigten BSH-BSP-Rippendecken, inklusive vormontiertem Bodenaufbau, per Kran eingehoben. Der restliche Teil der Schlitzte wird mit Wärmedämmung ausgefüllt.

Um die Luftdichtheit der Gebäudehülle zu erreichen, werden im Verbindungspunkt zwischen Einhängeelement und Seitenwand Fugendichtbänder eingesetzt, um ungewollte Luftströmungen in das Bauteil zu verhindern. Somit kann die Oberfläche des Brettspertholzes auf Sicht belassen werden. Im Verbindungspunkt zwischen Deckplatte der BSH-BSP-Rippendecke und Seitenwand wurde die Luftdichtheit mittels Klebeband gelöst. Aufgrund des nachträglichen Einbringens des Versorgungsschachtes für Heizung, Lüftung und Sanitär (HLS) ist diese Fuge zugänglich und das Klebeband ist im Anschluss durch das anschließende Versetzen des HLS-Versorgungskanals nicht mehr sichtbar.

Zur vertikalen Luftschalldämmung kommt im Deckenzwischenraum zwischen der bestehenden Decke und der BSH-BSP-Decke ein Plattenresonator auf einer Wärmedämmung zur Anwendung. Dieser ist an das System angelehnt, welches in Raumzellen-Zwischenräume angewendet wird, siehe Abbildung 2.13 [5]. Durch diesen Aufbau sollten die Anforderungen an Tritt- und Luftschallschutz gut erfüllen werden.

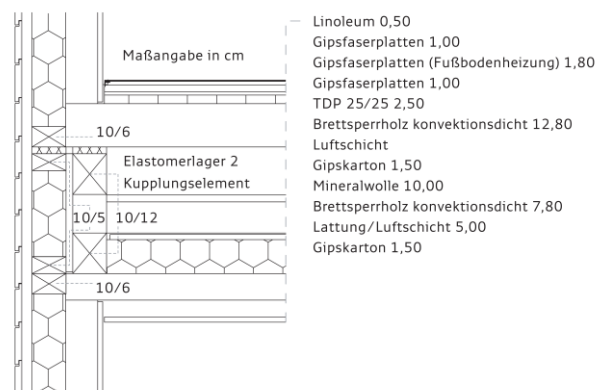


Abbildung 2.13 Querschnitt Elementstoß Impulszentrum Reininghauspark in Graz [5]

Für den Dachaufbau wurde ein hinterlüftetes Kaltdach gewählt. Durch die aus Wind und Thermik entstehende Luftzirkulation, kann eingedrungenes Wasser abgeführt werden. Dabei wird auf die notwendige Konstruktionshöhe hingewiesen, welcher mit abnehmender Dachneigung größer werden muss. [6]

Um das Kniestockmauerwerk durch die auftretenden Horizontalverformungen nicht zu beschädigen, wurden die „Einhängeelemente“ nicht direkt auf das Mauerwerk gelagert, sondern auf die „Seitenwände“. Somit kann sich das System durch Zusammendrücken der weichen Wärmedämmung zwischen Kniestockmauerwerk und Konstruktion quasi frei verformen (siehe Abbildung 2.15).



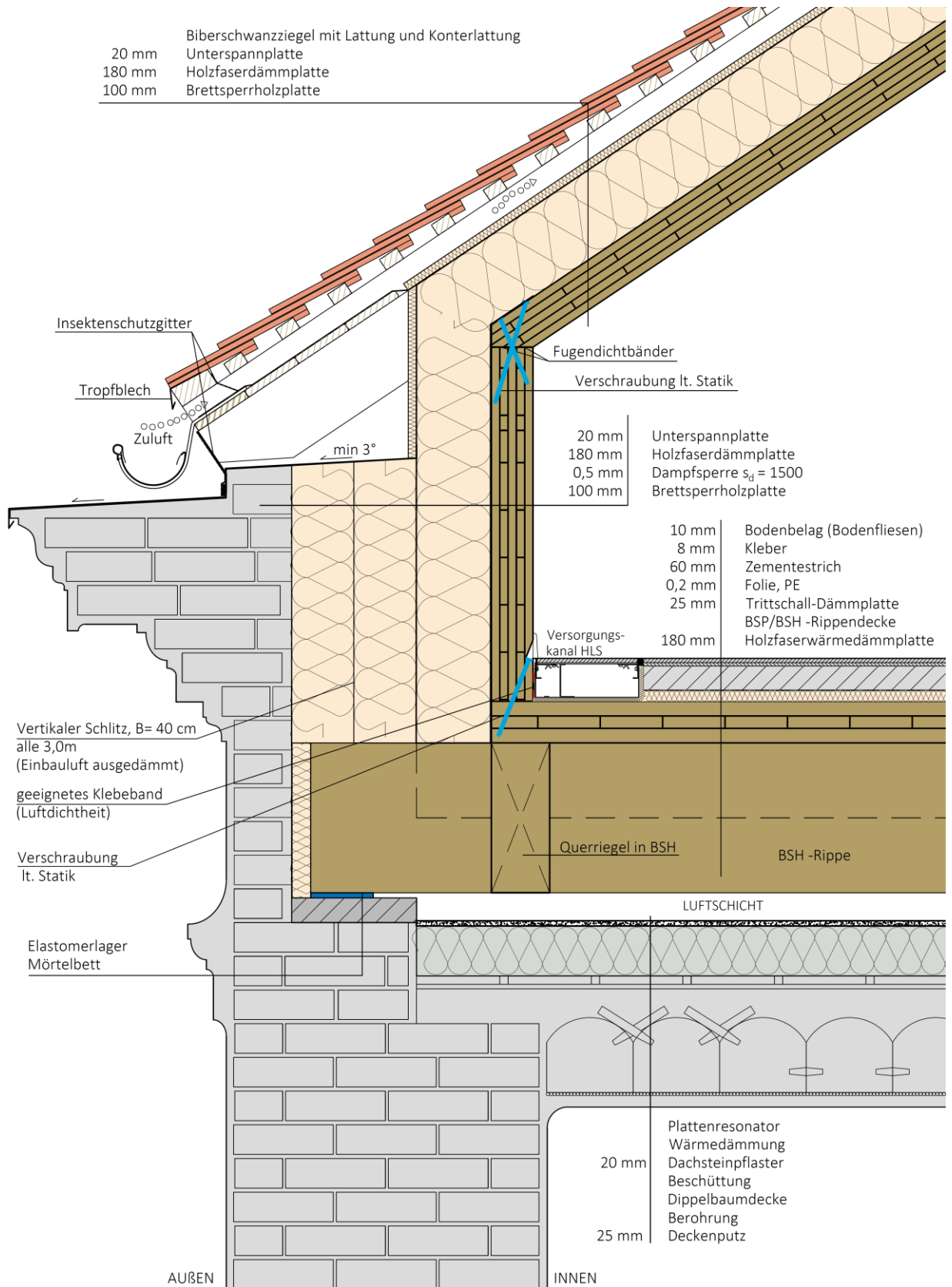


Abbildung 2.14 Leitdetail 1: Auflagerbereich BSH-BSP-Rippendecke

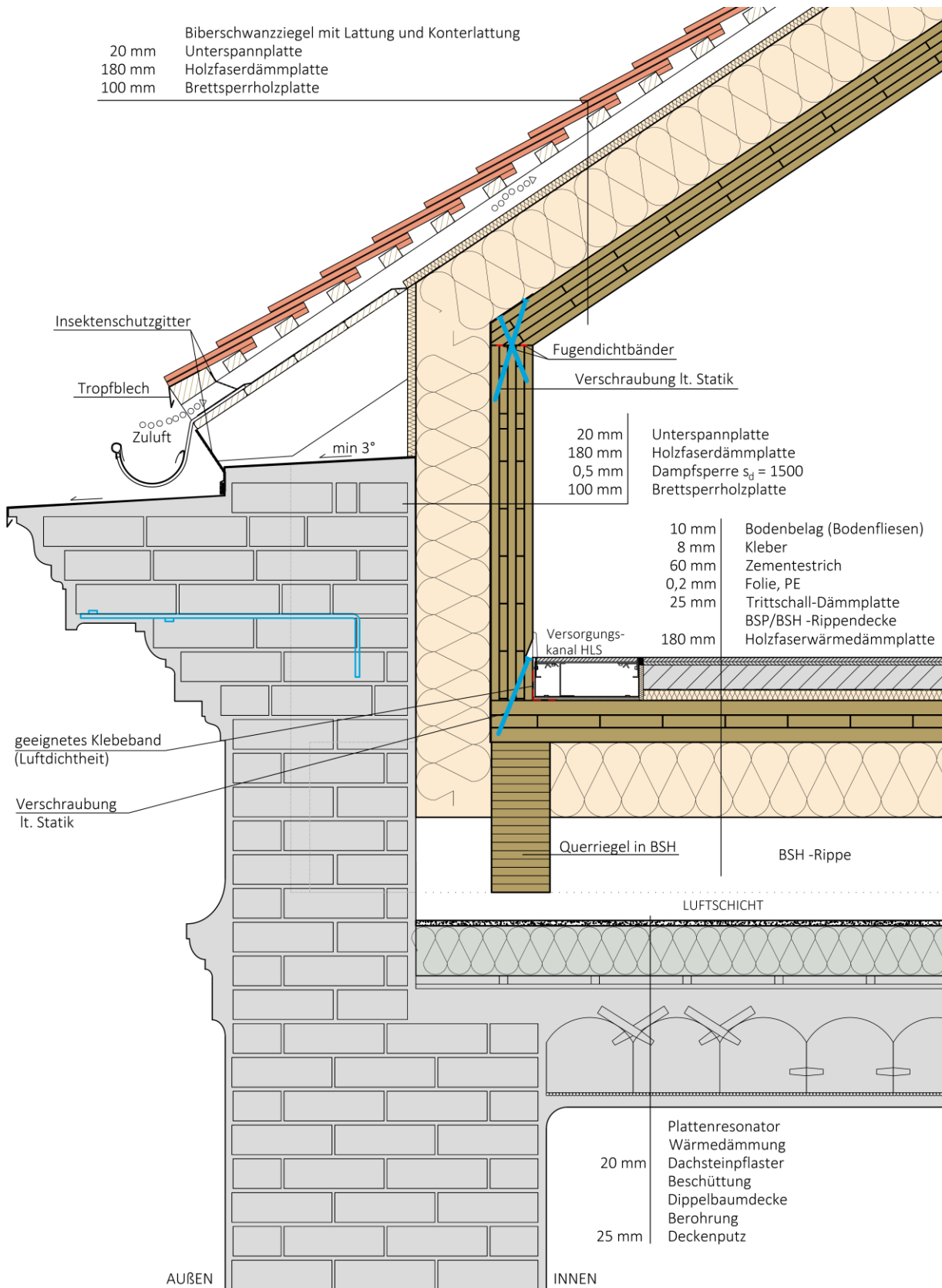


Abbildung 2.15 Leitdetail 2: Regelbereich zwischen Auflagerbereiche der BSH-BSP-Rippendecken

## 2-2.3 LEITDETAIL 3: LASTEINLEITUNG „FALTWERKTRÄGER“

Folgend wird eine mögliche Auflagesituation des Falwerkträgers diskutiert, wobei dieses Detail auch brandschutztechnische Überlegungen beinhalten muss. Leitdetail 3 stellt in Abbildung 2.16 eine denkbare Ausbildung des Auflagers dar, wo dabei ein vorgesetztes Betonfertigteile die Aufgaben einer brandabschnittsbildenden Wand erfüllt.

Um eine geeignete Auflagesituation für den Falwerkträger zu schaffen, müssen die Giebelwände adaptiert werden. Hierfür wird das Mauerwerk auf eine horizontale Höhenkote abgetragen, worauf anschließend ein Mörtelbett auf eine bestimmte Höhenkote einnivelliert wird. Auf dieses Mörtelbett wird ein Elastomerlager verlegt, worauf der Falwerkträger schwimmend gelagert wird. Die horizontalen Kräfte werden über Reibung in das darunterliegende Mauerwerk eingeleitet. Sollte dies aufgrund der Größe der horizontalen Kräfte (welche u.a. abhängig vom Objektstandort sind) nicht möglich sein, so ist eine kraftschlüssige Verbindung mit dem Mauerwerk herzustellen, wobei u.U. eine Verstärkung der Giebelwände (z.B. durch die Anordnung eines vertikalen Stahlbetonrosts in der Wandebene) erforderlich wird.

Im Falle einer Angrenzung der Giebelwand an einem Nachbargrundstück- bzw. Bauplatzgrenze, hat das Giebelmauerwerk die Funktion einer brandabschnittsbildenden Wand (REI 90 und A2) zu erfüllen, dessen Dicke mindestens 15 cm über Dach geführt werden muss [7]. Dies wurde im vorliegenden Fall mit einem Betonfertigteile gelöst, welches am Falwerkträger befestigt wird. Dieses Betonfertigteile sollte eine Mindestwanddicke von 100 mm aufweisen, um nach ÖNORM EN 1992-1-2 [8] Tabelle 5.3 die Anforderungen an EI 90 zu erfüllen (vgl. Tabelle 1). Die Fuge zwischen Fertigteile und Mörtelbett ist mit Mörtel der Baustoffklasse A zu vergießen. Somit ist der Auflagerpunkt des „Falwerk“-Konstruktion hinsichtlich Brand, durch Erreichen der Entzünd-Temperatur des Brettspertholzes, geschützt.

**Tabelle 1** *Mindestwanddicke nichttragender, raumabschließender Trennwände, nach EN 1992-1-2 Tabelle 5.3 [8]*

Feuerwiderstandsklasse	Mindestwanddicke (mm)
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

Hinsichtlich der Lasteinleitung des Falwerkträgers in das Mauerwerk sollte auf eine möglichst geringe Exzentrizität geachtet werden um eine mögliche Rissbildung des Mauerwerks zu vermeiden. Zudem sollte die Tragfähigkeit des Mauerwerks der darunterliegenden Geschosse bis hin zur Gründung auf ihre Tragfähigkeit, aufgrund der veränderten Lastsituation, überprüft werden.

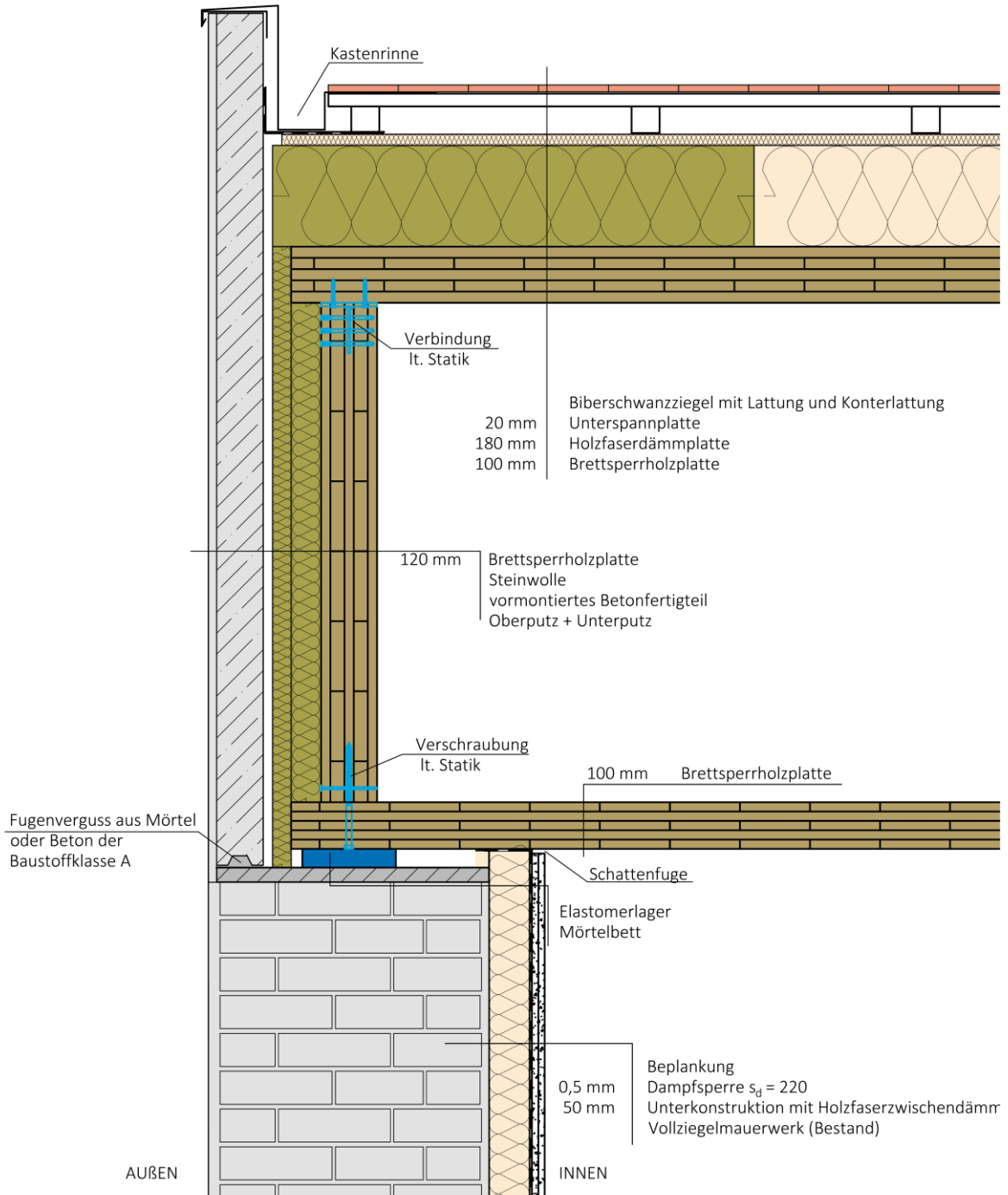


Abbildung 2.16 Leitdetail 3: Lastenleitungsbereich Faltwerkträger

## 2-2.4 LEITDETAIL 4: FÜGESTELLE FALTWERK/FERTIGDACHELEMENTE

Der Stoß zwischen Einhängeelement und Faltenwerkträger wurde mit Hilfe eines außenliegenden Furnierschichtholzes inkl. Nagelverbindung gelöst. Hinblickend auf den Brandfall wurde auf eine Ausführung mittels Stufenfalzes verzichtet, da in der Fügestelle ein Sprung der Hauttragrichtungen zwischen Einhängeelement und Schenkel des Faltenwerkträgers entsteht. Somit wäre, je nach Gebäudeklasse lt. OIB-Richtlinie 2 [7], die Tragfähigkeit nicht mehr garantiert bzw. es müsste die Innenseite der Konstruktion mit Gipskartonplatten verkleidet werden.

Um die Nagelverbindung und die Fuge zwischen Furnierschichtholz und Brettspertholz (siehe Abbildung 2.17) luftdicht anzuschließen, wird ein Klebeband mit Maxibreite verwendet, welches die Verklebung mehrerer Fugen mit einem Band ermöglicht, erfolgen. Neben der Längsabdichtung ist auch die Querabdichtung nicht zu vergessen. Zusätzlich zum Klebeband wird daher der Stoß mit einem komprimierten Fugendichtband abgedichtet.

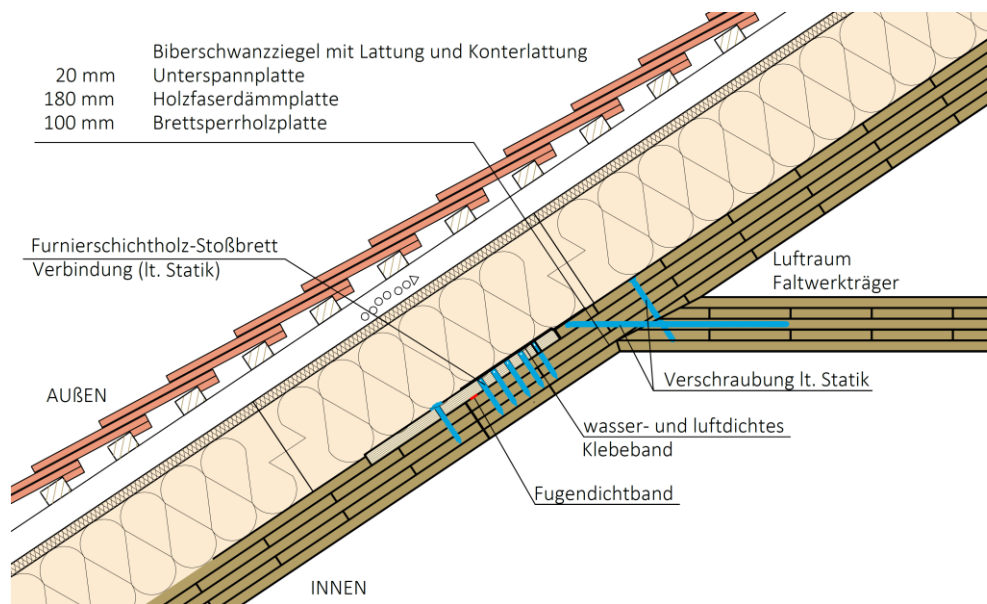


Abbildung 2.17 Leitdetail 4: Fügestelle Faltenwerk/Fertigdachelemente

## 2-3 BAUPHYSIKALISCHE BETRACHTUNG

Durch die aus der Alltagspraxis bekannten baulichen Schäden angesichts unzureichender bauphysikalischer Betrachtungen können erhöhte Kondensatbildung im Bauteilinneren und schwere bauphysikalische Mängel durch Wasserdampfkondensation an Bauteiloberflächen und der damit verbundenen Schimmelpilzbildung folgen. Meist werden in diesen Fällen nur thermische Berechnungen als Grundlage zur Dimensionierung der Heizungsanlage herangezogen. Jedoch handelt es sich bei bauphysikalischen Analysen um ein Zusammenspiel mehrerer Faktoren.

Nachfolgend werden die in Abschnitt 2-2 dargestellten Bauteilaufbauten der dargestellten Leitdetails auf ihr wärme- und feuchteschutztechnisches Verhalten untersucht. Zuvor wird kurz auf den theoretischen Hintergrund der anschließenden stationären Berechnungen eingegangen.

### 2-3.1 THEORETISCHER HINTERGRUND

[9]

Bei den bauphysikalischen Analysen müssen Wärmeschutz und Feuchteschutz, wenn es um die Vorbeugung von Baumängeln geht, im Zusammenhang betrachtet werden. Anforderungen an den Wärmeschutz sind hierbei der Mindestwärmeschutz, der hygienische Wärmeschutz (Nachweis auf Risiken eines Schimmelpilzbefalls) und die Luftdichtheit der Anschlüsse des Bauwerkes. Hinsichtlich des Feuchteschutzes werden Bauteile auf Tauwasserbildung im Inneren und Vermeidung kritischer Feuchte auf Innenoberflächen beurteilt.

Folglich liegt der Fokus nicht nur auf den Anforderungen an den Dämmstandard einer Konstruktion. Vielmehr geht es darum, einen funktionierenden Wärmeschutz zu gewährleisten. Die Nachweisverfahren sehen vor, Konstruktionen so zu planen, damit diese frei von Tauwasser sind. Denn das ausfallende Tauwasser kann unterschiedliche Risiken für ein Bauwerk bedeuten. So kann etwa eine feuchte Dämmung hinsichtlich des Wärmeschutzes ihre Dämmwirkung verlieren.

Um diese Anforderungen zu erfüllen, wurden die Bauteilaufbauten, welche die Leitdetails beinhalten, auf folgende Eigenschaften überprüft:

- Überprüfung des Mindestwärmeschutzes: Wärmedurchgangskoeffizient ( $U$ -Wert),
- Beurteilung des hygienischen Wärmeschutzes: Temperaturfaktor  $f_{R_{si}}$ ,
- Tauwasserbildung im Inneren von Bauteilen: Glaser Diagramm.

Um die Bauteile auf die beschriebenen Eigenschaften zu überprüfen ist ein bestimmtes Hintergrundwissen notwendig. Dieses wird nachfolgend kurz erläutert.

#### **Wärmedurchgangskoeffizient (U-Wert)**

[10]

Der Wärmedurchgangskoeffizient  $U$  stellt als Maß die wärmedämmtechnische Qualität eines Bauteils dar. Je kleiner der  $U$ -Wert eines Bauteils ist, desto besser sind seine wärmedämmenden Eigenschaften. Beim vereinfachten Berechnungsverfahren nach EN ISO 6946 [10] ergibt sich der Wärmedurchgangskoeffizient aus dem Kehrwert des Wärmedurchlasswiderstands  $R_{tot}$ .

$$U = \frac{1}{R_{tot}} \quad (2.1)$$

Der Wärmedurchlasswiderstand  $R_{tot}$  setzt sich zusammen aus dem

- inneren und äußeren Wärmeübergangswiderstand  $R_{si}$  und  $R_{se}$  (siehe Tabelle 7) und
- dem Wärmedurchlasswiderstand  $R_i$ .

Je größer der Wärmedurchlasswiderstand  $R_{\text{tot}}$ , desto größer auch die Dämmwirkung eines Bauteiles. Bei mehrschichtigen Bauteilen ergibt sich der Widerstand durch die Summe der Wärmedurchlasswiderstände der einzelnen Schichten.

Die OIB Richtlinie 6 [11] stellt Anforderungen an den  $U$ -Wert von Bauteilen beim Neubau eines Gebäudes oder Gebäudeteiles, welche bei konditionierten Räumen nicht überschritten werden dürfen. Diese Anforderungen sind in Tabelle 2 dargestellt.

**Tabelle 2 Anforderungen an wärmeübertragende Bauteile beim Neubau [11]**

	<b>Bauteil</b>	<b>U-Wert [W/m<sup>2</sup>K]</b>
1	WÄNDE gegen Außenluft <sup>(1)</sup>	0,35
2	WÄNDE gegen unbeheizte oder nicht ausgebaute Dachräume <sup>(1)</sup>	0,35
3	WÄNDE gegen unbeheizte, frostfrei zu haltende Gebäudeteile (ausgenommen Dachräume) sowie gegen Garagen <sup>(1)</sup>	0,60
4	WÄNDE erdberührt <sup>(1)</sup>	0,40
5	WÄNDE (Trennwände) zwischen Wohn- oder Betriebseinheiten oder konditionierten Treppenhäusern	1,30
6	WÄNDE gegen andere Bauwerke an Nachbargrundstücks- bzw. Bauplatzgrenzen <sup>(1)</sup>	0,50
7	WÄNDE (Zwischenwände) innerhalb von Wohn- und Betriebseinheiten	–
8	FENSTER, FENSTERTÜREN, VERGLASTE TÜREN jeweils in Wohngebäuden (WG) gegen Außenluft <sup>(2,3)</sup>	1,40
9	FENSTER, FENSTERTÜREN, VERGLASTE TÜREN jeweils in Nicht-Wohngebäuden (NWG) gegen Außenluft <sup>(2,3)</sup>	1,70
10	sonstige TRANSPARENTE BAUTEILE vertikal gegen Außenluft <sup>(4)</sup>	1,70
11	sonstige TRANSPARENTE BAUTEILE horizontal oder in Schrägen gegen Außenluft <sup>(4,5)</sup>	2,00
12	sonstige TRANSPARENTE BAUTEILE vertikal gegen unbeheizte Gebäudeteile <sup>(4)</sup>	2,50
13	DACHFLÄCHENFENSTER gegen Außenluft <sup>(5,6)</sup>	1,70
14	TÜREN unverglast, gegen Außenluft <sup>(7)</sup>	1,70
15	TÜREN unverglast, gegen unbeheizte Gebäudeteile <sup>(7)</sup>	2,50
16	TÖRE Rolltore, Sektionaltore u. dgl. gegen Außenluft <sup>(3,8)</sup>	2,50
17	INNENTÜREN	–
18	DECKEN und DACHSCHRÄGEN jeweils gegen Außenluft und gegen Dachräume (durchlüftet oder ungedämmt) <sup>(1)</sup>	0,20
19	DECKEN gegen unbeheizte Gebäudeteile <sup>(1)</sup>	0,40
20	DECKEN gegen getrennte Wohn- und Betriebseinheiten <sup>(1)</sup>	0,90
21	DECKEN innerhalb von Wohn- und Betriebseinheiten <sup>(1)</sup>	–
22	DECKEN über Außenluft (z.B. über Durchfahrten, Parkdecks) <sup>(1)</sup>	0,20
23	DECKEN gegen Garagen <sup>(1)</sup>	0,30
24	BÖDEN erdberührt <sup>(1)</sup>	0,40

<sup>(1)</sup> Für Wände, Decken und Böden kleinflächig gegen Außenluft, Erdreich und unbeheizten Gebäudeteilen darf für 2 % der jeweiligen Fläche der U-Wert bis zum Doppelten des Anforderungswertes betragen, sofern Punkt 4.8 eingehalten wird.  
<sup>(2)</sup> Für Fenster ist für den Nachweis des U-Wertes das Prüfnormmaß von 1,23 m × 1,48 m anzuwenden, für Fenstertüren und verglaste Türen das Maß 1,48 m × 2,18 m.  
<sup>(3)</sup> Insbesondere aus funktionalen Gründen (z.B. Schnellauftore, automatische Glasschiebeeingangstüren, Karusselltüren) darf in begründeten Fällen dieser Wert überschritten werden.  
<sup>(4)</sup> Für großflächige, verglaste Fassadenkonstruktionen sind die Abmessungen zur Ermittlung des U-Wertes durch die Symmetrieebenen zu begrenzen.  
<sup>(5)</sup> Die definierte Anforderung bezieht sich auf die senkrechte Einbausituation, eine Umrechnung auf den tatsächlichen Einbauwinkel in Bezug auf die Anforderungserfüllung des U-Wertes muss nicht vorgenommen werden  
<sup>(6)</sup> Für Dachflächenfenster ist für den Nachweis des U-Wertes das Prüfnormmaß von 1,23 m × 1,48 m anzuwenden.  
<sup>(7)</sup> Für Türen ist das Prüfnormmaß 1,23 m × 2,18 m anzuwenden.  
<sup>(8)</sup> Für Tore ist das Prüfnormmaß 2,00 m × 2,18 m anzuwenden.

## Temperaturfaktor $f_{Rsi}$

[9] [12] [13]

Zur Beurteilung von Kondenswasser und Schimmelpilzbildung auf Bauteiloberflächen wird der Temperaturfaktor  $f_{Rsi}$  in der ÖNORM B 8110-2 [12] eingeführt. Kondenswasser tritt auf Bauteiloberflächen auf, wenn die Oberflächentemperatur  $\theta_{si}$  die Taupunkttemperatur  $\theta_s$  der angrenzenden Raumluft unterschreitet ( $f_{Rsi,RH100\%}$ ). Zur Beurteilung der Gefahr von Schimmelpilzbildung ist dieses Kriterium zwar hinreichend, aber nicht notwendig, da bereits viele Schimmelpilzarten bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von mehr als 80 % ausreichende Wachstumsbedingungen auf der Bauteiloberfläche vorfinden (siehe Abbildung 2.18). Somit dient der Bemessungs-Temperaturfaktor  $f_{Rsi,RH80\%}$  zur Beurteilung von Schimmelpilzbildung, wobei dieser für die Bemessung in ÖNORM EN ISO 13788 [13] mit  $f_{Rsi}$  festgelegt ist.

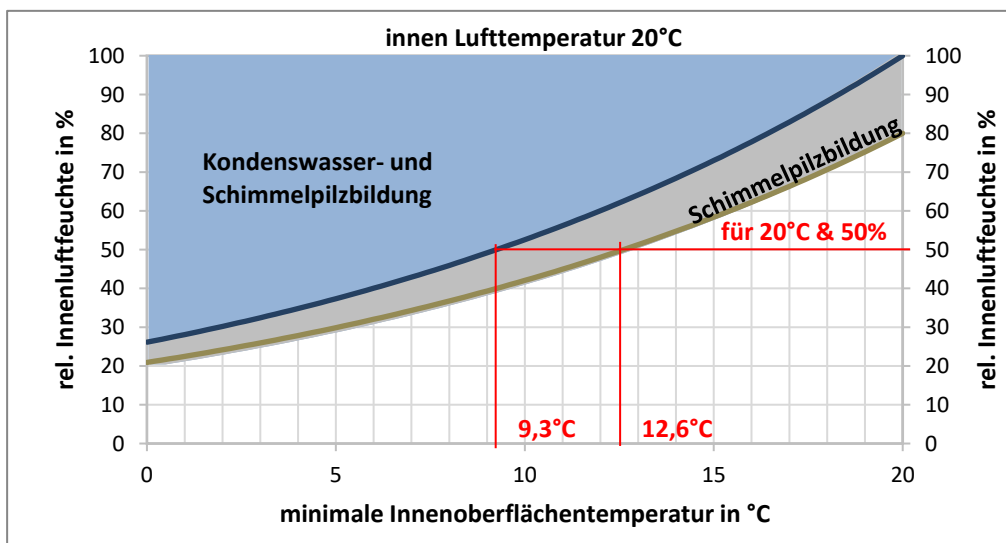


Abbildung 2.18 Zusammenhang Kondensat-Temperatur und schimmelpilzkritische Temperatur

Unter den stationären Randbedingungen, welche in Kapitel 2-3.1.3 definiert werden ( $\theta_i = 20^\circ\text{C}$ ;  $\theta_e = -12,8^\circ\text{C}$ ;  $\phi_i = 50\%$ ) ist ein Wert  $f_{Rsi} \geq 0,775$  einzuhalten, was einer Mindestoberflächentemperatur von  $12,6^\circ\text{C}$  entspricht. Diese Werte werden nachfolgend mit den Gleichungen (2.2) und (2.3) berechnet:

$$\theta_{si,min} = \theta_{si,RH=80\%} = \left(\frac{1,25 \cdot \phi}{100}\right)^{0,1247} \cdot (109,8 + \theta_i) - 109,8 \quad (2.2)$$

$$\theta_{si,min} = \theta_{si,RH=80\%} = \left(\frac{1,25 \cdot 50}{100}\right)^{0,1247} \cdot (109,8 + 20) - 109,8 = 12,6^\circ\text{C}$$

$$f_{Rsi,min} = \frac{\theta_{si,min} - \theta_e}{\theta_i - \theta_e} \quad (2.3)$$

$$f_{Rsi,RH=80\%} = \frac{12,61 - (-12,8)}{20 - (-12,8)} = 0,775$$



## Glaser Diagramm

[9]

Das Glaser-Verfahren dient zur Beurteilung der Tauwasserbildung im Inneren von Bauteilen. Es bildet die Grundlage der Nachweisführung gemäß EN ISO 13788 [13]. Es ist ein rechnerisches als auch graphisches Verfahren, mit dem eine mögliche Tauwasserbildung im Inneren von Bauteilen infolge von Wasserdampfdiffusionsvorgängen abgeschätzt werden kann. Das Glaser-Verfahren ist ein Näherungsverfahren, dessen Ergebnisse auf der sicheren Seite liegen. Trotzdem gilt dieses als anerkanntes Verfahren zur Überprüfung der Tauwasserbildung im Inneren von Bauteilen. Das Verfahren basiert auf der Erstellung eines Diffusionsdiagrammes unter stationären Verhältnissen und unter festgelegten klimatischen Randbedingungen für das Außen- und Raumklima (siehe Abschnitt 2-3.1.2).

Zur Erstellung des Glaser Diagrammes wird der Temperaturverlauf in dem zu untersuchenden Bauteil für die definierten Klimabedingungen berechnet. Daraus wird der Wasserdampf-sättigungsdampfdruck  $p_s$  ermittelt und der Verlauf der Wasserdampfdruckkurven auf der Ordinate (y-Achse) über der wasserdampfdiffusionsäquivalenten Luftschichtdicke auf der Abszisse (x-Achse) aufgetragen. Weiters wird im selben Diagramm die Wasserdampfpartialdruckkurve  $p_D$  aufgetragen. Nun kann anhand der Kurvenverläufe festgestellt werden, ob und in welchem Bereich des Bauteils Tauwasser anfällt. Dies liegt vor, wenn sich die Wasserdampf-sättigungsdampfdruckkurve  $p_s$  und die Wasserdampfpartialdruckkurve  $p_D$  berühren bzw. schneiden. Ist dies nicht der Fall, so handelt es sich um einen tauwasserfreien Bauteilquerschnitt.

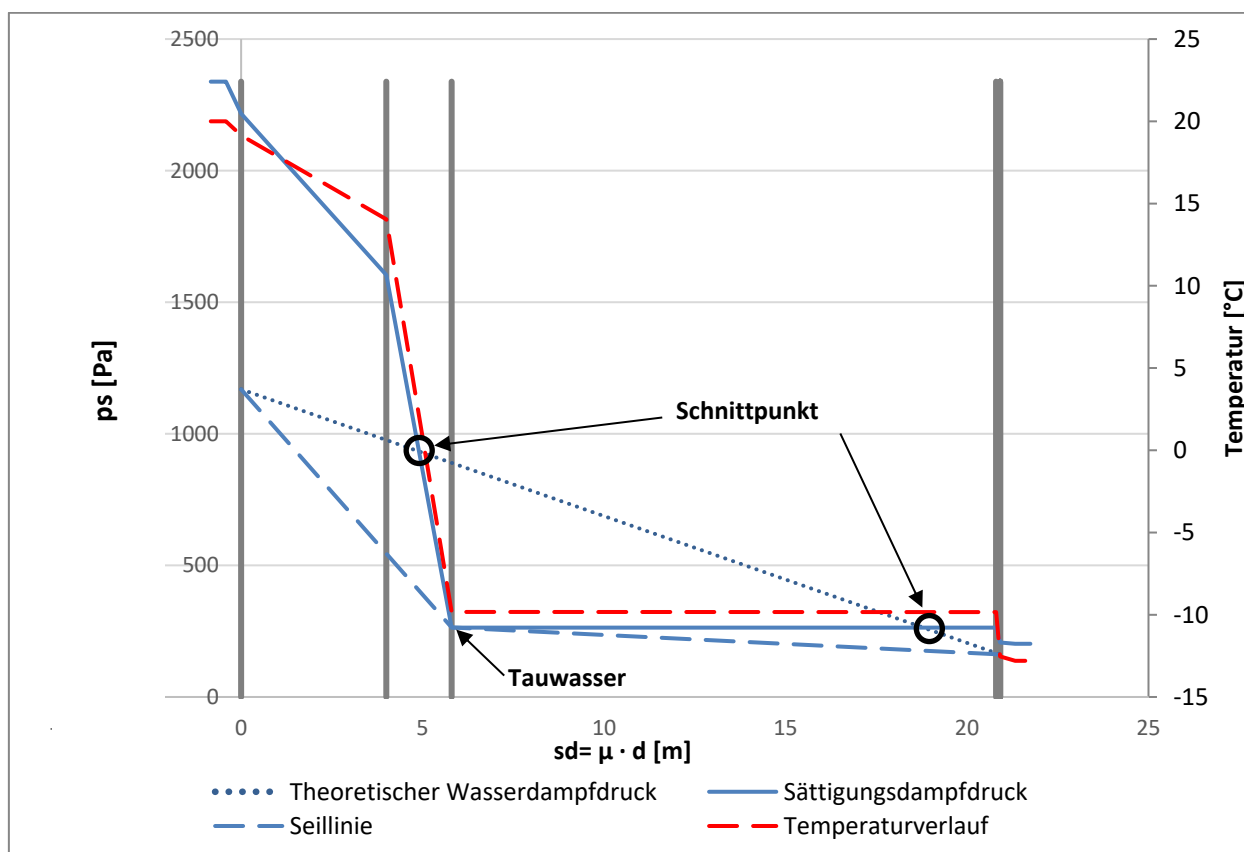


Abbildung 2.19 Glaser Diagramm – Beispiel eines nicht tauwasserfreien Querschnitts

### 2-3.1.2 Klimabedingungen lt. ÖNORM B 8110-2

Nachfolgend werden die Klimabedingungen lt. ÖNORM B 8110-2 [12] dargestellt und in Tabelle 6 für den vorliegenden Fall berechnet.

#### Innenklima

[12]

Die Innenlufttemperatur ist mit 20°C anzusetzen.

Für die Berechnung der relativen Feuchtigkeit der Innenluft wird in der ÖNORM B 8110-2 in zwei Bereiche unterschieden:

- für die Bemessung zur Vermeidung von Kondenswasserbildung,
- für die Bemessung zur Verminderung des Risikos von Schimmelbildung.

Zur Berechnung der Innenluftfeuchtigkeit, welche in Tabelle 3 und Tabelle 4 angeführt sind, sind die Außenluftbedingungen heranzuziehen.

**Tabelle 3** Berechnung der relativen Feuchte der Innenluft zur Vermeidung von Kondenswasserbildung

Außenlufttemperatur $\theta_e$ [°C]	Berechnung der relativen Feuchte der Innenluft
0 °C bis 10 °C	65%
< 0 °C	um je 1 Prozentpunkt fallend je 1 K Temperaturabnahme der Außenluft
> 10 °C	um je 1 Prozentpunkt steigend je 1 K Temperaturzunahme der Außenluft

**Tabelle 4** Berechnung der relativen Feuchte der Innenluft zur Verminderung des Risikos von Schimmelbildung

Außenlufttemperatur $\theta_e$ [°C]	Berechnung der relativen Feuchte der Innenluft
0 °C bis 5 °C	55%
< 5 °C bis 10 °C	um je 1 Prozentpunkt ansteigend je 1 K Temperaturzunahme der Außenluft
> 10 °C	um je 1,5 Prozentpunkte ansteigend je 1 K Temperaturzunahme der Außenluft
< 0 °C	um je 1 Prozentpunkt fallend je 1 K Temperatur der Außenluft

#### Außenklima

[12]

Die mittlere monatliche Lufttemperatur wird nach ÖNORM B 8110-2 [12] hauptsächlich mit der nachfolgenden Formel in Abhängigkeit der Seehöhe bestimmt:

$$\theta_e = a + b \cdot H \quad (2.4)$$

Dabei sind:

$\theta_e$  .....Monatsmittelwert der Temperatur in °C,

$H$  .....Seehöhe in 100 m,

$a, b$  .....Regressionskoeffizienten des Dreischichten-Regressionsmodells.

Hierbei wird Österreich in sieben unterschiedliche Regionen mit entsprechendem mittleren vertikalen Temperaturgradient eingeteilt. Für eine generelle Bemessung eines Außenbauteils in Österreich sind die Werte der Regression SB (Beckenlandschaften im Süden – Klagenfurter Klima) heranzuziehen.

**Tabelle 5** Koeffizienten des Dreischichten-Regressionsmodells zur Bestimmung der Monatsmittel der Lufttemperatur für Region Beckenlandschaften im Süden (SB) Schicht 1 (unter 750 m) [12]

	Jan.	Feb.	Mär.	Apr.	Mai	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Okt.	Nov.	Dez.
a	-1,894	1,293	5,992	11,261	15,925	19,227	21,020	20,359	16,443	10,427	4,618	0,133
b	-0,423	-0,458	-0,521	-0,613	-0,602	-0,610	-0,597	-0,607	-0,495	-0,413	-0,486	-0,566
H	4,48	4,48	4,48	4,48	4,48	4,48	4,48	4,48	4,48	4,48	4,48	4,48

Die relative Feuchtigkeit der Außenluft ist für die Monate Mai, Juni, Juli und August mit 75 % und für das restliche Jahr mit 80 % anzusetzen.

### **Berechnung der Bemessungs-Klimabedingungen**

In Tabelle 6 sind die nach ONORM B 8110-2 [12] berechneten Klimabedingungen tabellarisch dargestellt:

**Tabelle 6** Bemessungs-Klimabedingungen für den Standort Klagenfurt zur Vermeidung von Kondenswasserbildung ( $\varphi_{i,OK}$  &  $T_{Taupunkt}$ ) und des Risikos von Schimmelbildung ( $\varphi_{i,SK}$  &  $T_{Schimmel}$ ) nach ONORM B 8110-2 [12]

Monat	$\theta_e$	$\varphi_e$	$\theta_i$	$\varphi_{i,OK}$	$T_{Taupunkt}$	$f_{Rsi,RH100\%}$	$\varphi_{i,SK}$	$T_{Schimmel}$	$f_{Rsi,RH80\%}$
	[°C]	[%]	[°C]	[%]	[°C]	[-]	[%]	[°C]	[-]
<b><u>Jänner</u></b> <sup>1</sup>	<b>-3,79</b>	<b>80</b>	<b>20</b>	<b>61,21</b>	<b>12,29</b>	<b>0,676</b>	51,21	12,98	0,705
Februar	-0,76	80	20	64,24	13,03	0,664	54,24	13,86	0,704
März	3,66	80	20	65,00	13,21	0,585	55,00	14,08	0,637
April	8,51	80	20	65,00	13,21	0,409	58,51	15,04	0,568
Mai	13,23	75	20	68,23	13,96	0,108	64,84	16,64	0,504
Juni	16,49	75	20	71,49	14,68	-0,517	69,74	17,80	0,372
Juli	18,35	75	20	73,35	15,08	-1,974	72,52	18,42	0,045
August	17,64	75	20	72,64	14,93	-1,149	71,46	18,19	0,231
September	14,23	80	20	69,23	14,18	-0,008	66,34	17,00	0,481
Oktober	8,58	80	20	65,00	13,21	0,406	58,58	15,05	0,567
November	2,44	80	20	65,00	13,21	0,613	55,00	14,08	0,663
<b><u>Dezember</u></b> <sup>2</sup>	<b>-2,40</b>	<b>80</b>	<b>20</b>	<b>62,60</b>	<b>12,64</b>	<b>0,671</b>	<b>52,60</b>	<b>13,39</b>	<b>0,705</b>

<sup>1</sup> .....Kritischer Monat für die Vermeidung von Oberflächenkondensat und Bauteilkondensat  
<sup>2</sup> .....Kritischer Monat für die Vermeidung von Schimmelbildung

### 2-3.1.3 Randbedingungen

[13]

Der Wärmeübergangswiderstand tritt beim Wärmeaustausch eines Bauteils an dessen Oberfläche mit der Umgebung auf. Ein maßgebender Faktor dabei ist die Richtung und Lage des auftretenden Wärmestrom. In ÖNORM EN ISO 6946 [10] wird zwischen inneren und äußeren Widerstand ( $R_{si}$ ,  $R_{se}$ ) unterschieden, wobei  $R_{si}$  die beheizte und  $R_{se}$  die unbeheizte Seite des Bauteils ist. Tabelle 7 stellt die Widerstände  $R_{si}$  und  $R_{se}$  gegen Luft in Abhängigkeit der Lage und der Richtung des Wärmestroms nach ÖNORM EN ISO 6946 [10] dar.

**Tabelle 7** Zusammenstellung der in der Berechnung verwendeten Wärmeübergangswiderstände nach ÖNORM EN ISO 6946 [10] für die Beurteilung der Tauwasserbildung im Bauteilinneren

Wärmeübergangswiderstände	Richtung des Wärmestromes		
	aufwärts	horizontal	abwärts
$R_{si}$ [m <sup>2</sup> K/W]	0,10	0,13	0,17
$R_{se}$ [m <sup>2</sup> K/W]	0,04		

Die Werte unter „aufwärts“ gelten für Richtungen des Wärmestroms von  $> 30^\circ$  zur horizontalen Ebene, unter „horizontal“ gelten für Richtungen des Wärmestroms von  $\leq 30^\circ$  zur horizontalen Ebene.

Für Tauwasserbildung oder Schimmelbefall auf lichtundurchlässigen Oberflächen ist ein Wärmeübergangswiderstand an raumseitigen Oberflächen von  $0,25 \text{ m}^2 \cdot \text{K/W}$  anzusetzen. (ÖNORM EN ISO 13788 [13]).

### 2-3.1.4 Verwendete Materialkennwerte

In Tabelle 8 die verwendeten Materialien, welche als Grundlage für die weiteren Berechnungen dienen, tabellarisch aufgelistet. Hauptsächlich wurden Materialkennwerte aus ÖNORM 8110-7 [14] entnommen. Lediglich für einzelne Kennwerte von Materialien wurden aus Produktdatenblätter verwendet. Diese sind mit Fußnoten gekennzeichnet.

**Tabelle 8**    *Verwendete Materialkennwerte nach ÖNORM B 8110-7 [14]*

Bezeichnung	$\rho$	$\mu$	$\lambda$
	[kg/m <sup>3</sup> ]	(trocken/feucht) [-]	[W/(m·k)]
Bestandsaußenwand (Klinker voll + Normalmauermörtel)	2200	100/50	0,9
Brettsper Holz <sup>1</sup>	450	50/20	0,12
Dampfsperre $s_d=1500$ <sup>2</sup>	540	3000000	0,50
Dampfsperre $s_d=220$ <sup>3</sup>	250	880000	0,17
Fliesen	2300	-	1,30
Folie, PE	980	10000	0,50
Gipsfaserplatte	1125	10/4	0,40
Gipskartonplatte	700	10/4	0,21
Holzfaserdämmplatte	180	10/5	0,051
Verlegemörtel	1500	10	1,00
Trittschall-Dämmplatte	100	1	0,035
Unterdeckplatte <sup>4</sup>	270	5/3	0,054
Zementestrich	2000	35	1,30

Verwendete Produktdatenblätter:

<sup>1</sup> .....ETA-06/0009 [2]  
<sup>2</sup> .....[https://www.isocell.com/pdf/products/de/Produktdatenblatt\\_AIRSTOP%201500\\_DE.pdf](https://www.isocell.com/pdf/products/de/Produktdatenblatt_AIRSTOP%201500_DE.pdf)  
<sup>3</sup> .....[https://www.bauder.ag/fileadmin/bauder.ch/daten/Produktdatenblaetter/Steildach-Bahnen/PD\\_Bauder\\_Dampfbremse\\_220.pdf](https://www.bauder.ag/fileadmin/bauder.ch/daten/Produktdatenblaetter/Steildach-Bahnen/PD_Bauder_Dampfbremse_220.pdf)  
<sup>4</sup> .....[https://www.pavatex.de/uploads/tx\\_sbdownloader/Produktdatenblatt\\_ISOLAIR\\_22\\_35.pdf](https://www.pavatex.de/uploads/tx_sbdownloader/Produktdatenblatt_ISOLAIR_22_35.pdf)

Klebebänder, welche zum Beispiel die luftdichte Verklebung oder der wind- und regendichte Verschluss der Bauteilfuge verwendet werden, werden hier nicht mit ihren Materialkennwerten aufgelistet.

## 2-3.2 LASTEINLEITUNG BSH-BSP-RIPPENDECKE

### 2-3.2.1 Außenwand AW1

Der Bauteilaufbau der Außenwand AW1, welcher in Abbildung 2.20 dargestellt ist, wird folgend auf sein wärme- und feuchteschutztechnisches Verhalten untersucht.

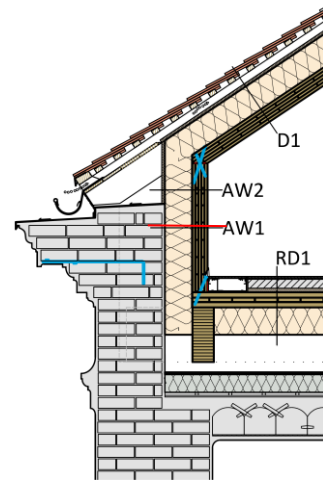
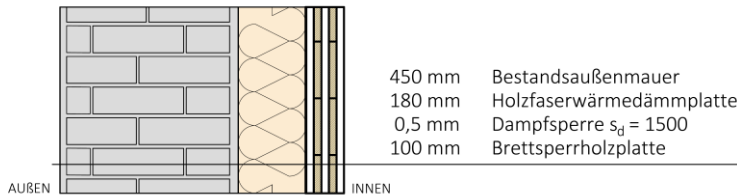


Abbildung 2.20 Bauteilaufbau AW1

### wärmetechnische Analyse

Tabelle 9 U-Wert Berechnung Außenwand AW1

#	Material / Schicht	$d$	$\rho$	$\mu$	$s_d = \mu \cdot d$	$\lambda$	$R, R_{si}, R_{se}$	$\Theta$	$P_{sat}$
		[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[-]	[m]	[W/(m·k)]	[m <sup>2</sup> ·K/W]	[°C]	[Pa]
	Wärmeübergang innen						0,130	19,4	2251
1	Brettsperrholz	100,0	450	20,0	2	0,120	0,833	15,4	1756
2	Dampfsperre $s_d=1500$	0,50	540	3E+06	1500	0,500	0,001	15,4	1755
3	Holzfaserdämmplatte	180,0	180	5,0	0,9	0,051	3,529	-1,2	552
4	Bestandsaußenwand	450,00	2200	100	45	0,900	0,500	-3,6	453
	Wärmeübergang außen						0,040	-3,8	446

$\Sigma s_d =$	<b>1548 m</b>	$\Sigma R_T =$	5,034	m <sup>2</sup> ·K/W
		<b>U = 1/R_T =</b>	<b>0,199</b>	<b>W/(m<sup>2</sup>·K)</b>

Der Wärmedurchgangskoeffizient der Außenwand AW1 ergibt sich demnach zu  $U = 0,20 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K)}$ . Laut OIB-Richtlinie 6 [11] wird für Wände gegen Außenluft ein Mindestdurchgangskoeffizient von  $\leq 0,35 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K)}$  gefordert, welcher somit unterschritten wird.

### feuchtetechnische Analyse

In Abbildung 2.21 ist zu erkennen, dass der Verlauf des theoretischen Wasserdampfdruckes nie den Verlauf des Sättigungsdampfdruckes schneidet. Folglich besteht für das Bauteil keine Gefahr der Kondenswasserbildung.

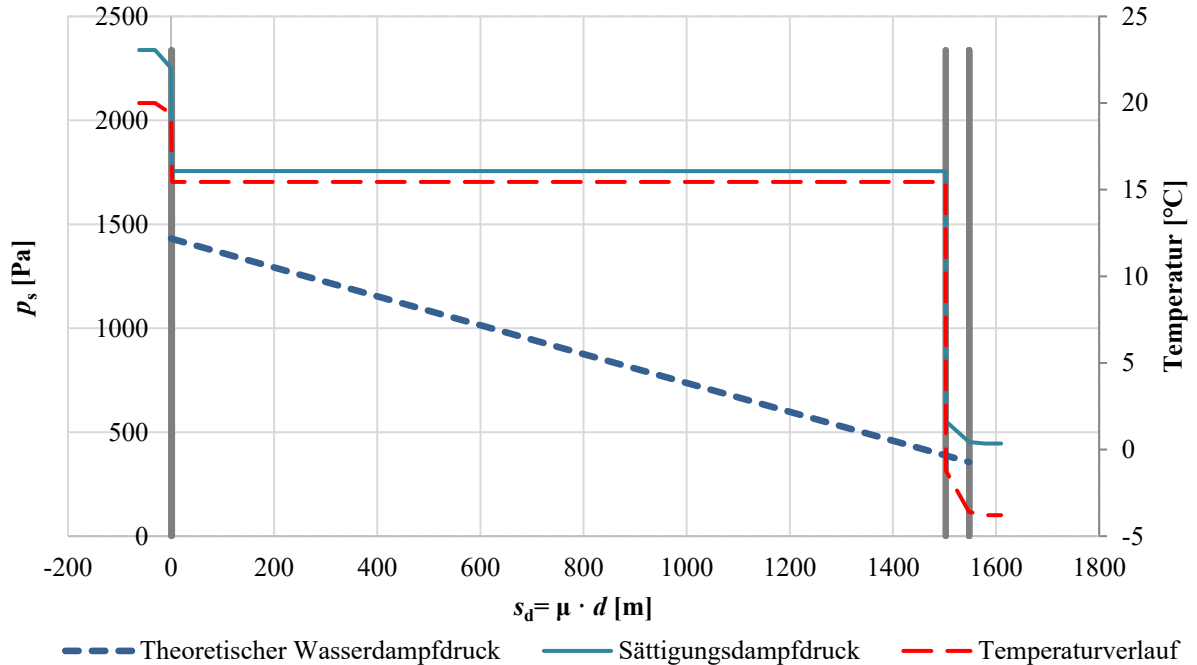


Abbildung 2.21 Glaser Diagramm Außenwand AW1

Hinsichtlich des Schimmelschutzes beträgt die Oberflächentemperatur der Innenseite mit den definierten Randbedingungen ( $\theta_i = 20^\circ\text{C}$ ;  $\varphi_i = 52,6\%$ ;  $\theta_e = -2,40^\circ\text{C}$ ;  $\varphi_e = 80\%$ ;  $R_{si} = 0,25\text{ m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$ )  $18,9^\circ\text{C}$ . Damit beträgt der Temperaturfaktor  $f_{Rsi} = 0,951$ . Unter diesen Bedingungen sollte nicht mit Schimmelbildung zu rechnen sein, da der Grenzwert von  $f_{Rsi, RH80\%} = 0,705$  nicht unterschritten wird.

### 2-3.2.2 Außenwand AW2

Der Bauteilaufbau der Außenwand AW2, welcher in Abbildung 2.22 dargestellt ist, wird folgend auf sein wärme- und feuchteschutztechnisches Verhalten untersucht.

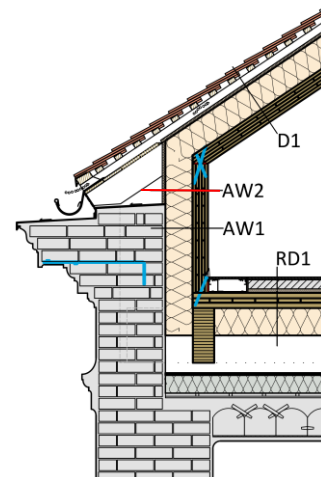
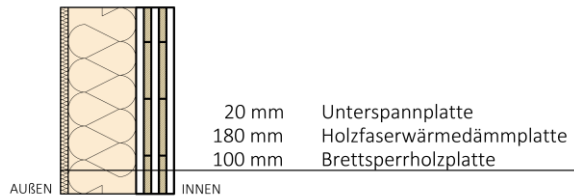


Abbildung 2.22 Bauteilaufbau AW2

### wärmetechnische Analyse

Tabelle 10 U-Wert Berechnung Außenwand AW2

#	Material / Schicht	$d$	$\rho$	$\mu$	$s_d = \mu \cdot d$	$\lambda$	$R, R_{si}, R_{se}$	$\Theta$	$P_{sat}$
		[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[-]	[m]	[W/(m·K)]	[m <sup>2</sup> ·K/W]	[°C]	[Pa]
	Wärmeübergang innen						0,130	19,4	2249
1	Brettsperrholz	100,0	450	20,0	2	0,120	0,833	15,4	1746
2	Holzfaserdämmplatte	180,0	180	10,0	1,8	0,051	3,529	-1,6	534
3	Unterspannplatte	22,0	270	5,0	0,11	0,054	0,407	-3,6	453
	Wärmeübergang außen						0,040	-3,8	446

$\Sigma s_d =$	<b>4 m</b>	$\Sigma R_T =$	4,940	m <sup>2</sup> ·K/W
		$U = 1/R_T =$	<b>0,202</b>	W/(m <sup>2</sup> ·K)

Der Wärmedurchgangskoeffizient der Außenwand AW2 ergibt sich demnach zu  $U = 0,20 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ . Laut OIB-Richtlinie 6 [11] wird für Wände gegen Außenluft ein Mindestdurchgangskoeffizient von  $\leq 0,35 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  gefordert, welcher somit unterschritten wird.



### feuchtetechnische Analyse

In Abbildung 2.23 ist zu erkennen, dass der Verlauf des theoretischen Wasserdampfdruckes nie den Verlauf des Sättigungsdampfdruckes schneidet. Folglich besteht für das Bauteil keine Gefahr der Kondenswasserbildung.

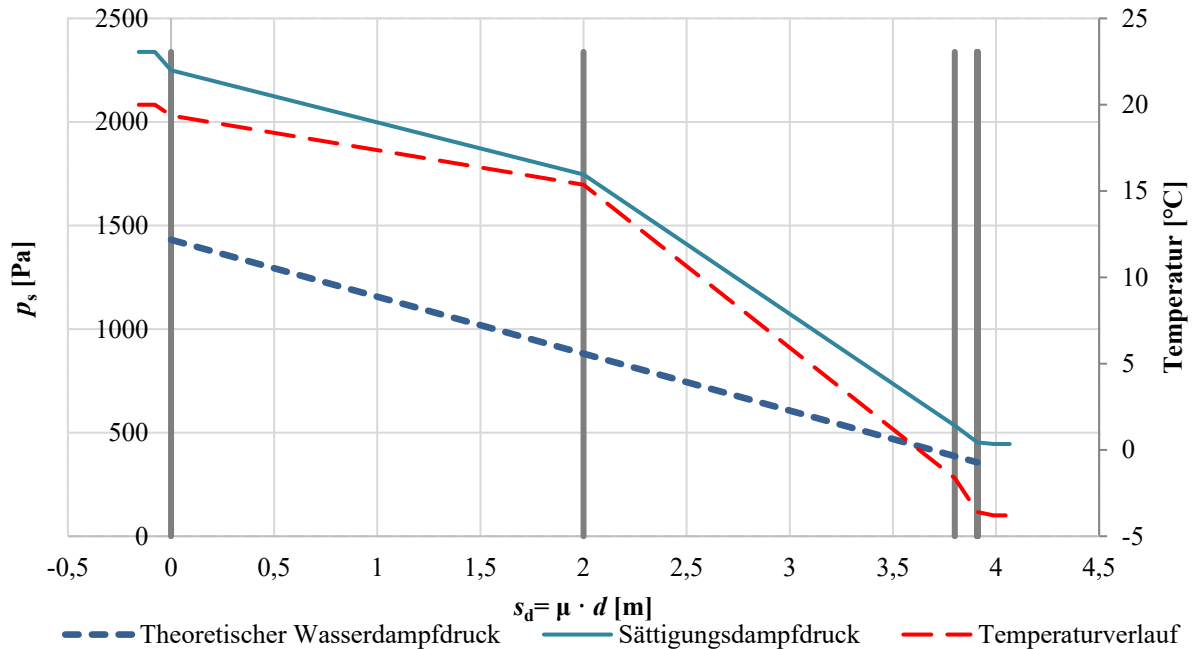


Abbildung 2.23 Glaser Diagramm Außenwand AW2

Hinsichtlich des Schimmelschutzes beträgt die Oberflächentemperatur der Innenseite mit den definierten Randbedingungen ( $\theta_i = 20^\circ\text{C}$ ;  $\varphi_i = 52,6\%$ ;  $\theta_e = -2,40^\circ\text{C}$ ;  $\varphi_e = 80\%$ ;  $R_{si} = 0,25 \text{ m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$ )  $18,9^\circ\text{C}$ . Damit beträgt der Temperaturfaktor  $f_{Rsi} = 0,950$ . Unter diesen Bedingungen sollte nicht mit Schimmelbildung zu rechnen sein, das der Grenzwert von  $f_{Rsi, RH80\%} = 0,705$  nicht unterschritten wird.

### 2-3.2.3 Dachaufbau D1

Der Bauteilaufbau des Daches D1, welcher in Abbildung 2.24 dargestellt ist, wird folgend auf sein wärme- und feuchteschutztechnisches Verhalten untersucht.

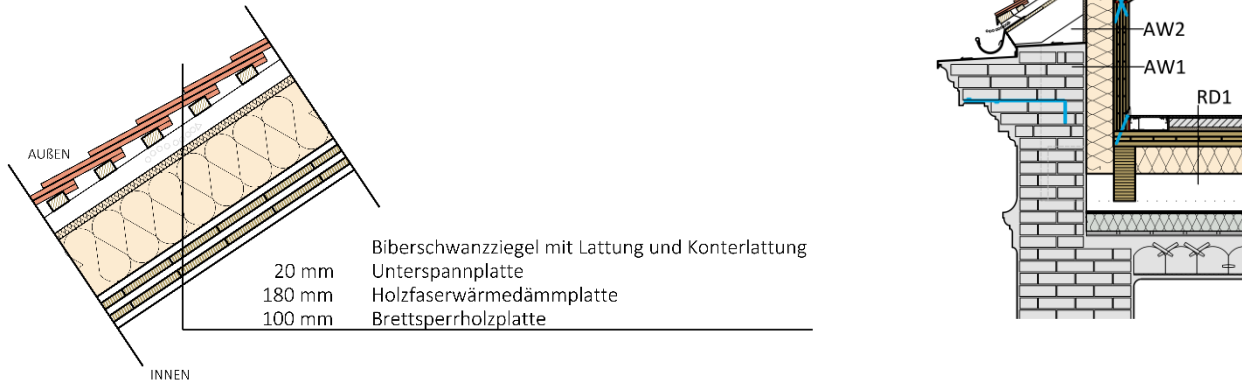


Abbildung 2.24 Bauteilaufbau D1

### wärmetechnische Analyse

Tabelle 11 U-Wert Berechnung Dach D1

#	Material / Schicht	$d$ [mm]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\mu$ [-]	$s_d = \mu \cdot d$ [m]	$\lambda$ [W/(m·K)]	$R, R_{si}, R_{se}$ [m <sup>2</sup> ·K/W]	$\Theta$ [°C]	$P_{sat}$ [Pa]
	Wärmeübergang innen						0,100	19,53	2271
1	Brettsperreholzplatte	100,0	450	20	2	0,120	0,833	15,61	1774
2	Holzfaserverwärmungsplatte	180,0	180	10	1,8	0,051	3,673	-1,68	532
3	Unterspannplatte	22,0	270	5	0,11	0,054	0,407	-3,60	453
	Wärmeübergang außen						0,100	19,53	2271

$\Sigma s_d =$	<b>4 m</b>	$\Sigma R_T =$	5,054	m <sup>2</sup> ·K/W
		$U = 1/R_T =$	<b>0,198</b>	W/(m <sup>2</sup> ·K)

Der Wärmedurchgangskoeffizient des Dachaufbaus D1 ergibt sich demnach zu  $U = 0,20 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K)}$ . Laut OIB-Richtlinie 6 [11] wird für Dachschrägen gegen Außenluft ein Mindestdurchgangskoeffizient von  $\leq 0,20 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K)}$  gefordert, welcher somit nicht überschritten wird.

### feuchtetechnische Analyse

In Abbildung 2.25 ist zu erkennen, dass der Verlauf des theoretischen Wasserdampfdruckes nie den Verlauf des Sättigungsdampfdruckes schneidet. Folglich besteht für das Bauteil keine Gefahr der Kondenswasserbildung.

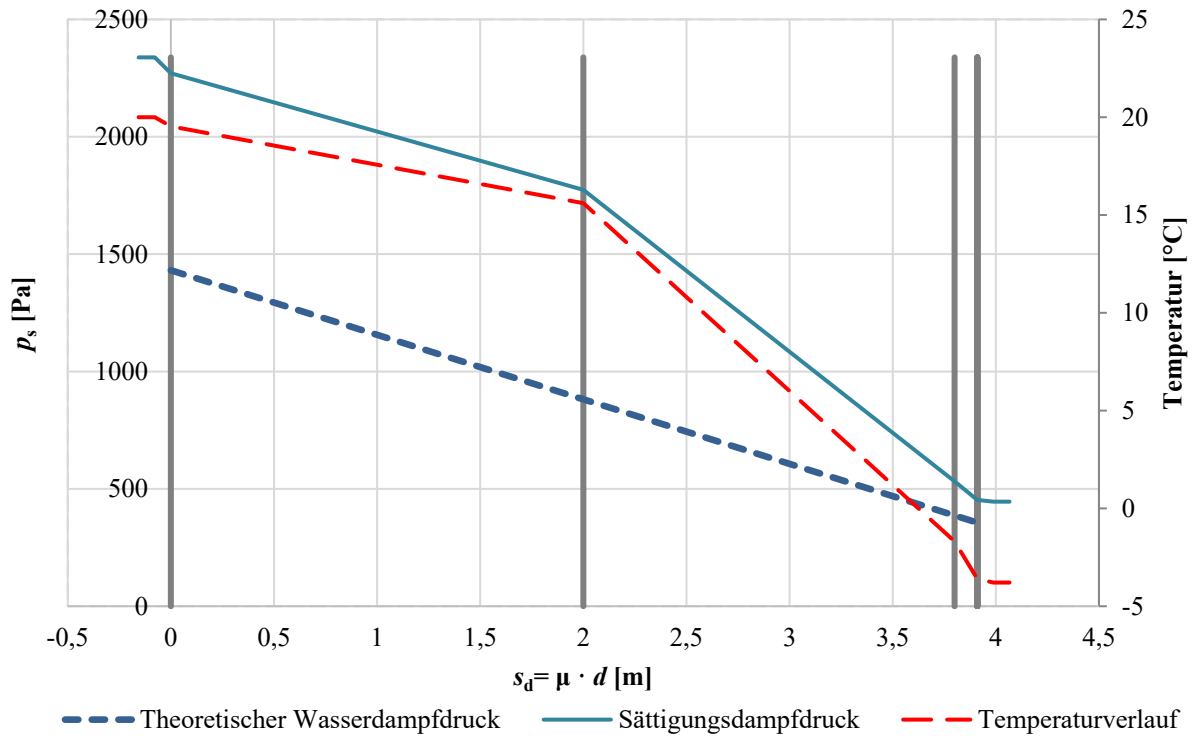


Abbildung 2.25 Glaser Diagramm Dachaufbau D1

Hinsichtlich des Schimmelschutzes beträgt die Oberflächentemperatur der Innenseite mit den definierten Randbedingungen ( $\theta_i = 20^\circ\text{C}$ ;  $\varphi_i = 52,6\%$ ;  $\theta_e = -2,40^\circ\text{C}$ ;  $\varphi_e = 80\%$ ;  $R_{si} = 0,25\text{ m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$ )  $18,9^\circ\text{C}$ . Damit beträgt der Temperaturfaktor  $f_{Rsi} = 0,950$ . Unter diesen Bedingungen sollte nicht mit Schimmelbildung zu rechnen sein, das der Grenzwert von  $f_{Rsi, RH80\%} = 0,705$  nicht unterschritten wird.

