

# Diplomarbeit

## BEURTEILUNG DER STANDSICHERHEIT HISTORISCHER DACHTRAGWERKE AUS HOLZ

**Vorgelegt am:** 26.08.2019

**Von:** **Emanuel Thalacker**  
Talstraße 48a  
09337 Callenberg

**Studiengang:** Bauingenieurwesen  
**Studienrichtung:** Hochbau

**Seminargruppe:** BI-HB16

**Matrikelnummer:** 4002445

**Praxispartner:** BAUCONZEPT® PLANUNGSGESELLSCHAFT mbH  
Bachgasse 2  
09350 Lichtenstein

**Gutachter:** Dipl.-Ing. Matthias Gebhardt  
(Bauconcept Planungsgesellschaft mbH)  
Dipl.-Ing. Christian Mey (Staatliche Studienakademie Glauchau)

---

**Inhaltsverzeichnis**

<b>Inhaltsverzeichnis</b> .....	<b>II</b>
<b>Abbildungsverzeichnis</b> .....	<b>V</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b> .....	<b>VI</b>
<b>Formelverzeichnis</b> .....	<b>VIII</b>
<b>Abkürzungsverzeichnis</b> .....	<b>IX</b>
<b>1 Einleitung</b> .....	<b>1</b>
1.1 Allgemeine Informationen zur Arbeit .....	1
1.2 Beschreibung des Objektes .....	1
<b>2 Bauzustandsanalyse</b> .....	<b>3</b>
2.1 Beschreibung der Dachkonstruktion .....	3
2.2 Schadensbetrachtung .....	6
2.2.1 Schadenskartierung .....	6
2.2.2 Schäden durch Feuchtigkeit .....	9
2.2.2.1 Durchfeuchtung, Salzausblühungen, Pflanzenbewuchs .....	9
2.2.2.2 Hygrophile Pilze und Schimmel .....	10
2.2.3 Schäden durch holzerstörende Insekten .....	12
2.2.4 Alterung und Abnutzung .....	12
2.2.5 Schäden aufgrund von Bauteiländerungen und Verformungen .....	13
2.2.5.1 System- und Bauteiländerungen .....	13
2.2.5.2 Verformungen .....	14
2.2.6 Überblick über schadensanfällige Bauteile .....	15
<b>3 Lastannahmen</b> .....	<b>16</b>
3.1 Ständige Lasten .....	16
3.2 Veränderliche Lasten .....	16
3.2.1 Schneelasten .....	16
3.2.2 Windlasten .....	17
3.2.2.1 Grundwindlast .....	17
3.2.2.2 Berechnung der Windlast auf das Dach .....	18
3.2.2.3 Maximale Winddruck- und Windsogkräfte .....	19
3.2.3 Nutzlasten .....	19
<b>4 Bewertung der Dachkonstruktion</b> .....	<b>20</b>
4.1 Annahmen zur Festigkeit der Holzbauteile .....	20
4.2 Betrachtung der Tragfähigkeit der Holzverbindungen .....	20
<b>5 Ebene Tragwerksbemessung</b> .....	<b>21</b>

5.1	Allgemeine Angaben zur Bemessungsmethode .....	21
5.2	Position D01 – Sparrengebinde Giebel.....	21
5.2.1	Allgemeine Systeminformationen .....	21
5.2.1.1	Material und System .....	21
5.2.1.2	Lastannahmen .....	22
5.2.2	Statische Nachweise .....	22
5.3	Position D02 – Sparrengebinde Dachmitte .....	24
5.4	Position D03 – Mittelpfette .....	25
5.4.1	Allgemeine Systeminformationen .....	25
5.4.1.1	Material und System .....	25
5.4.1.2	Lastannahmen .....	26
5.4.2	Statische Nachweise .....	26
5.5	Position D04 – Stuhlgebinde.....	28
5.5.1	Allgemeine Systeminformationen .....	28
5.5.1.1	Material und System .....	28
5.5.1.2	Lastannahmen .....	29
5.5.2	Statische Nachweise .....	29
5.6	Position D05 – Auflagerschwelle .....	31
5.7	Position D06 – Deckenbalken.....	33
5.7.1	Allgemeine Systeminformationen .....	33
5.7.1.1	Material und System .....	33
5.7.1.2	Lastannahmen .....	33
5.7.2	Statische Nachweise .....	34
5.8	Position D07 – Gaubensparren.....	36
5.9	Position D08 – Unterzug.....	37
5.9.1	Allgemeine Systeminformationen .....	37
5.9.1.1	Material und System .....	37
5.9.1.2	Lastannahmen .....	37
5.9.2	Statische Nachweise .....	38
5.10	Position D09 – Holzstütze.....	40
5.10.1	Allgemeine Systeminformationen .....	40
5.10.1.1	Material und System .....	40
5.10.1.2	Lastannahmen .....	41
5.10.2	Statische Nachweise .....	41
5.11	Position D10 – Stuhlsäule.....	41
5.11.1	Allgemeine Systeminformationen .....	41
5.11.1.1	Material und System .....	41
5.11.1.2	Lastannahmen .....	42
5.11.2	Statische Nachweise .....	43
5.12	Betrachtungen zur Aussteifung des Systems .....	43

---

<b>6</b>	<b>Räumliche Tragwerksbemessung</b> .....	<b>44</b>
6.1	Allgemeine Angaben zur Bemessungsmethode .....	44
6.2	Statische Berechnung.....	44
6.2.1	Lastannahmen .....	44
6.2.2	Statische Nachweise .....	45
6.3	Auswertung.....	47
<b>7</b>	<b>Nachweis der Holzverbindungen</b> .....	<b>48</b>
7.1	Nachweis der Holznägel .....	48
7.2	Nachweis der Zapfenverbindungen .....	49
7.3	Querschnittsschwächungen in den Anschlussbereichen .....	51
<b>8</b>	<b>Möglichkeiten der Tragwerksverstärkung</b> .....	<b>54</b>
<b>9</b>	<b>Schlussbetrachtung</b> .....	<b>57</b>
	<b>Quellenverzeichnis</b> .....	<b>60</b>
	<b>Programmverzeichnis</b> .....	<b>62</b>
	<b>Anhangverzeichnis</b> .....	<b>63</b>

---

**Abbildungsverzeichnis**

<b>Abbildung 1</b>	Penig, Schlossplatz 1 – Straßenansicht .....	2
<b>Abbildung 2</b>	Dachkonstruktion – Kehlbalkendach mit liegendem Stuhl.....	3
<b>Abbildung 3</b>	Ansicht Dachkonstruktion .....	4
<b>Abbildung 4</b>	Lage der Stuhlgebäude .....	5
<b>Abbildung 5</b>	Auszug Schadenskartierung.....	7
<b>Abbildung 6</b>	Echter Hausschwamm.....	11
<b>Abbildung 7</b>	Übersicht über veränderte Bauteile .....	13
<b>Abbildung 8</b>	Statisches System Position D01.....	21
<b>Abbildung 9</b>	Statisches System Position D03.....	25
<b>Abbildung 10</b>	Statisches System Position D04.....	29
<b>Abbildung 11</b>	Querschnitt Lagerholz .....	32
<b>Abbildung 12</b>	Statisches System Position D06.....	33
<b>Abbildung 13</b>	Oberzug mit Stahlankern.....	40
<b>Abbildung 14</b>	Räumliches Dachtragwerk.....	44
<b>Abbildung 15</b>	Maße Kammverbindung .....	48
<b>Abbildung 16</b>	Maße Zapfenverbindung Riegel .....	50
<b>Abbildung 17</b>	Maße Zapfenverbindung Sparrenfuß .....	51
<b>Abbildung 18</b>	Querschnittswerte des verminderten Querschnitts.....	52

---

**Tabellenverzeichnis**

<b>Tabelle 1</b>	Schadensbeschreibung .....	8
<b>Tabelle 2</b>	Formbeiwerte $\mu_1$ , $\mu_2$ und $\mu_3$ .....	17
<b>Tabelle 3</b>	Vereinfachte Böengeschwindigkeitsdrücke für Bauwerke bis 25 m .....	18
<b>Tabelle 4</b>	Winddruckbeiwerte für Windanströmrichtung $\theta = 0^\circ$ .....	18
<b>Tabelle 5</b>	Winddruckbeiwerte für Windanströmrichtung $\theta = 90^\circ$ .....	19
<b>Tabelle 6</b>	Auflagerkräfte Position D01 .....	23
<b>Tabelle 7</b>	Bemessungsschnittgrößen Position D01 .....	23
<b>Tabelle 8</b>	Tragfähigkeitsnachweise Position D01 .....	23
<b>Tabelle 9</b>	Durchbiegungen Position D01 .....	24
<b>Tabelle 10</b>	Auflagerkräfte aus Position D02 .....	25
<b>Tabelle 11</b>	Auflagerkräfte Position D03 .....	26
<b>Tabelle 12</b>	Bemessungsschnittgrößen Position D03 .....	27
<b>Tabelle 13</b>	Tragfähigkeitsnachweise Position D03 .....	27
<b>Tabelle 14</b>	Durchbiegungen Position D03 .....	28
<b>Tabelle 15</b>	Auflagerkräfte Position D04 .....	30
<b>Tabelle 16</b>	Bemessungsschnittgrößen Position D04 .....	30
<b>Tabelle 17</b>	Tragfähigkeitsnachweise Position D04 .....	30
<b>Tabelle 18</b>	Durchbiegungen Position D04 .....	31
<b>Tabelle 19</b>	Lastresultierende für Position D05 .....	32
<b>Tabelle 20</b>	Tragfähigkeitsnachweis Position D05 .....	32
<b>Tabelle 21</b>	Auflagerkräfte Position D06 .....	34
<b>Tabelle 22</b>	Bemessungsschnittgrößen Position D06 .....	35
<b>Tabelle 23</b>	Tragfähigkeitsnachweise Position D06 .....	35
<b>Tabelle 24</b>	Durchbiegungen Position D06 .....	36
<b>Tabelle 25</b>	Auflagerkräfte Position D07 .....	36
<b>Tabelle 26</b>	Auflagerkräfte Position D08 .....	38
<b>Tabelle 27</b>	Bemessungsschnittgrößen Position D08 .....	38
<b>Tabelle 28</b>	Tragfähigkeitsnachweise Position D08 .....	39

---

<b>Tabelle 29</b>	Durchbiegungen Position D08 .....	39
<b>Tabelle 30</b>	Tragfähigkeitsnachweise Position D09 .....	41
<b>Tabelle 31</b>	Lastumrechnung für Position D10.....	42
<b>Tabelle 32</b>	Tragfähigkeitsnachweise Position D10 .....	43
<b>Tabelle 33</b>	Lastzusammenstellung für räumliches Dachtragwerk.....	45
<b>Tabelle 34</b>	Nachweisergebnisse räumliche Bemessung .....	47
<b>Tabelle 35</b>	Vor- und Nachteile der verschiedenen Bemessungsmethoden .....	59

---

**Formelverzeichnis**

<b>Formel 1</b>	Grundschnelast .....	17
<b>Formel 2</b>	Bemessungslast .....	32
<b>Formel 3</b>	Tragfähigkeit Holznagel.....	48
<b>Formel 4</b>	Bemessungswiderstand .....	48
<b>Formel 5</b>	Nachweis Schubfestigkeit.....	50
<b>Formel 6</b>	Kraftresultierende .....	51
<b>Formel 7</b>	Nachweis Biegung mit Druck.....	52
<b>Formel 8</b>	Bestimmung des Höhenfaktors $k_h$ .....	53

**Abkürzungsverzeichnis**

CD	Compact Disc
DG	Dachgeschoss
DIN	Deutsches Institut für Normung eV.
EC	Eurocode (europaweit gültige Bemessungsnorm im Bauwesen)
EN	Europäische Norm
FEM	Finite Elemente Methode
HTWK	Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur
KLED	Klasse der Lasteinwirkungsdauer
NA	Nationaler Anhang (für europaweit gültige Normenwerke)
OG	Obergeschoss
Pos.	Position (im Sinne von statischer Position)
QS	Querschnitt

# 1 Einleitung

## 1.1 Allgemeine Informationen zur Arbeit

Gegenstand dieser Diplomarbeit ist die Untersuchung historischer, im Zeitraum des 18. und 19. Jh. errichteter Dachkonstruktionen aus Holz hinsichtlich ihrer Standsicherheit. Hierbei soll auf Schäden an der Holzkonstruktion speziell aus statischer Sicht eingegangen und ein Planungsschema für die Sanierung solcher Dachkonstruktionen abgeleitet werden.

Insbesondere soll auch die Notwendigkeit von Tragwerksverstärkungen auf Grundlage der aktuell gültigen Normen beurteilt werden.

Sämtliche Betrachtungen werden an einem bestehenden Objekt, das im nachfolgenden Kapitel genauer beschrieben ist, durchgeführt. Die Bauzustands- und Schadensanalyse erfolgen am Objekt. Die Schäden sind durch eine Fotodokumentation [Anhang 1] festgehalten und auf einem Übersichtsplan [Anhang 2] kartiert.

Sämtliche zur statischen Betrachtung erforderlichen Nachweise erfolgen mithilfe von computergestützten Bemessungsprogrammen, die am Ende aufgeführt sind. Nicht unterstützte, notwendige Berechnungen und Nachweise sind in Handrechnung ergänzt.

## 1.2 Beschreibung des Objektes

Bei dem betrachteten Objekt handelt es sich um ein viergeschossiges Wohn- und Geschäftshaus mit Teilunterkellerung. Im Zuge der vergangenen Nutzung wurde das Gebäude vom Erdgeschoss bis ins vierte Obergeschoss (OG) ausgebaut, wobei das vierte OG bereits im Dachraum liegt. Aufgrund der auf beiden Seiten des Daches über fast die komplette Länge verlaufenden Gauben verfügt das Geschoss jedoch beinahe vollständig über die komplette Raumhöhe. Der ehemalige Dachraum im Spitzboden ist nicht ausgebaut und ungedämmt.

Das betrachtete Gebäude befindet sich am Schlossplatz 1 in 09322 Penig und ist Teil der innerstädtischen Reihenbebauung. Die Vorderfront (siehe Abb. 1) liegt in Richtung des Schlossplatzes und wird in den nachfolgenden Betrachtungen als ‚Straßenseite‘ bezeichnet. Rückseitig grenzt an das Gebäude eine freie Fläche ohne weitere Bebauung, die sich bis zur Zwickauer Mulde erstreckt. Diese Gebäudeseite wird in den nachfolgenden Betrachtungen daher ‚Muldenseite‘ genannt. Die zum Bauobjekt zugehörige Flurkarte ist in Anhang 3 beigefügt. Der Gebäudestandort liegt laut Vermessungsdaten 205 m über Normalhöhennull.

Das Gebäude hat eine Breite von ca. 11,80 m und eine Gebäudetiefe von 12,70 m ohne Hinterhaus. Die Traufhöhe liegt bei rund 10,90 m und die Firsthöhe bei 17,10 m über Geländeoberkante. Bei dem Dach des Gebäudes handelt es sich um ein einfaches Satteldach. Die Firstlinie verläuft parallel zur Straße, die Giebelwände grenzen direkt an die Giebel der jeweiligen Nachbarhäuser. Das Dach ist straßenseitig mit Schiefer gedeckt, rückseitig hat das Dach eine Deckung aus Pappschindeln. Die Gaubenbedachung besteht aus verschweißten Teerdachbahnen. Die genaue Beschreibung der Dachkonstruktion findet sich in der Bauzustandsanalyse (Kapitel 2).

Die Errichtungszeit des betrachteten Objektes lässt sich auf Anfang des 19. Jh. datieren. Im Laufe des Bestehens wurden am und im Gebäude aufgrund von Umnutzung einige Veränderungen vorgenommen. Es wurden teilweise Bauteile entfernt und durch andere Konstruktionen ersetzt. Teils wurden Bauteile auch ersatzlos entnommen – auch im Dachbereich. Ob dadurch Probleme in der Tragsicherheit auftreten, wird im Nachfolgenden noch ermittelt.

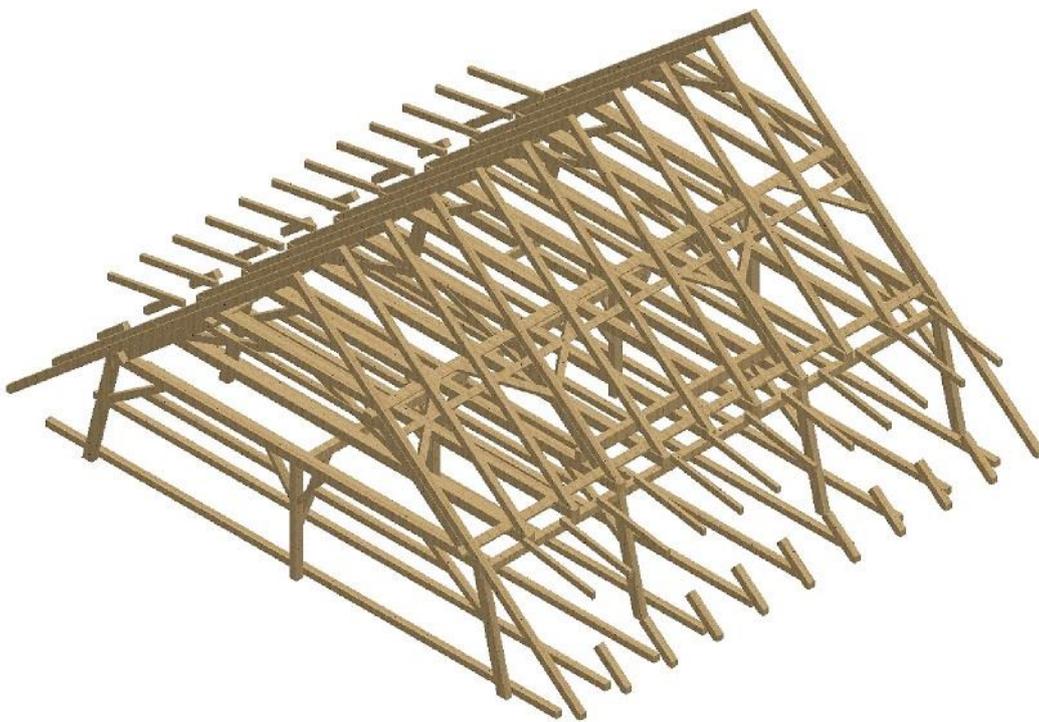


**Abbildung 1** Penig, Schlossplatz 1 – Straßenansicht

## 2 Bauzustandsanalyse

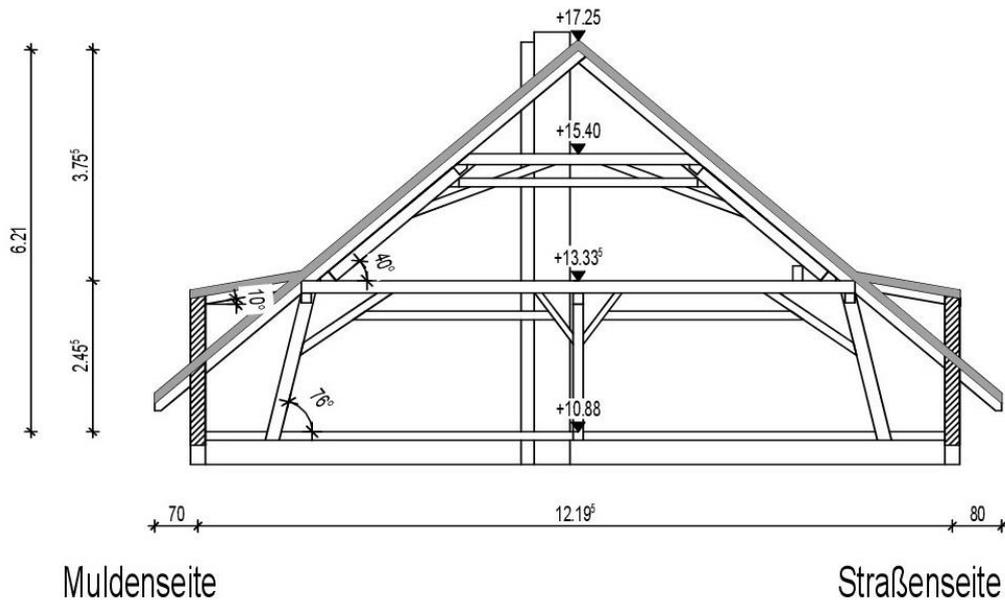
### 2.1 Beschreibung der Dachkonstruktion

Die Dachkonstruktion des betrachteten Daches ist ein Kehlbalkendach mit liegendem Stuhl (siehe Abb. 2 bis 4). Die Dachkonstruktion verläuft im Gesamten über zwei Geschosse, jedoch sind die Sparrengebinde nicht über die komplette Länge des Daches über beide Etagen vorhanden, da durch die in der unteren Dachhälfte liegenden Gauben auf beiden Seiten des Daches eine Unterbrechung der Dachfläche vorliegt. Im Bereich der Gauben verlaufen die Sparren nur bis zur über dem dritten OG bzw. dem ersten Dachgeschoss (DG) liegenden Deckenebene. Die Gaubensparren an sich können als einzelne, unabhängige Systeme betrachtet werden und tragen lediglich ihre Auflagerkräfte in die Dachkonstruktion ein.



**Abbildung 2** Dachkonstruktion – Kehlbalkendach mit liegendem Stuhl

Die gesamte Dachkonstruktion hat eine Spannweite von 12,25 m und eine Gesamthöhe von 6,21 m, wobei die Höhe vom First bis zur Zwischendeckenebene 3,75 m beträgt (siehe Abb. 3). Die Dachneigung des Hauptdaches beträgt  $40^\circ$ , die Gaubensparren haben eine Neigung von  $10^\circ$ .



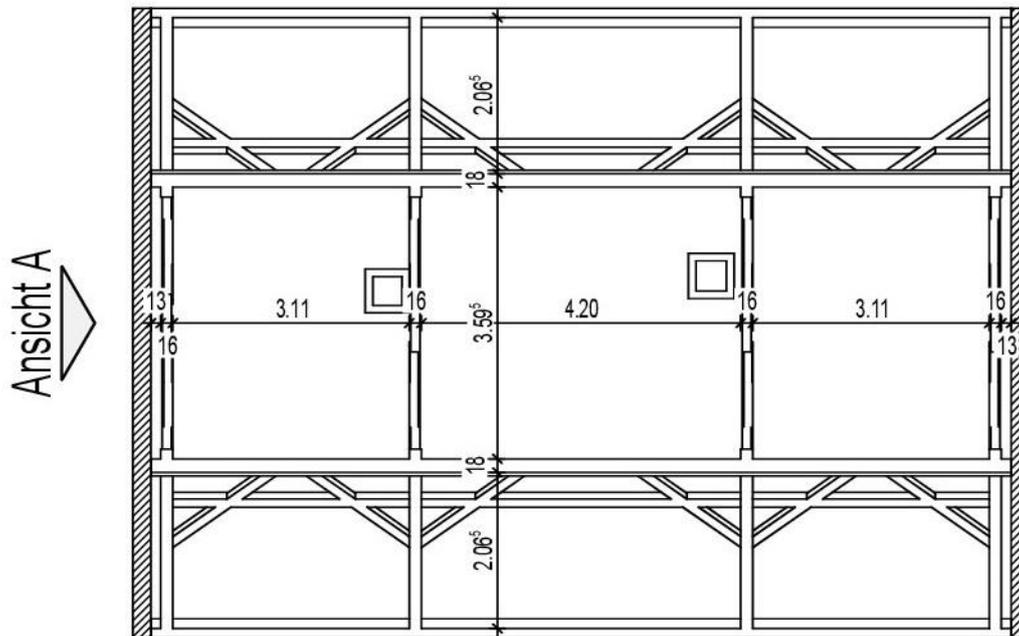
**Abbildung 3** Ansicht Dachkonstruktion

Die Sparren des Hauptdachtragwerkes haben einen mittleren Achsabstand von rund 95 cm und liegen in der Mitte auf einer Pfette auf. Die kurzen Sparren sind im Fußpunkt durch eine Verzapfung mit der Holzbalkendecke des dritten OG verbunden. Die langen Sparren laufen an der Deckenebene vorbei, wobei der obere Sparrenteil wie die kurzen Sparren mit den Deckenbalken verzapft ist. Der untere Sparrenteil ist über Holznägel an den oberen Sparren angehängt. Im Fußpunkt liegen die Sparren auf einer Mauerbank auf. Im Firstpunkt sind die Sparren durch Verblattung miteinander verbunden. Der Kehlblock ist durch eine Zapfenverbindung mit den Sparren auf beiden Dachhälften gekoppelt. Im Anschlusspunkt Kehlblock und Sparren liegt das Sparrengebilde auf der Mittelpfette auf (siehe Abb. 3).

Die Mittelpfette sammelt die Lasten von je zwei bzw. drei Sparrengebilden im Mittelfeld und leitet diese in die vier Stuhlgebilde ein. Zwei der Gebilde stehen unmittelbar an den Giebelwänden, die anderen beiden stehen ungefähr im selben Abstand von den Giebelwänden entfernt in der Mitte des Dachraumes (siehe Abb. 4).

Die Stuhlgebilde des liegenden Stuhls bestehen aus zwei Tragstreben bzw. liegenden Stuhlsäulen, die im gleichen Winkel wie die Dachsparren verlaufen. Die Stuhlsäulen sind durch einen Riegel untereinander gekoppelt. Der Anschluss der Stuhlsäulen und des Riegels erfolgt durch Verzapfung. Zur zusätzlichen Aussteifung des Gebindes sind zwei Aussteifungsstreben angeordnet. Diese verlaufen in einem Winkel von 20° und verbinden den Kehlblock mit dem Riegel und den Tragstreben des Stuhls. Der Anschluss der Streben mit den Stuhlsäulen wurde durch eine Verzapfung realisiert. Riegel und Kehlblock sind durch eine Verkämmung mit den Streben verbunden und durch Holznägel fixiert.

## Muldenseite



## Straßenseite

**Abbildung 4** Lage der Stuhlgebände

Die Tragstreben binden über eine Verzapfung in eine Fußschwelle ein. Der Anschluss der Mittelpfetten an die Tragstreben kann als einseitig ausgebildeter Auflagerhals angesehen werden. Die zweite Seite wird durch den direkt am Stuhl verlaufenden Sparren realisiert.

Zur Längsaussteifung des Gebäudes wurde in jedem Gebindezwischenfeld ein Windverband, bestehend aus Querriegel und Streben, angeordnet. Jedoch wurden in der Vergangenheit einige Teile entfernt (siehe Kapitel 2.2.5). Der Anschluss des Riegels an die Tragstreben erfolgt durch Verzapfung. Die Streben binden über Zapfen in die Stuhlsäulen ein und sind über Verblattung mit Windriegel und Mittelpfette verbunden.

Die Deckenbalken in der Deckenebene zwischen Spitzboden und drittem OG haben, wie die Sparrengebände, einen mittleren Balkenabstand von ca. 95 cm und dienen als Zugstrebe zur Übertragung der Horizontallasten in den Fußpunkten der Sparren. Sparren, Stuhlgebände und Decke werden nachfolgend als ‚oberes Dachtragwerk‘ bezeichnet. Die Deckenbalken und die Stuhlgebände des oberen Dachtragwerkes tragen ihre Lasten wiederum auf das untere Dachtragwerk im dritten OG bzw. ersten DG ab.

Das untere Dachtragwerk besteht, ebenso wie das obere, aus vier Gebindeebenen. Der Aufbau ist ähnlich dem Aufbau des liegenden Stuhls im oberen Teil. Die ebenfalls schräg liegenden Tragstreben an den Außenseiten des Gebäudes verlaufen in einem Winkel von  $76^\circ$ . Die Lasten der Decke werden über in Gebäudelängsrichtung verlaufende Balken in die Gebinde eingetragen.

Zusätzlich zu den zwei Randbalken liegt die Decke noch auf einem Mittelbalken auf. Der Mittelbalken liegt wiederum auf Säulen auf. Sämtliche Bauteile des unteren Tragwerks sind durch Streben und Riegel in Gebäudequer- und -längsrichtung zusätzlich ausgesteift (siehe Abb. 3). Randstreben und Säulen tragen ihre Lasten in die Gebäudeaußenwände bzw. in die Wände in Gebäudequerrichtung sowie in die mittlere Längswand ein.

Die Holzverbindungen zwischen den Bauteilen in diesem Bereich sind durch den ausgebauten Dachraum nicht zu erkennen. Jedoch ist zu vermuten, dass die Verbindungen ähnlich denen im oberen Dachtragwerk sind.

Da das Gebäude Anfang des 19. Jh. errichtet wurde, ist die Dachkonstruktion nicht nach ingenieurmäßigen Methoden, d. h. nach Normen und Vorschriften, erbaut. Die Konstruktion des Daches erfolgte als reine Zimmermanns-Holzkonstruktion. Dadurch lassen sich keine eindeutigen Angaben zu den Bauteilen und Bauteilverbindungen machen. Die Querschnitte der Bauteile sind nach Erfahrungswerten dimensioniert und die tragenden und nichttragenden Teile sind nicht immer eindeutig erkennbar. Somit sind auch die Kräfteflüsse im statischen System schwer nachvollziehbar. Aus diesem Grund werden für die weiteren statischen Berechnungen Ersatzsysteme erzeugt.

## **2.2 Schadensbetrachtung**

### **2.2.1 Schadenskartierung**

Die Dachkonstruktion weist an einigen Stellen Schäden durch Wasser, holzschädigende Organismen, Abnutzung und Alterung, Verformungen oder unsachgemäße Änderungen von Bauteilen auf. Die Feuchtigkeitsschäden reichen von leichter Durchfeuchtung über Salzausblühungen und Schimmelbildung bis hin zu völlig zerstörten Bauteilen. Unter Abnutzung und Alterungserscheinungen des Holzes werden die im Laufe der Lebensdauer entstandenen Schäden durch mechanische Beanspruchung, wechselnde Wetter- und Temperaturverhältnisse, aber auch durch Brandeinwirkungen verstanden.

Verformungen entstehen meist durch langes Einwirken hoher Belastungen und können durch Bauteilschwächungen oder Änderungen im Tragsystem verstärkt werden. Schäden durch Bauteiländerungen sind durch den Menschen verursacht. Durch unsachgemäße Änderung und/oder Entfernung von Bauteilen kommt es zu einer Veränderung des ursprünglichen Tragsystems. Eine Entfernung oder Änderung von Bauteilen muss nicht zwangsläufig Schäden verursachen, kann aber unter Umständen Einfluss auf die Verformung oder Abnutzung der Bauteile haben.

Die Abbildung 5 ist ein verkleinerter Auszug aus der Schadenskartierung [Anhang 2]. Die Abbildung zeigt eine etagenweise Nummerierung der Schäden. Die Erläuterungen zu den Nummerierungen finden sich in Tabelle 1. Zudem gibt es in Anhang 1 eine Fotodokumentation der Schäden, sortiert nach der Codierung in der Schadenskartierung.



**Abbildung 5** Auszug Schadenskartierung

Raum	Nr.	Schadensart	Beschreibung	Code
Treppenraum	1	Feuchte	Völlige Durchfeuchtung der Gaube Dunkle Flecken im Deckenputz und an der Wand, kein sichtbarer Pilzbefall	ST1

Raum 1	3	Verformung	1 Durchbiegung des Unterzuges 2 Luftspalt zwischen Dach und Außenwand	S13.1 S13.2
Raum 2	1	Feuchte	Feuchtigkeit im vorderen Bereich der Gaube, Moosbewuchs auf der Fensterbank, zerstörte Bodenbretter aufgrund tropfenden Wassers	S21
	3	Verformung	Starke Durchbiegung des Unterzuges, sichtbar durch große Risse im Putz	S23
Raum 3	1	Feuchte	Feuchtigkeit im vorderen Gaubenbereich sowie im Putz an der Stuhlsäule, feuchte Bodenbretter	S31
	2	Pilzbefall	Pilzbefall im unteren Bereich der Stuhlsäule	S32
Raum 4	1	Feuchte	Völlige Durchfeuchtung der Gaube, zerstörtes Holz an der Decke und im Bodenbereich, Salzausblühungen, Vermoosung im Deckenbereich	S41
	2	Pilzbefall	Schimmel an Decke und Wänden	S42
Raum 5	1	Feuchte	Großflächige Durchfeuchtung der Gaube	S51
	2	Pilzbefall	Großflächige Schimmelbildung im feuchten Deckenbereich	S52
Raum 6	1	Feuchte	Durchfeuchtung der Deckenschalung, dunkle Färbung des Holzes	S61
	2	Pilzbefall	Dunkle warzenförmige Erhebungen am Stroh des Rohrdeckenputzes	S62
Raum 7	Keine sichtbaren Schäden			
Raum 8				
Flur				
Dachraum	1	Feuchte	Mehrere feuchte Stellen in der Dachschalung, Salzausblühungen, fließendes Wasser am rechten Schornstein, zerstörter Sparren	SD1.1 bis SD1.4
	2	Pilzbefall	Mehrere Stellen mit Pilzbefall und Moder	SD2
	3	Verformung	Große Verschiebungen an den beiden äußeren Stuhlgebinden	SD3

Tabelle 1 Schadensbeschreibung

## 2.2.2 Schäden durch Feuchtigkeit

### 2.2.2.1 Durchfeuchtung, Salzausblühungen, Pflanzenbewuchs

Die Gauben sind an vielen Stellen völlig durchfeuchtet. Die Ursache dieser Durchfeuchtungen liegt vermutlich in der unsaubereren Ausführung der Dachdeckung. Da die Holzkonstruktion in diesem Bereich vollständig verdeckt ist, können keine genauen Aussagen zur Durchfeuchtung der tragenden Holzbalken gemacht werden. Dadurch, dass das Dach der Gaube als eigenständiges System angesehen werden kann, ist eine genauere Betrachtung für die nachfolgenden statischen Nachweise der Gaubensparren nicht erforderlich. Jedoch sollte vor der Sanierung eine vollständige Untersuchung der Sparren erfolgen. Gegebenenfalls müssen die Sparren der Gaube entfernt und durch neue Sparren ersetzt werden.

Anders verhält es sich mit den tragenden Balken unter der Decke, da diese Teil des Dachtragwerkes sind. Hier wäre eine genaue Untersuchung notwendig. Da die Hauptdurchfeuchtungsfläche [Anhang 1 Abb. 1] nicht bis zum Balken reicht, ist eine Durchfeuchtung desselben in diesem Bereich nicht zu vermuten. Der kleinere Fleck [Anhang 1 Abb. 1] über der Treppe ist kaum zu erreichen und somit kann hier keine endgültige Aussage über den Durchfeuchtungsgrad des Balkens getroffen werden. Als Annahme für die weitere Berechnung wird hier ein ungeschädigter Holzquerschnitt vorausgesetzt. Eine Überprüfung ist in jedem Fall notwendig.

Auch an der Dachschalung sind an vielen Stellen Feuchteschäden bis hin zu zerstörten Teilen erkennbar [Anhang 4 Abb. 16]. So ist bspw. der Sparren neben dem Schornstein an der Treppenöffnung im Firstpunkt vollständig zerstört [Anhang 4 Abb. 14]. Aufgrund unsachgemäßer Ausführung der Dachabdichtung an den Schornsteinkanten konnte Wasser über Jahre hinweg ungehindert in den Dachraum eindringen und so die Sparren völlig durchnässen. Die dauerhafte Durchfeuchtung führte zur Entwicklung von Moderfäulepilzen (siehe Kapitel 2.2.2.2), die für die Zerstörung der Balken sorgten. Die zerstörten Sparren wurden bereits in der Vergangenheit provisorisch ausgebessert und verstärkt. Der Schornstein wurde bis unter das Dach abgebrochen und die ehemalige Schornsteinöffnung im Dach wurde verschlossen, um einen weiteren Wassereintritt zu verhindern.

Im Zuge der Durchfeuchtung gibt es an einigen Stellen des Daches Salzausblühungen. Auf der Fensterbank in Raum 2 sowie an der Decke in Raum 4 kam es durch die Langzeitfeuchtigkeit sogar zu Moosbewuchs.

### 2.2.2.2 Hygrophile Pilze und Schimmel

Zu den pflanzlichen Schädlingen, die das Haus befallen, zählen neben Schimmel auch verschiedene Schwammarten, wie der Echte Hausschwamm, der Braune Kellerschwamm oder der Weiße Porenschwamm, Porlinge und Blättlinge. Grundsätzlich können die Pilze nach der Art ihres Angriffes auf die Zellen des Holzes unterteilt werden. So gibt es holzerstörende und holzverfärbende Pilze. Bei den holzerstörenden Pilzen gibt es drei verschiedene Erregerarten:

Die erste Erregerart sind die Braunfäuleerreger, die die weiße Zellulose im Holz herauslösen. Das braune Lignin bleibt erhalten, wodurch das Holz braun erscheint. Das Holz weist würfelförmige Riss- und Bruchmuster auf und verliert schon innerhalb weniger Wochen seine Festigkeit.

Die zweite Erregerart sind die Weißfäuleerreger. Diese bauen Lignin und Zellulose gleichermaßen ab. Da prozentual mehr Zellulose als Lignin enthalten ist, kommt es zu einer Weißfärbung des Holzes. Weißfäuleerreger sind bei eingebauten Hölzern schwer zu erkennen, da es kaum zu Rissen oder Formänderungen im Holz kommt. Erst im letzten Stadium zerfällt das Holz in grobe Faserbündel.

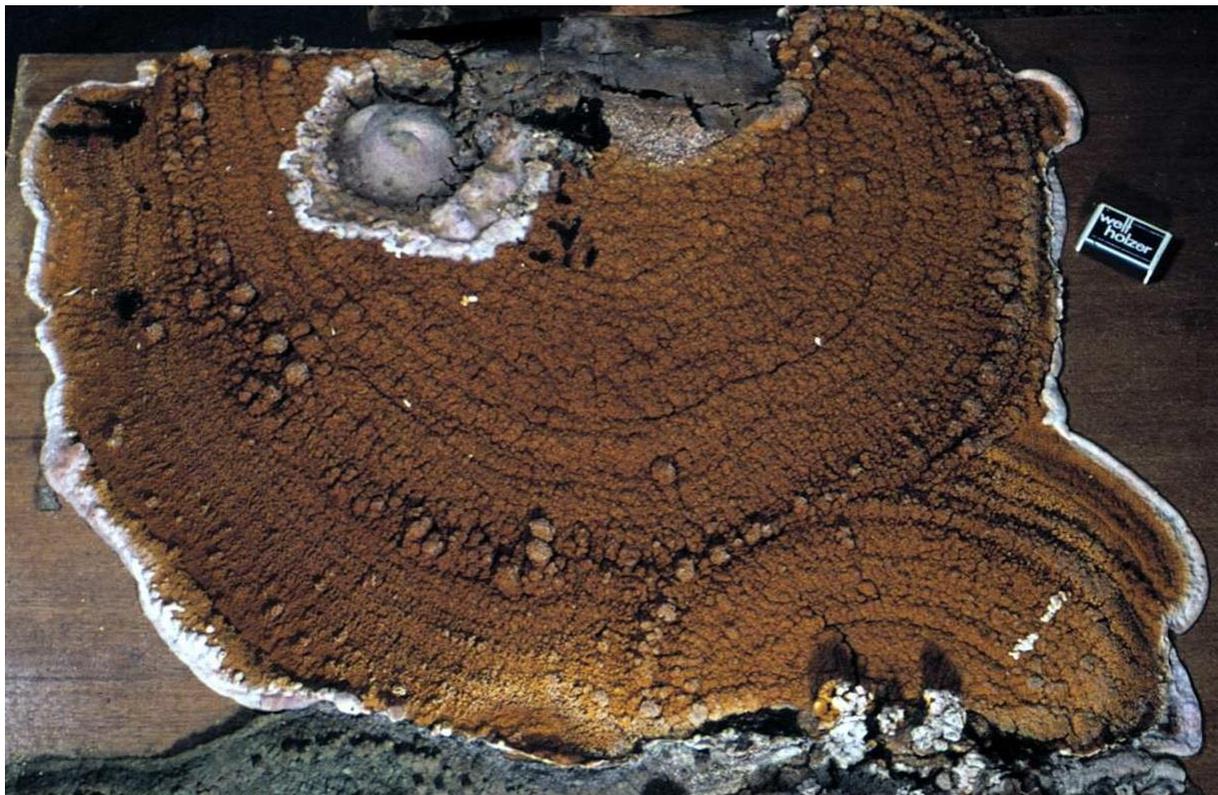
Bei der dritten Erregerart handelt es sich um Moderfäuleerreger. Diese verursachen ein ähnliches Zerstörungsbild wie die Braunfäuleerreger, nur dass die Würfel hier kleiner sind. Moderfäule tritt meist in Bereichen mit hoher Feuchtigkeit bzw. bei Bauteilen mit direkter Wasserberührung auf.

Der Großteil der im Haus vorkommenden Erreger sind Braunfäuleerreger. Zu dieser Gruppe gehören alle Schwammarten sowie Blättlinge. Die meisten Braunfäuleerreger greifen vorwiegend Nadelhölzer an, einige aber auch Laubhölzer. Zu den Weißfäuleerregern gehören Porlinge. Diese kommen jedoch zum Großteil nur in Laubhölzern, selten in Nadelhölzern vor.

Neben den holzerstörenden Pilzarten gibt es noch die holzverfärbenden Pilze. Hierzu gehören die Bläue sowie der feinporige Gemeine Schimmelpilz. Diese Pilze verursachen keine Zerstörung der Holzsubstanz. Bläuepilze haben, außer der typischen Blaufärbung des Holzes, keinen weiteren Einfluss auf Bauteile und Menschen. Schimmelpilze wachsen meist an den Außenflächen der Hölzer bzw. auf anderen Oberflächen, wie Putzen oder Tapeten, und haben eine dunkelblaue bis schwarze Färbung. Die Sporen des Schimmelpilzes können auf Dauer für den Menschen gesundheitsschädigend sein.

Jedoch ist das Schimmelproblem durch Entfernung der äußeren Schichten wie Putz oder Tapeten sowie durch Trockenlegung und chemische Behandlung der tragenden Bauteile unkompliziert zu beheben.

Eine gesonderte Rolle in der Reihe der pflanzlichen Schädlinge spielt der Echte Hausschwamm (siehe Abb. 6). Dieser Pilz ruft neben seiner holzerstörenden Wirkung als Braunfäule-Erreger auch noch gesundheitliche Schäden beim Menschen hervor. Sollte in einem Haus der Verdacht auf den Echten Hausschwamm bestehen, sind unverzüglich Fachkräfte zur sachgerechten Beseitigung des Pilzes heranzuziehen.



**Abbildung 6** Echter Hausschwamm  
(SCHMIDT, S. 5)

Eine weitere Besonderheit des Echten Hausschwammes ist, dass er seine Ausbreitung nicht nur auf feuchte Holzbauteile beschränkt, sondern durch seine wasserführenden Myzelien auch in trockenen Bereichen weiterwachsen kann. Zudem kann er sich auch durch Mauerwerk und Putz ausbreiten. Besonders in einer Reihenbebauung, wie sie in Penig vorliegt, kann ein in einem Gebäude entstandener Pilz auch auf die Nachbargebäude übergreifen. Da bisher in keinem der Gebäude auf dem Schlossplatz der Echte Hausschwamm festgestellt wurde, lässt sich vermuten, dass ein Befall desselben nicht vorliegt.

Andere Pilzarten und Schimmel treten hingegen häufig auf. So weisen die Gauben an vielen Stellen Schimmelbefall auf [Anhang 1, Abb. 9; Abb. 10; Abb. 11]. Weiterer Pilzbefall ist vor allem in Raum 3 an der Stuhlsäule, in Raum 6 am Stroh des Rohrdeckenputzes und im Dachraum an der Dachschalung zu finden [Anhang 1, Abb. 7; Abb. 13; Abb. 15; Abb. 17]. Jedoch scheint keine Zerstörung der tragenden Holzbauteile durch den Pilzbefall vorzuliegen. Die einzige Ausnahme bildet der Sparrenfirst am Schornstein. Dort sorgte Moderfäule in der Vergangenheit für eine völlige Zersetzung des Holzes.

### **2.2.3 Schäden durch holzerstörende Insekten**

Zu den holzerstörenden Insekten gehören verschiedene Nagekäferarten (Anobien), Hausbockkäfer, Splintholzkäfer und Holzwespen. Während die Ausfluglöcher der Anobien und Holzwespenlarven mit 1 bis 2 mm meist relativ klein und somit schwer zu erkennen sind, können die Fraßgänge des Hausbockes bis zu 7 mm betragen. Alle Insektenarten können durch ihre Fraßgänge zu einer Zerstörung des Holzes bis hin zum Verlust der Tragfähigkeit beitragen.

An einer Stelle des Riegels im linken Stuhlgebände sind Fraßgänge von Anobien zu erkennen; jedoch scheinen diese schon seit langer Zeit zu bestehen [Anhang 1, Abb. 18]. Ein aktiver Insektenfraß ist nicht zu erkennen. Dadurch, dass viele Teile des Daches nicht einsehbar sind, ist jedoch eine genaue Feststellung der Intensität des Insektenbefalls nicht möglich.

### **2.2.4 Alterung und Abnutzung**

Unter der Alterung des Holzes wird die Veränderung der Hölzer – vor allem Risse oder durch Temperatur bedingte Verformungen – aufgrund ihres Alters verstanden. Die meisten Risse in der Dachkonstruktion verlaufen längs zur Faser und sind durch das Schwinden des Holzes entstanden. Im Normalfall bedeuten diese Risse keine maßgebende Beeinträchtigung der Holzfestigkeit, da die Fasern ungestört vorliegen.

Abnutzungen oder Gebraucherscheinungen sind durch den Menschen verursacht. Die meisten Abnutzungen sind Absplitterungen von Kanten oder ungewollte Kerben [Anhang 1, Abb. 17; Abb. 21]. Aber auch Nagellöcher von früheren Konstruktionen zählen zu den Gebraucherscheinungen [Anhang 1, Abb. 19; Abb. 20]. Die meisten Abnutzungen sowie Nagellöcher haben keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Holzes. Problematisch sind nur größere Kerben, die einen maßgebenden Einfluss auf den Holzquerschnitt haben. Eine maßgebende Querschnittsschwächung aufgrund von Abnutzung ist nicht vorhanden.

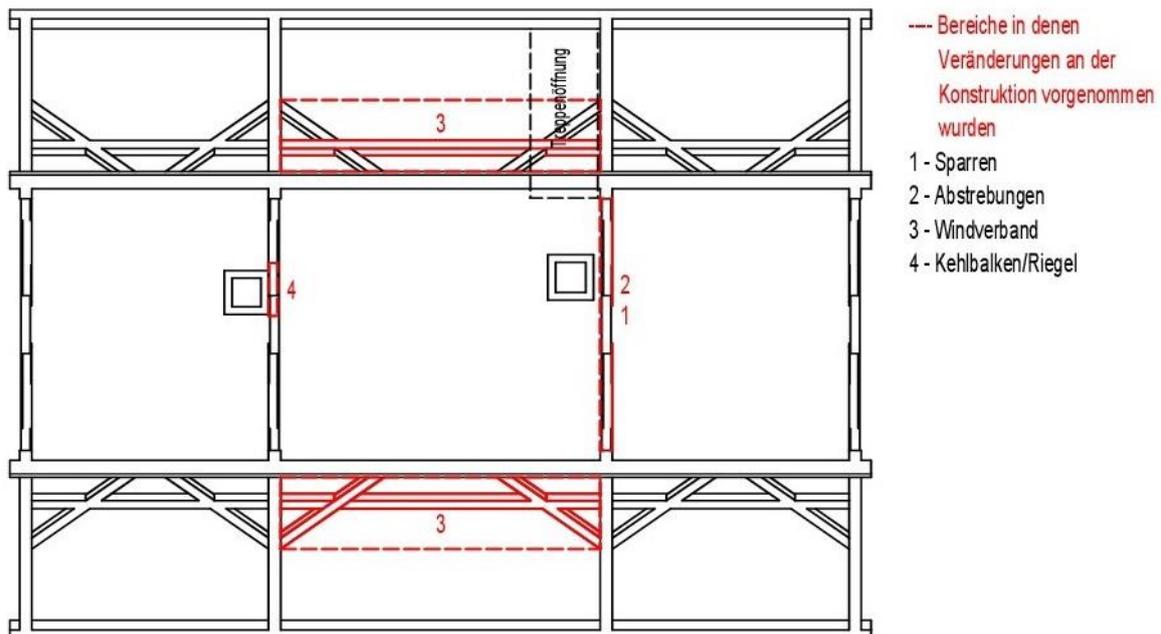
## 2.2.5 Schäden aufgrund von Bauteiländerungen und Verformungen

### 2.2.5.1 System- und Bauteiländerungen

Im Zuge von Umnutzungen des Dachraumes in der Vergangenheit wurden an mehreren Stellen der Dachkonstruktion für das Tragwerk relevante Teile entfernt und/oder verändert. Abbildung 7 gibt eine Übersicht über Lage und Art der entfernten und geänderten Bauteile. Zudem sind in der Fotodokumentation [Anhang 1] Aufnahmen dieser Stellen beigefügt.

Muldenseite

Legende



Straßenseite

**Abbildung 7** Übersicht über veränderte Bauteile

In dem Sparrengebilde im Bereich der Treppenöffnung (Nr. 1) wurde eine Ausbesserung im Firstbereich aufgrund vergangener Feuchteeinwirkung vorgenommen (vgl. Kapitel 2.2.2.1). Die Sparren wurden durch auf beiden Seiten angenagelte Balken verstärkt. Beide Balken verlaufen bis in den Firstpunkt und ersetzen den zerstörten Teil der Sparren. [Anhang 1, Abb. 14]

Im Stuhlgebilde unter o. g. Sparrengebilde (Nr. 2) wurden die Aussteifungsstreben entfernt. Kehlriegel und Stuhlriegel sowie die Tragstreben haben durch die ursprüngliche Kammverbindung der Abstreben mit den anderen Bauteilen einen teilweise verminderten Querschnitt [Anhang 1, Abb. 22].

Im Mittelfeld der Stuhlgebände (Nr. 3) wurde straßenseitig der Windverband vollständig entfernt [Anhang 1, Abb. 23]. Auf der Muldenseite fehlt nur der Zwischenriegel des Verbandes [Anhang 1, Abb. 24]. Auch hier gibt es aufgrund der ehemaligen Zapfen- und Kammverbindungen Querschnittsschwächungen in den Tragstreben und den Längsriegeln des Windverbandes.

Im Dachgebände links neben dem hinteren Schornstein (Nr. 4) wurden der Kehlriegel und der Stuhlriegel auf 70 cm Länge aus Brandschutzgründen 5 cm tief ausgespart, was auch hier zu einer Bauteilschwächung führt [Anhang 1, Abb. 25].

### **2.2.5.2 Verformungen**

Die erste maßgebende Verformung zeigt der Unterzug unter den äußeren Deckenbalkenauflagern, der an zwei Stellen große Durchbiegungen aufweist [Anhang 1, Abb. 2; Abb. 5]. Diese Durchbiegungen sind schon mit bloßem Auge erkennbar und zeigen sich zudem in breiten Längsrissen im Putz. Relevant sind jedoch nicht die Durchbiegungen an sich, sondern die Tatsache, dass die Verformungen im Bereich der kleineren Stützweite des Unterzuges auftreten. Das Mittelfeld des Balkens zeigt hingegen keine sichtbaren Verformungen.

Bezüglich der Ursache dieser Verformungen bestehen drei Vermutungen: Zum einen könnte eine erhöhte Belastung in diesem Bereich der ausschlaggebende Grund gewesen sein. Da jedoch aus der Dachkonstruktion selbst in diesem Bereich keine erhöhten Lasten kommen, ist es nur möglich, dass in der Vergangenheit dauerhaft schwere Gegenstände auf der Decke im Spitzboden gelagert wurden, deren Gewicht zu den Verformungen geführt hat.

Die zweite Ursache könnte eine Lastumlagerung aufgrund einer Verschiebung der Dachkonstruktion infolge von Gebäudesetzungen sein, evtl. noch in Verbindung mit den fehlenden Tragwerksteilen (siehe Kapitel 2.2.5.1). Diese Möglichkeit ist nicht auszuschließen, da kein genauer Nachweis der Setzung des Gebäudes vorliegt.

Als dritte Ursache lässt sich eine mögliche Durchfeuchtung des Balkens und eine damit einhergehende Verringerung der Tragfähigkeit ebenfalls nicht ausschließen. Da jedoch keine typischen Feuchtigkeitsbilder – wie dunkle Flecken im Putz, Schimmel oder Pilzbefall – in den verformten Bereichen des Balkens zu erkennen sind, lässt sich keine genaue Aussage zu dieser Vermutung machen. Es ist jedoch denkbar, dass es infolge der Durchfeuchtung des Mittelfeldes zu einer Lastumlagerung aufgrund einer Änderung des statischen Systems von einem Durchlaufsystem in zwei Einfeldsysteme mit Kragarm gekommen ist.

Die zweite größere Verformung findet sich an den Stuhlgebinden nahe den Außenwänden im Verbindungspunkt von Mittelpfette, Kehlbalken und Stuhlsäulen [Anhang 1, Abb. 19; Abb. 20]. Hier hat sich das Blatt des Auflagerhalses der westlichen Stuhlsäule bis zu 7 cm von der Pfette entfernt. Die Ursache dieser Verschiebung sind vermutlich Setzungen des muldenseitigen Gebäudeteiles infolge des später angebauten Hinterhauses. Da das Dach am Giebel teilweise mit dem Giebel des Nachbarhauses verbunden ist, sind Dachhaut und Sparren nicht von der Setzung betroffen. Somit kam es zu der Trennung zwischen Sparrengebinde und Stuhl. Ein weiterer Nachweis für die Setzung der rückseitigen Außenwand ist der Spalt zwischen Dachhaut und Außenwand, der in Anhang 1, Abb. 3 zu sehen ist.

### **2.2.6 Überblick über schadensanfällige Bauteile**

Besonders schadensanfällige Bereiche im Dach sind vor allem Anschlüsse und Auflager im First und Traufbereich sowie alle Bereiche, die sich in unmittelbarer Nähe zu Durchbrüchen und Öffnungen – wie Schornsteindurchführungen oder Dachfenstern – befinden. Bei Deckenbalken, Pfetten und Unterzügen sind besonders die Auflagerbereiche zu untersuchen. Balkenköpfe, die im Mauerwerk liegen und von diesem verdeckt werden, sind oft schlecht belüftet und somit besonders schadensanfällig. Auch Stützenfüße und andere bodennahe Bauteile können infolge sich sammelnden Wassers Schäden aufweisen.

## 3 Lastannahmen

### 3.1 Ständige Lasten

Ständige Lasten beeinflussen das Tragwerk dauerhaft. Sie ergeben sich aus den Aufbauten der nachzuweisenden Bauteile und aus deren Eigengewicht. Die Lasten werden für den Zustand nach einer möglichen Sanierung des Gebäudes bestimmt. Die Lastannahme erfolgt auf Grundlage von DIN EN 1991-1-1 + NA (EC1).

- Gewichtslasten aus Dachaufbau:
  - Dachdeckung (Schiefer) einschl. Vordeckung und Schalung = 0,50 kN/m<sup>2</sup>
  - Unterspannbahn = 0,02 kN/m<sup>2</sup>
  - 16 cm Zwischensparrendämmung = 0,16 kN/m<sup>2</sup>
  - 1 Lage Dampfsperre = 0,07 kN/m<sup>2</sup>
  - evtl. Unterdecke auf Lattung = 0,30 kN/m<sup>2</sup>
  - = 1,05 kN/m<sup>2</sup>**
  
- Gewichtslasten aus Deckenaufbau:
  - 2,5 cm obere Schalung (OSB 3) = 0,18 kN/m<sup>2</sup>
  - 6 cm Trittschalldämmung = 0,06 kN/m<sup>2</sup>
  - 2,5 cm untere Schalung = 0,18 kN/m<sup>2</sup>
  - Putz = 0,18 kN/m<sup>2</sup>
  - = 0,60 kN/m<sup>2</sup>**
  
- Eigenlasten:
  - Nadelholz C24 = 6,00 kN/m<sup>3</sup>

### 3.2 Veränderliche Lasten

#### 3.2.1 Schneelasten

Bei der Schneelastannahme werden die Grundsneelast auf dem Boden ( $s_k$ ) sowie die Schneelast auf dem Dach ( $s_0$ ) mit den jeweiligen Formbeiwerten  $\mu_i$  bestimmt. Die Lastannahme der Schneelast erfolgt durch Tabellen und Formeln aus DIN EN 1991-1-3 + NA (EC1) und Handrechnung. Da die verwendeten Statikprogramme teilweise über eine eigene Lastannahme verfügen, kann es zu geringfügigen Differenzen in den späteren Bemessungsergebnissen kommen.

Grundlegende Angaben:

- Schneelastzone: II, ca. 205 m ü. Normalhöhennull
- Grundsneelast:  $s_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$  (siehe Formel 1)
- Dachneigung:  $\alpha = 40^\circ$ ; Gaube:  $\alpha = 10^\circ$
- Schneelast auf Dach:  $s_0 = \mu_1 \cdot s_k = 0,53 \cdot 0,85 \text{ kN/m}^2 = \underline{\underline{0,45 \text{ kN/m}^2}}$
- Schneelast auf Gaube:  $s_0 = \mu_1 \cdot s_k = 0,80 \cdot 0,85 \text{ kN/m}^2 = \underline{\underline{0,68 \text{ kN/m}^2}}$

$\mu_1$  laut Tabelle 2

$$s_k = 0,25 + 1,91 \cdot \left( \frac{A + 140}{760} \right)^2 \geq 0,85$$

**Formel 1 Grundsneelast**

$s_k$  = Charakteristische Schneelast [kN/m<sup>2</sup>]

A = Geländehöhe über dem Meeresniveau [m]

Formbeiwert	Dachneigung $\alpha$		
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	0,8	$0,8 \cdot (60^\circ - \alpha)/30^\circ$	0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \cdot (60^\circ - \alpha)/30^\circ$	0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha/30^\circ$	1,6	-

**Tabelle 2** Formbeiwerte  $\mu_1$ ,  $\mu_2$  und  $\mu_3$   
(ALBERT, 2016, S. 3.51)

## 3.2.2 Windlasten

### 3.2.2.1 Grundwindlast

Bei der Windlastannahme werden die Grundwindlast ( $q_p$ ) und die Windlast auf die Dachflächen ( $w_k$ ) mit den jeweiligen  $c_{pe}$ -Beiwerten bestimmt. Die Bestimmung der Windlasten erfolgt durch Tabellen und Formeln aus DIN EN 1991-1-4 + NA (EC1) und Handrechnung. Auch hier kann es zu geringen Unterschieden in den Bemessungsergebnissen kommen, da die verwendeten Statikprogramme teilweise über eine eigene Lastannahme verfügen.