### 2-3.2.4 BSH-BSP-Rippendecke RD1

Der Bauteilaufbau des Daches D1, welcher in Abbildung 2.26 dargestellt ist, wird folgend auf sein wärme- und feuchteschutztechnisches Verhalten untersucht.

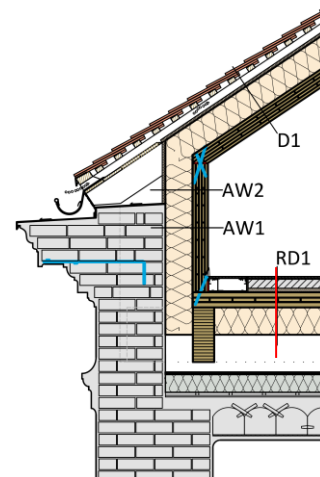
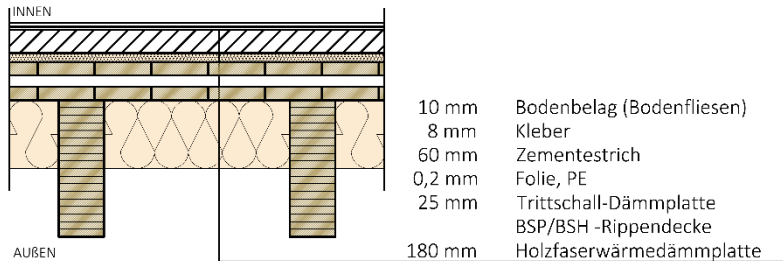


Abbildung 2.26 Bauteilaufbau RD1

### wärmetechnische Analyse

Tabelle 12 U-Wert Berechnung BSH-BSP-Rippendecke RD1

#	Material / Schicht	$d$	$\rho$	$\mu$	$s_d = \mu \cdot d$	$\lambda$	$R, R_{si}, R_{sc}$	$\Theta$	$P_{sat}$
		[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[-]	[m]	[W/(m·k)]	[m <sup>2</sup> ·K/W]	[°C]	[Pa]
	Wärmeübergang innen						0,170	19,24	2231
1	Fliesen	10,0	2300	0,0	0	1,300	0,008	19,21	2226
2	Kleber	8,0	1500	20,0	0,16	0,670	0,012	19,16	2219
3	Zementestrich	60,0	2000	15,0	0,9	1,330	0,045	18,96	2192
4	Folie, PE	0,2	980	1E+04	2	0,500	0,000	18,95	2191
5	Trittschall-Dämmplatte	25,0	100	1,0	0,025	0,035	0,714	15,78	1794
6	Brettsperrholz	100,0	450	20,0	2	0,120	0,833	12,08	1411
7	Holzfaserplatte	180,0	180	10	1,8	0,051	3,529	-3,61	452
	Wärmeübergang außen						0,040	-3,79	446

$\Sigma s_d =$ 7 m	$\Sigma R_T =$ 5,352 m <sup>2</sup> ·K/W
<b><math>U = 1/R_T = 0,187</math> W/(m<sup>2</sup>·K)</b>	

Der Wärmedurchgangskoeffizient der BSH-BSP-Rippendecke RD1 ergibt sich demnach zu  $U = 0,19$  W/(m<sup>2</sup>·K). Laut OIB-Richtlinie 6 [11] wird für Decken gegen unbeheizte Gebäudeteile ein Minstdurchgangskoeffizient von  $\leq 0,40$  W/(m<sup>2</sup>·K) gefordert, welcher somit unterschritten wird.

### feuchtetechnische Analyse

In Abbildung 2.27 ist zu erkennen, dass der Verlauf des theoretischen Wasserdampfdruckes nie den Verlauf des Sättigungsdampfdruckes schneidet. Folglich besteht für das Bauteil keine Gefahr der Kondenswasserbildung.

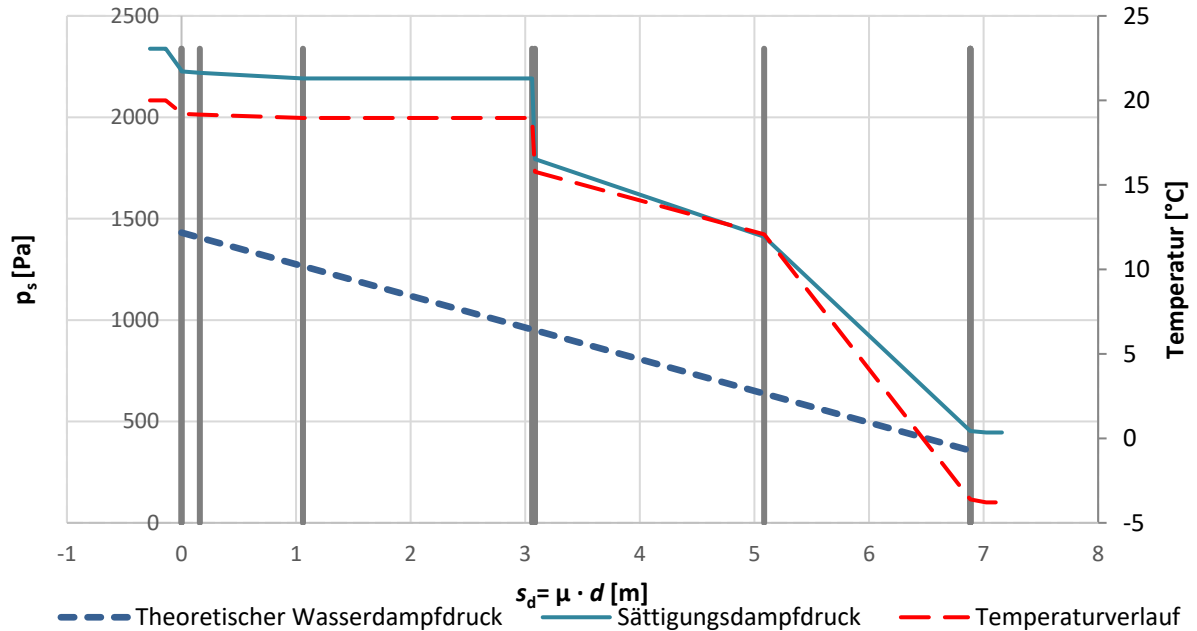


Abbildung 2.27 Glaser Diagramm RD1

Hinsichtlich des Schimmelschutzes beträgt die Oberflächentemperatur der Innenseite mit den definierten Randbedingungen ( $\theta_i = 20^\circ\text{C}$ ;  $\varphi_i = 52,6\%$ ;  $\theta_e = -2,40^\circ\text{C}$ ;  $\varphi_e = 80\%$ ;  $R_{si} = 0,25\text{ m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$ )  $19,0^\circ\text{C}$ . Damit beträgt der Temperaturfaktor  $f_{Rsi} = 0,954$ . Unter diesen Bedingungen sollte nicht mit Schimmelbildung zu rechnen sein, das der Grenzwert von  $f_{Rsi,RH80\%} = 0,705$  nicht unterschritten wird.

## 2-3.3 LASTEINLEITUNG „FALTWERKTRÄGER“

### 2-3.3.1 Außenwand AW3

Der Bauteilaufbau der Außenwand AW3, welcher in Abbildung 2.28 dargestellt ist, wird folgend wärme- und feuchteschutztechnisch untersucht.

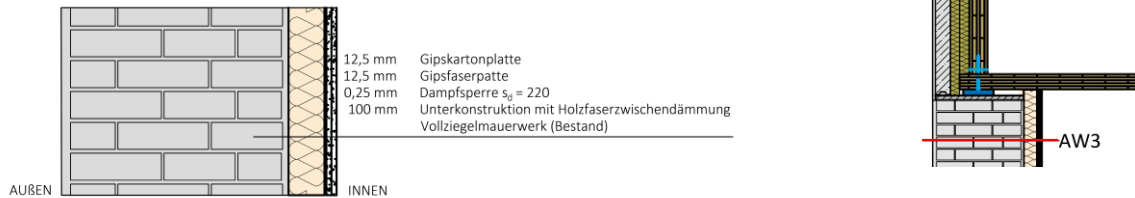


Abbildung 2.28 Bauteilaufbau AW3

### wärmetechnische Analyse

Tabelle 13 U-Wert Berechnung Außenwand AW3

#	Material / Schicht	$d$ [mm]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\mu$ [-]	$s_d = \mu \cdot d$ [m]	$\lambda$ [W/(m·K)]	$R, R_{si}, R_{se}$ [m <sup>2</sup> ·K/W]	$\Theta$ [°C]	$P_{sat}$ [Pa]
	Wärmeübergang innen						0,130	18,93	2188
1	Gipskartonplatte	12,5	700,00	4	0,05	0,210	0,060	18,44	2122
2	Gipsfaserplatte	12,5	1125,00	4	0,05	0,400	0,031	18,18	2088
3	Dampfsperre $s_d = 220$ m	0,25	250,00	880000	220	0,170	0,001	18,17	2087
4	Holzfaserdämmplatte	100,0	180,00	10	1	0,051	1,961	2,03	708
5	Bestandmauerwerk	600,0	2200,00	100	60	0,900	0,667	-3,46	458
	Wärmeübergang außen						0,040	-3,79	446

$\Sigma s_d =$	<b>281 m</b>	$\Sigma R_T =$	2,890	m <sup>2</sup> ·K/W
		$U = 1/R_T =$	<b>0,346</b>	W/(m <sup>2</sup> ·K)

Der Wärmedurchgangskoeffizient der Außenwand AW3 ergibt sich demnach zu  $U = 0,35$  W/(m<sup>2</sup>·K). Laut OIB-Richtlinie 6 [11] wird für Wände gegen Außenluft ein Mindestdurchgangskoeffizient von  $\leq 0,35$  W/(m<sup>2</sup>·K) gefordert.

### feuchtetechnische Analyse

In Abbildung 2.21 ist zu erkennen, dass der Verlauf des theoretischen Wasserdampfdruckes nie den Verlauf des Sättigungsdampfdruckes schneidet. Folglich besteht für das Bauteil keine Gefahr der Kondenswasserbildung.

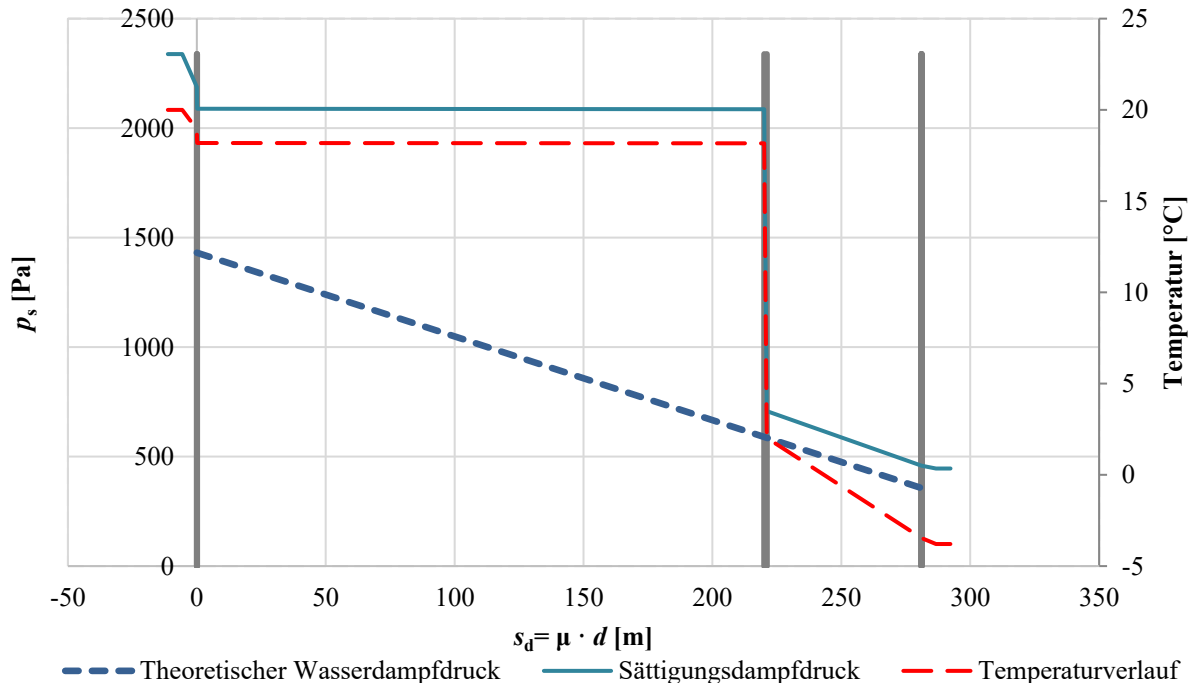


Abbildung 2.29 Glaser Diagramm Außenwand AW3

Hinsichtlich des Schimmelschutzes beträgt die Oberflächentemperatur der Innenseite mit den definierten Randbedingungen ( $\theta_i = 20^\circ\text{C}$ ;  $\varphi_i = 52,6\%$ ;  $\theta_e = -2,40^\circ\text{C}$ ;  $\varphi_e = 80\%$ ;  $R_{si} = 0,25 \text{ m}^2 \cdot \text{K}/\text{W}$ )  $18,1^\circ\text{C}$ . Damit beträgt der Temperaturfaktor  $f_{Rsi} = 0,917$ . Unter diesen Bedingungen sollte nicht mit Schimmelbildung zu rechnen sein, das der Grenzwert von  $f_{Rsi, RH80\%} = 0,705$  nicht unterschritten wird.

### 2-3.4 FÜGESTELLE FALTWERK/FERTIGDACHELEMENTE

Im Leitdetail „Fügestelle Faltdach/Fertigdachelemente“ wurde der gleiche Dachaufbau verwendet, wie im Leitdetail „Lasteinleitung BSH-BSP-Rippendecke“. Deshalb wird auf die bauphysikalische Betrachtung „Dachaufbau D1“ verwiesen, welche in Abschnitt 2-3.2.3 durchgeführt wurde.

## 2-4 STATSICH-KONSTRUKTIVE BETRACHTUNG

### 2-4.1 ALLGEMEINES

Wie eingangs erwähnt, wurde im Rahmen dieser Studie die Faltwerkkonstruktion am Beispiel des Dachstuhles des Gartentraktes der Alten Technik der Technischen Universität Graz auf Basis einer vorliegenden Bauaufnahme [4] statsich-konstruktiv untersucht.

Beim Tragwerk des gegenwärtigen Dachstuhles des Gartentraktes handelt es sich auch wie beim Ost- und Westtrakt [15] um einen asymmetrischer Pfettendachstuhl mit doppeltem Hängewerk beschreiben werden (siehe Abbildung 2.30). Die Fußpfetten liegen beidseitig auf unterschiedlich hohen Kniestockmauern auf.

In Abbildung 2.31 ist das Verdichtungskonzept „Faltwerk“-Lösung anstelle des gegenwärtigen Dachtragwerkes dargestellt. Dabei ist ersichtlich, dass mehr Wohnraum durch dieses Verdichtungskonzept entsteht als im Vergleich zu einem konventionellen Dachgeschossausbau.

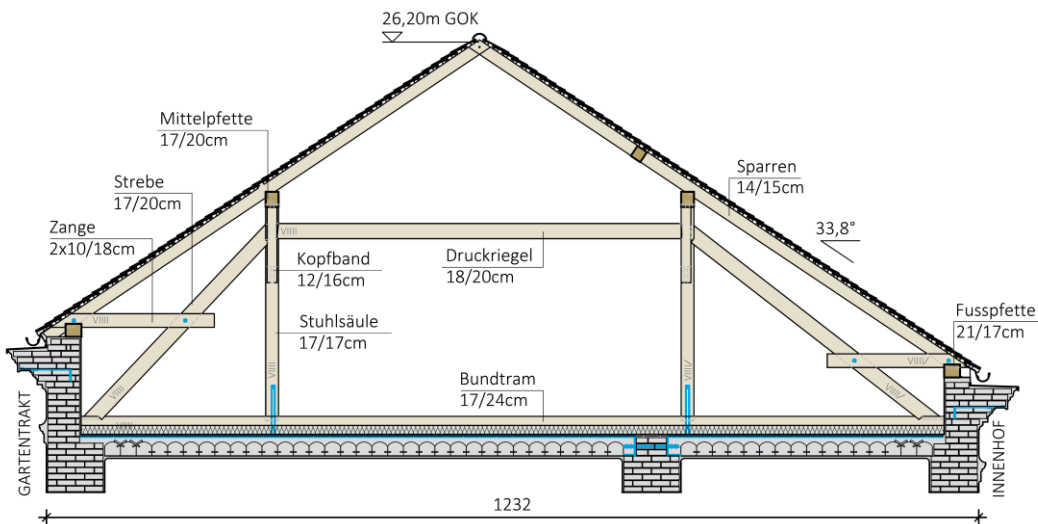


Abbildung 2.30 Schnitt der gegenwärtigen Dachkonstruktion [16]

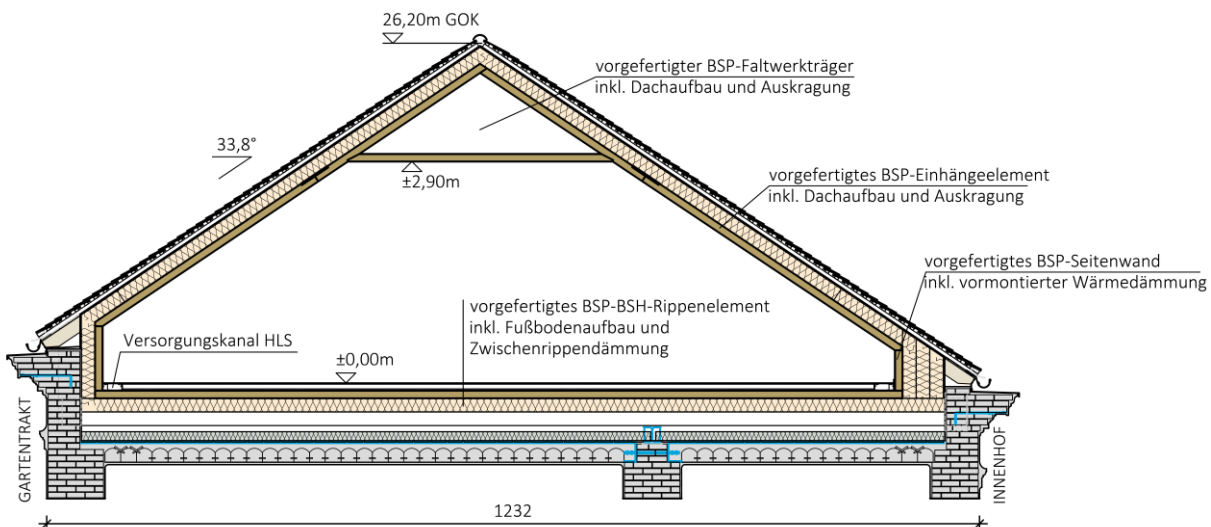


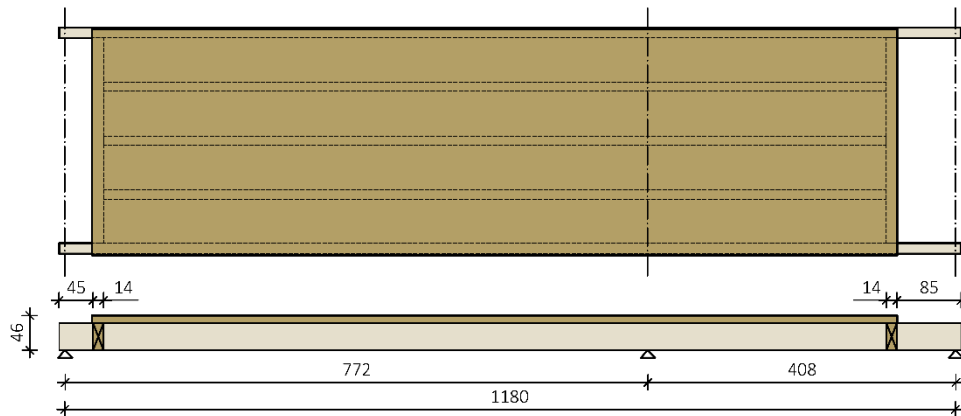
Abbildung 2.31 Schnitt der untersuchten Konstruktion [16]



## 2-4.1.1 Geometrie

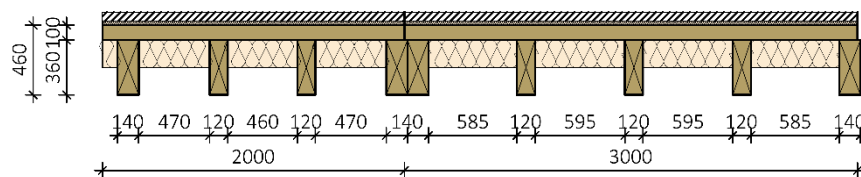
### Abmessung Rippendecke

Die Auflagerpunkte der BSH-BSP-Rippendecken sind, wie beschrieben, durch die Belastung der vertikalen durchgehenden Wandscheiben des bestehenden Mauerwerks vordefiniert. Somit liegt in diesem Fall ein unsymmetrisches System mit Spannweiten von 7,72 m und 4,08 m vor (siehe Abbildung 2.32).



**Abbildung 2.32** BSH-BSP-Rippendecken im Schnitt, Einheiten in [cm] [16]

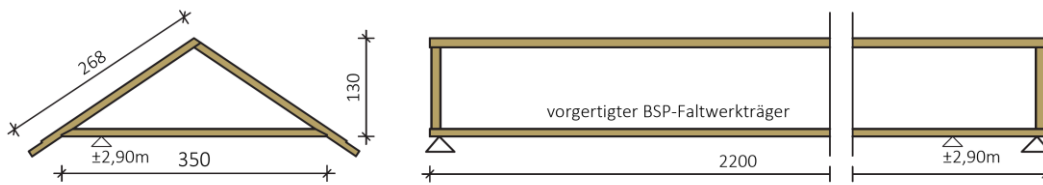
Zur Schaffung möglichst gleicher Elemente wurden vorab 2 Deckentypen definiert (2 m - und 3 m – BSH-BSP-Rippenelement, siehe Abbildung 2.33). Die Bauteildicken der BSP-Platte und BSH-Rippen wurden zur einfacheren Fertigung und Montage mit denselben Abmessungen gewählt. Durch Variation des Abstandes der Rippen wurde eine möglichst gleiche Durchbiegung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angestrebt. Die innenliegenden BSH-Rippen ( $b/h = 120/360$  mm) werden an einen auflagnahen Querriegel mit Hilfe von Systemverbindern angeschlossen. Die Querriegel leiten folglich die Kräfte an die außenliegenden BSH-Rippen ( $b/h = 140/360$  mm) weiter, welche wiederum die Kräfte in Mauerwerk einleiten.



**Abbildung 2.33** Querschnittsabmessungen BSH-BSP-Rippenelement, Einheiten in [mm], nach [17] [16]

### Abmessung faltwerksträger

Hinsichtlich der BSP-Plattenbreite ist die Basis des faltwerksträger mit der Breite von 3,5 m für die Auslegung der Geometrie maßgebend. Für die Länge der BSP-Platte wurde die maximal zugelassene Länge von 22m gewählt, welche aus der Europäischen Technischen Bewertung ETA-06/0009 [2] entnommen wurde. Bezüglich der Spannweite von 22 m ergibt sich ein gedrungener Querschnitt mit einer Höhe von 1,30 m (siehe Abbildung 2.34). Dadurch werden höhere Verformungen im Vergleich zum klassischen Euler-Bernoulli-Balken durch der zusätzlichen Schub-Deformation erwartet. Zusätzlich wurden die faltwerk-Schenkel auf die produzierbare Breite überprüft.

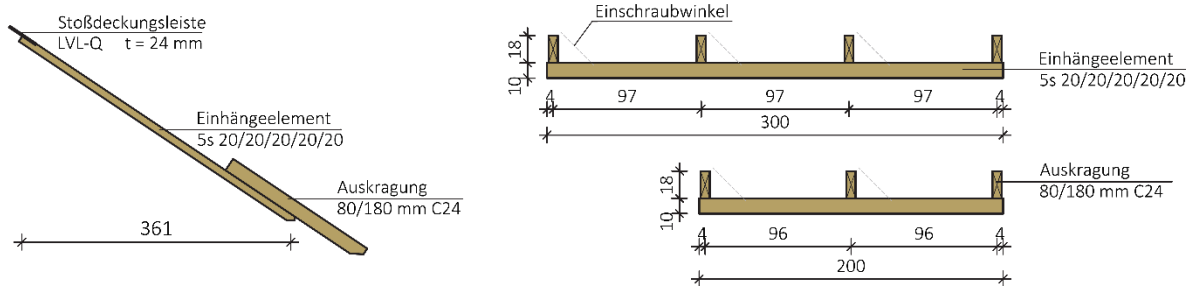


**Abbildung 2.34** Querschnittsabmessungen Falwerkträger, Einheiten in [cm] [16]

Ein positiver Aspekt der gedrunenen Querschnittsform ist die dadurch resultierende lichte Raumhöhe von 2,90 m. Gemäß OIB-Richtlinie 3 [17] ist für eine solche Baumaßnahme eine lichte Raumhöhe von 2,50 m gefordert, welche somit überschritten wird. Würde in einen späteren Zeitpunkt dem neugeschaffenen Wohnraum eine neue Nutzung zugeführt werden, so könnte die benötigte Gebäudetechnik im vorliegenden Fall unter eine abgehängte Decke installieren werden, wobei trotzdem die geforderte Raumhöhe bestehen bleibt.

### Abmessung Einhängeelement

Da die Firstlinie des gegenwärtigen Dachstuhles am Gartentrakt der Alten Technik der Technischen Universität Graz ausmittig verläuft, ergaben sich unter Beibehalt der Dachform und Ausnutzung der Dachbodenfläche zwei unterschiedliche Spannweiten für die Einhängeelemente. Die Spannweite des maßgebenden Einhängeelement für die Bemessung beträgt 3,61 m. Dieses ist in Abbildung 2.35 dargestellt.



**Abbildung 2.35** Einhängeelement mit vormontierter Auskrägung – tragende Elemente [16]  
 rechts oben: 3 m breites Element; rechts unten: 2 m breites Element.

Wie bei der BSH-BSP-Rippendecke wurden auch beim Einhängeelement zwei Breiten definiert (2 m - und 3 m). Die in Abbildung 2.35 dargestellten Auskrägungen zur Ausbildung des Vordaches sind auf diesen Einhängeelementen bereits vormontiert. Dies hat zur Folge, dass in Detail B für die Verbindungsmittelbemessung nicht mehr der volle Laufmeter zur Verfügung steht, wobei dieses Problem in der Detailbeschreibung von Detail B näher besprochen wird.

## 2-4.1.2 Lastenannahme

### Ständige Einwirkungen

#### Dachaufbau:

Folgend wird die flächenbezogene Masse in  $\text{kg/m}^2$  des Dachaufbaues, wie in Abbildung 2.36 dargestellt, berechnet. Für die statische Berechnung wurde der aus Tabelle 14 berechnete Wert aufgerundet und mit  $110 \text{ kg/m}^2$  gewählt.

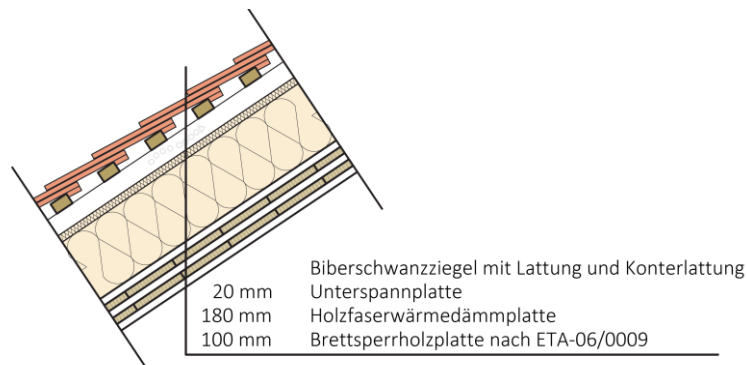


Abbildung 2.36 gewählter Dachaufbau [16]

Tabelle 14 Berechnung der flächenbezogenen Massen in  $\text{kg/m}^2$  des gewählten Dachaufbaus (Eigengewicht ohne tragende Bauteile)

#	Material / Schicht	d	$\rho$	$\gamma$
		[mm]	[ $\text{kg/m}^3$ ]	[ $\text{kg/m}^2$ ]
1	Brettsperrholz – lt. Statik	-	450	-
2	Holzfaserdämmplatte	180	180	32,4
3	Unterspannplatte	20	270	5,4
4	Biberschwanzziegel inkl. Lattung	75	933	70,0
			$\Sigma$	<b>107,8</b>

#### Wandaufbau:

Die Berechnung der flächenbezogenen Masse in  $\text{kg/m}^2$  des Dachaufbaues, wie in Abbildung 2.37 dargestellt, ist in Tabelle 15 angeführt. Die Masse, welche im statischen Modell angesetzt wird, wird auf  $40 \text{ kg/m}^2$  gerundet.



Abbildung 2.37 gewählter Wandaufbau [16]

**Tabelle 15** Berechnung der flächenbezogenen Massen in kg/m<sup>2</sup> des gewählten Wandaufbaus  
 (Eigengewicht ohne tragende Bauteile)

#	Material / Schicht	d	ρ	γ
		[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> ]
1	Brettsperrholz	-	450	-
2	Dampfsperre	0,5	0,0013	0,0
3	Holzfaserdämmplatte	180	180	32,4
4	Unterspannplatte	20	270	5,4
			Σ	<b>37,8</b>

**Fußbodenaufbau:**

Die flächenbezogene Masse in kg/m<sup>2</sup> des Fußbodenaufbaues, wie in Abbildung 2.38 dargestellt, wird in Tabelle 16 ausgewiesen. Im Fußbodenaufbau wird auf eine Beschüttung verzichtet, da die Installationsleitungen in dafür vorgesehene Versorgungsschächte geführt werden. Somit bleiben die wasserführenden Leitungen zugänglich und es besteht die Möglichkeit, die Dachverdichtung durch geringen Aufwand der neuen Nutzung anzupassen. Zur vertikalen Luftschalldämmung werden auf der obersten Geschossdecke sogenannte Plattenresonatoren in Form von Gipsfaserplatten verlegt. Da die Abstände der BSH-Rippen der Rippendecke variieren, wurde deren Eigengewicht im Berechnungsmodell berücksichtigt. Die Masse, welche im statischen Modell angesetzt wird, wird auf 200 kg/m<sup>2</sup> gerundet.



**Abbildung 2.38** gewählter Fußbodenaufbau [16]

**Tabelle 16** Berechnung der flächenbezogenen Masse in kg/m<sup>2</sup> des gewählten Fußbodenaufbaus  
 (Eigengewicht ohne tragende Bauteile)

#	Material / Schicht	d	ρ	γ
		[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> ]
1	Fliesen	10	2300	23,0
2	Kleber	8	1500	12,0
3	Zementestrich	60	2000	120
4	Folie, PE	0,2	980	0,2
5	Trittschall-Dämmplatte	25	110	2,8
6	BSP/BSP-Rippenelement – lt. Statik	-	450	-
7	Holzfaserplatte	180	180	32,4
			Σ	<b>190,4</b>

### Veränderliche Einwirkungen

Als veränderlichen Lasten, welche an der Tragstruktur angesetzt wurden, wurden

- die Nutzlast nach ÖNORM EN 1991-1-1 [18] + ÖNORM B 1991-1-1 [19],
- die Schneelast nach ÖNORM EN 1991-1-3 [20] + ÖNORM B 1991-1-3 [21],
- die Windlast nach ÖNORM EN 1991-1-4 [22] + ÖNORM B 1991-1-4 [23]

bestimmt. Die, auf das System, angesetzten Einwirkungen sind in Tabelle 17 dargestellt. Für die Wahl der Nutzungskategorie der Nutzlast wurde für den vorliegenden Fall (Verdichtung des Gartentraktes des Alten Technik der TU Graz) mit C2 gewählt. (Flächen von Räumen mit fester Bestuhlung, wie Konferenzräumen, Vorlesungssälen [19]). Jedoch sollte es sich bei dem Verdichtungskonzept „Faltwerk“-Lösung vorwiegend um Wohnflächen der Nutzungskategorie A ( $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$ ) handeln.

**Tabelle 17** Überblick veränderliche Einwirkungen

<b>Nutzlast</b>	Nutzungskategorie C2	$q = \mathbf{4,0 \text{ kN/m}^2}$
<b>Schneelast</b>	<u>Standort Graz – Zentrum;</u> Seehöhe 369 m, Lastzone 2	$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,65 = \mathbf{1,32 \text{ kN/m}^2}$
<b>Windlast</b>	<u>Standort Graz</u> ( $q_{b,0} = 0,26 \text{ kN/m}^2$ ); Geländeklasse IV; Dachneigung $34^\circ$	$w_{G,max} = [+ 0,70 - (-0,30)] \cdot 0,45 = \mathbf{+ 0,45 \text{ kN/m}^2}$
		$w_{H,max} = [+ 0,50 - (-0,30)] \cdot 0,45 = \mathbf{+ 0,36 \text{ kN/m}^2}$
		$w_{I,max} = [+ 0,00 - (-0,30)] \cdot 0,45 = \mathbf{+ 0,14 \text{ kN/m}^2}$
		$w_{J,max} = [+ 0,00 - (-0,30)] \cdot 0,45 = \mathbf{+ 0,14 \text{ kN/m}^2}$

### Außergewöhnliche Einwirkungen

Zusätzlich zu den vorhin beschriebenen Lastfällen wird die außergewöhnliche Bemessungssituation Erdbeben betrachtet. Diese wurde nach ÖNORM EN 1998-1 [24] berechnet und in Tabelle 18 dargestellt. Die Erdbebenlast, welche in ANHANG B berechnet wurde, wurde im Modell über eine äquivalente Beschleunigung angesetzt. Da diese außergewöhnliche Einwirkung für die Bemessung der BSH- und BSP-Bauteile keine maßgebenden Einflüsse hat, wurden die betreffenden Nachweise in Tabelle 20 nicht dargelegt.

**Tabelle 18** Überblick außergewöhnliche Einwirkungen

<b>Erdbeben</b>	<u>Bedeutungskategorie III</u> , $\gamma_I = 1,2$ . (Schulen, Versammlungsräume),	$S_d(T_B \leq T \leq T_C) = 0,564 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot \frac{2,5}{1,5} = \mathbf{1,081 \text{ m/s}^2}$
	<u>Baugrundklasse C</u> (tiefe Ablagerungen von dichten oder mitteldichten Sand, Kies oder steifen Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern)	

## 2-4.2 BAUTEILNACHWEISE

Die statische Berechnung der Schnittgrößen der Faltwerkkonstruktion erfolgte mit Hilfe der Statiksoftware RFEM des Herstellers Dlubal mit einem iterativen Verfahren. Da die Schnittgrößen der Tragelemente von der Anzahl der Verbindungsmittel und somit von deren Steifigkeiten abhängen, wurden diese in einer schrittweisen Berechnung ermittelt. Im Anschluss wurden die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit durchgeführt. Nachfolgend werden diese für die in Tabelle 19 angeführten Querschnittsabmessungen tabellarisch zusammengefasst. Detaillierter sind die Nachweise in ANHANG B zu finden.

**Tabelle 19 Zusammenstellung der verwendeten BSP-Querschnitte in der „Faltwerk“-Konstruktion**

Bauteil	Querschnittsabmessung	
	Schichtenanzahl	Brettdicken
Faltwerkträger	5s	20/20/20/20/20
Schotte	5s	20/30/20/30/20
Einhängeelemente	5s	20/20/20/20/20
Seitenwände	5s	20/20/20/20/20
Deckplatten Rippendecke	3s	35/30/35

### 2-4.2.1 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

[25] [26]

Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden die Schnittkräfte der Faltwerkskonstruktion nach Theorie II. Ordnung berechnet, wobei die Steifigkeiten der BSH- und BSP-Elemente mit dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_m$  abgemindert wurden. Folglich ist der Stabilitätsnachweis mit dem Nachweis der Querschnittstragfähigkeit abgedeckt. Deshalb wurde auf eine Nachweisführung mit Hilfe des Ersatzstabverfahrens verzichtet. Die Nachweisführung der Holzbauteile erfolgte nach ÖNORM B 1995-1-1 [25] und BSP-Handbuch [26].

Die Gliederung der Nachweisführung erfolgt nach der Bauteilbezeichnung, welche in Abbildung 2.2 dargestellt ist:

- Deckplatten Rippendecke (Rippenplatte),
- Faltwerkträger,
- Schott,
- Eihängeelemente,
- Seitenwände.

Die Nachweise sind in ANHANG B zu finden. Aus Gründen der Übersichtlichkeit sind in Tabelle 20 die maßgebenden Nachweise der BSP-Konstruktionselemente mit den zugehörigen Schnittkräften hinsichtlich der maximalen Ausnutzung dargestellt.

**Tabelle 20** Überblick über die Ausnutzung der BSP-Elemente im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Element	Rasterpunkt	Schnittkraft		Nachweis	
		$m_x$	$n_x$		
Einhängeelement	35			<b>Biegung mit Normalkraft in Haupttragrichtung</b>	
		4,06 kNm/m	333,75 kN/m	64,6%	
Seitenwand	1			<b>Biegung mit Normalkraft in Nebentragrichtung</b>	
		0,00 kNm/m	370,57 kN/m	90,5%	
Faltwerk	136	$v_x$		<b>Schub</b>	<b>Rollschub</b>
		31,76 kN/m		22,7%	53,5%
Rippenplatte	133	$v_y$		<b>Schub</b>	<b>Rollschub</b>
		-28,76 kN/m		79,9%	32,4%
Faltwerk	90	$n_{xy}$		<b>Scheibenschub</b>	
		-144,97 kN/m		<b>MECH I</b>	<b>MECH II</b>
				91,5%	40,3%

### 2-4.2.2 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wurden nach ÖNORM B 1995-1-1 [25] für folgende Konstruktionselemente geführt:

- Faltwerkträger
- Eihängeelemente
- Rippendecken

Für die Begrenzung der Verformung wurden die Elastizitäts- und Schubmodule mit den jeweiligen  $k_{def}$ -Beiwerten abgemindert. Somit konnten für Tragstruktur der „Faltwerk“-Lösung die geforderten Verformungen berechnet und die entsprechenden Nachweise geführt werden. Alle Konstruktionselemente werden hinsichtlich der Begrenzung der Verformung zum Zeitpunkt  $t = \infty$  nicht überhöht geplant. Daher gilt  $w_{net,fin} = w_{fin}$ . Die entsprechenden Nachweise sind detailliert wieder in ANHANG B zu finden, eine Übersicht ist in Tabelle 21 ausgewiesen.

**Tabelle 21** Überblick über die Ausnutzung der BSP-Elemente im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Bauteil	elastische Anfangsdurchbiegung $t = 0$		Enddurchbiegung $t = \infty$		Schwingungsnachweis		
	$w_{inst}$	$\eta$	$w_{fin}$	$\eta$	Frequenzkriterium $f_1 \geq 8 \text{ Hz}$	Steifigkeitskriterium $w_{stat}$	
Faltwerkträger	46,1 mm	63%	44,1 mm	50%		-	
Einhängeelemente	11,7 mm	98%	12,7 mm	88%		-	
Rippendecken	10,2 mm	41%	13,2 mm	45%	8,574 Hz	0,247	99%

## 2-4.3 VERBINDUNGSTECHNIK

[26]

Die „richtige“ Wahl des Verbindungsmitteltyps, dessen Anordnung und Bemessung, ist ein zentraler Teil in der Planungs- und Entwurfsphase. Dabei erfolgt gewöhnlich die kraftschlüssige und dichte (linienförmige) Fügung der BSP-Elemente mittels mechanischer Verbindungstechnik. Es werden bei der Fügung von BSP-Elementen meist stiftförmigen Verbindungsmitteln, wie z. B. selbstbohrende Holzschrauben, eingeklebte Gewindestangen, Nägel, Stabdübel, Passbolzen und Schraubenbolzen verwendet. Neben den stiftförmigen Verbindungsmitteln kommen aktuell vermehrt auch standardisierte Systemverbinder zum Einsatz. Eine Entscheidungshilfe für die Wahl der „richtigen“ Verbindungsmittel stellt das sogenannte „Dreibein“, wie in Abbildung 2.39 dargestellt, gebildet aus Tragfähigkeit, Steifigkeit und Duktilität, dar. Das Ziel beim Entwickeln unterschiedlicher Verbindungen ist es, ein gutes Gleichgewicht zwischen diesen drei Punkten zu finden.

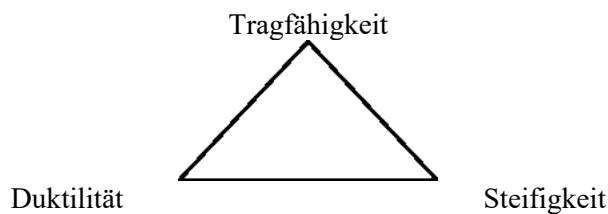


Abbildung 2.39 „Dreibein“ der Verbindungstechnik

### 2-4.3.1 Überblick

Wie in Abschnitt 2-3 werden nachfolgend die bearbeiteten Fügepunkte, nach der Einteilung der Leitdetails gegliedert, siehe Abbildung 2.40. Es ist zu erwähnen, dass die Verbindungen, welche zur statischen Berechnung der Tragstruktur der „Faltwerk“-Lösung eingesetzt sind, so gewählt wurden, dass die innenliegende Oberfläche des Brettsperrholzes auf Sicht gelassen werden kann. Neben der kraftschlüssigen Ausführung der Kontaktfugen war auch auf eine dichte Ausführung zu achten.

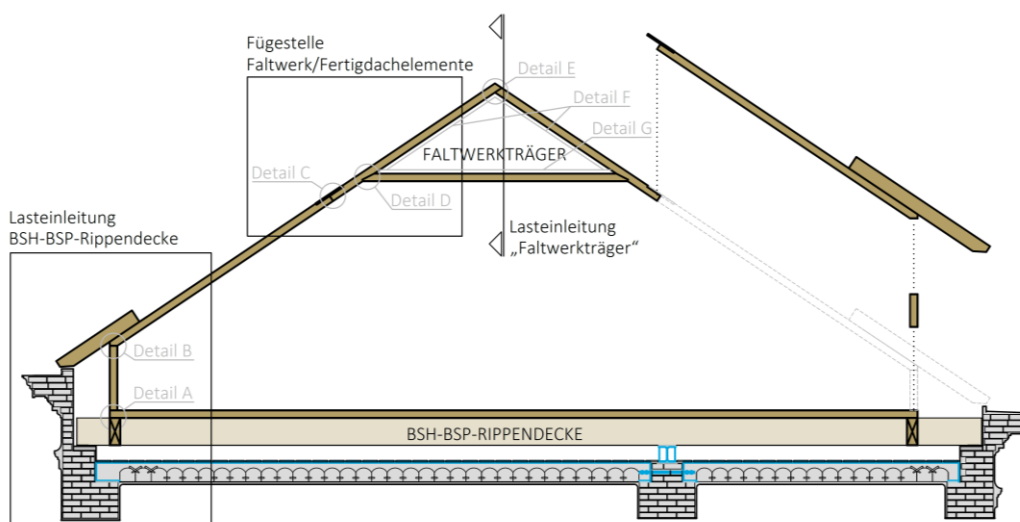


Abbildung 2.40 Überblick der Leitdetails und der statisch-konstruktiv bearbeiteten Fügepunkte



## 2-4.3.2 Lasteinleitung BSH-BSP-Rippendecke

### Detail A – „Seitenwand“

Im Detail A wird die Seitenwand mit der Deckplatte der BSH-BSP-Rippendecke verbunden. Hierbei ist zu achten, dass einerseits auf der Außenseite der Verbindung das Kniestockmauerwerk angeordnet ist und andererseits an der Innenseite der Bodenaufbau auf der BSH-BSP-Rippendecke vorgefertigt angeliefert wird. Folglich ist man durch diese Bedingungen eingeschränkt, da eine Verbindung der Bauteile nur von der Innenseite möglich ist.

Mögliche Varianten zur Verbindung der Bauteile, wie in Abbildung 2.41 dargestellt, können mit Hilfe standardisierte Systemverbinder (a), einer zweischnittigen bzw. vierschnittigen Stabdübelverbindung (b) oder einer Verzahnung (c) der BSP-Elemente ausgeführt werden.

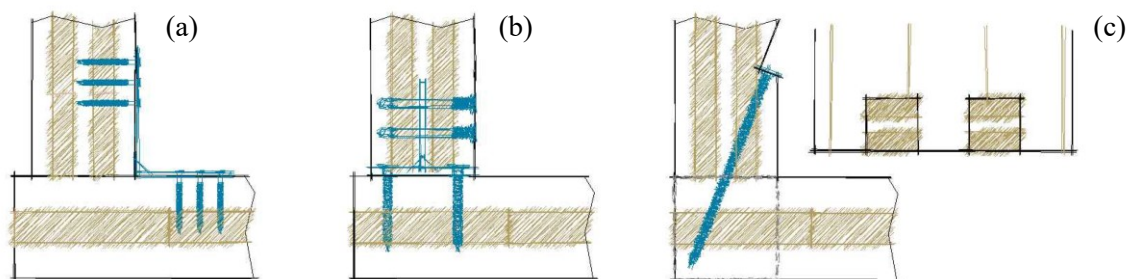
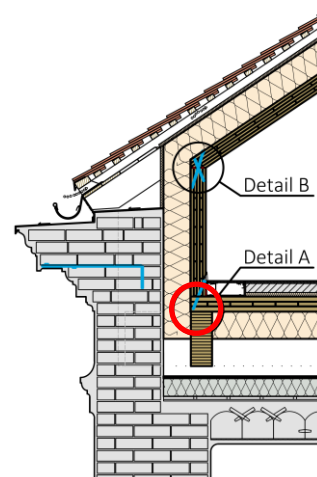


Abbildung 2.41 mögliche Varianten zur Verbindung der „Seitenwand“ mit der BSH-BSP-Rippendecke

Für die nachfolgende statische Berechnung wurde eine Schraubenverbindung gewählt. Dabei wird diese in Schnittrichtung axial und in die Scheibenrichtung der Seitenwand lateral beansprucht. Um eine leichtere Montage zu ermöglichen, wird die Einbindetiefe der Seitenwand werkseitig vorgebohrt.

Die Luftdichtheit kann durch Verwenden von Fugendichtbändern (Kompriband) bzw. durch das innenseitige Abkleben der Fuge durch Klebebänder erreicht werden.

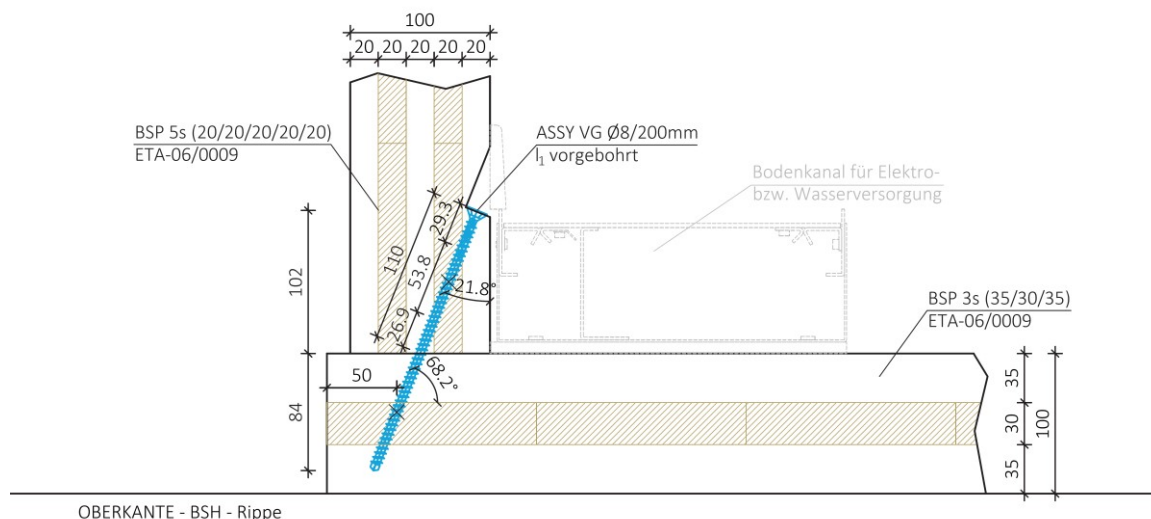
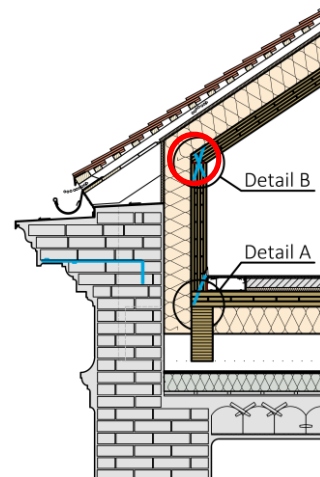


Abbildung 2.42 Detail A – „Seitenwand“ [16]

### Detail B – „Schraubenkreuz“

Im Detail B werden die Seitenwand mit dem Einhängeelement verbunden. Die Herausforderung bei der statisch-konstruktiven Lösung dieses Knotens besteht darin, die nötigen Verbindungsmittel entlang des „Traufenpunktes“ unter zu bringen. Dieses Problem ergibt sich deshalb, da die Hölzer, welche den Dachvorsprung bilden, bereits vormontiert werden. Unter Berücksichtigung der Mindestabstände der Verbindungsmittel und den benötigten Raum der Geräte zum Einbringen der Verbindungsmittel, ergibt sich daraus eine reduzierte Länge bzw. eine reduzierte Verbindungsmittelanzahl im Vergleich zu einem Bauteil, bei dem der Dachvorsprung nicht vormontiert ist.



Möglichkeiten zur Verbindung der Bauteile sind u.a. Vollgewindeschrauben (a) oder Schraubenbolzen (b) und (c) (Abbildung 2.43). Es sollte bei der Lösung dieses Knotens geachtet werden, dass bei der Verwendung von Fugendichtbändern (Kompribandern) die BSP-Elemente durch die Verbindungsmittel aneinandergedrückt werden, damit die Fugendichtbänder ihre Dichtungsfunktion erfüllen können. Da die BSP-Schmalseite der Seitenwand radial beansprucht wird, sollte diese gegen das Aufspalten gesichert werden. Dies wurde in den dargestellten Möglichkeiten mit Vollgewindeschrauben gelöst.

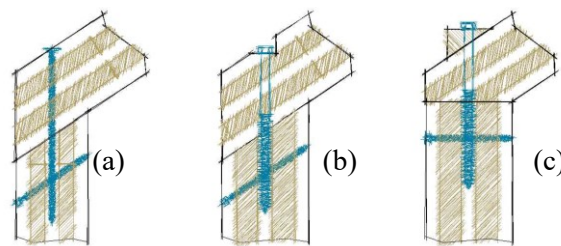


Abbildung 2.43 mögliche Varianten zur Verbindung des „Einhängeelements“ mit der „Seitenwand“

Um die BSP-Elemente im Traufenpunkt miteinander zu fügen, fiel die Wahl letztendlich auf die Anordnung von Schraubenkreuzen. Aufgrund der zunehmenden Gelenksnormalkräfte wird die Ausführung des Detail B in zwei Varianten gegliedert, siehe Abbildung 2.44. In Variante 1 werden die Verbindungsmittel in die Seitenwand vertikal eingeschraubt und damit lateral beansprucht. In der Variante 2 hingegen werden diese in einem Winkel von 45° eingebracht und somit vorwiegend axial beansprucht. Diese Variante wurde letztendlich verwendet, um die höheren Gelenksnormalkräfte aufzunehmen. Auch in diesen Knoten werden die Einbindetiefen  $l_1$  im Einhängeelement aus Gründen der leichteren Montage vorgebohrt.

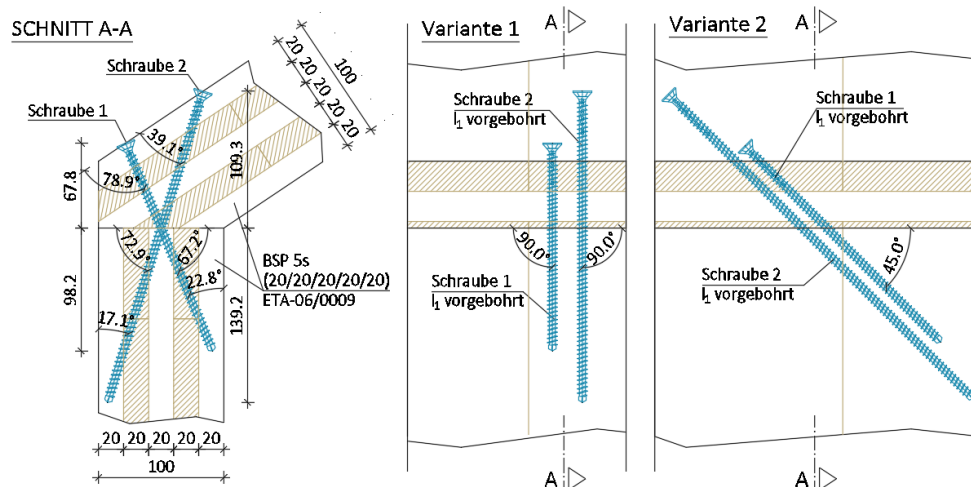


Abbildung 2.44 Detail B – links „Schraubenkreuz 90°“, rechts „Schraubenkreuz 45°“ [16]

### 2-4.3.3 Lasteinleitung „Faltwerkträger“

#### Detail E – „First“

Im Detail E werden die beiden Faltwerkschenkel am Firstpunkt miteinander verbunden. Dabei sollte das Detail D so abgestimmt werden, um eine werkseitige Montage zu ermöglichen.

Mögliche Varianten zur Fügung der Bauteile können eine Holz-Holz-Bolzenverbindung (a), Stahlblech-Schraubenverbindung (b) oder ein eingeschlitztes Stahlblech (c) sein. Liegt zudem eine Scherbelastung der Schmalseite aus der Ebene vor, so ist diese gegen das Aufspalten zu sichern.

Die Stoßfuge im Detail E sollte in bauphysikalischer Hinsicht luftdicht erfolgen. Bei nicht luftdichter Ausführung würde durch den konvektiven Eintrag im Vergleich zur Diffusion ein Vielfaches an Feuchtigkeit in die Konstruktion eindringen. Dies hätte die Folge, dass das Mikroklima innerhalb des Trägers gestört würde und somit Feuchtschäden auftreten können.

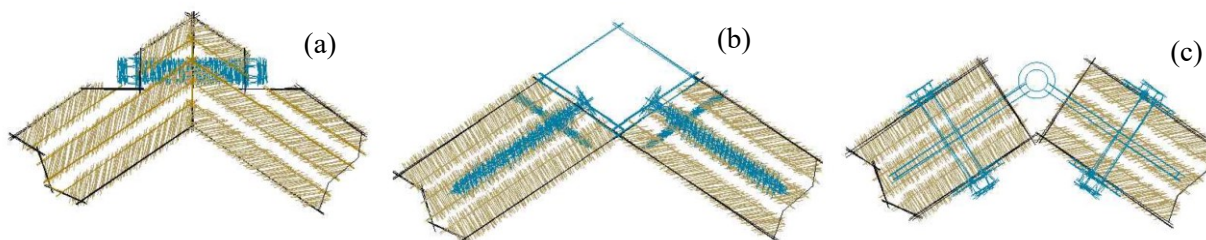
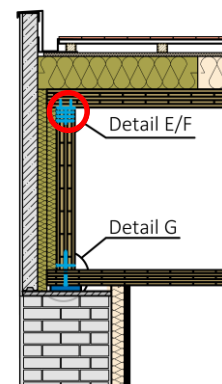


Abbildung 2.45 mögliche Varianten zur Verbindung der Faltwerkschenkel am Firstpunkt

Der Knoten, welcher in der nachfolgenden statischen Berechnung verwendet wurde, wurde über eine Verschraubung mittels Vollgewindeschrauben gelöst. Hierbei wird die Schraube kombiniert beansprucht. In Schnittrichtung wird dabei die Schraube u.a. lateral beansprucht, weswegen die Schmalseite des Brettsperrholzes hinsichtlich des Aufspaltens zu sichern ist. In Firstrichtung des Faltwerkträgers wird die Schraube in einen Winkel von 45° eingeschraubt und deshalb vorwiegend axial beansprucht. Die Fuge kann an der Außenseite mit einem geeigneten Klebeband luftdicht verschlossen werden.

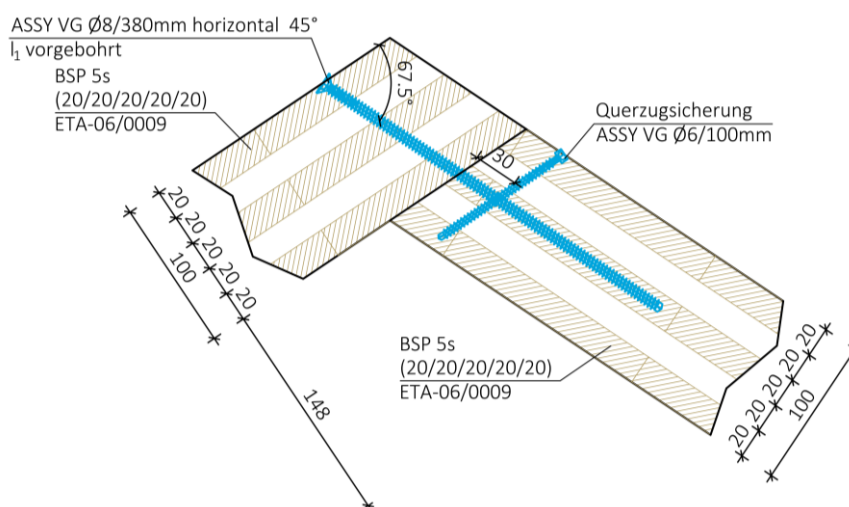


Abbildung 2.46 Detail E – „First“ – Bereich 2 [16]

### Detail F – „Schott-links/rechts“

Im Detail F werden die Falterkschenkel mit dem Schott verbunden. Da es sich bei den Schenkeln um breite und verhältnismäßig lange BSP-Elemente handelt, sollte bei der Montage darauf geachtet werden, dass diese entlang des Schottes nicht abrutschen. Deshalb sollten die treibenden Kräfte aus Eigengewicht über mechanische Verbindungen (Verzahnung der BSP-Elemente) oder über stiftförmige Verbindungsmittel vorerst gesichert werden. Bei der Verwendung von stiftförmigen Verbindungsmitteln zur statisch-konstruktiven Lösung des Knotens, durch z.B. Schraubenkreuze (b) oder Schraubenbolzen (c), können diese im Anschluss eingebracht werden.

Wie auch bei dem vorherigen Detail sollte darauf geachtet werden, dass die Fuge mit Hilfe von Fugenbändern oder Klebebändern abgedichtet wird, um so Feuchteschäden der Struktur zu vermeiden. Bei der Verwendung von Fugenbändern sollte darauf geachtet werden, dass die Bauteile mit Hilfe der Verbindungsmittel aneinandergedrückt werden.

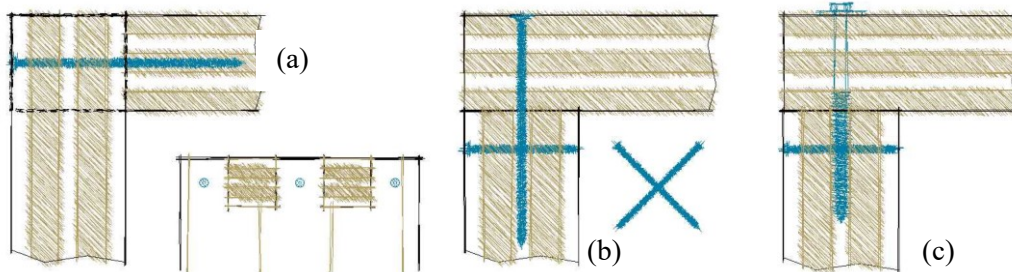
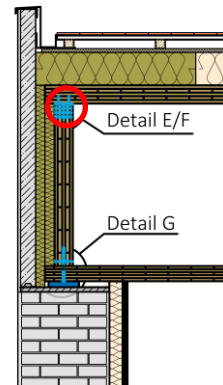


Abbildung 2.47 mögliche Varianten zur Verbindung des Schotts mit den Schenkeln des Falterkträgers

Zur Fügung der BSP-Elemente wurde für die nachfolgende statische Berechnung einen sog. Balkenträger in Verwendung von selbstbohrenden Stabdübel und Kammnägeln herangezogen. Dabei kann es sich bei dem Balkenträger um einen standardisierten Systemverbinder oder um ein geschweißtes T-Profil handeln. Bezüglich der Montierbarkeit wurde das Profil nur mit einen sog. „Schwert“ geplant. Folglich kommt in der Schmalseite des Schotts eine zweiseitige Stabdübelverbindung zur Anwendung. Um die Luftdichtheit zu gewähren, sollte die Fuge mit geeigneten Klebebändern an der Außenseite abgeklebt werden.

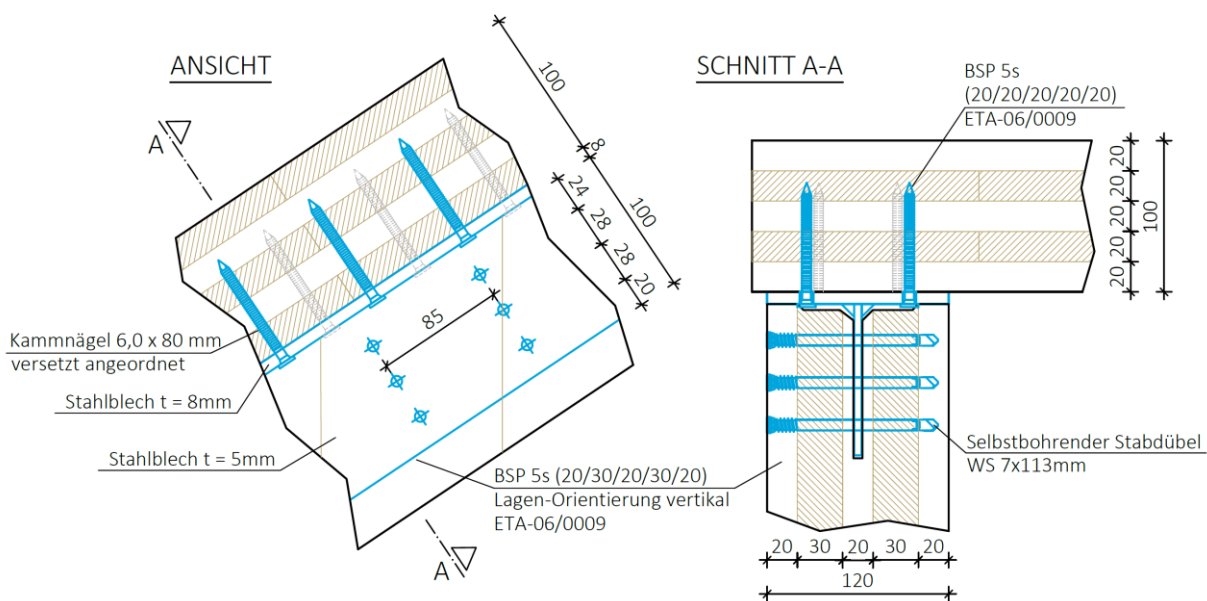


Abbildung 2.48 Detail F – „Schott-links/rechts“ [16]

### Detail G – „Schott unten“

Das Detail G beinhaltet die Fügung der Faltrwerkträger-Basis mit dem Schott. Eine mögliche Verbindung dieser BSP-Elemente kann mit Hilfe einer Verzahnung (a), mit Balkenträgern (b) oder Schraubenkreuzen (c) ausgeführt werden (siehe Abbildung 2.49).

Wie auch bei den vorherigen Details, sollte die Bauteilfugen luftdicht ausgeführt werden. Dabei können wiederum Kompribänder bzw. geeignete Klebebänder Verwendung finden.

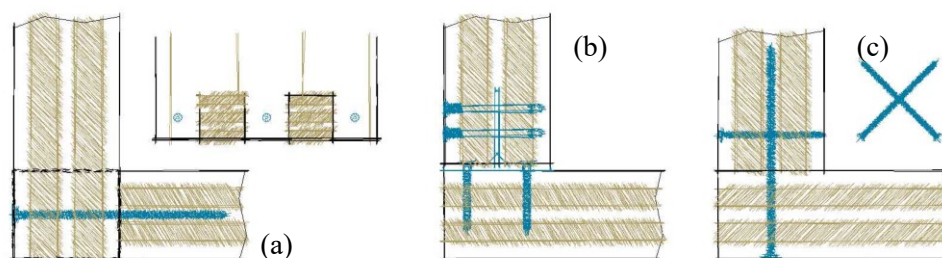
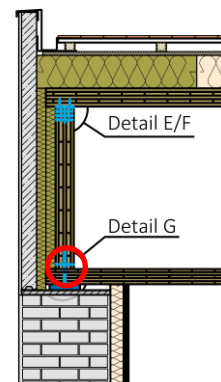


Abbildung 2.49 mögliche Varianten zur Verbindung des Schotts mit der Basis des Faltrwerkträgers

Der für die nachfolgende statische Berechnung gewählte Knoten wurde mit Hilfe von lateral beanspruchten Schraubenbolzen gelöst. Da es hier zu einer Scherbelastung der Schmalseitenfläche kommt, sollte Schrauben zur Quersugsicherung eingebracht werden. Eine Bolzenschraube wurde deshalb gewählt, da diese im Vergleich zu einer Vollgewindeschraube ein höheres Fließmoment aufweist. Somit kann eine höhere Tragfähigkeit bei gleichem Durchmesser erzielt werden. Durch Berücksichtigung des Seileffektes (Verwendung einer Unterlegscheibe für Holzkonstruktionen) könnte die Tragfähigkeit der Verbindung zudem erhöht werden.

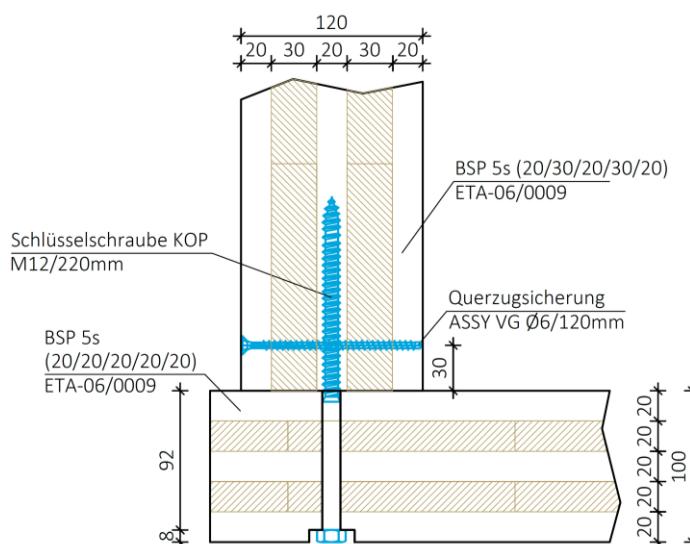
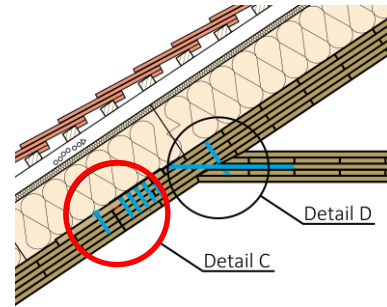


Abbildung 2.50 Detail G – „Schott unten“ [16]

### 2-4.3.4 Fügestelle Falzwerk/Fertigdachelemente

#### Detail C – „Stoßdeckungsleiste“

Detail C beinhaltet die Fügung der Einhängeelemente mit dem Falzwerkträger. Hierbei ist auf die Schichtenorientierung des Schenkels des Falzwerkträgers hinzuweisen. Diese verläuft in Firstrichtung des Falzwerkträgers, wohingegen die Schichtenorientierung der Einhängeelemente senkrecht dazu orientiert sind. Somit kommt es im Detail C zu einem Wechsel der BSP-Schichtenorientierung. Bei diesem Detail sollte, je nach Gebäudekategorie nach OIB-Richtlinie 2 [7], der Lastfall „Brand“ bei der Detail-Auslegung besonderem Augenmerk gegeben werden.



Mögliche Varianten zur Verbindung der Elemente können einerseits ein querzugverstärkter Stufenfalz (a), ein, durch Schrauben verbundenes, Stoßdeckungs Brett (b) oder ein geschweißtes Stahlprofil (c) verwendet werden. Bei der Ausführung der Varianten sollte erneut darauf geachtet werden, dass die Fugen mit Klebändern luftdicht abgeklebt werden.

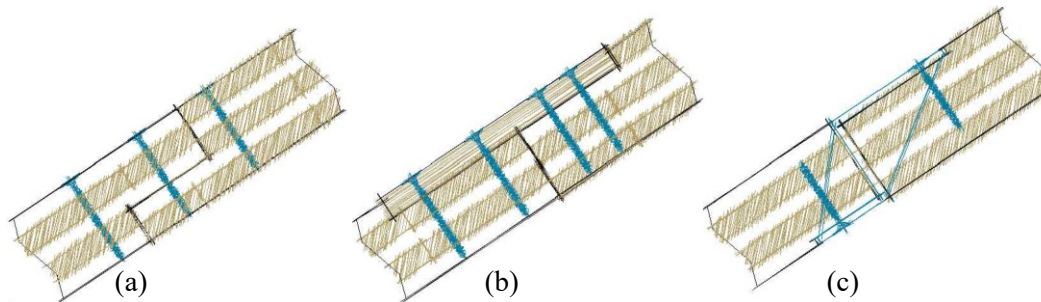


Abbildung 2.51 mögliche Varianten zur Verbindung der Einhängeelemente mit dem Falzwerkträger

Für die nachfolgende statische Berechnung wurde eine Stoßdeckungsleiste verwendet (siehe Abbildung 2.52). Diese wird werkseits über eine Verklebung am Einhängeelement. Die Zugkräfte, welche aus Fugenquerkraft entstehen, werden über eine Tellerkopfschraube aufgenommen. Bauseits wird der Stoß über eine Kammnagelverbindung ausgeführt. Bei dieser Ausführung kann ein Feuerwiderstand von REI 90 erreicht werden.

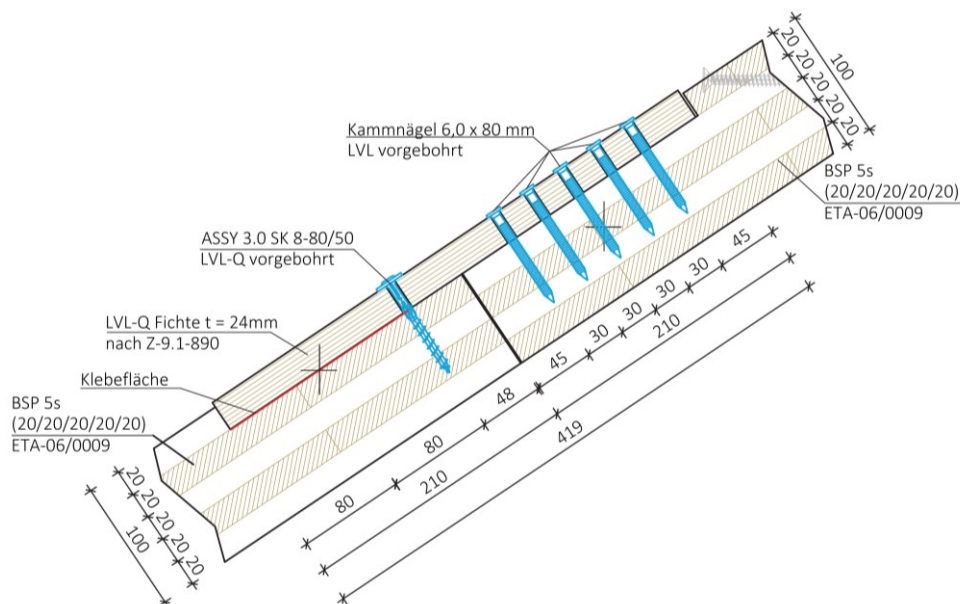
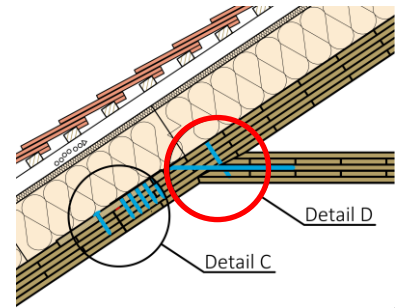


Abbildung 2.52 Detail C – „Stoßdeckungsleiste“ [16]

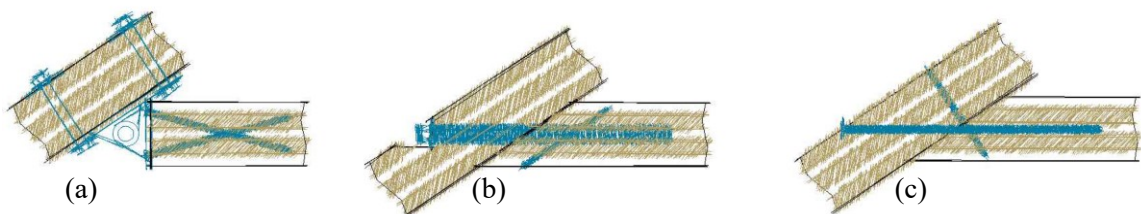
**Detail D – „Versatz“**

Im Detail D wird die Faltwerkbasis mit den Faltwerkschenkel verbunden. Wie bei Detail C, ist auch in diesen Konten ein Wechsel der Schichtenorientierung des BSPs des Schenkels des Faltwerkträgers und der der Basis zu achten. Bei der Ausführung der Innenoberflächen auf Sicht ist dem Lastfall „Brand“ besondere Achtung zu schenken.

Mögliche Varianten zur Fügung der Bauteile können eine Stahl-Gelenk-Konstruktion (a), eingeklebte Gewindestangen (b) oder eine Schraubenverbindung (c) sein.

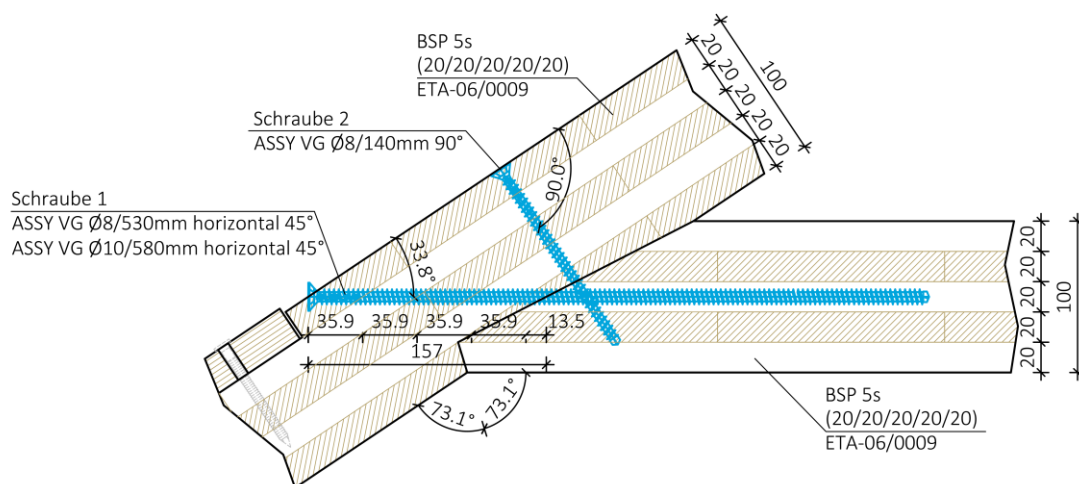


Auch in diesen Knoten sollte darauf geachtet werden, dass diese luftdicht ausgeführt werden, und damit keine ungewollte Luftzirkulation im Faltwerkträger entsteht, welche das darin entstehende Mikroklima, stört.



**Abbildung 2.53** mögliche Varianten zur Verbindung der Faltwerkbasis mit den Schenkeln des Faltwerkträgers

Für die nachfolgende statische Berechnung wurde eine zimmermannsähnliche Konstruktion gewählt. Die Gelenksquerkräfte werden über Kontakt über eine versatzähnliche Holz-Holz-Verbindung von der Faltwerkbasis in die Faltwerksschenkel eingeleitet. Die Liniengelenknormalkräfte werden mit einer 45° Verschraubung übertragen. Schraube 2 dient zu Montagezwecken und kann im Brandfall als lateral beanspruchtes Verbindungsmittel in Rechnung gestellt werden.



**Abbildung 2.54** Detail D – „Versatz“ [16]

# KAPITEL 3: ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

## 3-1 ZUSAMMENFASSUNG

---

Der Holzwerkstoff Brettsperrholz (BSP) erfährt in den letzten Jahren deutlich mehr Zuspruch im Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus. Durch die kreuzweise Verleimung einzelner Brettlagen können aus dem Werkstoff Holz großflächige Bauteile geschaffen werden, welche als Platten, Scheiben oder in komplexen Tragstrukturen als Falwerk eingesetzt werden können. Das geringe Eigengewicht von BSP ist eine Eigenschaft, welche dem Holzwerkstoff große Bedeutung für den Dachgeschossausbau im urbanen Raum zukommen lässt.

Die dichte Verbauung von Innenstädten führt meist zu beengten Verhältnissen auf der Baustelle. Folglich wäre es sinnvoll, sich bei diesem Problem mit vorgefertigten Systemen bzw. Module zu behelfen. Hierfür wurden bereits im Zwischenbericht „Studie zur Verdichtung von Dachräumen von Altbaubeständen mittels modularisiertem Holzwohnbau“ [1] die folgenden Konzepte zum Dachgeschossausbau ausgearbeitet:

- Verdichtung durch vorgefertigte Raumzellen (a),
- Verdichtung durch vorgefertigte Elemente („Falwerk“-Lösung) (b).

Da es für die Raumzellen bereits Hersteller gibt, welche sich mit der Konstruktion intensiv befasst haben, wurde in der vorliegenden Studie der Schwerpunkt auf das neu entwickelte Verdichtungskonzept der „Falwerk“-Lösung gelegt. In bauphysikalischer Hinsicht treten bei (a) und (b) dieselben Problemstellungen auf. Folglich können die bauphysikalisch untersuchten Aufbauten auch für Aufstockungen mit Raumzellen herangezogen werden.

Auftragsgemäß beinhaltet der vorliegende Endbericht die Position 4 „Ausarbeitung von Leitdetails auf Grundlage von ausgewählten Lösungsvarianten“. Dabei wurden die in Stufe I ausgearbeiteten Lösungsvorschläge hochbaulich als auch bauphysikalisch und statisch-konstruktiv bearbeitet.

In Abschnitt 2-3 wurden die in Abschnitt 2-2 dargestellten Aufbauten auf ihr wärmetechnisches und feuchtespezifisches Verhalten hinsichtlich Kondensatbildung im Bauteilinneren und Schimmelbildung an der innenseitigen Oberfläche untersucht. Als Ergebnis dieser Betrachtung kann festgehalten werden, dass es bei den gewählten Aufbauten unter den gewählten Randbedingungen (Beckenlandschaften im Süden – Klagenfurter Klima) zu keinen dementsprechenden Schäden kommen sollte.

Die statisch-konstruktive Betrachtung erfolgt zusammengefasst in Abschnitt 2-4 und ist detailliert in ANHANG B ausgewiesen, welche die statische Berechnung der Falwerkkonstruktion beinhaltet. In Abschnitt 2-4 wurden Möglichkeiten der Verbindung der BSP-Elemente dargestellt und jeweils eine Variante näher diskutiert, welche letztendlich für die statische Berechnung herangezogen wurde.

In ANHANG B wird die statische Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und im Grenzzustand Gebrauchstauglichkeit (SLS) sowie die Nachweise der Falwerkskanten geführt. Aufbauend auf die Bauaufnahme des Gartentraktes der Alten Technik [4], einem Gebäude der Technischen Universität Graz, wurde die Geometrie des Verdichtungskonzeptes „Falwerk-Lösung“ unter Berücksichtigung der maximal produzierbaren BSP Länge und Breite nach [2] und Beibehalt der gegenwärtigen Dachform gewählt.

Die Tragstruktur der „Falwerk-Lösung“ wurde mit der FEM-Statiksoftware „RFEM“ der Firma Dlubal Software GmbH modelliert und berechnet. Dabei wurden die Steifigkeitskennwerte des Brettsperrholzes mit Hilfe des Zusatzmoduls „RF-Laminat“ unter Berücksichtigung von „Zweiachsige Lastabtragung von



Brettspertholzplatten“ [27] definiert. Anschließend wurde eine iterative Berechnung durchgeführt, wobei die Steifigkeiten der Verbindungsmittel nach ÖNORM B 1995-1-1 [25] durch wiederholte Nachweisführung der Verbindungen mit den resultierenden Kräften der Liniengelenke berücksichtigt wurden.

Rückblickend ist festzuhalten, dass diese beschriebene Faltwerk-Lösung einen geeigneten Lösungsvorschlag zur Dachverdichtung von Gründerzeitblöcken darstellt. Dieses Konzept ist eine moderne Alternative zum klassischen Sparrendach. Damit kann ein gänzlich stützenfreies Dachgeschoß realisiert werden, welches eine freie Raumnutzung ermöglicht. Laut Messungen aus dem GIS-Steiermark liegen die üblichen Abstände zwischen den Feuermauern der Grazer Gründerzeitblöcke zwischen 15 m bis 18 m. Lediglich einzelne Häuser bzw. einzelne Eckgebäude weisen eine Spannweite von über 20 m auf. Damit ist die erarbeitete Lösung für den Großteil der Grazer Gründerzeitblöcke anwendbar und kann als Anregung zur Dachverdichtung von Gründerzeitblöcken angesehen werden.

## 3-2 AUSBLICK

---

In anknüpfenden Forschungsarbeiten könnten noch weitere Aspekte der Verdichtung von Dachräumen mit der sogenannten „Faltwerk“-Lösung erarbeitet werden. Diese sollten unter anderem brandschutztechnische Überlegungen beinhalten, welche bei Dachgeschoßausbauten große Bedeutung haben.

Hinsichtlich der bauphysikalischen Betrachtung wären auch tieferreichende Analysen von Interesse, um insbesondere das feuchteschutztechnische Verhalten des Leitdetails „Lasteinleitung BSH-BSP-Rippendecke“ zu analysieren.

Es sei aber zu erwähnen, dass das Verfahren nach Glaser, welches für die vorliegende Studie verwendet wurde, auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse zur feuchteschutztechnischen Bewertung liefert. Jedoch sind in diesen stationären Verfahren u. a. das Sorptionsverhalten von Holz oder auch der Kapillarwassertransport zwischen den Bauteilschichten nicht abgebildet. Feuchteabhängige Parameter, wie z.B. der Wasserdampfdiffusionswiderstand  $\mu$  können deshalb nur für die Konstruktion ungünstigsten Werte in der Berechnung angesetzt werden. Weiters entstehen konstruktionsbedingt Lufträume, in denen sich ein Mikroklima einstellt (Luftraum Faltwerkträger, Zwischenraum BSH-BSP-Rippendecke und Bestandsdecke), deren feuchteschutztechnisches Verhalten mit einer stationären Berechnung nur schwer zu erfassen ist. Folglich sollte die Konstruktion mit einer hygrothermischen Simulationssoftware auf das dynamische Verhalten der Bauteile untersucht werden.

Weiters wären Untersuchungen des gegenwärtigen Mauerwerks der Grazer Gründerzeitblöcke von Interesse. Darin könnten die für diese Arbeit getroffenen Annahmen der Parameter, wie jene der bauphysikalischen Betrachtung und die Annahme der Festigkeit des Mauerwerks, überprüft und die Auswirkungen der Verdichtung auf den Bestand analysiert werden.



## ANHANG A LITERATURVERZEICHNIS

- [1] D. Matzler, A. Ringhofer und G. Schickhofer, Studie zur Verdichtung von Dachräumen von Altbaubeständen mittels modularisiertem Holzwohnbau - Zwischenbericht, Graz, 2019.
- [2] Deutsches Institut für Bautechnik, ETA-06/0009, Europäische Technische Bewertung, Binderholz Brettsperrholz BBS - Massives plattenförmiges Holzbauelement zur Verwendung als tragendes Bauteil in Bauwerken, 2017.
- [3] „GIS-Steiermark - Digitaler Atlas,“ [Online]. Available: [https://gis.stmk.gv.at/atlas/init.aspx?cms=da&karte=emptymap&layout=gisstmk&styles=gisstmk&template=gisstmk&gdiservices=hintergr,gel,dopags\\_tc,opbmgrau,opbm,uctc,opoverlay&sichtbar=\\_ortsplanGru&gdiservices=kat,orient\\_adr](https://gis.stmk.gv.at/atlas/init.aspx?cms=da&karte=emptymap&layout=gisstmk&styles=gisstmk&template=gisstmk&gdiservices=hintergr,gel,dopags_tc,opbmgrau,opbm,uctc,opoverlay&sichtbar=_ortsplanGru&gdiservices=kat,orient_adr). [Zugriff am 16 07 2019].
- [4] A. Malagic, Historic Timber Roof Structures, Assessment and Analysis on example of Roof Structure 'TU Graz Alte Technik', Master thesis, University of Rijeka,, 2019.
- [5] O. Kapfinger und U. Wieler, RIESS WOOD<sup>3</sup> MODULARE HOLZBAUSYSTEME, Wien: SpringerWienNewYork, 2007.
- [6] C. Riccabona und K. Mezera, Baukonstruktionslehre / Baukonstruktionslehre 1, Wien: Manz Verlag Schulbuch GmbH, 2010.
- [7] OIB-Richtlinie 2: Brandschutz: OIB-330.2-011/15, Wien, 2019.
- [8] ÖNORM EN 1992-1-2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln — Tragwerksbemessung für den Brandfall, Wien, 2010-09-01.
- [9] W. M.Willems, K. Schild und S. Dinter, Handbuch Bauphysik - Teil 1 - - Wärme- und Feuchteschutz, Behaglichkeit, Lüftung., Wiesbaden: Vieweg & Sohn Verlag, 2006.
- [10] ÖNORM EN ISO 6946 - Bauteile und Bauelemente — Wärmedurchlasswiderstand und Wärmedurchgangskoeffizient — Berechnungsverfahren, 2018.
- [11] OIB-Richtlinie 6 - Energieeinsparung und Wärmeschutz, Wien, April 2019.
- [12] ÖNORM B 8110-2; Wärmeschutz im Hochbau, Teil 2: Wasserdampfdiffusion und Kondensationsschutz, Wien, 2003-07-01.
- [13] ÖNORM EN ISO 13788 - Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Bauteilen und Bauelementen — Raumseitige Oberflächentemperatur zur Vermeidung kritischer Oberflächenfeuchte und Tauwasserbildung im Bauteilinneren — Berechnungsverfahren, Wien, 2013.
- [14] ÖNORM B 8110-7: Wärmeschutz im Hochbau — Teil 7: Tabellierte wärmeschutztechnische Bemessungswerte, 2013.
- [15] R. Popatnig, Dachausbau im historischen Bestand Rahmenbedingungen, Bestandsanalyse und statische Bearbeitung am Beispiel der "Alten Technik", Masterarbeit, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie., 2018.
- [16] D. Matzler, Verdichtungskonzepte mit BSP Raumzellen in urbanen Entwicklungszonen - Masterarbeit, Graz, 2020.

- [17] T. Bogensperger, focus\_sts\_2.2.3\_1 - Darstellung und praxistaugliche Aufbereitung für die Ermittlung mitwirkender Plattenbreiten von BSP-Elementen - Forschungsbericht, Graz: holz.bau forschung gmbh, 2013.
- [18] OIB-Richtlinie 3: Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz: OIB-330.3-007/19, Wien, 2019.
- [19] ÖNORM EN 1991-1-1: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke: Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen — Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, 2011.
- [20] ÖNORM B 1991-1-1: Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen — Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau, 2011.
- [21] ÖNORM EN 1991-1-3, Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen — Schneelasten, 2016.
- [22] ÖNORM B 1991-1-3, Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten, 2013.
- [23] ÖNORM EN 1991-1-4, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten, 2011.
- [24] ÖNORM B 1991-1-4, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten, 2013.
- [25] ÖNORM EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, 2013.
- [26] ÖNORM B 1995-1-1: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten: Teil 1-1: Allgemeines — Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, 2019.
- [27] G. Schickhofer, T. Bogensperger und T. Moosbrugger, BSPhandbuch: Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz, Verlag der Technischen Universität Graz, 2010.
- [28] T. Bogensperger und G. Silly, Zweiachsige Lastabtragung von Brettsperrholzplatten, Ernst & Sohn; Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG. Bautechnik 91, Heft 10, Seite 742 – 752., 2014.

# ANHANG B STATISCHE BERECHNUNG DER „FALTWERK“-LÖSUNG

# Anhang B:

## Statische Berechnung „Faltwerk“-Lösung

Auftraggeber

**Amt der Steiermärkischen Landesregierung  
Abteilung 15 Energie, Wohnbau, Technik**

Verfasst von

**Institut für Holzbau und Holztechnologie,  
Technische Universität Graz  
Inffeldgasse 24/I | 8010 Graz**

Dipl.-Ing. Dominik Matzler, BSc.

Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Ringhofer, BSc.

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

Graz, August 2020



Im Anhang B des Endberichts der „Studie zur Verdichtung von Dachräumen von Altbaubeständen mittels modularisiertem Holzwohnbau“ wird das beschreibende Verdichtungskonzept der „Faltwerk“-Lösung statisch berechnet. Dabei kann dieser Anhang als eigenständiger Teil angesehen werden, weshalb sich Abschnitt Kapitel 1: teilweise wiederholt.

Vorweg ist zu erwähnen, dass der nachfolgenden Anhang B bereits im der Masterarbeit „Verdichtungskonzepte mit BSP Raumzellen in urbanen Entwicklungszonen“ in „KAPITEL 5: statische Berechnung „Faltwerk-Lösung“ veröffentlicht wurden. Auf Grund der Formatierung wird in weiterer Folge auf die Zitierung verzichtet.





# Inhaltsverzeichnis

<b>KAPITEL 1: EINFÜHRUNG .....</b>	<b>3</b>
1-1 Begriffsbezeichnung .....	5
1-2 Geometrie.....	6
1-3 Verwendete Holzwerkstoffe .....	8
<b>KAPITEL 2: LASTENANNAHME .....</b>	<b>9</b>
2-1 Ständige Einwirkungen.....	9
2-1.1 Veränderliche Einwirkungen.....	11
2-1.2 Außergewöhnliche Bemessungssituation.....	16
2-2 Lastfälle und Lastfallkombinationen .....	20
2-2.1 Lastfälle.....	20
2-2.2 Lastfallkombinationen.....	20
2-3 Modellbildung und Nachweisverfahren.....	21
2-3.1 Brettsperrholz.....	21
2-3.2 Definition Steifigkeitseigenschaften .....	22
2-3.3 Lagerbedingungen.....	25
2-3.4 Grenzzustand der Tragfähigkeit .....	27
2-3.5 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	33
2-4 Bemessung und Ergebnisse.....	38
2-4.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit .....	38
2-4.2 Gebrauchstauglichkeit.....	41
2-5 Verbindungen und Details .....	46
2-5.1 Axial beanspruchte Verbindungsmittel .....	46
2-5.2 Lateral beanspruchte Verbindungsmittel.....	49
2-5.3 Verschiebemoduln von Verbindungsmittel.....	53
2-6 Verwendete Verbindungsmittel .....	54
2-7 Verbindungen Übersicht .....	55
2-8 Berechnung der Tragfähigkeit pro Verbindungs-mittel.....	56
2-8.1 Detail A – „Seitenwand“ .....	56
2-8.2 Detail B1 – „Schraubenkreuz 90°“.....	60
2-8.3 Detail B2 – „Schraubenkreuz 45°“.....	66
2-8.4 Detail C – „Stoßdeckungsleiste“ .....	70
2-8.5 Detail D – „Versatz“ .....	73
2-8.6 Detail E – „First“ .....	76
2-8.7 Detail F – „Schott-links/rechts“ .....	81
2-8.8 Detail G – „Schott unten“.....	84
2-9 Nachweis Verbindungen.....	87
2-9.1 Input: Berechnung einer resultierenden Liniengelenkskraft .....	87
2-9.2 Input: kombinierte Beanspruchung .....	88
2-9.3 Nachweis: Detail A – „Seitenwand“ .....	89
2-9.4 Nachweis: Detail B1 – „Schraubenkreuz 90°“ .....	89
2-9.5 Nachweis: Detail B2 – „Schraubenkreuz 45°“ .....	90
2-9.6 Nachweis: Detail C – „Stoßdeckungsleiste“ .....	91
2-9.7 Nachweis: Detail D – „Versatz“ .....	96
2-9.8 Nachweis: Detail E – „First“ .....	98
2-9.9 Nachweis: Detail F – „Schott-links/rechts“.....	100

2-9.10	Nachweis: Detail G – „Schott unten“ .....	102
2-10	Sonstige Nachweise.....	103
2-10.1	Theorie-Input: Mauerwerk.....	103
2-10.2	Bemessungskonzept Sylomer® und Sylodyn®.....	106
2-10.3	Nachweise: Faltwerkträger .....	108
2-10.4	Nachweise: BSP/BSH – Rippendecke.....	111
<b>ANHANG A</b>	<b>LITERATURVERZEICHNIS.....</b>	<b>I</b>
<b>ANHANG B</b>	<b>SCHNITTKRAFTVERLÄUFE BSP-ELEMENTE .....</b>	<b>IV</b>

# KAPITEL 1: EINFÜHRUNG

Im Rahmen dieser Studie die Faltwerkkonstruktion am Beispiel des Dachstuhles des Gartentraktes der Alten Technik der Technischen Universität Graz auf Basis einer vorliegenden Bauaufnahme [1] statisch-konstruktiv untersucht.

Beim Tragwerk des gegenwärtigen Dachstuhles des Gartentraktes handelt es sich auch wie beim Ost- und Westtrakt [2] um einen asymmetrischer Pfettendachstuhl mit doppeltem Hängewerk beschreiben werden (siehe Abbildung 1.1). Die Fußpfetten liegen beidseitig auf unterschiedlich hohen Kniestockmauern auf.

In Abbildung 1.2 ist das Verdichtungskonzept „Faltwerk“-Lösung anstelle des gegenwärtigen Dachtragwerkes dargestellt. Dabei ist ersichtlich, dass mehr Wohnraum durch dieses Verdichtungskonzept entsteht als im Vergleich zu einem konventionellen Dachgeschossausbau.

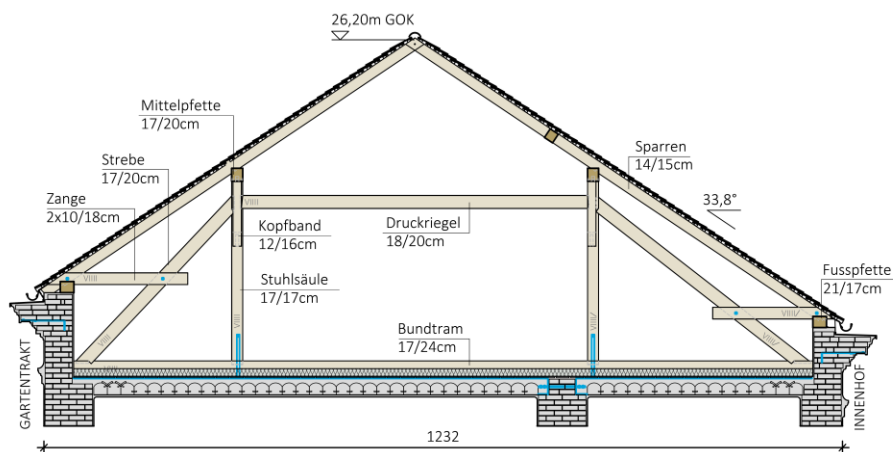


Abbildung 1.1 Schnitt der gegenwärtigen Dachkonstruktion

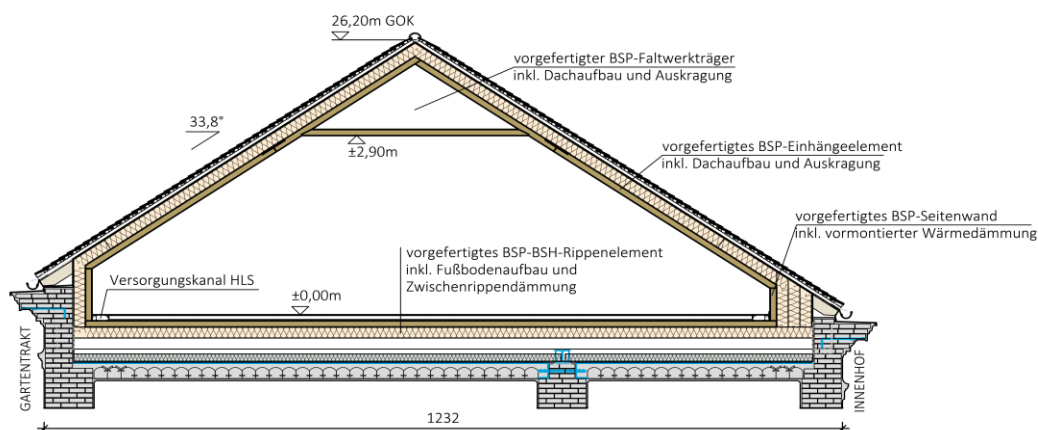


Abbildung 1.2 Schnitt der untersuchten Konstruktion

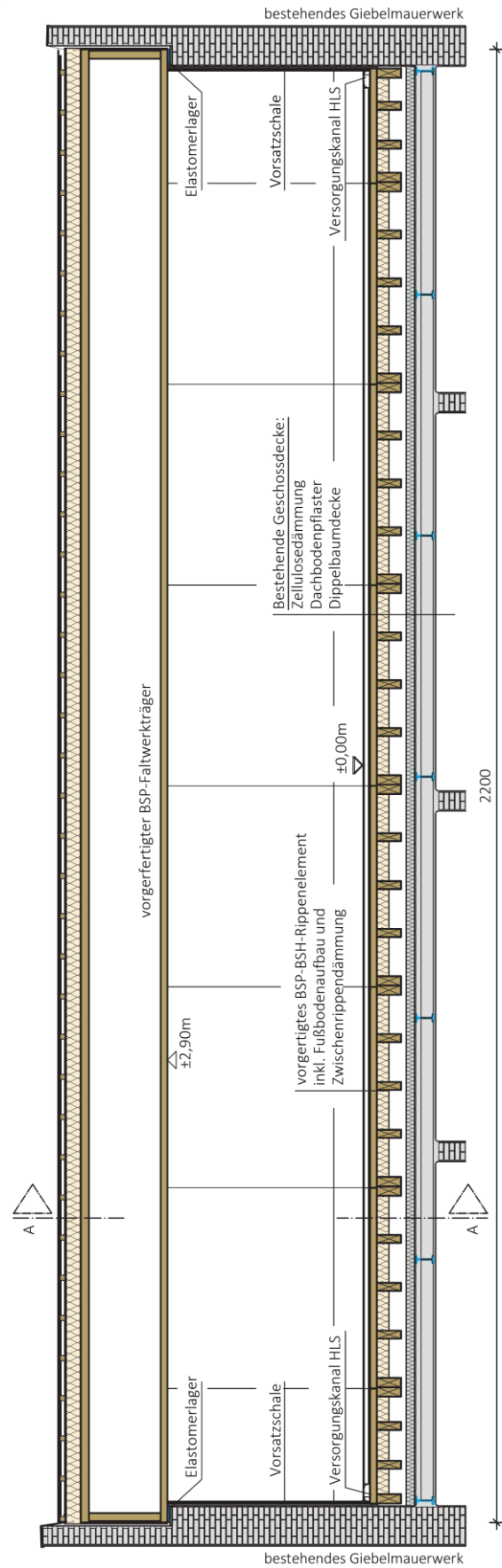


Abbildung 1.3 Längsschnitt entlang der Firstlinie der Faltwerkkonstruktion

## 1-1 BEGRIFFSBEZEICHNUNG

Einführend sollen die wesentlichen Bauteilbezeichnungen der Faltwerkskonstruktion anhand von Abbildung 1.4 gezeigt und erläutert werden.

Die Trägerkonstruktion mit dreieckigem Querschnitt, welche von Giebelwand zu Giebelwand gespannt wird, wird als „*Faltwerkträger*“ bezeichnet, nach welchem die Bezeichnung des Aufstockungskonzepts gewählt wurde. Zur Beschreibung der Bauteile des Faltwerksträgers werden die Ausdrücke eines gleichschenkeligen Dreiecks verwendet. Die Flächen, die sich am Firstpunkt schneiden, werden als „*Schenkel*“ bezeichnet. Die horizontale Fläche wird als „*Basis*“ bezeichnet. Die Haupttragrichtung der Faltwerksschenkel orientiert sich in Firstrichtung der Konstruktion (siehe Spannrichtungspfeile in Abbildung 1.4). Die Haupttragrichtung der Basis hingegen ist um 90° gedreht (Abbildung 1.4). Die Auflagersteife innerhalb des Faltwerksträger wird als *Schott* bezeichnet. Hierbei ist die Decklage des Brettspertholzes vertikal orientiert.

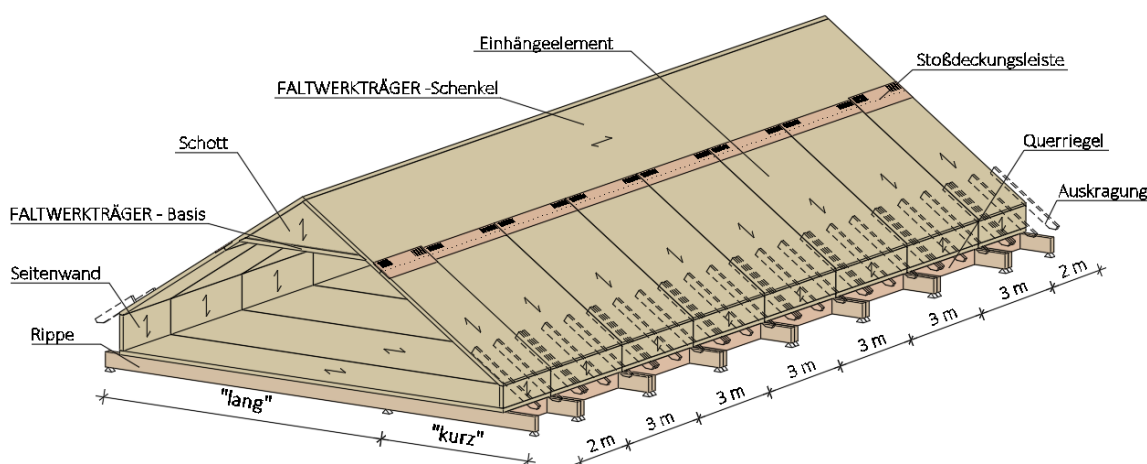


Abbildung 1.4 Darstellung der „Faltwerk“-Konstruktion mit Benennung der Bauteile.

Bei der BSH-BSP-Rippendecke werden die Bauteile in „*Deckplatte*“ (BSP) und „*Rippe*“ (BSH) untergliedert. Die Haupttragrichtung der BSP-Deckplatte ist parallel zur Hauptachsrichtung der BSH-Rippen.

Die geneigten Elemente, an welchen der Dachvorsprung (die sog. Auskragung) bereits vormontiert ist, wird als „*Einhängeelement*“ bezeichnet. Dieses liegt am Faltwerkträger und der Seitenwand auf. Die Haupttragrichtung der Einhängeelemente ist zur Firstrichtung um 90° gedreht.

Die vertikalen BSP-Bauteile, die zum seitlichen Raumabschluss dienen, werden als „*Seitenwand*“ bezeichnet, wobei deren Haupttragrichtung vertikal verläuft. Diese Seitenwand lagert auf der BSH-BSP-Rippendecke auf und bildet dem Einhängeelement ein Auflager. Die Orientierung der obersten Decklage ist in Z-Richtung.

## 1-2 GEOMETRIE

### ABMESSUNG RIPPENDECKE

Die Auflagerpunkte der BSH-BSP-Rippendecken sind, wie beschrieben, durch die Belastung der vertikalen durchgehenden Wandscheiben des bestehenden Mauerwerks vordefiniert. Somit liegt in diesem Fall ein unsymmetrisches System mit Spannweiten von 7,72 m und 4,08 m vor (siehe Abbildung 1.5).

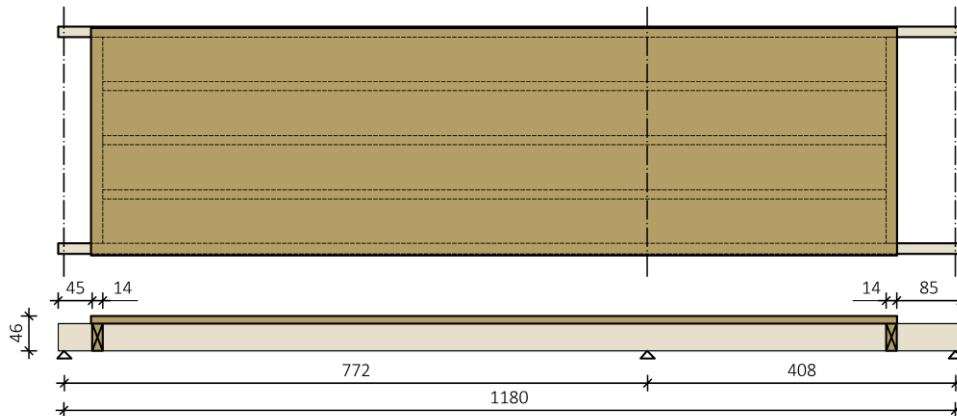


Abbildung 1.5 *BSP-BSH-Rippendecken im Schnitt, Einheiten in [cm]*

Zur Schaffung möglichst gleicher Elemente wurden vorab 2 Deckentypen definiert (2 m - und 3 m – BSH-BSP-Rippenelement, siehe Abbildung 1.6). Die Bauteildicken der BSP-Platte und BSH-Rippen wurden zur einfacheren Fertigung und Montage mit denselben Abmessungen gewählt. Durch Variation des Abstandes der Rippen wurde eine möglichst gleiche Durchbiegung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angestrebt. Die innenliegenden BSH-Rippen ( $b/h = 120/360$  mm) werden an einen auflagenahen Querriegel mit Hilfe von Systemverbindern angeschlossen. Die Querriegel leiten folglich die Kräfte an die außenliegenden BSH-Rippen ( $b/h = 140/360$  mm) weiter, welche wiederum die Kräfte in Mauerwerk einleiten.

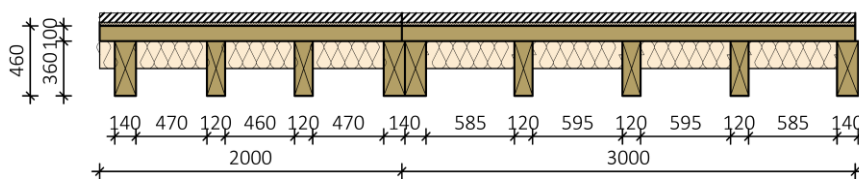


Abbildung 1.6 *Querschnittsabmessungen BSP-BSH-Rippenelement, Einheiten in [mm], nach [3]*

### ABMESSUNG FALTWERKSTRÄGER

Hinsichtlich der BSP-Plattenbreite ist die Basis des Falwerkträgers mit der Breite von 3,5 m für die Auslegung der Geometrie maßgebend. Für die Länge der BSP-Platte wurde die maximal zugelassene Länge von 22m gewählt, welche aus der Europäischen Technischen Bewertung ETA-06/0009 [4] entnommen wurde. Bezüglich der Spannweite von 22 m ergibt sich ein gedrungener Querschnitt mit einer Höhe von 1,30 m (siehe Abbildung 1.7). Dadurch werden höhere Verformungen im Vergleich zum klassischen Euler-Bernoulli-Balken durch der zusätzlichen Schub-Deformation erwartet. Zusätzlich wurden die Falwerk-Schenkel auf die produzierbare Breite überprüft.

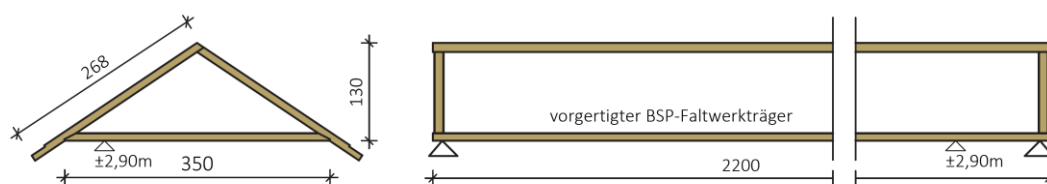


Abbildung 1.7 Querschnittsabmessungen Falterkträger, Einheiten in [cm]

Ein positiver Aspekt der gedrunenen Querschnittsform ist die dadurch resultierende lichte Raumhöhe von 2,90 m. Gemäß OIB-Richtlinie 3 [5] ist für eine solche Baumaßnahme eine lichte Raumhöhe von 2,50 m gefordert, welche somit überschritten wird. Würde in einen späteren Zeitpunkt dem neugeschaffenen Wohnraum eine neue Nutzung zugeführt werden, so könnte die benötigte Gebäudetechnik im vorliegenden Fall unter eine abgehängte Decke installieren werden, wobei trotzdem die geforderte Raumhöhe bestehen bleibt.

## ABMESSUNG EINHÄNGEELEMENT

Da die Firstlinie des gegenwärtigen Dachstuhles am Gartentrakt der Alten Technik der Technischen Universität Graz ausmittig verläuft, ergaben sich unter Beibehalt der Dachform und Ausnutzung der Dachbodenfläche zwei unterschiedliche Spannweiten für die Einhängenelemente. Die Spannweite des maßgebenden Einhängenelements für die Bemessung beträgt 3,61 m. Dieses ist in Abbildung 1.8 dargestellt.

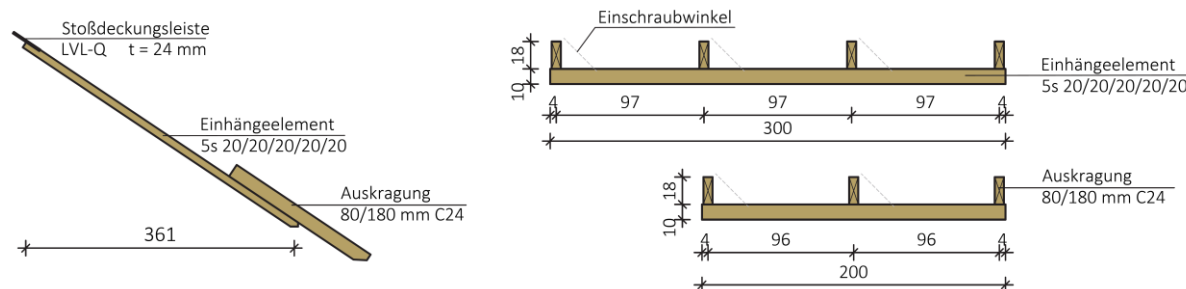


Abbildung 1.8 Einhängenelement mit vormontierter Auskrragung – konstruktive Elemente  
rechts oben: 2 m breites Element; rechts unten: 3 m breites Element.

Wie bei der BSH-BSP-Rippendecke wurden auch beim Einhängenelement zwei Breiten definiert (2 m - und 3 m). Die in Abbildung 1.8 dargestellten Auskragungen zur Ausbildung des Vordaches sind auf diesen Einhängenelementen bereits vormontiert. Dies hat zur Folge, dass in Detail B für die Verbindungsmittelbemessung nicht mehr der volle Laufmeter zur Verfügung steht, wobei dieses Problem in „Nachweis: Detail B2“ berücksichtigt wurde.



## 1-3 VERWENDETE HOLZWERKSTOFFE

In der Faltwerkskonstruktion wurden zusätzlich zu Brettspertholz Brettschichtholz (BSH) ( $\gamma_m = 1,3$ ) [6] und Furnierschichtholz (FSH oder LVL) ( $\gamma_m = 1,2$ ) [6] verwendet. Die charakteristische Baustoffkennwerte für Brettspertholz werden in Tabelle 1 aufgelistet. Zur Vollständigkeit werden die Baustoffkennwerte von den verwendeten Baustoffen Brettschichtholz in Tabelle 1 und für Furnierschichtholz Tabelle 2 angeführt.

**Tabelle 1** Charakteristische Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte sowie Rohdichten für Vollholz ÖNORM EN 338 und Brettschichtholz nach ÖNORM EN 14080 [7]

			Festigkeitsklasse	C24	GL 24c	GL 28c
Festigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Biegung		$f_{m,k}$	24	24	28
	Zug	parallel	$f_{t,0,k}$	14,5	17	19,5
		rechtwinklig	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	
	Druck	parallel	$f_{c,0,k}$	21	21,5	24
		rechtwinklig	$f_{c,90,k}$	2,5	2,5	
	Schub		$f_{v,k}$	4	3,5	
Rollschub		$f_{r,k}$	1,0	1,2		
Steifigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul		$E_{0,mean}$	11000	11000	12000
	Schubmodul		$G_{0,mean}$	690	650	
[kg/m <sup>3</sup> ]	Char. Rohdichte		$\rho_k$	350	365	390
	Mittlere Rohdichte		$\rho_{mean}$	420	400	420

**Tabelle 2** Charakteristische Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte sowie Rohdichten für "Pollmeier Fichte LVL Q"  $24 \leq t \leq 66$  nach Z-9.1-890 [8]

Platten- beanspruchung [N/mm <sup>2</sup> ]	Biegung	parallel	$f_{m,0,flat,k}$	36
		rechtwinklig	$f_{m,90,flat,k}$	8
	Druck		$f_{c,90,flat,k}$	4
	Schub		$f_{v,0,flat,k}$	1,3
Scheiben- beanspruchung [N/mm <sup>2</sup> ]	Biegung		$f_{m,0,edge,k}$	32
			$f_{m,90,edge,k}$	7
	Zug	parallel	$f_{t,0,k}$	25,5
		rechtwinklig	$f_{t,90,edge,k}$	3,5
	Druck	parallel	$f_{c,0,k}$	30
		rechtwinklig	$f_{c,90,edge,k}$	9
Schub		$f_{v,0,edge,k}$	4,1	
Steifigkeits- kennwerte [N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul		$E_{0,mean}$	10600
	Schubmodul		$G_{v,0,edge,mean}$	590
	Schubmodul		$G_{v,0,flat,mean}$	150
[kg/m <sup>3</sup> ]	Char. Rohdichte		$\rho_k$	480
	Mittlere Rohdichte		$\rho_{mean}$	530

## KAPITEL 2: LASTENANNAHME

### 2-1 STÄNDIGE EINWIRKUNGEN

#### Dachaufbau:

Im nächsten Abschnitt wird die flächenbezogene Masse in  $\text{kg/m}^2$  des Dachaufbaues, wie in Abbildung 2.1 dargestellt, berechnet. Für die statische Berechnung wurde der aus Tabelle 3 berechnete Wert aufgerundet und mit  $110 \text{ kg/m}^2$  gewählt.

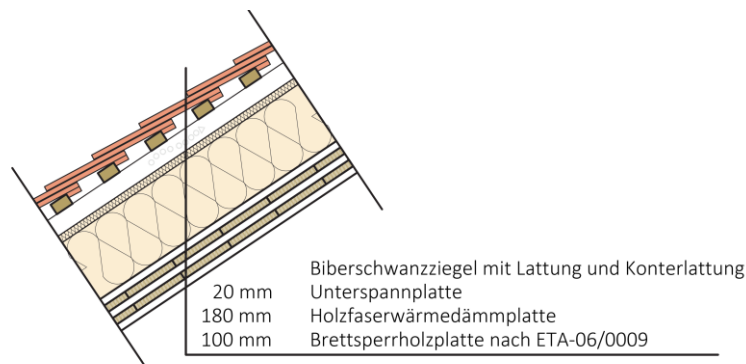


Abbildung 2.1 gewählter Dachaufbau

Tabelle 3 Berechnung der flächenbezogenen Masse in  $\text{kg/m}^2$  des gewählten Dachaufbaus

#	Material / Schicht	d	$\rho$	$\gamma$
		[mm]	$[\text{kg/m}^3]$	$[\text{kg/m}^2]$
1	Brettsperrholz – lt. Statik	-	450	0,0
2	Holzfaserdämmplatte	180	180	32,4
3	Unterspannplatte	20	270	5,4
4	Biberschwanzziegel inkl. Lattung	75	933	70,0
			$\Sigma$	107,8

#### Wandaufbau:

Die flächenbezogene Masse in  $\text{kg/m}^2$  des Dachaufbaues, wie in Abbildung 2.2 dargestellt, wird in Tabelle 4 berechnet. Die Masse, welche im statischen Modell angesetzt wird, wird auf  $40 \text{ kg/m}^2$  gerundet.

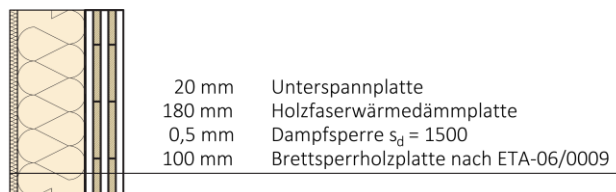


Abbildung 2.2 gewählter Wandaufbau

**Tabelle 4** Berechnung der flächenbezogenen Masse in kg/m<sup>2</sup> des gewählten Wandaufbaus

#	Material / Schicht	d	ρ	γ
		[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> ]
1	Brettsperrholz	-	450	0,0
2	Dampfsperre sd=1500	0,5	0,0013	0,0
3	Holzfaserdämmplatte	180	180	32,4
4	Unterspannplatte	20	270	5,4
			Σ	37,8

**Fußbodenaufbau:**

Die flächenbezogene Masse in kg/m<sup>2</sup> des Fußbodenaufbaues, wie in Abbildung 2.3 dargestellt, wird in Tabelle 5 berechnet. Im Fußbodenaufbau wird auf eine Beschüttung verzichtet, da die Installationsleitungen in dafür vorgesehene Versorgungsschächte geführt werden. Somit bleiben die wasserführenden Leitungen zugänglich und es besteht die Möglichkeit, die Dachverdichtung durch geringen Aufwand der neuen Nutzung anzupassen. Zur vertikalen Luftschalldämmung wird die oberste Geschossdecke mit sogenannten Plattenresonatoren, in Form von Gipsfaserplatten verlegt. Da die Abstände der BSH-Rippen der Rippendecke variieren, wurde deren Eigengewicht im Modell berücksichtigt. Die Masse, welche im statischen Modell angesetzt wird, wird auf 200 kg/m<sup>2</sup> gerundet.



**Abbildung 2.3** gewählter Fußbodenaufbau

**Tabelle 5** Berechnung der flächenbezogenen Masse in kg/m<sup>2</sup> des gewählten Fußbodenaufbaus

#	Material / Schicht	d	ρ	γ
		[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> ]
1	Fliesen	10	2300	23,0
2	Kleber	8	1500	12,0
3	Zementestrich	60	2000	120
4	Folie, PE	0,2	980	0,2
5	Trittschall-Dämmplatte	25	110	2,8
6	BSP/BSP-Rippenelement – lt. Statik	0	450	0,0
7	Holzfaserplatte	180	180	32,4
			Σ	190,4

## 2-1.1 VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN

### 2-1.1.1 Nutzlast

Für den neu geschaffen Raum wurde die Nutzungskategorie C2 „Flächen mit Personenansammlungen - Vorlesungssälen“ nach ÖNORM EN 1991-1-1 [9] gewählt. Diese Annahme wurde deswegen gewählt, da aktuell nicht klar ist, welche Nutzung den Räumlichkeiten zugeführt wird. Des Weiteren ist diese Annahme ein konservativer Ansatz Hinblickend der Erdbebenlasten. Da die Bemessungskombination bei Erdbeben für quasi-ständige Einwirkungen berechnet wird, ist für den Kombinationswert  $\Psi_{2,i}$  für die Nutzungskategorie C ein höherer Wert anzusetzen, als für die Nutzungskategorie A bzw. B. Damit liegen die Annahmen auf der sicheren Seite.

Die anzusetzende Flächenlast  $q_k$  wurde folglich mit **4,0 kN/m<sup>2</sup>** angesetzt.

Für das Dach nach [9] wurde die Nutzungskategorie H gewählt. Das Nutzungsmerkmal „Nicht zugängliche Dächer außer für übliche Unterhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen“ stimmt mit der vorliegenden Situation überein und darf für diese veränderliche Belastung, bei üblichen Unterhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen, vernachlässigt werden.

### 2-1.1.2 Schneelast

Die Schneelast wurde lt. ÖNORM EN 1991-1-3 5.2.(3) a) [10] und nach dem zugehörigen nationalen Anhang ÖNORM B 1991-1-3 [11] bestimmt.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.1)$$

Dabei sind:

s .....	Schneelast auf dem Dach [kN/m <sup>2</sup> ];	
$\mu_i$ .....	Formbeiwert für Schneelasten:	$\mu_i = 0,8$ ;
.....	(Konservative Annahme: Schneegitter am Dach);	
$C_e$ .....	Umgebungskoeffizient:	$C_e = 1,0$ ;
$C_t$ .....	Temperaturkoeffizient:	$C_t = 1,0$ ;
$s_k$ .....	charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Boden (für Graz – Zentrum; Seehöhe 369 m, Lastzone 2):	$s_k = 1,65 \text{ kN/m}^2$ .

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,65 = \underline{\underline{1,32 \text{ kN/m}^2}} \quad (2.2)$$

Bei einer Aufstockung innerhalb der gegenwärtigen Dachform, sind zusätzlich zur Vollbelastung die asymmetrische Laststellungen für Satteldächer zu untersuchen:

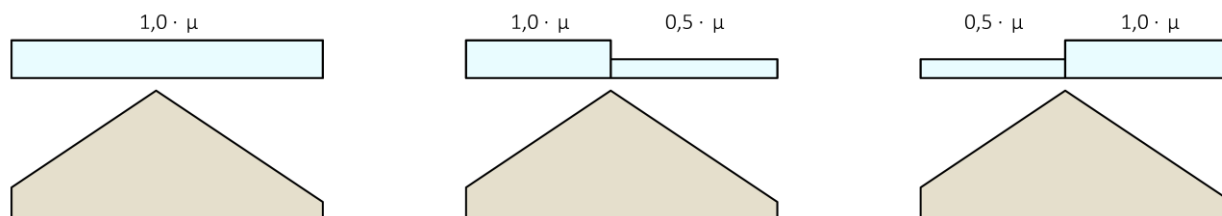


Abbildung 2.4 Laststellungen der Schneelast auf Satteldächer lt. ÖNORM EN 1991-1-3 [10].

### 2-1.1.3 Windlast

Die Windlast wurde lt. ÖNORM EN 1991-1-4 [12] und laut den zugehörigen nationalen Anhang ÖNORM B 1991-1-4 [13] bestimmt.

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2.3)$$

Dabei sind:

$q_p(z_e)$  ...Böengeschwindigkeitsdruck  
 $z_e$  Bezugshöhe für den Außendruck  
 $c_{pe}$  Beiwert für den Außendruck

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (2.4)$$

Dabei sind:

$q_p(z_i)$  ...Böengeschwindigkeitsdruck  
 $z_i$  Bezugshöhe für den Innendruck  
 $c_{pi}$  Beiwert für den Innendruck

$$w_{mittel} = w_e - w_i \quad (2.5)$$

$$w_{mittel} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} - q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (2.6)$$

$$w_{mittel} = (c_{pe} - c_{pi}) \cdot q_p(z) \quad (2.7)$$

Für die Innendruckbeiwerte für Wohn- und Bürogebäude können nach ÖNORM EN 1994-1-4 Abs.7.2.9

$$c_{pi,min} = -0,3$$

$$c_{pi,max} = +0,2$$

angenommen werden.

### **BEIBEHALT DER GEGENWÄRTIGEN DACHFORM**

Geometrie:  $h = 26,2$  m,  $b = 66$  m;  $d = 12,90$  m

$$h \leq b \rightarrow z_e = h = 26,2$$
 m

Berechnung des Böengeschwindigkeitsdruckes lt. ÖNORM B 1991-1-4 für den Standort Graz ( $q_{b,0} = 0,26$  kN/m<sup>2</sup>) und Geländeklasse IV:

$$q_p(z_e) = 1,2 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,38} \cdot q_{b,0} = 1,2 \cdot \left(\frac{26,2}{10}\right)^{0,38} \cdot 0,26 = \underline{\underline{0,45 \text{ kN/m}^2}} \quad (2.8)$$

### **Windangriff auf Dachflächen**

Windrichtung senkrecht zum First: Nord-Süd

Geometrie:  $h = 26,2$  m,  $b = 66$  m;  $d = 12,90$  m Dachneigung = 34 °

Die Einteilung der Dachflächen gemäß ÖNORM EN 1991-1-4, Bild 7.8 ist in Abbildung 2.5 dargestellt.

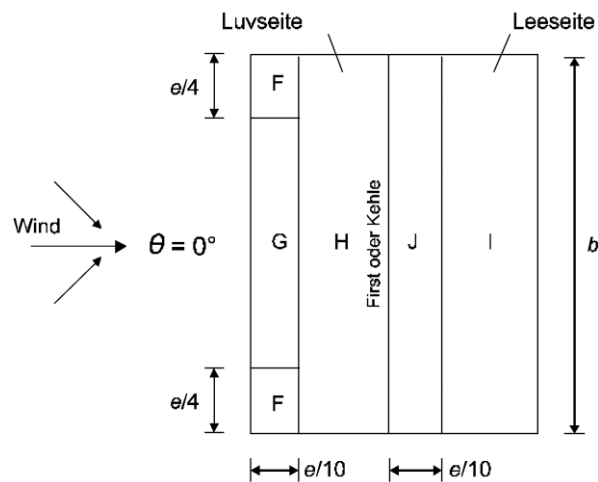
$$e = \min(b; 2h) = (66 \text{ m}; 2 \cdot 26,2 \text{ m}) = 52,4 \text{ m}$$

Für die Berechnung der Windlasten bei Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform werden, aufgrund der Geometrie, nur die Bereiche G, H, I und J herangezogen.

Da Dachneigung beträgt  $34^\circ$ , werden die Außendruckbeiwerte  $c_{pe,10}$  interpoliert:

**Tabelle 6** Interpolation der Außendruckbeiwerte für Sattel- und Trogdächer quer zur Firstrichtung (Anströmrichtung  $\Theta=0^\circ$ ) lt. [Eurocode] Tabelle 7.4a

$\alpha$	minimale Werte				maximale Werte			
	G	H	I	J	G	H	I	J
$30^\circ$	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5	+0,7	+0,4	+0,0	+0,0
$34^\circ$	-0,4	-0,1	-0,3	-0,4	+0,7	+0,5	+0,0	+0,0
$45^\circ$	+0,0	+0,0	-0,2	-0,3	+0,7	+0,6	+0,0	+0,0



**Abbildung 2.5** Einteilung der Dachflächen bei Sattel- und Trogdächern (Anströmrichtung  $\Theta=0^\circ$ ) [12]

Nun wird die einwirkende Windlast nach Formel (2.7) berechnet. Dabei wird zwischen Fall 1 (positiver Innendruck) und Fall 2 (negativer Innendruck) unterschieden:

**Fall 1:**

$$w_{G,min} = [-0,40 - 0,20] \cdot 0,45 = -0,27 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{H,min} = [-0,10 - 0,20] \cdot 0,45 = -0,14 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{I,min} = [-0,30 - 0,20] \cdot 0,45 = -0,23 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{J,min} = [-0,40 - 0,20] \cdot 0,45 = -0,27 \text{ kN/m}^2$$

Da Fall 1 günstig für die Tragstruktur wirkt, wird diese Belastung im Modell vernachlässigt.

**Fall 2:**

$$w_{G,max} = [+0,70 - (-0,30)] \cdot 0,45 = +0,45 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{H,max} = [+0,50 - (-0,30)] \cdot 0,45 = +0,36 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{I,max} = [+0,00 - (-0,30)] \cdot 0,45 = +0,14 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{J,max} = [+0,00 - (-0,30)] \cdot 0,45 = +0,14 \text{ kN/m}^2$$

Windrichtung in First-Richtung: Ost-West

Geometrie:  $h = 26,2 \text{ m}$ ,  $b = 12,90 \text{ m}$ ;  $d = 66 \text{ m}$

$e = \min(b; 2h) = \min(12,9 \text{ m}; 2 \cdot 26,2 \text{ m}) = 12,9 \text{ m}$

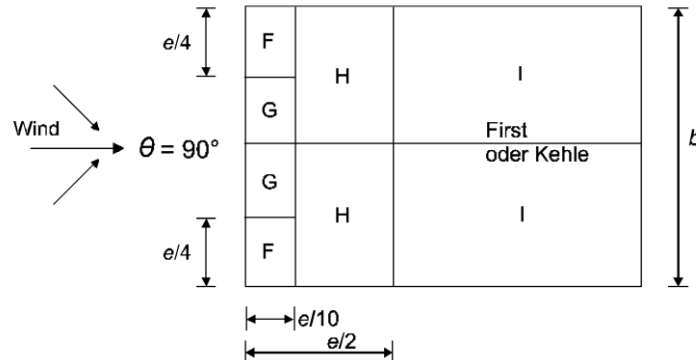


Abbildung 2.6 Einteilung der Dachflächen bei Sattel- und Trogdächern (Anströmrichtung  $\Theta=90^\circ$ ) [12]

Für die Berechnung der Windlasten unter Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform werden aufgrund der Geometrie nur die Bereiche G, H und I herangezogen.

Die Dachneigung beträgt  $34^\circ$ , die dazugehörigen Werte werden interpoliert.

Tabelle 7 Interpolation der Außendruckbeiwerte und Außenwinddrücke, längs zur Firstrichtung (Anströmrichtung  $\Theta=90^\circ$ ) lt. [Eurocode] Tabelle 7.4b

$\alpha$	G	H	I
$30^\circ$	-1,4	-0,8	-0,5
$34^\circ$	-1,4	-0,8	-0,5
$45^\circ$	-1,4	-0,9	-0,5

$$w_G = [-1,40 - 0,20] \cdot 0,45 = -0,72 \text{ kN/m}^2$$

$$w_H = [-0,80 - 0,20] \cdot 0,45 = -0,45 \text{ kN/m}^2$$

$$w_I = [-0,50 - 0,20] \cdot 0,45 = -0,32 \text{ kN/m}^2$$

Diese Einwirkung entlastet das System, weshalb diese vernachlässigt wird. Trotzdem sollte der Fall „Abheben der Dachdeckung“ überprüft werden. Biberschwanzziegel wiegen mit einem Format von  $155 \text{ mm} \times 375 \text{ mm}$  und  $180 \text{ mm} \times 380 \text{ mm}$ , je nach Verlegung, zwischen  $0,65 \text{ kN/m}^2$  und  $0,90 \text{ kN/m}^2$  [14]. Somit ist der Nachweis im Bereich G ( $1,5 \cdot 0,72 / (1,35 \cdot 0,65) = 1,2 \leq 1$ ) nicht erfüllt und die Ziegel sind auf Abheben zu sichern.

## Windangriff auf Stirnseite Faltwerkträgers

Windrichtung in First-Richtung: Ost-West

Geometrie:  $h = 26,2 \text{ m}, b = 13,30 \text{ m}; d = 66 \text{ m}$

$$e = \min(b; 2h) = \min(13,3 \text{ m}; 2 \cdot 26,2 \text{ m}) = 13,3 \text{ m}$$

$$e < d \rightarrow 13,3 \text{ m} < 66 \text{ m} \checkmark$$

$$\frac{h}{b} = \frac{26,2}{13,3} = 1,97; \frac{d}{b} = \frac{66}{13,3} = 4,96$$

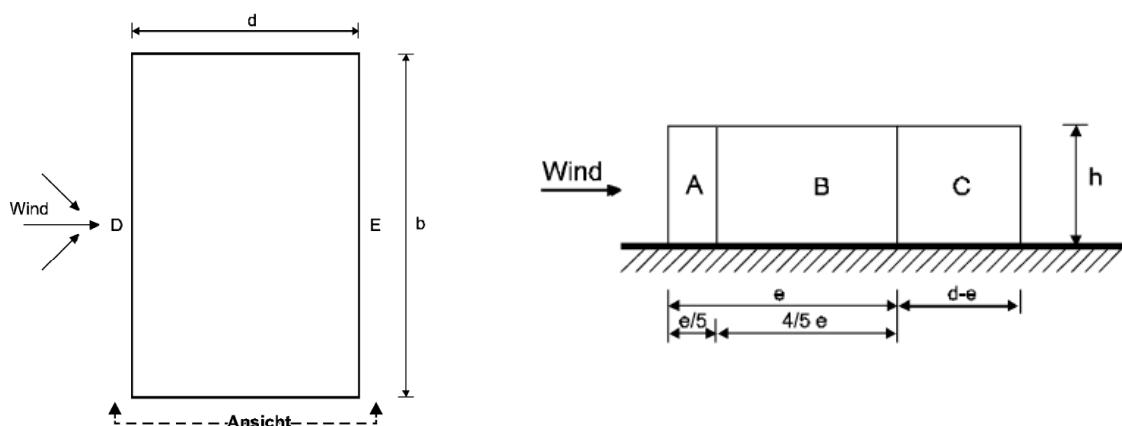


Abbildung 2.7 Einteilung der Wandflächen bei vertikalen Wänden für  $e < d$

Da die Stinfläche des Faltwerkträgers kleiner ist als  $10\text{m}^2$  so ist der der Außendruckbeiwert  $c_{pe,10}$  für die Luvfläche D gemäß ÖNORM B 1991-1-4 Tabelle 4 [13] mit folgender Formel zu berechnen:

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log_{10} A \quad (2.9)$$

Dabei sind:

- $c_{pe,10} = 0,80$  .....Außendruckbeiwert für  $10\text{m}^2$  Lasteinflussflächen
- $c_{pe,1} = 1,25 \cdot c_{pe,10}$  .....Außendruckbeiwert für  $10\text{m}^2$  Lasteinflussflächen
- $A$  .....Stirnfläche  $A = 1,55 \cdot 4,40/2 = 3,49 \text{ m}^2$ ,

$$c_{pe} = 1,25 \cdot 0,8 - (1,25 \cdot 0,8 - 0,8) \cdot \log_{10} 3,49 = 0,89$$

Mit dem berechneten  $c_{pe}$ -Druckbeiwert ergeben sich lt. (2.7) folgender Winddruck:

$$w_D = [0,89 - (0)] \cdot 0,45 = + 0,40 \text{ kN/m}^2$$



## 2-1.2 AUßERGEWÖHNLICHE BEMESSUNGSSITUATION

Zusätzlich zu den vorhin beschriebenen Lastfällen wird die außergewöhnliche Bemessungssituation Erdbeben betrachtet. Der Schwerpunkt liegt dabei auf die Berechnung der BSP-Elemente und der Verbindungsmittel. Somit wird als Vereinfachung auf die Mauerwerksnachweise der darunterliegenden Geschosse verzichtet.