Grundlegende Angaben:

- Schneelastzone: 2; Binnenland
- Verbinder: Gebäude mit Rechteckgrundriss und Satteldach
- Gebäudehöhe:  $h = 17,10 \text{ m}$
- Grundwindlast:  $q_p = 0,80 \text{ kN/m}^2$  (nach Tabelle 3)

Windzone		Geschwindigkeitsdruck $q_p$ in $\text{kN/m}^2$ bei einer Geländehöhe $h$ in den Grenzen von		
		$h \leq 10 \text{ m}$	$10 \text{ m} \leq h \leq 18 \text{ m}$	$18 \text{ m} \leq h \leq 25 \text{ m}$
1	Binnenland	0,50	0,65	0,75
2	Binnenland	0,65	0,80	0,90
	Küste und Inseln der Ostsee	0,85	1,00	1,10
3	Binnenland	0,80	0,95	1,10
	Küste und Inseln der Ostsee	1,05	1,20	1,30
4	Binnenland	0,95	1,15	1,30
	Küste der Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	1,25	1,40	1,55
	Inseln der Nordsee	1,40	-	-

**Tabelle 3** Vereinfachte Böengeschwindigkeitsdrücke für Bauwerke bis 25 m  
(ALBERT, 2016, S. 3.27)

### 3.2.2.2 Berechnung der Windlast auf das Dach

- Lasteinflussfläche:  $A = 2 \cdot 0,95 \text{ m} \cdot 5,85 \text{ m} = 11,12 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

Die Bestimmung der  $c_{pe,10}$ -Beiwerte erfolgt in den Tabellen 4 und 5:

Neigungs- winkel $\alpha$	F	G	H	I	J
5°	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	+0,2
	$\pm 0,0$	$\pm 0,0$	$\pm 0,0$		-0,6
15°	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1,0
	+0,2	+0,2	+0,2	$\pm 0,0$	$\pm 0,0$
10° <sup>1</sup>	-1,3	-1,0	-0,45	-0,5	-0,4
	+0,1	+0,1	+0,1	-0,3	-0,3
30°	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	+0,7	+0,7	+0,4	$\pm 0,0$	$\pm 0,0$
45°	$\pm 0,0$	$\pm 0,0$	$\pm 0,0$	-0,2	-0,3
	+0,7	+0,7	+0,6	$\pm 0,0$	$\pm 0,0$
40° <sup>1</sup>	-0,17	-0,17	-0,07	-0,27	-0,37
	+0,7	+0,7	+0,53	$\pm 0,0$	$\pm 0,0$

<sup>1</sup> Werte linear interpoliert

**Tabelle 4** Winddruckbeiwerte für Windanströmrichtung  $\theta = 0^\circ$   
(in Anlehnung an ALBERT, 2016, S. 3.34)

Neigungswinkel $\alpha$	F	G	H	I
5°	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
15°	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
<b>10°<sup>1</sup></b>	-1,45	-1,3	-0,65	-0,55
30°	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
45°	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
<b>40°<sup>1</sup></b>	-1,1	-1,4	-0,87	-0,5
<sup>1</sup> Werte linear interpoliert				

**Tabelle 5** Winddruckbeiwerte für Windanströmrichtung  $\theta = 90^\circ$   
(in Anlehnung an ALBERT, 2016, S. 3.34)

### 3.2.2.3 Maximale Winddruck- und Windsogkräfte

- Winddruckkraft Dach:  $w_{d,k} = +0,70 \cdot 0,80 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{+0,56 \text{ kN/m}^2}$
- Windsogkraft Dach:  $w_{s,k} = -1,40 \cdot 0,80 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{-1,12 \text{ kN/m}^2}$
- Winddruckkraft Gaube:  $w_{d,k} = +0,10 \cdot 0,80 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{+0,08 \text{ kN/m}^2}$
- Windsogkraft Gaube:  $w_{s,k} = -1,45 \cdot 0,80 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{-1,16 \text{ kN/m}^2}$

Da die maximalen Kräfte auf dem Dach nur an der Traufe bzw. nur auf rund 1 m vom Giebel entfernt angreifen, werden diese hohen Lasten nur für die Bemessung der giebelnahen, langen Sparren verwendet. Für die restlichen Sparren werden die Lasten aus den Druckbeiwerten der Windangriffsfläche H angewandt. Für die Gauben werden jedoch die vollen Windkräfte angesetzt.

- Winddruckkraft Dach H:  $w_{d,k} = +0,53 \cdot 0,80 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{+0,42 \text{ kN/m}^2}$
- Windsogkraft Dach I:  $w_{s,k} = -0,27 \cdot 0,80 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{-0,22 \text{ kN/m}^2}$
- Windsogkraft Dach H (Giebel):  $w_{s,k} = -0,87 \cdot 0,80 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{-0,70 \text{ kN/m}^2}$

### 3.2.3 Nutzlasten

Die Lastannahme für die Nutzlasten erfolgt nach DIN EN 1991-1-1 + NA (EC1).

H	Dachlast/Personenlast:	$P_k = 1,00 \text{ kN}$
A1	Spitzböden:	$q_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$
A3	Wohn- und Aufenthalts- räume ohne ausreichende Querverteilung der Lasten	$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

## **4 Bewertung der Dachkonstruktion**

### **4.1 Annahmen zur Festigkeit der Holzbauteile**

Grundsätzlich gelten für die Bewertung historischer Holzkonstruktionen die aktuell anerkannten Normen und Regelwerke, sofern in speziellen Normen nichts anderes festgelegt ist. So gilt für die Bestimmung der Holzfestigkeiten nach Sortierklassen DIN EN 338 und zur Einordnung des Holzes in die Sortierklassen DIN 4047-1 für Nadel-schnittholz bzw. DIN 4047-5 für Laubschnittholz. Aufgrund der frühen Bauzeit des Gebäudes lässt sich jedoch keine genaue Angabe zur Sortierklasse machen, da die ersten Bemessungsnormen erst Anfang des 20. Jh. entwickelt wurden. Zudem kommt noch hinzu, dass o. g. Normen nur für Schnittholz gelten. Da jedoch die meisten Holzkonstruktionen, die vor Mitte des 19. Jh. errichtet wurden, als reine Zimmermanns-Konstruktionen ohne statische Berechnung ausgeführt wurden und meist handbehauene Balken besitzen, können die Normen hier nicht angewandt werden.

Auch eine nachträgliche Sortierung der Hölzer ist meist nicht möglich, da zum einen viele Teile der Holzkonstruktion nicht vollständig einsehbar sind, weil sie durch andere Bauteile verdeckt oder durch Ausbauten nicht sichtbar sind, und zum anderen, weil die Fachkräfte und technischen Hilfsmittel für eine schadensfreie Prüfung des Holzes im Bestand fehlen. Aufgrund der fehlenden Kenntnisse über die Holzfestigkeit müssen Annahmen getroffen werden. In der allgemein gängigen Praxis wird meist von einer Sortierklasse bei Nadelholz von S10 mit einer Holzfestigkeit von C24 ausgegangen. Diese Annahme beruht lediglich auf Erfahrungswerten und unter der Voraussetzung eines ungeschädigten Holzquerschnitts. Hierbei werden jedoch mögliche Festigkeitsreserven des Holzes nicht berücksichtigt und auch keine Schwächungen, die aufgrund von Rissen im Holz oder aufgrund von Schäden durch Pilze und Insekten auftreten und statisch unbedingt zu berücksichtigen wären.

### **4.2 Betrachtung der Tragfähigkeit der Holzverbindungen**

Fast alle im Dachtragwerk verwendeten Verbindungen sind Verzapfungen oder Verkämmungen bzw. Verblattungen. Die einzige Ausnahme bildet der Auflagerhals an den Stuhlsäulen. Einige der Kamm- oder Zapfenverbindungen sind zusätzlich durch Holznägel gesichert. Grundsätzlich haben die Verbindungsbereiche im Holzbau dieselben Festigkeiten wie das Holzbauteil selbst, wenn nicht aufgrund von Schäden an den betreffenden Stellen eine geringere Festigkeit angesetzt werden muss. Die charakteristische Tragfähigkeit der Holznägel kann mithilfe von DIN EN 1995-1-1/NA:2013 bestimmt werden. Eine genauere Betrachtung der Verbindungen erfolgt in Kapitel 7.

## 5 Ebene Tragwerksbemessung

### 5.1 Allgemeine Angaben zur Bemessungsmethode

Für die ebene Tragwerksbemessung wird die gesamte Dachkonstruktion in einzelne statische Systeme, auch als ‚statische Positionen‘ bezeichnet, unterteilt. Die Nummerierung der einzelnen Positionen erfolgt im Gesamttragwerk von oben nach unten, um den im Tragsystem verlaufenden Lastfluss und die Weiterleitung der Kräfte nachvollziehbar zu machen. Die Bemessung der Holzkonstruktion erfolgt programmunterstützt nach der aktuellen Holzbaunorm DIN EN 1995-1-1 + NA: 2013 (EC5).

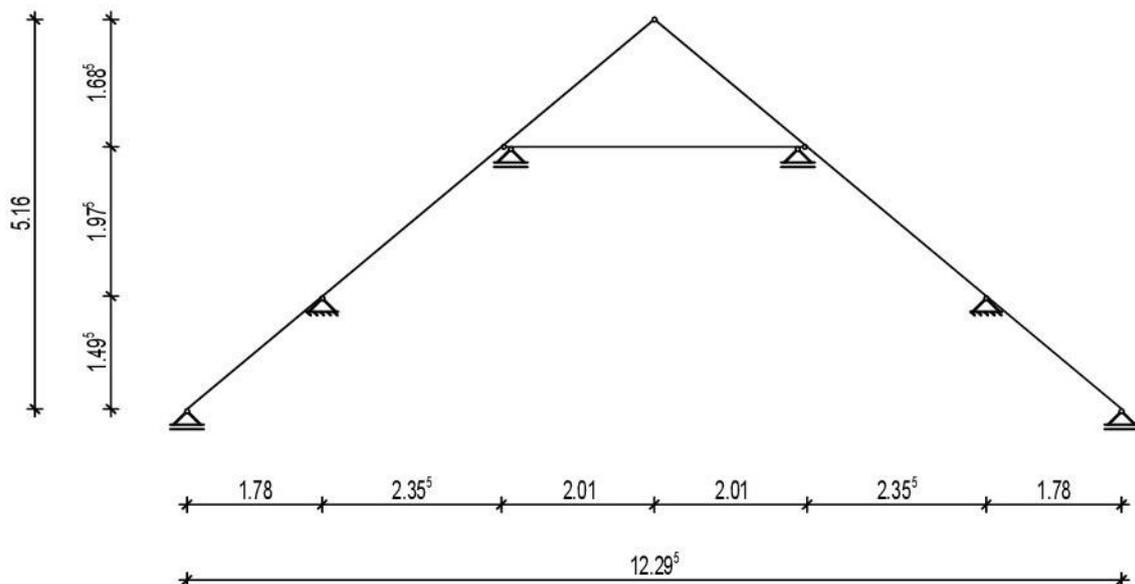
### 5.2 Position D01 – Sparrengebinde Giebel

#### 5.2.1 Allgemeine Systeminformationen

##### 5.2.1.1 Material und System

Die Sparren am Giebel verlaufen über beide DG-Ebenen. Die Stützweite des Systems beträgt 12,30 m, die Systemhöhe beläuft sich auf 5,16 m (siehe Abb. 8). Maße der Querschnitte (QS) für Sparren und Kehlbalcken sowie Material- und Systemangaben sind den Bestandsgrundrissen sowie eigenen Messungen entnommen.

Nadelvollholz: C24, NKL 2  
 QS Sparren:  $b/h = 14/16$  cm  
 QS Kehlbalcken:  $b/h = 14/18$  cm  
 Gebindeabstand:  $e = 95$  cm



**Abbildung 8** Statisches System Position D01

### 5.2.1.2 Lastannahmen

Die Lasten für die Sparrengebinde wurden aus den Lastannahmen (Kapitel 3) übernommen. Die Lasten wirken ausschließlich auf die Sparren. Der Kehlbalken hat als Last lediglich sein Eigengewicht zu tragen. Das Eigengewicht und die Personenlast sind im Programm festgelegte Werte. Die ständigen Lasten aus Dachdeckung und zusätzlichem Ausbau sind den eigenen Lastannahmen entnommen. Die veränderlichen Lasten aus Wind und Schnee werden programmintern ermittelt und können von den unten aufgeführten Werten abweichen.

Eigengewicht:	programmintern (6,00 kN/m <sup>3</sup> )
Lasten aus Dachdeckung:	$g_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$
Lasten aus zus. Ausbau:	$g_k = 0,55 \text{ kN/m}^2$
Schneelast:	$s_k = 0,45 \text{ kN/m}^2$
Winddruck:	$w_{d,k} = 0,56 \text{ kN/m}^2$
Windsog:	$w_{s,k} = -0,22 \text{ kN/m}^2$
Windsog bei Wind auf Giebel:	$w_{s,k} = -1,12 \text{ kN/m}^2$
Personenlast:	$P_k = 1,00 \text{ kN}$

### 5.2.2 Statische Nachweise

Es werden die statischen Nachweise für die Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) und Gebrauchstauglichkeit (GZG) im Zustand nach der Sanierung geführt. Ein Nachweis für die Tragfähigkeit im Momentanzustand ist nicht erforderlich, da das Dach in sich als ausreichend tragfähig angenommen wird. Die statischen Nachweise erfolgen computergestützt [Anhang 4; Seiten 2–8]. Für eine höhere Übersichtlichkeit werden hier im Text jedoch nur die für die Bemessung notwendigen Endergebnisse aufgeführt.

#### Auflagerkräfte:

Die Auflagerkräfte werden als charakteristische Lasten lastfallweise für die Weiterleitung auf nachfolgende statische Systeme angegeben. Die Lastermittlung erfolgt für die Auflager einer Dachhälfte. Positive Vertikalkräfte wirken nach oben, positive Horizontallasten wirken nach rechts (außen). Die Auflagerkräfte der linken Auflager sind betragsmäßig genauso groß wie die Auflagerkräfte der rechten Auflager, die Horizontalkräfte wirken jedoch in die entgegengesetzte Richtung. Lager 1 ist das verschiebliche untere Sparrenaufleger, Lager 2 das unverschiebliche mittlere Auflager und Lager 5 das Kehlbalkenaufleger. Die Lastzusammenstellung ist in Tabelle 6 dargestellt.

Einwirkungsart	Richtung	Lager 1	Lager 2	Lager 5
$g_k$ (ständige Last) [kN/m]	vertikal	1,01	3,85	5,02
	horizontal	/	-0,38	/
$s_k$ (Schneelast) [kN/m]	vertikal	0,30	1,12	0,13
	horizontal	/	-0,11	/
$w_{l,k}$ (Wind von links) [kN/m]	vertikal	0,51	0,01	1,75
	horizontal	/	2,01	/
$w_{r,k}$ (Wind von rechts) [kN/m]	vertikal	-0,24	0,32	-1,00
	horizontal	/	-1,39	/

Tabelle 6 Auflagerkräfte Position D01

**Maßgebende Schnittgrößen:**

Die maßgebenden Schnittgrößen sind als Bemessungswerte angegeben und beschreiben den größtmöglichen Wert aus den Lastfallkombinationen. Querkräfte und Momente werden als richtungsunabhängiger Betrag ausgegeben. Normalkräfte werden als positive Zug- und negative Druckkräfte angegeben. Die Schnittgrößen sind in Tabelle 7 zusammengestellt.

Bauteil	$M_{f,d}$ [kNm]	$M_{s,d}$ [kNm]	$N_d$ [kN]	$V_d$ [kN]
Sparren	1,19	1,76	-5,89	3,41
Kehlbalken	0,44	0,00	1,85	0,43

$M_f$  – Feldmoment      N – Normalkraft

$M_s$  – Stützmoment      V – Querkraft

Tabelle 7 Bemessungsschnittgrößen Position D01

**Nachweise:**

Die Nachweise sind unterteilt in die Nachweise zur Tragfähigkeit und die Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit. Die Tragfähigkeitsnachweise beinhalten zulässige Spannungen, Schubspannungen und Stabilität und sind in Tabelle 8 aufgeführt.

Bauteil [N/mm <sup>2</sup> ]	Sparren				Kehlbalken			
	$\sigma_{myd,bez}$		$f_{myd}$	$\eta$	$\sigma_{myd,bez}$		$f_{myd}$	$\eta$
$\sigma_f$	1,89	<	16,62	0,11	0,63	<	11,08	0,06
$\sigma_s$	3,01	<	18,46	0,16	0,09	<	11,08	0,01
F	1,90	<	11,08	0,17	-	<	-	-
$\tau$	0,43	<	3,08	0,14	0,05	<	1,85	0,03

$\sigma_f$  – Normalspannung im Feld

$\tau$  – Schubspannung

$\eta$  – Auslastung

$\sigma_s$  – Normalspannung über der Stützung

$\sigma_{myd,bez}$  – Einwirkung

F – Stabilität

$f_{myd}$  – Bauteilwiderstand

Tabelle 8 Tragfähigkeitsnachweise Position D01

Die Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit beinhalten die maximalen Durchbiegungen und sind in Tabelle 9 zusammengefasst.

Bauteil [cm]	Sparren				Kehlbalken			
	W <sub>vorh.</sub>		W <sub>zul.</sub>	η	W <sub>vorh.</sub>		W <sub>zul.</sub>	η
W <sub>inst</sub>	0,07	<	0,88	0,08	0,07	<	1,34	0,05
W <sub>fin</sub>	0,11	<	1,31	0,08	0,12	<	2,01	0,06
W <sub>net,fin</sub>	0,08	<	0,88	0,09	0,12	<	1,34	0,09

W<sub>inst</sub> – Elastische Anfangsdurchbiegung

W<sub>vorh.</sub> – Vorhandene Durchbiegung

W<sub>fin</sub> – Enddurchbiegung

W<sub>zul.</sub> – Zulässige Durchbiegung

W<sub>net,fin</sub> – Netto-Enddurchbiegung

η – Auslastung

**Tabelle 9** Durchbiegungen Position D01

### Zusammenfassung:

Alle Nachweise sind erfüllt. Das betrachtete Bauteil ist ausreichend tragfähig und gebrauchstauglich. Auf den Nachweis einer möglichen Querschnittsschwächung an den Auflagern wird an diesem Punkt verzichtet, da die Sparren nicht über Kerben aufgelegt sondern lediglich mit dem Kehlbalken und den Deckenbalken verzapft sind. Ein Nachweis der möglicherweise zu betrachtenden Verbindungspunkte erfolgt gesondert in Kapitel 7.

## 5.3 Position D02 – Sparrengebinde Dachmitte

Die Sparren in der Dachmitte im Bereich der Gauben entsprechen in ihren Abmessungen und Abständen den Giebelsparren, jedoch verlaufen sie nur bis zur Deckenebene über dem dritten OG bzw. ersten DG. Die Stützweite des Systems beträgt somit 8,74 m und die Systemhöhe 3,67 m. Die Lasten auf die mittleren Sparrengebinde können ebenso aus Position D01 übernommen werden. Aufgrund der Ähnlichkeit der Systeme wird auf eine erneute Nachweisführung im Text verzichtet. Es werden lediglich die für die Lastweiterleitung notwendigen Auflagerkräfte in Tabelle 10 aufgeführt. Die vollständige statische Berechnung sowie das statische System können in Anhang 4, Seiten 10–17 eingesehen werden.

Einwirkungsart	Richtung	Festes Lager	Kehlbalkenlager
$g_k$ (ständige Last) [kN/m]	vertikal	1,83	5,28
	horizontal	-0,48	/
$s_k$ (Schneelast) [kN/m]	vertikal	0,53	1,45
	horizontal	-0,07	/
$w_{l,k}$ (Wind von links) [kN/m]	vertikal	-0,38	1,98
	horizontal	1,46	/
$w_{r,k}$ (Wind von rechts) [kN/m]	vertikal	0,59	-1,19
	horizontal	-1,11	/

Tabelle 10 Auflagerkräfte aus Position D02

## 5.4 Position D03 – Mittelpfette

### 5.4.1 Allgemeine Systeminformationen

#### 5.4.1.1 Material und System

Die Mittelpfetten auf beiden Seiten des Daches liegen direkt in den Verbindungspunkten zwischen Sparren und Kehlbalken. Sie verlaufen über die komplette Länge des Daches und haben somit eine Gesamtstützweite von 10,90 m. Die Pfetten werden durch zwei weitere Auflagerpunkte, ca. 3,27 m von jedem Rand entfernt, zusätzlich unterstützt (siehe Abb. 9). Die Maße der Pfetten sowie Material- und Systemangaben sind den Bestandsgrundrissen sowie eigenen Messungen entnommen. Aufgrund der besonderen Querschnittsform der Pfetten, die in Anhang 4, Seite 18 abgebildet ist, wird in der Bemessung ein vereinfachter Rechteckquerschnitt angenommen, der den Querschnittswerten der realen Pfette entspricht.

Nadelvollholz: C24, NKL 1  
 QS Pfette (vereinfacht):  $b/h = 16/14$  cm  
 Systemlänge:  $l = 10,90$  m

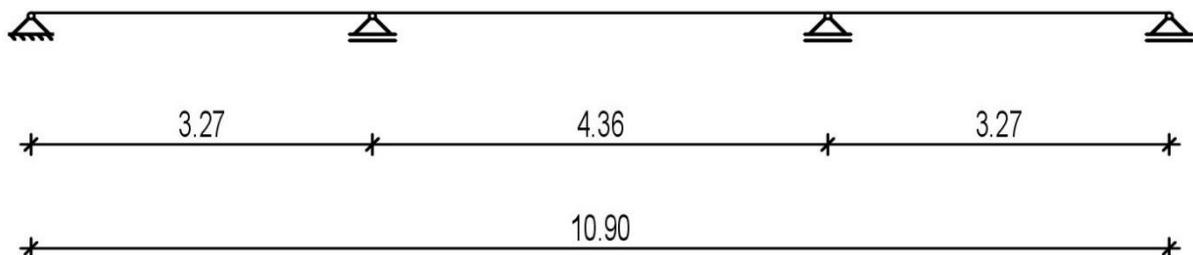


Abbildung 9 Statisches System Position D03

### 5.4.1.2 Lastannahmen

Die Lasten auf die Pfetten kommen aus den Auflagerreaktionen der Pos. D01 und D02. Die Lasten aus Pos. D01 werden auf 1 m Breite von beiden Seiten der Pfette angesetzt. Auf der restlichen Pfette werden die Lasten aus Pos. D02 eingetragen. Lasten aus Windsog werden nicht berücksichtigt, da keine Sogverankerung zwischen Sparren und Pfetten existiert.

Eigengewicht:	programmintern (6,00 kN/m <sup>3</sup> )
Lasten aus Pos. D01:	$g_k = 5,28 \text{ kN/m}$ $s_k = 0,13 \text{ kN/m}$ $w_{d,k} = 1,75 \text{ kN/m}$
Lasten aus Pos. D02:	$g_k = 5,28 \text{ kN/m}$ $s_k = 1,45 \text{ kN/m}$ $w_{d,k} = 1,98 \text{ kN/m}$

### 5.4.2 Statische Nachweise

Die Nachweise zur Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit werden für den Volllastzustand nach der Sanierung geführt. Die statischen Nachweise erfolgen computergestützt [Anhang 4; Seiten 19–23]. Der Übersichtlichkeit halber werden hier im Text jedoch wieder nur die für die Bemessung notwendigen Endergebnisse aufgeführt.

#### Auflagerkräfte:

Die Auflagerkräfte werden als charakteristische Lasten, lastfallweise für die Weiterleitung auf nachfolgende statische Systeme angegeben. Alle Lasten wirken vertikal nach unten. Horizontallasten werden nicht eingetragen, da das Kehlbalkenlager als verschiebliches Lager angenommen wird. Die Lasten werden für das rechte äußere Lager (Lager 1) und das rechte Mittellauger (Lager 2) angegeben. Die Lasten gelten analog auch für die linke Seite, da das System gleiche Stützweiten besitzt. Die Lastzusammenstellung ist in Tabelle 11 dargelegt.

Einwirkungsart	Lager 1	Lager 2
<b>G<sub>k</sub></b> (ständige Last) [kN]	6,10	23,00
<b>S<sub>k</sub></b> (Schneelast) [kN]	0,60	5,90
<b>W<sub>k</sub></b> (Windlast) [kN]	2,10	8,40

**Tabelle 11** Auflagerkräfte Position D03

**Maßgebende Schnittgrößen:**

Die maßgebenden Schnittgrößen sind als Bemessungswerte angegeben und beschreiben den größtmöglichen Wert aus den Lastfallkombinationen. Querkräfte werden als richtungsunabhängiger Betrag ausgegeben. Die Vorzeichen der Momente sind richtungsabhängig. Positive Momente liegen auf der Unterseite des Balkens und negative Momente auf der Oberseite. Normalkräfte sind in der Pfette nicht vorhanden, da diese rein auf Biegung beansprucht wird. Die Ermittlung der Momente erfolgt feldweise für das Rand- und das Mittelfeld sowie für die Mittelstützung. Die maximalen Querkräfte liegen neben der Mittelstützung im Mittelfeld. Die Schnittgrößen sind in Tabelle 12 zusammengestellt.

Bauteil	$M_{f1,d}$ [kNm]	$M_{f2,d}$ [kNm]	$M_{s,d}$ [kNm]	$V_d$ [kN]
Pfette	7,97	10,9	-17,2	25,1

$M_f$  – Feldmoment       $V$  – Querkraft  
 $M_s$  – Stützmoment

**Tabelle 12** Bemessungsschnittgrößen Position D03**Nachweise:**

Die Nachweise umfassen die Nachweise zur Tragfähigkeit sowie die zur Gebrauchstauglichkeit.

Die Tragfähigkeitsnachweise beinhalten zulässige Biege- und Schubspannungen und sind in Tabelle 13 aufgeführt. Die Nachweise zur Biegespannung erfolgen feldweise jeweils für ein Randfeld sowie für das Mittelfeld und über der Mittelstützung. Der Nachweis der Schubspannung wird für die maximale Querkraft neben der Mittelstützung im Mittelfeld ermittelt. Ein Nachweis auf Stabilität ist nicht erforderlich, da der Druckgurt aufgrund der in regelmäßigen Abständen liegenden Sparren als kontinuierlich gehalten angenommen wird.

Feld	Randfeld				Mittelfeld			
	$\sigma_{myd}$		$f_{myd}$	$\eta$	$\sigma_{myd}$		$f_{myd}$	$\eta$
$\sigma_f$	10,73	<	11,2	0,96	13,85	>	11,2	1,23
$\sigma_s$	21,44	>	11,2	1,91	21,44	>	11,2	1,91
[N/mm <sup>2</sup> ]	$T_{vzd}$				$f_{vzd}$		$\eta$	
$\tau$	1,02			<	1,2		0,85	

$\sigma_f$  – Biegespannungen im Feld

$\sigma_s$  – Biegespannungen über der Stütze

$\tau$  – Schubspannung

$\eta$  – Auslastung

$\sigma_{myd}$  – Einwirkende Biegespannung

$f_{myd}$  – Bauteilwiderstand auf Biegung

$T_{vzd}$  – Einwirkende Schubspannung

$f_{vzd}$  – Bauteilwiderstand auf Schub

**Tabelle 13** Tragfähigkeitsnachweise Position D03

Die Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit beinhalten die maximalen Durchbiegungen. Sie sind feldweise für Rand- und Mittelfeld in Tabelle 14 zusammengefasst.

Feld [mm]	Randfeld				Mittelfeld			
	W <sub>vorh.</sub>		W <sub>zul.</sub>	$\eta$	W <sub>vorh.</sub>		W <sub>zul.</sub>	$\eta$
W <sub>inst</sub>	9,3	<	10,8	0,86	23,5	>	14,5	1,62
W <sub>fin</sub>	13,3	<	16,3	0,82	32,7	>	21,8	1,50
W <sub>net,fin</sub>	10,5	<	10,8	0,97	24,6	>	14,5	1,70

W<sub>inst</sub> – Elastische Anfangsdurchbiegung

W<sub>vorh.</sub> – Vorhandene Durchbiegung

W<sub>fin</sub> – Enddurchbiegung

W<sub>zul.</sub> – Zulässige Durchbiegung

W<sub>net,fin</sub> – Netto-Enddurchbiegung

$\eta$  – Auslastung

**Tabelle 14** Durchbiegungen Position D03

### Zusammenfassung:

Es sind nicht alle Nachweise erfüllt. Die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Mittelfette im Zustand nach der Sanierung ist nicht mehr gegeben. Die Pfette muss unter Umständen verändert und verstärkt werden.

## 5.5 Position D04 – Stuhlgebinde

### 5.5.1 Allgemeine Systeminformationen

#### 5.5.1.1 Material und System

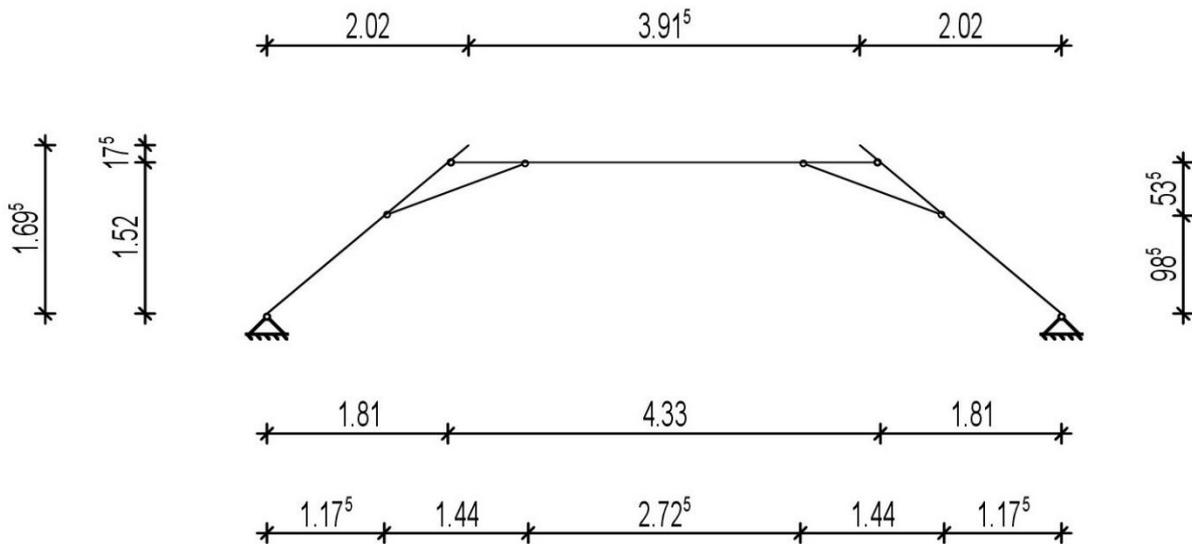
Die Stuhlgebinde des liegenden Stuhles tragen die Lasten aus den Mittelfetten ab. Das statische System der Stuhlgebinde wird als statisch unbestimmtes Rahmen-tragwerk bemessen. Vereinfacht lässt sich das System als Zweigelenrahmen beschreiben, wobei die Aussteifung der oberen Rahmenecken konstruktiv durch Abstreifungen realisiert wird. Der gesamte Rahmen weist eine Stützweite von 7,95 m und eine Höhe von 1,70 m auf (siehe Abb. 10). Die Maße der Pfetten sowie Material- und Systemangaben sind den Bestandsgrundrissen sowie eigenen Messungen entnommen.