### 2-1.2.1 Erdbeben

In ÖNORM EN 1998-1 wird die „sehr geringe Seismizität“ als Untergrenze der Notwendigkeit einer Erdbebenbemessung angeführt. Überschreitet die ermittelte Bemessungsbodenbeschleunigung  $a_g > 0,39 \text{ m/s}^2$  bzw. das Produkt  $a_g \cdot S > 0,49 \text{ m/s}^2$ , ist der Erdbebennachweis zu erbringen. Die Stadt Graz liegt nach B 1998-1 in der Zone 1, der Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung  $a_{gR}$  beträgt  $0,47 \text{ m/s}^2$ . Die Bemessungsbodenbeschleunigung berechnet sich:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (2.10)$$

Dabei sind:

- $a_g$  .....Bemessungswert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A;
- $\gamma_I$  .....Bedeutungsbeiwert;
- $a_{gR}$  .....Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A;

Für das betrachtete Gebäude wurde die Bedeutungskategorie III angenommen (Schulen, Versammlungsräume). Daraus ergibt sich nach ÖNORM EN 1998-1:2013 3.2.1(5) der Bedeutungsbeiwert  $\gamma_I = 1,2$ .

Mit dem gewählten Bedeutungsbeiwert berechnet sich der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung nach (2.10):

$$a_g = 1,2 \cdot 0,47 = 0,564 \text{ m/s}^2 > 0,39 \text{ m/s}^2$$

Der Bodenparameter S wird mit der Annahme Baugrundklasse C (tiefe Ablagerungen von dichten oder mitteldichten Sand, Kies oder steifen Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern) gewählt. Somit ergibt sich der Bodenparameter  $S = 1,15$ . Das Produkt  $a_{gR} \cdot S$  kann wie folgt berechnet werden:

$$a_{gR} \cdot S = 0,47 \cdot 1,15 = 0,54 \text{ m/s}^2 > 0,49 \text{ m/s}^2$$

Da beide berechneten Werte größer als die Untergrenze für die Notwendigkeit einer Erdbebenbemessung sind, ist eine Erdbebenbemessung nicht vernachlässigbar.

Die Einwirkung wird nach ÖNORM EN 1998-1 [15] und mit den nationalen Parametern nach ÖNORM B 1998-1 nach dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren berechnet. Hierbei wird nur der Bereich des bestehenden Gebäudes für die Berechnung der Massen herangezogen, welches sich unterhalb der Fachwerkkonstruktion befindet. Die Aufteilung der Horizontalkomponente der Erdbebeneinwirkung erfolgt nach einer angenommenen Eigenform, die mit der Höhe linear zunimmt. Das elastische Antwortspektrum  $S_e(T)$  für die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung wird nach [15] durch folgende Ausdrücke definiert (siehe Abbildung 2.8):

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.11)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.12)$$

$$T_c \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_c}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (2.13)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_c \cdot T_c}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (2.14)$$

Dabei sind:

- $S_d(T)$  ..... Ordinate des Bemessungsspektrums;
- $T$  ..... Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers;
- $T_B$  ..... untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung;
- $T_c$  ..... obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung;
- $T_D$  ..... Wert, der den Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums definiert;
- $S$  ..... Bodenparameter für Baugrundklasse C,  $S = 1,15$ ;
- $q$  ..... Verhaltensbeiwert;
- $\beta$  ..... Beiwert für den unteren Grenzwert für das horizontale Bemessungsspektrum. Der empfohlene Wert nach [15] für  $\beta$  ist 0,2.

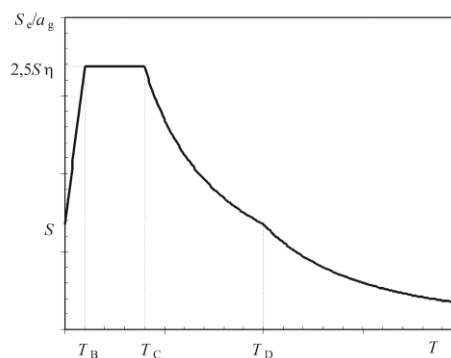


Abbildung 2.8 Form des elastischen Antwortspektrums [15]

Als maßgebende Schwingungsdauer  $T$  des Systems wird der ungünstige Fall im Antwortspektrum  $T_B \leq T \leq T_c$  nach Gleichung (2.12) angenommen. Somit ergibt sich für die Ordinate des Bemessungsspektrums mit dem Verhaltensbeiwert  $q = 1,5$ :

$$S_d(T) = 0,564 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1,081 \text{ m/m}^2$$

In weiterer Folge wird die Gesamterdbebenkraft in jeder horizontalen Richtung, in der das Bauwerk untersucht wird, folgendermaßen berechnet:

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda \quad (2.15)$$

Dabei sind:

- $m$  ..... Gesamtmasse des Bauwerks, oberhalb der Gründung oder über der Oberkante eines starren Kellergeschosses, mit Berücksichtigung der quasi ständigen Lasten aus der Nutzlast;
- $T$  ..... Korrekturbeiwert, mit  $\lambda = 0,85$ , wenn  $T \leq 2 \cdot T_c$  ist.

Für die Berechnung der Gesamtmasse des Bauwerkabschnittes, wie in Abbildung 2.9 dargestellt, wurde folgende Lasten angenommen:

Ständige Lasten:

Decken über KG bis über OG1:	Tramdecke, Schüttung, Belag	3,5 kN/m <sup>2</sup>
Decke über OG2:	Doppelbaumdecke, Schüttung, Dachbodenpflaster	3,0 kN/m <sup>2</sup>
Wände:	Vollziegelmauerwerk	18,0 kN/m <sup>3</sup>

Quasi ständige Lasten:

Nutzlast	$q=4,0 \text{ kN/m}^2 \quad \psi_2=0,6$	2,4 kN/m <sup>2</sup>
----------	---	-----------------------

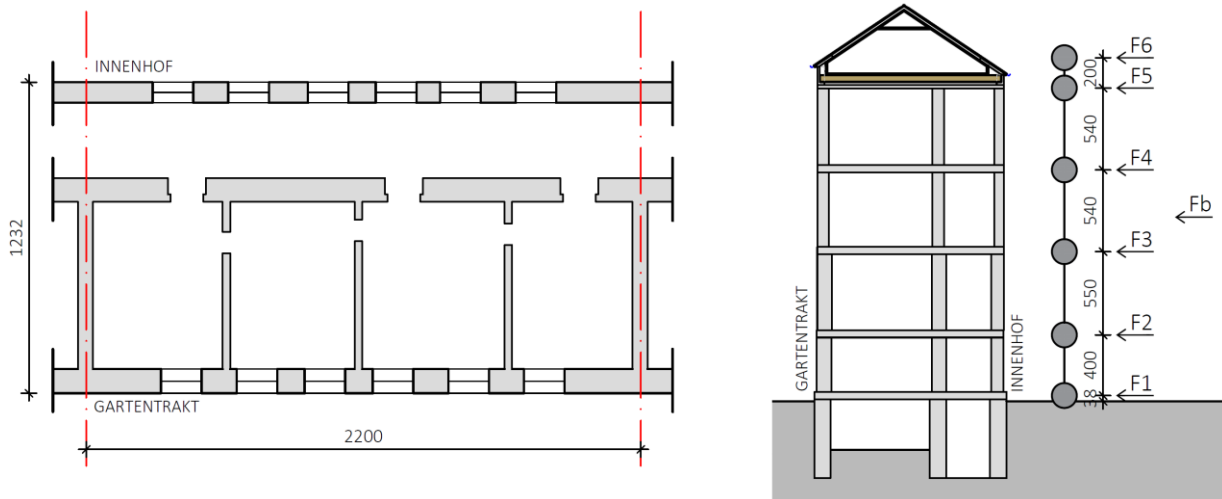


Abbildung 2.9 links Grundriss Massenermittlung, rechts Modell Massenverteilung

Tabelle 8 Berechnung Gesamtmasse Bauwerksabschnitt

Massenpunkt	Höhe	Masse	Massenanteile	
6	z= 22,74 m	66168 kg	Faltwerkkonstruktion + q-s Nutzlast	66168 kg
5	z= 20,68 m	404901 kg	Kniestockmauerwerk	72519 kg
			Decke	94864 kg
			0,5 Wand 3.OG	237518 kg
4	z= 15,28 m	620333 kg	0,5 Wand 3.OG	237518 kg
			Decke + q-s Nutzlast	146456 kg
			0,5 Wand 2.OG	236358 kg
3	z= 9,88 m	679102 kg	0,5 Wand 2.OG	236358 kg
			Decke + q-s Nutzlast	146456 kg
			0,5 Wand 1.OG	296287 kg
2	z= 4,38 m	631504 kg	0,5 Wand 1.OG	296287 kg
			Decke + q-s Nutzlast	129746 kg
			0,5 Wand EG	205471 kg
1	z= 0,38 m	693053 kg	0,5 Wand EG	205471 kg
			Decke + q-s Nutzlast	129444 kg
			0,5 Wand KG	358138 kg
Gesamtmasse		3095061 kg		

Somit berechnet sich aus der Gesamtmasse die Gesamterdbebenkraft  $F_b$  nach (2.15):

$$F_b = 1,081 \cdot 3095061 \cdot 0,85 \cdot 10^{-3} = 2843,90 \text{ kN}$$

Durch die Annahme der Grundeigenform, welche über die Höhe des Bauwerks linear zunimmt, können die Horizontalkräfte mit nachfolgendem Ausdruck berechnet werden:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (2.16)$$

Dabei sind:

$F_i$  .....am Stockwerk  $i$  angreifende Horizontalkraft;

$m_i, m_j$  .....Stockwerksmassen;

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

**Tabelle 9** Aufteilung der Erdbebenkraft auf die Geschoße

Massenpunkt	Höhe	Masse	$z_i \cdot m_i$	$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$
6	z= 22,74 m	66168 kg	1500681,44	146,70 kN
5	z = 20,68 m	404901 kg	8373346,062	818,55 kN
4	z = 15,28 m	620333 kg	9478682,953	926,60 kN
3	z = 9,88 m	679102 kg	6709529,598	655,90 kN
2	z = 4,38 m	631504 kg	2765989,631	270,39 kN
1	z = 0,38 m	693053 kg	263360,0982	25,75 kN
$\Sigma$		3095061 kg	29091590 kg	2843,90 kN

Im Modell wurde die Erdbebenkraft für die Falterwerkstruktur über eine äquivalente Beschleunigung berücksichtigt. Da diese außergewöhnliche Einwirkung für die Bemessung der BSH- und BSP-Bauteile keine maßgebenden Einflüsse hat, wurden die betreffenden Nachweise im Abschnitt 2-4.1 nicht dargelegt.

## 2-2 LASTFÄLLE UND LASTFALLKOMBINATIONEN

In der folgenden Tabelle 10 werden die Lastfälle angeführt, welche bei der statischen Berechnung mit dem FE-Programm „RFEM“ angewandt wurden.

### 2-2.1 LASTFÄLLE

Tabelle 10 Übersicht Lastfälle

Lastfallnr.	Lastfall- Beschreibung
LF1	Eigengewicht + Ausbaulast
LF2	Nutzlast großes Feld
LF3	Nutzlast kleines Feld
LF4	1 kN Punktlast
LF5	Schnee Voll
LF6	Schnee in +X
LF7	Schnee in -X
LF8	Wind in +X
LF9	Wind in -X
LF10	Erdbeben in X-Richtung
LF11	Erdbeben in Y-Richtung

### 2-2.2 LASTFALLKOMBINATIONEN

[16]

Die Lastfälle wurden gemäß ÖNORM EN 1990 [16] kombiniert und für die Berechnung herangezogen. Nachstehend werden die verwendeten Lastfallkombinationsregeln aufgelistet:

#### Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS - „ultimate limit state“)

$$\text{Grundkombination: } \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.17)$$

$$\text{Bemessungssituationen bei Erdbeben: } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.18)$$

#### Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS - „serviceability limit state“)

$$\text{Charakteristische Kombination: } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.19)$$

$$\text{Quasi-ständige Kombination: } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 2} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.20)$$

## 2-3 MODELLBILDUNG UND NACHWEISVERFAHREN

Modelliert und berechnet wurde die Faltwerkskonstruktion mit dem FE-Programm „RFEM“ der Firma Dlubal Software GmbH (siehe Abbildung 2.10). Damit wurden die Platten- und Scheibenschnittkräfte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit berechnet und mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ ausgewertet. Verformungen und Eigenfrequenzen für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wurden zudem mit dem FE-Programm „RFEM“ berechnet. Diese wurden anschließend den geforderten Grenzwerten gegenübergestellt. Die Nachweise der Verbindung sind nicht Bestandteil dieses Kapitels. Diese werde gesondert im Kapitel 2-5 behandelt.

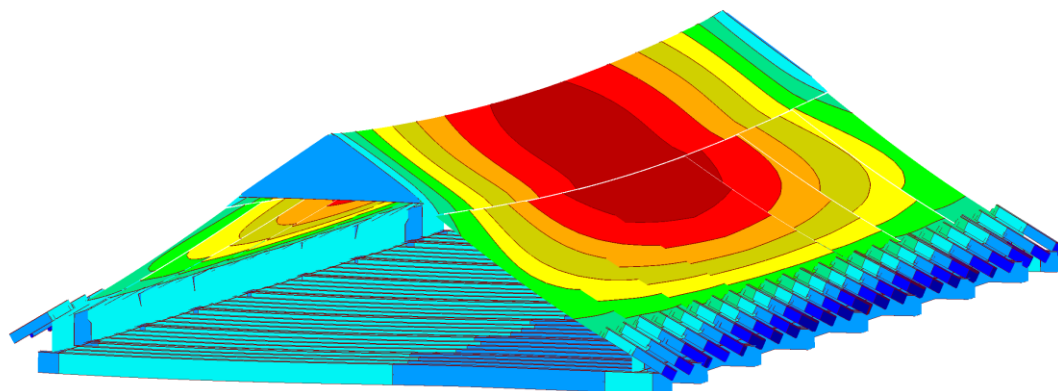


Abbildung 2.10 RFEM – Modell – Verformung unter quasi-ständiger Einwirkung.  
Faktor für Verformung: 16.

### 2-3.1 BRETTSPERRHOLZ

Brettsperrholz (BSP) ist ein mehrschichtig verklebter, flächenhafter Baustoff aus Holz, dessen Faserrichtung der benachbarten Schichten rechtwinklig zueinander orientiert ist (siehe Abbildung 2.11) [17]. Die damit entstehende Orthogonalität des Schichtenaufbau hat positive Eigenschaften auf das Quell- und Schwindverhalten des Holzprodukts. [18]

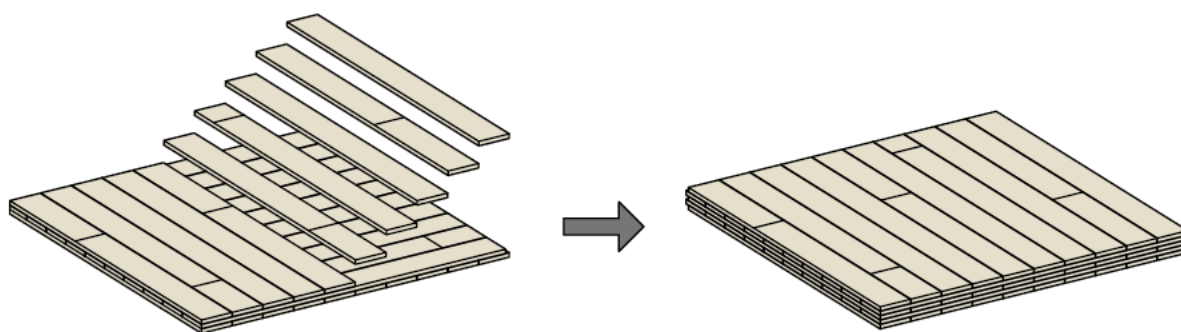


Abbildung 2.11 Aufbau einer 5-schichtigen Brettsperrholzplatte nach [18]

Brettsperrholzplatten bestehen meist aus mindesten drei einschichtigen Platten, deren Querschnittsaufbau zur Mittelebene hin symmetrisch ist. Überwiegend wird BSP aus den Nadelhölzern Fichte Tanne, Kiefer und Lärche produziert. Es gibt auch einen Hersteller der BSP in Birke produziert oder die Oberfläche mit sog. Exzellentlamellen aus Birke Eiche oder Zirbe veredelt. [18] [19]

Je nach Zulassungs- bzw. Anwendungsdokument variieren die max. Breiten bzw. Längen des Brettsperrholzes. Breiten von 2,95 m bis 4,00 m und Längen von 16 m bis 22 m sind die Abmessungen der

Brettspertholzplatten der fünf großen österreichischen Produzenten. [20] In dieser Masterarbeit wurde die Brettspertholzplatte nach ETA-06/0009 [4] hinsichtlich der max. Länge von 22 m gewählt. Die Breite dieser Elemente beträgt nach dem Bewertungsdokument 3,5 m.

## 2-3.2 DEFINITION STEIFIGKEITSEIGENSCHAFTEN

[21] [22] [23]

Die Eingabe der BSP-Querschnitte in das Statikprogramm „RFEM“ erfolgt über die Definition der Steifigkeitsmatrix im Zusatzmodul „RF-LAMINATE“. Die allgemeine Steifigkeitsmatrix einer orthotropen Fläche lautet dort wie folgt:

$$\begin{bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ v_x \\ v_y \\ n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & D_{16} & D_{17} & D_{18} \\ & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & D_{26} & D_{27} & D_{28} \\ & & D_{33} & 0 & 0 & D_{36} & D_{37} & D_{38} \\ & & & D_{44} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & D_{55} & 0 & 0 & 0 \\ & sym. & & & & D_{66} & D_{67} & D_{68} \\ & & & & & & D_{77} & D_{78} \\ & & & & & & & D_{88} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \\ \gamma_x \\ \gamma_y \\ \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

Nachfolgend wird gezeigt, wie sich die einzelnen Elemente der Steifigkeitsmatrix zusammensetzen:

$$D_{11} = \sum (I_i \cdot E_i) + \sum (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) = \sum \left( \frac{b \cdot h^2}{12} \cdot E_i \right) + \sum (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) \quad (2.22)$$

$$D_{22} = \sum (I_i \cdot E_i) + \sum (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) \quad (2.23)$$

$$D_{12} = D_{13} = D_{23} = 0 \quad (2.24)$$

$$D_{33} = \frac{G_{0,mean} \cdot \frac{t_{clt}^2}{12}}{1 + 6 \cdot p_D \cdot \left( \frac{t_{max}}{a} \right)^{q_D}} \quad (2.25)$$

$$D_{44} = \frac{G_{0,mean} \cdot \sum(t_{x,i}) + G_{90,mean} \cdot \sum(t_{y,i})}{\kappa_x} \quad (2.26)$$

$$D_{55} = \frac{G_{90,mean} \cdot \sum(t_{x,i}) + G_{0,mean} \cdot \sum(t_{y,i})}{\kappa_y} \quad (2.27)$$

$$D_{66} = E_{0,mean} \cdot \sum(t_{x,i}) + E_{90,mean} \cdot \sum(t_{y,i}) \quad (2.28)$$

$$D_{77} = E_{0,mean} \cdot \sum(t_{x,i}) + E_{90,mean} \cdot \sum(t_{y,i}) \quad (2.29)$$

$$D_{88} = \frac{G_{0,mean} \cdot t_{clt}}{1 + 6 \cdot p_s \cdot \left(\frac{t_{max}}{a}\right)^{q_s}} \quad (2.30)$$

$$D_{16} = D_{17} = D_{18} = D_{27} = D_{28} = D_{38} = 0 \quad (2.31)$$

Dabei sind:

- $E_i$  ..... Elastizitätsmodul in Faserrichtung nach Tabelle 17;
- $I_i$  ..... Trägheitsmomente in i-Richtung;  
 $i = x$ , entspricht Haupttragrichtung;  $i = y$ , entspricht Nebentragrichtung;
- $G_{0,mean}$  ... Schubmodul in Faserrichtung nach Tabelle 17;
- $G_{90,mean}$ .. Schubmodul senkrecht zur Faserrichtung nach Tabelle 17;
- $t_{CLT}$ ..... Gesamtdicke der Platte;
- $q_i, p_i$  ..... Parameter nach Tabelle 11;
- $\kappa_x, \kappa_y$ ..... Schubkorrekturfaktoren nach Gleichung (2.32) und Gleichung (2.33);
- $\sum t_{x,i}$  ..... Gesamtdicke der Brettlagen in Haupttragrichtung;
- $\sum t_{y,i}$  ..... Gesamtdicke der Brettlagen in Nebentragrichtung;
- $t_{max}$ ..... maximale Brettlagendicke;
- $a$  ..... angenommene Breite der Brettlamellen mit  $a = 150$  mm.

**Tabelle 11** Parameter zur Bestimmung der Schubsteifigkeit  $S_{xy}^*$  und der Drillsteifigkeit  $D_{xy}^*$  nach [6]

Parameter		Schichtenanzahl		
		3	5	7
Schubsteifigkeit	$p_s$	0,53	0,43	
	$q_s$	1,21		
Drillsteifigkeit	$p_D$	0,89	0,67	0,55
	$q_d$	1,33	1,26	1,23

Die Berechnung des Schubkorrekturfaktors erfolgt nach Bogensberger et al. [21]:

$$\frac{\kappa_x}{\sum_i G_{x,i} \cdot t_i} = \frac{1}{B_x^2} \cdot \int_{z=-\frac{t_{CLT}}{2}}^{z=\frac{t_{CLT}}{2}} \left[ \int_{s=-\frac{t_{clt}}{2}}^{s=z} E_x(s) \cdot s \cdot ds \right]^2 \frac{dz}{G_x(z)} \quad (2.32)$$

$$\frac{\kappa_y}{\sum_i G_{y,i} \cdot t_i} = \frac{1}{B_y^2} \cdot \int_{z=-\frac{t_{CLT}}{2}}^{z=\frac{t_{CLT}}{2}} \left[ \int_{s=-\frac{t_{clt}}{2}}^{s=z} E_y(s) \cdot s \cdot ds \right]^2 \frac{dz}{G_y(z)} \quad (2.33)$$

In Bogensberger et al. [21] wurde eine vereinfachte Formel zur Berechnung des Schubkorrekturfaktors erarbeitet. Da die Schubkorrekturfaktoren in etwa proportional zum Verhältnis  $G_{CLT,mean}/G_{r,CLT,mean}$  ansteigen, darf durch lineare Interpolation mit Hilfe von Gleichung (2.34) der Schubkorrekturfaktor abgeschätzt werden:

$$\kappa_{(G_{CLT,mean}/G_{r,CLT,mean})} = \kappa_{10} + \frac{\kappa_{14,4} - \kappa_{10}}{4,4} \cdot \left( \frac{G_{CLT,mean}}{G_{r,CLT,mean}} - 10 \right) \quad (2.34)$$



**Tabelle 12 Schubkorrekturfaktoren  $\kappa$  von BSP mit gleichen Schichtstärken für ein Schubmodulverhältnis von  $G_{CLT,mean}/G_{r,CLT,mean}$  [21]**

Schichtenanzahl	$G_{CLT,mean}/G_{r,CLT,mean}$			
	10,0		14,4	
	$\kappa_x$ Haupttragrichtung	$\kappa_y$ Nebentragrichtung	$\kappa_x$ Haupttragrichtung	$\kappa_y$ Nebentragrichtung
3	4,854	1,440	6,723	1,367
5	4,107	5,316	5,652	7,174
7	3,873	4,364	5,313	5,902

Für das gegebene Schubmodulverhältnis  $690/50 = 13,8$  ergeben sich mit  $\kappa_{10}, \kappa_{14,4}$  aus Tabelle 12 folgende Schubkorrekturfaktoren:

**Tabelle 13 Schubkorrekturfaktoren  $\kappa_{13,8}$  von BSP nach Gleichung (2.35) für ein Schubmodulverhältnis von  $G_{CLT,mean}/G_{r,CLT,mean} = 13,8$**

Schichtenanzahl	$G_{CLT,mean}/G_{r,CLT,mean}$	
	13,8	
	$\kappa_x$ Haupttragrichtung	$\kappa_y$ Nebentragrichtung
3	6,468	1,377
5	5,441	6,921
7	5,117	5,692

Um in Zusatzmodul „RF-Laminat“ auf die gleichen Elemente der Steifigkeitsmatrix zu kommen, wie in (2.26) dargestellt, müssen die Komponenten  $D_{33}$  und  $D_{88}$  mit den Steifigkeitsabminderungsfaktoren  $k_{33}$  und  $k_{88}$  multipliziert werden. Diese lassen sich wie folgt berechnen:

$$k_{33} = \frac{1}{1+6 \cdot p_D \cdot \left(\frac{t_{max}}{a}\right)^{q_D}} \quad (2.36)$$

$$k_{88} = \frac{1}{1+6 \cdot p_S \cdot \left(\frac{t_{max}}{a}\right)^{q_S}} \quad (2.37)$$

Die Faktoren zur Abminderung der Komponenten können im Menüpunkt „Details für Schichtenaufbau bearbeiten“ in „RF-Laminat“ eingegeben werden. Die folgenden Steifigkeitsabminderungsfaktoren wurden für eine Brettbreite  $a = 150$  mm für folgende Aufbauten berechnet:

**Tabelle 14 Steifigkeitsabminderungsfaktoren  $k_{33}$  und  $k_{88}$  nach Formel (2.36) und (2.37)**

Aufbau	5s 20/20/20/20/20	5s 20/30/20/30/20	3s 35/30/35
$t_{max}$	20 mm	30 mm	35 mm
$k_{33}$	0,759	0,654	0,565
$k_{88}$	0,816	0,731	0,647

Die verwendeten Komponenten der Steifigkeitsmatrix sind nachfolgend für den jeweiligen verwendeten Schichtenaufbau aufgelistet:

**Tabelle 15** verwendete Steifigkeitsmatrizen in „RFEM“

	<b>Schichtenaufbau</b>		
	<b>5s 20/20/20/20/20</b>	<b>5s 20/30/20/30/20</b>	<b>3s 35/30/35</b>
<u>Elemente der Steifigkeitsmatrix (Biegung und Torsion)</u>			
D <sub>11</sub>	792,0	1224,0	973,0
D <sub>22</sub>	208,0	504,0	27,0
D <sub>33</sub>	43,6	65,0	32,5
<u>Elemente der Steifigkeitsmatrix (Schub)</u>			
D <sub>44</sub>	7976,2	8308,0	7891,2
D <sub>55</sub>	4422,1	7148,0	17250
<u>Elemente der Steifigkeitsmatrix (Membrane)</u>			
D <sub>66</sub>	720000,0	720000,0	840000,0
D <sub>77</sub>	480000,0	720000,0	360000,0
D <sub>88</sub>	56304,0	60526,8	44643,0

### 2-3.3 LAGERBEDINGUNGEN

[24] [25]

Die Faltwerkskonstruktion wird auf einem Elastomer-Lager schwimmend gelagert. Deshalb wurde im Modell die Lagersteifigkeiten  $C_z$  und  $C_{xy}$  nach „Bemessungskonzept - Sylomer und Sylodyn“ [24] der Firma Getzner angewendet. Dabei werden die Sylodyn-Lager für eine dynamisch optimale Wirksamkeit unter quasi-ständiger Normalspannung definiert. Die Lagersteifigkeiten werden anschließend wie folgt berechnet:

$$C_z = \frac{E_z \cdot A}{t_0} \quad (2.38)$$

$$C_{xy} = \frac{G \cdot A}{t_0} \quad (2.39)$$

Dabei sind:

- $C_z$  ..... vertikale Steifigkeit des Elastomerlagers;
- $C_{xy}$  ..... horizontale Steifigkeit des Elastomerlagers;
- $A$  ..... Belastete Fläche des Lagers;
- $E_z$  ..... E-Modul des Materials für Bemessungen auf Designniveau;
- $G$  ..... Schubmodul;
- $t_0$  ..... unbelastete Lagerdicke.

Im folgenden Unterkapitel werden die vertikalen und horizontalen Federsteifigkeiten für das Linienlager des Faltwerkträgers und des Punktlagers der Rippenelemente berechnet.

## LAGERBEDINGUNGEN FALTWERKRÄGER

Zur Definierung des Elastomer-Lagers wurde die vertikale Linienlagerreaktion unter quasi-ständiger Last berechnet. Die vertikale Auflagerreaktion ist in Abbildung 2.12 unter quasi-ständiger Einwirkungskombination dargestellt.

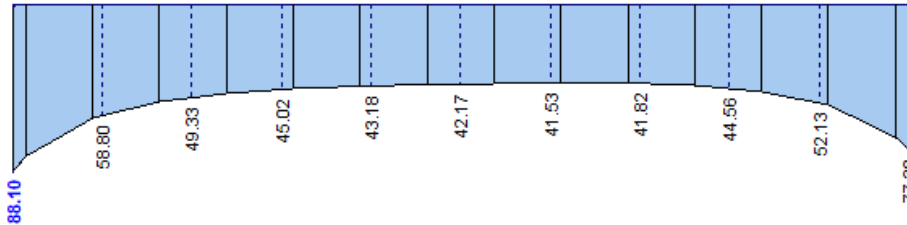


Abbildung 2.12 vertikale Auflagerreaktion unter quasi-ständiger Einwirkungskombination

Die Pressung des Sylodyn-Elastomer-Lagers beträgt unter quasi-ständiger Einwirkung bei der vertikalen Auflagerreaktion von 88,1 kN/m und einer Lagertiefe von 200 mm, 0,44 N/mm<sup>2</sup>. Somit wurde das Elastomer-Lager „Sylodyn NE“ mit dem definierten Einsatzbereich nach dem Datenblatt [25] von 0,75 N/mm<sup>2</sup> gewählt. Somit kann die vertikale und horizontale Federsteifigkeit des Linienlagers des Faltenwerkrägers mit den Gleichungen (2.38) und (2.39) Werkstofftyp „Sylodyn NE“ für die Lagertiefe von 200 mm für einen Laufmeter berechnet werden. Die E-Moduln des Materials  $E_z = 8,34 \text{ N/mm}^2$  und dem Schubmodul  $G = 0,832 \text{ N/mm}^2$  wurden aus dem Bemessungskonzept [24] entnommen.

$$C_z = \frac{8,340 \cdot 200 \cdot 1000}{40} = 41700 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{xy} = \frac{0,832 \cdot 200 \cdot 1000}{40} = 4160 \text{ kN/m}^2$$

## LAGERBEDINGUNGEN RIPPENDECKEN:

Die vertikale Auflagerreaktion des maximal belasteten Sylodyn-Lagers unter quasi-ständiger Einwirkung beträgt 29,48 kN. Bei einer Fläche von 140 x 150 mm beträgt die Pressung 1,40 N/mm<sup>2</sup>. Somit kann das Elastomer-Lager „Sylodyn-NF“ mit dem definierten Einsatzbereich nach dem Datenblatt [25] von 1,50 N/mm<sup>2</sup> gewählt werden. Die vertikale und horizontale Federsteifigkeit der Punktlager können nun mit dem E-Modul des Materials „Sylodyn-NF“  $E_z = 17,80 \text{ N/mm}^2$  und dem Schubmodul  $G = 1,25 \text{ N/mm}^2$  berechnet werden.

$$C_z = \frac{17,80 \cdot 140 \cdot 150}{12,5} = 29904 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{xy} = \frac{1,25 \cdot 140 \cdot 150}{12,5} = 2100 \text{ kN/m}^2$$

## 2-3.4 GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT

[6] [18]

Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden die Schnittkräfte nach Theorie II. Ordnung berechnet, wobei die Steifigkeiten mit dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_m$  abgemindert wurden. Folglich ist der Stabilitätsnachweis mit dem Nachweis der Querschnittstragfähigkeit abgedeckt. Somit kann auf die Nachweise mit dem Ersatzstabverfahren verzichtet werden.

Da der Fokus auf dem Baustoff Brettsperrholz liegt, werden aus Übersichtsgründen nur die Nachweisführung der BSP-Bauteile nach ÖNORM B 1995-1-1 [6] und [18] behandelt. Die Nachweise werden über die Methode der Teilsicherheitsbeiwerte geführt. Der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit berechnet sich wie folgt:

$$R_d = k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (2.40)$$

Hierbei bedeuten:

- $R_d$  ..... Bemessungswert der Beanspruchbarkeit;
- $R_k$  ..... charakteristischer Wert einer Beanspruchbarkeit;
- $\gamma_m$  ..... Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft;
- $k_{mod}$  ..... Modifikationsbeiwert für Lasteinwirkungsdauer und Feuchtegehalt, siehe Tabelle 16.

Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_m$  für das Material Brettsperrholz ist nach [6] mit  $\gamma_m = 1,25$  angesetzt.

Für die BSP-Elemente wurde die Nutzungsklasse 1 (NKL 1) gewählt. Diese findet Anwendung bei vorwiegend geschlossenen und beheizten Räumen. Die Klasse der Lasteinwirkungsdauer wurde für die Deckplatte der BSP-BSH-Rippeendecke mit „mittel“ gewählt, da diese vorwiegend durch vertikale Nutzlasten beansprucht wird. Für alle anderen Brettsperrholzelemente wurde die Klasse der Lasteinwirkungsdauer mit „kurz“ gewählt, da diese durch Schnee- und Eislasten < 1000 m ü NN und statische Windlasten beansprucht werden. [6]

Demnach kann der Modifikationsbeiwert für Lasteinwirkungsdauer und Feuchtegehalt  $k_{mod}$  nach Tabelle 16 gewählt werden.

**Tabelle 16** Werte für  $k_{mod}$  für Vollholz (VH), Brettschichtholz (BSH) und Brettsperrholz (BSP)

Einwirkung	KLED	Nutzungsklassen			
		1	2	3	BSP
Eigengewicht	ständig	0,60	0,60	0,60	-
Lagerstoffe	lang	0,70	0,70	0,55	-
Vertikale Nutzlasten Schnee- und Eislasten > 1000 m ü NN	mittel	0,80	0,80	0,65	-
Schnee- und Eislasten < 1000 m ü NN Statische Windkräfte Horizontale Nutzlasten	kurz	0,90	0,90	0,70	-
Außergewöhnliche Einwirkung	sehr kurz	1,10	1,10	0,90	-

Nachfolgend werden die Gleichungen dargestellt, mit welchen die Baustoffkennwerte für Brettsperrholz auf Designniveau berechnet werden. Für die jeweiligen Festigkeiten lässt sich die Formel (2.40) wie folgt darstellen:

$$\text{Biegefestigkeit} \quad f_{m,CLT,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,CLT,k}}{\gamma_M} \quad (2.41)$$

$$\text{Druckfestigkeit} \quad f_{c,CLT,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,CLT,90k}}{\gamma_M} \quad (2.42)$$

$$\text{Zugfestigkeit} \quad f_{t,CLT,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,CLT,90k}}{\gamma_M} \quad (2.43)$$

$$\text{Schubfestigkeit} \quad f_{v,CLT,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,CLT,k}}{\gamma_M} \quad (2.44)$$

$$\text{Rollschubfestigkeit} \quad f_{r,CLT,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{r,CLT,k}}{\gamma_M} \quad (2.45)$$

$$\text{Torsionsschubfestigkeit} \quad f_{T,node,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{T,node,k}}{\gamma_M} \quad (2.46)$$

Die charakteristischen Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte für Brettsperrholz wurden nach ETA-06/0009 [4] gewählt. Darin wird für die Materialkennwerte der Einzelschichten aus Nadelholz nach EN 338 [26] verwiesen, unter Beachtung des Anhangs 2 und 3 von ETA-06/0009. Die charakteristische Baustoffkennwerte für Brettsperrholz sind für die nachfolgende Berechnung in Tabelle 17 zusammengefasst:

**Tabelle 17** Charakteristische Baustoffkennwerte für Brettsperrholz C24 nach ETA-06/0009 [4] ÖNORM EN 338 [27] und Formelsammlung Teil BSP [28] (mit \* gekennzeichnet)

		Beanspruchung		
Festigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Biegung	$f_{m,k}$	24,0	
	Zug	parallel	$f_{t,0,k}$	14,5
		rechtwinklig	$f_{t,90,k}$	0,4
	Druck	parallel	$f_{c,0,k}$	21,0
		rechtwinklig	$f_{c,90,k}$	2,5
	Schub und Torsion		$f_{v,k}$	2,5
			$f_{v,net,ref}$ *	5,5
		$f_{T,node,k}$ *	2,5	
Rollschub	$f_{r,k}$	1,0		
Steifigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul	parallel	$E_{0,mean}$	12.000
		rechtwinklig	$E_{90,mean}$	370
	Schubmodul	$G_{0,mean}$	690	
	Rollschubmodul	$G_{r,mean}$	50	
[kg/m <sup>3</sup> ]	Char. Rohdichte	Für Schrauben, Nägel und Klammern	$\rho_k$	350
		Für Stabdübel und Bolzen	$\rho_k$	385
	Mittlere Rohdichte	Für Verbindungsmittelsteifigkeiten	$\rho_{mean}$	420
	Wichte		$\gamma_G$	4,5

### 2-3.4.1 Berechnung Tragwiderstände:

Die Berechnung der Schnittkräfte wird mit der Statiksoftware „RFEM“ berechnet. Anschließend wurden die Scheiben- und Plattennachweise mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ durchgeführt. Deshalb erscheint es sinnvoll, für die Tragfähigkeitsnachweise, die Tragwiderstände auf Scheiben- und Plattenniveau zu berechnen. Die Biege-, Zug- und Druckfestigkeit wurden lt. ÖNORM B 1995-1-1 [6] Tabelle NA.K.3 mit dem Beiwert für die Systemfestigkeit  $k_{sys} = 1,1$  nach ETA-06/0009 [4] multipliziert. Die Widerstände werden für 1 m – Streifen wie folgt berechnet:

#### **NORMALKRÄFTE:**

Bei Druckbeanspruchung 
$$n_{i,c,Rd} = k_{sys} \cdot f_{c,CLT,d} \cdot A_{i,net} \quad (2.47)$$

Bei Zugbeanspruchung 
$$n_{i,c,Rd} = k_{sys} \cdot f_{t,CLT,d} \cdot A_{i,net} \quad (2.48)$$

Dabei sind:

$A_{i,net}$  ..... Netto-Querschnittsfläche in  $i$ -Richtung,  
 $i = x$ , entspricht Haupttragrichtung;  $i = y$ , entspricht Nebentragrichtung

#### **BIEGEMOMENTE:**

$$m_{i,Rd} = k_{sys} \cdot f_{m,CLT,d} \cdot W_{i,net} \quad (2.49)$$

Dabei sind:

$W_{i,net}$  ..... Netto-Widerstandsmoment in  $i$ -Richtung,  
 $i = x$ , entspricht Haupttragrichtung;  $i = y$ , entspricht Nebentragrichtung

#### **QUERKRÄFTE:**

Schub 
$$v_{i,z,v,Rd} = f_{v,CLT,d} \cdot \frac{I_{i,net} \cdot 1 \text{ m}}{S_{i,net}} \quad (2.50)$$

Rollschub 
$$v_{i,z,r,Rd} = f_{R,CLT,d} \cdot \frac{I_{i,net} \cdot 1 \text{ m}}{S_{R,i,net}} \quad (2.51)$$

Dabei sind:

$I_{i,net}$  ..... Netto-Trägheitsmoment in  $i$ -Richtung;  
 $S_{i,net}$  ..... statisches Moment (Schub), im Schwerpunkt BSP-Platte;  
 $S_{R,i,net}$  ..... tatisches Moment (Rollschub), obere bzw. untere Randfaser der BSP-Schicht worin der Schwerpunkt liegt;  
 $i = x$ , entspricht Haupttragrichtung;  $i = y$ , entspricht Nebentragrichtung.

## SCHEIBENSCHUB:

[18]

Ideelle Schubspannung 
$$\tau_{0,i}^* = \frac{n_{xy}}{\sum_{i=1}^n t_i^*} \quad (2.52)$$

Dabei sind:

$\tau_{0,i}^*$  .....ideelle Schubspannung;  
 $n_{xy}$  .....Schubkraft;  
 $\sum_{i=1}^n t_i^*$  .....ideellen Gesamtersatzdicke.

### Mechanismus I - „Schub“

$$\tau_{v,d} = 2 \cdot \tau_{0,i}^* \leq f_{v,net,d,ref} \quad (2.53)$$

Durch Einsetzen von Gleichung (2.52) in Gleichung (2.53) und umformen erhält man den Tragwiderstand für Mechanismus I - „Schub“.

$$n_{xy,v,Rd} = f_{v,net,d,ref} \cdot \sum_{i=1}^n t_i^* \cdot \frac{1}{2} \quad (2.54)$$

Dabei sind:

$t_i^*$  .....ideelle Ersatzdicke;  
 $f_{v,CLT,d}$  .....Scherfestigkeit.

### Mechanismus II – „Torsion“

$$\tau_{v,d} = 3 \cdot \tau_{0,i}^* \cdot \frac{t_i^*}{a} \leq f_{T,node,d} \quad (2.55)$$

Den Tragwiderstand für Mechanismus II - „Torsion“ erhält man durch das Einsetzen der Gleichung (2.52) in Gleichung (2.55) und das darauffolgende Umformen:

$$n_{xy,r,Rd} = f_{T,node,d} \cdot a \cdot \sum_{i=1}^n t_i^* \cdot \frac{1}{3 \cdot t_i^*} \quad (2.56)$$

Dabei sind:

$f_{r,CLT,d}$  .....Rollschubfestigkeit;  
 $t_i^*$  .....ideelle Ersatzdicke;  
 $a$  .....Brettbreite bzw. Abstand Entlastungsnuten.

Die Berechnung der geometrischen Größen, welche für die Ermittlung der Tragwiderstände nötig sind, wurde nach [18] berechnet. In der nachfolgenden Tabelle 18 wurden die berechneten Werte nach BSP-Aufbau zusammengefasst.

**Tabelle 18** geometrische Größen berechnet nach [18]

geometrische Größen			BSP-Aufbau		
			5s - 20/20/20/20/20	5s - 20/30/20/30/20	3s - 35/30/35
Netto-Flächenträgheitsmoment	$I_x$	[mm <sup>4</sup> ]	66000000	102000000	81083333,33
	$I_y$	[mm <sup>4</sup> ]	17333333,33	42000000	2250000
Maximaler Abstand vom Schwerpunkt zur Randfaser des BSPs	$z_x$	[mm]	50	60	50
	$z_y$	[mm]	30	40	15
Netto-Querschnittfläche	$A_{xnet}$	[mm <sup>2</sup> ]	60000	60000	70000
	$A_{ynet}$	[mm <sup>2</sup> ]	40000	60000	30000
statisches Moment (Schub), im Schwerpunkt BSP	$S_x$	[mm <sup>3</sup> ]	850000	1050000	1137500
	$S_y$	[mm <sup>3</sup> ]	400000	750000	112500
statisches Moment (Rollschub), obere bzw. untere Randfaser der BSP-Schicht in der der Schwerpunkt liegt	$S_{Rx}$	[mm <sup>3</sup> ]	800000	1000000	1137500
	$S_{Ry}$	[mm <sup>3</sup> ]	400000	500000	-
Brettbreite	$a$	[mm]	150	150	150
ideelle Ersatzdicke	$t^*$	[mm]	20	30	30
Summe ideeller Ersatzdicke	$\Sigma t^*$	[mm]	80	100	60

Somit können die Tragwiderstände auf Scheiben- und Plattenniveau nach den Gleichungen (2.47) bis (2.56) mit den jeweiligen Festigkeiten nach den Gleichungen (2.41) bis (2.46) und Tabelle 17 berechnet werden. Diese wurden in Tabelle 19 zusammengefasst:

**Tabelle 19** Tragwiderstände auf Scheiben- und Plattenniveau

Tragwiderstand	BSP-Aufbau		
	3s - 35/30/35	5s - 20/20/20/20/20	5s - 20/30/20/30/20
$m_{x,Rd}$	30,82 kNm/m	25,09 kNm/m	32,31 kNm/m
$m_{y,Rd}$	2,85 kNm/m	10,98 kNm/m	19,96 kNm/m
$v_{x,Rd}$	128,31 kN/m	139,76 kN/m	174,86 kN/m
$v_{y,Rd}$	36,00 kN/m	78,00 kN/m	100,80 kN/m
$v_{R,xRd}$	51,32 kN/m	59,40 kN/m	73,44 kN/m
$v_{R,y,Rd}$	0,00 kN/m	31,20 kN/m	60,48 kN/m
$n_{x,t,Rd}$	803,88 kN/m	689,04 kN/m	689,04 kN/m
$n_{x,c,Rd}$	1164,24 kN/m	997,92 kN/m	997,92 kN/m
$n_{y,t,Rd}$	344,52 kN/m	459,36 kN/m	689,04 kN/m
$n_{y,v,Rd}$	498,96 kN/m	665,28 kN/m	997,92 kN/m
$n_{xy,Rd}$ MECH I	118,80 kN/m	158,40 kN/m	198,00 kN/m
$n_{xy,Rd}$ MECH II	180,00 kN/m	360,00 kN/m	300,00 kN/m



## 2-3.4.2 Nachweisführung

Die Nachweise des Brettspertholzes wurden mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ wie folgt durchgeführt:

### **PLATTENNACHWEIS:**

#### Biegung + Normalkraft

$$\frac{n_{i,j,d}}{n_{i,j,Rd}} + \frac{m_{i,d}}{m_{i,Rd}} \leq 1 \quad (2.57)$$

Dabei sind:

$i = x$ , entspricht der Haupttragrichtung;  $i = y$ , entspricht der Nebentragrichtung  
 $j = c$ , bei Druck;  $i = t$ , bei Zug.

#### Schub

$$\frac{v_{i,z,d}}{v_{i,z,v,Rd}} \leq 1 \quad (2.58)$$

Dabei sind:

$i = x$ , entspricht der Haupttragrichtung;  $i = y$ , entspricht der Nebentragrichtung

#### Rollschub

$$\frac{v_{i,z,d}}{v_{i,z,r,Rd}} \leq 1 \quad (2.59)$$

Dabei sind:

$i = x$ , entspricht der Haupttragrichtung;  $i = y$ , entspricht der Nebentragrichtung

#### Drillmoment:

Der Nachweis des Drillmoments für Brettspertholz ist normativ nicht geregelt. In den Arbeiten von Silly ([29] [30]) sind Vorschläge für den entsprechenden Nachweis erarbeitet. Diese werden in dieser Arbeit nicht betrachtet.

### **SCHEIBENNACHWEISE:**

#### Mechanismus I - „Schub“

$$\frac{n_{xy,d}}{n_{xy,v,Rd}} \leq 1 \quad (2.60)$$

#### Mechanismus II - „Torsion“

$$\frac{n_{xy,d}}{n_{xy,r,Rd}} \leq 1 \quad (2.61)$$

## 2-3.5 GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

Im Bauwesen beschreibt der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit den Zustand eines Tragwerks bzw. seiner Teile, bei deren Einhaltung die Nutzung uneingeschränkt ermöglicht wird. Dabei sollten die Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach ÖNORM EN 1990 auf folgende Kriterien berücksichtigen [16]:

a) *Verformungen und Verschiebungen, die das*

- *Erscheinungsbild,*
- *das Wohlbefinden der Nutzer oder*
- *die Funktionen des Tragwerks (einschließlich der Funktionsfähigkeit von Maschinen und Installationen) beeinflussen oder*
- *die Schäden an Belägen, Beschichtungen oder an nichttragenden Bauteilen hervorrufen;*

b) *Schwingungen,*

- *die bei Personen körperliches Unbehagen hervorrufen oder*
- *die Funktionsfähigkeit des Tragwerks einschränken*

c) *Schäden, die voraussichtlich*

- *das Erscheinungsbild,*
- *die Dauerhaftigkeit oder*
- *die Funktionsfähigkeit des Tragwerks nachteilig beeinflussen.*

Grundsätzliche Ansprüche an den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind demzufolge die Funktion des Bauwerks oder eines seiner Teile unter normalen Gebrauchsbedingungen, das Wohlbefinden der Nutzer sowie das Erscheinungsbild des Bauwerks. [16]

Nach ÖNORM EN 1995-1-1 [31] und ÖNORM B 1995-1-1 [6] werden die Gebrauchstauglichkeitsnachweise über die Begrenzung der Verformung und über den Schwingungsnachweis geführt.

### 2-3.5.1 Begrenzung der Verformung

Wie dargelegt werden Gebrauchstauglichkeitsnachweise u.a. über die Begrenzung der Verformung erfüllt. Nachfolgend werden auf die Begrenzungen nach ÖNORM EN 1995-1-1 [31] und ÖNORM B 1995-1-1 [6] eingegangen. In Abbildung 2.13 sind die Durchbiegungsanteile aus den relevanten Einwirkungskombinationen dargestellt:

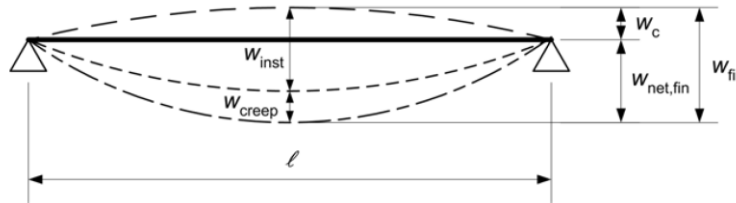


Abbildung 2.13 Anteile der Durchbiegung

Hierbei bedeuten:

- $w_c$  .....Überhöhung (falls vorhanden);
- $w_{inst}$  .....Anfangsdurchbiegung;
- $w_{creep}$  .....Durchbiegung infolge Kriechens;
- $w_{fin}$  .....Enddurchbiegung;
- $w_{net,fin}$  .....gesamte Enddurchbiegung (Enddurchbiegung abzüglich Überhöhung).

#### Elastische Anfangsdurchbiegung $t = 0$

Die Begrenzung der elastischen Anfangsdurchbiegung  $w_{inst}$  ist nach [6] für die charakteristische Kombination (char) von Einwirkungen zu führen. Diese dient der Vermeidung irreversibler Auswirkungen am Tragwerk, wie z.B. Sicherstellung der Funktionstüchtigkeit und Vermeidung von Schäden an untergeordneten Bauteilen. Die Verformung ist nach ÖNORM EN 1995-1-1 (NA.7.2-E2) [6] wie folgt zu ermitteln:

$$w_{inst} = \sum w_{inst,G,j} + w_{inst,Q,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{0,i} \cdot w_{inst,Q,i} \quad (2.62)$$

Dabei sind:

- $w_{inst}$  ..... elastische Anfangsdurchbiegung eines Bauteils für die charakteristische (seltene) Einwirkungskombination (ohne Berücksichtigung von Langzeiteinflüssen);
- $\sum w_{inst,G,j}$  ..... elastische Anfangsdurchbiegung eines Bauteils zufolge der ständigen Einwirkungen (Summe aus ständigen Einwirkungen des Bauteils und des Ausbaus);
- $w_{inst,Q,1} w_{inst,Q,i}$  ..... elastische Anfangsdurchbiegungen zufolge der veränderlichen Einwirkungen (Leit- bzw. Begleiteinwirkung);
- $\Psi_{0,i}$       Kombinationsbeiwert einer veränderlichen Einwirkung.

#### Gesamte Enddurchbiegung $t = \infty$

Die Begrenzung der gesamten Enddurchbiegung  $w_{net,fin}$  ist nach [6] für die quasi-ständige Kombination (perm) von Einwirkungen zu führen. Diese berücksichtigt umkehrbare Auswirkungen am Tragwerk, wie z. B. das Erscheinungsbild des betrachteten Bauteils und/oder das Wohlbefinden der Nutzer. Die Verformung ist nach ÖNORM EN 1995-1-1 (NA.7.2) [6] wie folgt zu ermitteln:

$$w_{net,fin} = w_{inst,2} + w_{creep} - w_c \quad (2.63)$$

$$w_{net,fin} = (\sum w_{inst,G,j} + \sum \Psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q,i}) \cdot (1 + k_{def}) - w_c \quad (2.64)$$

Dabei sind:

- $w_{net,fin}$  ..... gesamte Enddurchbiegung eines Bauteils für die quasi-ständige Einwirkungskombination
- $w_{inst,2}$  ..... elastische Anfangsdurchbiegung eines Bauteils für die quasi-ständige Einwirkungskombination;
- $w_{creep}$  ..... Durchbiegung auf Grund von Langzeiteinflüssen (Kriechen) für die quasi-ständige Einwirkungskombination;
- $w_c$  ..... Überhöhung eines Bauteils (falls vorhanden);
- $w_{inst,G,j}$   $w_{inst,G,j}$  ..... elastische Anfangsdurchbiegung zufolge der ständigen bzw. veränderlichen Einwirkungen;
- $\Psi_{2,i}$  ..... elastische Anfangsdurchbiegung zufolge der ständigen bzw. veränderlichen Einwirkungen;
- $K_{def}$  ..... Verformungsbeiwert, siehe Tabelle 20.

**Tabelle 20 Verformungsbeiwert  $k_{def}$  nach ÖNORM B 1995-1-1 [6]**

Baustoff	Nutzungsstufe		
	1	2	3
Vollholz, Brettsperrholz (nach [6] Tabelle 3.2)	0,60	0,80	2,00
Brettsperrholz (nach [6] Tabelle NA.K.2)	0,80	1,00	-

Für BSP-Platten gilt in der Regel  $w_{net,fin} = w_{fin}$ , da keine BSP-Platten in Massenfertigung überhöht hergestellt werden. [18]

Die Grenzwerte der Anfangsdurchbiegung  $w_{inst}$  zum Zeitpunkt  $t = 0$  und Enddurchbiegung  $w_{fin}$   $t = \infty$  für beidseitig aufliegende Bauteile ist aus [6] entnommen und in Tabelle 21 zusammengefasst:

**Tabelle 21 Grenzwerte der Verformung nach [6] Tabelle NA.7.2**

Durchbiegung infolge Einwirkungskombination	$w_{inst}$	$w_{fin}$
Auswirkungen am Tragwerk	nicht umkehrbar (Schadensvermeidung)	Umkehrbar (Erscheinungsbild)
Bauteile wie z. B. Decken, Teile von begehbaren Dächern und ähnlich genutzte Bauteile	$\frac{l}{300}$	$\frac{l}{250}$

Bei Bauteilen oder Komponenten, die aus unterschiedlichen Baustoffen und verschiedenen Kriecheigenschaften bestehen, sollte die gesamten Enddurchbiegung  $w_{fin}$  für die quasi-ständige Kombination (perm) von Einwirkungen mit den Endwerten der Mittelwerte der Elastizitäts-, Schub- und Verschiebungsmoduln wie folgt berechnet werden:

$$X_{fin} = \frac{x}{(1+k_{def})} \quad (2.65)$$

### 2-3.5.2 Schwingungsnachweis:

Durch BSP-Platten stehen dem modernen Holzwohnbau Holzwerkstoffe zur Verfügung, mit denen fast beliebige Grundrisse wirtschaftlich realisiert werden können. Bei weit gespannten Decken wird das dynamische Verhalten meist negativ beeinflusst, sodass diese für die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) maßgebend werden. Dabei stehen die Komfortansprüche des Nutzers im Vordergrund [18]. Diese, meist subjektiven Ansprüche, wurden in Tabelle 22 in einer Bewertungsskala von KREUZINGER/MOHR (1999) [32] in Worten dargelegt. Daraus kann auf die Anforderung an die Deckenkonstruktion geschlossen werden:

**Tabelle 22 Bewertungskriterien (subjektiv) nach KREUZINGER/MOHR (1999) [32]**

(Gesamt-) Beurteilung	1	2	3	4
In Worten:	Schwingungen kaum spürbar,  nicht störend	Schwingungen spürbar, wenn man sich darauf konzentriert  nicht störend	Schwingungen (und/oder Vibrationen) spürbar,  z.T. störend	Schwingungen (und/oder Vibrationen) deutlich spürbar,  Störend/unangenehm
Anforderungen	hoch ←—————→ niedrig			

In der Bemessung nach ÖNORM B 1995-1-1 [6] werden die Deckenkonstruktionen, nach Anwendungsfall und konstruktiver Anforderung, in sogenannten „Deckenklassen“ gegliedert. Je geringer die sog. Komfortansprüche, desto höher die Deckenklasse. Die Zuordnung ist gegebenenfalls mit dem Auftraggeber zu vereinbaren. [6] In Tabelle 23 wird die Einteilung der Deckenklassen in Hinsicht nach ihren typischen Anwendungsfällen dargestellt:

**Tabelle 23 Auszug aus Tabelle NA.7.2-E1 [6] „Deckenklassen und konstruktive Anforderungen“**

Nutzungskategorien nach ÖNORM B 1991-1-1	Deckenklasse I	Deckenklasse II	Deckenklasse III
		A1, B, C1, C3.1, Da	
Typische Anwendungsfälle	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Decken zwischen unterschiedlichen Nutzungseinheiten (auch durchlaufend),</li> <li>- Nutzung als Wohnungstrenndecken in Mehrfamilienwohnhäusern, Decken in Büros mit PC-Nutzung oder Besprechungsräumen,</li> <li>- Flure mit kurzen Spannweiten</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Decken innerhalb einer Nutzungseinheit,</li> <li>- Decken in Einfamilienwohnhäusern mit üblicher Nutzung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Decken unter nicht zu Wohnzwecken genutzten Räumen oder unter nicht ausgebauten Dachräumen,</li> <li>- Decken ohne Schwingungsanforderungen</li> </ul>

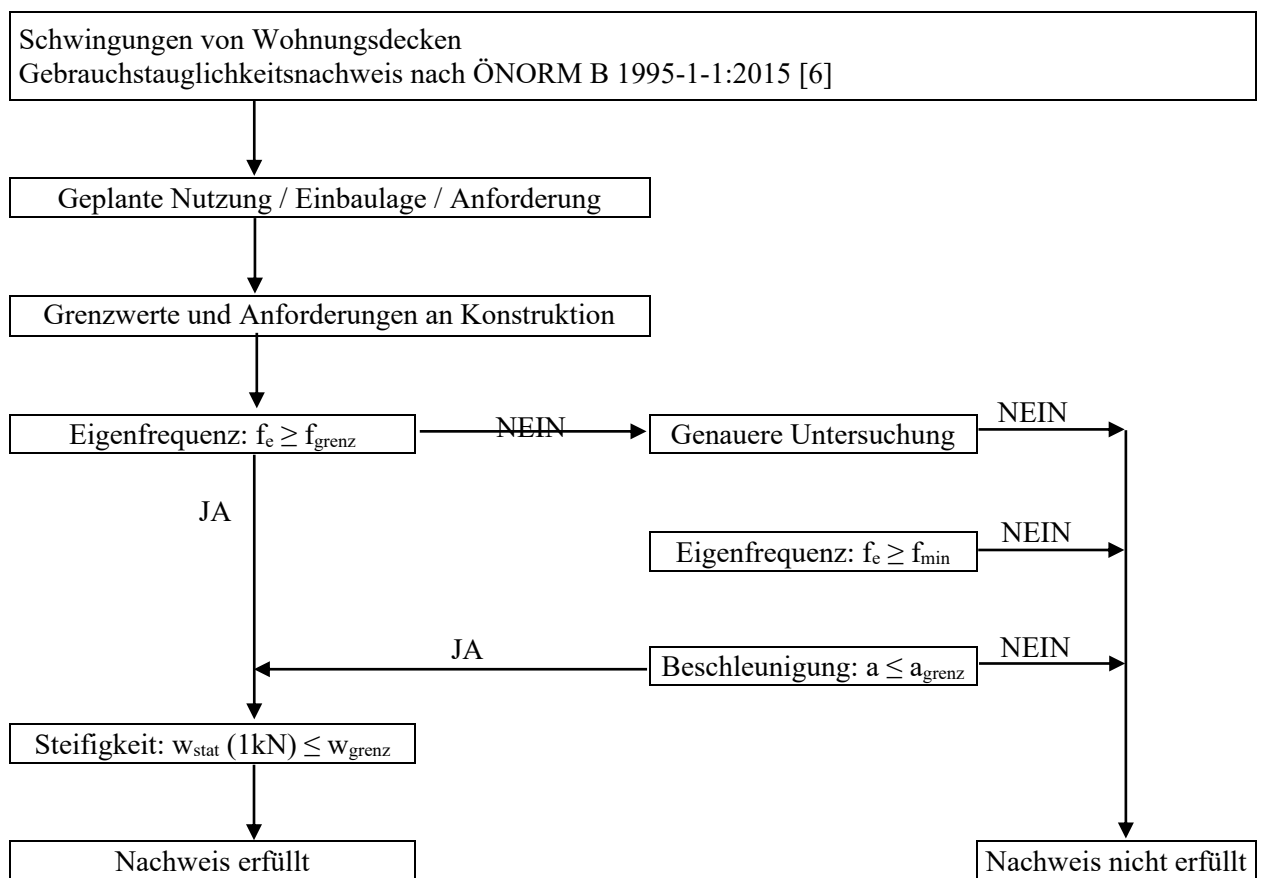
Die Beurteilung nach KREUZINGER/MOHR (1999) [32] (siehe Tabelle 22) zwischen 1,0 und 1,5 entspricht nach ÖNORM B 1995-1-1 [6] der Deckenklasse I, eine Beurteilung von 1,5 bis 2,5 der Deckenklasse II. [18]

Um die Einhaltung gewisser Grenzwerte für die Komfortansprüche gewährleisten zu können, sind die Nachweise des Frequenzkriteriums und des Steifigkeitskriteriums zu erfüllen. Die Berechnung der maßgebenden ersten Eigenfrequenz ist in [6] für ein einachsiges Ersatzsystem angeführt. Die Grenzwerte des Frequenz- und Steifigkeitskriteriums sind in Tabelle 24 dargestellt. Es können auch Decken der Deckenklassen I und II mit kleineren Eigenfrequenzen als die geforderten Grenzwerte ausgeführt werden. Hierbei muss die Schwingbeschleunigung begrenzt (siehe Tabelle 24) und eine Mindestfrequenz  $f_{1,min} \geq$

4,5 Hz eingehalten werden. Eine Übersicht des Schwingungsnachweises für Wohnungsdecken nach ÖNORM B 1995-1-1 [6] ist in Abbildung 2.14 dargestellt.

**Tabelle 24** Grenzwerte des Frequenz-, Steifigkeitskriteriums und Schwingbeschleunigung für Deckenklassen nach Tabelle NA.7.2-E4 & Tabelle NA.7.2-E6 [6]

	Deckenklasse I	Deckenklasse II	Deckenklasse III
Grenzwert für das Frequenzkriterium	$f_1 \geq f_{gr} = 8 \text{ Hz}$	$f_1 \geq f_{gr} = 6 \text{ Hz}$	-
Grenzwert für das Steifigkeitskriterium	$w_{stat} \leq w_{gr} = 0,25 \text{ mm}$	$w_{stat} \leq w_{gr} = 0,50 \text{ mm}$	-
Grenzwert für das Schwingbeschleunigung (Effektivwert)	$a_{rms} \leq a_{gr} = 0,05 \frac{m}{s^2}$	$a_{rms} \leq a_{gr} = 0,10 \frac{m}{s^2}$	-



**Abbildung 2.14** Ablauf des Schwingungsnachweises im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach ÖNORM B 1995-1-1:2015 [6]

## 2-4 BEMESSUNG UND ERGEBNISSE

Die Nachweise der BSP-Elemente wurden, nach den beschriebenen Elementen der Faltwerkskonstruktion, „gruppiert“ geführt. Zuerst werden die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und anschließend die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geführt.

### 2-4.1 GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT

In diesem Kapitel werden die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt. Dafür wurden folgende Konstruktionselemente betrachtet:

- Deckplatten Rippendecke
- Faltwerkträgers
- Schott
- Einhängeelemente
- Seitenwände

Für die Nachweisführung wurden die Schnittkraftverläufe an den Rasterpunkten aus der Statiksoftware „RFEM“ exportiert und mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“, wie in Kapitel 2-3.4 beschreiben, geführt.

Für die vorliegende Tagstruktur der Faltwerk-Lösung ist die Bemessungssituation der Grundkombination maßgebend. Aus Gründen der Überschaubarkeit wird die Bemessungssituation bei Erdbeben nachfolgend nicht dargestellt.

Wie aus den nachfolgenden Abbildungen der Schnittkraftverläufe zu erkennen ist, scheinen noch höhere Werte auf als jene, mit denen die Bemessung der BSP-Elemente durchgeführt wurde. Da diese Werte in einspringende Ecken bzw. innerhalb eines FE-Netzes auftreten und unverhältnismäßig zu den angrenzenden Werten ansteigen, wurden diese als Singularität deklariert und deshalb für die Nachweisführung nicht herangezogen.

#### DECKPLATTEN RIPPENDECKE

Nachfolgend werden die Scheiben- und Plattennachweise für die Deckplatte der BSP/BSH-Rippenkonstruktion zusammengefasst. In Tabelle 25 ist die maßgebende Schnittkraft am Rasterpunkt und der jeweilige Ausnutzungsgrad für den jeweiligen Nachweis angeführt. Die Schnittkraftverläufe sind aus Übersichtlichkeitsgründen im Anhang zu finden.

**Tabelle 25** Scheiben- und Plattennachweise der Deckplatten Rippendecke 3s -35/30/35

Rasterpunkt	Schnittkraft		Nachweis	
	82	$m_x$	$n_x$	<b>Biegung mit Normalkraft in Haupttragrichtung</b>
-1,04 kNm/m		202,53 kN/m	28,6%	
89	$m_y$	$n_y$	<b>Biegung mit Normalkraft in Nebentragrichtung</b>	
	-1,88 kNm/m	0,00 kN/m	63,8%	
81	$v_x$		<b>Schub</b>	<b>Rollschub</b>
	-8,93 kN/m		<b>in Haupttragrichtung</b>	
133	$v_y$		<b>Schub</b>	<b>Rollschub</b>
	-28,76 kN/m		<b>in Nebentragrichtung</b>	
133	$n_{xy}$		<b>Scheibenschub</b>	
	-19,48 kN/m		<b>MECH I</b>	<b>MECH II</b>
			16,4%	10,8%

## FALTWERKTRÄGER

Nachfolgend werden die Scheiben- und Plattennachweise für den Falwerkträger zusammengefasst. Die maßgebende Schnittkraft am Rasterpunkt und der jeweilige Ausnutzungsgrad für den jeweiligen Nachweis ist in Tabelle 26 zu finden. Im Anhang sind die Abbildungen der Schnittkraftverläufe zu finden.

**Tabelle 26** Scheiben- und Plattennachweise des Falwerkträgers 5s – 20/20/20/20/20

Rasterpunkt	Schnittkraft		Nachweis	
	220	$m_x$	$n_x$	<b>Biegung mit Normalkraft in Haupttragrichtung</b>
1,45 kNm/m		281,90 kN/m	46,7%	
164	$m_y$	$n_y$	<b>Biegung mit Normalkraft in Nebentragrichtung</b>	
	-0,56 kNm/m	240,28 kN/m	76,3%	
136	$v_x$		<b>Schub</b>	<b>Rollschub</b>
	31,76 kN/m		in Haupttragrichtung 22,7%	in Haupttragrichtung 53,5%
45	$v_y$		<b>Schub</b>	<b>Rollschub</b>
	-10,90 kN/m		in Nebentragrichtung 14,0%	in Nebentragrichtung 31,9%
90	$n_{xy}$		<b>Scheibenschub</b>	
	-144,97 kN/m		<b>MECH I</b> 91,5%	<b>MECH II</b> 40,3%

## SCHOTT

Nachfolgend werden die Scheiben- und Plattennachweise für die Schotte zusammengefasst. In Tabelle 27 ist die, für den jeweiligen Nachweis, maßgebende Schnittkraft am Rasterpunkt und der jeweilige Ausnutzungsgrad angeführt. Die Schnittkraftverläufe sind aus Übersichtlichkeitsgründen im Anhang zu finden.

**Tabelle 27** Scheiben- und Plattennachweise der Schotte 5s – 20/30/20/30/20

Rasterpunkt	Schnittkraft		Nachweis	
	11	$m_x$	$n_x$	<b>Biegung mit Normalkraft in Haupttragrichtung</b>
0,45 kNm/m		-62,83 kN/m	7,7%	
12	$m_y$	$n_y$	<b>Biegung mit Normalkraft in Nebentragrichtung</b>	
	0,19 kNm/m	263,34 kN/m	39,2%	
18	$v_x$		<b>Schub</b>	<b>Rollschub</b>
	3,11 kN/m		in Haupttragrichtung 1,8%	in Haupttragrichtung 4,2%
7	$v_y$		<b>Schub</b>	<b>Rollschub</b>
	-3,07 kN/m		in Nebentragrichtung 3,0%	in Nebentragrichtung 5,1%
13	$n_{xy}$		<b>Scheibenschub</b>	
	30,04 kN/m		<b>MECH I</b> 15,2%	<b>MECH II</b> 10,0%



## EINHÄNGEELEMENTE

Nachfolgend werden die Scheiben- und Plattennachweise für die Einhängeelemente zusammengefasst. Die maßgebende Schnittkraft am Rasterpunkt und der jeweilige Ausnutzungsgrad für den jeweiligen Nachweis ist in Tabelle 28 zu finden. Im Anhang sind die Abbildungen der Schnittkraftverläufe zu finden.

Tabelle 28 Scheiben- und Plattennachweise der Einhängeelemente 5s – 20/20/20/20/20

Rasterpunkt	Schnittkraft		Nachweis	
	35	$m_x$	$n_x$	<b>Biegung mit Normalkraft in Haupttragrichtung</b>
4,06 kNm/m		333,75 kN/m	64,6%	
42	$m_y$	$n_y$	<b>Biegung mit Normalkraft in Nebentragrichtung</b>	
	0,13 kNm/m	82,66 kN/m	19,2%	
7	$v_x$		<b>Schub</b>	<b>Rollschub</b>
	7,57 kN/m		<b>in Haupttragrichtung</b>	<b>in Haupttragrichtung</b>
40	$v_y$		<b>Schub</b>	<b>Rollschub</b>
	8,03 kN/m		<b>in Nebentragrichtung</b>	<b>in Nebentragrichtung</b>
63	$n_{xy}$		<b>Scheibenschub</b>	
	-79,11 kN/m		<b>MECH I</b>	<b>MECH II</b>
			49,9%	22,0%

## SEITENWÄNDE

Nachfolgend werden die Scheiben- und Plattennachweise für die Seitenwände zusammengefasst. In Tabelle 29 ist die für den jeweiligen Nachweis die maßgebende Schnittkraft am Rasterpunkt und der jeweilige Ausnutzungsgrad angeführt.

Tabelle 29 Scheiben- und Plattennachweise Seitenwände 5s – 20/20/20/20/20

Rasterpunkt	Schnittkraft		Nachweis	
	1	$m_x$	$n_x$	<b>Biegung mit Normalkraft in Haupttragrichtung</b>
0,00 kNm/m		-298,46 kN/m	29,9%	
1	$m_y$	$n_y$	<b>Biegung mit Normalkraft in Nebentragrichtung</b>	
	0,00 kNm/m	370,57 kN/m	90,5%	
1	$v_x$		<b>Schub</b>	<b>Rollschub</b>
	21,39 kN/m		<b>in Haupttragrichtung</b>	<b>in Haupttragrichtung</b>
8	$v_y$		<b>Schub</b>	<b>Rollschub</b>
	8,89 kN/m		<b>in Nebentragrichtung</b>	<b>in Nebentragrichtung</b>
1	$n_{xy}$		<b>Scheibenschub</b>	
	127,03 kN/m		<b>MECH I</b>	<b>MECH II</b>
			80,2%	35,3%

## 2-4.2 GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

In diesem Kapitel werden die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geführt. Dafür wurden folgende Konstruktionselemente betrachtet:

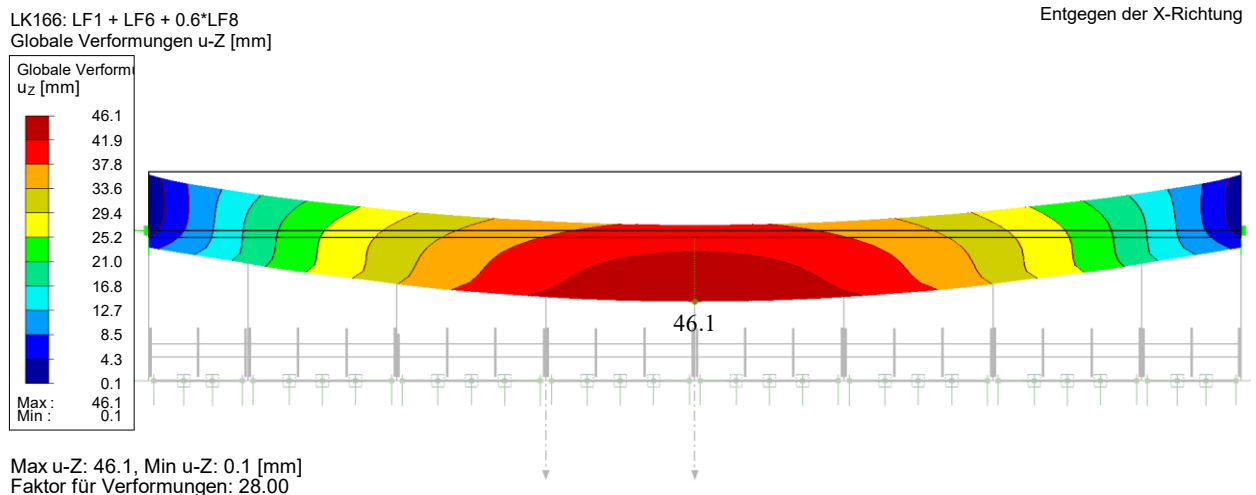
- Falwerkträger
- Einhängeelemente
- Rippendecken

Für die Begrenzung der Verformung wurden die Elastizität- und Schubmodule mit dem jeweiligen  $k_{def}$ -Beiwerte nach Gleichung (2.65) abgemindert. Somit können, für Tragstruktur der „Falwerk“-Lösung, die geforderten Verformungen berechnet und die entsprechenden Nachweise geführt werden. Alle Konstruktionselemente werden hinsichtlich der Begrenzung der Verformung zum Zeitpunkt  $t = \infty$  nicht überhöht geplant. Daher gilt  $w_{net,fin} = w_{fin}$ .

### 2-4.2.1 Falwerkträger

#### ELASTISCHE ANFANGSDURCHBIEGUNG T = 0

Die Begrenzung der elastischen Anfangsdurchbiegung  $w_{inst}$  des Falwerkträgers wird für die charakteristische Kombination (char) von Einwirkungen nach (2.62) geführt. In Abbildung 2.15 wird die Verformung für die maßgebende Einwirkungskombination dargestellt:



**Abbildung 2.15** Durchbiegung des Falwerkträgers für die charakteristische Einwirkungskombination  $t = 0$

Als Bezugslänge für den Grenzwert der Anfangsdurchbiegung  $l/300$  wurde die Firstlänge mit 22 m gewählt.

$$w_{inst} = 46,1 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = \frac{22000}{300} = 73,3 \text{ mm} \checkmark$$

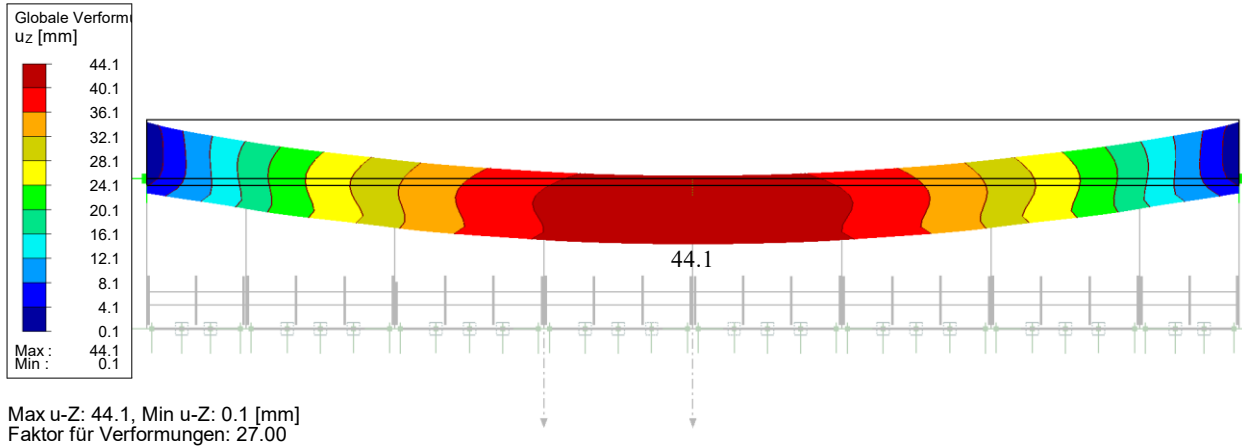
Die berechnete Durchbiegung  $w_{inst}$  ist kleiner als der geforderte Grenzwert. Somit ist der Nachweis erfüllt.

#### ENDDURCHBIEGUNG T = ∞

Die Begrenzung der Enddurchbiegung  $w_{fin}$  wurde für die quasi-ständige Einwirkungskombination (perm) geführt. Der Nachweis wurde nach (2.64) durchgeführt. Die maßgebende Verformung wird in Abbildung 2.16 dargestellt.

Entgegen der X-Richtung

LK235: LF1 t=∞  
Globale Verformungen u-Z [mm]



**Abbildung 2.16** Durchbiegung des Falwerkträgers für die quasi-ständige Einwirkungskombination  $t = \infty$

Als Bezugsgröße für den Grenzwert der Enddurchbiegung  $l/250$  wurde die Firstlänge mit 22 m gewählt.

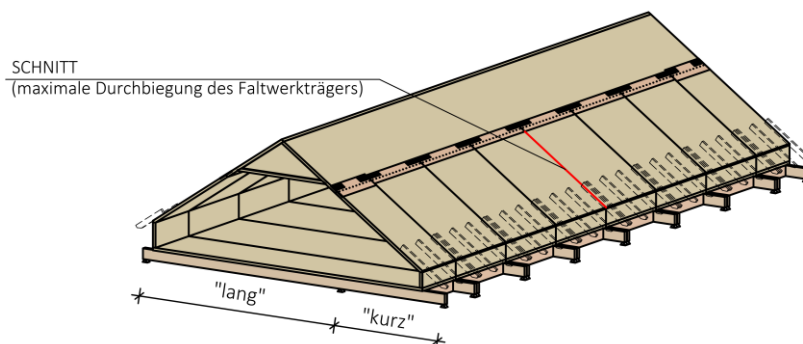
$$w_{fin} = 44,1 \text{ mm} \leq \frac{l}{250} = \frac{22000}{250} = 88 \text{ mm} \checkmark$$

Die berechnete Durchbiegung  $w_{fin}$  ist kleiner als der geforderte Grenzwert. Somit ist der Nachweis erfüllt.

## 2-4.2.2 Einhängeelemente

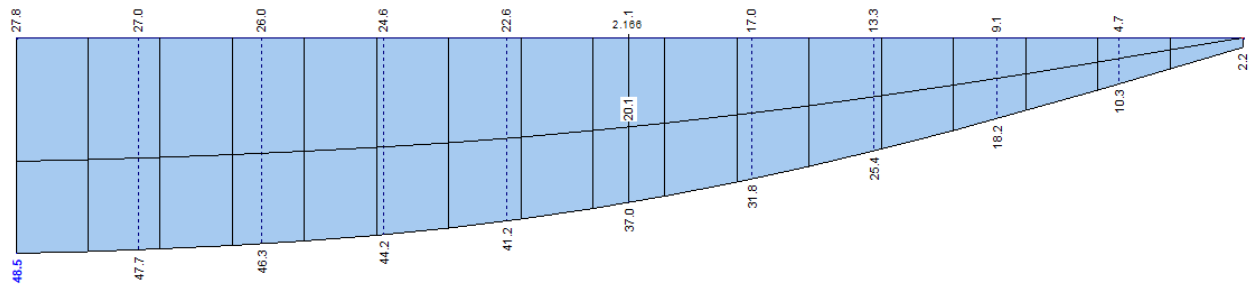
Die Verformung der Einhängeelemente wird hinsichtlich der lokalen Durchbiegung begrenzt. Dies erscheint sinnvoll, da sich der Falwerkträger zum Zeitpunkt  $t = 0$  unter charakteristischer Einwirkungskombination 46,1 mm verformt und somit die Verformung in Feldmitte ohne der Eigenverformung den Grenzwert von  $l/300 = 12 \text{ mm}$  zum Zeitpunkt  $t = 0$  bereits überschreitet. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass Verformungen entlang der Sekundärkonstruktion zu überprüfen sind, sodass keine Schäden entstehen. Da in diesem Fall keine genauere Information dazu vorliegt, wird dieser Punkt vernachlässigt.

In Abbildung 2.17 ist die Schnittführung, an den die Nachweise geführt werden, ersichtlich.



**Abbildung 2.17** gewählter Schnitt zu Nachweiseführung im GZG am maßgebenden Einhängeelement

### ELASTISCHE ANFANGSDURCHBIEGUNG T = 0



**Abbildung 2.18** Globale Durchbiegung des Einhängeelementes der charakteristischen Einwirkungskombination zum Zeitpunkt  $t=0$

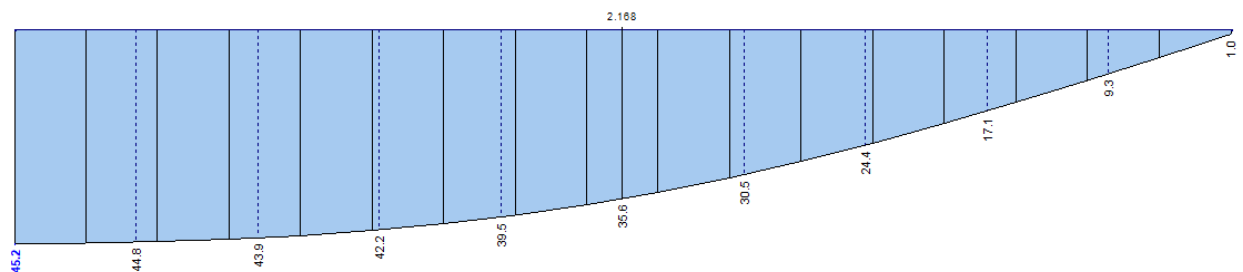
Es wird globale Durchbiegung ausgelesen, somit muss die Begrenzung der Verformung auf die horizontal projizierte Länge bezogen werden. Diese beträgt 3,60 m:

$$w_{inst} = 37,0 - \frac{48,5 + 2,2}{2} = 11,7 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = \frac{3600}{300} = 12,0 \text{ mm} \checkmark$$

Die Anfangsdurchbiegung ist nicht größer als der geforderte Grenzwert und damit ist der Nachweis erfüllt.

### ENDDURCHBIEGUNG T = ∞

Nachfolgend wird die Enddurchbiegung des Einhängeelementes zum Zeitpunkt  $t = \infty$ , bezogen auf das globale Koordinatensystem aus dem Berechnungsmodell, ausgelesen und dem geforderten Grenzwert gegenübergestellt:



**Abbildung 2.19** Globale Durchbiegung des Einhängeelementes für die quasi-ständige Einwirkungskombination zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$$w_{fin} = 35,8 - \frac{45,2 + 1,0}{2} = 12,7 \text{ mm} \leq \frac{l}{250} = \frac{3600}{250} = 14,4 \text{ mm} \checkmark$$

Die Enddurchbiegung ist kleiner als der geforderte Grenzwert. Damit ist der Nachweis erfüllt.

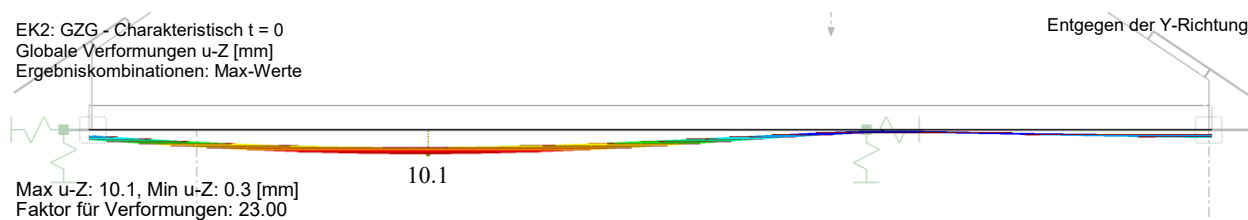
### 2-4.2.3 Rippendecken

Um die Anforderungen des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen, wurde für die Rippendecke zusätzlich, zur Begrenzung der Verformung, der Schwingungsnachweis, wie in Kapitel 2-3.5 beschrieben, geführt.

#### **BEGRENZUNG DER VERFORMUNG**

##### **Elastische Anfangsdurchbiegung $t = 0$**

Die Begrenzung der elastischen Anfangsdurchbiegung  $w_{inst}$  der Rippendecken wird für die charakteristische Kombination (char) von Einwirkungen nach (2.62) geführt. In Abbildung 2.20 wird die Verformung für die maßgebende Einwirkungskombination dargestellt:



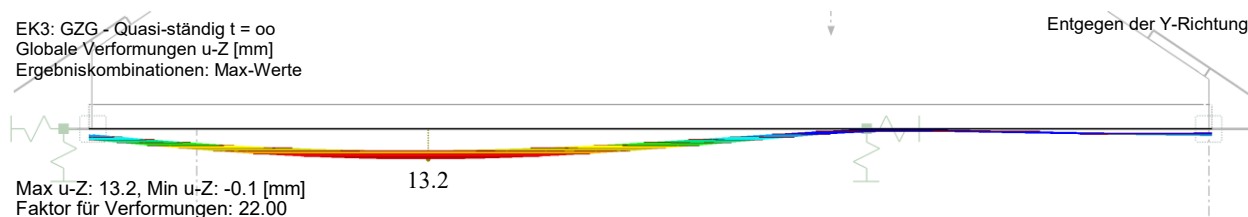
**Abbildung 2.20** Globale Durchbiegung des Rippendecken der charakteristischen Einwirkungskombination zum Zeitpunkt  $t = 0$

Als Bezugsgröße für den Grenzwert der Anfangsdurchbiegung  $l/300$  wurde die größere Spannweite des Zweifeldsystems gewählt, welche 7,40 m beträgt. Die berechnete Durchbiegung  $w_{inst}$  ist kleiner als der geforderte Grenzwert. Somit ist der Nachweis erfüllt.

$$w_{inst} = 10,2 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = \frac{7400}{300} = 24,7 \text{ mm} \checkmark$$

##### **Enddurchbiegung $t = \infty$**

Die Begrenzung der Enddurchbiegung  $w_{fin}$  wurde für die quasi-ständige Einwirkungskombination (perm) geführt. Der Nachweis wurde nach (2.64) erbracht. Die maßgebende Verformung wird in Abbildung 2.16 dargestellt.



**Abbildung 2.21** Globale Durchbiegung des Rippendecke der quasi-ständigen Einwirkungskombination zum Zeitpunkt  $t = \infty$

Die maßgebende Verformung tritt im Feld mit der größeren Spannweite von 7,40 m auf. Die berechnete Durchbiegung  $w_{fin}$  ist kleiner als der geforderte Grenzwert. Somit ist der Nachweis erfüllt.

$$w_{fin} = 13,2 \text{ mm} \leq \frac{l}{250} = \frac{7400}{250} = 29,6 \text{ mm} \checkmark$$

## SCHWINGUNGSNACHWEIS

Die BSP-BSH-Rippendecke wird nach ihrem dynamischen Verhalten untersucht. Dabei wurde, wie in Abbildung 2.14 dargestellt, vorgegangen.

### Nachweis des Frequenzkriteriums

Die Berechnung der Eigenfrequenz der BSP-BSH-Rippendecken in der globalen Z-Richtung wurde mit dem Zusatzmodul „RF-DYNAM Pro“ des Statiksoftware RFEM berechnet. Als Masse wurde die Summe der ständigen Einwirkungen verwendet. In Abbildung 2.22 ist das Ergebnis der Berechnung dargestellt.

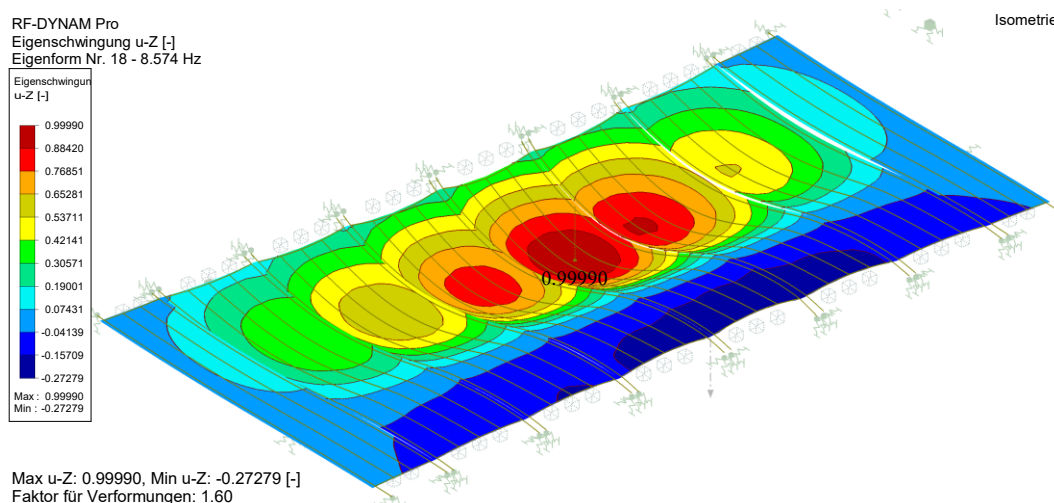


Abbildung 2.22 Erste Eigenform der Rippendecke für die Summe der ständigen Einwirkungen

Da die Berechnung am Gesamttragwerk berechnet wurde, ist die erste Eigenform der Rippendecke die 18. Eigenform des Gesamtsystems. Die erste Eigenfrequenz  $f_1$  der Rippendecke ist größer als 8 Hz. Der Nachweis des Frequenzkriteriums ist deshalb erfüllt.

$$f_1 = 8,574 \text{ Hz} \geq f_{gr} = 8 \text{ Hz} \checkmark$$

### Nachweis des Steifigkeitskriteriums

Da die Eigenfrequenz  $f_1$  ist größer als 8 Hz, ist keine genauere Betrachtung nötig. Nach [6] wird noch der Nachweis des Steifigkeitskriteriums gefordert. Um eine genauere Auswertung der Berechnung der Verformung zu ermöglichen, wurden die Rippenplatten im Punkt der größten Auslenkung der ersten Eigenform, mit einer Last von 100 kN belastet. Folglich ist die Verformung durch 100 zu dividieren. In Abbildung 2.23 ist die maßgebende Verformung abgebildet:

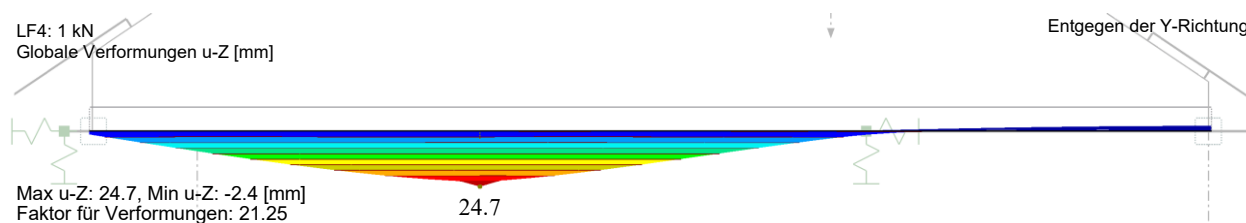


Abbildung 2.23 Globale Verformung in z-Richtung mit einer Punktlast von 100 kN für Nachweis des Steifigkeitskriteriums

Die Verformung ist kleiner als der geforderte Grenzwert. Der Nachweis des Steifigkeitskriteriums ist erfüllt.

$$w_{stat} = 24,7/100 = 0,247 \text{ mm} \leq w_{gr} = 0,25 \text{ mm} \checkmark$$

## 2-5 VERBINDUNGEN UND DETAILS

Im Holzbau spielt die Verbindungstechnik eine wichtige Rolle. Deshalb ist ein bestimmtes Hintergrundwissen notwendig. Dieses wird nachfolgend kurz erläutert.

### 2-5.1 AXIAL BEANSPRUCHTE VERBINDUNGSMITTEL

Bei axialer Beanspruchung können bei Schrauben folgende Versagensmechanismen auftreten:

- Versagen auf Herausziehen
- Durchziehen des Schraubenkopfes
- Abreisen der Schraube auf Zug (Stahlbruch)
- Knickversagen der Schraube bei Druckbelastung

In dieser Masterarbeit wurden die axial beanspruchten Verbindungsmittel nach ETA-11/0190 [33] bemessen. Nachfolgend wird auf die Berechnung der Werte charakteristischer Tragfähigkeiten näher eingegangen.

#### 2-5.1.1 Axiale Tragfähigkeit auf Herausziehen

Nach ETA-11/0190 [33] berechnet sich die axiale Tragfähigkeit einer Schraube auf Herausziehen wie folgt:

$$F_{ax,k} = \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} \quad (2.66)$$

Hierbei bedeuten:

$F_{ax,k}$  Charakteristischer Wert der Ausziehtragfähigkeit einer Schraube [N];

$k_{ax}$  Faktor, der den Winkel  $\alpha$  zwischen Schraubenachse und Faserrichtung berücksichtigt;

bei  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$   $k_{ax} = 1$

mit: bei  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$   $k_{ax} = 0,3 + \frac{0,7 \cdot \alpha}{45^\circ}$

$k_{\beta}$  .....  $k_{\beta} = 1,0$  für Vollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz und Massivholzplatten;

$f_{ax,k}$  ..... charakteristischer Ausziehparameter;

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

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

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

$\rho_a$  ..... zugehörige Rohdichte für  $f_{ax,k}$  [kg/m<sup>3</sup>].

Alternativ zur Berechnung der charakteristischen Werte der Ausziehtragfähigkeit, darf für, in Schmalseiten eingedrehte Schrauben, die Tragfähigkeit wie folgt berechnet werden:

$$F_{ax,k} = 20 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9} \quad (2.67)$$

Dabei sind:

$d$  Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm];

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

### 2-5.1.2 Kopfdurchziehtragfähigkeit

Der charakteristische Durchzieh Widerstand eines Schraubenkopfes in axialer Richtung kann nach ÖNORM EN 1995-1-1 [6] mit nachfolgender Gleichung bestimmt werden:

$$F_{head,k} = f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} \quad (2.68)$$

Dabei sind:

- $F_{head,k}$  ..... der charakteristische Durchzieh Widerstand einer Schraube unter einem Winkel  $\alpha \geq 30^\circ$  zur Faserrichtung, [N];
- $f_{head,k}$  ..... der charakteristische Durchziehparameter der Schraube für die zugehörige Rohdichte  $\rho_a$ ;
- $d_h$  ..... der Durchmesser des Schraubenkopfes [kg/m<sup>3</sup>].

### 2-5.1.3 Stahlbruch

Die charakteristische Zugfestigkeit einer Schraube berechnet sich nach ÖNORM EN 1995-1-1 [6]:

$$F_{tens,k} = f_{tens,k} \quad (2.69)$$

Hierbei bedeuten:

- $F_{tens,k}$  ..... Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit [N];
- $f_{tens,k}$  ..... der charakteristische Zugwiderstand der Schraube [N].

### 2-5.1.4 Druckbeanspruchbarkeit

Der Bemessungswert der Druckbeanspruchbarkeit einer Schraube berechnet sich nach ETA-11/0190 [33] mit der Gleichung (2.70). Dabei ist das Minimum aus dem Widerstand der Schrauben gegen Knicken und gegen das Durchdrücken der Schrauben durch das Holzbauteil maßgebend.

$$F_{ax,Rd} = \min[f_{ax,d} \cdot d \cdot l_{ef}; \kappa_c \cdot N_{pl,d}] \quad (2.70)$$

Hierbei sind:

- $f_{ax,d}$  ..... Bemessungswert der Ausziehtragfähigkeit des Schraubengewindes [N/mm<sup>2</sup>]
- $d$  ..... Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm];
- $l_{ef}$  ..... Einbindtiefe des Gewindeteils der Schraube im Holzbauteil [mm];
- $\kappa_c$  ..... Knickbeiwert, mit:

$$\begin{aligned} &\text{für } \bar{\lambda}_k \leq 0,2 && \kappa_c = 1 \\ &\text{für } \bar{\lambda}_k > 0,2 && \kappa_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}_k^2}} \end{aligned} \quad (2.71)$$

$$\text{mit: } k = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2 \right]$$

$\bar{\lambda}_k$  bezogenen Schlankheitsgrad

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{N_{pl,k}}{N_{ki,k}}} \quad (2.72)$$

Wobei:

- $N_{pl,k}$  ..... charakteristischer Wert der plastischen Normalkrafttragfähigkeit des Nettoquerschnitts bezogen auf den Kerndurchmesser der Schrauben;

$$N_{pl,k} = \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} \cdot f_{y,k} \quad (2.73)$$

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



$d_1$  Kerndurchmesser der Schraube [mm].

$$N_{pl,d} = \frac{N_{pl,k}}{\gamma_{M1}} \quad (2.74)$$

$\gamma_{M1}$  Teilsicherheitsbeiwert nach EN 1993-1-1;

$$N_{ki,k} = \sqrt{c_h \cdot E_s \cdot I_s} \quad (2.75)$$

$c_h$  Elastische Bettung der Schrauben;

$$c_h = (0,19 + 0,012 \cdot d) \cdot \rho_k \cdot \left( \frac{90^\circ + \alpha}{180^\circ} \right) \quad (2.76)$$

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

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

$E_s$  ..... Elastizitätsmodul des Stahls,  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ ;

$I_s$  ..... Flächenträgheitsmoment,  $I_s = \frac{\pi \cdot d_1^4}{64}$

## 2-5.2 LATERAL BEANSPRUCHTE VERBINDUNGSMITTEL

[4] [6] [33] [31]

Die laterale Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmittel werden nach ÖNORM EN 1995-1-1 [31] nach den Versagensmodi durch die Theorie von *Johansen* beschreiben.

Um diese zu berechnen, werden unter anderem die charakteristischen Lochleibungsfestigkeiten benötigt. Da in dieser Arbeit verschiedene Verbindungsmittel zur Anwendung kommen, werden die Gleichungen zur Berechnung der Lochleibungsfestigkeiten nachfolgend zusammengefasst.

Zuvor ist noch zu erwähnen, dass die charakteristischen Lochleibungsfestigkeiten von Schrauben in den Seitenflächen durch die Gleichung (2.77) abgemindert wurden. Dabei wurde der Winkel  $\varepsilon$  zwischen Krafrichtung und Faserrichtung der äußeren Schicht BSP-Elementes berücksichtigt. Dieser Ansatz wurde an ÖNORM B 1995-1-1:2015 (8.31) angelehnt, welche es für Bolzen vorsieht- Deshalb liegt die charakteristische Lochleibungsfestigkeit auf der sicheren Seite.

$$f_{h1,\alpha,k} = \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} \quad (2.77)$$

Hierbei sind:

- $f_{h,k}$  ..... charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit in Decklagenrichtung des BSP-Elements, [N/mm<sup>2</sup>];
- $d$  ..... Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm];
- $\varepsilon$  ..... Winkel  $\varepsilon$  zwischen Krafrichtung und Faserrichtung der äußeren Schicht BSP-Elementes.

### Nägel

Der charakteristische Wert der Lochleibungsfestigkeiten für profilierte Nägel berechnet sich nach ÖNORM B 1995-1-1 [6], die ohne Vorbohren in die Seitenflächen von Brettspertholz eingeschlagen werden, nach Gleichung (2.78). Die Lochleibungsfestigkeiten darf unabhängig vom Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung ermittelt werden.

$$f_{h,k} = 60 d^{-0,5} \quad (2.78)$$

Hierbei sind:

- $d$  ..... Nenndurchmesser des Verbindungsmittels [mm];

### Schrauben

Bei auf Abscheren beanspruchte selbstbohrende Schrauben in Seitenflächen wird die Lochleibungsfestigkeit nach ETA-11/0190 [33] unter Berücksichtigung des Winkel  $\alpha$  zwischen Achse und Faserrichtung der Decklage nach den Gleichungen (2.79) und (2.80) berechnet. Dabei wird unterschieden zwischen nicht vorgebohrte und vorgebohrte Löcher, in denen die Schrauben eingebracht werden.

nicht vorgebohrte Löcher: 
$$f_{h,k} = \frac{0,082 \rho_k d^{-0,3}}{2,5 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (2.79)$$

vorgebohrte Löcher: 
$$f_{h,k} = \frac{0,082 \rho_k d^{-0,3}}{2,5 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (2.80)$$

Hierbei sind:

- $f_{h,k}$  ..... charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit in Decklagenrichtung des BSP-Elements, [N/mm<sup>2</sup>];
- $\rho_k$  ..... Charakteristische Rohdichte des Holzbauteils [kg/m<sup>3</sup>];
- $d$  ..... Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm];
- $\alpha$  ..... Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung,  $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

### Stabdübel und Bolzen

Die charakteristische Lochleibungsfestigkeit von Stabdübel bzw. Bolzen in den Seitenflächen von Brettsper Holz darf nach ETA-06/0009 [4] mit folgender Gleichung bestimmt werden:

$$f_{h,k} = \frac{32 (1 - 0,015 d)}{1,1 \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (2.81)$$

Hierbei sind:

$d$  ..... Durchmesser des Verbindungsmittels [mm];

$\alpha$  ..... Winkel zwischen Beanspruchungsrichtung und Faserrichtung der Deckplatte.

Nach ETA-06/0009 [4] darf die charakteristische Lochleibungsfestigkeit für Bolzen in Schmalseiten von Brettsper Holz wie folgt berechnet werden:

$$f_{h,k} = 9 (1 - 0,017 d) \quad (2.82)$$

Hierbei sind:

$d$  ..... Durchmesser des Verbindungsmittels [mm];

## JOHANSEN GLEICHUNGEN ZUR BERECHNUNG DER CHARAKTERISTISCHEN TRAGFÄHIGKEIT

In der Tragstruktur der „Faltwerk“-Lösung kommen folgende auf Abscheren beanspruchte Verbindungen zum Einsatz:

- einschnittige Holz-Holz-Verbindung
- Stahl-Holz-Verbindungen:
  - für ein dickes Stahlblech, (einschnittige Verbindung)
  - für innenliegende Stahlbleche (zweischchnittige Verbindung)

Nachfolgend werden die Johansen Gleichungen nach [31] zur Berechnung der charakteristischen Tragfähigkeit pro Scherfuge eines Verbindungsmittels angeführt.

### einschnittige Holz-Holz-Verbindung

Die charakteristische Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels pro Scherfuge für einschnittige Holz-Holz-Verbindung berechnet sich nach [31]:

$$F_{v,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} F_{v,k,(a)} \\ F_{v,k,(b)} \\ F_{v,k,(c)} \\ F_{v,k,(d)} \\ F_{v,k,(e)} \\ F_{v,k,(f)} \end{array} \right. \quad (2.83)$$

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

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

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

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

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

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

### einschnittige Stahl-Holz-Verbindungen

Die charakteristische Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels pro Scherfuge für eine einschnittige Stahl-Holz-Verbindung mit einem dicken Stahlblech berechnet sich nach [31]:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} F_{v,k,(c)} \\ F_{v,k,(d)} \\ F_{v,k,(e)} \end{cases} \quad (2.84)$$

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

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

$$F_{v,k,(e)} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} \quad (e)$$

### zweischmittige Verbindung Stahl-Holz-Verbindungen

Die charakteristische Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels pro Scherfuge für eine zweischmittige Verbindung Stahl-Holz-Verbindungen für ein innenliegendes Stahlblech jeder Dicke berechnet sich nach [31]:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} F_{v,k,(c)} \\ F_{v,k,(d)} \\ F_{v,k,(e)} \end{cases} \quad (2.85)$$

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

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

$$F_{v,k,(h)} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} \quad (h)$$

### 2-5.3 VERSCHIEBEMODULN VON VERBINDUNGSMITTEL

Im Holzbau ist die Berechnung der Schnittkräfte und die Berechnung der Verformungen abhängig von der Steifigkeit der Verbindungsmittel. Dabei wird unterschieden zwischen

- Verschiebungsmodul  $K_u$  im Grenzzustand der Tragfähigkeit und
- Verschiebungsmodul  $K_{ser}$  unter Gebrauchslast.

Dabei ist: 
$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad (2.86)$$

Der Bemessungswert des Verschiebungsmoduls  $K_u$  eines Verbindungsmittels im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nach ÖNORM B 1995-1-1 anzunehmen mit:

$$K_d = \frac{K_u}{\gamma_M} \quad (2.87)$$

Die Berechnung des Verschiebungsmoduls  $K_{ser}$  pro Scherfuge der verwendeten auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmittel wurden in dieser Arbeit nach [31] wie folgt berechnet:

- Stabdübel Bolzen mit oder ohne Lochspiel Schrauben Nägel (vorgebohrt):

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} d / 23 \quad (2.88)$$

- Nägel (nicht vorgebohrt)

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30 \quad (2.89)$$

Hierbei sind:

- $\rho_m$  ..... mittlere Rohdichte des Holzwerkstoffes [kg/m<sup>3</sup>], bei zwei unterschiedlichen mittleren Rohdichten der verbundenen Holzwerkstoffe  $\rho_{m1}$  und  $\rho_{m2}$ , berechnet sich diese aus dem geometrischen Mittel  $\rho_m = \sqrt{\rho_{m1} \cdot \rho_{m2}}$ , wobei  $\rho_m = 1,15 \cdot \rho_k$  ist.
- $d$  ..... Durchmesser des Verbindungsmittels [mm].

Bei Stahlblech-Holz-Verbindungen sollte  $K_{ser}$  mit dem Faktor 2,0 multipliziert werden [31].

Der Verschiebungsmodul  $K_{ser}$  einer axial beanspruchten Schraube berechnet sich nach [33]:

$$K_{ser} = 25 \cdot d \cdot l_{ef} \quad (2.90)$$

Hierbei sind:

- $d$  ..... Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm];
- $l_{ef}$  ..... Einbindetiefe des Gewindeteils der Schraube im Holzbauteil [mm].

Bei einer Schraube, welche zwei Bauteile miteinander verbindet, handelt es sich um ein hintereinander geschaltetes System. Die Ersatzfeder in axialer Richtung  $K_{ser,tot}$  berechnet sich nach [34]:

$$\frac{1}{K_{ser,tot}} = \sum \frac{1}{K_{ser}} \quad (2.91)$$

Die Gleichung (2.97) umgeformt und (2.96) eingesetzt, ergibt sich:

$$K_{ser,tot} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef,1} \cdot l_{ef,2}}{l_{ef,1} + l_{ef,2}} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef,1} \cdot l_{ef,2}}{l_{Schraube}} \quad (2.92)$$

Hierbei sind:

- $d$  ..... Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm];
- $l_{ef,1}, l_{ef,2}$  ..... Einbindetiefe des Gewindeteils der Schraube im Holzbauteil [mm];
- $l_{Schraube}$  ..... Schraubenlänge [mm].

## 2-6 VERWENDETE VERBINDUNGSMITTEL

Nachfolgend werden die verwendeten Verbindungsmittel, die in Abbildung 2.24 dargestellt sind, mit den zugehörigen technische Daten in Tabelle 30 und Tabelle 31 als Übersicht zusammengefasst.

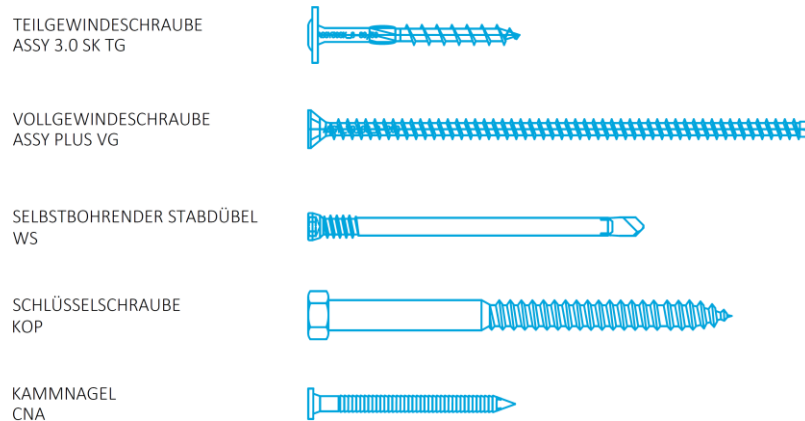


Abbildung 2.24 Darstellung verwendeter Verbindungsmittel nach [33] [35] [36]

Tabelle 30 Technische Daten der Holzbauschrauben, ETA-11/0190 [33]

		ASSY plus VG 8	ASSY plus VG 10	ASSY 3.0 SK 8-80/50 TGS
Gewindeaußendurchmesser der Schraube	$d$	8 mm	10 mm	8 mm
charakteristischer Ausziehparameter $f_{ax,k}$	$f_{ax,k}$	11 N/mm <sup>2</sup>		
zugehörige Rohdichte	$\rho_a$	350 kg/m <sup>3</sup>		
charakteristischer Wert des Fließmoments	$M_{y,k}$	23,0 Nm	36,0 Nm	23,0
charakteristischer Wert der Zugtragfähigkeit	$f_{tens,k}$	22,0 kN	33,0 kN	22,0
charakteristische Durchziehparameter der Schraube	$f_{head,k}$	13 N/mm <sup>2</sup>		10 N/mm <sup>2</sup>
Durchmesser des Schraubenkopfes	$d_h$	12 mm	15 mm	22 mm
Kerndurchmesser der Schraube	$d_1$	5,0	6,2	5,3
charakteristischer Wert der Streckgrenze	$f_{y,k}$	210000 N/mm <sup>2</sup>		

Tabelle 31 Technische Daten der Stabdübel, Bolzen und Stabdübel, ETA-11/0190 [33]

		KOP 12	WS 7/113	CNA 6,0x80
		„Holzbauverbinder“ d. Fa. Rothoblaas [35]		ETA-04/0013 [36]
Nenn Durchmesser	$d$	12 mm	7 mm	8 mm
Charakteristischer Wert des Fließmoments	$M_{y,k}$	65700 Nmm	31930 Nmm	18987 Nmm

## 2-7 VERBINDUNGEN ÜBERSICHT

Da die Verbindungsmittel im Holzbau einen großen Einfluss haben, wird nachfolgend kurz auf die Bezeichnung der Liniengelenke eingegangen. Für die Benennung orientierte man sich an der BSH-BSP-Rippendecke (siehe Abbildung 2.24). Diese weist aufgrund der gewählten Auflagerbedingungen unsymmetrische Stützweiten auf. Es werden die Termini „lang“, welcher sich auf die längere Seite der BSH-BSP-Rippendecke bezieht, und „kurz“, der sich auf die kürzere Seite bezieht, verwendet. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurden in der nachfolgenden Abbildung 2.25 die Vollholz-Auskragungen ausgeblendet.

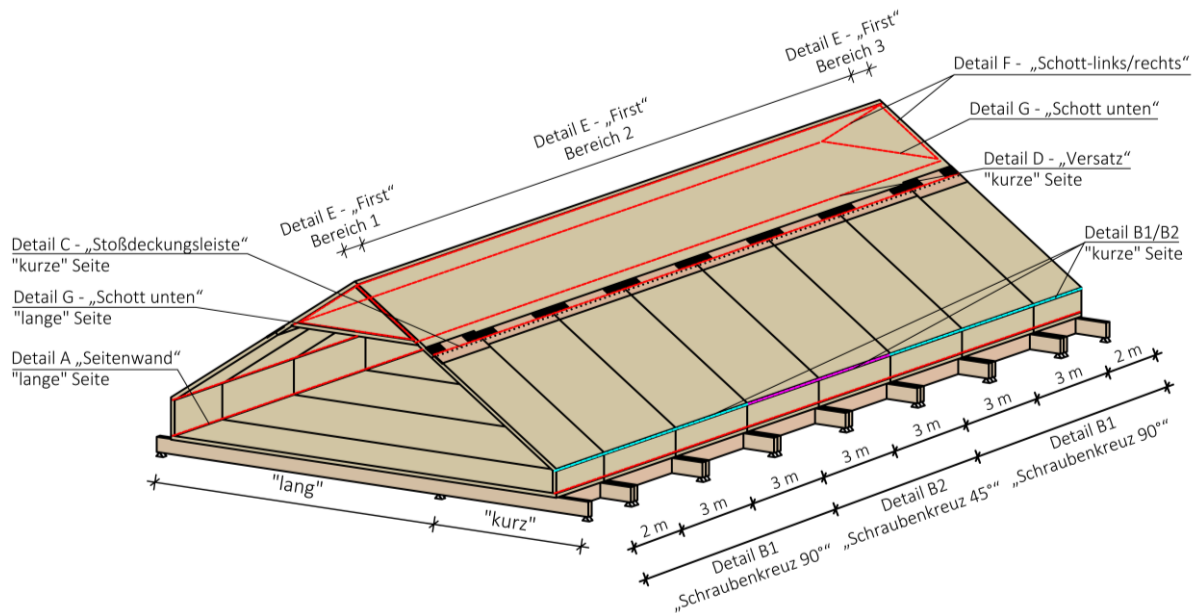


Abbildung 2.25 Definition der Liniengelenke



## 2-8 BERECHNUNG DER TRAGFÄHIGKEIT PRO VERBINDUNGS-MITTEL

Die Berechnung der Tragfähigkeit des Systems wurde iterativ durchgeführt. Dabei wurde die Anzahl der Verbindungsmittel variiert. Dafür wurde nachfolgend die Tragfähigkeit pro Verbindungsmittel bzw. Verbindungsmittelgruppe berechnet und anschließend im Tabellenkalkulationsprogramm Excel die Nachweise durch Iteration der Verbindungsmittellanzahl geführt.

Unter Betrachtung der vorhandenen Lastfallkombinationen wurde die kürzeste Klasse der Lasteinwirkungsdauer, „kurz“, angenommen. Diese liegt vor, wenn die Lastfälle Schnee und Wind (LF5 bis LF9) in der Lastfallkombination enthalten sind. Für die vorliegende Konstruktion werden diese Lastfallkombinationen zur Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit als maßgebend angenommen. Für die Lasteinwirkungsdauer „kurz“ und der gewählten Nutzungsklasse beträgt folglich der Modifikationsbeiwert  $k_{mod} = 0,9$ .

### 2-8.1 DETAIL A – „SEITENWAND“

Die Seitenwand wird durch die Schraube ASSY VG 8/200 mm mit der Rippenplatte verbunden. Die Einbindetiefe im vertikalen BSP-Element (Seitenwand) wird für eine leichtere Montage werkseits vorgebohrt. Die Verbindungsgeometrie wird in Abbildung 2.26 dargestellt.

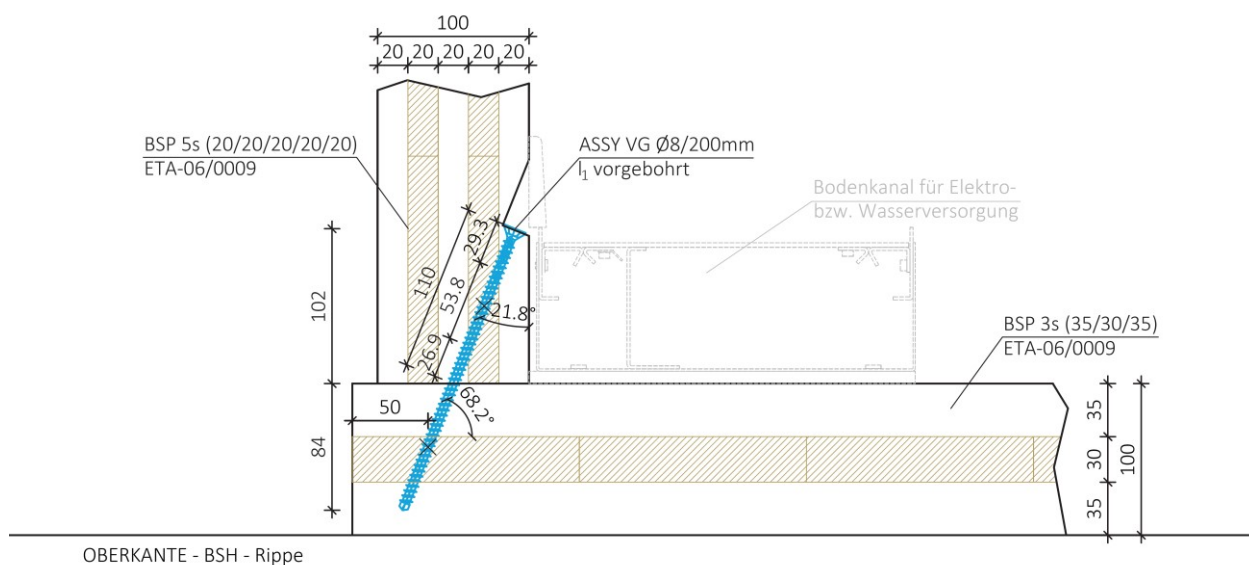


Abbildung 2.26 Detail A – „Seitenwand“

### AXIALE TRAGFÄHIGKEIT:

*Kopf herausziehen: Seitenfläche*

Die Schrauben ASSY VG PLUS 8/200mm werden in einem Winkel  $\alpha = 21,8^\circ$  zur Decklage der Seitenwand eingeschraubt. In diesem Fall muss der Faktor  $k_{ax}$  über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Kopf} = \frac{\left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 21,8^\circ}{45^\circ}\right) \cdot (29,3 + 26,9) + 1 \cdot 53,8}{34,3 + 26,9 + 53,9} = 0,816$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,816 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 110}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 5687 \text{ N}$$

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 13 \cdot 12^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 1348 \text{ N}$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{22000}{1,1} = 20000 \text{ N}$$

Spitze herausziehen: Schmalseite:

Die Spitze der Schraube ASSY VG PLUS 8/200mm wird in einem Winkel  $\alpha = 68,2^\circ$  zur Decklage der Rippendecke eingeschraubt. In diesem Fall beträgt der Faktor  $k_{ax} = 1$ , da der Winkel größer als  $45^\circ$  ist.

$$l_{ef} = 200 - 110 = 90 \text{ mm}$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 90}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 5702 \text{ N}$$

Die axiale Tragfähigkeit einer Schraube berechnet wie folgt:

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 5687 \\ 1348 \} \\ 5702 \\ 20000 \end{array} \right\} = 5687 \text{ N}$$

### Bemessungswert der Tragfähigkeit in Y-Richtung des Liniengelenks

Unter Berücksichtigung des Einschraubwinkels ergibt sich ein Bemessungswert der Tragfähigkeit der Schraube auf „Herausziehen“ in horizontaler Richtung:

$$F_{ax,Rd} = 5687 \cdot \cos(68,2) = 2112 \text{ N}$$

### Berechnung der Steifigkeit auf „Herausziehen“ – z-Richtung des Liniengelenks

Die Steifigkeit auf „Herausziehen“ wurde nach Gleichung (2.92) berechnet:

$$K_{ser,ax,Schraube} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{ef1} + l_{ef2}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 110 \cdot 90}{110 + 90} = 9900 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser,z,Schraube} = 9900 \cdot \cos(68,2) = 3677 \text{ N/mm}$$

### LATERALE TRAGFÄHIGKEIT:

Die Lochleibungsfestigkeit der Schraube wurde nach ETA 11-0119 berechnet. Zusätzlich wurde bei der Lochleibungsfestigkeit auf der Seitenfläche sicheren Seite liegend der Winkel  $\varepsilon$  zwischen Kraftrichtung und Faserrichtung der äußeren Schicht, wie es ÖNORM B 1995-1-1:2015 (8.31) für Bolzen vorsieht, berücksichtigt.

#### Lochleibungsfestigkeit Seitenwand -Seitenfläche:

Die charakteristische Lochleibungsfestigkeit wird für vorgebohrte Bauteile berechnet:

$$f_{h1,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot (1 - 0,01 \cdot d)}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0,082 \cdot 350 \cdot (1 - 0,01 \cdot 8)}{2,5 \cdot \cos^2 21,8 + \sin^2 21,8} = 11,51 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h1,\alpha,k} = \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} =$$

$$= \frac{11,51}{(1,35 + 0,015 \cdot 8) \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 7,83 \text{ N/mm}^2$$

#### Lochleibungsfestigkeit Rippendecke - Seitenfläche:

Die charakteristische Lochleibungsfestigkeit wird für nicht vorgebohrte Bauteile berechnet:

$$f_{h2,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0,082 \cdot 350 \cdot 8^{-0,3}}{2,5 \cos^2 68,2 + \sin^2 68,2} = 12,74 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h2,\alpha,k} = \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} =$$

$$= \frac{12,74}{(1,35 + 0,015 \cdot 8) \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 8,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = \frac{f_{h2,k}}{f_{h1,k}} = \frac{8,67}{7,83} = 1,11$$

$$M_{y,k} = 23000 \text{ Nmm}$$

Die Einbindetiefen betragen  $t_1 = 102 \text{ mm}$  und  $t_2 = 84 \text{ mm}$ . Die Seilwirkung  $\Delta F_s = \frac{1}{4} \cdot F_{\text{ax,Schraube,Rd}}$  wird in dieser Verbindung berücksichtigt.

$$F_{v,k,(a)} = 7,83 \cdot 102 \cdot 8 = 6389 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(b)} = 8,67 \cdot 84 \cdot 8 = 5826 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(c)} = \frac{7,83 \cdot 102 \cdot 8}{1 + 1,11} \left[ \sqrt{1,11 + 2 \cdot 1,11^2 \cdot \left[ 1 + \frac{84}{102} + \left( \frac{84}{102} \right)^2 \right] + 1,11^3 \left( \frac{84}{102} \right)^2} - 1,11 \left( 1 + \frac{84}{102} \right) \right] + \frac{7899}{4} = 4515 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(d)} = 1,05 \cdot \frac{7,83 \cdot 102 \cdot 8}{2 + 1,11} \left[ \sqrt{2 \cdot 1,11 \cdot (1 + 1,11) + \frac{4 \cdot 1,11 \cdot (2 + 1,11) \cdot 23000}{7,83 \cdot 8 \cdot 102^2}} - 1,11 \right] + \frac{7899}{4} = 4485 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(e)} = 1,05 \cdot \frac{7,83 \cdot 84 \cdot 8}{1 + 2 \cdot 1,11} \left[ \sqrt{2 \cdot 1,11^2 \cdot (1 + 1,11) + \frac{4 \cdot 1,11 \cdot (1 + 2 \cdot 1,11) \cdot 23000}{7,83 \cdot 8 \cdot 84^2}} - 1,11 \right] + \frac{7899}{4}$$

$$= 6186 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 1,11}{1 + 1,11}} \cdot \sqrt{2 \cdot 23000 \cdot 7,83 \cdot 8} + \frac{7899}{4} = 3976 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \min \begin{cases} 6389 \text{ N} \\ 5826 \text{ N} \\ 4515 \text{ N} \\ 4485 \text{ N} \\ 6186 \text{ N} \\ 3976 \text{ N} \end{cases} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 3976 \text{ N} = 2863 \text{ N}$$

### Steifigkeit auf „Abscheren“ – z-Richtung des Liniengelenks

Die Steifigkeit auf „Abscheren“ wurde nach Gleichung (2.88) berechnet:

$$K_{ser,x} = \rho_m^{1,5} \cdot d/23 = (420)^{1,5} \cdot 8/23 = 2994 \text{ N/mm}$$

## 2-8.2 DETAIL B1 – „SCHRAUBENKREUZ 90°“

Aufgrund der zunehmenden Gelenksquerkräfte  $v_z$  und den abnehmenden Normalkräften  $n$  wurde die Tragfähigkeit für ein Schraubenkreuz berechnet, wobei Schraube 1 des Typs ASSY VG Plus 8/180 mm und Schraube 2 des Typs ASSY VG Plus 8/260 mm gewählt wurden.

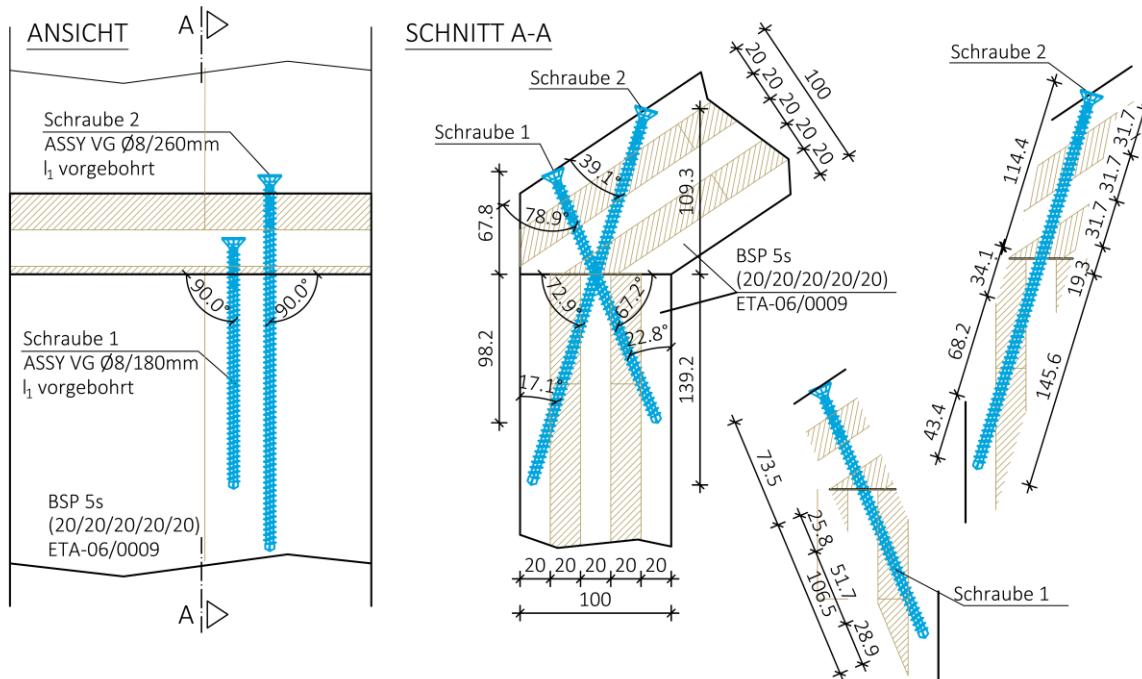


Abbildung 2.27 Detail B1 – „Schraubenkreuz 90°“

### AXIALE TRAGFÄHIGKEIT

#### Schraube 1

Schraube 1 besitzt eine Länge von 180 mm und wird mit einem Winkel von  $78,9^\circ$  zur Decklage des Einhängeelements eingedreht (siehe Abbildung 2.27). Aus diesem Einschraubwinkel resultiert  $k_{ax} = 1$ , da der Winkel  $\alpha$  größer als  $45^\circ$  ist.

$$k_{ax,Kopf} = 1$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 73,5}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 4657 \text{ N}$$

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 13 \cdot 12^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 1348 \text{ N}$$

Die Spitze der Schraube 1 wird mit einem Winkel von  $22,8^\circ$  zur Decklage in die Seitenwand eingedreht. In diesem Fall muss der Faktor  $k_{ax}$  über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Spitze} = \frac{\left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 22,8^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 25,8 + 1 \cdot 51,7 + \left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 22,8^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 28,9}{25,8 + 51,7 + 28,9} = 0,823$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,823 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 106,5}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 5553 \text{ N}$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{22000}{1,1} = 20000 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{4657\} \\ 1348 \\ 5553 \\ 20000 \text{ N} \end{array} \right\} = 4657 \text{ N}$$

## Schraube 2

Schraube 2 besitzt eine Länge von 260 mm und wird mit einem Winkel von  $39,1^\circ$  zur Decklage des Einhängeelements eingedreht (siehe Abbildung 2.27). In diesem Fall muss der Faktor  $k_{ax}$  über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Kopf} = \frac{\left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 39,1^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 31,7 + 1 \cdot 31,7 + \left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 39,1^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 31,7 + 1 \cdot 19,3}{31,7 + 31,7 + 31,7 + 19,3} = 0,948$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,948 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 114,4}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 6871 \text{ N}$$

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 13 \cdot 12^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 1348 \text{ N}$$

Die Spitze der Schraube 2 wird mit einem Winkel von  $17,1^\circ$  zur Decklage in die Seitenwand eingedreht. In diesem Fall muss der Faktor  $k_{ax}$  über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Spitze} = \frac{\left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 17,1^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 34,1 + 1 \cdot 68,2 + \left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 17,1^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 43,4}{34,1 + 68,2 + 43,4} = 0,769$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,769 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 145,6}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 7094 \text{ N}$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{22000}{1,1} = 20000 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 6871 \\ 1348 \} \\ 7094 \\ 20000 \text{ N} \end{array} \right\} = 6871 \text{ N}$$

**Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Schraubenkreuzes bei axialer Beanspruchung**

Unter Berücksichtigung der Einschraubwinkel ergibt sich ein Bemessungswert der Tragfähigkeit es Schraubenkreuzes in horizontaler Richtung von:

$$F_{ax,Rd} = 4657 \cdot \cos(67,2) + 6871 \cdot \cos(72,9) = 3825 \text{ N}$$

**Berechnung der Steifigkeit eines Schraubenkreuzes bei axialer Beanspruchung:**

Die Berechnung der Steifigkeit des Schraubenkreuzes wurde Gleichung (2.92) berechnet.

$$K_{ser,ax,Schraube1} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{Schraube}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 73,5 \cdot 114,4}{180} = 8698 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser,ax,Schraube2} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{Schraube}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 73,5 \cdot 145,6}{260} = 12813 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} K_{ser,z,Schraubenkreuz} &= K_{ser,ax,Schraube1} \cdot \cos(67,2) + K_{ser,ax,Schraube2} \cdot \cos(72,9) \\ &= 8698 \cdot \cos(67,2) + 12813 \cdot \cos(72,9) = 7138 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

**LATERALE TRAGFÄHIGKEIT**

**Schraube 1**

Die Lochleibungsfestigkeit des Kopfes der Schrauben 1 in der Deckfläche des Einhängeelements wird für vorgebohrte Bauteile für den Winkel  $\alpha = 78,9^\circ$  berechnet. Zusätzlich wird die Lochleibungsfestigkeit abgemindert, indem der Winkel  $\varepsilon = 90^\circ$  (wie es ÖNORM B 1995-1-1:2015 (8.31) für Bolzen vorsieht) zwischen Kraft und Faserrichtung der Decklage berücksichtigt wird. Dies stellt eine konservative Annahme dar.

$$f_{h,Kopf,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot (1 - 0,01 \cdot d)}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0,082 \cdot 350 \cdot (1 - 0,01 \cdot 8)}{2,5 \cdot \cos^2 78,9 + \sin^2 78,9} = 25,01 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{h,Kopf,\alpha,k} &= \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} = \\ &= \frac{25,01}{(1,35 + 0,015 \cdot 8) \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 17,01 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Die Lochleibungsfestigkeit des Kopfes der Schrauben 1 in der Seitenwand wird für nicht vorgebohrte Bauteile für den Winkel  $\alpha = 22,8^\circ$  berechnet. Auch hier wird die Lochleibungsfestigkeit nach ÖNORM B 1995-1-1:2015 (8.31) [6] für Bolzen hinsichtlich Kraft und Faserrichtung der Decklage abgemindert.

$$f_{h,Spitze,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0,082 \cdot 350 \cdot 8^{-0,3}}{2,5 \cos^2 22,8 + \sin^2 22,8} = 6,76 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,Spitze,\alpha,k} = \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} = \frac{6,76}{(1,35 + 0,015 \cdot 8) \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 4,60 \text{ N/mm}^2$$

Die laterale Tragfähigkeit der Schraube 1 wird für die Einbindetiefen  $t_1 = 67,8 \text{ mm}$  und  $t_2 = 98,2 \text{ mm}$  berechnet. Auf der sicheren Seite liegend wird in der nachfolgenden Berechnung der Seileffekt vernachlässigt.

$$M_{y,k} = 23000 \text{ Nmm}$$

$$\beta = \frac{f_{h,Spitze,k}}{f_{h,Kopf,k}} = \frac{4,60}{17,01} = 0,270$$

$$F_{v,k,(a)} = 17,01 \cdot 67,8 \cdot 8 = 9229 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(b)} = 4,60 \cdot 98,2 \cdot 8 = 3613 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(c)} = \frac{17,01 \cdot 67,8 \cdot 8}{1 + 0,27} \left[ \sqrt{0,27 + 2 \cdot 0,27^2 \cdot \left[ 1 + \frac{98,2}{67,8} + \left( \frac{98,2}{67,8} \right)^2 \right] + 0,27^3 \left( \frac{98,2}{67,8} \right)^2} - 0,27 \left( 1 + \frac{98,2}{67,8} \right) \right] = 2370 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(d)} = 1,05 \cdot \frac{17,01 \cdot 67,8 \cdot 8}{2 + 0,27} \left[ \sqrt{2 \cdot 0,27 \cdot (1 + 0,27) + \frac{4 \cdot 0,27 \cdot (2 + 0,27) \cdot 23000}{17,01 \cdot 8 \cdot 67,8^2}} - 0,27 \right] = 2609 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(e)} = 1,05 \cdot \frac{17,01 \cdot 98,2 \cdot 8}{1 + 2 \cdot 0,27} \left[ \sqrt{2 \cdot 0,27^2 \cdot (1 + 0,27) + \frac{4 \cdot 0,27 \cdot (1 + 2 \cdot 0,27) \cdot 23000}{17,01 \cdot 8 \cdot 98,2^2}} - 0,27 \right] = 1760 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,27}{1 + 0,27}} \cdot \sqrt{2 \cdot 23000 \cdot 17,01 \cdot 8} = 1877 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \min \begin{pmatrix} 9229 \text{ N} \\ 3613 \text{ N} \\ 2370 \text{ N} \\ 2609 \text{ N} \\ 1760 \text{ N} \\ 1877 \text{ N} \end{pmatrix} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 1760 \text{ N} = 1267 \text{ N}$$



## Schraube 2

Die Lochleibungsfestigkeit des Kopfes der Schrauben 2 in der Deckfläche des Einhängeelements wird für vorgebohrte Bauteile für den Winkel  $\alpha = 39,1^\circ$  berechnet. Zusätzlich wird die Lochleibungsfestigkeit abgemindert, indem der Winkel  $\varepsilon = 90^\circ$  zwischen Kraft und Faserrichtung der Decklage berücksichtigt wird. Auch hier wird die Lochleibungsfestigkeit hinsichtlich Kraft und Faserrichtung der Decklage abgemindert.

$$f_{h,Kopf,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot (1 - 0,01 \cdot d)}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0,082 \cdot 350 \cdot (1 - 0,01 \cdot 8)}{2,5 \cdot \cos^2 39,1 + \sin^2 39,1} = 13,87 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{h,Kopf,\alpha,k} &= \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} = \\ &= \frac{13,87}{(1,35 + 0,015 \cdot 8) \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 9,44 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Die Lochleibungsfestigkeit des Kopfes der Schraube 2 in der Deckfläche des Einhängeelements wird für nicht vorgebohrte Bauteile für den Winkel  $\alpha = 17,1^\circ$  berechnet. Auch hier wird die Lochleibungsfestigkeit hinsichtlich Kraft und Faserrichtung der Decklage abgemindert.

$$f_{h,Spitze,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0,082 \cdot 350 \cdot 8^{-0,3}}{2,5 \cos^2 17,1 + \sin^2 17,1} = 6,49 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{h,Spitze,\alpha,k} &= \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} = \\ &= \frac{6,49}{(1,35 + 0,015 \cdot 8) \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 4,41 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Die laterale Tragfähigkeit der Schraube 2 wird für die Einbindetiefen  $t_1 = 109,3$  mm und  $t_2 = 139,2$  mm berechnet. Auf der sicheren Seite liegend wird in der nachfolgenden Berechnung der Seileffekt vernachlässigt.

$$M_{y,k} = 23000 \text{ Nmm}$$

$$\beta = \frac{f_{h,Spitze,k}}{f_{h,Kopf,k}} = \frac{4,41}{9,44} = 0,468$$

$$F_{v,k,(a)} = 9,44 \cdot 109,3 \cdot 8 = 8252 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(b)} = 4,41 \cdot 138,1 \cdot 8 = 4871 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} F_{v,k,(c)} &= \frac{9,44 \cdot 109,3 \cdot 8}{1 + 0,468} \left[ \sqrt{0,468 + 2 \cdot 0,468^2 \cdot \left[ 1 + \frac{138,1}{109,3} + \left( \frac{138,1}{109,3} \right)^2 \right] + 0,468^3 \left( \frac{138,1}{109,3} \right)^2} - 0,468 \left( 1 + \frac{138,1}{109,3} \right) \right] \\ &= 2610 \text{ N} \end{aligned}$$

$$F_{v,k,(d)} = 1,05 \cdot \frac{9,44 \cdot 109,3 \cdot 8}{2 + 0,468} \left[ \sqrt{2 \cdot 0,468 \cdot (1 + 0,468) + \frac{4 \cdot 0,468 \cdot (2 + 0,468) \cdot 23000}{9,44 \cdot 8 \cdot 109,3^2}} - 0,468 \right]$$

$$= 2645 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(e)} = 1,05 \cdot \frac{9,44 \cdot 138,1 \cdot 8}{1 + 2 \cdot 0,468} \left[ \sqrt{2 \cdot 0,468^2 \cdot (1 + 0,468) + \frac{4 \cdot 0,468 \cdot (1 + 2 \cdot 0,468) \cdot 23000}{9,44 \cdot 8 \cdot 138,1^2}} - 0,468 \right]$$

$$= 5477 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,468}{1 + 0,468}} \cdot \sqrt{2 \cdot 23000 \cdot 9,44 \cdot 8} = 1711 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 8252 \text{ N} \\ 4915 \text{ N} \\ 2618 \text{ N} \\ 2645 \text{ N} \\ 2100 \text{ N} \\ 1711 \text{ N} \end{array} \right\} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 1711 \text{ N} = 1231 \text{ N}$$

### Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Schraubenkreuzes bei lateraler Beanspruchung

Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Schraubenkreuzes berechnet sich aus der Addition der Tragfähigkeiten der Schraube 1 und der Schraube 2.

$$F_{v,Schraubenkreuz,Rd} = F_{v,Schraube1,Rd} + F_{v,Schraube2,Rd} = 1267 + 1231 = 2498 \text{ N}$$

### Berechnung der lateralen Steifigkeit pro Schraubenkreuz

Die Steifigkeit des Schraubenkreuzes in lateraler Richtung wurde nach Gleichung (2.88) berechnet:

$$K_{ser,x,Schraubenkreuz} = 2 \cdot \rho_m^{1,5} d / 23 = 2 \cdot (420)^{1,5} \cdot 8 / 23 = 5988 \text{ N/mm}$$

### 2-8.3 DETAIL B2 – „SCHRAUBENKREUZ 45°“

Aufgrund der zunehmenden Gelenksnormalkraft  $n$  und der ähnlich konstant bleibenden Gelenksquerkräfte  $v_z$  wurde dasselbe Schraubenkreuz gewählt wie in Detail B1 (siehe Kapitel 2-8.2). Zudem wurde das Schraubenkreuz in die Richtung der Gelenksnormalkraft um  $45^\circ$  geneigt (siehe Abbildung 2.28). Für Schraube 1 wurde der Typ ASSY VG Plus 8/240 mm gewählt und für Schraube 2 der Typ ASSY VG Plus 8/360 mm.