Nadelvollholz: C24, NKL 1

QS Strebe: b/h = 16/20 cm

QS Riegel: b/h = 12/14 cm

QS Aussteifungsstrebe: b/h = 12/14 cm



**Abbildung 10** Statisches System Position D04

### 5.5.1.2 Lastannahmen

Die Lasten auf die Stuhlgebände entstehen aus den Auflagerkräften der Pos. D03. Die maximalen Lagerkräfte entstehen bei den Mittelstützungen. Diese Lasten werden für die Bemessung der Stuhlgebände angesetzt, um die maximal mögliche Belastung der Gebäude zu erhalten. Auf die Giebelgebäude wirkt eine wesentlich geringere Last und sie werden deshalb nicht noch einmal zusätzlich nachgewiesen.

Eigengewicht:	programmintern (6,00 kN/m <sup>3</sup> )
Lasten aus Pos. D03:	$g_k = 23,00$ kN
	$s_k = 5,90$ kN
	$w_{d,k} = 8,40$ kN

### 5.5.2 Statische Nachweise

Die Nachweise zur Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit werden, wie bei den vorherigen Positionen auch, für den Volllastzustand nach der Sanierung geführt. Die statischen Nachweise erfolgen erneut computergestützt [Anhang 4; Seiten 24–45]. Auch hier werden der Übersichtlichkeit halber nur die für die Bemessung notwendigen Endergebnisse aufgeführt.

#### **Auflagerkräfte:**

Die Auflagerkräfte werden wieder als charakteristische Lasten lastfallweise für die Weiterleitung auf nachfolgende statische Systeme angegeben. In Tabelle 15 sind die Kräfte für das rechte Auflager zusammengestellt. Positive Vertikallasten wirken nach oben und positive Horizontallasten wirken nach links (innen).

Einwirkungsart	Vertikal	Horizontal
$G_k$ (ständige Last) [kN]	23,64	30,71
$S_k$ (Schneelast) [kN]	5,90	7,69
$W_k$ (Windlast) [kN]	8,40	10,94

Tabelle 15 Auflagerkräfte Position D04

**Maßgebende Schnittgrößen:**

Die maßgebenden Schnittgrößen sind als Bemessungswerte angegeben und beschreiben den größtmöglichen Wert aus den Lastfallkombinationen. Querkräfte werden wieder als richtungsunabhängiger Betrag ausgegeben. Die Vorzeichen der Momente sind richtungsabhängig. Positive Momente liegen auf der Innenseite des Systems und negative Momente auf der Außenseite. Bei den Normalkräften sind negative Werte Druckkräfte und positive Werte Zugkräfte. Die Schnittgrößen sind für jedes Bauteil in Tabelle 16 zusammengefasst.

Bauteil	$M_{f,d}$ [kNm]	$M_{s,d}$ [kNm]	$N_d$ [kN]	$V_d$ [kN]
Tragstrebe	-	-10,1	-85,4	36,5
Riegel	2,0	-	-69,0	2,4
Abstrebung	0,04	-	6,0	0,1

$M_s$  – Stützmoment     $M_f$  – Feldmoment     $N$  – Normalkraft     $V$  – Querkraft

Tabelle 16 Bemessungsschnittgrößen Position D04

**Nachweise:**

Es werden erneut die Nachweise zur Tragfähigkeit sowie zur Gebrauchstauglichkeit geführt.

Die Tragfähigkeitsnachweise beinhalten zulässige Biegespannungen und Schubspannungen und sind in Tabelle 17 dargelegt. Für die Spannungen erfolgen die Nachweise bauteilweise. Ein Nachweis auf Stabilität wird nicht geführt.

Bauteil [N/mm <sup>2</sup> ]	Normalspannung				Schubspannung			
	$\sigma_{myd}$		$f_{myd}$	$\eta$	$T_{vd}$		$f_{vd}$	$\eta$
Tragstrebe	30,8	>	20,8	1,48	6,52	>	3,1	2,12
Riegel	8,91	<	27,8	0,32	0,43	<	3,1	0,14
Abstrebung	0,44	<	11,1	0,04	0,017	<	2,8	0,006

$\sigma_{myd}$  – Einwirkende Biegespannung

$f_{vd}$  – Bauteilwiderstand auf Schub

$f_{myd}$  – Bauteilwiderstand auf Biegung

$\eta$  – Auslastung

$T_{vd}$  – Einwirkende Schubspannung

Tabelle 17 Tragfähigkeitsnachweise Position D04

Die Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit beinhalten die maximalen Durchbiegungen. Sie sind einzeln für die Strebe und den Riegel in Tabelle 18 dargestellt. Die Abstrebung wird aufgrund ihrer lediglich aussteifenden Funktion nicht betrachtet.

Bauteil [mm]	Tragstrebe				Riegel			
	W <sub>vorh.</sub>		W <sub>zul.</sub>	$\eta$	W <sub>vorh.</sub>		W <sub>zul.</sub>	$\eta$
W <sub>inst</sub>	7,2	<	7,9	0,91	12,2	>	14,4	0,85
W <sub>fin</sub>	10,1	<	11,8	0,86	17,1	>	21,7	0,79
W <sub>net,fin</sub>	7,7	<	7,9	0,97	13,2	>	14,4	0,92

W<sub>inst</sub> – Elastische Anfangsdurchbiegung

W<sub>vorh.</sub> – Vorhandene Durchbiegung

W<sub>fin</sub> – Enddurchbiegung

W<sub>zul.</sub> – Zulässige Durchbiegung

W<sub>net,fin</sub> – Netto-Enddurchbiegung

$\eta$  – Auslastung

**Tabelle 18** Durchbiegungen Position D04

### Zusammenfassung:

Es sind nicht alle Nachweise vollständig erfüllt. Jedoch liegen die hohen Auslastungen im Bereich des Verbindungspunktes zwischen Riegel und Tragstrebe. Hierfür wird im Nachgang in Kapitel 7 ein separater Nachweis geführt.

## 5.6 Position D05 – Auflagerschwelle

Für das Auflagerholz im Fußpunkt der Stuhlsäulen wird nur der Nachweis auf Holzpressung senkrecht zur Faser geführt [Anhang 4 Seite 46]. Die Auflagerschwelle hat, wie die Mittelpfette, eine spezielle Form (siehe Abb. 11). Somit können die Lasten aus der Stuhlsäule direkt in die Seitenfläche der Schwelle eingetragen werden. Durch den schrägen Lasteintrag werden die charakteristischen vertikalen und horizontalen Auflagerlasten aus der Tragstrebe des Stuhls in eine im Winkel von 40° verlaufende Kraftresultierende umgerechnet. Die Ergebnisse der Umrechnung sind in Tabelle 19 dargestellt. Für den Nachweis der Holzpressung wird die Bemessungsgröße der einwirkenden Last benötigt. Die Formel zur Berechnung der Bemessungslasten erfolgt nach Formel 6.10 der DIN EN 1990 (EC0). In Formel 2 ist die Berechnung der Bemessungslast für die maßgebende Lastkombination mit eingesetzten Sicherheits- und Kombinationsbeiwerten aufgeführt. Die sonstigen Eingangswerte für die Berechnung sind nachfolgend zusammengestellt.

Material: Nadelvollholz C24; NKL 1 für alle Bauteile

Abmessungen: Stuhlsäule: b/h = 16/20 cm

Schwelle: b/h = 20/12 cm (vereinfacht)

KLED: kurz/sehr kurz

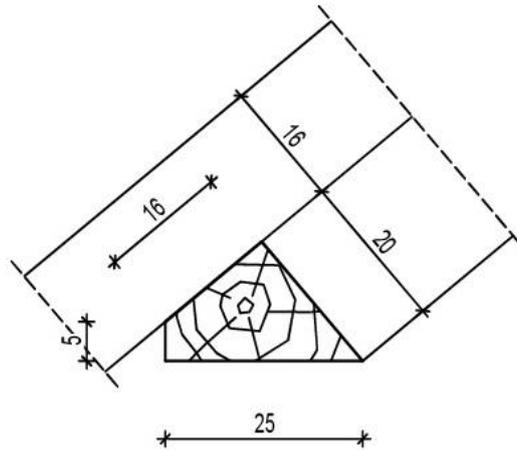


Abbildung 11 Querschnitt Lagerholz

Einwirkungsart	Vertikal	Horizontal	Resultierende
<b>G<sub>k</sub></b> (ständige Last) [kN]	23,65	30,70	<b>38,75</b>
<b>S<sub>k</sub></b> (Schneelast) [kN]	5,90	7,70	<b>9,70</b>
<b>W<sub>k</sub></b> (Windlast) [kN]	8,40	10,95	<b>13,80</b>

Tabelle 19 Lastresultierende für Position D05

$$F_d = 1,35 \cdot G_{k,j} + 1,5 \cdot (W_k + 0,5 \cdot S_k)$$

Formel 2 Bemessungslast

Mit dieser Formel ergibt sich eine Bemessungslast von **F<sub>d</sub> = 80,29 kN**. Diese Kraft entspricht der Bemessungsnormalkraft in der Strebe. Für die Lasteinzugsfläche wird der volle Querschnitt der Stuhlsäule angenommen. Die Zapfenverbindung wird vereinfacht für die Druckkraftübertragung mit angesetzt. Die zugehörige Querkraft für die Schubbeanspruchung der Verbindung wird in diesem Nachweis noch nicht berücksichtigt. Der Nachweis des Zapfenanschlusses erfolgt in Kapitel 7. Das Ergebnis des Nachweises zur Holzpressung ist in Tabelle 20 dokumentiert.

A <sub>eff</sub> [cm <sup>2</sup> ]	F <sub>c,90,d</sub> [kN]	σ <sub>c,90,d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]		f <sub>c,90,d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	η
380	80,3	2,11	<	2,4	0,88

A<sub>eff</sub> – Effektive Kontaktfläche      σ<sub>c,90,d</sub> – Einwirkende Spannung      η – AuslastungF<sub>c,90,d</sub> – Einwirkende Kraft      f<sub>c,90,d</sub> – Bauteilwiderstand

Tabelle 20 Tragfähigkeitsnachweis Position D05

**Zusammenfassung:**

Alle Nachweise sind erfüllt. Das Schwellholz ist ausreichend tragfähig.

## 5.7 Position D06 – Deckenbalken

### 5.7.1 Allgemeine Systeminformationen

#### 5.7.1.1 Material und System

Die Deckenbalken über dem ersten DG liegen auf dem unteren Dachtragwerk auf und bilden somit ein Dreifeldsystem mit einer Gesamtstützweite von 8,33 m (siehe Abb. 12). Die beiden kurzen Kragarme an beiden Seiten der Balken sind lediglich aus konstruktiver Sicht vorhanden, spielen für die weitere Berechnung jedoch nur eine untergeordnete Rolle. Die einzelnen Balken liegen in einem Abstand von rund 95 cm und somit im selben Abstand wie die Dachsparren. Die Maße der Balken sowie Material- und Systemangaben sind wieder den Bestandsgrundrissen sowie eigenen Messungen entnommen.

Nadelvollholz: C24, NKL 1  
 QS Deckenbalken:  $b/h = 20/20$  cm  
 Balkenabstand:  $e = 95$  cm  
 Systemlänge:  $l = 8,95$  m

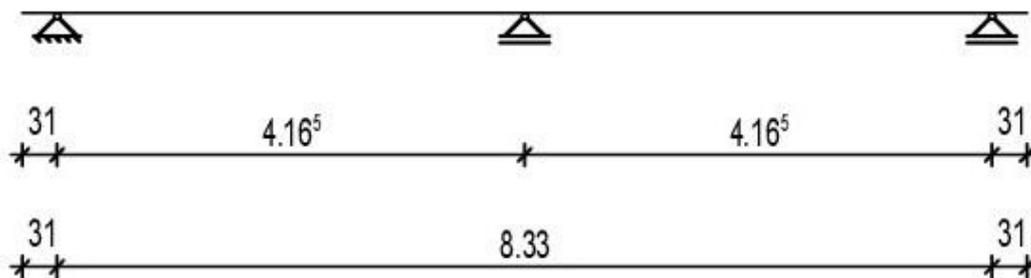


Abbildung 12 Statisches System Position D06

#### 5.7.1.2 Lastannahmen

Die Lasten, die auf die Decke wirken, stammen zum einen aus den Gewichtslasten aus dem neuen Deckenaufbau und zum anderen aus den Auflagerreaktionen der Dachsparren. Die Ausbaulasten werden als Linienlast über den gesamten Träger angesetzt. Die Lasten aus den Sparren wirken als Einzellasten auf die äußeren Enden des Balkens. Die Windlasten können als Druck- oder Sogbeanspruchung wirken. Da in keinem anderen Auflager eine Sogverankerung der Sparren vorliegt, werden sämtliche Soglasten über die Decken-Sparren-Verbindung übertragen. Die Lasten aus den Stuhlgebänden haben keinen Einfluss auf die Deckenbalken, da die Kräfte direkt in die Gebinde der unteren Dachkonstruktion eingeleitet werden. Die Horizontallasten aus den Sparren können programmbedingt nicht angesetzt werden. Dadurch können geringe Abweichungen in den Bemessungsergebnissen vorkommen.

Jedoch gelten diese Abweichungen nur für den kurzen Teil des Kragarms und werden dann direkt in die Unterkonstruktion übertragen. Sie werden nachfolgend deshalb nicht aufgeführt.

Eigengewicht:	programmintern (6,00 kN/m <sup>3</sup> )
Last Deckenausbau:	$g_k = 0,60 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,95 \text{ m} = \mathbf{0,57 \text{ kN/m}}$
Nutzlast aus Kategorie A1:	$q_k = 1,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,95 \text{ m} = \mathbf{0,95 \text{ kN/m}}$
Lasten aus Pos. D02:	$G_k = 5,28 \text{ kN/m} \cdot 0,95 \text{ m} = \mathbf{5,02 \text{ kN}}$
	$S_k = 1,45 \text{ kN/m} \cdot 0,95 \text{ m} = \mathbf{1,38 \text{ kN}}$
	$W_{d,k} = 1,98 \text{ kN/m} \cdot 0,95 \text{ m} = \mathbf{1,88 \text{ kN}}$
	$W_{s,k} = -8,82 \text{ kN/m} \cdot 0,95 \text{ m} = \mathbf{-8,38 \text{ kN}}$

### 5.7.2 Statische Nachweise

Die Nachweise zur Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit werden für den Volllastzustand nach der Sanierung geführt. Die statischen Nachweise erfolgen computergestützt [Anhang 4; Seiten 47–51]. Für eine höhere Übersichtlichkeit werden jedoch erneut nur die für die Bemessung erforderlichen Endergebnisse dargelegt.

#### Auflagerkräfte:

Die Auflagerkräfte werden als charakteristische Lasten lastfallweise für die Weiterleitung auf nachfolgende statische Systeme angegeben. Die Lasten werden für das rechte äußere Lager (Lager 1) und das Mittellaufager (Lager 2) genannt. Die Lasten gelten analog auch für die linke Seite, da das System gleiche Stützweiten besitzt. Positive Vertikallasten wirken nach oben. Die Horizontallasten aus Position D01 werden nicht aufgeführt, sondern direkt in das untere Dachgebäude übertragen. Die Lastzusammenstellung kann Tabelle 21 entnommen werden.

Einwirkungsart	Lager 1	Lager 2
$G_k$ (ständige Last) [kN]	6,90	3,10
$Q_k$ (Nutzlast) [kN]	1,70	4,90
$S_k$ (Schneelast) [kN]	1,50	0,00
$W_{d,k}$ (Winddruck) [kN]	2,10	1,90
$W_{s,k}$ (Windsog) [kN]	-9,30	0,00

**Tabelle 21** Auflagerkräfte Position D06

**Maßgebende Schnittgrößen:**

Die maßgebenden Schnittgrößen sind als Bemessungswerte angegeben und beschreiben den größtmöglichen Wert aus den Lastfallkombinationen. Querkräfte werden als richtungsunabhängiger Betrag ausgegeben. Die Vorzeichen der Momente sind richtungsabhängig. Positive Momente liegen auf der Unterseite des Balkens und negative Momente auf der Oberseite. Normalkräfte sind in den Deckenbalken nur in dem kleinen Bereich der Kragarme vorhanden und werden nicht weiter berücksichtigt. Die Ermittlung der Momente erfolgt feldweise für den Kragarm und das Mittelfeld sowie für die Rand- und die Mittelstützung. Die maximalen Querkräfte liegen neben der Stütze am Kragarm. Die Schnittgrößen sind in Tabelle 22 zusammengestellt.

Bauteil	$M_{f,d}$ [kNm]	$M_{s1,d}$ [kNm]	$M_{s2,d}$ [kNm]	$V_d$ [kN]
Balken	4,22	-3,31	-5,85	10,73

$M_f$  – Feldmoment       $V$  – Querkraft

$M_s$  – Stützmoment

**Tabelle 22** Bemessungsschnittgrößen Position D06

**Nachweise:**

Die Nachweise beinhalten sowohl die Nachweise zur Tragfähigkeit als auch die zur Gebrauchstauglichkeit.

Die Tragfähigkeitsnachweise umfassen zulässige Biege- und Schubspannungen und sind in Tabelle 23 aufgeführt. Die Nachweise zur Biegespannung erfolgen für das maximale Feldmoment im Mittelfeld sowie für das maximale Stützmoment über der Mittelstützung. Der Nachweis der Schubspannung wird für die maximale Querkraft geführt. Ein Nachweis auf Stabilität ist nicht erforderlich, da der Druckgurt durch den Deckenaufbau gehalten wird.

Bauteil	Feld				Stützung			
	$\sigma_{myd}$		$f_{myd}$	$\eta$	$\sigma_{myd}$		$f_{myd}$	$\eta$
[N/mm <sup>2</sup> ]	3,17	<	18,46	0,17	3,51	<	14,77	0,24
$\sigma$								
[N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{vzd}$				$f_{vzd}$		$\eta$	
$\tau$		0,26	<		0,93			0,28

$\sigma$  – Biegespannungen

$\tau$  – Schubspannung

$\eta$  – Auslastung

$\sigma_{myd}$  – Einwirkende Biegespannung

$f_{myd}$  – Bauteilwiderstand auf Biegung

$\tau_{vzd}$  – Einwirkende Schubspannung

$f_{vzd}$  – Bauteilwiderstand auf Schub

**Tabelle 23** Tragfähigkeitsnachweise Position D06

Die Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit beinhalten die maximalen Durchbiegungen. Sie sind einzeln für den Kragarm und das Mittelfeld in Tabelle 24 zusammengefasst.

Feld [mm]	Kragarm				Mittelfeld			
	W <sub>vorh.</sub>		W <sub>zul.</sub>	$\eta$	W <sub>vorh.</sub>		W <sub>zul.</sub>	$\eta$
W <sub>inst</sub>	0,0	<	2,1	0,0	2,7	<	13,9	0,19
W <sub>fin</sub>	0,0	<	3,1	0,0	3,2	<	20,8	0,15
W <sub>net,fin</sub>	0,0	<	2,1	0,0	1,3	<	13,9	0,09

W<sub>inst</sub> – Elastische Anfangsdurchbiegung

W<sub>vorh.</sub> – Vorhandene Durchbiegung

W<sub>fin</sub> – Enddurchbiegung

W<sub>zul.</sub> – Zulässige Durchbiegung

W<sub>net,fin</sub> – Netto-Enddurchbiegung

$\eta$  – Auslastung

**Tabelle 24** Durchbiegungen Position D06

### Zusammenfassung:

Es sind alle Nachweise für die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Deckenbalken erfüllt.

## 5.8 Position D07 – Gaubensparren

Die Bemessung der Gaubensparren erfolgt nicht ausführlich, da diese für das Haupttragwerk keine Bedeutung haben und lediglich ihre Lasten in die Konstruktion eintragen. Die Sparren sind in sich tragfähig. Die statischen Nachweise können in Anhang 4, Seiten 52–55 nachvollzogen werden. In Tabelle 25 sind lediglich die charakteristischen Lagerkräfte für die Lastweiterleitung aufgeführt.

Einwirkungsart	Lager 1	Lager 2
<b>g<sub>k</sub></b> (ständige Last) [kN/m]	1,24	1,03
<b>s<sub>k</sub></b> (Schneelast) [kN/m]	0,91	0,60
<b>w<sub>d,k</sub></b> (Winddruck) [kN/m]	0,00	0,09
<b>w<sub>s,k</sub></b> (Windsog) [kN/m]	-0,78	-0,90

**Tabelle 25** Auflagerkräfte Position D07

## 5.9 Position D08 – Unterzug

### 5.9.1 Allgemeine Systeminformationen

#### 5.9.1.1 Material und System

Die Unterzüge liegen jeweils an den Rändern sowie in der Mitte der Deckenbalken. Sie verlaufen über die komplette Gebäudelänge und tragen ihre Lasten in die Gebinde der unteren Dachkonstruktion ab. Da die Gebinde der unteren Dachkonstruktion dieselben Abstände wie die Gebinde der oberen Dachkonstruktion haben, entspricht das statische System der Balken dem der Mittelpfette (Pos. D03). Auf eine erneute Darstellung des statischen Systems wird aus diesem Grund verzichtet. Auch werden die Randbalken und der Mittelbalken in einer Rechnung zusammengefasst. Die Nachweise erfolgen für den Randbalken, da dort die größeren Lasten und kleinere Querschnitte vorliegen. Nachfolgend sind die Werte für den Randbalken aufgelistet.

Nadelvollholz: C24, NKL 1  
 QS Unterzug:  $b/h = 16/16$  cm  
 Systemlänge:  $l = 10,90$  m

#### 5.9.1.2 Lastannahmen

Die Lasten kommen aus den Auflagerreaktionen der Deckenbalken (Pos. D06) sowie aus den Gaubensparren (Pos. D07). Die Lasten der Sparren werden direkt als Linienlasten übernommen; die Einzellasten der Deckenbalken werden zu einer Linienlast umgerechnet.

Eigengewicht: programmintern ( $6,00$  kN/m<sup>3</sup>)  
 Lasten aus Pos. D06:  
 $g_k = 6,90$  kN /  $0,95$  m =  **$7,26$  kN/m**  
 $q_k = 1,70$  kN /  $0,95$  m =  **$1,79$  kN/m**  
 $s_k = 1,50$  kN /  $0,95$  m =  **$1,58$  kN/m**  
 $w_{d,k} = 2,10$  kN /  $0,95$  m =  **$2,21$  kN/m**  
 $w_{s,k} = -9,30$  kN /  $0,95$  m =  **$-9,79$  kN/m**  
 Lasten aus Pos. D07:  
 $g_k = 1,03$  kN/m  
 $s_k = 0,60$  kN/m  
 $w_{d,k} = 0,09$  kN/m  
 $w_{s,k} = -1,91$  kN/m

## 5.9.2 Statische Nachweise

Die Nachweise zur Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit werden auch hier für den Volllastzustand nach der Sanierung geführt, während die statischen Nachweise wieder computergestützt erfolgen [Anhang 4; Seiten 55–61]. Der Übersichtlichkeit halber werden wiederum nur die für die Bemessung benötigten Endergebnisse gezeigt.

### Auflagerkräfte:

Die Auflagerkräfte werden als charakteristische Lasten lastfallweise für die Weiterleitung auf nachfolgende statische Systeme angegeben. Die Lasten werden für das rechte äußere Lager (Lager 1) und das Mittelaufleger (Lager 2) dargelegt. Die Lasten gelten analog auch für die linke Seite, da das System gleiche Stützweiten besitzt. Positive Vertikallasten wirken nach oben. Die Lastzusammenstellung ist Tabelle 26 zu entnehmen.

Einwirkungsart	Lager 1	Lager 2
$G_k$ (ständige Last) [kN]	9,80	36,00
$Q_k$ (Nutzlast) [kN]	2,70	8,00
$S_k$ (Schneelast) [kN]	3,20	9,80
$W_{d,k}$ (Winddruck) [kN]	3,80	5,70
$W_{s,k}$ (Windsog) [kN]	-16,80	-29,20

**Tabelle 26** Auflagerkräfte Position D08

### Maßgebende Schnittgrößen:

Die maßgebenden Schnittgrößen sind als Bemessungswerte angegeben und beschreiben den größtmöglichen Wert aus den Lastfallkombinationen. Querkräfte werden als richtungsunabhängiger Betrag ausgegeben. Die Vorzeichen der Momente sind richtungsabhängig. Positive Momente liegen auf der Unterseite des Balkens und negative Momente auf der Oberseite. Normalkräfte sind im Balken nicht vorhanden, da dieser nur auf Biegung beansprucht wird. Die Ermittlung der Momente erfolgt feldweise für das Rand- und das Mittelfeld sowie für die Mittelstützung. Die maximalen Querkräfte liegen neben der Mittelstützung im Mittelfeld. Die Schnittgrößen sind in Tabelle 27 zusammengestellt.

Bauteil	$M_{f1,d}$ [kNm]	$M_{f2,d}$ [kNm]	$M_{s,d}$ [kNm]	$V_d$ [kN]
Pfette	21,24	20,73	-28,29	41,97

$M_f$  – Feldmoment       $V$  – Querkraft

$M_s$  – Stützmoment

**Tabelle 27** Bemessungsschnittgrößen Position D08

**Nachweise:**

Die Nachweise betreffen wieder die Nachweise zur Tragfähigkeit und die zur Gebrauchstauglichkeit.

Die in Tabelle 28 aufgeführten Tragfähigkeitsnachweise beinhalten zulässige Biegespannungen und Schubspannungen. Die Nachweise zur Biegespannung erfolgen feldweise jeweils für ein Randfeld sowie für das Mittelfeld und über der Mittelstützung. Der Nachweis der Schubspannung wird für die maximale Querkraft neben der Mittelstützung im Mittelfeld ermittelt. Ein Nachweis auf Stabilität ist nicht erforderlich, da der Druckgurt, aufgrund der in regelmäßigen Abständen liegenden Deckenbalken, als kontinuierlich gehalten angenommen wird.

Feld	Randfeld				Mittelfeld			
	$\sigma_{myd}$		$f_{myd}$	$\eta$	$\sigma_{myd}$		$f_{myd}$	$\eta$
$\sigma_f$	31,11	>	18,46	1,69	30,37	>	18,46	1,65
$\sigma_s$	25,67	>	11,07	2,32	25,67	>	11,07	2,32
[N/mm <sup>2</sup> ]	$T_{vzd}$				$f_{vzd}$		$\eta$	
$\tau$	1,30			>	1,2		1,08	

$\sigma_f$  – Biegespannungen im Feld

$\sigma_{myd}$  – Einwirkende Biegespannung

$\sigma_s$  – Biegespannungen über der Stütze

$f_{myd}$  – Bauteilwiderstand auf Biegung

$\tau$  – Schubspannung

$T_{vzd}$  – Einwirkende Schubspannung

$\eta$  – Auslastung

$f_{vzd}$  – Bauteilwiderstand auf Schub

**Tabelle 28** Tragfähigkeitsnachweise Position D08

Die Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit beinhalten die maximalen Durchbiegungen. Sie sind feldweise für Rand- und Mittelfeld in Tabelle 29 zusammengefasst.

Feld	Randfeld				Mittelfeld			
	$w_{vorh.}$		$w_{zul.}$	$\eta$	$w_{vorh.}$		$w_{zul.}$	$\eta$
$w_{inst}$	25,1	>	10,8	2,32	34,5	>	14,5	2,38
$w_{fin}$	29,9	>	16,3	1,84	45,3	>	21,8	2,08
$w_{net,fin}$	12,9	>	10,8	1,19	28,6	>	14,5	1,97

$w_{inst}$  – Elastische Anfangsdurchbiegung

$w_{vorh.}$  – Vorhandene Durchbiegung

$w_{fin}$  – Enddurchbiegung

$w_{zul.}$  – Zulässige Durchbiegung

$w_{net,fin}$  – Netto-Enddurchbiegung

$\eta$  – Auslastung

**Tabelle 29** Durchbiegungen Position D08

**Zusammenfassung:**

Die Lagerbalken sind unterdimensioniert. Keiner der Nachweise ist erfüllt. Dies erklärt auch die großen Durchbiegungen des Balkens auf der Muldenseite (siehe Kapitel 2.2.5.2). Straßenseitig wurde wohl aus diesem Grund schon in der Vergangenheit eine Unterstützung in Form eines Oberzuges von  $b/h = 16/20$  cm angebracht. Die Deckenbalken wurden über Stahl-Ankerstäbe an den Oberzug angehängt (siehe Abb. 13).



**Abbildung 13** Oberzug mit Stahlankern

**5.10 Position D09 – Holzstütze****5.10.1 Allgemeine Systeminformationen****5.10.1.1 Material und System**

Die Holzstützen stehen unter dem Mittelbalken jeweils in jeder Gebindeebene. Sie können als Pendelstützen betrachtet werden und weisen eine Länge von 2,22 m auf.

Nadelvollholz: C24, NKL 1  
QS Stütze:  $b/h = 16/16$  cm  
Systemlänge:  $l = 2,22$  m

### 5.10.1.2 Lastannahmen

Die Lasten auf die Stütze werden aus den Auflagerreaktionen der Position D08 übernommen. Da die Bemessung der Position für die Randbalken erfolgt ist, sind die Auflagerlasten etwas zu groß; jedoch liegen die Ergebnisse mit den hohen Lasten auf der sicheren Seite. Es werden nur vertikale Druckkräfte berücksichtigt. Horizontallasten werden in die Stütze nicht eingetragen.

Eigengewicht:	programmintern (6,00 kN/m <sup>3</sup> )
Lasten aus Pos. D098:	$G_k = 36,00 \text{ kN}$
	$Q_k = 8,00 \text{ kN}$
	$S_k = 9,80 \text{ kN}$
	$W_{d,k} = 5,70 \text{ kN}$

### 5.10.2 Statische Nachweise

Für die Stütze wird ein vereinfachter, computergestützter Nachweis der Tragsicherheit geführt [Anhang 4; Seiten 62–63]. Eine Zusammenstellung der Nachweise ist als Kurzfassung in Tabelle 30 dargestellt.