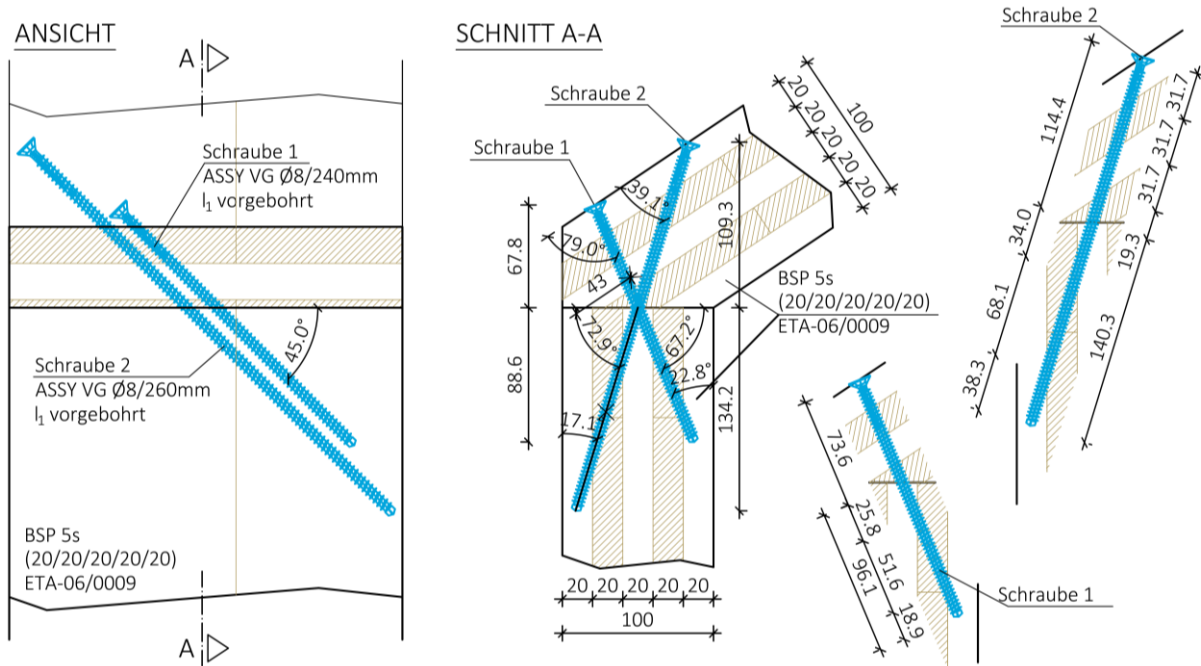


Abbildung 2.28 Detail B2 – „Schraubenkreuz 45°“

#### TRAGFÄHIGKEIT IN Z-RICHTUNG:

##### Schraube 1

Schraube 1 besitzt eine Länge von 240 mm und wird mit einem Winkel von  $79^\circ$  zur Decklage des Einhängeelements eingedreht. Weiters wird die Schraube um die z-Achse des Liniengelenks um  $45^\circ$  gedreht. Da beide Winkel größer als  $45^\circ$  sind, beträgt der Faktor  $k_{ax} = 1$ .

$$k_{ax,Kopf} = 1$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 73,5}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 4657 \text{ N}$$

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 13 \cdot 12^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 1348 \text{ N}$$

Die Spitze der Schraube 1 wird mit einem Winkel von  $22,8^\circ$  zur Decklage in die Seitenwand eingedreht. In diesem Fall muss der Faktor  $k_{ax}$  über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Spitze} = \frac{\left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 22,8^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 25,8 + 1 \cdot 51,6 + \left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 22,8^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 28,9}{25,8 + 51,6 + 28,9} = 0,840$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,840 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 96,1}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 5120 \text{ N}$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{22000}{1,1} = 20000 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 4657 \\ 1348 \} \\ 5120 \\ 20000 \text{ N} \end{array} \right\} = 4657 \text{ N}$$

### Schraube 2

Schraube 2 besitzt eine Länge von 360 mm und wird mit einem Winkel von  $39,1^\circ$  zur Decklage des Einhängeelements eingedreht. Zudem wird auch diese Schraube um die z-Achse um  $45^\circ$  geneigt. In diesem Fall muss der Faktor  $k_{ax}$  über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Kopf} = \frac{\left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 39,1^\circ}{45^\circ}\right) \cdot (31,7 + 31,7) + 1 \cdot (31,7 + 19,3)}{31,7 + 31,7 + 31,7 + 19,3} = 0,949$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,949 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 114,4}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 6879 \text{ N}$$

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 13 \cdot 12^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 1348 \text{ N}$$

Die Spitze der Schraube 2 wird mit einem Winkel von  $17,1^\circ$  zur Decklage in die Seitenwand eingedreht. In diesem Fall muss der Faktor  $k_{ax}$  über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Spitze} = \frac{\left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 17,1^\circ}{45^\circ}\right) \cdot (38,1 + 34,1) + 1 \cdot 68,2}{34,0 + 68,1 + 38,3} = 0,776$$

$$F_{ax,SpitzeRd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,776 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 140,3}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 6898 \text{ N}$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{22000}{1,1} = 20000 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 6879 \\ 1348 \} \\ 6898 \\ 20000 \text{ N} \end{array} \right\} = 6879 \text{ N}$$

### Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Schraubenkreuzes in z-Richtung

Unter Berücksichtigung der Einschraubwinkel ergibt sich ein Bemessungswert der Tragfähigkeit es Schraubenkreuzes in z-Richtung von:

$$F_{ax,Rd} = 4657 \cdot \cos(67,2) + 6879 \cdot \cos(72,9) = 3827 \text{ N}$$

### Berechnung der Steifigkeit eines Schraubenkreuzes in z-Richtung

Die Steifigkeit auf „Herausziehen“ wurde nach Gleichung (2.92) berechnet:

$$K_{Ser,ax,Schraube 1} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{ef1} + l_{ef2}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 73,5 \cdot 96,1}{73,5 + 96,1} = 8329 \text{ N/mm}$$

$$K_{Ser,ax,Schraube 2} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{ef1} + l_{ef2}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 114,4 \cdot 140,4}{114,4 + 140,4} = 12607 \text{ N/mm}$$

$$K_{Ser,z,Schraubenkreuz} = 8329 \cdot \cos(67,2) + 12607 \cdot \cos(72,9) = 6935 \text{ N/mm}$$

### TRAGFÄHIGKEIT IN X-RICHTUNG:

Die Tragfähigkeit der Schrauben berechnet sich für die x-Richtung analog wie für die z-Richtung, jedoch mit anderen Einbindetiefen. Die Faktoren  $k_{ax}$  bleiben gleich.

#### Schraube 1:

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left( \frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 95,9}{1} \cdot \left( \frac{350}{350} \right)^{0,8} = 6076 \text{ N}$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left( \frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,840 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 125,3}{1} \cdot \left( \frac{350}{350} \right)^{0,8} = 6669 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube1,Rd} = \min \{ 6076 \} = 6076 \text{ N}$$

#### Schraube 2

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left( \frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,949 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 154,6}{1} \cdot \left( \frac{350}{350} \right)^{0,8} = 9296 \text{ N}$$

$$F_{ax,SpitzeRd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,776 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 189,8}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 9331 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube2,Rd} = \min \left\{ \begin{matrix} 9296 \\ 9331 \end{matrix} \right\} = 9296 \text{ N}$$

### Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Schraubenkreuzes in x-Richtung

Unter Berücksichtigung der Einschraubwinkel ergibt sich ein Bemessungswert der Tragfähigkeit es Schraubenkreuzes in x-Richtung des Liniengelenks von:

$$F_{ax,Rd} = (6076 + 9296) \cdot \cos(45) = 10870 \text{ N}$$

### Berechnung der Steifigkeit eines Schraubenkreuzes in x-Richtung

Die Steifigkeit auf „Herausziehen“ wurde nach Gleichung (2.92) berechnet:

$$K_{ser,ax,Schraube 1} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{ef1} + l_{ef2}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 95,9 \cdot 125,3}{95,9 + 125,3} = 10865 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser,ax,Schraube 2} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{ef1} + l_{ef2}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 154,6 \cdot 189,8}{154,6 + 189,8} = 17040 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser,x,Schraubenkreuz} = (10865 + 17040) \cdot \cos(45) = 19732 \text{ N/mm}$$

## 2-8.4 DETAIL C – „STOßDECKUNGSLEISTE“

Die Fugenkräfte  $n$  und  $v_y$  werden über eine einschnittige Holz-Holz-Nagelverbindung übertragen. Über das Stoßdeckungsleiste wird die Fugenquerkraft  $v_z$  übertragen (siehe Abbildung 2.29).

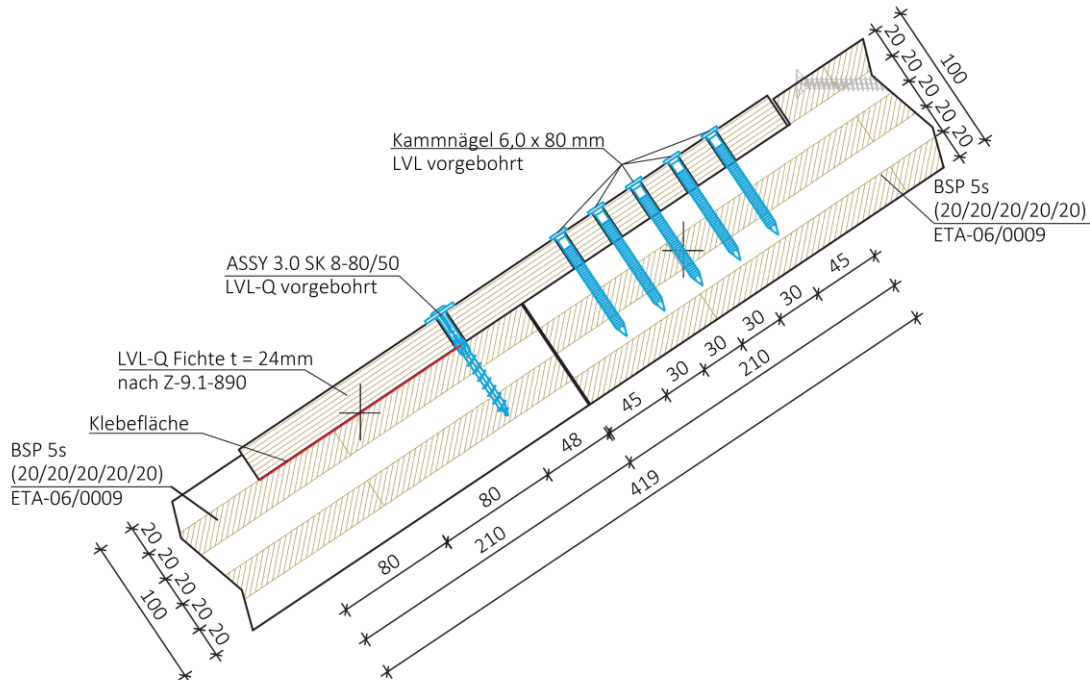


Abbildung 2.29 Detail C – „Stoßdeckungsleiste“

### Berechnung Tragfähigkeit Nagel:

Die Tragfähigkeit wurde für einen Kammnagel 6,0 x 80 mm berechnet.

Berechnung der Lochleibungsfestigkeit für vorgebohrte Löcher in LVL-Q nach Z-9.1-890 [37]  
Formel (11):

$$f_{h,k} = \frac{0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k}{k_c \cdot \cos^2 \beta + \sin^2 \beta} = \frac{0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 6) \cdot 480}{1,5 \cdot \cos^2 90 + \sin^2 90} = 37,00 \text{ N/mm}^2$$

mit:

$$k_c = \frac{1}{\max \left\{ \begin{array}{l} 1 - 2/d \\ 0,333 \end{array} \right\}} = \frac{1}{\max \left\{ \begin{array}{l} 1 - 2/6 \\ 0,333 \end{array} \right\}} = 1,5$$

Die Lochleibungsfestigkeit für profilierte Nägel, die ohne Vorbohren in Seitenflächen eingeschlagen werden, darf nach [6] (NA.K.8) unabhängig vom Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung mit der nachfolgenden Gleichung ermittelt werden:

$$f_{h,k} = 60 d^{-0,5} = 60 \cdot 6^{-0,5} = 24,50 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Rk} = 180 \cdot d^{2,6} = 180 \cdot 6^{2,6} = 18987 \text{ Nmm}$$

$$\beta = \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,2,k}} = \frac{24,50}{37,00} = 0,662$$

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

$$F_{v,k,(a)} = 37,00 \cdot 24 \cdot 6 = 5328 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(b)} = 24,50 \cdot 56 \cdot 6 = 8230 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(c)} = \frac{37,00 \cdot 24 \cdot 6}{1 + 0,662} \left[ \sqrt{0,662 + 2 \cdot 0,662^2 \cdot \left[ 1 + \frac{56}{24} + \left( \frac{56}{24} \right)^2 \right] + 0,662^3 \left( \frac{56}{24} \right)^2} - 0,662 \left( 1 + \frac{56}{24} \right) \right]$$

$$= 3031 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(d)} = 1,05 \cdot \frac{37,00 \cdot 24 \cdot 6}{2 + 0,662} \left[ \sqrt{2 \cdot 0,662 \cdot (1 + 0,662) + \frac{4 \cdot 0,662 \cdot (2 + 0,662) \cdot 18987}{37,00 \cdot 6 \cdot 24^2}} - 0,662 \right]$$

$$= 2396 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(e)} = 1,05 \cdot \frac{37,00 \cdot 56 \cdot 6}{1 + 2 \cdot 0,662} \left[ \sqrt{2 \cdot 0,662^2 \cdot (1 + 0,662) + \frac{4 \cdot 0,662 \cdot (1 + 2 \cdot 0,662) \cdot 18987}{37,00 \cdot 6 \cdot 56^2}} - 0,662 \right]$$

$$= 3441 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,662}{1 + 0,662}} \cdot \sqrt{2 \cdot 18987 \cdot 37,00 \cdot 6} = 2980 \text{ N}$$

$$F_{v,d} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 5328 \text{ N} \\ 8230 \text{ N} \\ 3031 \text{ N} \\ 2396 \text{ N} \\ 3441 \text{ N} \\ 2980 \text{ N} \end{array} \right\} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 2396 \text{ N} = 1725 \text{ N}$$

### Berechnung der lateralen Steifigkeit pro Nagel

Die Steifigkeit eines Nagels in lateraler Richtung wurde nach Gleichung (2.88) berechnet:

$$K_{ser,lat,Nagel} = \rho_m^{1,5} d/23 = 2 \cdot (\sqrt{530 \cdot 420})^{1,5} \cdot 8/23 = 3565 \text{ N/mm}$$



### Herausziehtragfähigkeit ASSY 3.0 SK 8-80/50 Teilgewindeschraube

Die ASSY 3.0 SK 8-80/50 Teilgewindeschraube wird um  $90^\circ$  zur Decklage eingeschraubt. Somit beträgt der Faktor  $k_{ax} = 1,0$ , da der Winkel  $\alpha$  größer gleich  $45^\circ$  ist.

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 10 \cdot 22^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 3485 N$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 50}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 3168 N$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{12000}{1,1} = 10909 N$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \begin{Bmatrix} 3485 \\ 3168 \\ 10909 \end{Bmatrix} = 3168 N$$

## 2-8.5 DETAIL D – „VERSATZ“

Die Schraube 1 wird verwendet, um die Normalkraft  $n$  entlang des Liniengelenks aufzunehmen. Folglich wird diese horizontal mit einem Winkel von  $45^\circ$  eingedreht. Die Gelenkquerkräfte  $v_y$  und  $v_z$  werden durch einen Versatz aufgenommen. Dabei werden die Kräfte in die entsprechende Richtung umgerechnet und anschließend mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ ausgewertet. Das Detail D – „Versatz“ ist Abbildung 2.30 dargestellt.

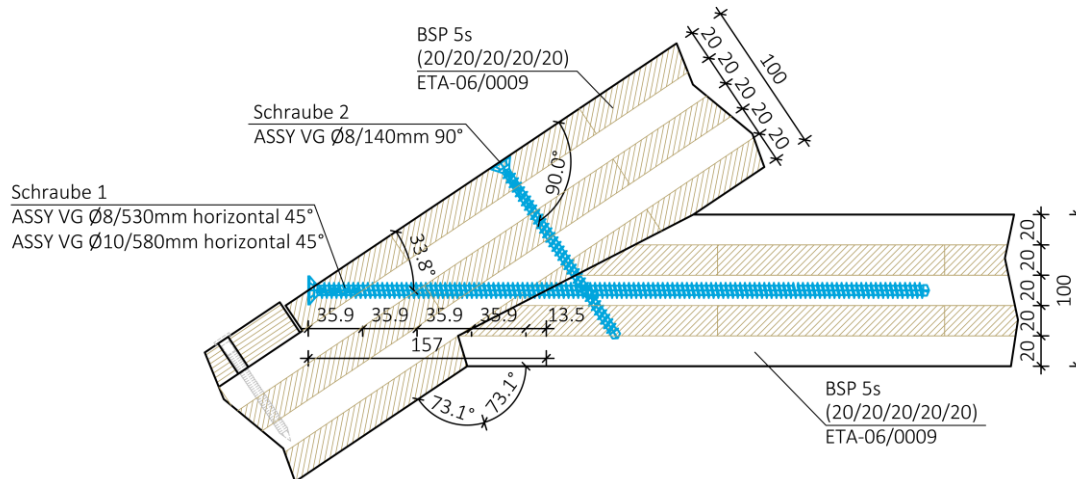


Abbildung 2.30 Detail D – „Versatz“

Um die Verbindungsmittelanzahl zu reduzieren, wurde das Liniengelenk in drei Bereiche unterteilt:

- Bereich 1:  $x = 0,00$  m bis  $x = 2,50$  m mit VGS 10/580mm
- Bereich 2:  $x = 2,50$  m bis  $x = 19,50$  m mit VGS 8/530mm
- Bereich 3:  $x = 19,50$  m bis  $x = 22,00$  m mit VGS 10/580mm

### TRAGFÄHIGKEIT DER SCHRAUBE ASSY VG 8/530 MM

Wie einführend erwähnt, wird die Schraube ASSY VG 8/530 mm horizontal in x-Richtung mit einem Winkel von  $45^\circ$  eingedreht. Der Winkel zur Decklage beträgt  $33,8^\circ$ . In diesem Fall muss der Faktor  $k_{ax}$  über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Kopf} = \frac{1 \cdot (35,9 + 35,9 + 13,5) + \left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 33,8^\circ}{45^\circ}\right) \cdot (35,9 + 35,9)}{35,9 + 35,9 + 35,9 + 35,9 + 13,5} = 0,920$$

$$l_{ef} = \frac{157,2}{\cos(45)} = 222,3 \text{ mm}$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,920 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 222,3}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 12958 \text{ N}$$

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 13 \cdot 12^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 1348 \text{ N}$$

$$F_{ax,spitze,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot 20 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 20 \cdot 8^{0,8} \cdot (530 - 222,3)^{0,9} = 13187 \text{ N}$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{22000}{1,1} = 20000 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 12958 \\ 1348 \} \\ 13187 \\ 20000 \text{ N} \end{array} \right\} = 12958 \text{ N}$$

### Tragfähigkeit der Schraube in x-Richtung:

Die axiale Tragfähigkeit der Schraube wird in Fugenrichtung nachfolgend umgerechnet:

$$F_{ax,Rd} = F_{ax,Schraube,Rd} \cdot \cos \alpha = 13187 \cdot \cos 45 = 9325 \text{ N}$$

### Berechnung der Steifigkeit eines Schraubenkreuzes bei axialer Beanspruchung:

Die Steifigkeit auf „Herausziehen“ wurde nach Gleichung (2.92) berechnet:

$$K_{ser,ax,Schraube} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{Schraube}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 222,3 \cdot (530 - 222,3)}{530} = 25812 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser,x,Schraube} = K_{ser,ax,Schraube} \cdot \cos(\alpha) = 25812 \cdot \cos(45) = 18252 \text{ N/mm}$$

### TRAGFÄHIGKEIT DER SCHRAUBE ASSY VG 10/580 MM

Die Schraube ASSY VG 10/580 mm wird, wie bereits für die Schraube ASSY VG 8/530 mm beschrieben, horizontal in x-Richtung mit einem Winkel von 45° eingedreht. Der Winkel zur Decklage beträgt 33,8°. In diesem Fall muss der Faktor  $k_{ax}$  über die Schraubenlänge gewichtet werden. Dieser kann von der Berechnung der Schraube ASSY VG 8/530 mm übernommen werden.

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,920 \cdot 11 \cdot 10 \cdot 222,3}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 16198 \text{ N}$$

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 13 \cdot 15^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 2106 \text{ N}$$

$$F_{ax,spitze,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot 20 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 20 \cdot 10^{0,8} \cdot (580 - 222,3)^{0,9} = 18052 \text{ N}$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{33000}{1,1} = 30000 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 16198 \\ 2106 \} \\ 18052 \\ 30000 \text{ N} \end{array} \right\} = 16198 \text{ N}$$

### Tragfähigkeit der Schraube in x-Richtung:

Die axiale Tragfähigkeit der Schraube wird in Fugenrichtung nachfolgend umgerechnet:

$$F_{ax,,Rd} = F_{ax,Schraube,Rd} \cdot \cos \alpha = 16198 \cdot \cos 45 = 11453 \text{ N}$$

### Berechnung der Steifigkeit eines Schraubenkreuzes bei axialer Beanspruchung:

Die Steifigkeit auf „Herausziehen“ wurde nach Gleichung (2.92) berechnet:

$$K_{ser,ax,Schraube} \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{Schraube}} = \frac{25 \cdot 10 \cdot 222,3 \cdot (580 - 222,3)}{580} = 34274 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser,x,Schraube} = K_{ser,ax,Schraube} \cdot \cos(\alpha) = 34274 \cdot \cos(45) = 24236 \text{ N/mm}$$

## 2-8.6 DETAIL E – „FIRST“

Um die auftretenden Kräfte aufzunehmen, wurde der First in drei Bereiche unterteilt:

- Bereich 1:        x = 0,00 m bis x = 0,75 m            mit VGS 10/400mm
- Bereich 2:        x = 0,75 m bis x = 21,25 m           mit VGS 8/380mm
- Bereich 3:        x = 21,25 m bis x = 22,00            mit VGS 10/400mm

Um die auftretenden Längskräfte aufzunehmen, werden die Schrauben ASSY VG 10/400 mm und ASSY VG 8/380mm in Längsrichtung um den Winkel von 45° geneigt. Die Verbindungsgeometrien werden nachfolgend in Abbildung 2.32 und Abbildung 2.31 dargestellt.

### BEREICH 1 UND 3: TRAGFÄHIGKEIT ASSY VG 10/400

Im Bereich 1 und 3 werden Vollgewindeschrauben des Typs ASSY VG Plus 10/400 mm verwendet. Die Spitze der Schraube wird mit einem Winkel von 45° zur Decklage in die Seitenwand eingedreht. Zusätzlich wird sie um 45° in Firstrichtung eingedreht. Da die beide Winkel größer als 45° sind, beträgt  $k_{ax} = 1$ .

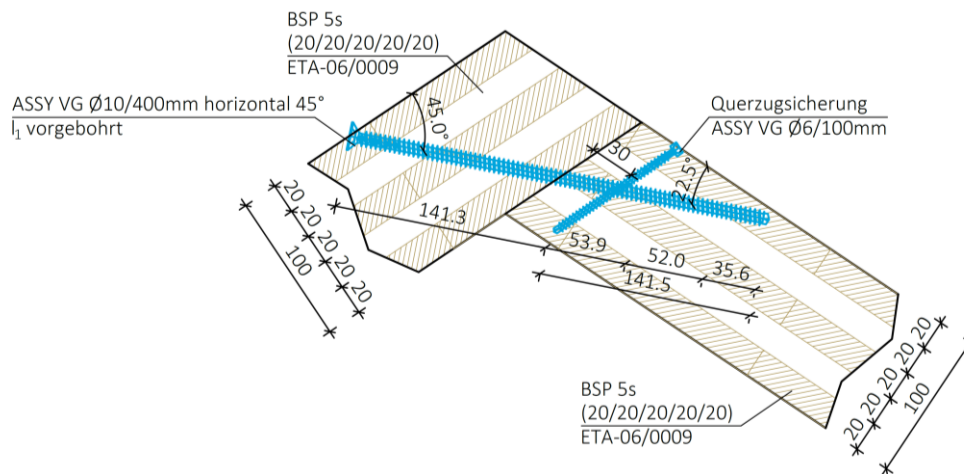


Abbildung 2.31     Detail E – „First“ – Bereich 1 und 3

$$l_{ef,Kopf} = \frac{100}{\cos^2(45)} = 200 \text{ mm}$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{1 \cdot 11 \cdot 10 \cdot 200}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 22000 \text{ N}$$

$$k_{ax,Spitze} = \frac{1 \cdot (28,2 + 35,7) + \left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 22,5^\circ}{45^\circ}\right) \cdot (75,9)}{28,2 + 35,7 + 75,9} = 0,911$$

$$l_{ef,Spitze} = l_{Schraube} - l_{ef,Kopf} = 400 - 200 = 200 \text{ mm}$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{\gamma_M \cdot k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,911 \cdot 11 \cdot 10 \cdot 200}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 20042 \text{ N}$$

Schraube „Knicken“:

Da die Schraube im Bereich 1 und 3 auf Druck beansprucht wird, muss zusätzlich die Tragfähigkeit auf Knicken der Schraube überprüft werden. Für die elastische Bettung wird der Winkel  $\alpha$  zwischen Schraubenachse und Faserrichtung auf der sicheren Seite liegend  $0^\circ$  gesetzt.

$$N_{pl,k} = \pi \cdot \frac{6,2^2}{4} \cdot 1000 = 30191 \text{ N}$$

$$c_h = (0,19 + 0,012 \cdot 8) \cdot 350 \cdot \left(\frac{90^\circ + 0^\circ}{180^\circ}\right) = 50,05$$

$$E_s = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_s = \frac{\pi \cdot d_1^4}{64} = \frac{\pi \cdot 6,2^4}{64} = 72,53$$

$$N_{ki,k} = \sqrt{c_h \cdot E_s \cdot I_s} = \sqrt{54,25 \cdot 210000 \cdot 72,53} = 28746 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{N_{pl,k}}{N_{ki,k}}} = \sqrt{\frac{30191}{28746}} = 1,02$$

$$k = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2\right] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (1,02 - 0,2) + 1,02^2] = 1,23$$

$$\bar{\lambda}_k > 0,2 \rightarrow \kappa_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}_k^2}} = \frac{1}{1,23 + \sqrt{1,23^2 - 1,02^2}} = 0,526$$

$$F_{Knick} = \kappa_c \cdot \frac{N_{pl,k}}{\gamma_{m1}} = 0,526 \cdot \frac{30191}{1,1} = 15881 \text{ N}$$

**Tragfähigkeit der Schraube in axialer Richtung:**

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 22000 \\ 1348 \} \\ 20042 \\ 15881 \end{array} \right\} = 15881 \text{ N}$$

**Tragfähigkeit der Schraube in X- bzw. Y-Richtung:**

Die axiale Tragfähigkeit der Schraube wird in Fugenrichtung nachfolgend umgerechnet:

$$F_{ax,Rd,x} = F_{ax,Rd,y} = F_{ax,Schraube,Rd} \cdot \cos(45) = 15881 \cdot \cos(45) = 7941 \text{ N}$$

**Steifigkeit der Schraube in X- bzw. Y-Richtung:**

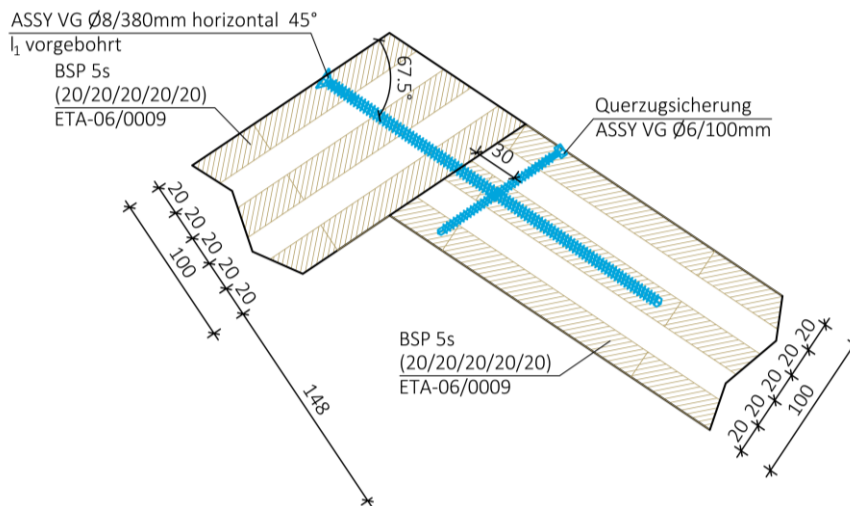
Die Steifigkeit auf „Herausziehen“ wurde nach Gleichung (2.92) berechnet:

$$K_{ser,ax,Schraube} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{Schraube}} = \frac{25 \cdot 10 \cdot 200 \cdot 200}{400} = 25000 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser,x,Schraube} = K_{ser,y,Schraube} = K_{ser,ax,Schraube} \cdot \cos^2(45) = 25000 \cdot \cos^2(45) = 12500 \text{ N/mm}$$

**BEREICH 2: TRAGFÄHIGKEIT ASSY VG 8/380MM**

Der Kopf der Schraube ASSY VG 8/380mm wird in einem Winkel zur Deckfläche von 67,5° eingeschraubt. In Firstrichtung wird die Schraube in einem Winkel von 45° eingeschraubt. Da beide Winkel  $\geq 45^\circ$  sind, darf  $k_{ax}$  mit 1 angenommen werden.



**Abbildung 2.32 Detail E – „First“ – Bereich 2**

$$k_{ax,Kopf} = 1$$

$$l_{ef} = 100 / \sin(67,5) / \sin(45) = 153 \text{ mm}$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 153}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 9694 \text{ N}$$

$$F_{ax,spitze,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot 20 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 20 \cdot 8^{0,8} \cdot (380 - 153)^{0,9} = 10029 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 9694 \\ 1348 \} \\ 10029 \\ 20000 \text{ N} \end{array} \right\} = 9694 \text{ N}$$

### Tragfähigkeit der Schraube in x-Richtung

$$F_{ax,Rd} = F_{ax,Schraube,Rd} \cdot \cos \alpha = 9694 \cdot \cos 45 = 6855 \text{ N}$$

### Berechnung der Steifigkeit bei axialer Beanspruchung:

Die Steifigkeit auf „Herausziehen“ wurde nach Gleichung (2.92) berechnet:

$$K_{ser,ax,Schraube} \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{Schraube}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 153 \cdot (380 - 153)}{380} = 18280 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser} = K_{ser,ax,Schraube} \cdot \cos(\alpha) = 18280 \cdot \cos(45) = 12926 \text{ N/mm}$$

### Laterale Tragfähigkeit:

Die Lochleibungsfestigkeit des Kopfes der Schraube ASSY VG 8/380 mm in der Deckfläche des Einhängeelements wird für vorgebohrte Bauteile für den Winkel  $\alpha = 67,5^\circ$  berechnet. Zusätzlich wird die Lochleibungsfestigkeit abgemindert, indem der Winkel  $\varepsilon = 90^\circ$  zwischen Kraft und Faserrichtung der Decklage berücksichtigt wird. Dies stellt eine konservative Annahme dar.

$$f_{h,Kopf,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot (1 - 0,01 \cdot d)}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0,082 \cdot 350 \cdot (1 - 0,01 \cdot 8)}{2,5 \cdot \cos^2 67,5 + \sin^2 67,5} = 21,65 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,\alpha,Kopf,k} = \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon}$$

$$= \frac{21,65}{(1,35 + 0,015 \cdot 8) \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 14,73 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,Spitze,k} = 20 d^{-0,5} = 20 \cdot 8^{-0,5} = 7,07 \text{ N/mm}^2$$

Die laterale Tragfähigkeit der Schraube wird für die nachfolgenden Einbindetiefen berechnet. Auf der sicheren Seite liegend wird in der Berechnung der Seileffekt vernachlässigt.

$$t_1 = 100 \text{ mm}$$

$$t_2 = (380 \cdot \sin(45) - 100/\sin(67,5))/\sin(67,5) = 148 \text{ mm}$$

$$M_{y,k} = 23000 \text{ Nmm}$$

$$\beta = \frac{f_{h,Spitze,k}}{f_{h,Kopf,k}} = \frac{7,07}{14,73} = 0,480$$

$$F_{v,k,(a)} = 14,73 \cdot 100 \cdot 8 = 11781 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(b)} = 7,07 \cdot 148 \cdot 8 = 8372 \text{ N}$$



$$F_{v,k(c)} = \frac{14,73 \cdot 100 \cdot 8}{1 + 0,48} \left[ \sqrt{0,48 + 2 \cdot 0,48^2 \cdot \left[ 1 + \frac{148}{100} + \left( \frac{148}{100} \right)^2 \right] + 0,48^3 \left( \frac{148}{100} \right)^2} - 0,48 \left( 1 + \frac{148}{100} \right) \right]$$

$$= 4021 \text{ N}$$

$$F_{v,k(d)} = 1,05 \cdot \frac{14,73 \cdot 100 \cdot 8}{2 + 0,48} \left[ \sqrt{2 \cdot 0,48 \cdot (1 + 0,48) + \frac{4 \cdot 0,48 \cdot (2 + 0,48) \cdot 23000}{14,73 \cdot 8 \cdot 100^2}} - 0,48 \right] = 3743 \text{ N}$$

$$F_{v,k(e)} = 1,05 \cdot \frac{14,73 \cdot 148 \cdot 8}{1 + 2 \cdot 0,48} \left[ \sqrt{2 \cdot 0,48^2 \cdot (1 + 0,48) + \frac{4 \cdot 0,48 \cdot (1 + 2 \cdot 0,48) \cdot 23000}{14,73 \cdot 8 \cdot 148^2}} - 0,48 \right] = 3419 \text{ N}$$

$$F_{v,k(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,48}{1 + 0,48}} \cdot \sqrt{2 \cdot 23000 \cdot 14,73 \cdot 8} = 2156 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 11781 \text{ N} \\ 8372 \text{ N} \\ 4021 \text{ N} \\ 3743 \text{ N} \\ 3419 \text{ N} \\ 2156 \text{ N} \end{array} \right\} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 2156 \text{ N} = 1552 \text{ N}$$

### Laterale Steifigkeit pro Schraubenkreuz

Die Steifigkeit in lateraler Richtung wurde nach Gleichung (2.88) berechnet:

$$K_{ser,z,Schraube} = \rho_m^{1,5} d / 23 = (420)^{1,5} \cdot 8 / 23 = 2994 \text{ N/mm}$$

## 2-8.7 DETAIL F – „SCHOTT-LINKS/RECHTS“

Aufgrund der auftretenden Gelenksnormalkräfte wurde die Verbindung über ein dreidimensionales Lochblech ausgeführt. Dabei wurde hinsichtlich der Montierbarkeit zwischen Falzwerk und Schott eine zweischnittige Stabdübelverbindung in der Schmalseite des Schotts gewählt. Die Lasteinleitung in die Seitenfläche des BSP-Falzwerkes wurde, wie Abbildung 2.33 dargestellt, über eine Kammnagelverbindung gelöst.

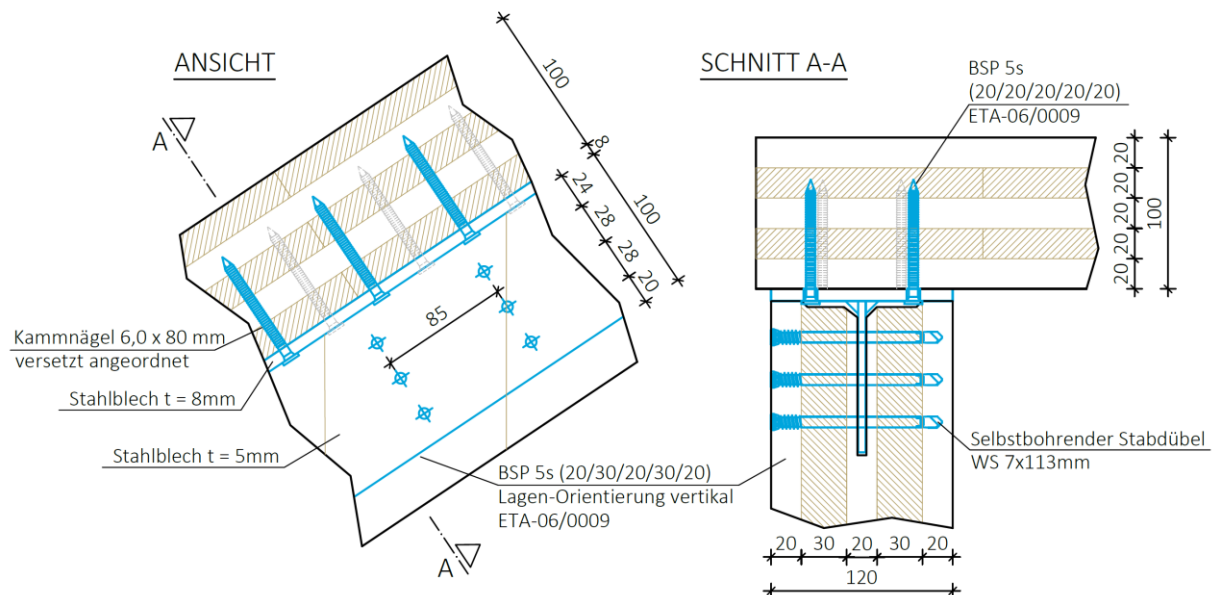


Abbildung 2.33 Detail F – „Schott-links/rechts“

### TRAGFÄHIGKEIT KAMMNÄGEL

Die Dicke des Stahlblechs wurde größer als der Nageldurchmesser gewählt, damit dieses als „dickes Blech“ eingestuft wird. Damit kommen die Versagensmechanismen (c), (d) und (e) für Stahl-Holz-Verbindungen nach [6] zu Anwendung, womit eine höhere Tragfähigkeit im Vergleich zu einem „dünnen Blech“ erzielt wird.

$$t_1 = l - t_{Blech} = 80 - 72 \text{ mm}$$

Die Lochleibungsfestigkeit für profilierte Nägel, die ohne Vorbohren in Seitenflächen eingeschlagen werden, darf nach [6] (NA.K.8) unabhängig vom Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung mit der nachfolgenden Gleichung ermittelt werden:

$$f_{h,k} = 60 \cdot d^{-0,5} = 60 \cdot 6^{-0,5} = 24,50 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Rk} = 180 \cdot d^{2,6} = 180 \cdot 6^{2,6} = 18987 \text{ Nmm}$$

In der Berechnung der Tragfähigkeit des Nagels wurde der Seileffekt auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 24,50 \cdot 52 \cdot 6 \\ 24,50 \cdot 52 \cdot 6 \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot 18987}{24,59 \cdot 24,50^2 \cdot 6}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{18987 \cdot 24,59 \cdot 6} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 7642 \\ 3670 \\ 3842 \end{array} \right\} = 3670 \text{ N}$$

$$F_{v,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 3670 \text{ N} = 2642 \text{ N}$$

### TRAGFÄHIGKEIT STABDÜBEL

Für die Lateinleitung des Schotts wurde eine zweischnittige Stabdübelverbindung gewählt. Für eine leichte Montage wurden selbstbohrende Stabdübel des Typs WS 7 x 113 mm gewählt.

Die Lochleibungsfestigkeit wird für Stabdübel- oder Bolzenverbindungen in Seitenflächen nach ETA - 06/0009 [4] berechnet. Zusätzlich wird die Lochleibungsfestigkeit abgemindert, indem der Winkel  $\varepsilon = 90^\circ$  zwischen Kraft und Faserrichtung der Decklage berücksichtigt wird, wie es ÖNORM B 1995-1-1 für Bolzen vorsieht. Dies stellt eine konservative Annahme dar.

$$f_{h,k} = \frac{32 (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32 (1 - 0,015 \cdot 7)}{1,1 \sin^2 90 + \cos^2 90} = 26,04 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

In der Berechnung der Tragfähigkeit des Stabdübel pro Scherfuge wurde der Seileffekt auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt. Die Tragfähigkeit wird für eine Einbindetiefe von 48 mm berechnet.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 26,04 \cdot 48 \cdot 7 \\ 26,04 \cdot 48 \cdot 7 \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot 31930}{26,04 \cdot 48^2 \cdot 7}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{31930 \cdot 26,04 \cdot 7} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 8748 \\ 4531 \\ 5548 \end{array} \right\} = 4531 \text{ N}$$

$$F_{v,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 4531 = 3262 \text{ N}$$

## **STEIFIGKEIT VERBINDUNG**

Bei der Verbindung „Schott-links/rechts“ handelt es sich um ein in Reihe geschaltetes System der Steifigkeiten aus Kammnägeln und Stabdübel. Da die Anzahl der erforderlichen Verbindungsmittel abhängig von der einwirkenden Kraft ist, wird die Gesamtsteifigkeit pro Meter in Kapitel 2-9.9 berechnet. In diesem Kapitel wird lediglich die Steifigkeit pro Verbindungsmittel und Scherfuge berechnet. Bei Stahlblech-Holz- oder Beton-Holz-Verbindungen darf der Verschiebemodul  $K_{ser}$  mit dem Faktor 2,0 multipliziert werden. Die Steifigkeiten werden nach ÖNORM B 1995-1-1:2015 Tabelle 7.1 [6] berechnet:

### **Laterale Steifigkeit Kammnagel (nicht vorgebohrt):**

Die Steifigkeit eines Nagels in lateraler Richtung wurde nach Gleichung (2.89) berechnet:

$$K_{ser,Nagel} = 2 \cdot \frac{\rho_m^{1,5} d^{0,8}}{30} = 2 \cdot (420)^{1,5} \cdot \frac{6^{0,8}}{30} = 2406 \text{ N/mm}$$

### **Laterale Steifigkeit Stabdübel:**

Die Steifigkeit eines Stabdübel in lateraler Richtung wurde nach Gleichung (2.88) berechnet:

$$K_{ser,Stabdübel} = 2 \cdot \frac{\rho_m^{1,5} d}{23} = 2 \cdot (420)^{1,5} \cdot \frac{7}{23} = 5239 \text{ N/mm}$$

## 2-8.8 DETAIL G – „SCHOTT UNTEN“

Aufgrund der Liniengelenksnormalkraft  $n$  und einer leichten Montage wurde die Tragfähigkeit für ein lateralbeanspruchtes Verbindungsmittel berechnet. Die Schlüsselschraube KOP M12/220 mm wurde aufgrund ihres höheren Fließmoments im Vergleich zu einer ASSY VG-Schraube mit einem Durchmesser von 12 mm gewählt. Die Geometrie der Verbindung ist in Abbildung 2.34 dargestellt.

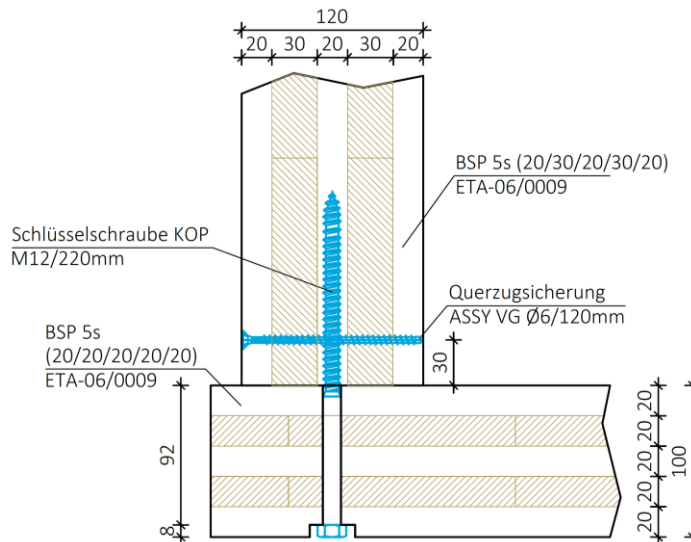


Abbildung 2.34 Detail G – „Schott unten“

Die Tragfähigkeit der Schlüsselschraube KOP wird abhängig von der Faserorientierung der Decklage für folgende Einbindetiefen berechnet:

$$t_1 = t_{clt} - k - t_{Unterlegscheibe} = 100 - 8 = 92 \text{ mm}$$

$$t_2 = l_{KOP} - t_1 = 220 - 92 = 128 \text{ mm}$$

Auf der sicheren Seite liegend wird in der nachfolgenden Ermittlung der Tragfähigkeit der Seileffekt vernachlässigt.

### TRAGFÄHIGKEIT IN TANGENTIALER RICHTUNG DES SCHOTTS:

Die charakteristische Lochleibungsfestigkeit in Liniengelenksrichtung berechnet sich für die Seitenfläche für den Winkel zur Deckfläche  $\alpha = 90^\circ$  nach ÖNORM B 1995-1-1 [6] wie folgt:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot 12)}{1,1 \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 23,85 \text{ N/mm}^2$$

Nach ETA-06/0009 [4] Kap. 2.2 kann die charakteristische Lochleibungsfestigkeit von Bolzen in Schmalseiten wie folgt berechnet werden:

$$f_{h,k} = 9 \cdot (1 - 0,017 \cdot d) = 9 \cdot (1 - 0,017 \cdot 12) = 7,16 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,2,k}} = \frac{7,16}{23,85} = 0,30$$

$$M_{y,k} = 65700 \text{ N/mm}$$

$$F_{v,k,(a)} = 23,85 \cdot 92 \cdot 12 = 26335 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(b)} = 7,16 \cdot 128 \cdot 12 = 11004 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(c)} = \frac{23,85 \cdot 92 \cdot 12}{1 + 0,30} \left[ \sqrt{0,30 + 2 \cdot 0,30^2 \cdot \left[ 1 + \frac{128}{92} + \left( \frac{128}{92} \right)^2 \right] + 0,30^3 \left( \frac{128}{92} \right)^2} - 0,30 \left( 1 + \frac{128}{92} \right) \right] = 7016 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(d)} = 1,05 \cdot \frac{23,85 \cdot 92 \cdot 12}{2 + 0,30} \left[ \sqrt{2 \cdot 0,30 \cdot (1 + 0,30) + \frac{4 \cdot 0,30 \cdot (2 + 0,30) \cdot 65700}{23,85 \cdot 12 \cdot 92^2}} - 0,30 \right] = 7511 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(e)} = 1,05 \cdot \frac{23,85 \cdot 128 \cdot 12}{1 + 2 \cdot 0,30} \left[ \sqrt{2 \cdot 0,30^2 \cdot (1 + 0,30) + \frac{4 \cdot 0,30 \cdot (1 + 2 \cdot 0,30) \cdot 65700}{23,85 \cdot 12 \cdot 128^2}} - 0,30 \right] = 5073 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,30}{1 + 0,30}} \cdot \sqrt{2 \cdot 65700 \cdot 23,85 \cdot 12} = 4794 \text{ N}$$

$$F_{v,d} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 26335 \text{ N} \\ 11004 \text{ N} \\ 7016 \text{ N} \\ 7511 \text{ N} \\ 5073 \text{ N} \\ 4794 \text{ N} \end{array} \right\} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 4794 \text{ N} = 3452 \text{ N}$$

### **TRAGFÄHIGKEIT IN RADIALER RICHTUNG DES SCHOTTS:**

Die charakteristische Lochleibungsfestigkeit in Liniengelenksrichtung berechnet sich für die Seitenfläche für den Winkel zur Deckfläche  $\alpha = 0^\circ$  nach ÖNORM B 1995-1-1 [6] wie folgt:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot 12)}{1,1 \cdot \sin^2 0 + \cos^2 0} = 26,24 \text{ N/mm}^2$$

Nach ETA-06/0009 [4] Kap. 2.2 darf die charakteristische Lochleibungsfestigkeit von Bolzen in Schmalseiten wie folgt berechnet werden:

$$f_{h,k} = 9 \cdot (1 - 0,017 \cdot d) = 9 (1 - 0,017 \cdot 12) = 7,16 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,2,k}} = \frac{7,16}{26,24} = 0,27$$

$$F_{v,k,(a)} = 26,24 \cdot 92 \cdot 12 = 28969 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(b)} = 7,16 \cdot 128 \cdot 12 = 11004 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(c)} = \frac{26,24 \cdot 92 \cdot 12}{1 + 0,27} \left[ \sqrt{0,27 + 2 \cdot 0,27^2 \cdot \left[ 1 + \frac{128}{92} + \left( \frac{128}{92} \right)^2 \right] + 0,27^3 \left( \frac{128}{92} \right)^2} - 0,27 \left( 1 + \frac{128}{92} \right) \right] = 7410 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(d)} = 1,05 \cdot \frac{26,24 \cdot 92 \cdot 12}{2 + 0,27} \left[ \sqrt{2 \cdot 0,27 \cdot (1 + 0,27) + \frac{4 \cdot 0,27 \cdot (2 + 0,27) \cdot 65700}{26,24 \cdot 12 \cdot 92^2}} - 0,27 \right] = 7984 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(e)} = 1,05 \cdot \frac{26,24 \cdot 128 \cdot 12}{1 + 2 \cdot 0,27} \left[ \sqrt{2 \cdot 0,27^2 \cdot (1 + 0,27) + \frac{4 \cdot 0,27 \cdot (1 + 2 \cdot 0,27) \cdot 65700}{26,24 \cdot 12 \cdot 128^2}} - 0,27 \right] = 5109 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,27}{1 + 0,27}} \cdot \sqrt{2 \cdot 65700 \cdot 26,24 \cdot 12} = 4845 \text{ N}$$

$$F_{v,d} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \min \begin{pmatrix} 28969 \text{ N} \\ 11004 \text{ N} \\ 7410 \text{ N} \\ 7984 \text{ N} \\ 5109 \text{ N} \\ 4845 \text{ N} \end{pmatrix} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 4845 \text{ N} = 3488 \text{ N}$$

### **STEIFIGKEIT VERBINDUNG**

Die Steifigkeit des Schraubenkreuzes in lateraler Richtung wurde nach Gleichung (2.88) berechnet:

$$K_{ser,KOP} = \rho_m^{1,5} d/23 = (420)^{1,5} \cdot 12/23 = 4491 \text{ N/mm}$$

## 2-9 NACHWEIS VERBINDUNGEN

Nachfolgend werden die Nachweise der Verbindungsmittel geführt. Durch den iterativen Prozess wurden die Nachweise der Verbindungen geführt und anschließend die Verschiebemoduln im Statikprogramm „RFEM“ implementiert. Dies wurde so lange durchgeführt bis sich keine Umlagerung der Schnittkräfte in den Verbindungsmitteln ergab.

Für axial belastete Verbindungsmittel wurde eine effektive Verbindungsmittelzahl  $n_{ef} = 0,9 \cdot n$  gewählt. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite. Für Verbindungsmittel, welche lateral beansprucht werden, wurde eine effektive Verbindungsmittelzahl  $n_{ef} = n$  nach ETA-06/0009 [4] gewählt.

Für den Verfasser erscheint es für sinnvoll, für die Verbindungen „Stoßdeckungsleiste“, „Schrauben 45°“ und „Schrauben 90°“ den Nachweis der Tragfähigkeit über die Bauteillänge zu führen. Deshalb wird vorher kurz auf die Berechnung einer resultierenden Liniengelenkskraft eingegangen. Da die statische Berechnung mit dem Programm „RFEM“ durchgeführt wurde, werden die Bezeichnungen der Gelenkskräfte übernommen.

### 2-9.1 INPUT: BERECHNUNG EINER RESULTIERENDEN LINIENGELENKSKRAFT

Die resultierenden Kräfte  $N_{res}$  und  $V_{res}$  der Liniengelenke können durch Auswertung des Integrals über die Gelenkslänge nach der Formel (2.93) bzw. (2.94) berechnet werden.

$$N_{res} = \int n \, dx = \sum N_{i,res} = \sum \frac{(n_L + n_R)}{2} \cdot a_{Netz} \quad (2.93)$$

$$V_{res} = \int v_y \, dx = \sum V_{i,res} = \sum \frac{(v_L + v_R)}{2} \cdot a_{Netz} \quad (2.94)$$

Hierbei bedeuten:

- $n_L, n_R$  ..... Gelenksnormalkräfte links bzw. rechts des Elementes;
- $v_L, v_R$  ..... Gelenksquerkräfte links bzw. rechts des Elementes;
- $N_{i,res}, V_{i,res}$  ... resultierende Schnittkraft des Elementes;
- $N_{res}, V_{res}$  ..... resultierende Kraft des Elementes.

Weiters kann aus den Gelenksquerkräften  $v_y$  bzw.  $v_z$  bezüglich des Gelenkschwerpunktes  $S_{Gelenk}$  das resultierende Moment  $M_{res}$ , (siehe Abbildung 2.35) wie folgt berechnet werden:

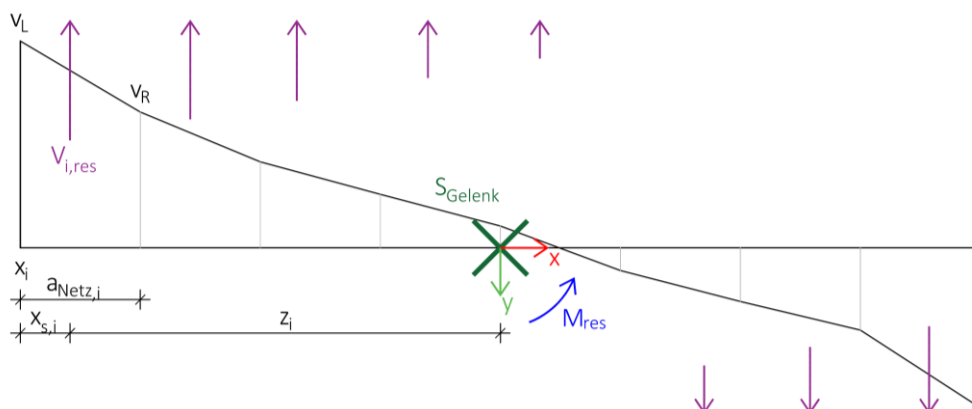


Abbildung 2.35 Momentengleichgewicht um Schwerpunkt  $S_{Gelenk}$  berechnet mit  $V_{i,res}$



$$M_{res} = \sum (V_{i,res} \cdot z_i) \quad (2.95)$$

$$V_{i,res} = \frac{(v_L + v_R)}{2} \cdot a_{Netz} \quad (2.96)$$

$$z_i = x_i + x_s - \frac{l_{Gelenk}}{2} \quad (2.97)$$

$$x_s = \frac{(v_L + 2 \cdot v_R) \cdot a_{Netz}}{3 \cdot (v_L + v_R)} \quad (2.98)$$

$$V_{i,res} = \frac{(v_L + v_R)}{2} \cdot a_{Netz} \quad (2.99)$$

Hierbei bedeuten:

- $M_{res}$ .....resultierendes Moment  $M_{res}$ ;
- $z_i$  .....Hebel der resultierenden Schnittkraft des Elementes;
- $V_{i,res}$  .....resultierende Schnittkraft des Elementes;
- $x_i$  .....Lage Gelenksquerkräfte links des Elementes;
- $x_s$  .....Schwerpunkt des Elementes;
- $l_{Gelenk}$ .....Liniengelenklänge;
- $v_L, v_R$ .....Gelenksquerkräfte links bzw. rechts des Elementes;
- $a_{Netz}$ .....Elementlänge.

Unter Anwendung des gezeigten Formelapparates wurden die resultierenden Liniengelenkskräfte für die ausgewiesenen Liniengelenke mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ berechnet und damit die Tragfähigkeit der Verbindung über die Bauteillänge nachgewiesen.

## 2-9.2 INPUT: KOMBINIERTE BEANSPRUCHUNG

Nach ÖNORM EN 1995-1-1 müssen Schrauben, welche in axialer- und lateraler Richtung beansprucht werden, folgende Bedingung erfüllen:

$$\left( \frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (2.100)$$

### 2-9.3 NACHWEIS: DETAIL A – „SEITENWAND“

Im Detail A – „Seitenwand“ werden die Schrauben in axialer und lateraler Richtung kombiniert beansprucht. Demnach wird der Nachweis nach (2.100) geführt. Es werden 8x ASSY plus VG 8/200 mm pro Laufmeter benötigt.

$$\left(\frac{-0,75}{2,112 \cdot 0,9 \cdot 8}\right)^2 + \left(\frac{22,15}{2,863 \cdot 8}\right)^2 = 0,94 \leq 1 \checkmark$$

#### Steifigkeit der Verbindungsmittel

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten der Verbindungsmittel pro Meter, zur Implementierung ins Berechnungsmodell, berechnet. Die Steifigkeit pro Schraube wurde in Kapitel 2-8.1 berechnet.

##### z-Richtung des Liniengelenks - „Herausziehen“

$$K_{ser,z} = K_{ser,z,Schraube} \cdot n = 3677 \cdot 8 = 29416 \text{ kN/m}^2$$

##### x-Richtung des Liniengelenks - „Abscheren“

$$K_{ser,x} = K_{ser,x,Schraube} \cdot n = 2994 \cdot 8 = 23952 \text{ kN/m}^2$$

### 2-9.4 NACHWEIS: DETAIL B1 – „SCHRAUBENKREUZ 90°“

Bei dieser Verbindung wurden die Kräfte über die Elementlänge mit den beschriebenen Gleichungen aus Kapitel 2-9.1 mit Hilfe des Tabellenkalkulationsprogrammes „Excel“ berechnet. Es liegt eine kombinierte Beanspruchung des Schraubenkreuzes vor. Für eine Elementbreite von 3 m werden 12 Stück des „Schraubenkreuz 90°“ benötigt.

$$\left(\frac{26,03}{2,498 \cdot 12}\right)^2 + \left(\frac{4,63}{3,827 \cdot 0,9 \cdot 12}\right)^2 = 0,77 \leq 1 \checkmark$$

#### Steifigkeit der Verbindungsmittel

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten der Verbindung pro Meter zur Implementierung ins Berechnungsmodell berechnet. Die Steifigkeit des Schraubenkreuzes wurde in Kapitel 2-8.2 berechnet. Da die Anzahl der Verbindungsmittel für die Elementbreite berechnet wurde, muss die Steifigkeit durch diese dividiert werden.

##### z-Richtung des Liniengelenks - „Herausziehen“

$$K_{ser,z} = K_{ser,z,Schraubenkreuz} \cdot n / 3 \text{ m} = 7138 \cdot 12 / 3 \text{ m} = 28552 \text{ kN/m}^2$$

##### x-Richtung des Liniengelenks - „Abscheren“

$$K_{ser,x} = K_{ser,x,Schraube} \cdot n / 3 \text{ m} = 5988 \cdot 12 / 3 \text{ m} = 23952 \text{ kN/m}^2$$

## 2-9.5 NACHWEIS: DETAIL B2 – „SCHRAUBENKREUZ 45°“

Bei der Verbindung „Detail B2“ wurden die Kräfte über die Elementlänge mit den beschriebenen Gleichungen aus Kapitel 2-9.1 mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ berechnet. Es werden die Schrauben in zwei Richtungen axial beansprucht. Der Nachweis wird wie folgt geführt:

$$\sqrt{\left(\frac{N_{resEd}}{0,9 \cdot n \cdot 10,870}\right)^2 + \left(\frac{V_{res,Ed}}{0,9 \cdot n \cdot 3,837}\right)^2} \leq 1 \quad (2.101)$$

Die Nachweise wurden gesondert nach Elementbreite und Seite geführt. Die Nachweise wurden nach der Gleichung (2.100) in Tabelle 32 zusammengefasst.

**Tabelle 32** Übersicht Nachweis: Detail B2 – „Schraubenkreuz 45°“, nach Elementbreite und Seite.

Seite	Elementbreite	Schraubenanzahl n	$N_{resEd}$	$V_{res,Ed}$	Nachweis
Lang	3 m	14	131,05 kN	2,25 kN	96%
Lang	2 m	10	80,63kN	5,18 kN	84%
Kurz	3 m	14	122,91 kN	2,59 kN	90%
Kurz	2 m	8	74,27 kN	4,25 kN	96%

### Steifigkeit der Verbindungsmittel

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten der Verbindung pro Meter zur Implementierung ins Berechnungsmodell berechnet. Die Steifigkeit des Schraubenkreuzes wurde in Kapitel 2-8.3 berechnet. In Tabelle 33 wurden die Steifigkeiten in einer Übersicht, abhängig der Schraubenanzahl n und der Elementbreite b, zusammengefasst. Die Steifigkeiten wurden nachfolgenden Gleichungen berechnet, wobei die Verteilung der Schraubenkreuze zur Vereinfachung verschmiert über die Elementbreite angenommen wird:

z-Richtung des Liniengelenks - „Herausziehen“:

$$K_{ser,z} = K_{ser,z,Schraubenkreuz} \cdot n / b = 6935 \text{ N/mm}$$

x-Richtung des Liniengelenks - „Herausziehen“:

$$K_{ser,x} = K_{ser,x,Schraubenkreuz} \cdot n / b = 19732 \text{ N/mm}$$

**Tabelle 33** Übersicht der Steifigkeiten der Verbindungsmittel pro Meter des Liniengelenks Detail B2-„Schraubenkreuz 45°“

Seite	Elementbreite b	Schraubenanzahl n	$K_{ser,z}$	$K_{ser,x}$
Lang	3 m	14	32363 N/mm <sup>2</sup>	92083 kN/m <sup>2</sup>
Lang	2 m	10	34675 N/mm <sup>2</sup>	98660 kN/m <sup>2</sup>
Kurz	3 m	14	32363 N/mm <sup>2</sup>	92083 kN/m <sup>2</sup>
Kurz	2 m	8	27740 N/mm <sup>2</sup>	78928 kN/m <sup>2</sup>

## 2-9.6 NACHWEIS: DETAIL C – „STOßDECKUNGSLEISTE“

Um die Kammnägeln aufgrund der vorhandenen Beanspruchung am effizientesten auszunutzen, wurden diese als Gruppe angeordnet (siehe Abbildung 2.36).

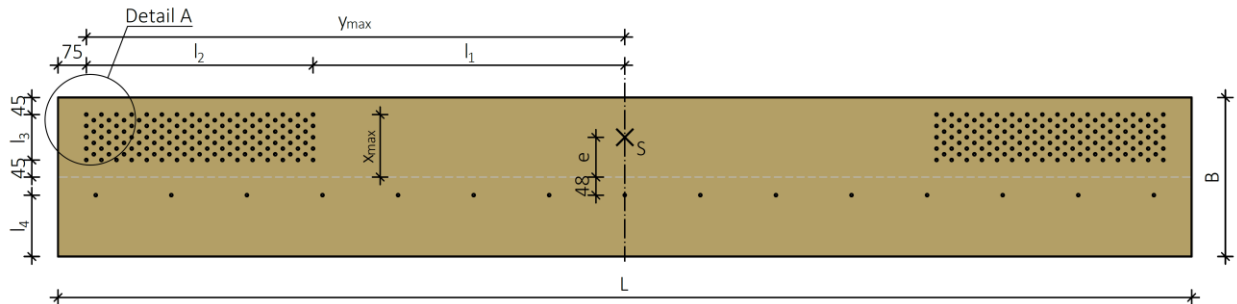


Abbildung 2.36 Allgemeine Darstellung „Stoßdeckungsleiste“

### NACHWEIS DER NAGELVERBINDUNG

Der maximal beanspruchte Nagel der „Stoßdeckungsleiste“ wurde folglich mit Hilfe des  $I_p$ -Verfahrens berechnet. Da aufgrund der Verbindungsgeometrie Exzentrizitäten entstehen, kann damit die maximale Abscherbeanspruchung ermittelt werden. Die größte Abscherbeanspruchung ergibt sich für jenes Verbindungsmittel (im vorliegenden Fall: Kammnagel), welches den größten Hebelarm bezogen auf den Schwerpunkt der Verbindungsmittelgruppe aufweist. Die größte resultierende Kraft ergibt sich aus der ungünstigen Überlagerung aus Exzentrizitätsmoment und der einwirkenden Normal- und Querkraft. Dies kann mit nachfolgender Gleichung bestimmt werden:

$$F_{v,Nagel,max} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} < F_{v,Nagel,Rd} \quad (2.102)$$

$$F_{v,Nagel,x} = \frac{N_{res}}{n_{NÄGEL}} + \frac{M_{res} - N_{res} \cdot e}{I_p} \cdot y_{max} \quad (2.103)$$

$$F_{v,Nagel,y} = \frac{V_{res}}{n_{NÄGEL}} + \frac{M_{res} - N_{res} \cdot e}{I_p} \cdot x_{max} \quad (2.104)$$

Das polare Flächenträgheitsmoment kann, wie durch Festigkeitslehre bekannt, mit nachfolgender Gleichung berechnet werden:

$$I_p = \sum r_i^2 = \sum (x_i^2 + y_i^2) = \sum x_i^2 + \sum y_i^2 \quad (2.105)$$

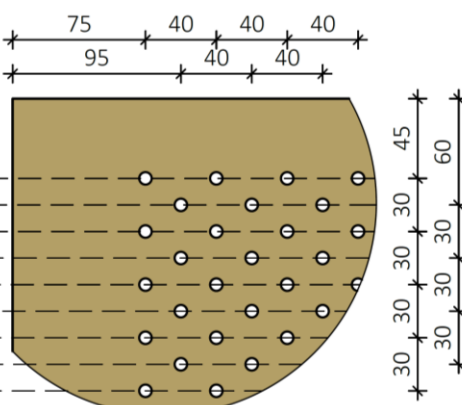
Die Stoßdeckungsleiste wird symmetrisch ausgeführt, weshalb der Schwerpunkt der Kammnägeln in der Symmetrieachse liegen kommt. Die Höhe dessen kann mit folgende Gleichung bestimmt werden:

$$e = \frac{\sum y_i}{n_{NÄGEL}} \quad (2.106)$$

Das polare Flächenträgheitsmoment und der Schwerpunkt wurden mit Hilfe des Tabellenkalkulationsprogrammes „Excel“ berechnet und können aus Tabelle 34 für die vorliegenden Fälle entnommen werden. Es wird zwischen einer 2 m und 3 m langen Stoßdeckungsleiste (STDL) unterschieden:

Tabelle 34 Geometrie „Stoßdeckungsleiste“

		2 m STDL	3 m STDL
L	[mm]	3000	2000
B	[mm]	420	560
Anzahl Reihe A	[-]	5x 16 Stk	7x 12 Stk
Anzahl Reihe B	[-]	4x 15 Stk	6x 11 Stk
$l_1$	[mm]	825	485
$l_2$	[mm]	600	440
$l_3$	[mm]	120	180
$l_4$	[mm]	162	242
$I_p$	[mm <sup>4</sup> ]	36381750	15535825
$y_{max}$	[mm]	1425	925
$x_{max}$	[mm]	60	90
e	[mm]	105	135
n	[Stk]	280	300



Nachfolgend wird die maximale Abscherkraft des Kammnagels nach Gleichung (2.102) und somit der Nachweis für die maßgebende 2 m und 3 m Stoßdeckungsleiste berechnet. Die dafür benötigten Werte wurden aus Tabelle 34 entnommen. Die Schnittkräfte wurden nach Gleichung (2.93), (2.94) und (2.95) berechnet.