Nachweis	N [kN]	Beiwerte	$\sigma_{n,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{n,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$
Querschnitt	-49,1	$k_{mod} = 0,60$ $\gamma_M = 1,3$	1,92	9,69	0,20
Stabilität		$k_c = 0,62$	1,92	6,00	0,32
N – Normalkraft $\sigma_{n,d}$ – Einwirkende Normalspannung $f_{n,d}$ – Bauteilwiderstand auf Druck $\eta$ – Auslastung			$k_{mod}$ – Modifikationsbeiwert $\gamma_M$ – Sicherheitsbeiwert für Bauteilwiderstand $k_c$ – Knickbeiwert		

**Tabelle 30** Tragfähigkeitsnachweise Position D09

## 5.11 Position D10 – Stuhlsäule

### 5.11.1 Allgemeine Systeminformationen

#### 5.11.1.1 Material und System

Die schrägen Stuhlsäulen unter den Randbalken liegen in jeder Gebindeebene. Sie werden vereinfacht als senkrecht stehende Pendelstütze bemessen. Die leichte Schräglage der Stütze wird nicht weiter berücksichtigt.

Nadelvollholz:	C24, NKL 1
QS Stütze:	$b/h = 16/22 \text{ cm}$
Systemlänge:	$l = 2,22 \text{ m}$

### 5.11.1.2 Lastannahmen

Die vertikalen Lasten auf die Stütze werden aus den Auflagerreaktionen der Position D08 übernommen. Die Horizontallasten werden aus den Sparrenauflegern übernommen und über die Länge des Gebindeabstandes summiert. Zudem kommen noch die Horizontal- und Vertikallasten aus den oberen Stuhlgebinden (Pos. D04). Alle Lasten greifen im Stützenkopf an. Aufgrund der Schräglage der Stütze müssen die Lasten des globalen Systems in das lokale System senkrecht und waagrecht zur Stützenachse umgerechnet werden. Die Stütze hat eine Neigung von rund  $76^\circ$  bezogen auf die Waagerechte. Daraus folgt eine Neigung von  $14^\circ$  aus der Senkrechten. Die Lastumrechnung ist Tabelle 31 zu entnehmen.

#### Vertikallasten

Eigengewicht: programmintern ( $6,00 \text{ kN/m}^3$ )

Lasten aus Pos. D09:  $G_k = 36,00 \text{ kN}$   
 $Q_k = 8,00 \text{ kN}$   
 $S_k = 9,80 \text{ kN}$   
 $W_{d,k} = 5,70 \text{ kN}$

Lasten aus Pos. D04:  $G_k = 23,65 \text{ kN}$   
 $S_k = 5,90 \text{ kN}$   
 $W_{d,k} = 8,40 \text{ kN}$

#### Horizontallasten

Lasten aus Pos. D02:  $G_k = 0,48 \text{ kN/m} \cdot 3,80 \text{ m} = \mathbf{1,82 \text{ kN}}$   
 $S_k = 0,07 \text{ kN/m} \cdot 3,80 \text{ m} = \mathbf{0,27 \text{ kN}}$   
 $W_{d,k} = 1,11 \text{ kN/m} \cdot 3,80 \text{ m} = \mathbf{4,22 \text{ kN}}$

Lasten aus Pos. D04:  $G_k = 30,71 \text{ kN}$   
 $S_k = 7,69 \text{ kN}$   
 $W_{d,k} = 10,94 \text{ kN}$

Art der Belastung [kN]	Lastrichtung global		Lastrichtung lokal (Achse)	
	vertikal	horizontal	senkrecht	waagrecht
$G_k$ (ständige Last)	59,65	32,53	65,75	45,99
$Q_k$ (Nutzlast)	8,00	-	7,76	1,94
$S_k$ (Schneelast)	15,70	7,96	17,16	11,52
$W_k$ (Windlast)	14,10	15,16	17,35	18,12

**Tabelle 31** Lastumrechnung für Position D10

### 5.11.2 Statische Nachweise

Für die Stütze wird ein vereinfachter Nachweis der Tragsicherheit geführt, der computergestützt erfolgt [Anhang 4; Seiten 64–65]. Die Zusammenstellung der Nachweise findet sich als Kurzfassung in Tabelle 32.

Nachweis	N [kN]	Beiwerte	$\sigma_{n,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{n,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$
Querschnitt	-89,4	$k_{mod} = 0,60$ $\gamma_M = 1,3$	2,54	9,69	0,26
Stabilität		$k_{c,z} = 0,62$	2,54	6,00	0,42
N – Normalkraft $\sigma_{n,d}$ – Einwirkende Normalspannung $f_{n,d}$ – Bauteilwiderstand auf Druck $\eta$ – Auslastung			$k_{mod}$ – Modifikationsbeiwert $\gamma_M$ – Sicherheitsbeiwert für Bauteilwiderstand $k_c$ – Knickbeiwert		

**Tabelle 32** Tragfähigkeitsnachweise Position D10

### 5.12 Betrachtungen zur Aussteifung des Systems

Das gesamte Gebäude kann als ausgesteift angesehen werden. In jeder Etage sind ausreichend Längs- und Querwände vorhanden. Die Aussteifung des Daches erfolgt in Gebäudequerrichtung über die Stuhlgebände. Zur Längsaussteifung des Daches gibt es im oberen Dachtragwerk Windverbände. Diese sorgen, zusammen mit den längs verlaufenden Pfetten und Balken, für eine Ableitung der Horizontallasten in die Giebelwände. Die Windlasten auf die Giebelseite können aufgrund der Reihenbebauung als gering angesehen werden. Die Windverbände sind zwar konstruktiv zur Aussteifung des Daches in Längsrichtung angeordnet, tragen jedoch keine großen Lasten ab. Zusätzlich werden im Zuge der Sanierung weitere aussteifende Elemente angeordnet. So werden an den bisher unausgesteiften Gaubensparren konstruktiv Windrispenbänder angeordnet. Die Deckenbalken werden über OSB3-Platten zur Scheibe ertüchtigt. Ein genauer Nachweis zur Aussteifung des Systems wird nicht durchgeführt.

## 6 Räumliche Tragwerksbemessung

### 6.1 Allgemeine Angaben zur Bemessungsmethode

In der räumlichen Tragwerksbemessung wird das gesamte Dachtragwerk als ein System betrachtet (siehe Abb. 14). Die statischen Nachweise erfolgen am Gesamtsystem. Die Bemessung erfolgt computergestützt mithilfe der Finite-Elemente-Methode auf Grundlage der DIN EN 1995-1-1 + NA und kann im Anhang 6 nachvollzogen werden. Die Systemmaße, Querschnittswerte und Holzfestigkeiten sowie die Lasten entsprechen denen aus der ebenen Tragwerksbemessung und werden, bis auf die Lasten, nicht noch einmal aufgeführt.

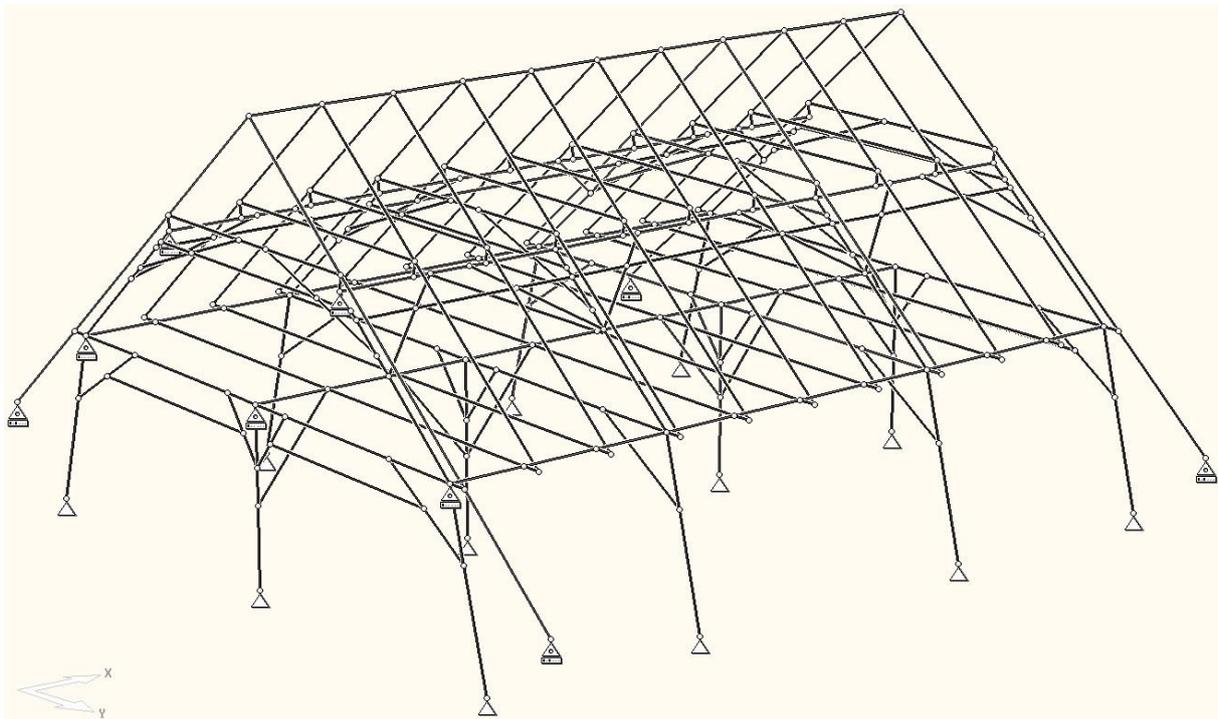


Abbildung 14 Räumliches Dachtragwerk

### 6.2 Statische Berechnung

#### 6.2.1 Lastannahmen

Für die Lastzusammenstellung werden die Lasten aus den Lastannahmen (Kapitel 3) herangezogen. Für die Lasteinleitung auf das räumliche System werden die charakteristischen Flächenlasten in Streckenlasten umgerechnet. Die Abstände der Sparren sowie der Deckenbalken werden mit 1,10 m angenommen. Die Lasten aus den Gaubensparren werden aus der Position D07 der ebenen Tragwerksbemessung übernommen und als Linienlast auf die Randunterzüge angesetzt. Die Lastzusammenstellung ist in Tabelle 33 dargelegt.

Bauteil	Art der Last	Flächenlast [kN/m <sup>2</sup> ]	Streckenlast [kN/m]
Sparren	<b>g<sub>k</sub></b> (ständige Last)	1,05	1,16
	<b>s<sub>k</sub></b> (Schneelast)	0,45	0,50
	<b>w<sub>d,0,k</sub></b> (Winddruck; $\theta = 0^\circ$ )	0,42	0,46
	<b>w<sub>s,0,k</sub></b> (Windsog; $\theta = 0^\circ$ )	-0,22	-0,24
	<b>w<sub>s,90,k</sub></b> (Windsog; $\theta = 90^\circ$ )	-0,70	-0,77
Giebel-sparren	Ständige Last, Schneelast und Windlast für $\theta = 0^\circ$ wie bei Sparren		
	<b>w<sub>s,90,k</sub></b> (Windsog; $\theta = 90^\circ$ )	-1,12	-1,23
Decken-balken	<b>g<sub>k</sub></b> (ständige Last)	0,60	0,66
	<b>q<sub>k</sub></b> (Nutzlast aus Kategorie A1)	1,00	1,10
Die Eigenlast sämtlicher Holzbauteile wird mit <b>6,00 kN/m<sup>3</sup></b> angenommen. Die Personenlast von <b>1 kN</b> wird für drei verschiedene Laststellungen angesetzt: 1. am Firstpunkt; 2. in der Mitte des Mittelfeldes und 3. im Sparrenfußpunkt			

$\theta$  – Windrichtung;  $\theta = 0^\circ \rightarrow$  Wind auf Dachfläche,  $\theta = 90^\circ \rightarrow$  Wind auf Giebel

**Tabelle 33** Lastzusammenstellung für räumliches Dachtragwerk

### 6.2.2 Statische Nachweise

Die statischen Nachweise erfolgen per computergestützter Finite-Elemente-Methode, die in Anhang 6 nachvollzogen werden kann. Die räumliche Tragwerksbemessung soll als Vergleichsrechnung zur ebenen Bemessung dienen. Aus diesem Grund werden die Nachweisergebnisse nicht alle einzeln aufgeführt. Es erfolgt lediglich ein Vergleich der Auslastungen einzelner Bauteile – insbesondere der Bauteile, die in der ebenen Tragwerksbemessung überlastet sind. Auch die in Anhang 6 aufgeführten Ergebnisse enthalten nur die Nachweise für die betrachteten Bauteile. Die Kompletstatik ist jedoch auf der beigelegten CD enthalten. Der Bauteilvergleich ist in Tabelle 34 dargestellt.

Bauteil	Art der Beanspruchung		Ebene Bemessung		Räumliche Bemessung	
			$\sigma/\tau$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$	$\sigma/\tau$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$
Giebelsparren	<b>GZT (Spannungen)</b>					
	Biegung/ Normalkraft	Feld	1,89	0,11	4,71	0,27
		Stütz	3,01	0,16		
	Schub/Torsion		0,43	0,14	0,58	0,20
	<b>GZG (Durchbiegung)</b>		<b>f [mm]</b>	<b><math>\eta</math></b>	<b>f [mm]</b>	<b><math>\eta</math></b>
	Sparrenlänge: $l_e = 2,65$ m $l_r = 8,00$ m	W <sub>inst</sub>	0,7	0,08	11,2	0,42
		W <sub>fin</sub>	1,1	0,08	12,7	0,32
W <sub>net,fin</sub>		0,8	0,09	4,16	0,16	

Sparren	<b>GZT (Spannungen)</b>		$\frac{\sigma}{\tau}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$	$\frac{\sigma}{\tau}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$
	Biegung/ Normalkraft	Feld	2,49	0,15	4,92	0,28
		Stütz	3,74	0,20		
	Schub/Torsion		0,51	0,16	0,57	0,19
	<b>GZG (Durchbiegung)</b>		<b>f [mm]</b>	<b><math>\eta</math></b>	<b>f [mm]</b>	<b><math>\eta</math></b>
	Sparrenlänge: $l_e = 3,10$ m $l_r = 5,80$ m	$W_{inst}$	1,5	0,15	15,2	0,79
$W_{fin}$		2,3	0,15	17,6	0,61	
$W_{net,fin}$		1,6	0,16	6,4	0,33	
Kehlbalken	<b>GZT (Spannungen)</b>		$\frac{\sigma}{\tau}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$	$\frac{\sigma}{\tau}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$
	Biegung/ Normalkraft	Feld	0,63	0,06	0,97	0,07
		Stütz	0,09	0,01		
	Schub/Torsion		0,05	0,03	0,07	0,03
	<b>GZG (Durchbiegung)</b>		<b>f [mm]</b>	<b><math>\eta</math></b>	<b>f [mm]</b>	<b><math>\eta</math></b>
	Balkenlänge: $l_e = l_r = l$ $l = 4,00$ m	$W_{inst}$	0,7	0,05	10,0	0,75
$W_{fin}$		1,2	0,06	12,2	0,61	
$W_{net,fin}$		1,2	0,09	5,8	0,44	
Mittelpfette	<b>GZT (Spannungen)</b>		$\frac{\sigma}{\tau}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$	$\frac{\sigma}{\tau}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$
	Biegung/ Normalkraft	Feld	13,85	<b>1,23</b>	38,4	<b>2,18</b>
		Stütz	21,44	<b>1,91</b>	47,8	<b>2,72</b>
	Schub/Torsion		1,02	0,85	2,58	0,87
	<b>GZG (Durchbiegung)</b>		<b>f [mm]</b>	<b><math>\eta</math></b>	<b>f [mm]</b>	<b><math>\eta</math></b>
	Balkenlänge: $l_e = l_r = l$ $l = 4,35$ m	$W_{inst}$	23,5	<b>1,62</b>	33,7	<b>2,32</b>
$W_{fin}$		32,7	<b>1,50</b>	44,3	<b>2,04</b>	
$W_{net,fin}$		24,6	<b>1,70</b>	28,7	<b>1,98</b>	
Deckenbalken	<b>GZT (Spannungen)</b>		$\frac{\sigma}{\tau}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$	$\frac{\sigma}{\tau}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$
	Biegung/ Normalkraft	Feld	3,17	0,17	5,38	0,34
		Stütz	3,51	0,24		
	Schub/Torsion		0,19	0,16	0,54	0,18
	<b>GZG (Durchbiegung)</b>		<b>f [mm]</b>	<b><math>\eta</math></b>	<b>f [mm]</b>	<b><math>\eta</math></b>
	Balkenlänge: $l_e = l_r = l$ $l = 4,15$ m	$W_{inst}$	2,7	0,19	8,2	0,59
$W_{fin}$		3,2	0,15	11,0	0,53	
$W_{net,fin}$		1,3	0,09	7,7	0,57	

	<b>GZT (Spannungen)</b>		$\sigma/\tau$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$	$\sigma/\tau$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$
	Auflagerbalken	Biegung/ Normalkraft	Feld	31,11	<b>1,69</b>	18,4
Stütz			25,67	<b>2,32</b>		
Schub/Torsion		1,30	<b>1,08</b>	1,68	0,62	
<b>GZG (Durchbiegung)</b>		<b>f [mm]</b>	<b><math>\eta</math></b>	<b>f [mm]</b>	<b><math>\eta</math></b>	
Balkenlänge: $l_e = l_r = l$ $l = 4,35 \text{ m}$	$W_{inst}$	34,5	<b>2,38</b>	14,9	<b>1,03</b>	
	$W_{fin}$	45,3	<b>2,08</b>	19,1	0,88	
	$W_{net,fin}$	28,6	<b>1,97</b>	12,4	0,86	
$\sigma$ – Normalspannung [N/mm <sup>2</sup> ] $\tau$ – Schubspannung [N/mm <sup>2</sup> ] $f$ – Verformung [mm] $\eta$ – Auslastung			$W_{inst}$ – Anfangsdurchbiegung [mm] $W_{fin}$ – Enddurchbiegung [mm] $W_{net,fin}$ – Netto-Enddurchbiegung [mm]			
$l$ – Bezugslänge zur Bestimmung von zul. $f$ ; dabei ist $l_e$ die Bezugslänge für die ebene Bemessung und $l_r$ die Bezugslänge für die räumliche Bemessung						

**Tabelle 34** Nachweisergebnisse räumliche Bemessung

### 6.3 Auswertung

Im Großen und Ganzen sind alle Teile des räumlichen Tragwerks ausreichend tragfähig. Viele Bauteile haben zwar eine höhere Auslastung als die Bauteile der ebenen Tragwerksbemessung, jedoch liegen alle noch weit unter der Beanspruchungsgrenze. Es gibt nur zwei Bauteile, die eine Überbelastung aufweisen.

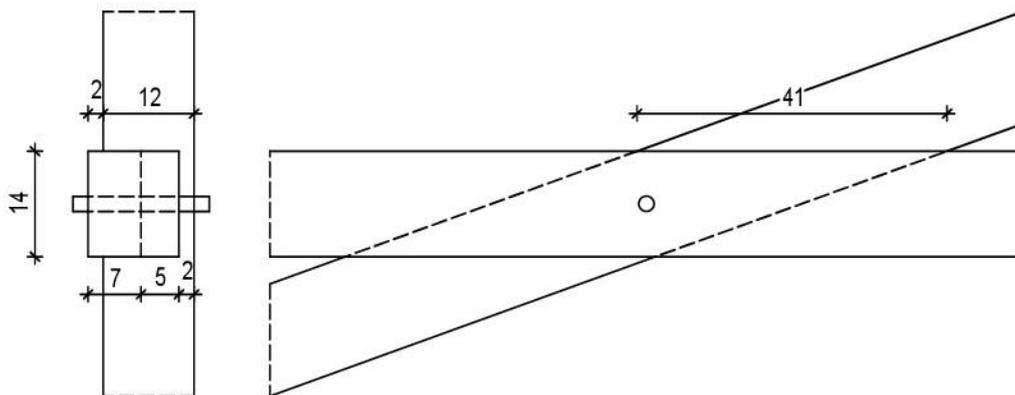
Der Auflagerbalken oder Unterzug hat eine geringfügig überhöhte Auslastung von 8 % über dem Grenzwert der Tragfähigkeit. Jedoch ist dieser Wert im Gegensatz zur Auslastung des Balkens in der ebenen Bemessung gering. Durch eine örtliche Verstärkung oder eine Umverteilung der Lasten auf Ersatztragwerke kann der Unterzug entlastet werden. Straßenseitig wurde in der Vergangenheit schon eine derartige Lösung geschaffen, indem ein zusätzlicher Oberzug angeordnet wurde, an dem die Deckenbalken angehängt wurden [Anhang 1, Abb. 21]. Muldenseitig ist diese Methode aufgrund der Treppenöffnung schwer umzusetzen. Hier muss eine andere Möglichkeit gefunden werden. Die Möglichkeiten der Tragwerksverstärkung werden im Kapitel 8 noch einmal aufgezeigt.

Das größere Problem bereitet jedoch die Mittelpfette. Hier hat die räumliche Bemessung keine Vorteile gezeigt, sondern im Gegenteil eine wesentlich höhere Auslastung. Problematisch ist hier die besondere Querschnittsform der Pfette. Da es sich hier nicht um eine gängige Rechteckform handelt, ist die Anwendung der typischen Tragwerksverstärkungen kaum möglich. Die einzige Option, um die Pfette zu entlasten, wäre eine Änderung des Dachtragwerks und der Einbau zusätzlicher tragender Konstruktionen.

## 7 Nachweis der Holzverbindungen

### 7.1 Nachweis der Holznägel

Der Nachweis der Holznägel erfolgt für den Nagel mit der höchsten Zugbeanspruchung im Anschluss der Aussteifungsstreben an den Riegel. Der Anschluss der Strebe und des Riegels ist eine Kammverbindung. Die Maße der Verbindung sind in Abbildung 15 abgebildet.



**Abbildung 15** Maße Kammverbindung

Die Laschen sind jeweils 70 mm dick, der Durchmesser des Holznagels beträgt 20 mm. Die Bestimmung der charakteristischen Tragfähigkeit der Holznägel je Scherfuge erfolgt nach Formel 3 in Anlehnung an Formel NA.165 aus dem nationalen Anhang zur DIN EN 1995-1-1. Die Formel ist gültig für Holznägel mit einem Durchmesser von  $20 \text{ mm} \leq d \leq 30 \text{ mm}$  und für Holzdicken der anzuschließenden Bauteile von mindestens  $t_{\text{req}} = 2d = 40 \text{ mm}$ .

$$F_{Rk} = 9,5 \cdot d^2$$

#### Formel 3 Tragfähigkeit Holznagel

$F_{Rk}$  – Charakteristische Holznagelfestigkeit [N]

$d$  – Nageldurchmesser [mm]

Bei einem Nageldurchmesser von 20 mm ergibt sich eine charakteristische Nagelfestigkeit von  $F_{Rk} = 3800 \text{ N}$  für eine Scherfuge. Da es im Anschluss nur eine Scherfuge gibt, ist  $F_{Rk}$  auch gleich die Tragfähigkeit des gesamten Anschlusses. Der Bemessungswert der Tragfähigkeit errechnet sich nach Formel 4 aus Formel 2.14 der DIN EN 1995-1-1.

$$F_{Rd} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{F_{Rk}}{\gamma_M}$$

#### Formel 4 Bemessungswiderstand

$F_{Rd}$  – Bemessungswert der Tragfähigkeit [N]

$k_{\text{mod}}$  – Modifikationsbeiwert

$\gamma_M$  – Teilsicherheitsbeiwert für Bauteilwiderstand (bei Holz  $\gamma_M = 1,3$ )

Bei einem Modifikationsbeiwert von  $k_{\text{mod}} = 1,00$  für KLED kurz/sehr kurz bei Windbeanspruchung ergibt sich ein Bemessungswiderstand von  $F_{Rd} = 2923 \text{ N}$ . Die einwirkende Bemessungskraft von  $F_{Ed} = 17\,900 \text{ N}$  wird der räumlichen Bemessung [Anhang 6] entnommen. Damit der Nachweis zur Tragfähigkeit erfüllt ist, muss  $F_{Ed} \leq F_{Rd}$  sein. Dies ist jedoch nicht der Fall. Um die Tragfähigkeit des Anschlusses doch noch zu erreichen, kann die Kontaktfläche der Hölzer mit angesetzt werden. Maßgebend ist hierbei die Beanspruchung des Riegels mit Druck quer zur Faserrichtung. Die Kontaktfläche beträgt  $50 \text{ mm} \cdot (140 \text{ mm} + 2 \cdot 30 \text{ mm}) = 10\,000 \text{ mm}^2$ . Die charakteristische Tragfähigkeit von Holz senkrecht zur Faser beträgt  $2,5 \text{ N/mm}^2$ . Über Formel 4 ergibt sich eine Bemessungstragfähigkeit von  $f_{c,90,d} = 1,92 \text{ N/mm}^2$ . Mit dieser Spannung auf der Kontaktfläche ergibt sich eine Kraft von  $19\,200 \text{ N}$ . Mit dieser Widerstandskraft ist der Anschluss ausreichend tragfähig. Der Holznagel muss keine Kräfte mehr aufnehmen und dient lediglich dazu, die einzelnen Teile des Anschlusses in ihrer Lage zu halten.

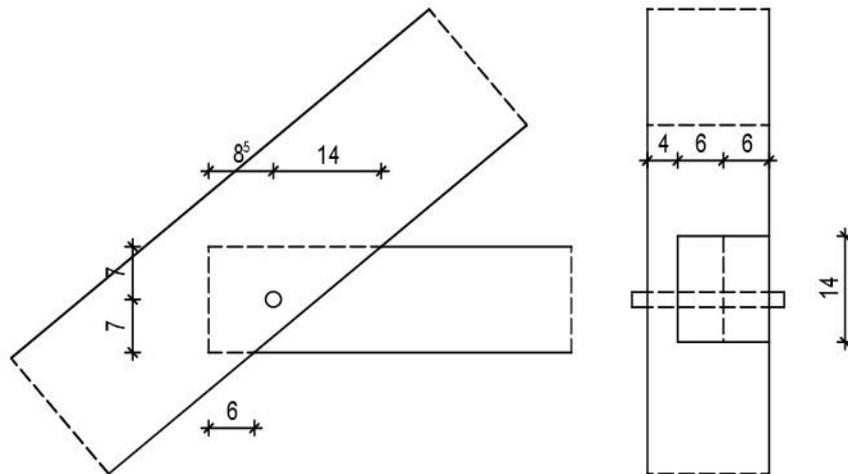
## 7.2 Nachweis der Zapfenverbindungen

Der Großteil der Anschlüsse der Dachkonstruktion besteht aus Zapfenverbindungen oder Verkämmungen bzw. Verblattungen. Letztere sind meist die Verbindungen der Streben mit anderen Bauteilen. Da die Streben jedoch nur zur Aussteifung des Tragwerks dienen, wirken auf die Kammverbindungen nur geringe Lasten. Ein Nachweis der Kammverbindung erfolgte bereits im Zusammenhang mit dem Nachweis der Holznägel im vorangegangenen Kapitel.

Alle anderen Bauteile sind über Zapfenverbindungen miteinander verbunden. Die bedeutsamsten Verbindungen sind hierbei der Anschluss des Kehl balkens an die Sparren, die Verbindung zwischen Stuhlsäule und Spannriegel, die Einbindung der Stuhlsäule in die Auflagerschwelle und die Verzapfung der Sparren in die Deckenbalken. Da die Verbindungen in der unteren Dachkonstruktion nicht sichtbar sind, können diese Anschlüsse nicht genauer betrachtet werden. Bei den sichtbaren Zapfenverbindungen im oberen Dachtragwerk werden nachfolgend die Nachweise für zwei der vier Verbindungen geführt – für den Anschluss des Spannriegels und den schrägen Zapfen im Anschluss Sparren und Decke.

Der Anschluss des Kehl balkens kann entfallen, da hier aufgrund des Pfettenauflagers kaum Anschlusskräfte auftreten. Die Verbindung der Stuhlsäule mit der Fußschwelle bedarf ebenfalls keines weiteren Nachweises, da die Stuhlsäule senkrecht auf die Schwelle auftrifft. Der Zapfen an der Stuhlsäule wird lediglich durch Normalkräfte parallel zur Faser beansprucht. Die Schwelle erhält Druck senkrecht zur Faser. Der Nachweis der Schwelle erfolgte bereits in Kapitel 5.6 und wird hier nicht noch einmal berücksichtigt.

Für die Zapfenverbindung am Spannriegel wird der Nachweis auf Schub geführt. Die Maße des Zapfens können Abbildung 16 entnommen werden. Die maßgebenden einwirkenden Kräfte werden der räumlichen Bemessung entnommen.



**Abbildung 16** Maße Zapfenverbindung Riegel

### Nachweis Schub:

Der Nachweis des Bauteilwiderstandes auf Schub kann über Formel 5 ermittelt werden.

$$\frac{1,5 \cdot V_{Ed}}{(k_{cr} \cdot A_n) \cdot f_{v,d}} \leq 1$$

### Formel 5 Nachweis Schubfestigkeit

$V_{Ed}$  – Einwirkende Bemessungsquerkraft [N]

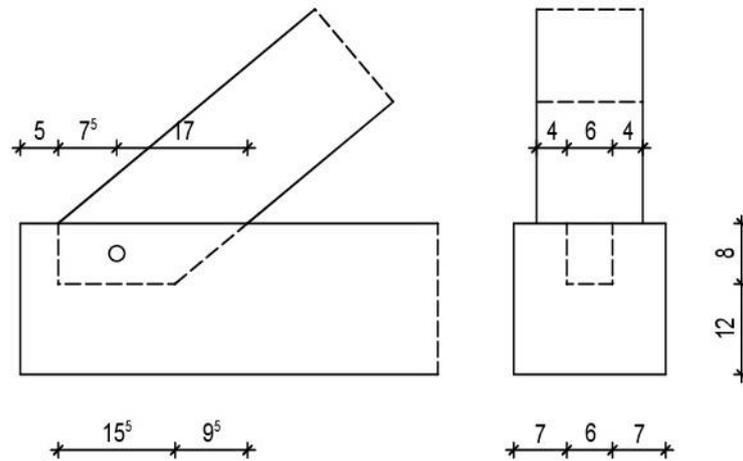
$k_{cr}$  – Rissbeiwert

$A_n$  – Netto-Querschnittsfläche [mm<sup>2</sup>]

$f_{v,d}$  – Bemessungswert der Schubtragfähigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

Die einwirkende Bemessungsquerkraft liegt bei  $F_{Ed} = 5070 \text{ N}$ . Die Netto-Querschnittsfläche des Zapfens wird vereinfacht als gerader Rechteckquerschnitt angenommen. Die schräge Kontaktfläche wird nicht berücksichtigt. Damit ergibt sich eine Fläche von  $A_n = 140 \text{ mm} \cdot 60 \text{ mm} = 8400 \text{ mm}^2$ . Der Rissbeiwert beträgt für Nadelvollholz  $k_{cr} = 0,5$ . Der Bemessungswert errechnet sich nach Formel 4. Der charakteristische Wert der Schubfestigkeit bei Nadelholz ist  $f_{v,k} = 4,0 \text{ N/mm}^2$ . Mit dem Modifikationsbeiwert  $k_{mod} = 1,0$  und dem Sicherheitsbeiwert  $\gamma_M = 1,3$  ergibt sich der Bemessungswert  $f_{v,d} = 3,08 \text{ N/mm}^2$ . Mit diesen Formeleingangswerten ergibt sich mit Formel 5 die Lösung von  $0,59 \leq 1$ . Damit ist der Zapfen ausreichend schubfest.