Die maximale Ausnutzung des Kammnagels der 3 m Stoßdeckungsleiste lässt sich mit folgenden Kräften berechnen:

$$N_{res} = 127,56 \text{ kN}, V_{res} = 76,46 \text{ kN} \text{ und } M_{res} = -284,68 \text{ kNm.}$$

$$F_{v,max} = \sqrt{\left(\frac{127,56}{280} + \left|\frac{-284,68 - 127,56 \cdot 0,105}{363817500 \cdot 10^{-12}} \cdot 1,425\right|\right)^2 + \left(\frac{76,46}{280} + \left|\frac{-284,68 - 127,56 \cdot 0,105}{363817500 \cdot 10^{-12}} \cdot 0,06\right|\right)^2}$$

$$= 1,65 \text{ kN} \leq 1,73 \text{ kN} \checkmark$$

Die maximale Ausnutzung des Kammnagels der 2 m Stoßdeckungsleiste berechnet sich mit folgenden Kräften:

$$N_{res} = 80,05 \text{ kN}, V_{res} = 127,65 \text{ kN} \text{ und } M_{res} = -203,62 \text{ kNm.}$$

$$F_{v,max} = \sqrt{\left(\frac{80,05}{300} + \left|\frac{-203,62 - 80,05 \cdot 0,135}{155358250 \cdot 10^{-12}} \cdot 0,925\right|\right)^2 + \left(\frac{127,65}{300} + \left|\frac{-203,62 - 80,05 \cdot 0,135}{155358250 \cdot 10^{-12}} \cdot 0,09\right|\right)^2}$$

$$= 1,64 \text{ kN} \leq 1,73 \text{ kN} \checkmark$$

### Steifigkeit der Verbindungsmittel

Für die Berechnung des Verschiebemoduls  $K_{ser}$  der Verbindung wurden die Nägel nach Gleichung (2.88) verschmiert über die Liniengelenklänge angeordnet. Die Verklebung wird als nicht nachgiebig betrachtet. Folglich ist die Steifigkeit abhängig der Nagelsteifigkeiten. Hierbei wurde das geometrische Mittel aus den Mittelwerten der Rohdichte von BSP und LVL-Q gebildet:

#### 3 m Stoßdeckungsleiste

$$K_{ser,x} = K_{ser,y} = (\sqrt{\rho_{m1} \cdot \rho_{m2}})^{1,5} \cdot d/23 \cdot n/l = (\sqrt{420 \cdot 530})^{1,5} \cdot 6/23 \cdot 280/3 = 249519 \text{ kN/m}^2$$

#### 2 m Stoßdeckungsleiste

$$K_{ser,x} = K_{ser,y} = (\sqrt{\rho_{m1} \cdot \rho_{m2}})^{1,5} \cdot d/23 \cdot n/l = (\sqrt{420 \cdot 530})^{1,5} \cdot 6/23 \cdot 300/2 = 401013 \text{ kN/m}^2$$

### NACHWEIS VERKLEBUNG

Für die Verklebung der Stoßdeckungsleiste wird angenommen, dass die Zug- und Scherfestigkeiten des Klebers deutlich über die Festigkeiten des Holzmaterials liegen und im Laufe der Zeit unverändert bleiben. Deshalb wird der Schubspannungsnachweis zufolge Torsionsbeanspruchung der Klebefläche nur für das Material Holz durchgeführt. Der Nachweis für den Kleber wird als erfüllt angesehen. Der Nachweis der Spannung erfolgt nach ÖNORM EN 1995-1-1 [6] (NA.6.15-E1) [6].

$$\frac{\tau_{Tor,d}}{f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}}\right)^2 \leq 1 \quad (2.107)$$

$$\frac{(M_{res} + N_{res} \cdot e_i) \cdot d}{I_p \cdot f_{v,d}} + \left(\frac{N_{res}}{A_i \cdot f_{v,d}}\right)^2 + \left(\frac{N_{res}}{A_i \cdot f_{v,d}}\right)^2 \leq 1 \quad (2.108)$$

$$I_p = I_x + I_y = \frac{h_i \cdot l_i^3}{12} + \frac{h_i^3 \cdot l_i}{12} \quad (2.109)$$

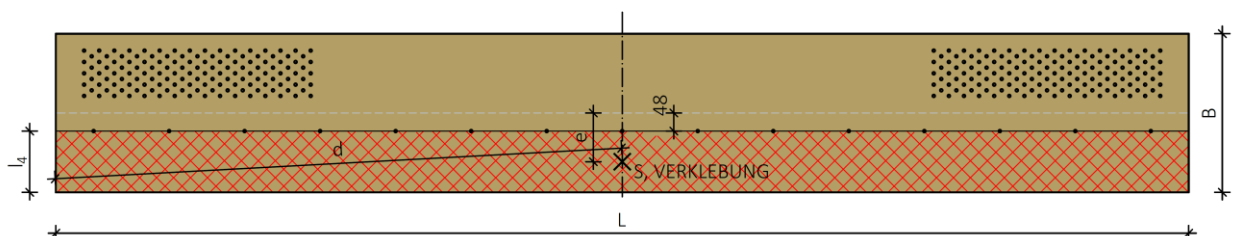


Abbildung 2.37 Geometrie Verklebung

Die für den Nachweis der Verklebung, nach Gleichung (2.108), notwendigen Parameter, können aus Tabelle 35 entnommen werden. Die Parameter sind in Abbildung 2.37 dargestellt.

Tabelle 35 Geometrie Verklebung nach Breite

	$l_4$	L	e	$I_p$	$A = l_4 \cdot L$	d
	[m]	[m]	[m]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m]
3 m STDB	0,16	3	0,128	0,361	0,48	1,502
2 m STDB	0,24	2	0,168	0,162	0,48	1,007

### Maximale Torsionsspannung 3 m STDB

Die maximale Torsionsspannung der Holzfläche der 3 m Stoßdeckungsleiste lässt sich, nach Gleichung (2.108), mit folgenden den Kräften berechnen:

$N_{res} = -118,40$  kN,  $V_{res} = -82,21$  kN und  $M_{res} = -294,45$  kNm.

$$\frac{\left| \frac{((-294,45) + (-118,40) \cdot 0,128) \cdot 1,502}{0,361} \right|}{\frac{0,9}{1,25} \cdot 2,5} + \left( \frac{\frac{-118,40}{0,48}}{\frac{0,9}{1,25} \cdot 2,5} \right)^2 + \left( \frac{\frac{-82,21}{0,48}}{\frac{0,9}{1,25} \cdot 2,5} \right)^2 = 0,88 \leq 1$$

### Maximale Torsionsspannung 2 m STDB

Die maximale Torsionsspannung der Holzfläche der 2 m Stoßdeckungsleiste lässt sich, nach Gleichung (2.108), mit folgenden den Kräften berechnen:

$N_{res} = -73,30$  kN,  $V_{res} = -135,96$  kN und  $M_{res} = -208,18$  kNm.

$$\frac{\left| \frac{((-208,18) + (-73,30) \cdot 0,168) \cdot 1,007}{0,162} \right|}{\frac{0,9}{1,25} \cdot 2,5} + \left( \frac{\frac{-73,30}{0,48}}{\frac{0,9}{1,25} \cdot 2,5} \right)^2 + \left( \frac{\frac{-135,96}{0,48}}{\frac{0,9}{1,25} \cdot 2,5} \right)^2 = 0,93 \leq 1$$

## NACHWEIS ZWEIACHSIGER SCHUB LVL-Q

Die Stoßdeckungsleiste wird zweiachsig auf Schub beansprucht. Der Nachweis wird wie folgt geführt:

$$\left( \frac{1,5 \cdot \frac{N_{res}}{A}}{f_{v,0,edge,d}} \right)^2 + \left( \frac{1,5 \cdot \frac{V_{z,res}}{A}}{f_{v,0,flat,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (2.110)$$

### 3m Elementbreite:

Der Nachweis der zweiachsigen Schubbeanspruchung der Stoßdeckungsleiste berechnet sich nach Gleichung (2.110) mit folgenden Kräften:

$N_{res} = 127,56$  kN und  $V_{z,res} = 19,75$  kN

$$\left( \frac{1,5 \cdot \frac{127,56}{3000 \cdot 24}}{\frac{0,9}{1,2} \cdot 4,1} \right)^2 + \left( \frac{1,5 \cdot \frac{19,75}{3000 \cdot 24}}{\frac{0,9}{1,2} \cdot 1,3} \right)^2 \leq 0,93 \leq 1$$

## 2m Elementbreite

Der Nachweis der zweiachsigen Schubbeanspruchung der Stoßdeckungsleiste berechnet sich nach Gleichung (2.110) mit folgenden Kräften:

$$N_{\text{res}} = 80,05 \text{ kN und } V_{z,\text{res}} = 13,15 \text{ kN}$$

$$\left( \frac{1,5 \cdot \frac{80,05}{2000 \cdot 24}}{\frac{0,9}{1,2} \cdot 4,1} \right)^2 + \left( \frac{1,5 \cdot \frac{13,15}{2000 \cdot 24}}{\frac{0,9}{1,2} \cdot 1,3} \right)^2 0,84 \leq 1$$

## SCHRAUBENZUGKRAFT AUS FUGENQUERKRAFT $V_z$

Die Schraubenzugkraft  $Z_d$  wurde nach [38], wie in Abbildung 2.38, mit der Gleichung (2.111) berechnet:

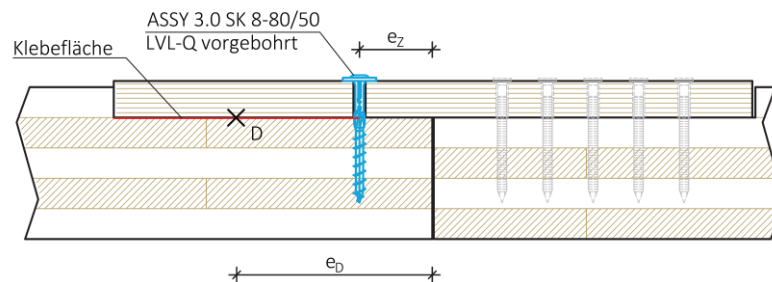


Abbildung 2.38 Abstände zur Berechnung der Schraubenzugkraft nach [38]

$$Z_d = v_z \cdot e_x \cdot \frac{e_D}{e_D - e_z} \quad (2.111)$$

Hierbei bedeuten:

- $e_x$  Abstand der Schraube in Fugenlängsrichtung;
- $e_z$  Abstand der Schraube vom Fugenrand hier:  $e_z = 6d = 6 \cdot 8 = 48 \text{ mm}$ ;
- $e_D$  Abstand der resultierenden Druckkraft vom Fugenrand (konservative Annahme: im Schwerpunkt der Klebefläche).

Der erforderliche Schraubenabstand in Richtung der Fuge kann mit gegebener Schraubenzugkraft, welche in Kapitel 2-8.4 berechnet wurde, durch Umstellung der Gleichung (2.111) auf  $e_{x,\text{erf}}$  wie folgt berechnet werden. Die maximale Gelenksquerkraft entlang des Details C - „Stoßdeckungsleiste“ beträgt 9190 N/m.

$$\text{erf } e_x = F_{ax,d} \cdot \frac{e_D - e_z}{e_D \cdot v_{z,d}} = 3168 \cdot \frac{119 - 48}{119 \cdot 9190} = 0,205 \text{ m}$$

Gewählt:  $e_x = 0,200 \text{ m}$



## 2-9.7 NACHWEIS: DETAIL D – „VERSATZ“

### KONTAKTKRÄFTE STIRNVERSATZ

Um die Druckkräfte der Basis des faltwerkträgers einzuleiten, wurde eine Holz-Holz-Verbindung in Form eines Stirnversatzes gewählt. Die Gelenkskräfte  $v_y$  und  $v_z$  aus dem RFEM-Modell wurden mit Hilfe des Sinussatzes in die entsprechende Richtung umgerechnet:

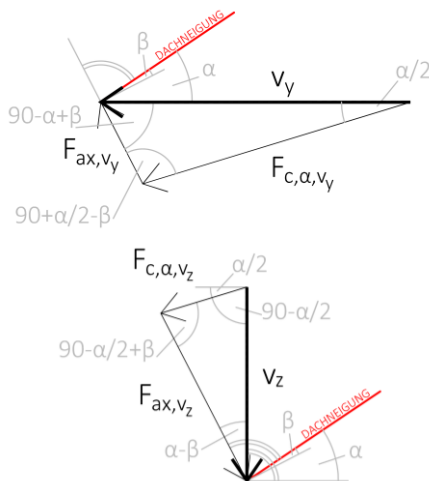


Abbildung 2.39 Kräfteparallelogramm zu Berechnung der Schraubenzugkräfte

$$\frac{v_y}{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2} - \beta\right)} = \frac{F_{c,\alpha,v_y}}{\sin(90 - \alpha + \beta)}$$

$$\frac{v_y}{\sin\left(90 + \frac{\alpha}{2} - \beta\right)} = \frac{F_{ax,v_y}}{\sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)}$$

$$\frac{v_z}{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2} + \beta\right)} = \frac{F_{c,\alpha,v_z}}{\sin(\alpha - \beta)}$$

$$\frac{v_z}{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2} + \beta\right)} = \frac{F_{ax,v_z}}{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2}\right)}$$

$$\text{mit: } \beta = \arctan\left(\frac{t_v}{100/\sin(\alpha) - t_v/\tan\left(90 - \frac{\alpha}{2}\right)}\right)$$

$$F_{c,\alpha} = F_{c,\alpha,v_y} + F_{c,\alpha,v_z} = v_y \cdot \frac{\sin(90 - \alpha + \beta)}{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2} - \beta\right)} + v_z \cdot \frac{\sin(\alpha - \beta)}{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2} + \beta\right)} \quad (2.112)$$

$$F_{ax} = -F_{ax,v_y} + F_{ax,v_z} = -v_y \cdot \frac{\sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)}{\sin\left(90 + \frac{\alpha}{2} - \beta\right)} + v_z \cdot \frac{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2}\right)}{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2} + \beta\right)} \quad (2.113)$$

Die maximale Kraft in der Kontaktfläche des Stirnversatzes berechnet sich, bei einer Versatztiefe  $t_v$  von 20 mm und einer Dachneigung von  $33,8^\circ$  mit Gleichung (2.113), wie folgt:

$$F_{c,\alpha,d} = 41,07 \cdot \frac{\sin(90 - 33,8 + 6,6)}{\sin\left(90 - \frac{33,8}{2} - 6,6\right)} + 4,24 \cdot \frac{\sin(33,8 - 6,6)}{\sin\left(90 - \frac{33,8}{2} + 6,6\right)} = 39,10 \text{ kN/m}$$

Die Kontaktkräfte des Versatzes werden aufgrund der Haupttragrichtung der faltwerkschenkel auf Querdruck eingeleitet. Der maximale Widerstand berechnet sich mit  $k_{c,90} = 1,3$  wie folgt:

$$F_{c,90,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot A_{Versatz} \cdot f_{c,90,k} \cdot k_{c,90} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 20/\cos(33,8/2) \cdot 2,5 \cdot 1,3 = 48,91 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis der Querdruckspannung ist mit einer Auslastung von 81% erfüllt.

Die erforderliche Länge, um den Nachweis auf Rollschub zu erfüllen, berechnet sich:

$$l_{v,erf} = \frac{1,5 \cdot F_{c,\alpha,d}}{f_{r,d} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot b} = \frac{1,5 \cdot 39,10 \cdot 10^3}{1,0 \cdot \frac{0,9}{1,25} \cdot 1000} = 82 \text{ mm}$$

Bei den Abbundarbeiten sollte auf dieses Maß achtgegeben werden, damit es zu keinem Rollschubversagen kommt.

Die Berechnung der Schraubenzugkraft  $F_{ax}$  erfolgt mit der hergeleiteten Gleichung (2.113). Dabei werden das Maximum und das Minimum der Zugkraft untersucht, um festzustellen, ob die Verbindung überdrückt ist oder die Zugkräfte über entsprechende Verschraubungen aufgenommen werden müssen. Dabei wird in der Herleitung Zug als positiv angenommen:

$$F_{ax,min} = -44,22 \cdot \frac{\sin\left(\frac{33,8}{2}\right)}{\sin\left(90 + \frac{33,8}{2} - 6,6\right)} + (-2,85) \cdot \frac{\sin\left(90 - \frac{33,8}{2}\right)}{\sin\left(90 - \frac{33,8}{2} + 6,6\right)} = -15,84 \text{ kN}$$

$$F_{ax,max} = -4,79 \cdot \frac{\sin\left(\frac{33,8}{2}\right)}{\sin\left(90 + \frac{33,8}{2} - 6,6\right)} + 0,06 \cdot \frac{\sin\left(90 - \frac{33,8}{2}\right)}{\sin\left(90 - \frac{33,8}{2} + 6,6\right)} = -1,35 \text{ kN}$$

Aus der Berechnung von  $F_{ax,min}$  und  $F_{ax,max}$  ist ersichtlich, dass die Fuge überdrückt ist und somit werden die Schraube 2 rein konstruktiv in der Verbindung angeordnet.

### **NACHWEIS SCHRAUBE 1**

Nachfolgend werden die Nachweise der Liniengelenkskraft  $n$  für die Schraube 1 im Detail D – „Versatz“ geführt. Dabei wird die Schraube auf „Herausziehen“ beansprucht. Der Nachweis wird mit nachfolgender Gleichung (2.114) mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ geführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 36 zusammengefasst.

$$\frac{n_{Ed}}{0,9 \cdot n \cdot F_{ax,\alpha,Rd}} \leq 1 \quad (2.114)$$

**Tabelle 36** Übersicht Nachweis auf „Herausziehen“ der Schraube 1 im Detail D – „Versatz“

Seite	Bereich	Schraubenanzahl n	Schraubenart	$F_{ax,\alpha,d}$	$n_{Ed}$	Nachweis
				[kN]	[kN/m]	
lange Seite	2	4 Stk	VGS 8/530	9,325	13,29	40 %
kurze Seite	2	4 Stk	VGS 8/530	9,325	20,16	60 %
lange Seite	1&3	6 Stk	VGS 10/580	11,45	48,83	79%
kurze Seite	1&3	7 Stk	VGS 10/580	11,45	62,76	87%

### Steifigkeit der Verbindungsmittel

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten x-Richtung des Liniengelenks der Verbindungsmittel pro Meter zur Implementierung ins Berechnungsmodell berechnet. Die Steifigkeit der Schraube 1 im Detail D - „Versatz“ wurde in Kapitel 2-8.5 berechnet. In Tabelle 37 wurde die Steifigkeit der Verbindungsmittel pro Meter mit der nachfolgenden Gleichung berechnet.

$$K_{ser,x} = K_{ser,x,Schraubenkreuz} \cdot n$$

Tabelle 37 Übersicht der Steifigkeiten der Verbindungsmittel pro Meter des Liniengelenks im Detail D - „Versatz“

Seite	Bereich	Schraubenanzahl n	Schraubenart	$K_{ser,x,Schraube}$	$K_{ser,x}$
lange Seite	2	4 Stk	VGS 8/530	18252 N/mm	73007 kN/m <sup>2</sup>
kurze Seite	2	4 Stk	VGS 8/530	18252 N/mm	73007 kN/m <sup>2</sup>
lange Seite	1&3	6 Stk	VGS 10/580	24236 N/mm	145414 kN/m <sup>2</sup>
kurze Seite	1&3	7 Stk	VGS 10/580	24236 N/mm	169650 kN/m <sup>2</sup>

### 2-9.8 NACHWEIS: DETAIL E – „FIRST“

Wie bereits in 2-8.6 erwähnt wurde, wird der First in zwei Bereiche unterteilt. Im Bereich 1 und 3 werden die Schrauben ASSY plus VG 10/400 mm und im Bereich 2 die Schrauben ASSY plus VG 8/380 mm verwendet.

#### **NACHWEIS: BEREICH 1 UND 3**

Im Bereich 1 und 3 wurden die Gelenkskräfte über die Länge von 0,75 m integriert. Die resultierenden Kräfte betragen  $N_{res}=8,87$  kN und  $V_{res}= 13,99$  kN. Die Schrauben werden in zwei Richtungen axial beansprucht.

$$\sqrt{\left(\frac{9,09}{0,9 \cdot 4 \cdot 7,941}\right)^2 + \left(\frac{15,32}{0,9 \cdot 4 \cdot 7,941}\right)^2} = 0,62 \leq 1$$

### Steifigkeit der Verbindungsmittel

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten der Verbindungsmittel pro Meter zur Implementierung ins Berechnungsmodell berechnet. Da die Verbindungsmittelanzahl für den Bereich von 0,75 m berechnet wurde, ist die Anzahl durch diese Länge zu dividieren um auf die Steifigkeit pro Meter zu berechnen. Die Steifigkeit pro Schraube wurde in Kapitel 2-8.6 berechnet.

#### x-Richtung und z-Richtung des Liniengelenks - „Herausziehen“

$$K_{ser,x} = K_{ser,y} = K_{ser,x,Schraube} \cdot n / 0,75 \text{ m} = 12500 \cdot 4 / 0,75 \text{ m} = 66667 \text{ N/mm}^2$$

### **NACHWEIS: BEREICH 2**

Im Bereich 2 werden die Schrauben kombiniert beansprucht. Für den Nachweis werden 4 Schrauben hinsichtlich der Mindestverschraubung nach [6] angesetzt. Die Tragfähigkeiten der Schraube ASSY plus VG 8/380 mm wurde im Kapitel 2-8.6 berechnet:

$$\left(\frac{-13,39}{0,9 \cdot 4 \cdot 6,855}\right)^2 + \left(\frac{-4,84}{4 \cdot 1,55}\right)^2 = 0,42 \leq 1$$

### **Steifigkeit der Verbindungsmittel**

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten der Verbindungsmittel pro Meter zur Implementierung ins Berechnungsmodell berechnet. Die Steifigkeit pro Schraube wurde unter Kapitel 2-8.6 berechnet.

#### **x-Richtung des Liniengelenks - „Herausziehen“**

$$K_{ser,x} = K_{ser,x,Schraube} \cdot n = 12926 \cdot 4 = 51704 \text{ kN/m}^2$$

#### **z-Richtung des Liniengelenks - „Abscheren“**

$$K_{ser,z} = K_{ser,z,Schraube} \cdot n = 2994 \cdot 4 = 11976 \text{ kN/m}^2$$

### 2-9.9 NACHWEIS: DETAIL F – „SCHOTT-LINKS/RECHTS“

Das Detail F – „Schott-links/rechts“ besteht aus einer einschnittigen Nagelverbindung und einer zweischnittigen Stabdübelverbindung. Für den Nachweis der Tragfähigkeit wurden die einwirkenden Kräfte über die Liniengelenklänge integriert. Die resultierenden Kräfte ergeben:

$$N_{res,max} = 269,10 \text{ kN und } V_{z,res,max} = 2,66 \text{ kN.}$$

#### NAGELVERBINDUNG

Die Tragfähigkeit des Rillennagels 6x80 mm wurde in 2-8.7 berechnet und beträgt  $F_{v,d} = 2,767 \text{ N}$ . Daraus kann die erforderliche Schraubenanzahl berechnet werden. Die wirksame Nagelanzahl darf lt. ETA-06-0009 der tatsächlichen Anzahl  $n$  gleichgesetzt werden.

$$\frac{\sqrt{N_{res,max}^2 + V_{z,res,max}^2}}{F_{v,d}} = \frac{\sqrt{268,21^2 + 2,69^2}}{2,767} = 96 \text{ Stk}$$

Gewählt wurde eine zweireihige Nagelverbindung mit 50 Stück pro Reihe, wobei die Nägel in Reihenrichtung um mindestens den Nenndurchmesser  $d$  versetzt angeordnet werden.

#### STABDÜBELVERBINDUNG

Es wurde eine dreireihige Stabdübelverbindung mit 20 Stück pro Reihe hintereinander liegenden mit einem Abstand  $a_1 = 85 \text{ mm}$  gewählt. Dabei wurde für die Berechnung der wirksamen Anzahl der hintereinander liegenden Verbindungsmittel auf der sicheren Seite liegend nach ÖNORM EN 1995-1-1 (8.34) [31] angenommen.

$$n_{ef} = n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 20^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{85}{13 \cdot 7}} = 14,57 \text{ Stk}$$

Die Tragfähigkeit der pro zwei Scherfugen berechnet sich:

$$F_{v,Rd} = s \cdot m \cdot n_{ef} \cdot F_{v,d} = 2 \cdot 3 \cdot 14,57 \cdot 3,262 = 285,2 \text{ kN}$$

## **STEIFIGKEIT VERDINDUNG**

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten der Nagel/Stabdübel-Verbindung pro Meter zur Implementierung ins Berechnungsmodell berechnet. Die Steifigkeit der Kammnägel und Stabdübel wurde in Kapitel 2-8.7 2-8.1 berechnet.

### **Laterale Steifigkeit der Kammnägel**

Für die Verbindungslänge von  $l = 1,89$  m berechnet sich die laterale Steifigkeit der gesamten Kammnägel-Verbindung folgendermaßen:

$$K_{Ser,Nagel,TOT} = s \cdot m \cdot n \cdot K_{Ser,Nagel} = 1 \cdot 2 \cdot 50 \cdot 2406 = 240600 \text{ N/mm}$$

### **Laterale Steifigkeit der Stabdübel**

Die laterale Steifigkeit der gesamten Stabdübel-Verbindung berechnet sich, für die Verbindungslänge von  $l = 1,89$  m, folgendermaßen:

$$K_{Ser,Stabdübel,TOT} = s \cdot m \cdot n \cdot K_{Ser,Stabdübel} = 2 \cdot 3 \cdot 20 \cdot 5239 = 628680 \text{ N/mm}$$

## **Gesamtsteifigkeit Verbindung**

### **x-Richtung des Liniengelenks**

Bei der Verbindung „Schott-links/rechts“ handelt es sich um ein in Reihe geschaltetes System der Steifigkeiten aus der Kammnägel und Stabdübel. Deshalb wird die Steifigkeit des Systems mit der Gleichung (2.91) berechnet:

$$\frac{1}{K_{Ser,tot}} = \sum \frac{1}{K_{Ser}} = \frac{1}{K_{Ser,Nagel,TOT}} + \frac{1}{K_{Ser,Stabdübel,TOT}}$$

$$K_{Ser,x,Verbindung} = \frac{K_{Ser,Nagel,TOT} \cdot K_{Ser,Stabdübel,TOT}}{K_{Ser,Nagel,TOT} + K_{Ser,Stabdübel,TOT}} = \frac{240600 \cdot 628680}{240600 + 628680} = 174007 \text{ N/mm}$$

Die Steifigkeit der Verbindung pro Meter ergibt sich aus der Division der Steifigkeit System durch die Verbindungslänge von  $l = 1,89$  m:

$$K_{Ser,x} = K_{Ser,x,Verbindung} / 1,89 = 174007 / 1,89 = 92067 \text{ kN/m}^2$$

### **z-Richtung des Liniengelenks**

Für die Steifigkeit in z-Richtung des Liniengelenks wurde vereinfacht die Steifigkeit der Nagelverbindung angesetzt. Die Verformungskomponente des innenliegenden Stahlbleches wurde, auf der sicheren Seite liegend, vernachlässigt.

$$K_{Ser,z} = K_{Ser,Stabdübel,TOT} / 1,89 = 240301 / 1,89 = 127301 \text{ kN/mm}^2$$

## 2-9.10 NACHWEIS: DETAIL G – „SCHOTT UNTEN“

Im Detail G – „Schott unten“ wird die Schlüsselschraube KOP lateral in zwei Richtungen beansprucht. Dabei wurde für die Berechnung der wirksamen Anzahl in Richtung des Schotts auf der sicheren Seite liegend nach ÖNORM EN 1995-1-1 (8.34) [31] angenommen. In radialer Richtung wurde die wirksame Verbindungsmittelanzahl  $n_{ef}$  mit  $n$  angenommen. Es wurden 6 Stück pro Meter gewählt, womit sich die effektive Verbindungsmittelanzahl pro Meter berechnen lässt:

$$n_{ef} = n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 6^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{120}{13 \cdot 12}} = 4,7 \text{ Stk}$$

Die maximale Ausnutzung der Verbindung ergibt sich bei folgenden Kräften

$$\sqrt{\left(\frac{15,02}{4,7 \cdot 3,488}\right)^2 + \left(\frac{2,77}{6 \cdot 3,452}\right)^2} = 0,74 < 1$$

### Steifigkeit der Verbindungsmittel

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten der Verbindungsmittel pro Meter zur Implementierung ins Berechnungsmodell berechnet. Die Steifigkeit einer Schlüsselschraube KOP wurde in Kapitel 2-8.8 berechnet.

x-Richtung und z-Richtung des Liniengelenks - „Abscheren“:

$$K_{ser,x} = K_{ser,y} = K_{ser,KOP} \cdot n = 4491 \cdot 6 = 26945 \text{ kN/mm}^2$$

## 2-10 SONSTIGE NACHWEISE

Nachfolgend werden weitere Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt. Diese werden nach Tragstrukturelemente gegliedert.

Für den Faltwerkträger werden die Nachweise des Querdruckes der Basis, die Nachweise des Elastomerlagers und die Nachweise der Lasteinleitung ins Mauerwerk geführt.

Für die BSP-BSH-Rippendecke werden die Nachweise gegen das Versagen der Verbundfuge zwischen BSP-Platte und BSH-Träger infolge der Schubkräfte, der Nachweis auf Querdruck der lasteinleitenden Rippe und den Nachweis der Teilflächenbelastung des Mauerwerks geführt.

Da beide Tragstrukturelemente einen Nachweis des Mauerwerks enthalten, wird auf den Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerkes näher eingegangen.

### 2-10.1 THEORIE-INPUT: MAUERWERK

#### 2-10.1.1 Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerkes

Für die statische Beurteilung der Tragfähigkeit der Gesamtkonstruktion ist es besonders wichtig, die Materialeigenschaften des vorliegenden Mauerwerkes zu untersuchen. Dabei kann vorerst auf Angaben von Materialeigenschaften zur Bauzeit zurückgegriffen werden. Diese sind hinsichtlich ihrer Plausibilität zu überprüfen. Eine statische Absicherung der Werte durch Entnahme von Proben ist auf jeden Fall anzustreben. [39]

Tabelle 38 gibt einen ersten Anhaltspunkt für die Druckfestigkeit im Bestandsmauerwerk für Bauwerke, welche bis etwa 1918 errichtet wurden. [39]

**Tabelle 38** Festigkeitsangaben zu Mauersteinen um 1900 [39]

Stein	Druckfestigkeit $f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Druckfestigkeit $f_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Ziegel, gewöhnlich	6,0 - 12,0	1,0
Ziegel, gut	14,0 - 25,0	2,0
Handschlagziegel	15,0 - 30,0	2,5 - 5,0
Maschinenziegel	20,5 - 23,0	
Wölbziegel	12,3	
Lochziegel	19,4	
Maschinenlochziegel	15,0	
Poröse Vollziegel	15,0	
Poröse Wölbziegel	2,7	
Klinker	30,0 - 90,0	100

In der vorliegenden Arbeit wird lt. Tabelle 38 [39] für porösen Vollziegel die Mauersteindruckfestigkeit  $f_b = 15,0$  N/mm<sup>2</sup> angenommen.

Bei Mörtel eines bestehenden Mauerwerks ist es hingegen notwendig, Proben zu entnehmen und zu prüfen, bevor diese in eine Berechnung übernommen werden. Lt. [40] liegt bei Gründerzeithäusern die Mörteldruckfestigkeit  $f_m$  zwischen 1 und 2 N/mm<sup>2</sup>.

In der nachfolgenden Berechnung wird auf der sicheren Seite liegend für  $f_m = 1$  N/mm<sup>2</sup> angenommen, was der Mörtelgruppe M 1 entspricht.



## 2-10.1.2 Berechnung der Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks

[41]

Nachfolgend wird die Bemessungsdruckfestigkeit für Vollziegel der Gruppe 1 und Normalmörtel berechnet. Die Berechnung erfolgt nach ÖNORM EN 1996-1-1 [41]:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (2.115)$$

Dabei sind:

$f_k$  ..... charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk [N/mm<sup>2</sup>],  
 $\gamma_M$  ..... Teilsicherheitsbeiwert für das Material.

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (2.116)$$

Dabei sind:

$K$  ..... Festwert, zur Berechnung der Druckfestigkeit vom Mauerwerk,  
 $f_b$  ..... normierte Druckfestigkeit eines Mauersteins,  
 $f_m$  ..... Druckfestigkeit des Mauermörtels,  
 $\alpha, \beta$  ..... Konstanten abhängig von der Mauerstein- und Mörtelart.

Für die später folgenden Nachweise der lasteinleitenden Tragstrukturelemente wird die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks benötigt. Deshalb wird diese bereits in diesem Kapitel berechnet. Hierfür wurden die Beiwerte  $K = 0,60$  und die Exponenten  $\alpha = 0,65$ ;  $\beta = 0,25$  aus Tabelle 2 der ÖNORM B 1996-1-1:2016-07 [42] entnommen. Nach [42] Tabelle 1 wurde der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  mit 2,5 gewählt:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta = 0,60 \cdot 15^{0,65} \cdot 1^{0,25} = 3,49 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{3,49}{2,5} = 1,40 \text{ N/mm}^2$$

## 2-10.1.3 Berechnung der Bemessungsschubfestigkeit des Mauerwerks

[41]

Nachfolgend wird der Bemessungswert der Schubfestigkeit für Vollziegel der Gruppe 1 und Normalmörtel berechnet. Die Berechnung erfolgt nach ÖNORM EN 1996-1-1 [41]:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (2.117)$$

Dabei sind:

$f_{vk}$  ..... charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk [N/mm<sup>2</sup>],  
 $\gamma_M$  ..... Teilsicherheitsbeiwert für das Material.

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \quad (2.118)$$

Dabei sind:

$f_{vk0}$  ..... die charakteristische Haftscherfestigkeit ohne Auflast,  
 $\sigma_d$  ..... die Bemessungsdruckspannung rechtwinklig zur Schubkraft als Mittelwert der Vertikalspannungen im überdrückten Bereich.

## 2-10.1.4 Nachweisverfahren: unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung

[41]

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes einer vertikal belasteten Wand beträgt je Längeneinheit:

$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d \quad (2.119)$$

Dabei sind:

$\phi$  ..... der Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Schlankheit und Lastausmitte,  
 $t$  ..... die Wanddicke,  
 $f_d$  ..... die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerkes.

$$\phi = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad (2.120)$$

Dabei sind:

$e_i$  Lastexzentrizität am Kopf bzw. Fuß der Wand.

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 t \quad (2.121)$$

Dabei sind:

$M_{id}$  ..... Bemessungswert des Biegemomentes resultierend aus der Exzentrizität der Deckenauflegerkraft,  
 $N_{id}$  ..... der Bemessungswert der am Kopf bzw. Fuß der Wand wirkenden Vertikalkraft,  
 $e_{he}$  ..... die Ausmitte am Kopf oder Fuß der Wand infolge horizontaler Lasten, sofern vorhanden,  
 $e_{init}$  ..... die ungewollte Ausmitte.

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} \quad (2.122)$$

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h \quad (2.123)$$

Dabei sind:

$h_{ef}$  ..... die Knicklänge der Wand,  
 $\rho_n$  ..... die lichte Geschosshöhe der Wand;  
 $h$  ..... ein Abminderungsfaktor mit  $n = 2, 3$  oder  $4$  je nach Halterung der auszusteifenden Wand.

## 2-10.1.5 Nachweisverfahren: unbewehrter Mauerwerkswände unter Schubbelastung

[41]

Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit wird errechnet aus:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \quad (2.124)$$

Dabei sind:

$f_{vd}$  ..... der Bemessungswert der Schubfestigkeit vom Mauerwerk nach (5.3) und (5.4) unter Zugrundelegung des Mittelwertes der vertikalen Druckspannung im überdrückten Teil der schubbeanspruchten Wand unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Mauerwerkes,  
 $t$  ..... die Wanddicke der schubbeanspruchten Wand,  
 $l_c$  ..... die Länge des überdrückten Teiles der Wand unter Vernachlässigung auf Zug beanspruchter Teile der Wand.

## 2-10.1.6 Nachweisverfahren: Wände mit Teilflächenlasten

[41]

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss der Bemessungswert der vertikalen Einzellast  $N_{Edc}$  kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstandes  $N_{Rdc}$  sein.

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} \quad (2.125)$$

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit bei Wänden mit Teilflächenbelastung berechnet sich wie folgt:

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d \quad (2.126)$$

Dabei sind:

- $\beta$  .....der Erhöhungsfaktor bei Teilflächenlasten;
- $A_b$  .....die belastete Fläche,
- $f_d$  .....die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerkes.

## 2-10.2 BEMESSUNGSKONZEPT SYLOMER® UND SYLODYN®

[24]

Das Bemessungskonzept von Sylomer und Sylodyn [24] wurde für Lager im Bauwesen an DIN EN 1337-3 und den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen Z-16.8-467 [43] (Sylomer) und Z-16.8-468 [44] (Sylodyn) angelehnt. Nachfolgend wird auf die vertikale und horizontale Tragfähigkeit, nach [24], eingegangen.

### 2-10.2.1 Nachweisverfahren: vertikaler Lagerwiderstand

Für den Nachweis der vertikalen Belastbarkeit des Elastomers Sylomer bzw. Sylodyn muss folgendes gelten:

$$F_{E,z,d} \leq F_{R,z,d} \quad (2.127)$$

Der vertikale Tragwiderstand berechnet sich hierbei mit der nachfolgenden Gleichung. (2.128). Dabei ist die zulässige Druckspannung auf Designniveau abhängig von Verhältnis  $q$ , welches sich zusammensetzt aus belasteter Fläche zur Mantelfläche:

$$F_{R,z,d} = \sigma_{R,d} \cdot A \quad (2.128)$$

Dabei sind:

- $F_{E,z,d}$  .....vertikale Einwirkung auf Designniveau;
- $F_{R,z,d}$  .....vertikaler Lagerwiderstand auf Designniveau;
- $\sigma_{R,d}$  .....Bemessungswiderstand auf Designniveau, vom Verhältnis aus belasteter Fläche zu Mantelflächen abhängig;
- $A$  .....Belastete Fläche des Lagers.

## 2-10.2.2 Nachweisverfahren: horizontaler Lagerwiderstand

Für den Nachweis der horizontaler Lastabtragung des Elastomers Sylomer bzw. Sylodyn gilt folgendes:

$$F_{E,xy,d} \leq F_{R,xy,d} \quad (2.129)$$

Für den horizontalen Lagerwiderstand  $F_{R,xy,d}$  darf für kurzzeitige Einwirkungen jene rückstellende Kraft angesetzt werden, welche sich bei einer Schubverzerrung von  $\varepsilon_{xy,d} = 20\%$  der unbelasteten Lagerdicke  $t_0$  einstellt. Zulässig im Grundzustand der Tragfähigkeit sind aber auch Schubverzerrung bis 100% der Lagerdicke, ohne dass es zu Schädigungen des Elastomers kommt. Diese rückstellenden Lagerkräfte könnten sich jedoch ungünstig auf die angrenzenden Bauteile auswirken.

$$F_{R,xy,d} = G \cdot A \cdot \varepsilon_{xy,d} \quad (2.130)$$

$$\varepsilon_{xy,d} = \frac{v_{xy,d}}{t_0} < 100\% \quad (2.131)$$

Dabei sind:

- $F_{xy,d}$  ..... vertikale Einwirkung auf Designniveau;
- $G$  ..... Schubmodul;
- $A$  ..... belastete Fläche des Lagers;
- $\varepsilon_{xy,d}$  ..... Bemessungswert der Schubverzerrung;
- $v_{xy,d}$  ..... Verformung aus Horizontalbelastung;
- $t_0$  ..... unbelastete Lagerdicke, wobei  $t_0 \leq a/2$ .

## 2-10.3 NACHWEISE: FALTWERKTRÄGER

In diesem Kapitel werden die Nachweise des Querdruckes der Basis des Faltwerkträgers, sowie die Nachweise des Elastomerlagers und die Nachweise der Lasteinleitung ins Mauerwerk geführt. Die hierfür benötigten Auflagerreaktionen sind in Abbildung 2.40 und Abbildung 2.41.

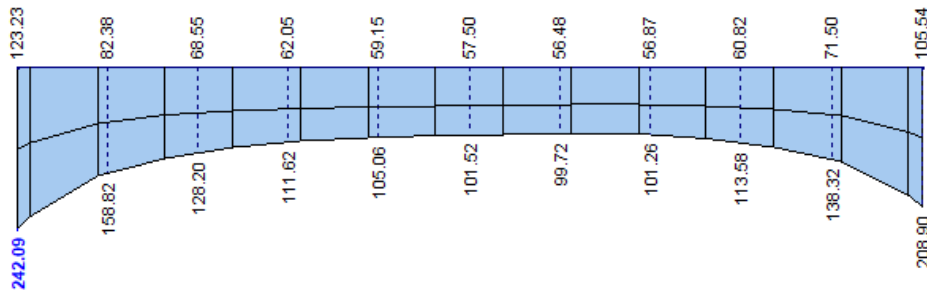


Abbildung 2.40 vertikale Auflagerreaktion des Faltwerkträgers (GZT)

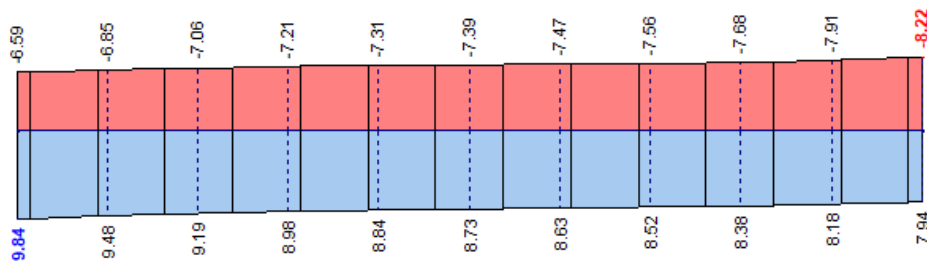


Abbildung 2.41 horizontale Auflagerreaktion des Faltwerkträgers in Scheibenrichtung des Mauerwerks (GZT)

### 2-10.3.1 Nachweis des Querdruckes der Basis des Faltwerkträgers

Für den Nachweis der Druckkraft rechtwinklig zur Faserrichtung des Brettspertholzes muss nach ÖNORM B 1995-1-1 [6] folgendes gelten:

$$F_{c,90,Ed} \leq F_{c,90,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,k} \cdot A \quad (2.132)$$

Der Widerstand wird mit folgenden Beiwerten und Festigkeit berechnet:

$$\begin{aligned} k_{c,90} &= 1,0; \\ k_{mod} &= 1,0; \\ f_{c,90,k} &= 2,5 \text{ N/mm}^2 \text{ aus Tabelle 17.} \end{aligned}$$

$$F_{c,90,Rd} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot 200 \cdot 1000 \cdot 10^{-3} = 360 \text{ kN/m}$$

Da die vertikale Auflagerkraft geringer ist als der Widerstand auf Querdruck, ist der Nachweis erfüllt.

$$F_{c,90,Ed} = 242,09 \text{ kN/m} \leq F_{c,90,Rd} = 360 \text{ kN/m} \checkmark$$

## 2-10.3.2 Nachweise des Elastomerlagers

Für das Elastomerlager des Falwerkträgers wurde der Werkstofftyp „Sylodyn NE“ in Kapitel 2-3.3 nach [24] gewählt. Die nachfolgenden Werkstoffkennwerte beziehen auf diesen Werkstofftyp und wurden aus [24] entnommen.

### NACHWEIS DES VERTIKALEN LAGERWIDERSTANDES

Nachführend wird der vertikale Lagerwiderstand für einen Meterstreifen und einer Breite von 200 mm berechnet. Aus [24] Anhang 11 wird der Lagerwiderstand  $\sigma_{R,d}$  für den Formfaktor 2,0 entnommen. Dieser beträgt für den Werkstofftyp „Sylodyn NE“ 1,87 N/mm<sup>2</sup>. Damit berechnet sich der vertikale Lagerwiderstand wie folgt:

$$F_{R,z,d} = \sigma_{R,d} \cdot A = 1,87 \cdot 200 \cdot 1000 \cdot 10^{-3} = 374 \text{ kN/m}$$

Die vertikale Auflagerreaktion kleiner ist als der Lagerwiderstand, daher ist der Nachweis erfüllt.

$$F_{z,Ed} = 242,09 \text{ kN/m} \leq F_{R,xy,d} = 374 \text{ kN/m} \checkmark$$

### NACHWEIS DES HORIZONTALLEN LAGERWIDERSTANDES

#### horizontale Verformung des Sylomer-Elastomerlagers

Die horizontale Verformung des Sylomer-Elastomerlagers kann mit Hilfe des Hookeschen Gesetz aus der Horizontalbelastung  $F_{xy,Ed}$  und der Federsteifigkeit  $C_{xy}$  rückgerechnet werden. Die Horizontalbelastung kann aus Abbildung 2.41 entnommen werden. Die Federsteifigkeit des Lagers wurde in Kapitel 2-3.3 berechnet:

$$u_{xy,d} = \frac{F_{xy,Ed}}{C_{xy}} = \frac{9,84 \text{ kN/m}}{4160 \text{ kN/m}^2} \cdot 10^3 = 2,4 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{xy,d} = \frac{u_{xy,d}}{t_0} = \frac{2,4}{40} = 6 \% < 20 \%$$

Da die Schubverzerrung, bei der unverformten Dicke  $t_0$  des Elastomerlagers von 40 mm, kleiner ist als 20 %, darf der Lagerwiderstand in horizontaler Richtung für die Verzerrung von 20 % berechnet werden:

$$F_{R,xy,d} = G \cdot A \cdot 0,2 = 0,832 \cdot 200 \cdot 1000 \cdot 0,2 \cdot 10^{-3} = 33,28 \text{ kN/mDa}$$

$$F_{xy,Ed} = 9,84 \leq F_{R,xy,d} = 33,28 \text{ kN/m} \checkmark$$

### Nachweis Lasteinleitung Reibung

Des Weiteren muss überprüft werden, ob die horizontalen Auflagerkräfte über Reibung in das darunterliegende Mauerwerk eingeleitet werden können. Hierfür wird der Bauzustand untersucht, bei welchem der Falwerkträger am Mauerwerk aufgelagert wurde und die Einhängeelemente noch nicht versetzt wurden. Das Eigengewicht des Trägers inklusive Wärmedämmung, Unterdeckplatte und Konterlattung beträgt ca. 135 kN.

$$1,0 \cdot A_V \cdot \mu \geq 1,5 \cdot w_D \cdot A$$

Dabei sind:

- $A_V$  ..... vertikale Auflagerkraft infolge Eigengewichts 135 kN / 2 = 67,5 kN
- $\mu$  ..... Reibungskoeffizient nach [24]  $\mu = 0,5$
- $w_D$  ..... Winddruck auf der Luvfläche D
- $A$  ..... Windangriffsfläche = 3,41 m<sup>2</sup>

$$1,0 \cdot 67,5 \cdot 0,5 = 33,75 \text{ kN} \geq 1,5 \cdot 0,4 \cdot 3,41 = 2,05 \text{ kN} \checkmark$$

## 2-10.3.3 Nachweise Mauerwerk

### NACHWEIS DES MAUERWERKS UNTER VERTIKALER BELASTUNG

Der Tragwiderstandes des Mauerwerks nach der Gleichung (2.119) wird mit folgenden Faktoren berechnet:

$\rho_2 = 1,0$  ..... Bei Wänden, die oben und unten durch beidseitig und auf gleicher Höhe aufgelagerten Holzbalkendecken, gehalten sind (nach [51] 5.5.1.2 (ii));

$h = 4,0 \text{ m}$  ..... aus Geometrie;

$M_{id}/N_{id} = 0,175 \text{ m}$  ..... aus Geometrie des Auflagerdetails.

$$h_{ef} = 1,0 \cdot 4,0 \text{ m} = 4,0 \text{ m}$$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{4,0}{450} = 0,01 \text{ m}$$

$$e_i = 0,175 + 0,01 = \underline{\mathbf{0,176 \text{ m}}} \geq e_{i,min} = 0,05 t = 0,05 \cdot 0,6 = 0,03 \text{ m}$$

$$\phi = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{0,176}{0,60} = 0,413$$

Durch Einsetzen der berechneten und gewählten Parameter berechnet sich der Tragwiderstand Mauerwerkes:

$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d = 0,413 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1,4 \text{ N/mm}^2 = 346,92 \text{ N/mm} \cong 346,92 \text{ kN/m}$$

Die maximale Auflagerreaktion aus Abbildung 2.40 beträgt 242,09 kN/m. Da die Auflagerkraft kleiner ist als der vertikale Mauerwerkswiderstand, ist der Nachweis erfüllt.

$$N_{Ed} = 242,09 \text{ kN/m} \leq N_{Rd} = 346,92 \text{ kN/m} \checkmark$$

Es wird darauf hingewiesen, dass das Mauerwerk im Berechnungsmodell nicht mitmodelliert wurde, wodurch der sogenannte Einhängeeffekt im Mauerwerk im Berechnungsmodell nicht abgebildet wird. Dieser Effekt hätte zur Folge, dass sich die Spitzen der Auflagerreaktion umlagern würden, welcher sich günstig auf den Nachweis auswirken würde. Deshalb liegt der geführte Nachweis auf der sicheren Seite.

### NACHWEIS DES MAUERWERKS UNTER SCHUBBELASTUNG

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes des Mauerwerks unter Schubbelastung wird nach Gleichung (2.124) mit folgenden Werten berechnet:

$t = 0,60 \text{ m}$  ..... Breite des Mauerwerkes

$l_c = l = 1,0 \text{ m}$  ..... Aus der umhüllenden Ergebniskombination geht hervor, dass die Wand über die gesamte Länge überdrückt ist.

$f_{vk0} = 0,10 \text{ N/mm}^2$  ..... Der Wert der Anfangsscherfestigkeit  $f_{vk0}$  vom Mauerwerk für die hier getroffene Annahme (Normalmörtel mit einer Festigkeitsklasse M1) wurde aus [42] Tabelle 3 entnommen

$\sigma_d = 0 \text{ N/mm}^2$  ..... Auf der sicheren Seite liegend wird die Bemessungsdruckspannung rechtwinklig zur Schubkraft vernachlässigt.

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d = 0,10 + 0,4 \cdot 0,00 = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd} = \frac{f_k}{\gamma_M} \cdot t \cdot l_c = \frac{1,0 \text{ N/mm}^2}{2,5} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 240000 \text{ N} \cong 240 \text{ kN}$$

Die maximale Schubbeanspruchung des Mauerwerks, aus Abbildung 2.41, beträgt 9,84 kN/m. Diese ist kleiner als der Bemessungswert des Tragwiderstandes des Mauerwerks. Der Nachweis ist damit erfüllt.

$$F_{xy,Ed} = 9,84 \leq F_{R,xy,d} = 240 \text{ kN/m} \checkmark$$

## 2-10.4 NACHWEISE: BSP/BSH – RIPPENDECKE

In diesem Kapitel werden die Nachweise der BSP-BSH-Rippendecke gegen das Versagen der Verbundfuge zwischen BSP-Platte und BSH-Träger infolge der Schubkräfte, sowie der Nachweis auf Querdruck der lasteinleitenden Rippe und den Nachweis der Teilflächenbelastung des Mauerwerks geführt.

Alle Nachweise des Auflagerdetails werden auf die größte Auflagerkraft ausgelegt. Diese beträgt 57,99 kN in Modellkonten Nr. 118.

### 2-10.4.1 Schubspannungsnachweis

Zusätzlich zu den Bauteilnachweisen der BSH- und BSP-Querschnitte ist das Versagen der Verbundfuge infolge der Schubkräfte zu überprüfen. In Punkt I (siehe Abbildung 2.42 - links) ist das Versagen auf Schub und in Punkt II das Versagen auf Rollschub zu überprüfen.

Die Schubkräfte können in der Verbundfuge elementar aus der Normalkraftänderung des BSH- bzw. BSP-Querschnitts über die Trägerlänge nach der Elastizitätstheorie berechnet werden. Es ergibt sich bei starrem Verbund ein zum Querkraftverlauf affiner Schubkraftverlauf in der Verbundfuge. [45] [3]

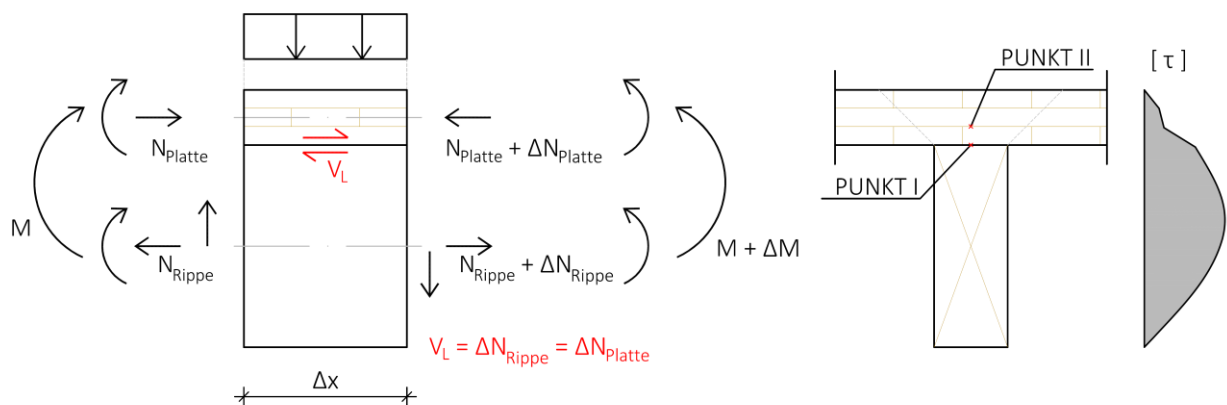


Abbildung 2.42 Ermittlung der Schubkräfte in der Verbundfuge

Zur Ermittlung wurden die Normalkräfte der BSH-Querschnitte aus dem RFEM-Modell in das Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ exportiert. Anschließend wurde die elementare Normalkraftänderung für die Rippenquerschnitte berechnet:

$$n_{xy,d} = \frac{V_L}{\Delta x} = \frac{\Delta N_{Rippe}}{\Delta x} = \frac{\Delta N_{Platte}}{\Delta x} \quad (2.133)$$

$$\tau_{max} = \frac{n_{xy,d}}{b \cdot l} \quad (2.134)$$

Dabei sind:

- $n_{xy,d}$  ..... Schubkräfte in der Verbundfuge pro Meter;
- $\Delta x$  ..... absoluter Betrag der Stabteilung;
- $b$  ..... Rippenbreite;
- $\tau_{max}$  ..... Schubspannung;

Die maximale Schubkraft  $v_L$  für die folgenden Nachweise beträgt 69,83 kN/m. Der Tragwiderstand wurde auf der sicheren Seite liegend mit  $k_{mod} = 0,8$  berechnet.



### NACHWEIS SCHUB

Die Schubspannung in Punkt I (siehe Abbildung 2.42) wird auf die Rippenbreite des BSH-Querschnitts bezogen.

$$\tau_{v,max,BSP} = \frac{n_{xy,d}}{b \cdot l} \leq f_{v,CLT,d}$$

Der Schubwiderstand ist größer als die vorhandene Schubspannung. Der Nachweis ist erfüllt.

$$\tau_{v,max,BSP} = \frac{n_{xy,d}}{b \cdot l} = \frac{69,83 \cdot 10^3}{120 \cdot 1000} = 0,58 \text{ N/mm}^2 \leq f_{v,CLT,d} = \frac{0,8}{1,25} \cdot 2,5 = 1,6 \text{ N/mm}^2 \checkmark$$

### NACHWEIS ROLLSCHUB

Für die Berechnung der Rollschubspannung in Punkt II haben Vergleichsberechnungen mit Finite Elemente für BSH-BSP-Rippendecken mit 3-schichtigen BSP - Aufbau ergeben, dass der Ausbreitungswinkel 1:3 am besten mit den Ergebnissen übereinstimmt [3]. Folglich wird die Schubspannung des Rollschubs auf diese Fläche bezogen.

$$\tau_{r,max,BSP} = \frac{n_{xy,d}}{b_r \cdot l} \leq f_{r,CLT,d}$$

$$b_r = b_W + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot t_{3,BSP} = 120 + \frac{1}{3} \cdot 35 = 143 \text{ mm}$$

Der Nachweis der Rollschubspannung ist erfüllt, da die Spannung in Punkt II (siehe Abbildung 2.42) geringer ist als der Widerstand.

$$\tau_{r,max,BSP} = \frac{n_{xy,d}}{b_r \cdot l} = \frac{69,832 \cdot 10^3}{143 \cdot 1000} = 0,49 \text{ N/mm}^2 \leq f_{r,CLT,d} = \frac{0,8}{1,25} \cdot 1,0 = 0,64 \text{ N/mm}^2 \checkmark$$

### 2-10.4.2 Querdrucknachweis

Der Tragwiderstand auf Querdruck berechnet sich wie folgt:

$$F_{c,90,Rd} = A_{ef} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad (2.135)$$

Die wirksame Kontaktfläche  $A_{ef}$  wird in Haupttragrichtung der Rippendecke um 30mm erhöht. Die wirksame Kontaktfläche  $A_{ef}$  berechnet sich wie folgt:

$$A_{ef} = (a_{req} + 30 \text{ mm}) \cdot b_{BSH} \quad (2.136)$$

Setzt man die Gleichung (2.136) in (2.135) ein und formt diese auf die erforderliche Kontaktlänge  $a_{req}$  um, erhält man:

$$a_{req} = \frac{F_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \cdot b_{BSH}} - 30 \text{ mm} = \frac{57990}{1,5 \cdot 2,5 \cdot \frac{0,9}{1,25} \cdot 140} = 153 - 30 = 123 \text{ mm}$$

Die zur Verfügung gestellte Fläche ist größer als die erforderliche Fläche, deshalb ist der Nachweis erfüllt.

$$a_{prov} = 150 \text{ mm} \geq a_{req} = 123 \text{ mm} \checkmark$$

### 2-10.4.3 Nachweis des vertikalen Lagerwiderstandes des Elastomerlagers

Das Elastomer-Lager wurde bereits in Kapitel 2-3.3 unter quasi-ständiger Last vorbemessen. Nachfolgend wird der Nachweis des vertikalen Lagerwiderstandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Werkstofftyp „Sylodyn-NF“ nach der Gleichung (2.128) nachgewiesen. Die zulässige Pressung  $\sigma_{R,d}$  des Elastomers, für den Formfaktor  $q = 3$ , beträgt  $4,02 \text{ N/mm}^2$  und wurde aus [24] Anhang 11 entnommen.

$$F_{R,z,d} = \sigma_{R,d} \cdot A = 4,02 \cdot 140 \cdot 150 \cdot 10^{-3} = 84,42 \text{ kN}$$

Der vertikale Lagerwiderstand des Werkstofftyps „Sylodyn-NF“ ist größer als die Auflagerreaktion von 57,99 kN. Damit ist der Nachweis erfüllt.

$$F_{E,z,d} = 57,99 \text{ kN} \leq F_{R,z,d} = 84,42 \text{ kN} \checkmark$$

## 2-10.4.4 Nachweis der Teilflächenbeanspruchung des Mauerwerks

Durch Einsetzen der Gleichungen (2.126) in (2.125) aus Kapitel 2-10.1.6 und anschließendem Umformen erhält man die erforderliche Kontaktfläche im Mauerwerk:

$$A_{b,req} \geq \frac{N_{Edc}}{\beta \cdot f_d} \quad (2.137)$$

Für die Berechnung der erforderlichen Teilfläche wurden folgende Werte verwendet:

- $N_{Edc} = 57,99 \text{ kN}$  ..... vertikale Auflagerlast aus dem "RFEM"-Modell aus Knoten Nr. 118
- $\beta = 1,0$  ..... bei Wänden mit Randstreifenvermörtelung, auf der sicheren Seite liegend;
- $f_d = 1,40 \text{ N/mm}^2$  ..... aus 2-10.1.2 Berechnung der Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks.

$$A_{b,req} \geq \frac{50 \cdot 10^3 \text{ N}}{1,0 \cdot 1,40 \text{ N/mm}^2} = 41421 \text{ mm}^2$$

Die vorhandene Teilfläche  $A_{b,prov}$  wird über die vorhandene Kontaktfläche der BSH-Rippe mit dem Elastomer-Lager berechnet. Dabei werden die Kontaktlängen  $a_{prov,BSH}$  und  $b_{BSH}$  auf jeder Seite um  $d_{Mörtelbett}/\tan\alpha$  erhöht. Für die Lastausbreitung im Mörtelbett wird ein Winkel von  $60^\circ$  angenommen:

$$A_{b,prov} = (a_{prov,BSH} + 2 \cdot d_{Mörtelbett}/\tan\alpha) \cdot (b_{BSH} + 2 \cdot d_{Mörtelbett}/\tan\alpha)$$

Dabei sind:

- $d_{Mörtelbett}$  ..... Dicke des Mörtelbetts;
- $\alpha$  ..... Lastausbreitungswinkel im Mörtel.

$$A_{b,prov} = (150 + 2 \cdot 60/\tan 60) \cdot (140 + 2 \cdot 60/\tan 60) = 45892 \text{ mm}^2$$

Da  $A_{b,prov} = 45892 \text{ mm}^2$  größer ist als  $A_{b,req} = 41421 \text{ mm}^2$ , ist der Nachweis der Teilflächenbelastung erfüllt.

## ANHANG A LITERATURVERZEICHNIS

- [1] A. Malagic, Historic Timber Roof Structures, Assessment and Analysis on example of Roof Structure 'TU Graz Alte Technik', Master thesis, University of Rijeka., 2019.
- [2] R. Popatnig, Dachausbau im historischen Bestand Rahmenbedingungen, Bestandsanalyse und statische Bearbeitung am Beispiel der "Alten Technik", Masterarbeit, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie., 2018.
- [3] B. Thomas, focus\_sts\_2.2.3\_1 - Darstellung und praxistaugliche Aufbereitung für die Ermittlung mitwirkender Plattenbreiten von BSP-Elementen - Forschungsbericht, Graz: holz.bau forschungs gmbh, 2013.
- [4] Deutsches Institut für Bautechnik, ETA-06/0009, Europäische Technische Bewertung, Binderholz Brettsperrholz BBS - Massives plattenförmiges Holzbauelement zur Verwendung als tragendes Bauteil in Bauwerken, 2017.
- [5] OIB-Richtlinie 3: Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz: OIB-330.3-007/19, Wien, 2019.
- [6] ÖNORM B 1995-1-1: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten: Teil 1-1: Allgemeines — Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, 2019.
- [7] ÖNORM EN 14080: Holzbauwerke — Brettschichtholz und Balkenschichtholz — Anforderungen, 2013.
- [8] Z-9.1-890: Allgemeine Bauartgenehmigung: Verwendung von Furnierschichtholz "Pollmeier Fichte LVL S" und "Pollmeier Fichte LVL Q", Deutsches Institut für Bautechnik, 2019.
- [9] ÖNORM EN 1991-1-1: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke: Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen — Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, 2011.
- [10] ÖNORM EN 1991-1-3, Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen — Schneelasten, 2016.
- [11] ÖNORM B 1991-1-3, Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten, 2013.
- [12] ÖNORM EN 1991-1-4, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten, 2011.
- [13] ÖNORM B 1991-1-4, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten, 2013.
- [14] ÖNORM B 1991-1-1: Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen — Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau, 2011.
- [15] ÖNORM EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, 2013.
- [16] ÖNORM EN 1990, 2013-03: Grundlagen der Tragwerksplanung.
- [17] ÖNORM EN 16351: Holzbauwerke — Brettsperrholz — Anforderungen, 2015.

- [18] G. Schickhofer, T. Bogensperger und T. Moosbrugger, BSPHandbuch: Holz-Massivbauweise in Brettspertholz, Verlag der Technischen Universität Graz, 2010.
- [19] Österreichisches Institut für Bautechnik, ETA-12/0281: Europäische Technische Bewertung: Hasslacher Cross Laminated Timber: Massive plattenförmige Holzbauelemente für tragende Bauteile in Bauwerken, 2018.
- [20] proHolz Austria, Zuschnitt: Zeitschrift über Holz als Werkstoff und Werke in Holz, Wien, September 2008 Nr. 31.
- [21] T. Bogensperger und G. Silly, Zweiachsige Lastabtragung von Brettspertholzplatten, Ernst & Sohn; Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG. Bautechnik 91, Heft 10, Seite 742 – 752., 2014.
- [22] Dlubal Software GmbH, Programm-Beschreibung - Zusatzmodul: RF-LAMINATE - Bemessung von Laminatflächen, Am Zellweg 2, 93464 Tiefenbach, Deutschland, 2013.
- [23] Dlubal Software GmbH, RFEM 5 - Benutzer Handbuch - Räumliche Tragwerke nach der Finiten Elemente Methode, Am Zellweg 2, 93464 Tiefenbach, Deutschland, 2020.
- [24] Getzner Werkstoffe GmbH, Bemessungskonzept - Sylomer und Sylodyn, 2019.
- [25] Getzner Werkstoffe GmbH, Übersicht Sylodyn - Werkstoffdatenblatt, 2019.
- [26] ÖNORM EN 338 - Bauholz für tragende Zwecke — Festigkeitsklassen, 2016.
- [27] ÖNORM EN 338 - Bauholz für tragende Zwecke — Festigkeitsklassen, 2016.
- [28] Formelsammlung Teil BSP - Übungsunterlage - Institut für Holzbau und Holztechnologie- TU Grz, 2019.
- [29] G. Silly, Numerische Studien zur Drill- und Schubsteifigkeit von Brettspertholz (BSP), Graz: TU Graz, 2010.
- [30] G. Silly, T. Bogensperger und M. Augustin, „Twisting Strength and Stiffness of CLT - Modelling and Appropriate Test Configurations,“ *World Conference on Timber Engineering*, 2016.
- [31] 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)’.
- [32] H. Kreuzinger und B. Mohr, Gebrauchstauglichkeit von Wohnungsdecken aus Holz, Forschungsvorhaben durchgeführt für die EGH in der DGfH, TU München, Fachgebiet Holzbau, Abschlussbericht Januar 1999.
- [33] Deutsches Institut für Bautechnik, ETA-11/0190: Würth selbstbohrende Schrauben, Selbstbohrende Schrauben als Holzverbindungsmittel, 2013.
- [34] D. Gross, W. Hauger, J. Schröder und W. A. Wall, Technische Mechanik 3 - Kinetik, Berlin: Springer-Verlag GmbH Deutschland, 2019.
- [35] Rotho Blaas GmbH, HOLZBAUVERBINDER rothoblaas, Kurtatsch (BZ).
- [36] ETA-Danmark A/S, ETA-04/0013: CNA Connector nails and CSA Connector screws: Nails and screws for use in nailing plates in timber structures, Nordhavn, 2019.
- [37] Deutsches Institut für Bautechnik, Z-9.1-890: Allgemeine Bauartgenehmigung: Verwendung von Furnierschichtholz "Pollmeier Fichte LVL S" und "Pollmeier Fichte LVL Q", 2019.