Für den Anschluss des Sparrens an den Deckenbalken wird ebenfalls ein Nachweis auf Schubbeanspruchung geführt. Da die Zapfen am Sparrenfuß jedoch nicht einsehbar sind, müssen hier Annahmen getroffen werden. Die angenommenen Maße des Zapfens sind in Abbildung 17 abgebildet.



**Abbildung 17** Maße Zapfenverbindung Sparrenfuß

Die Bemessung der Schubfestigkeit erfolgt ebenfalls nach Formel 5. Die Werte  $f_{v,d}$  und  $k_{cr}$  entsprechen den Werten aus dem vorangegangenen Nachweis. Die Netto-Querschnittsfläche für diesen Zapfen beträgt  $A_n = 250 \text{ mm} \cdot 60 \text{ mm} = 15\,000 \text{ mm}^2$ . Da der Sparren unter einem Winkel in den Deckenbalken einbindet, müssen die Normalkräfte und Querkkräfte des Sparrens in eine resultierende Horizontalkraft umgerechnet werden. Dies erfolgt in Anlehnung an das Kreisschnittverfahren bei Fachwerkknoten. Bei  $40^\circ$  Dachneigung kann die Resultierende über Formel 6 ermittelt werden.

$$0 = N \cdot \cos 40 + F \cdot \cos 180 + V \cdot \cos 310$$

**Formel 6 Kraftresultierende**

Bei einer Normalkraft von  $N = 8 \text{ kN}$  und einer Querkraft von  $V = 3,35 \text{ kN}$  ergibt sich eine Resultierende von  $F = 8,28 \text{ kN}$ . Über Formel 5 ergibt sich eine Lösung von  $0,54 \leq 1$ . Damit ist der Nachweis des Zapfens auf Schub erfüllt.

### 7.3 Querschnittsschwächungen in den Anschlussbereichen

Die zimmermannsmäßigen Holzverbindungen führen zwangsläufig zu Schwächungen der Holzquerschnitte in den entsprechenden Bereichen. Viele der Bauteile, insbesondere aussteifende Teile, werden nur mäßig beansprucht. Diese vergleichsweise gering beanspruchten Querschnitte werden auch in ihren Schwachpunkten als ausreichend tragfähig angenommen und nicht extra nachgewiesen. Anschlüsse mit reiner Normalkraftbeanspruchung, wie z. B. die Zapfenverbindung am Fuß der Stuhlsäule, werden ebenfalls nicht genauer betrachtet, da der komplette Querschnitt für die Lastweiterleitung der Druckkraft herangezogen werden kann. Nachfolgend werden zwei Anschlusspunkte betrachtet, für die ein genauer Nachweis erforderlich sein könnte.

Der erste Nachweispunkt ist die Querschnittsschwächung der Stuhlsäule im Anschlusspunkt des Spannriegels. Hier entsteht durch die Lasteintragung des Riegels eine hohe Querkraftbeanspruchung mit gleichzeitiger Biegung. Zudem ist die Stuhlsäule eine Stützkonstruktion mit hoher Normalkraftbeanspruchung. Nachfolgend werden die Nachweise für die Schubbeanspruchung sowie für eine Beanspruchung des Querschnitts aus Biegung mit Druck geführt.

Der Nachweis der Schubbeanspruchung erfolgt nach Formel 5 mit einer einwirkenden Querkraft von  $V_{Ed} = 48,7 \text{ kN}$ . Die volle Querschnittsfläche betrug  $32\,000 \text{ mm}^2$ , die verminderte Querschnittsfläche beträgt  $23\,300 \text{ mm}^2$ . Die Werte  $k_{cr}$  und  $f_{v,d}$  sind für alle Nadelhölzer der Festigkeitsklasse C24 gleich und werden aus den vorangegangenen Schubmessungen übernommen. Damit ergibt sich ein Nachweisergebnis von  $2,04 > 1$ , womit der Schubnachweis nicht erfüllt ist. Eine örtliche Verstärkung mit bspw. seitlich angenagelten Metallplatten würde zu einer Erhöhung der Schubsteifigkeit im Anschlusspunkt führen und somit den Anschluss tragfähig machen.

Der Nachweis auf Biegung mit Druck erfolgt nach Formel 7 mit einer einwirkenden Normalkraft von  $N_d = 72 \text{ kN}$  und einem einwirkenden Moment von  $M_d = 14,5 \text{ kNm}$ .

$$\left(\frac{N_d}{A_n \cdot f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{M_d}{k_h \cdot f_{m,d} \cdot W_n} \leq 1$$

**Formel 7 Nachweis Biegung mit Druck**

- $N_d$  – Einwirkende Bemessungsnormalkraft [N]
- $A_n$  – Netto-Querschnittsfläche [ $\text{mm}^2$ ]
- $f_{c,0,d}$  – Bemessungswert der Druckfestigkeit [ $\text{N/mm}^2$ ]
- $M_d$  – Einwirkendes Bemessungsmoment [ $\text{Nmm}$ ]
- $k_h$  – Höhenfaktor (für QS mit  $h \geq 150 \text{ mm}$  ist  $k_h = 1,0$ )
- $f_{m,d}$  – Bemessungswert der Biegesteifigkeit [ $\text{N/mm}^2$ ]
- $W_n$  – Netto-Widerstandsmoment [ $\text{mm}^3$ ]

Die Querschnittswerte für den verminderten Restquerschnitt wurden über ein Querschnittsprogramm ermittelt und sind in Abbildung 18 zusammengefasst.

$A = 233.00 \text{ cm}^2$	$I_m = 8238.7 \text{ cm}^4$	$I_\eta = 8297.1 \text{ cm}^4$
$e_y = 7.63 \text{ cm}$	$I_n = 6446.2 \text{ cm}^4$	$W_{\eta+} = 680.6 \text{ cm}^3$
$e_z = 8.97 \text{ cm}$	$I_{mn} = -328.6 \text{ cm}^4$	$W_{\eta-} = 805.6 \text{ cm}^3$
$\alpha = 10.07^\circ$	$i_m = 5.95 \text{ cm}$	$I_\zeta = 6387.8 \text{ cm}^4$
$I_y = 26999.4 \text{ cm}^4$	$i_n = 5.26 \text{ cm}$	$W_{\zeta+} = 628.0 \text{ cm}^3$
$I_z = 19998.7 \text{ cm}^4$		$W_{\zeta-} = 703.7 \text{ cm}^3$
$I_{yz} = 15616.8 \text{ cm}^4$		$i_\eta = 5.97 \text{ cm}$
		$i_\zeta = 5.24 \text{ cm}$

**Abbildung 18** Querschnittswerte des verminderten Querschnitts

Die Werte  $f_{c,0,d}$  und  $f_{m,d}$  lassen sich über Formel 4 ermitteln. Mit charakteristischen Festigkeiten  $f_{c,0,k} = 21 \text{ N/mm}^2$  und  $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$  ergeben sich die Bemessungswerte  $f_{c,0,d} = 16,15 \text{ N/mm}^2$  und  $f_{m,d} = 18,46 \text{ N/mm}^2$ . Die Netto-Querschnittsfläche beträgt **23 300 mm<sup>2</sup>** und das Netto-Widerstandsmoment liegt bei **14,86 · 10<sup>5</sup> mm<sup>3</sup>**. Werden diese Ausgangswerte in Formel 7 eingesetzt, so ergibt sich der Nachweis zu **0,57 ≤ 1**. Damit ist dieser Nachweis erfüllt.

Der zweite Nachweispunkt ist die Querschnittsschwächung im Anschlusspunkt Spannriegel und Abstrebung. Durch die Verkämmung ist der Querschnitt des Spannriegels um gut 2/5 reduziert. Ebenso wie am Anschluss Spannriegel und Stuhlsäule werden auch hier die Nachweise auf Schub und Biegung mit Druck geführt. Die einwirkenden Bemessungsschnittgrößen sind nachfolgend aufgeführt.

$$N_{Ed} = 93,80 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 5,07 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 3,65 \text{ kNm}$$

Die Nachweise auf Schub und Biegung erfolgen nach den Formeln 5 und 7. Die Festigkeitswerte  $f_{c,0,d}$  und  $f_{m,d}$  entsprechen den oben aufgeführten Werten. Der Netto-Querschnitt  $A_n$  kann mithilfe von Abbildung 18 ermittelt werden. Der Querschnitt weist eine Fläche von **9800 mm<sup>2</sup>** auf. Das Netto-Widerstandsmoment beträgt **320 · 10<sup>5</sup> mm<sup>3</sup>**. Für Bauteile mit  $h \leq 150 \text{ mm}$  kann der Bemessungswert der Biegesteifigkeit  $f_{m,d}$  um den Wert  $k_h$  erhöht werden. Dabei ist  $h$  die größte Bauteilabmessung. Der Spannriegel hat eine maximale Seitenlänge von 140 mm. Über Formel 8 kann der  $k_h$ -Faktor bestimmt werden. Nach der Formel ergibt sich ein  $k_h$  von 1,01.

$$\left(\frac{150}{h}\right)^{0,2} \leq 1,3$$

**Formel 8 Bestimmung des Höhenfaktors  $k_h$**

Mit diesen Eingangswerten ergibt sich der Nachweis auf Schub zu **0,50 ≤ 1**. Der Nachweis für Biegung mit Druck ergibt sich zu **0,36 ≤ 1**. Damit sind beide Nachweise erfüllt und der Querschnitt ist ausreichend tragfähig.

## 8 Möglichkeiten der Tragwerksverstärkung

Tragwerksverstärkungen werden dann erforderlich, wenn Bauteile in ihrer bestehenden Form nicht mehr ausreichend tragfähig sind und/oder zu große Verformungen aufweisen. Eine Tragwerksverstärkung muss nicht zwangsläufig die Verstärkung eines Bauteiles sein, sondern kann auch die Entlastung desselben bedeuten, indem bspw. zusätzliche Balken eingefügt werden, um somit Balkenabstände zu verringern. Eine Bauteilverstärkung kann mithilfe gleicher Werkstoffe – z. B. Holz und Holz – oder mit verschiedenen Werkstoffen – z. B. Holz und Stahl – erreicht werden. Jedoch sind nicht alle möglichen Verstärkungsmethoden mit allen Materialien sinnvoll. Im Folgenden werden die typischen Methoden zur Tragwerksverstärkung vorgestellt und deren Vor- und Nachteile werden erläutert.

Die erste Möglichkeit der Tragwerksverstärkung ist die **Reduzierung von Bauteilabständen**. Diese Methode lässt sich bei allen Tragwerken anwenden, bei denen mehrere Bauteile in Abständen verbaut werden. Dies können z. B. Sparrendächer oder Holzbalkendecken sein. Der Vorteil dieser Konstruktionsart ist, dass die Höhen von Sparren oder Decken erhalten bleiben und nicht über oder unter der ursprünglichen Konstruktion herausragen. Besonders in Altbauten, bei denen ohnehin bereits Probleme mit der Einhaltung von Mindestraumhöhen bestehen, kann diese Möglichkeit herangezogen werden.

Nachteile sind zum einen ein hoher Materialaufwand, da in jedem Zwischenstück der Ursprungsbalken ein kompletter neuer Vollquerschnitt eingelegt wird, der zumindest in der Höhe den Originalbalken entspricht. Zum anderen kann es zu Problemen im Wärme- und Schallschutz kommen, da die neuen Balkenzwischenräume für eine Dämmwirkung nicht mehr ausreichen. Dadurch müssen z. B. vorher geplante Zwischensparrendämmungen über Auf- oder Untersparrendämmung erweitert werden, was wiederum zu einer Bauteilerhöhung führt, die ja vermieden werden sollte. Zudem ist der Einbau von zusätzlichen Balken meist unwirtschaftlich, da Zwischendecken, Bodenbretter oder Dachdeckungen oftmals erst abgerissen und neu eingebaut werden müssen. Die zusätzlich eingelegten Balken sollten aus demselben Material wie die Bestandsbalken bestehen, um eine ähnliche Steifigkeit zu garantieren und Verformungen durchlaufend gleich zu halten.

Die nächste Art der Verstärkung ist die **seitliche Verstärkung**. Hierbei werden die vorhandenen Bauteile durch seitlich angebrachte neue Teile verstärkt. Die Verstärkung kann ein- oder zweiseitig durch Balken oder Stahlprofile erfolgen. Dabei ist darauf zu achten, dass alte und neue Bauteile, z. B. über Bolzen-Dübel-Verbindungen, schubfest miteinander verbunden werden.

Vorteile dieser Konstruktionsweise sind zum einen – wie bei der oberen Lösung –, dass die Bauteile nicht höher werden. Zum anderen kann diese Art der Verstärkung auch für örtliche Bauteilschwächungen angewandt werden, wie z. B. bei der Verstärkung von Balkenköpfen oder Stützenfüßen. Sie muss nicht über die komplette Länge des Systems durchlaufen.

Nachteil der seitlichen Verstärkung ist oftmals die Ästhetik. Durch die schubfeste Verbindung der Bauteile, die meist über Bolzen erfolgt, existieren immer seitlich überstehende Stahlbauteile. Für eine reine Sichtholzkonstruktion ist diese Art der Verstärkung daher wenig geeignet. Eine ästhetische Lösung wäre eine Holz-Klebe-Verbindung. Verschiedene Universitäten haben bereits Versuche zu dieser Art der Verbindung durchgeführt, jedoch ist diese Verbindungsart noch relativ jung und daher existieren nur wenige Regelwerke – meist nur für neue Holzbauteile, deren Festigkeitswerte bekannt sind. Im Sanierungsbereich ist eine Klebeverbindung daher eher ungeeignet und aufgrund mangelnder Kenntnisse über Bauteilfestigkeiten auch kaum umsetzbar. Auch andere Verbindungsmittel bedürfen oftmals spezieller technischer Regeln wie Prüfzeugnisse, bauaufsichtliche Zulassungen oder eine Zustimmung im Einzelfall. Letztere geht sogar mit zusätzlichen Kosten einher, was die Ausführung auch wieder teurer gestaltet.

Eine ähnliche Lösung ist die **Aufdopplung**. Bei dieser Art der Bauteilverstärkung werden die neuen Bauteile jedoch über oder unter den Bestandteilen angebracht. Auch hier muss eine schubfeste Verbindung zwischen den Bauteilen bestehen, was wiederum zu denselben ästhetischen Problemen führt wie bei der seitlichen Verstärkung. Hinzu kommt, dass aufgedoppelte Bauteile auch die doppelte Höhe bzw. geringfügig größere Höhen wie die ursprünglichen Teile benötigen. Besonders bei Decken kann dies zu wesentlichen Verringerungen der Räumhöhen führen. Aufdopplungen werden daher eher selten eingesetzt. Es gibt jedoch Situationen, in denen die Aufdopplung durchaus sinnvoll ist – z. B., wenn Balken direkt neben anderen Bauteilen wie Wänden liegen und eine seitliche Verstärkung nicht möglich ist.

Wenn trotz der Anwendung vorheriger Verstärkungsmöglichkeiten immer noch keine ausreichende Tragfähigkeit der Bauteile erreicht wird, weil bspw. die Stützweiten zu groß sind, gibt es die Möglichkeit der Anordnung **zusätzlicher Stütz- oder Tragsysteme**. Dies können z. B. Unter- oder Oberzüge – meist in Verbindung mit Stützen – sein, oder es werden zusätzliche Wände angeordnet. Somit können die Stützweiten der statischen Ursysteme verringert werden und die Auslastungen werden damit kleiner. Jedoch geht mit einer zusätzlichen Unterstützung auch eine Änderung des statischen Systems einher. So erfährt das statische System am Punkt der zusätzlichen Stützung eine andere Belastung als bei ursprünglicher Bauweise.

Die punktuelle Auslastung eines Durchlaufsystems über der Mittelstützung ist durch die Überlagerung eines Moments mit einer Querkraftbeanspruchung anders als bei dem ursprünglichen Einfeldsystem. So kann es zu einer zusätzlichen Verstärkung des Querschnitts im neuen Auflagerpunkt kommen.

Grundsätzlich lässt sich sagen, dass es nicht ‚die‘ allgemeingültige Lösung gibt. Bei jeder Sanierung herrscht immer ein abwägen welche Verstärkung in welcher Situation sinnvoll ist. Dabei spielen Art, Lage und Spannweite eines Bauteils eine Rolle, aber auch dessen Form. So kann es durchaus vorkommen, dass es Teile gibt bei denen – wie hier z. B. die Mittelpfette – keine der Möglichkeiten wirklich anwendbar ist. Die einzige Möglichkeit ist hier wohl noch die Unterstützung der Pfette und die Anordnung zusätzlicher schräger Stuhlsäulen. Jedoch ist hier darauf zu achten, dass sämtliche Lasten aus den neuen Bauteilen bis in das Fundament abgetragen werden können. Möglicherweise müssen dadurch in jeder Etage neue Stützkonstruktionen geschaffen werden, was wiederum zu einem erhöhten Sanierungsaufwand und einer Einschränkung in der Raumaufteilung führen kann. Durch die Vielseitigkeit der Verstärkungsvarianten und die Verschiedenheit der Bestandsdächer ist jede Lösung eine Einzelfallentscheidung, welche mit Bauherr und Architekt abzusprechen ist.

## 9 Schlussbetrachtung

In der ebenen Tragwerksbemessung werden einzelne statische Ersatzsysteme gebildet, die nicht miteinander interagieren, sondern lediglich ihre Lasten auf das nachfolgende System übertragen. Der Lastfluss wird von der Statikerin oder vom Statiker somit klar definiert. Auch werden die Anschlussknoten zwischen den einzelnen Bauteilen eines Systems, z. B. zwischen Sparren und Kehlbalken, meist nur als einfache, gelenkige Verbindungen realisiert. Durch diese Vereinfachungen kommt es jedoch in manchen Systemen lokal zu großen Beanspruchungen, da die Systeme nur in sich elastisch sind, in den Auflagern jedoch fest aufliegen. Dadurch ist es möglich, dass Nachweise nicht erfüllt sind und die Auslastungen zu groß werden. Es wird oft klar, dass Bauteilverstärkungen notwendig werden, was jedoch mit einem größeren Zeit- und Arbeitsaufwand bei Sanierungen verbunden ist. Auch Verformungen können nur lokal für jedes System bestimmt werden. Eine Einschätzung des Gesamtverformungsverhaltens des Tragwerkes ist dadurch nicht möglich.

Bei der räumlichen Tragwerksbemessung liegt das Tragwerk als Gesamtsystem vor. Alle Bauteile stehen miteinander in Verbindung und bilden Interaktionen untereinander aus. Die Elastizitätstheorie besagt, dass alle Baustoffe, bei Aufbringen einer Last, bis zu einem gewissen Punkt ein elastisches Verhalten aufweisen. In diesem Zustand kann das Material nach Entlastung in seine ursprüngliche Lage zurückkehren. Wird dieser Punkt überschritten wird das Bauteil plastisch verformt. Dieser Zustand ist irreversibel. Ob und wie stark ein Bauteil verformt wird, ist zum einen davon abhängig, was für ein Lastangriff erfolgt – d. h. wie groß die angreifende Last ist und wie lange sie einwirkt – und zum anderen davon, wie weich oder steif der Querschnitt des Bauteils ist – d. h. aus welchem Material das Bauteil besteht und welche Querschnittsabmessungen es besitzt. Die Steifigkeit des Materials wird über den Elastizitätsmodul  $E$  definiert, der innerhalb einer Materialart immer gleich ist. Für Nadelholz der Festigkeitsklasse C24 ist  $E = 11\,000\text{ N/mm}^2$ . Wird nun ein wenig tragfähiges, weiches Bauteil überlastet, so dass es an seine Elastizitätsgrenze gerät, hat es durch die räumliche Tragstruktur die Möglichkeit sich der einwirkenden Lasten zu entziehen und diese auf andere steifere Bauteile zu übertragen. Dabei muss die Lastübertragung nicht wie bei der ebenen Tragwerksbemessung nur von oben nach unten erfolgen, sondern die Lasten können auch von unteren Bauteilen auf darüberliegende Teile übertragen werden.

Verformungen werden über das gesamte Tragwerk abgebildet. Somit kann es zwar örtlich zu größeren Knotenverschiebungen als bei ebenen Tragsystemen kommen, jedoch fällt die Gesamtverformung der einzelnen Bauteile geringer aus. Auch bei der Ausbildung der Knotenpunkte ist mehr Variabilität gegeben.

Die Knoten können, wie bei den ebenen Systemen, als einfache Vollgelenkknoten ausgebildet werden. Es besteht aber auch die Möglichkeit, Federsysteme zu entwickeln. Dadurch können eventuelle Teileinspannungen der Anschlüsse oder Bauteilschwächungen in diesen Bereichen berücksichtigt werden.

Durch die Interaktion der Tragwerksteile werden teilweise eine wesentlich geringere lokale Auslastung wenig tragfähiger Bauteile sowie kleine lokale Verformungen erreicht. Teils können Bauteile mit großen Tragreserven höher beansprucht werden und schwache Bauteile entlasten. Das Ziel der räumlichen Tragwerksbemessung ist es also, Tragwerksreserven zu mobilisieren und somit auf evtl. Tragwerksverstärkungen verzichten zu können. Jedoch kann es auch Bauteile geben, die trotz räumlicher Betrachtung immer noch nicht tragfähig oder gebrauchstauglich sind, wie hier z. B. die Mittelpfetten. In diesem Fall muss dann trotzdem noch auf zusätzliche Tragwerksverstärkungen zurückgegriffen werden.

Der Nachteil dieser Methode ist jedoch, dass die Eingabe des kompletten 3-D-Systems zeitaufwendig ist, da erst alle Stäbe mit ihren jeweiligen Querschnittswerten eingegeben und im Nachgang für jeden Verbindungsknoten Gelenke definiert werden müssen. Besonders bei Bauten im Bestand ist die Eingabe eine Herausforderung, da es meist viele Bauteile und noch mehr Verbindungsknoten gibt. Zu der komplexen Eingabe kommt noch hinzu, dass es meist problematisch ist, bei auftretenden Fehlern die Fehlerursache ausfindig zu machen, da die Bemessungsprogramme oftmals keine exakten Angaben zu den Fehlern machen. Aus diesen Gründen greifen viele Statikerinnen und Statiker dann doch eher auf die ebene Tragwerksbemessung zurück und nehmen in Kauf, Bauteilverstärkungen anwenden zu müssen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass jede Bemessungsmethode ihre Vor- und Nachteile hat. Die räumliche Bemessung ist in jedem Fall genauer und wirtschaftlicher in der Ausführung, jedoch ist die ebene Bemessung weniger zeitaufwendig und die Kräfte sind nachvollziehbarer. In Tabelle 35 sind die Vor- und Nachteile beider Systeme in einer Übersicht noch einmal zusammengestellt.

Mithilfe der Erkenntnisse aus dieser Diplomarbeit lässt sich ein allgemeines Planungsschema für Sanierungsaufgaben – hier speziell für den Holzbau – erstellen. In Anhang 7 ist eine mögliche Art des Planungsablaufs dargestellt. Jedoch sind auch hier für jeden Einzelfall spezielle Lösungsansätze zu entwickeln. Das vorliegende Planungsschema soll nur einen Überblick über die einzelnen Planungsschritte aufzeigen und als Grundlage für die Planung im Bestand dienen.

	<b>Ebene Tragwerksbemessung</b>	<b>Räumliche Tragwerksbemessung</b>
<b>Vorteile</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- geringer Zeitaufwand</li> <li>- klare Lastführung</li> <li>- eindeutige Nachvollziehbarkeit</li> <li>- Fehler können nur für jedes System einzeln auftreten und somit problemlos behoben werden</li> <li>- Nachweisergebnisse können unkompliziert auf Plausibilität geprüft werden</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- große Verschiebungen des Gesamtsystems, jedoch geringe Verformungen der Einzelbauteile</li> <li>- realitätsnahe Knotenmodellierung</li> <li>- Lastumlagerungen und damit geringere Auslastungen</li> <li>- Bauteilverstärkungen entfallen</li> <li>- damit geringerer Aufwand bei der Sanierung</li> </ul>
<b>Nachteile</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- lokale Überbeanspruchung</li> <li>- örtlich große Verformungen</li> <li>- Bauteilverstärkungen werden erforderlich</li> <li>- damit aufwendigere und unwirtschaftliche Sanierung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- hoher Zeitaufwand</li> <li>- keine klare Lastführung</li> <li>- oft fehlerbehaftet</li> <li>- Art der Fehler schwer nachvollziehbar</li> <li>- keine Kontrolle der Nachweisergebnisse</li> </ul>

**Tabelle 35** Vor- und Nachteile der verschiedenen Bemessungsmethoden

---

## Quellenverzeichnis

ALBERT, Andrej [Hrsg.]: Schneider Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen. 22. Aufl. Köln, 2016

Arbeitsgemeinschaft Holz e.V.[Hrsg.]: Holzbau-Statik-Aktuell: Sonderausgabe des Informationsdienst Holz: Informationen zur Berechnung von Holzkonstruktionen. Ausgabe Juli 1992/2

DIN EN 1990: 2010-12

Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010 + NA:2010-12 + NA/A1: 2012-08

DIN EN 1991-1-1: 2010-12

Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC:2009 + NA:2010-12 + NA/A1: 2015-05

DIN EN 1991-1-3:2010-12

Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003 + AC:2009 + NA:2010-12 + DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12

DIN EN 1991-1-4:2010-12

Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 + A1:2010 + AC:2010 + NA:2010-12

DIN EN 1995-1-1:2010-12

Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1995-1-1:2004 + AC:2006 + A1:2008 + NA:2013-08 + DIN EN 1995/A1:2010-12

DIN EN 338:2016-07

Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen; Deutsche Fassung EN 338:2016

DIN 4074-1:2012-06

Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit – Teil 1: Nadelschnittholz

Entwicklungsgemeinschaft Holz (EGH)[Hrsg.]: Informationsdienst Holz: Beurteilungskriterien für Rissbildungen bei Bauholz im konstruktiven Holzbau. Karlsruhe, November 1987

ERLER, Klaus: Alte Holzbauwerke – Beurteilen und Sanieren. 3. Aufl. Neufassung Berlin, 2004

Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU): Hinweise und Beispiele zum Vorgehen beim Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand. Stand 07.04.08

LISSNER, Karin; RUG, Wolfgang: Holzbausanierung beim Bauen im Bestand. 2., ergänzte und aktualisierte Aufl. Berlin, 2018

MELZER Julia; MASKE, Juliane: Sanierung und Umbau des Gebäudeensambles Schloßplatz 1 - 5 in Penig: Diplomarbeit HTWK Leipzig. Leipzig, 2012

MÖNCK, Willi: Schäden an Holzkonstruktionen. 3., bearb. Aufl. Berlin, 1999

MÖNCK, Willi; ERLER, Klaus: Schäden an Holzkonstruktionen. 4., stark bearb. Aufl. Berlin, 2004

MÖNCK, Willi; RUG, Wolfgang: Holzbau: Bemessung und Konstruktion unter Beachtung von Eurocode 5. 14., durchgesehene Aufl. Berlin, 2000

PREHL, Hagen: Hölzerne Dachkonstruktionen: Berechnung, Konstruktion, Tafeln, Beispiele. 1. Aufl. Düsseldorf, 1999

PURGSTALLER, Thomas: Das mechanische Verhalten von Klebeverbindungen im Holzbau: Masterarbeit TU Graz. Graz, 2010

RUG, Wolfgang: Holzbau im Bestand: Ausgewählte historische Bemessungs- und Konstruktionsnormen von 1917 bis 2007. Berlin 2016

SCHMIDT, Olaf: Identifizierung von Holzpilzen: klassisch und molekularbiologisch: Vorlesung Fachbereich Holzbiologie. Uni Hamburg

WENZEL, Fritz [Hrsg.]; KLEINMANN, Joachim [Hrsg.]: Historische Holztragwerke Untersuchen, Berechnen und Instandsetzen. Karlsruhe, 1999

VENZMER, Helmuth [Hrsg.]: Europäischer Sanierungskalender 2007. Berlin, 2007

## **Programmverzeichnis**

FRILO.Software: Programmversion 4.2019.2.108: R-2019/P09 mit Programmteil

D9: 02/19; D12: 02/19; DLT: 02/19; H01+: 02/19; TB: 02/19 mit Lastannahmen nach  
DIN EN 1991: 2010 und Bemessung nach DIN EN 1995: 2013

PCAE DTE für Windows: Programmversion 4.38: 08/19 mit Programmteil

4H-FRAP 2: Version 12/2014-2h: 08/19; 4H-NISI 2: Version 2/2016-1k: 08/19;

4H-QUER: Version 12/1998-1o: 07/14

## Anhangverzeichnis

Anhang 1	Fotodokumentation
Anhang 2	Schadenskartierung
Anhang 3	Flurkarte
Anhang 4	Nachweise der ebenen Tragwerksbemessung
Anhang 5	Positionsplan
Anhang 6	Nachweise der räumlichen Tragwerksbemessung
Anhang 7	Planungsschema

## Ehrenwörtliche Erklärung

"Ich erkläre hiermit ehrenwörtlich",

1. dass ich meine ..... **Diplomarbeit** ..... mit dem Thema

**Beurteilung der Standsicherheit historischer Dachtragwerke aus Holz** .....

.....  
.....

ohne fremde Hilfe angefertigt habe,

2. dass ich die Übernahme wörtlicher Zitate aus der Literatur sowie die Verwendung der Gedanken anderer Autoren an den entsprechenden Stellen innerhalb der Arbeit gekennzeichnet habe und

3. dass ich meine ..... **Diplomarbeit** ..... bei keiner anderen Prüfung vorgelegt habe.

Ich bin mir bewusst, dass eine falsche Erklärung rechtliche Folgen haben wird.

---

Ort, Datum

---

Unterschrift

---

## Erklärung zur Prüfung wissenschaftlicher Arbeiten

Die Bewertung wissenschaftlicher Arbeiten erfordert die Prüfung auf Plagiate. Die hierzu von der Staatlichen Studienakademie Glauchau eingesetzte Prüfungskommission nutzt sowohl eigene Software als auch diesbezügliche Leistungen von Drittanbietern. Dies erfolgt gemäß § 7 des Gesetzes zum Schutz der informationellen Selbstbestimmung im Freistaat Sachsen (Sächsisches Datenschutzgesetz - SächsDSG) vom 25. August 2003 (Rechtsbereinigt mit Stand vom 31. Juli 2011) im Sinne einer Datenverarbeitung im Auftrag.

Der Studierende bevollmächtigt die Mitglieder der Prüfungskommission hiermit zur Inanspruchnahme o. g. Dienste. In begründeten Ausnahmefällen kann der Datenschutzbeauftragte der Berufsakademie Sachsen sowohl vom Verfasser der wissenschaftlichen Arbeit als auch von der Prüfungskommission in den Entscheidungsprozess einbezogen werden.

Name:	<b>Thalacker</b>
Vorname:	<b>Emanuel</b>
Matrikelnummer:	<b>4002445</b>
Studiengang:	<b>BI-HB16</b>
Titel der Arbeit:	<b>Beurteilung der Standsicherheit historischer Dachtragwerke aus Holz</b>
Datum:	
Unterschrift:	

# Anlagen zur Diplomarbeit

## BEURTEILUNG DER STANDSICHERHEIT HISTORISCHER DACHTRAGWERKE AUS HOLZ

**Vorgelegt am:** 26.08.2019

**Von:** **Emanuel Thalacker**  
Talstraße 48a  
09337 Callenberg

**Studiengang:** Bauingenieurwesen  
**Studienrichtung:** Hochbau

**Seminargruppe:** BI-HB16

**Matrikelnummer:** 4002445

**Praxispartner:** BAUCONZEPT® PLANUNGSGESELLSCHAFT mbH  
Bachgasse 2  
09350 Lichtenstein

**Gutachter:** Dipl.-Ing. Matthias Gebhardt  
(Bauconzept Planungsgesellschaft mbH)  
Dipl.-Ing. Christian Mey (Staatliche Studienakademie Glauchau)

**Fotodokumentation**



**Abbildung 1** Feuchte Stellen an der Gaube im Treppenhaus (ST1)



**Abbildung 2** Durchbiegung am Unterzug in Raum 1 (S13.1)



**Abbildung 3** Luftspalt in Raum 1 (S13.2)



**Abbildung 4** Feuchtigkeit und Moos im Bereich der Gaube in Raum 2 (S21)



**Abbildung 5** Risse aufgrund von Durchbiegung am Unterzug in Raum 2 (S23)



**Abbildung 6** Feuchtigkeit an der Stuhlsäule in Raum 3 (S31)



**Abbildung 7** Pilzbefall an der Stuhlsäule in Raum 3 (S32)



**Abbildung 8** Feuchtigkeit und Moos an der Gaube in Raum 4 (S41)



**Abbildung 9** Schimmel in der Ecke Unterzug-Wand in Raum 4 (S42)



**Abbildung 10** Durchfeuchtung an der Gaube in Raum 5 (S51)



**Abbildung 11** Schimmel an der Wandecke in Raum 5 (S52)



**Abbildung 12** Feuchte Dachschalung in Raum 6 (S61)



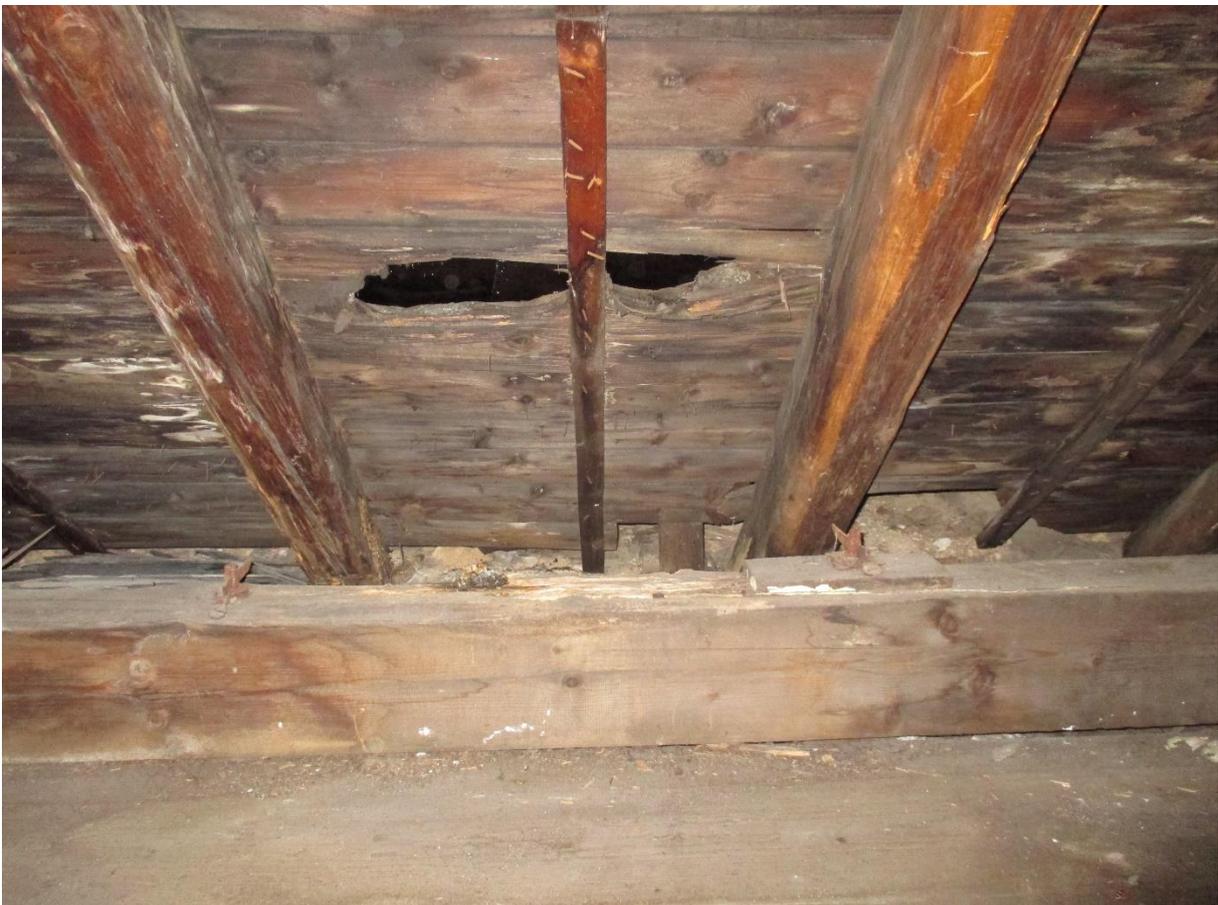
**Abbildung 13** Pilzbefall in Raum 6



**Abbildung 14** Durchgefaltete Sparren am Schornstein (SD1.1 und SD2.1)



**Abbildung 15** Feuchtigkeit und Pilzbefall an Dachschalung (SD1.2 & SD2.2)



**Abbildung 16** Durch Wasser zerstörte Bereiche in der Dachschalung (SD1.3)



**Abbildung 17** Feuchtigkeit und Pilzbefall an Stuhlriegel (SD1.4 & SD2.3)



**Abbildung 18** Fraßlöcher im Spannriegel (SD4.1)



**Abbildung 19** Verformungen am westlichen Stuhlgebände (SD3.1)



**Abbildung 20** Verformungen am östlichen Stuhlgebände (SD3.2)



**Abbildung 21** Feuchtigkeit und Abnutzung am Oberzug



**Abbildung 22** Fehlende Streben am Stuhlgebände



**Abbildung 23** Fehlender Windverband im mittleren Gebindefeld (straßenseitig)



**Abbildung 24** Fehlender Zwischenriegel im mittleren Gebindefeld (muldenseitig)

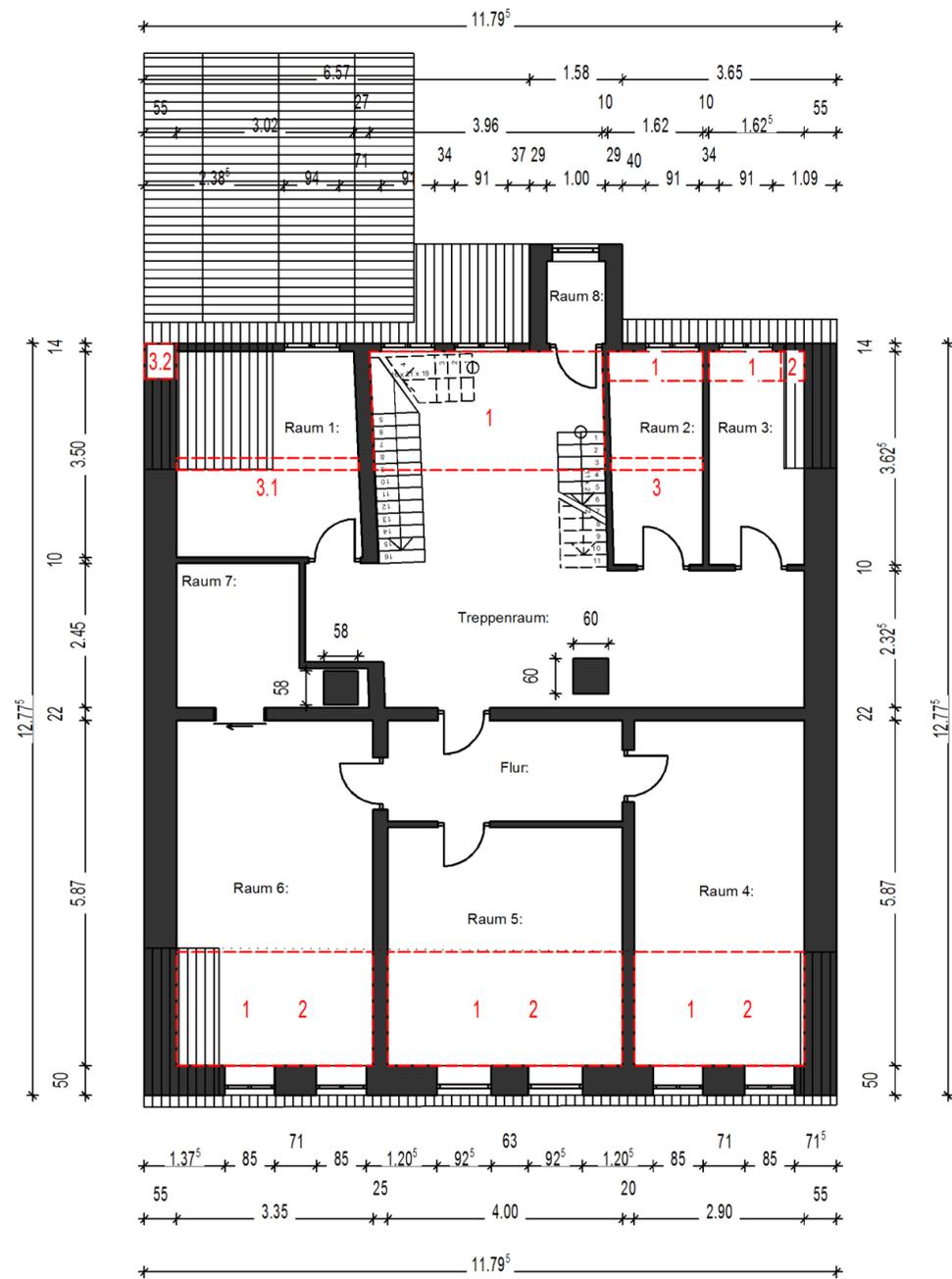


**Abbildung 25** Aussparung in Kehlbalken und Spannriegel am Schornstein

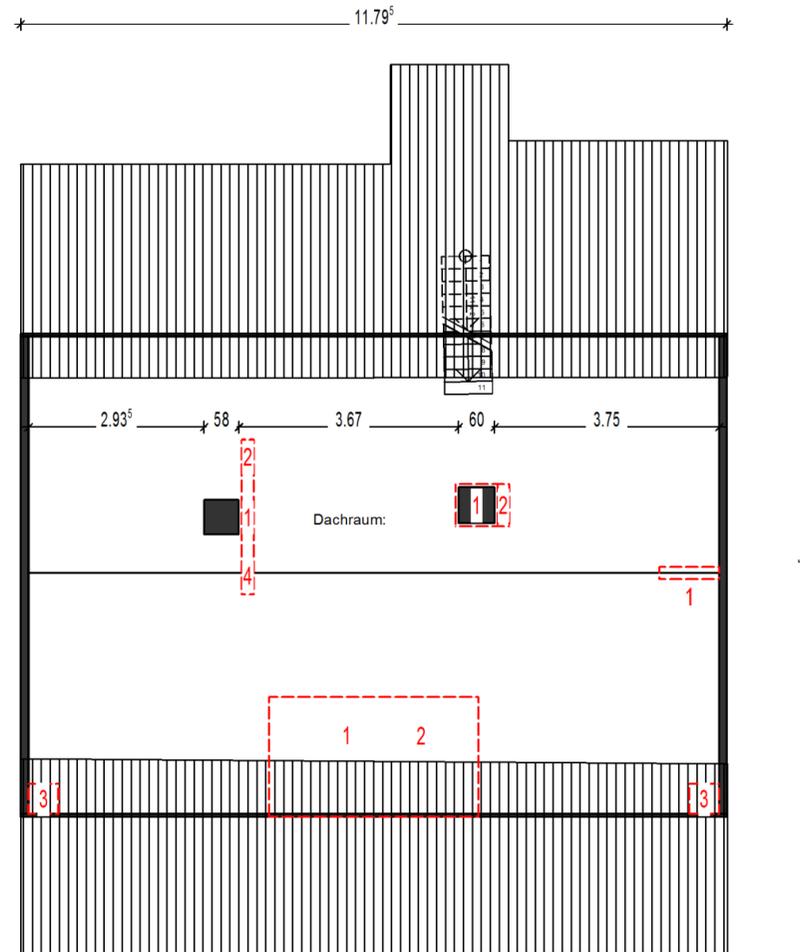
**Grundrisse mit Schadenskartierung**  
**Anhang 2**

# Schadenskartierung

Grundriss Dachgeschoss 1 M 1:100



Grundriss Dachgeschoss 2 M 1:100



Bestand  
 Schadensbereiche

## Schadensbeschreibung

Raum	Nr.	Schadensart	Beschreibung
Treppenraum	1	Feuchte	Dunkle Flecken am Deckenputz der Gaube; kleiner Bereich über der Treppe und großer Bereich zw. Treppe und WC; kein sichtbarer Pilzbefall
Raum 1	3	Verformung	1 Sichtbare Durchbiegung des Unterzuges 2 Abgehobenes Dach; Luftspalt zw. Außenwand und Dachschalung
Raum 2	1	Feuchte	Feuchte Flecken im vorderen Bereich der Gaube; Moosbewuchs auf der Festerbank innen; zerstörte Bodenbretter aufgrund tropfenden Wassers
	3	Verformung	Starke Durchbiegung des Unterzuges; große sichtbare Längsrisse im Putz
Raum 3	1	Feuchte	Feuchte Flecken an der Decke im vorderen Bereich der Gaube, sowie im Putz an der Stuhlsäule; dunkle, feuchte Flecken auf den Bodenbrettern
	2	Pilzbefall	Sichtbarer Pilzbefall im unteren Bereich der Stuhlsäule
Raum 4	1	Feuchte	Vollständige Durchfeuchtung der Gaube; zerstörtes Holz an der Decke und im Fußbodenbereich; Salzkrusten; Vermoosung
	2	Pilzbefall	Schimmel an Decke und Wänden
Raum 5	1	Feuchte	Völlige Durchfeuchtung der Deckenschalung
	2	Pilzbefall	Großflächige Schimmelbildung an den feuchten Deckenbereichen
Raum 6	1	Feuchte	Dunkle, feuchte Bereiche an der Deckenschalung; teilweise Zerstörung des Holzes
	2	Pilzbefall	Dunkle, warzenförmige Erhebungen am Stroh des Rohrdeckenputzes
Dachraum	1	Feuchte	Viele Bereiche mit örtlicher Durchfeuchtung der Dachschalung; teilweise Zerstörung der Schalbretter; Salzbildungen; fließendes Wasser am rechten Schornstein führte zur Zerstörung der Sparren im Firstbereich
	2	Pilzbefall	Pilzbefall an Dachschalung und Stuhlgebinden; Moder bei Schornstein und an sehr feuchten Stellen der Dachschalung
	3	Verformung	Große, sichtbare Verschiebungen an den beiden äußeren Stuhlsäulen
	4	Insektenbefall	Fraßlöcher von Anobien im Spannriegel des Stuhls

0000\_3\_TWP\_GR\_D01\_--\_0001\_00\_KP\_-

Projekt	<b>DIPLOMARBEIT</b> Beurteilung der Standsicherheit historischer Dachtragwerke aus Holz	
Planbezeichnung	<b>Schadenskartierung</b> Penig, Schlossplatz 1; Dachgeschoss	
Planverfasser	<b>BAUCONZEPT®</b> INGENIEURE + ARCHITEKTEN  <small>BAUCONZEPT® PLANUNGSGESELLSCHAFT MBH                  Bachgasse 2   D-09350 Lichtenstein                  Telefon +49 (0) 3 72 04 / 6 70-0   Fax +49 (0) 3 72 04 / 6 70-67                  info@bauconzept.com   www.bauconzept.com</small>	Bearbeiter  Name: Emanuel Thalacker Studiengang: Bauingenieurwesen Studienrichtung: Hochbau Matrikelnr.: 4002445
CAD ( INTERN )	Datum	Maßstab
100	29.07.2019	1 : 100

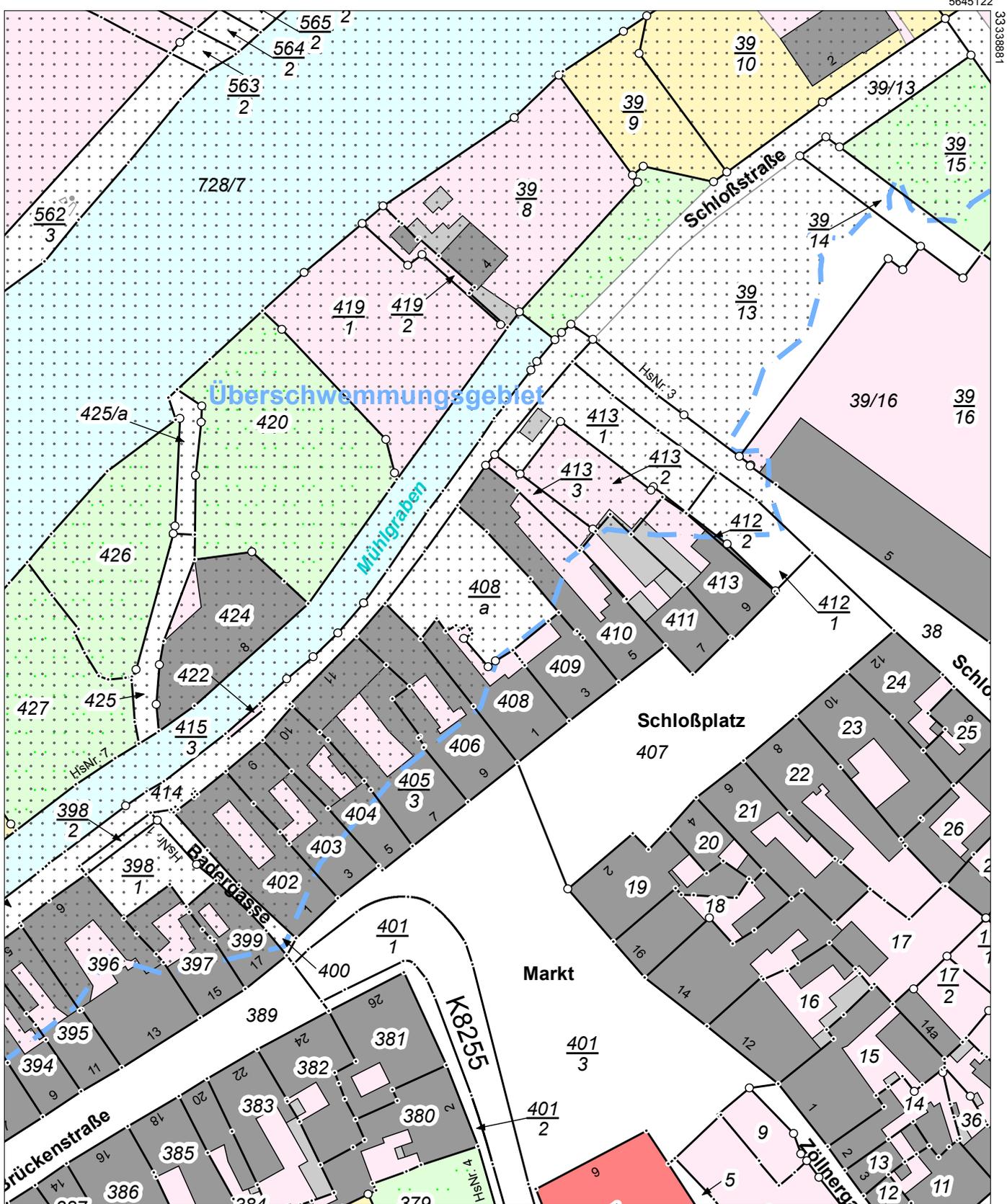
Plannummer	<b>0000_3_TWP_GR_D01_--_0001_00_KP_-</b>	
BAUTEIL / BAUABSCHNITT	LPH	PLANER
PLANART	ZUORDNUNG	PLANINHALT
PLANNUMMER	PLANAUSSCH.	STATUS
INDEX		

**Flurkarte**  
**Anhang 3**



Flurstück: 408/a  
Gemarkung: Penig (7265)

Gemeinde: Stadt Penig  
Kreis: Landkreis Mittelsachsen



5644902

Maßstab 1:1000 Meter

Benutzung der Daten des Liegenschaftskatasters nach Maßgabe von § 13 des Sächsischen Vermessungs- und Katastergesetzes.  
Der Auszug aus dem Liegenschaftskataster ist zur Entnahme von Maßen, insbesondere von Grenzmaßen oder Grenzabständen nicht geeignet.  
Gefertigt durch: Landkreis Mittelsachsen, Frauensteiner Straße 43, 09599 Freiberg

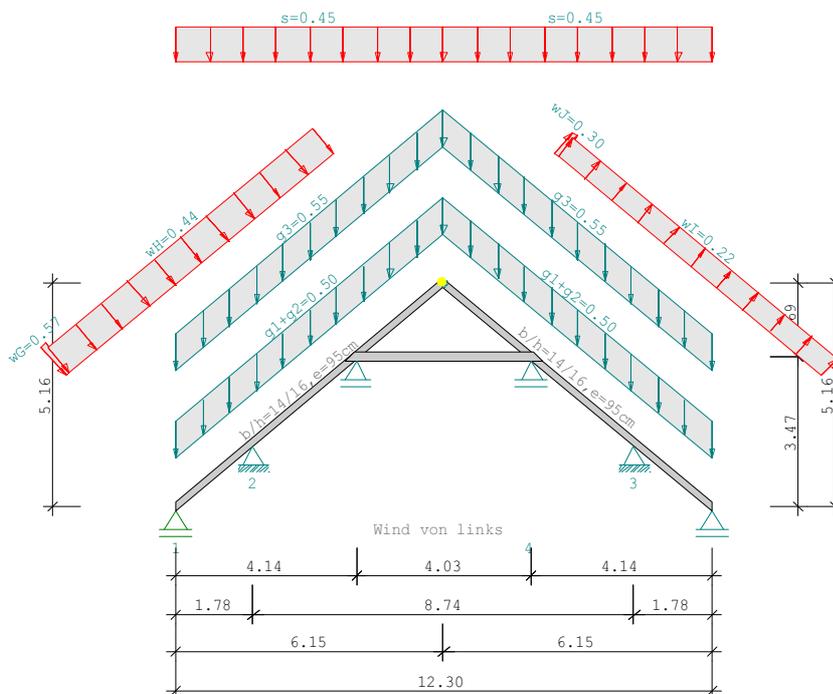
**Positionsverzeichnis**

Position: D01 - Sparren Gaube.....	2
Position: D02 - Sparren.....	10
Position: D03 - Mittelpfette.....	18
Position: D03 - Mittelpfette.....	19
Position: D04 - Stuhlgebände.....	24
Position: D05 - Fußschwelle.....	46
Position: D06 - Deckenbalken.....	47
Position: D07 - Gaubensparren.....	52
Position: D08 - Auflagerbalken.....	56
Position: D09- Stütze.....	62
Position: D10 - Stuhlsäule.....	64

**Position: D01 - Sparren Gaube**

Kehlbalkendach D12 02/2019 (Frilo R-2019-2/P07)

BAUSTOFF Nadelholz C24 (EN 338:2016)  
Nutzungsklasse 2



**SYSTEM** Kehlbalkendach  
Gfl = Grundfläche , Dfl = Dachfläche

Sparren						
Feld	Länge Gfl	Länge Dfl	(m)			
1	1.78	2.32	links	40.0 Grad	14/16	
2	2.36	3.08	links	40.0 Grad	14/16	
3	2.01	2.63	links	40.0 Grad	14/16	
4	2.01	2.63	rechts	40.0 Grad	14/16	
5	2.36	3.08	rechts	40.0 Grad	14/16	
6	1.78	2.32	rechts	40.0 Grad	14/16	
mit Firstgelenk						

Kehlbalken			
Feld	Länge Gfl	Ho (m)	
1	4.03	1.69	14/18

Definitionen der Sparrenaufleger			
Nr	Cx[kN/cm]	Cz[kN/cm]	tv[cm]
1	0	-1	0.0
2	-1	-1	0.0
3	-1	-1	0.0
4	0	-1	0.0

Definitionen der Kehlbalkenaufleger			
Nr	Cx[kN/cm]	Cz[kN/cm]	tv[cm]
1	0	-1	0.0
2	0	-1	0.0

**BELASTUNG**

Sparren			
Kehlbalken			
Dacheindeckung	g1 =	0.50 kN/m <sup>2</sup> Dfl	EWGrp 99
Konstruktion	g2 =	0.00 kN/m <sup>2</sup> Dfl	
Dachausbau	g3 =	0.55 kN/m <sup>2</sup> Dfl	
Mannlast Sparren	P =	1.00 kN	DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12 EWGrp 8
Schneelasten nach DIN EN 1991-1-3/NA:2010-12			
Windlasten nach DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12			
Geländehöhe ü.NN	h =	205 m	Firsthöhe h = 17.10 m
Windanströmbreite	b =	1.00 m	
gewählte Gemeinde = Penig			
Windzone '2' / Geländekategorie 'M.kat. Binnenland' / Schneezone '2'			
Regelschneelast	sk =	0.85 kN/m <sup>2</sup> Gfl	EWGrp 10
Schneelast links	si =	0.45 kN/m <sup>2</sup> (μ <sub>1</sub> =0.53)	
Schneelast rechts	si =	0.45 kN/m <sup>2</sup> (μ <sub>1</sub> =0.53)	
Windstaudruck	q =	0.82 kN/m <sup>2</sup>	EWGrp 9
Einteilung der aerodyn. Bereiche anhand DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12			
Die aerodynamischen Bereiche werden ab der Traufe angesetzt			
Wind von links			
Windbelastung	wG =	0.57 kN/m <sup>2</sup>	
Windbelastung	wH =	0.44 kN/m <sup>2</sup>	
Windbelastung	wJ =	-0.30 kN/m <sup>2</sup>	
Windbelastung	wl =	-0.22 kN/m <sup>2</sup>	
Wind von rechts			
Windbelastung	wG =	0.57 kN/m <sup>2</sup>	
Windbelastung	wH =	0.44 kN/m <sup>2</sup>	
Windbelastung	wJ =	-0.30 kN/m <sup>2</sup>	
Windbelastung	wl =	-0.22 kN/m <sup>2</sup>	
	e/10 =	0.10 m	
	e(90)/4 =	3.08 m	
- Die Ausbaulast g3 wird von den HG-Rändern bis zum First angesetzt.			
* = Vorgabe Nutzer, ansonsten nach Norm			
ständige Lasten	gk =	0.00 kN/m <sup>2</sup>	EWGrp 99
Verkehrslasten	pk =	0.00 kN/m <sup>2</sup>	EWGrp 1

Das Eigengewicht der Balken wird vom Programm automatisch ermittelt mit γ<sub>G</sub>= 6.00 kN/m<sup>3</sup>

**KLASSIFIZIERUNG DER VORHANDENEN EINWIRKUNGEN**

nach

Schadensfolgeklasse CC2, k<sub>Fi</sub>= 1.0

Nr	Bezeichnung	γ <sub>sup</sub>	γ <sub>inf</sub>	ψ <sub>0</sub>	ψ <sub>1</sub>	ψ <sub>2</sub>	LED
99: g	Ständige Lasten	1.35	1.00				ständig
10: S0A	Schnee bis NN +1..	1.50	0.00	0.50	0.20	0.00	kurz
9: WIL	Windlasten	1.50	0.00	0.60	0.20	0.00	gemittelt
110: WIR	Wind v.re.	1.50	0.00	0.60	0.20	0.00	gemittelt
8: VLH	Dach (z.B. Mannl..	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	kurz