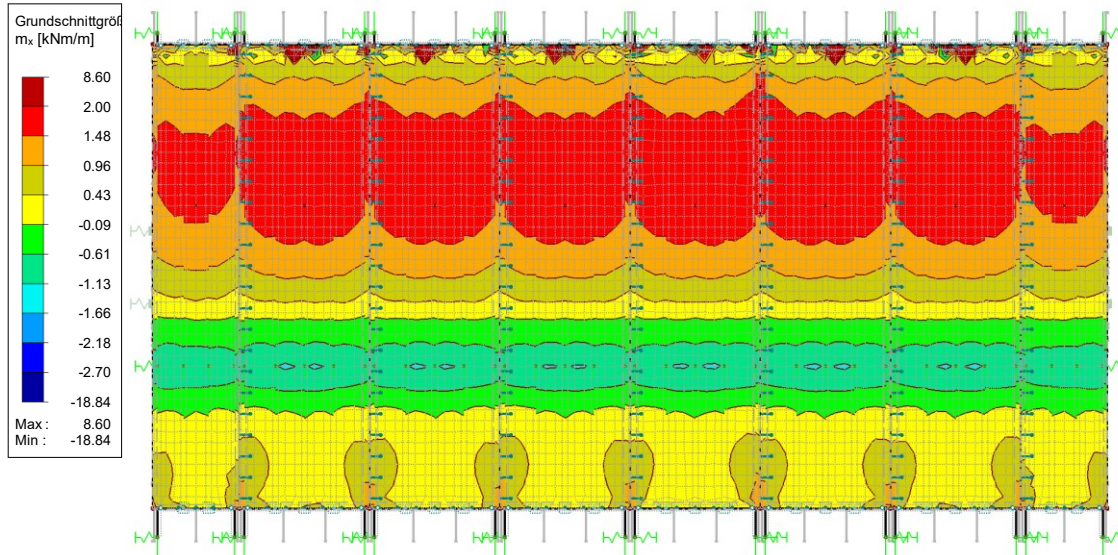
- [38] M. Wallner-Novak, M. Augustin, J. Koppelhuber und K. Pock, Brettsper Holz Bemessung Band II: Anwendungsfälle, Wien: proHolz Austria, 2018.
- [39] W. Jäger, Mauerwerk-Kalender 2012 : Eurocode 6, Berlin: Ernst & Sohn, 2013.
- [40] K. Andreas, Skriptum aus der VU E+E Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten. Wien: E206-4 Institut für Hochbau und Technologie, Wien: TU Wien, 2012 .
- [41] ÖNORM EN 1996-1-1: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk (konsolidierte Fassung), 2013.
- [42] ÖNORM B 1996-1-1 Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1996-1-1, 2016.
- [43] D. I. f. Bautechnik, Z-16.8-467: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Getzner Sylomer.
- [44] D. I. f. Bauwesen, Z-16.8-468: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Getzner Sylodyn.
- [45] U. Harald, VERBUNDBAU - Skript, Graz: TU Graz, 2017.

# ANHANG B SCHNITTKRAFTVERLÄUFE BSP-ELEMENTE

## DECKPLATTEN RIPPENDECKE 3S -35/30/35

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen  $m_x$  [kNm/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

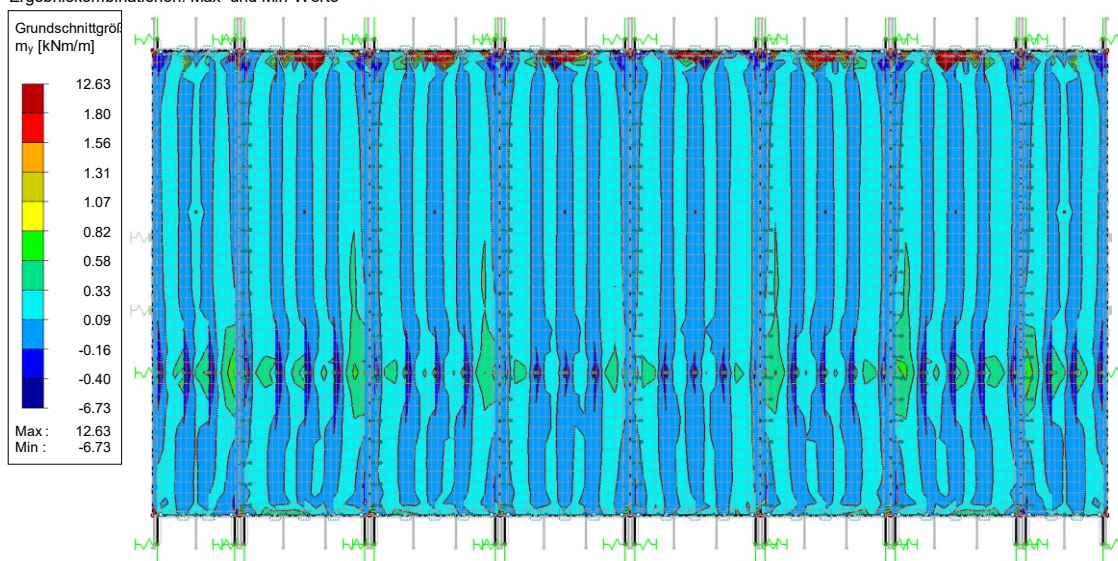


Flächen Max  $m_x$ : 8.60, Min  $m_x$ : -18.84 [kNm/m]

Abbildung 2.43 Grundschnittgröße  $m_x$  der Deckplatten Rippendecke

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen  $m_y$  [kNm/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

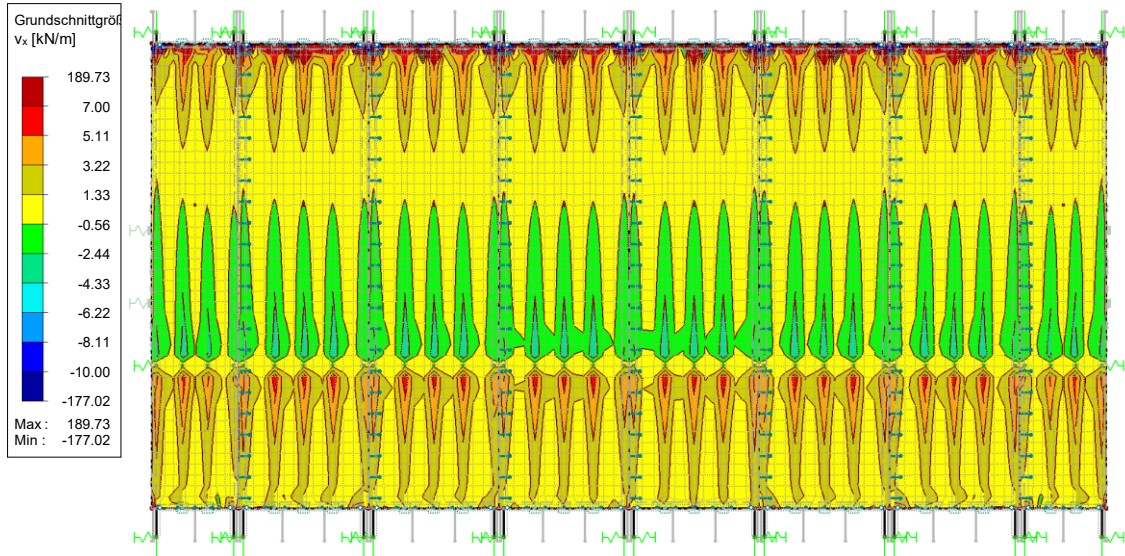


Flächen Max  $m_y$ : 12.63, Min  $m_y$ : -6.73 [kNm/m]

Abbildung 2.44 Grundschnittgröße  $m_y$  der Deckplatten Rippendecke

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen v-x [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

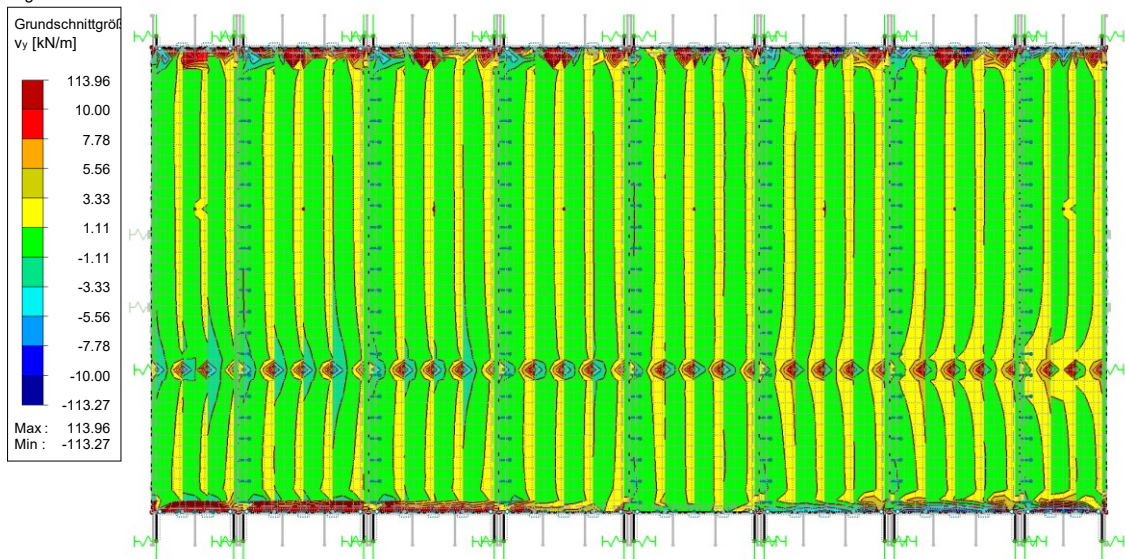


Flächen Max v-x: 189.73, Min v-x: -177.02 [kN/m]

**Abbildung 2.45** Grundschnittgröße  $v_x$  der Deckplatten Rippendecke

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen v-y [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung



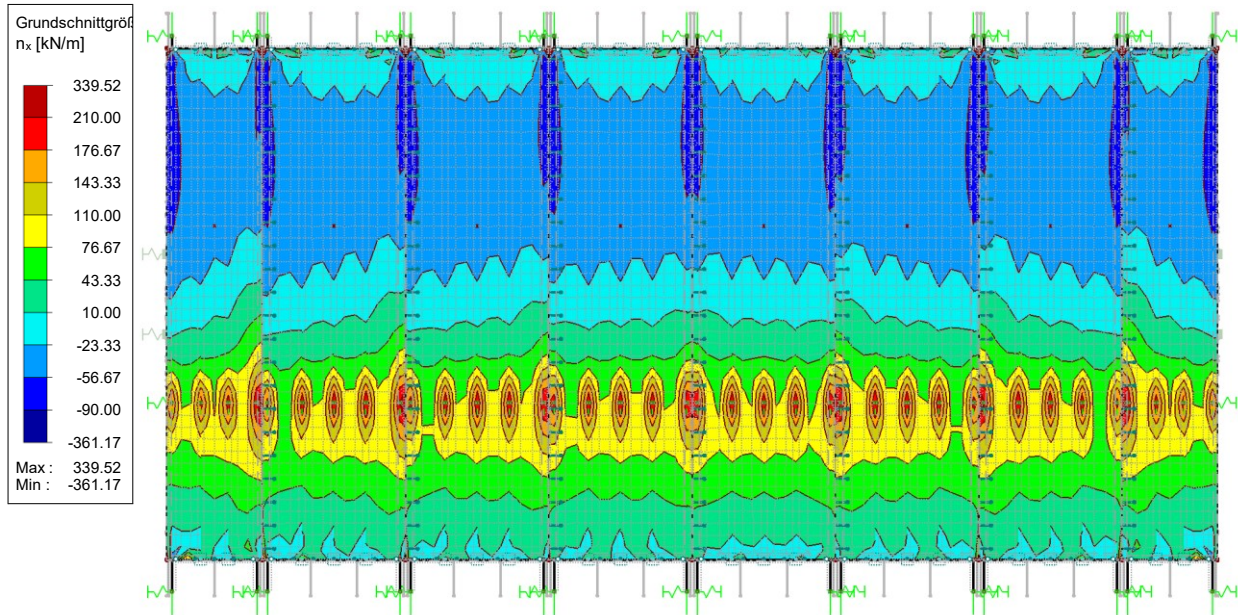
Flächen Max v-y: 113.96, Min v-y: -113.27 [kN/m]

**Abbildung 2.46** Grundschnittgröße  $v_y$  der Deckplatten Rippendecke



EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen  $n_x$  [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

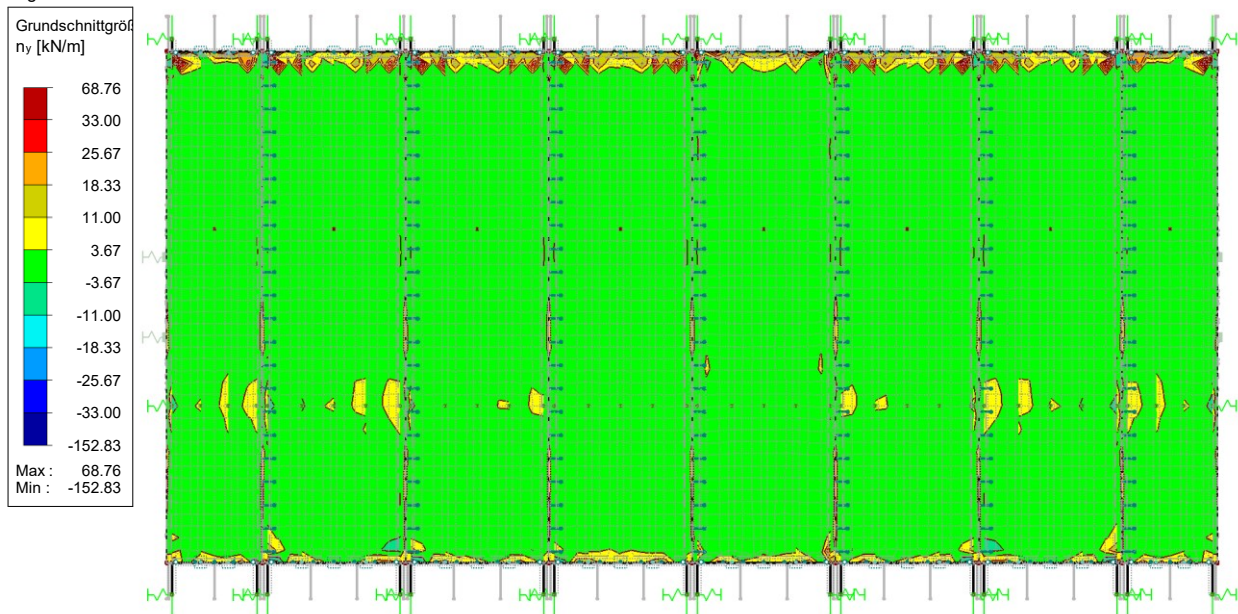


Flächen Max  $n_x$ : 339.52, Min  $n_x$ : -361.17 [kN/m]

Abbildung 2.47 Grundschnittgröße  $n_x$  der Deckplatten Rippendecke

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen  $n_y$  [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

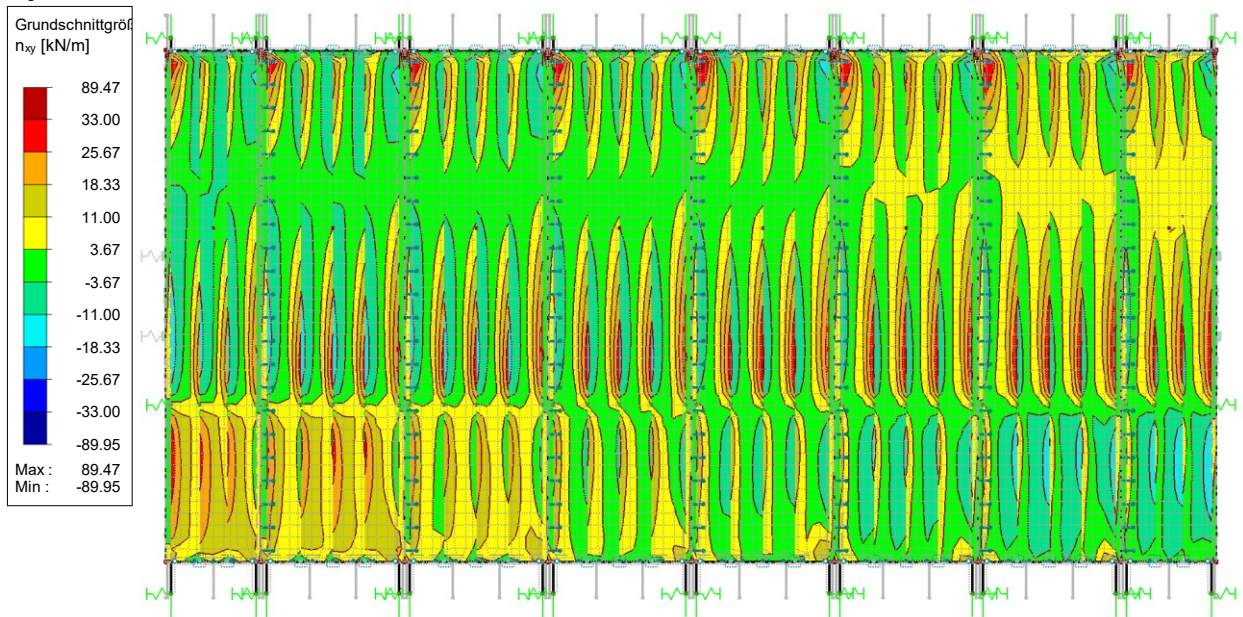


Flächen Max  $n_y$ : 68.76, Min  $n_y$ : -152.83 [kN/m]

Abbildung 2.48 Grundschnittgröße  $n_y$  der Deckplatten Rippendecke

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen  $n_{xy}$  [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung



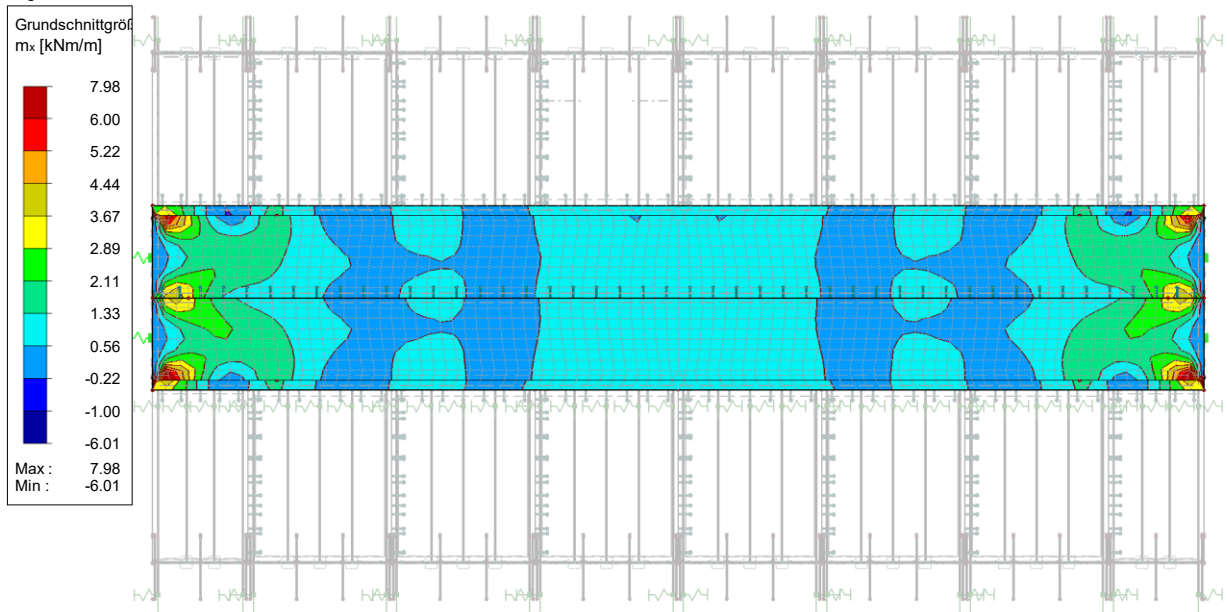
Flächen Max  $n_{xy}$ : 89.47, Min  $n_{xy}$ : -89.95 [kN/m]

Abbildung 2.49 Grundschnittgröße  $n_{xy}$  der Deckplatten Rippendecke

### FALTWERKTRÄGER 5S – 20/20/20/20/20

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen  $m_x$  [kNm/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

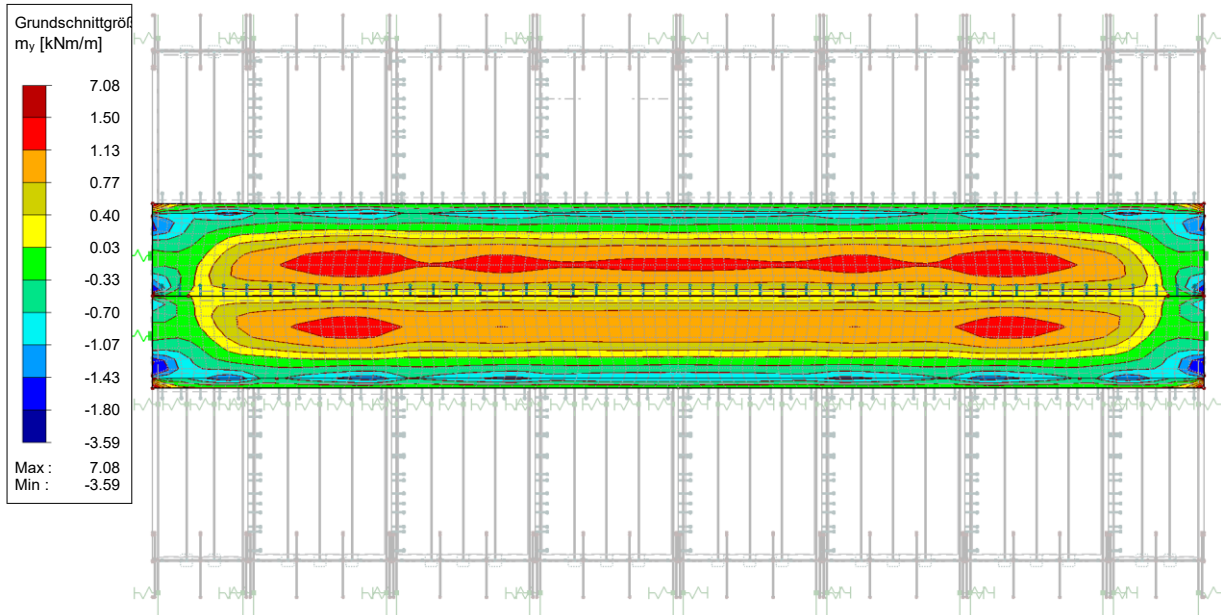


Flächen Max  $m_x$ : 7.98, Min  $m_x$ : -6.01 [kNm/m]

Abbildung 2.50 Grundschnittgröße  $m_x$  des Falwerkträgers

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen m-y [kNm/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

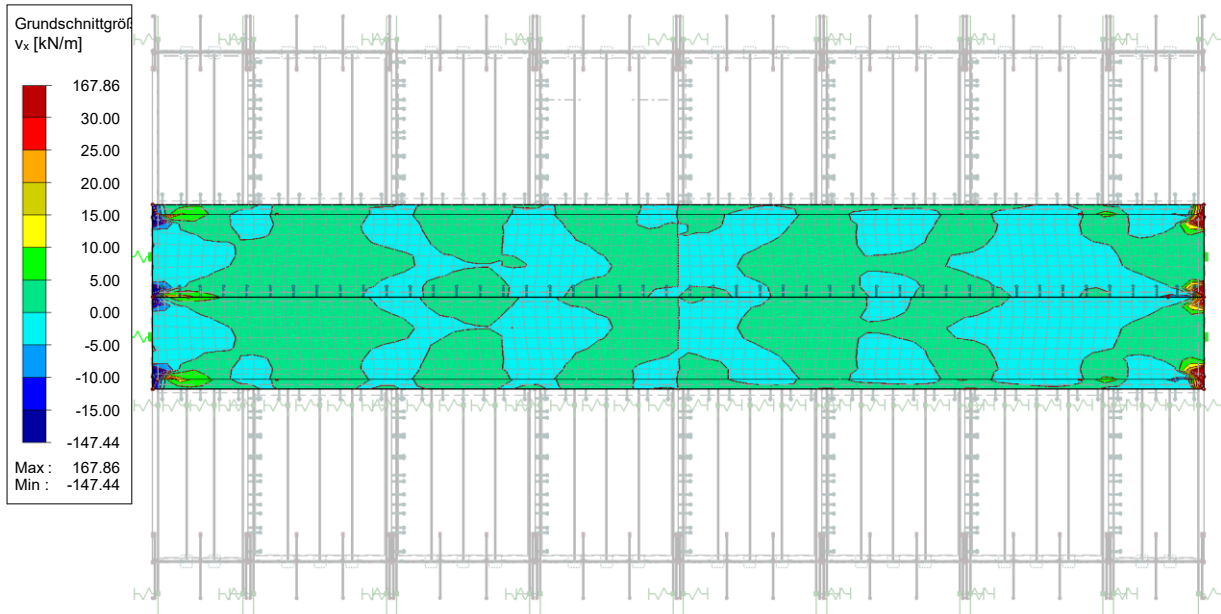


Flächen Max m-y: 7.08, Min m-y: -3.59 [kNm/m]

Abbildung 2.51 Grundschnittgröße  $m_y$  des Falwerkträgers

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen v-x [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

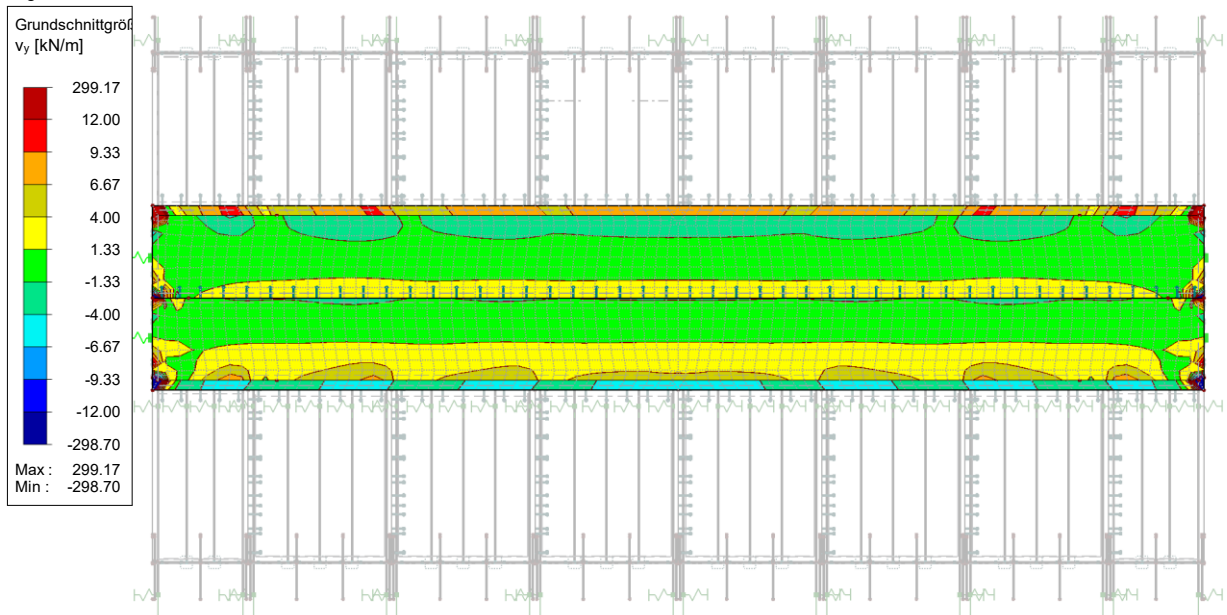


Flächen Max v-x: 167.86, Min v-x: -147.44 [kN/m]

Abbildung 2.52 Grundschnittgröße  $v_x$  des Falwerkträgers

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen v-y [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

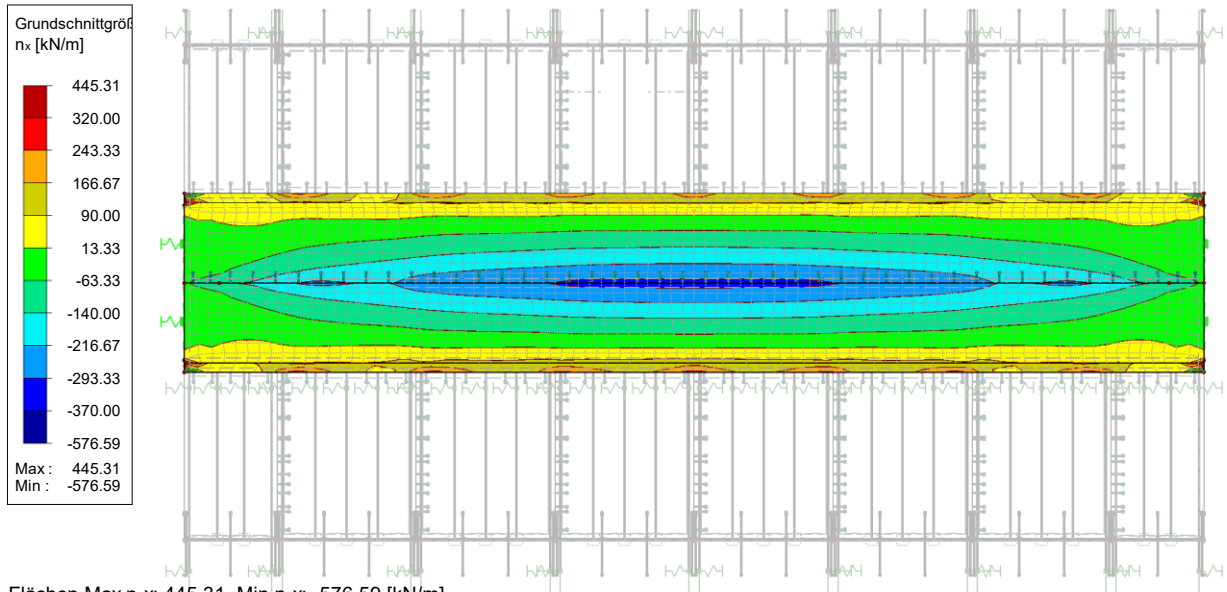


Flächen Max v-y: 299.17, Min v-y: -298.70 [kN/m]

Abbildung 2.53 Grundschnittgröße  $v_y$  des Faltrwerkträgers

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen n-x [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

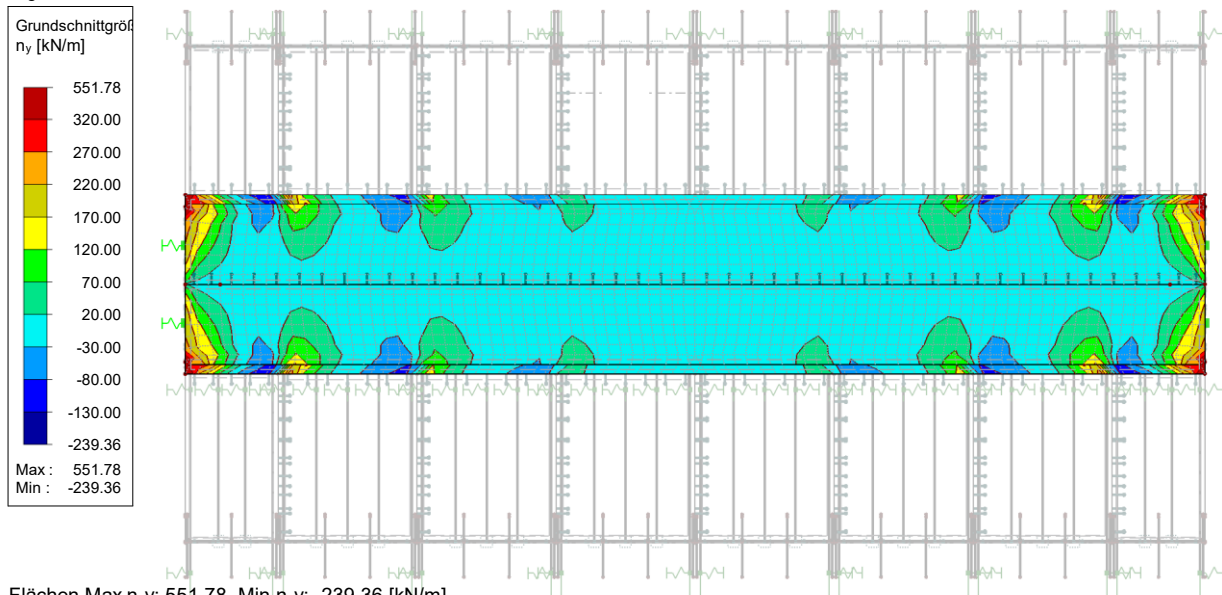


Flächen Max n-x: 445.31, Min n-x: -576.59 [kN/m]

Abbildung 2.54 Grundschnittgröße  $n_x$  des Faltrwerkträgers

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen  $n_y$  [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

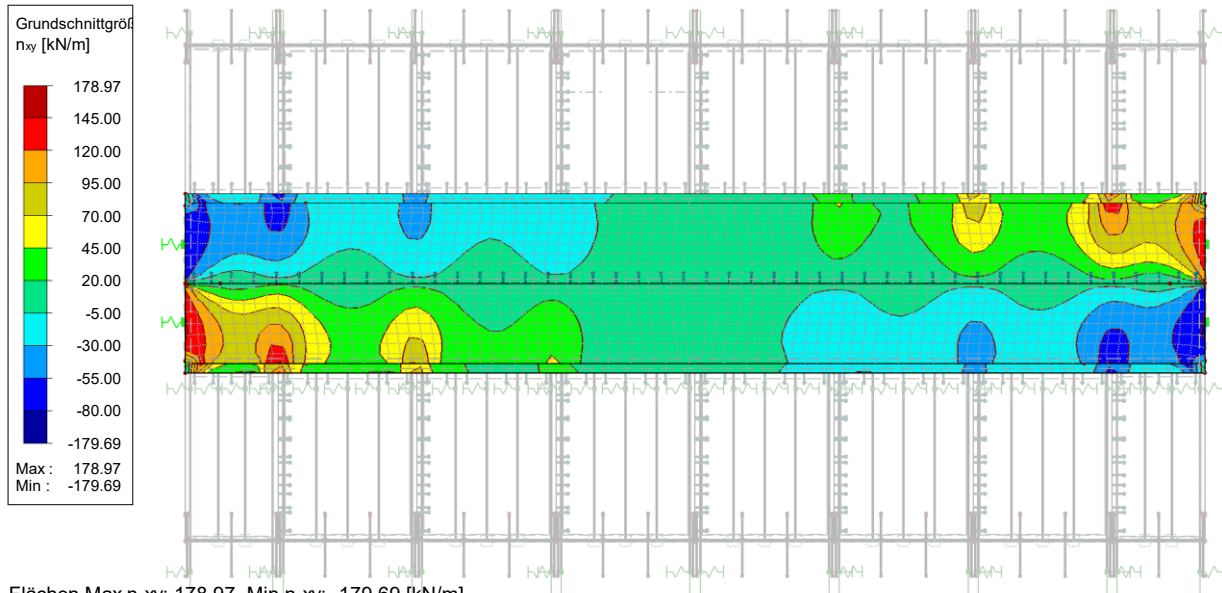


Flächen Max  $n_y$ : 551.78, Min  $n_y$ : -239.36 [kN/m]

Abbildung 2.55 Grundschnittgröße  $n_y$  des Faltenwerkträgers

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen  $n_{xy}$  [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung



Flächen Max  $n_{xy}$ : 178.97, Min  $n_{xy}$ : -179.69 [kN/m]

Abbildung 2.56 Grundschnittgröße  $n_{xy}$  des Faltenwerkträgers

**SCHOTT 5S 20/30/20/20**

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen m-x [kNm/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

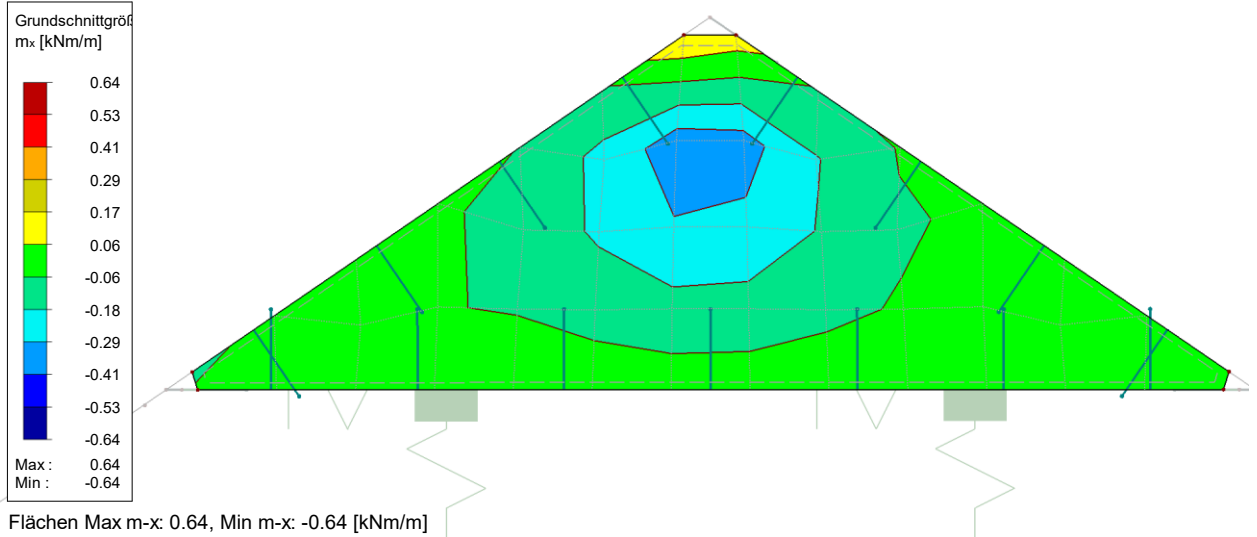


Abbildung 2.57 Grundschnittgröße  $m_x$  der Schotte

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen m-y [kNm/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

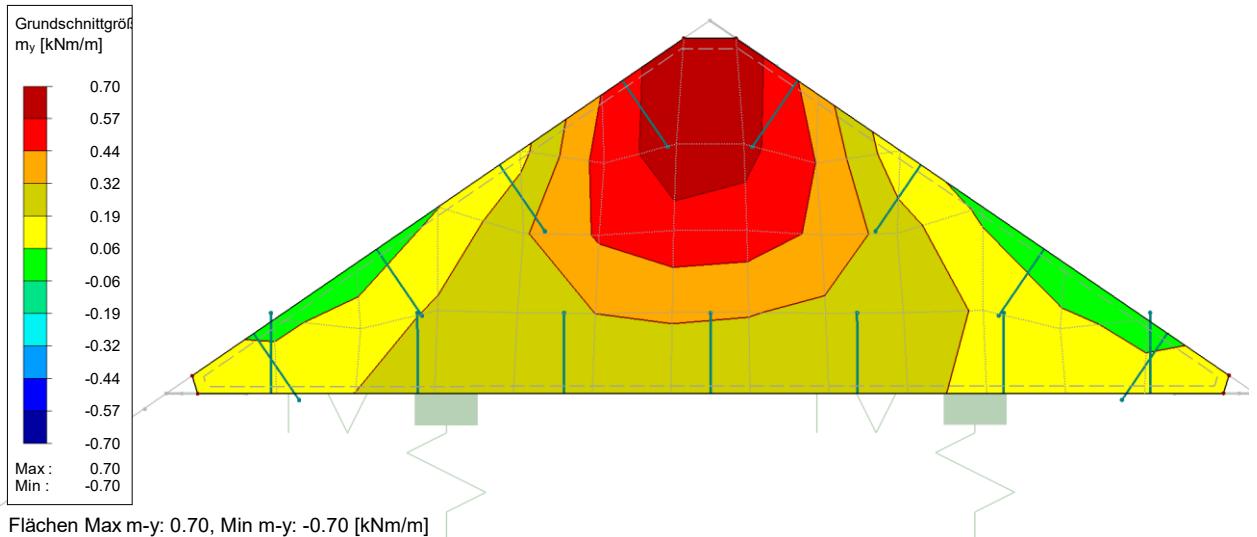


Abbildung 2.58 Grundschnittgröße  $m_y$  der Schotte

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen v-x [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

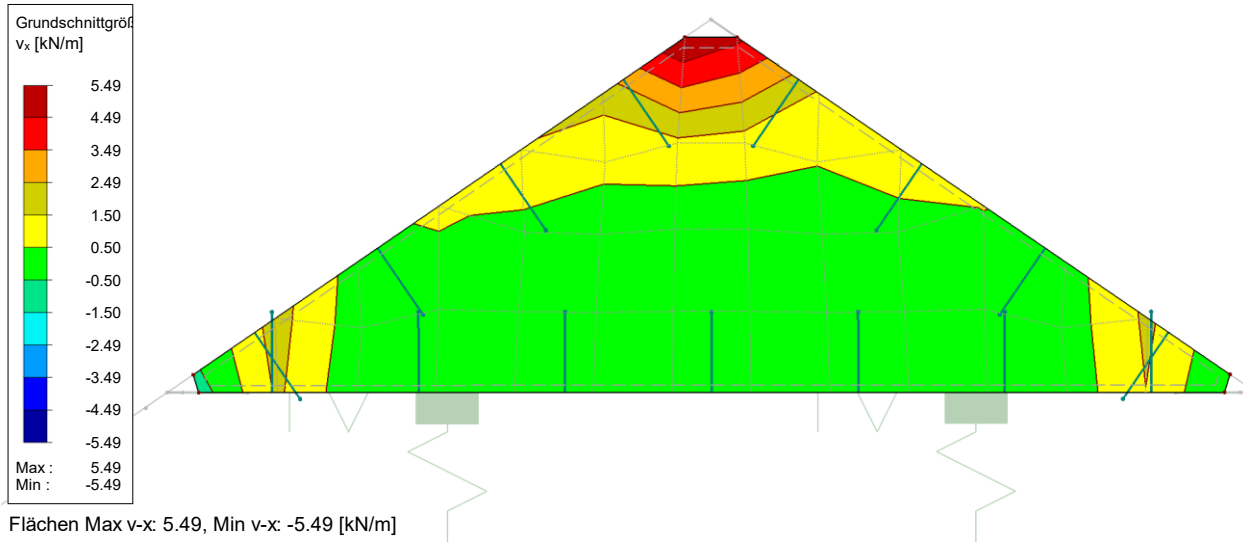


Abbildung 2.59 Grundschnittgröße  $v_x$  der Schotte

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen v-y [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

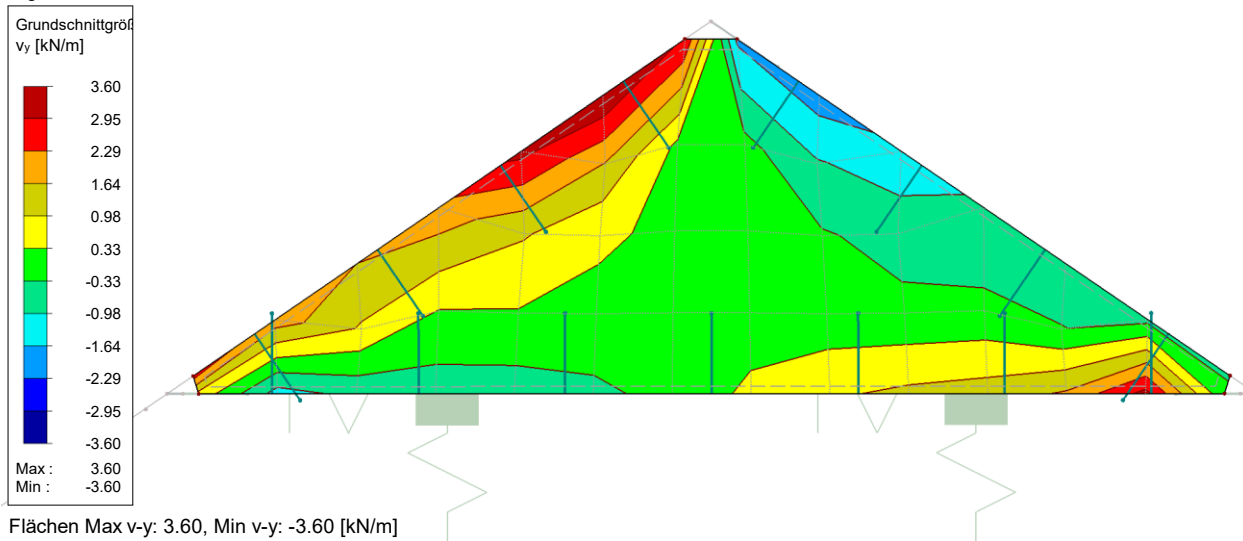


Abbildung 2.60 Grundschnittgröße  $v_y$  der Schotte

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen  $n_x$  [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

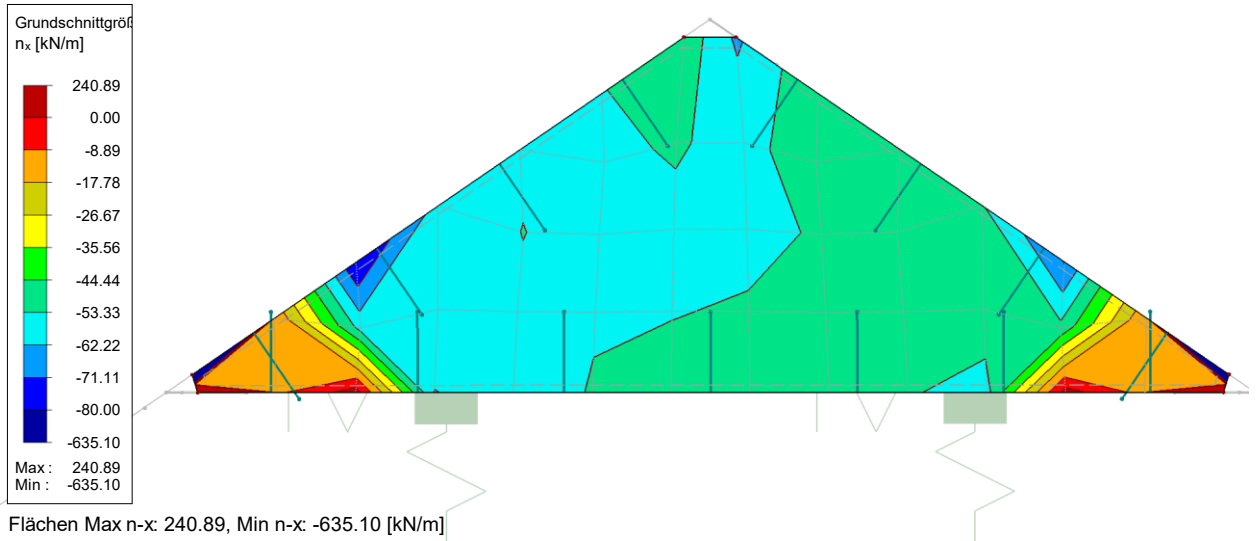


Abbildung 2.61 Grundschnittgröße  $n_x$  der Schotte

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen  $n_y$  [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

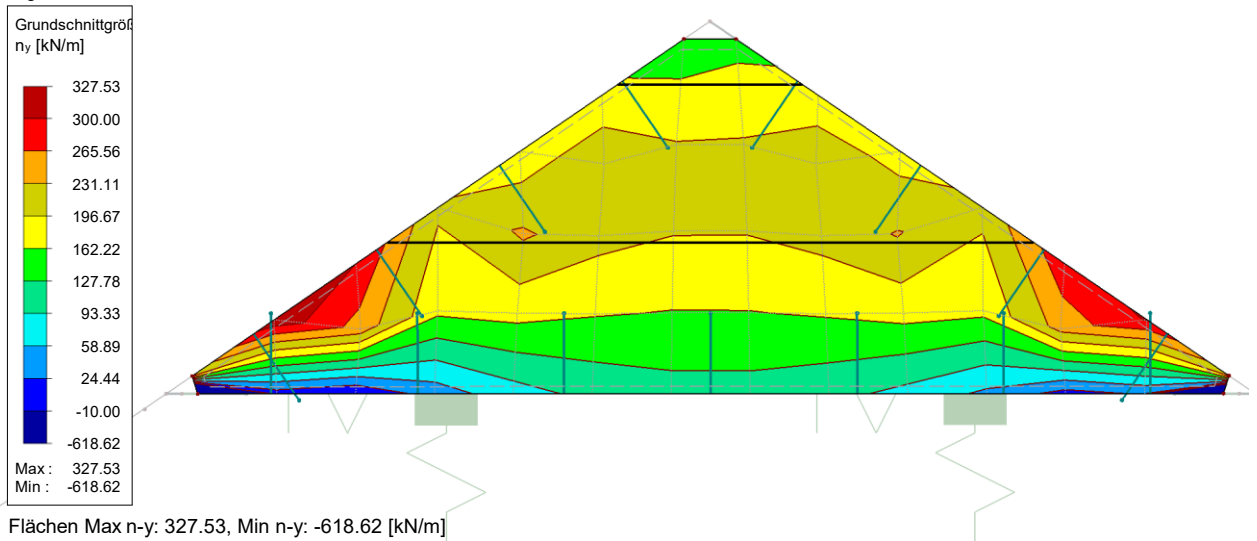


Abbildung 2.62 Grundschnittgröße  $n_y$  der Schotte



EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen  $n_{xy}$  [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

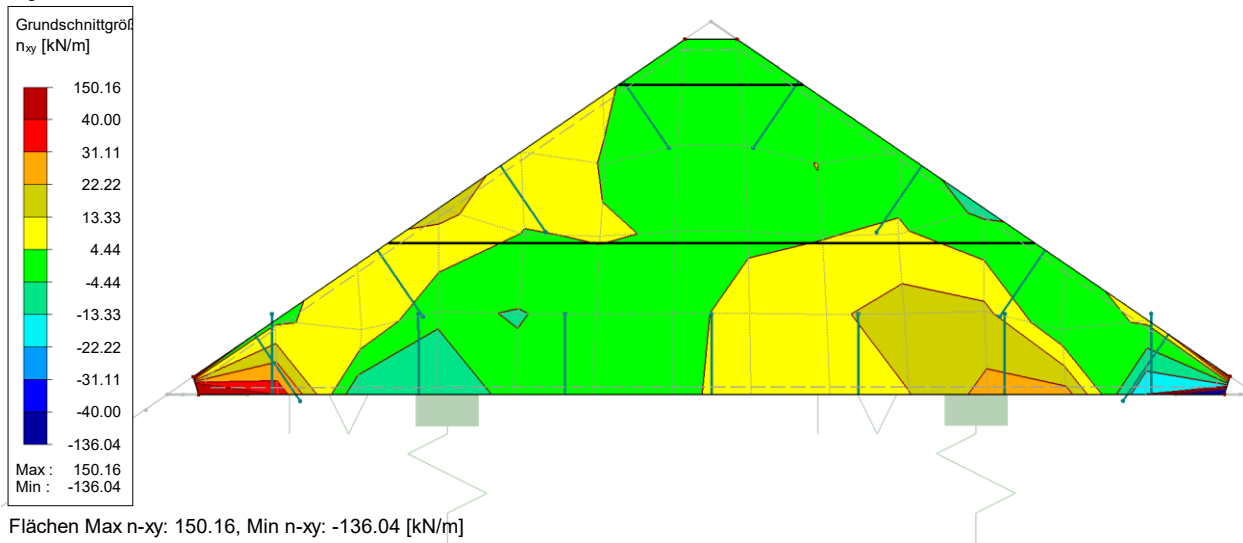


Abbildung 2.63 Grundschnittgröße  $n_{xy}$  der Schotte

## EINHÄNGEELEMENTE 5S 20/20/20/20/20

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen  $m_x$  [kNm/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

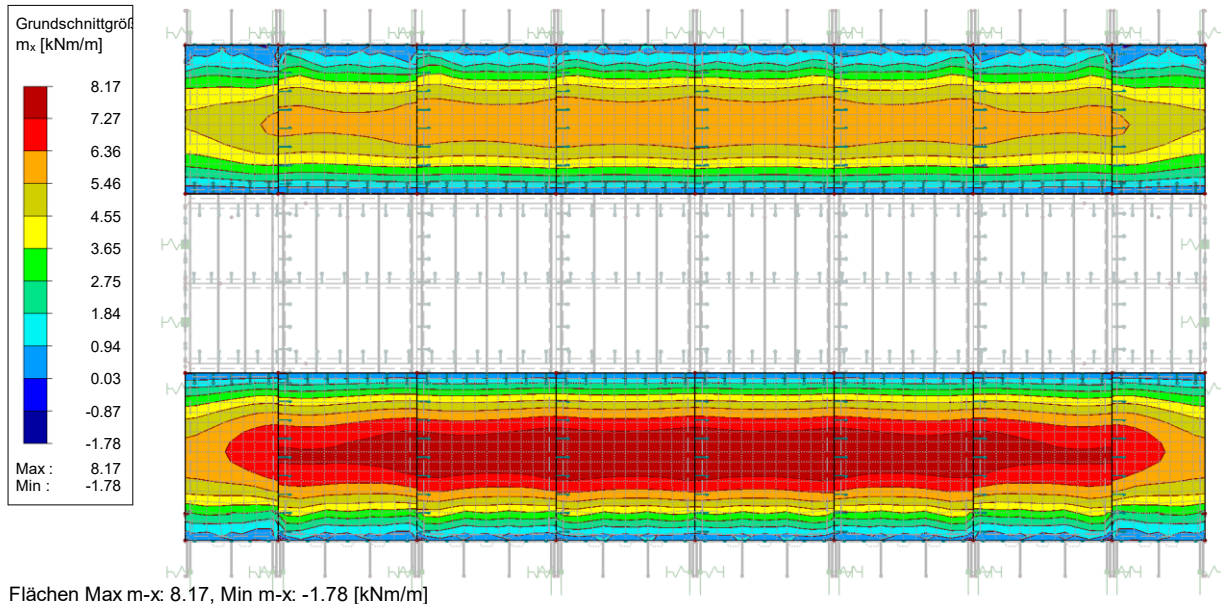


Abbildung 2.64 Grundschnittgröße  $m_x$  der Einhängeelemente

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen m-y [kNm/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

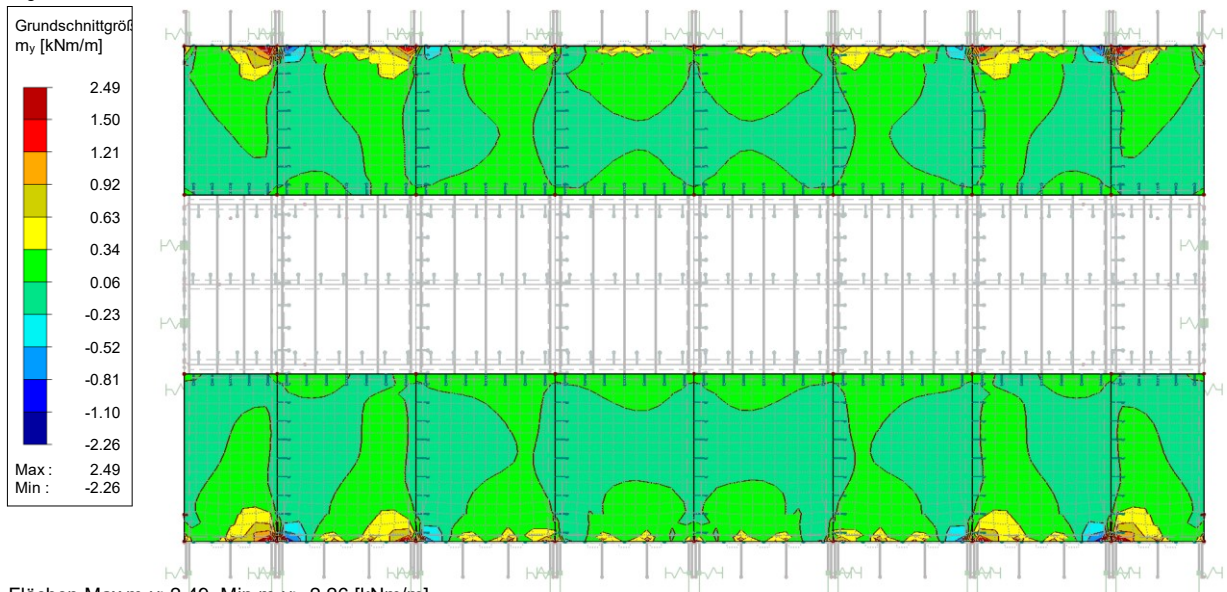


Abbildung 2.65 Grundschnittgröße  $m_y$  der Einhängeelemente

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen v-x [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

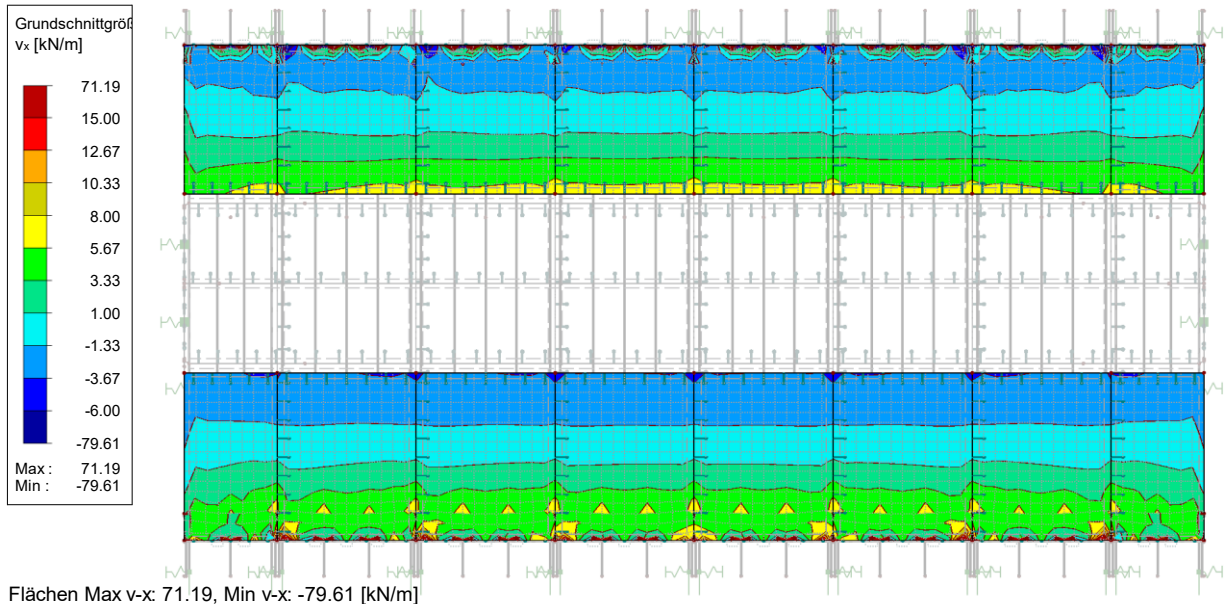


Abbildung 2.66 Grundschnittgröße  $v_x$  der Einhängeelemente

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen v-y [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

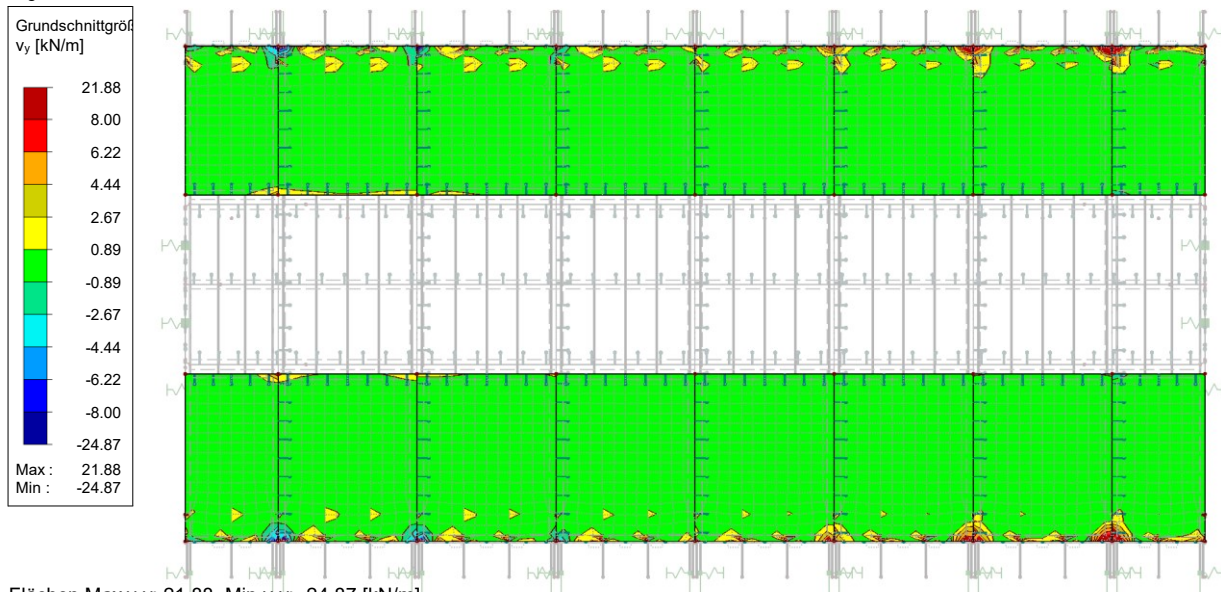


Abbildung 2.67 Grundschnittgröße  $v_y$  der Einhängeelemente

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen n-x [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

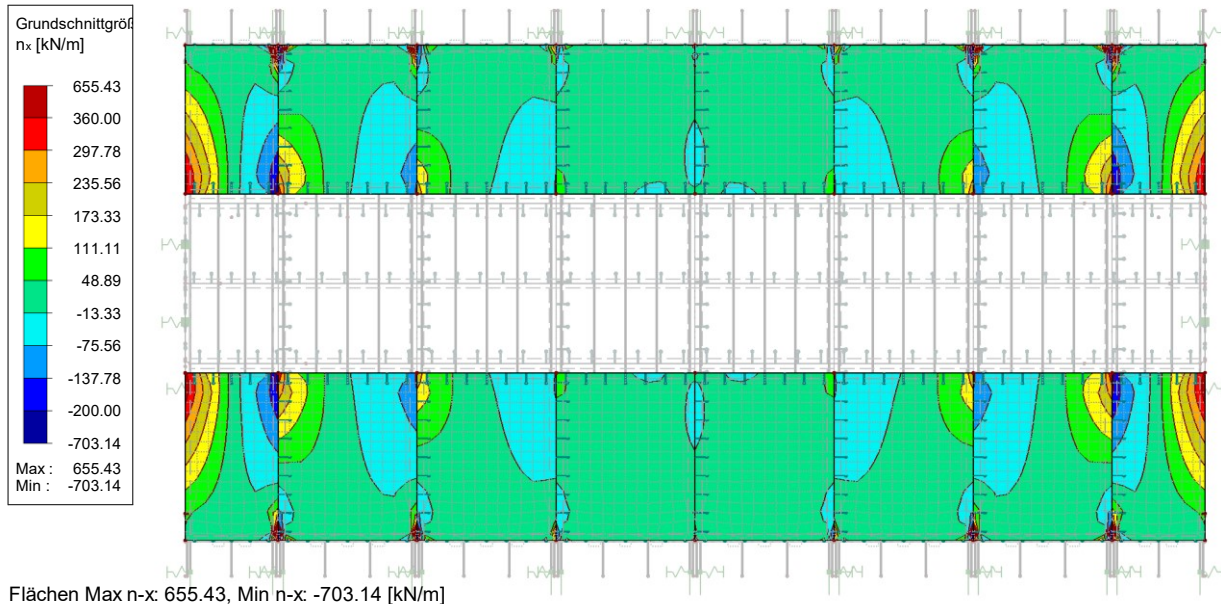


Abbildung 2.68 Grundschnittgröße  $n_x$  der Einhängeelemente

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen  $n-y$  [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

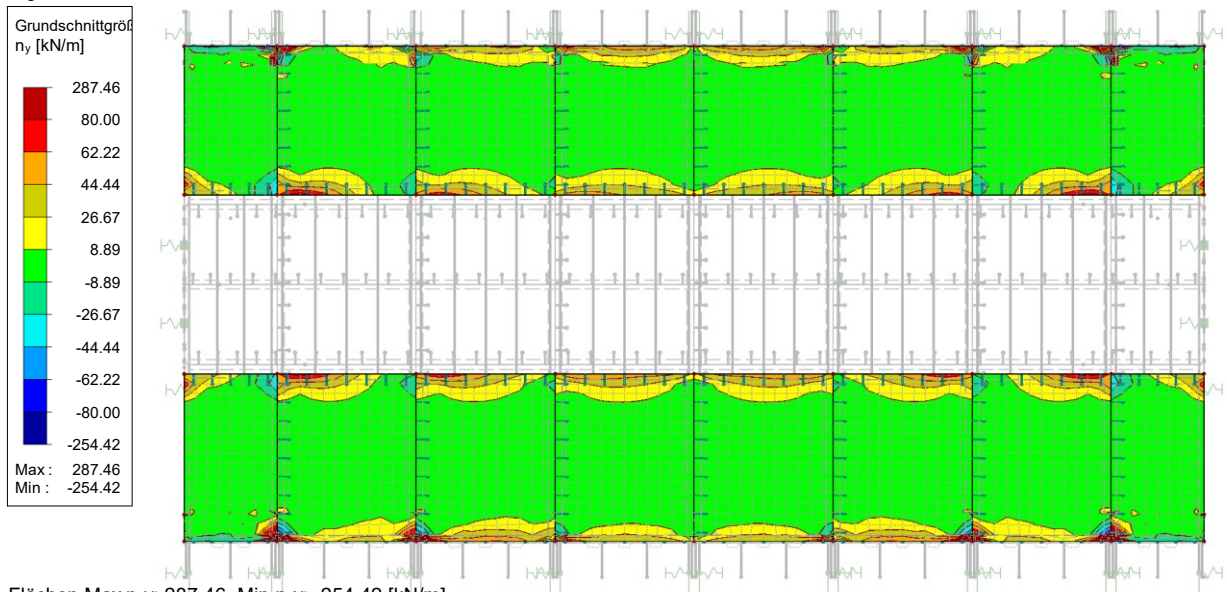


Abbildung 2.69 Grundschnittgröße  $n_y$  der Einhängeelemente

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10  
Flächen Grundschnittgrößen  $n-xy$  [kN/m]  
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

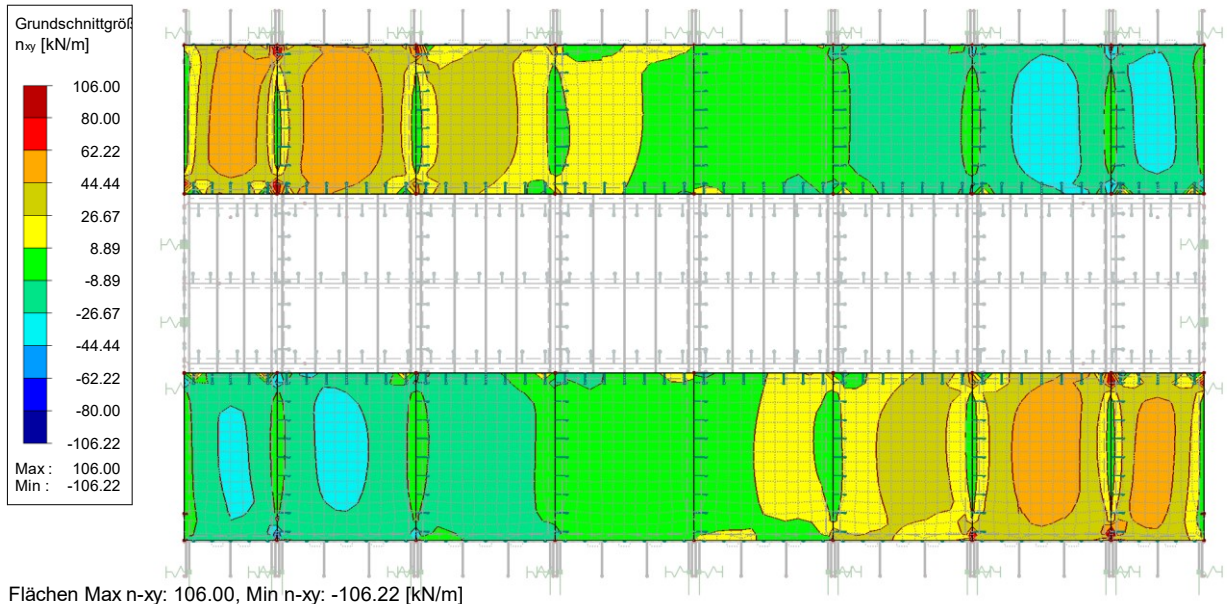


Abbildung 2.70 Grundschnittgröße  $n_{xy}$  der Einhängeelemente