**maßgebliche KOMBINATIONEN**

für Tragfähigkeitsnachweise

ständige, vorübergehende Situation

K1	1.35*EG+1.35*g (k <sub>mod</sub> = 0.60)	
K2	1.35*EG+1.35*g+1.5*sli+1.5*sre (k <sub>mod</sub> = 0.90)	
K5	1.35*EG+1.35*g+1.5*wli (k <sub>mod</sub> = 1.00)	
K6	1.35*EG+1.35*g+1.5*wre (k <sub>mod</sub> = 1.00)	
K7	1.35*EG+1.35*g+1.5*sli+1.5*sre+1.5*0.6*wli (k <sub>mod</sub> = 1.00)	
K8	1.35*EG+1.35*g+1.5*wli+1.5*0.5*sli+1.5*0.5*sre (k <sub>mod</sub> = 1.00)	
K9	1.35*EG+1.35*g+1.5*sli+1.5*sre+1.5*0.6*wre (k <sub>mod</sub> = 1.00)	
K10	1.35*EG+1.35*g+1.5*wre+1.5*0.5*sli+1.5*0.5*sre (k <sub>mod</sub> = 1.00)	
K12	1.35*EG+1.35*g+1.5*wli+1.5*0.5*sli+0.5*1.5*0.5*sre (k <sub>mod</sub> = 1.00)	
K14	1.35*EG+1.35*g+1.5*wre+0.5*1.5*0.5*sli+1.5*0.5*sre (k <sub>mod</sub> = 1.00)	
K16	1.35*EG+1.35*g+1.5*Fm2 (k <sub>mod</sub> = 0.90)	

maßgebliche KOMBINATIONEN		
K17	1.35*EG+1.35*g+1.5*Fm3	(kmod = 0.90)
K18	1.35*EG+1.35*g+1.5*Fm4	(kmod = 0.90)
für Gebrauchstauglichkeitsnachweise		
charakteristische (seltene) Situation		
K21	1*EG+1*g	(kmod = 0.60)
K28	1*EG+1*g+1*wli+1*0.5*sli+1*0.5*sre	(kmod = 1.00)
K30	1*EG+1*g+1*wre+1*0.5*sli+1*0.5*sre	(kmod = 1.00)
K32	1*EG+1*g+1*wli+1*0.5*sli+0.5*0.5*sre	(kmod = 1.00)
K34	1*EG+1*g+1*wre+0.5*0.5*sli+1*0.5*sre	(kmod = 1.00)
quasi-ständige Situation		
K35	1*EG+1*g	(kmod = 0.60)
für Nachweise der Lagesicherheit		
ständige, vorübergehende Situation		
K41	0.9*EG+0.9*g+1.5*wgb(Abh)	(kmod = 1.00)

Legende:

g = ständige Last, s = Schneelast, sA = Schneesack,  
 Se = Schneetraufast, w = Windlast,  
 gk = ständige Last Kehlbalkenlage, pk = veränderliche Last KB  
 ~li = links, ~re = rechts, ~gb = giebelseitig, ~(A) = außergew.  
 Fm[Nr] = Mannlast auf Stab [Nr]

**KNICK-/KIPPLÄNGEN**

**Sparren links**

Knicken in der Ebene: aus Eigenwert aber max. 0.90\*Bauteillänge  
 Knicken aus der Ebene: kontin. gehalten  
 Kippen: kontin. gehalten

**Sparren rechts**

Knicken in der Ebene: aus Eigenwert aber max. 0.90\*Bauteillänge  
 Knicken aus der Ebene: kontin. gehalten  
 Kippen: kontin. gehalten

**Kehlbalken**

Knicken in der Ebene: Stablänge  
 Knicken aus der Ebene: kontin. gehalten  
 Kippen: kontin. gehalten

Stab	sky[m]	skz[m]	sB[m]	im Brandfall		
				sky[m]	skz[m]	sB[m]
1		0.00	0.00	8.03	2.32	2.32
2		0.00	0.00	8.03	3.08	3.08
3		0.00	0.00	8.03	2.63	2.63
4		0.00	0.00	8.03	2.63	2.63
5		0.00	0.00	8.03	3.08	3.08
6		0.00	0.00	8.03	2.32	2.32
7	4.03	0.00	0.00	4.03	4.03	4.03

Rechenteil mit BemHo (9.0.4.6)

**SPARREN (li) 14 / 16 e = 95 cm**

C24, Nutzungsklasse 2,  $\gamma_{M,PT} = 1.3$ , Werte in [N/mm<sup>2</sup>]

$E_{0,mean} = 11000$      $E_{0,05} = 7333$      $G_{mean} = 690$      $G_{05} = 460$   
 $f_{m,y,k} = 24.00$      $f_{v,k} = 4.00$      $f_{c,0,k} = 21.00$      $f_{t,0,k} = 14.50$   
 $k_{cr} = 0.50$

Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Bem-Werte [N/mm <sup>2</sup> ]					
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014					
Nachweise in der Ständigen und Vorübergehenden Situation					
		$\sigma_{myd,bez}$	$f_{myd}$	$\eta$	
K17	PT Spannung (Feld)	1.89	<	16.62	0.11
K12	PT Spannung (Stz.)	3.01	<	18.46	0.16
K1	PT Stabilität	1.90	<	11.08	0.17

	$T_d$	$f_{vd}$	$\eta$		
K8	PT Schubspannung	0.43*	<	3.08	0.14

\*  $k_{cr} = 0.50$

Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Durchbg. [cm] basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014							
			W <sub>vorh</sub>		W <sub>zul</sub>	L/..	η
K35	W <sub>net</sub>	lokal	0.08	<	0.88	300	0.09
		gesamt	0.08	<	2.68	300	0.03
K32	W <sub>fin</sub>	lokal	0.11	<	1.31	200	0.08
		gesamt	0.11	<	4.01	200	0.03
K32	W <sub>inst,rare</sub>	lokal	0.07	<	0.88	300	0.08
		gesamt	0.07	<	2.68	300	0.03
K28	W <sub>max</sub>	lokal	0.11				
		gesamt	0.11				

## Verformungsanteile in [cm]

Kombination		ständig		charakt. Situation		quasi-ständige Sit.	
		WG <sub>inst</sub>	WG <sub>fin</sub>	WQ <sub>inst</sub>	WQ <sub>fin</sub>	WQ <sub>inst</sub>	WQ <sub>fin</sub>
K35	lok	0.04	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00
	ges	0.05	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00
K32	lok	0.04	0.08	0.03	0.03	0.00	0.00
	ges	0.05	0.08	0.03	0.03	0.00	0.00

**SPARREN (re) 14 / 16****e = 95 cm**C24 , Nutzungsklasse 2 ,  $\gamma_{M,PT} = 1.3$  , Werte in [N/mm<sup>2</sup>]E<sub>0,mean</sub> = 11000      E<sub>0,05</sub> = 7333      G<sub>mean</sub> = 690      G<sub>05</sub> = 460f<sub>m,y,k</sub> = 24.00      f<sub>v,k</sub> = 4.00      f<sub>c,0,k</sub> = 21.00      f<sub>t,0,k</sub> = 14.50k<sub>Cr</sub> = 0.50

Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Bem-Werte [N/mm <sup>2</sup> ] basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014 Nachweise in der Ständigen und Vorübergehenden Situation							
			σ <sub>myd,bez</sub>		f <sub>myd</sub>		η
K18	PT Spannung (Feld)		1.89	<	16.62		0.11
K14	PT Spannung (Stz.)		3.01	<	18.46		0.16
K1	PT Stabilität		1.90	<	11.08		0.17

		T <sub>d</sub>		f <sub>vd</sub>		η
K10	PT Schubspannung	0.43*	<	3.08		0.14

\* k<sub>Cr</sub> = 0.50

Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Durchbg. [cm] basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014							
			W <sub>vorh</sub>		W <sub>zul</sub>	L/..	η
K35	W <sub>net</sub>	lokal	0.08	<	0.88	300	0.09
		gesamt	0.08	<	2.68	300	0.03
K34	W <sub>fin</sub>	lokal	0.11	<	1.31	200	0.08
		gesamt	0.11	<	4.01	200	0.03
K34	W <sub>inst,rare</sub>	lokal	0.07	<	0.88	300	0.08
		gesamt	0.07	<	2.68	300	0.03
K30	W <sub>max</sub>	lokal	0.11				
		gesamt	0.11				

## Verformungsanteile in [cm]

Kombination		ständig		charakt. Situation		quasi-ständige Sit.	
		WG <sub>inst</sub>	WG <sub>fin</sub>	WQ <sub>inst</sub>	WQ <sub>fin</sub>	WQ <sub>inst</sub>	WQ <sub>fin</sub>
K35	lok	0.04	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00
	ges	0.05	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00
K34	lok	0.04	0.08	0.03	0.03	0.00	0.00
	ges	0.05	0.08	0.03	0.03	0.00	0.00

**KEHLRIEGEL 14 / 18 e = 95 cm**  
 C24 , Nutzungsklasse 2 ,  $\gamma_{M,PT} = 1.3$  , Werte in [N/mm<sup>2</sup>]  
 $E_{0,mean} = 11000$      $E_{0,05} = 7333$      $G_{mean} = 690$      $G_{05} = 460$   
 $f_{m,y,k} = 24.00$      $f_{v,k} = 4.00$      $f_{c,0,k} = 21.00$      $f_{t,0,k} = 14.50$   
 $k_{cr} = 0.50$

Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Bem-Werte [N/mm <sup>2</sup> ] basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014 Nachweise in der Ständigen und Vorübergehenden Situation					
		$\sigma_{myd,bez}$	<	$f_{myd}$	$\eta$
K1	PT Spannung (Feld)	0.63	<	11.08	0.06
K1	PT Spannung (Stz.)	0.09	<	11.08	0.01

		$T_d$	<	$f_{vd}$	$\eta$
K1	PT Schubspannung	0.05*	<	1.85	0.03

\*  $k_{cr} = 0.50$

Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Durchbg. [cm] basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014							
			$W_{vorh}$	<	$W_{zul}$	$L/..$	$\eta$
K35	$W_{net}$	lokal	0.12	<	1.34	300	0.09
		gesamt	0.12	<	1.34	300	0.09
K21	$W_{fin}$	lokal	0.12	<	2.01	200	0.06
		gesamt	0.12	<	2.01	200	0.06
K21	$W_{inst,rare}$	lokal	0.07	<	1.34	300	0.05
		gesamt	0.07	<	1.34	300	0.05
K21	$W_{max}$	lokal	0.12				
		gesamt	0.12				

Verformungsanteile in [cm]

Kombination		ständig		charakt. Situation		quasi-ständige Sit.	
		$W_{G,inst}$	$W_{G,fin}$	$W_{Q,inst}$	$W_{Q,fin}$	$W_{Q,inst}$	$W_{Q,fin}$
K35	lok	0.07	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00
	ges	0.07	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00
K21	lok	0.07	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00
	ges	0.07	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00

**AUFLAGERKRÄFTE** [kN/m], charakteristische Werte

EW		Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
		max	min	max	min	max	min	max	min
g	V	1.01	1.01	3.85	3.85	3.85	3.85	1.01	1.01
	H	0.00	0.00	-0.38	-0.38	0.38	0.38	0.00	0.00
SOA	V	0.30	0.00	1.12	0.05	1.12	0.05	0.30	0.00
	H	0.00	0.00	-0.05	-0.11	0.11	0.05	0.00	0.00
WIL	V	0.51	0.51	0.01	0.01	0.32	0.32	-0.24	-0.24
	H	0.00	0.00	2.01	2.01	1.39	1.39	0.00	0.00
WIR	V	-0.24	-0.24	0.32	0.32	0.01	0.01	0.51	0.51
	H	0.00	0.00	-1.39	-1.39	-2.01	-2.01	0.00	0.00

**MAX/MIN AUFLAGERKRÄFTE** Design-Werte [kN/m]

in der Ständigen und Vorübergehenden Situation					
Lager	$V_{max}$	$H_{zug}$	Kombi	$V_{zug}$	$H_{max}$
1	2.35	0.00	K8	1.37	0.00
2	7.18	-1.93	K9	5.23	2.51
3	7.18	1.93	K7	6.52	2.68
4	2.35	0.00	K10	1.37	0.00

Min. Auflagerkräfte sind nicht für den Nachweis gegen Abheben geeignet!

Ständigen und Vorübergehenden Situation						
Lager	V <sub>min</sub>	H <sub>zug</sub>	Kombi	V <sub>zug</sub>	H <sub>min</sub>	Kombi
1	1.01	0.00	K6	1.37	0.00	K1
2	5.20	-0.51	K1	6.52	-2.68	K10
3	5.20	0.51	K1	5.23	-2.51	K6
4	1.01	0.00	K5	1.37	0.00	K1

**KEHLBALKENAUFLAGERKRÄFTE** [kN/m], charakteristische Werte

EW		Stütze 1		Stütze 2	
		max	min	max	min
g	V	5.02	5.02	5.02	5.02
	H	0.00	0.00	0.00	0.00
S0A	V	1.37	0.13	1.37	0.13
	H	0.00	0.00	0.00	0.00
WIL	V	1.75	1.75	-1.00	-1.00
	H	0.00	0.00	0.00	0.00
WIR	V	-1.00	-1.00	1.75	1.75
	H	0.00	0.00	0.00	0.00

**MAX/MIN KEHLBALKENAUFLAGERKRÄFTE** Design-Werte [kN/m]

in der Ständigen und Vorübergehenden Situation						
Lager	V <sub>max</sub>	H <sub>zug</sub>	Kombi	V <sub>zug</sub>	H <sub>max</sub>	Kombi
1	10.42	0.00	K8	6.77	0.00	K1
2	10.42	0.00	K10	6.77	0.00	K1

Min. Auflagerkräfte sind nicht für den Nachweis gegen Abheben geeignet!

Ständigen und Vorübergehenden Situation						
Lager	V <sub>min</sub>	H <sub>zug</sub>	Kombi	V <sub>zug</sub>	H <sub>min</sub>	Kombi
1	5.28	0.00	K6	6.77	0.00	K1
2	5.28	0.00	K5	6.77	0.00	K1

**RIEGELANSCHLUSSKRÄFTE** [kN], charakteristische Werte (ACTIO)

EW		KB li.		KB re.	
		max	min	max	min
g	V	0.30	0.30	0.30	0.30
	H	0.98	0.98	0.98	0.98
S0A	V	0.00	0.00	0.00	0.00
	H	0.29	0.00	0.29	0.00
WIL	V	0.00	0.00	0.00	0.00
	H	0.00	-0.09	0.00	-0.09
WIR	V	0.00	0.00	0.00	0.00
	H	0.00	-0.09	0.00	-0.09
Sum	V	0.30	0.30	0.30	0.30
Sum	H	1.27	0.80	1.27	0.80

**aufzunehmende Ausziehkkräfte für SOGNACHWEIS**

**Windlasten für Abhebenachweis**, [kN/m<sup>2</sup>]

Die Windlasten werden immer mit dem cpe1-Wert bestimmt.

wF0	wH0	wJ0	wI0	wD0	wE0
-0.41	-0.05	-0.30	-0.22	-0.82	0.57

wF180	wH180	wJ180	wI180	wD180	wE180
-0.41	-0.05	-0.30	-0.22	-0.82	0.57

wF90l	wG90l	wA90l	wD90l	wF90r	wG90r	wA90r	wD90r
-1.23	-1.64	1.39	0.00	-1.23	-1.64	1.39	0.00

Ausziehkkräfte wirken senkrecht zur Dachebene [kN]

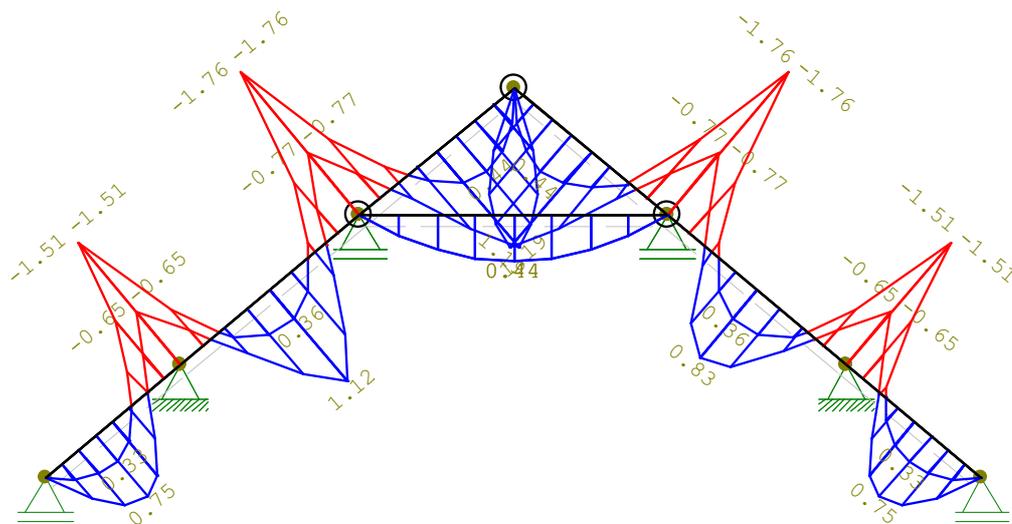
linker Sparren (ungünstigst)

Lager	erf.Rd	zug.Nd	Fz	Fx	Lastfall
1	0.81	0.68	1.06	0.00	0.9*EG+0.9*g+1.5*wgb(Abh) (41)
2	2.97	-4.45	-0.59	-5.31	0.9*EG+0.9*g+1.5*wgb(Abh) (41)
5	2.80	2.35	3.65	0.00	0.9*EG+0.9*g+1.5*wgb(Abh) (41)

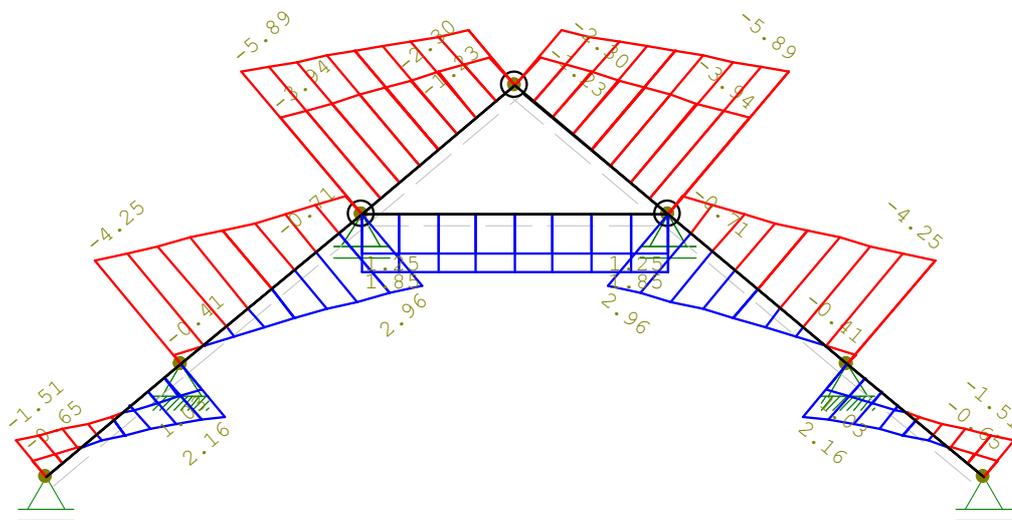
rechter Sparren (ungünstigst)

Lager	erf.Rd	zug.Nd	Fz	Fx	Lastfall
3	2.97	-4.45	-0.59	5.31	0.9*EG+0.9*g+1.5*wgb(Abh) (41)
4	0.81	0.68	1.06	0.00	0.9*EG+0.9*g+1.5*wgb(Abh) (41)
6	2.80	2.35	3.65	0.00	0.9*EG+0.9*g+1.5*wgb(Abh) (41)

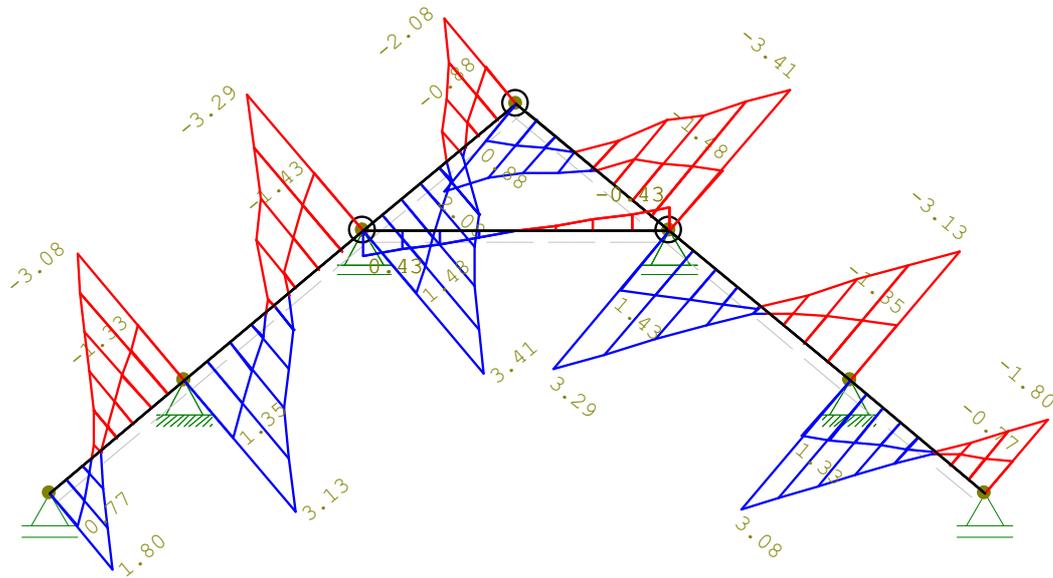
Momentenverlauf [kNm/m]  
max/min-Werte



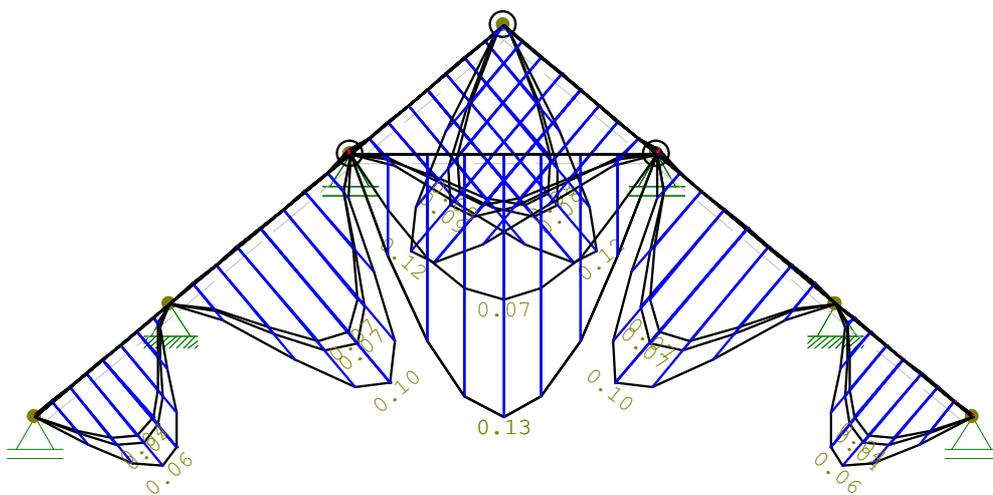
Normalkraftverlauf [kN/m]  
max/min-Werte



Querkraftverlauf [kN/m]  
max/min-Werte



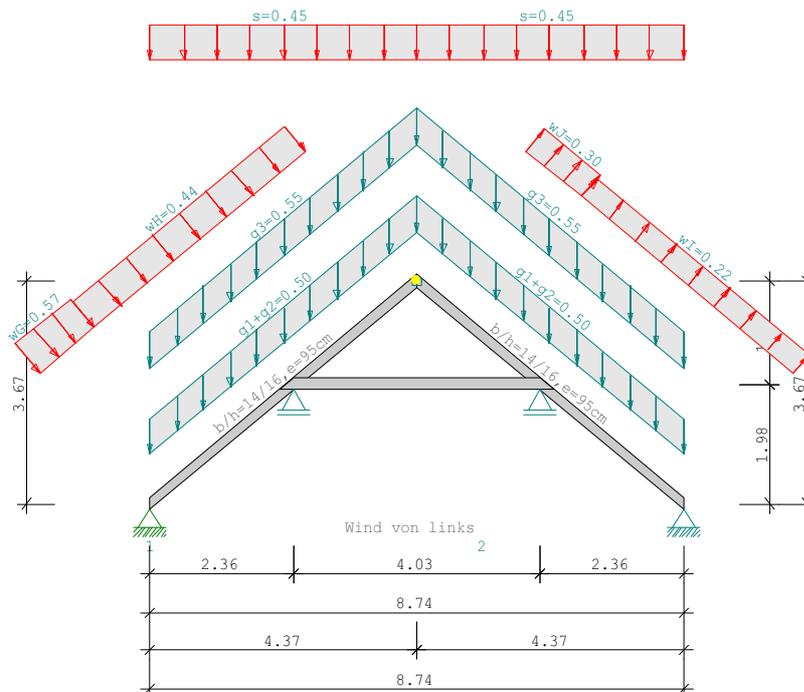
Verformungen [cm/m]  
max/min-Werte



**Position: D02 - Sparren**

Kehlbalkendach D12 02/2019 (Frilo R-2019-2/P07)

BAUSTOFF Nadelholz C24 (EN 338:2016)  
Nutzungsklasse 2



**SYSTEM** Kehlbalkendach  
Gfl = Grundfläche , Dfl = Dachfläche

Sparren					
Feld	Länge Gfl	Länge Dfl	(m)		
1	2.36	3.08	links	40.0 Grad	14/16
2	2.01	2.63	links	40.0 Grad	14/16
3	2.01	2.63	rechts	40.0 Grad	14/16
4	2.36	3.08	rechts	40.0 Grad	14/16
mit Firstgelenk					

Kehlbalken			
Feld	Länge Gfl	Ho (m)	
1	4.03	1.69	14/18

Definitionen der Sparrenaufleger			
Nr	Cx[kN/cm]	Cz[kN/cm]	tv[cm]
1	-1	-1	0.0
2	-1	-1	0.0

Definitionen der Kehlbalkenaufleger			
Nr	Cx[kN/cm]	Cz[kN/cm]	tv[cm]
1	0	-1	0.0
2	0	-1	0.0

**BELASTUNG**

<b>Sparren</b>			
<b>Kehlbalken</b>			
Dacheindeckung	g1 = 0.50 kN/m <sup>2</sup> Dfl	EWGrp 99	
Konstruktion	g2 = 0.00 kN/m <sup>2</sup> Dfl		
Dachausbau	g3 = 0.55 kN/m <sup>2</sup> Dfl		
Mannlast Sparren	P = 1.00 kN	DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12	EWGrp 8
Schneelasten nach DIN EN 1991-1-3/NA:2010-12			
Windlasten nach DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12			
Geländehöhe ü.NN	h = 205 m	Firsthöhe	h = 17.10 m
Windanströmbreite	b = 9.00 m		
gewählte Gemeinde = Penig			
Windzone '2' / Geländekategorie 'M.kat. Binnenland' / Schneezone '2'			
Regelschneelast	sk = 0.85 kN/m <sup>2</sup> Gfl	EWGrp 10	
Schneelast links	si = 0.45 kN/m <sup>2</sup> (μ <sub>i</sub> =0.53)		
Schneelast rechts	si = 0.45 kN/m <sup>2</sup> (μ <sub>i</sub> =0.53)		
Windstaudruck	q = 0.82 kN/m <sup>2</sup>	EWGrp 9	
Einteilung der aerodyn. Bereiche anhand DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12			
Die aerodynamischen Bereiche werden ab der Traufe angesetzt			
Wind von links			
Windbelastung	wG = 0.57 kN/m <sup>2</sup>		
Windbelastung	wH = 0.44 kN/m <sup>2</sup>		
Windbelastung	wJ = -0.30 kN/m <sup>2</sup>		
Windbelastung	wl = -0.22 kN/m <sup>2</sup>		
Wind von rechts			
Windbelastung	wG = 0.57 kN/m <sup>2</sup>		
Windbelastung	wH = 0.44 kN/m <sup>2</sup>		
Windbelastung	wJ = -0.30 kN/m <sup>2</sup>		
Windbelastung	wl = -0.22 kN/m <sup>2</sup>		
	e/10 = 0.90 m		
	e(90)/4 = 2.19 m		
- Die Ausbaulast g3 wird von den HG-Rändern bis zum First angesetzt.			
* = Vorgabe Nutzer, ansonsten nach Norm			
ständige Lasten	gk = 0.00 kN/m <sup>2</sup>	EWGrp 99	
Verkehrslasten	pk = 0.00 kN/m <sup>2</sup>	EWGrp 1	

Das Eigengewicht der Balken wird vom Programm automatisch ermittelt mit γ<sub>G</sub>= 6.00 kN/m<sup>3</sup>

**KLASSIFIZIERUNG DER VORHANDENEN EINWIRKUNGEN**

nach Schadensfolgeklasse CC2, k<sub>FI</sub>= 1.0

Nr	Bezeichnung	γ <sub>sup</sub>	γ <sub>inf</sub>	ψ <sub>0</sub>	ψ <sub>1</sub>	ψ <sub>2</sub>	LED
99: g	Ständige Lasten	1.35	1.00				ständig
10: S0A	Schnee bis NN +1..	1.50	0.00	0.50	0.20	0.00	kurz
9: WIL	Windlasten	1.50	0.00	0.60	0.20	0.00	gemittelt
110: WIR	Wind v.re.	1.50	0.00	0.60	0.20	0.00	gemittelt
8: VLH	Dach (z.B. Mannl..	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	kurz

**maßgebliche KOMBINATIONEN**

für Tragfähigkeitsnachweise

ständige, vorübergehende Situation

K1	1,35*EG+1,35*g (k <sub>mod</sub> = 0.60)					
K2	1,35*EG+1,35*g+1,5*sli+1,5*sre (k <sub>mod</sub> = 0.90)					
K5	1,35*EG+1,35*g+1,5*wli (k <sub>mod</sub> = 1.00)					
K6	1,35*EG+1,35*g+1,5*wre (k <sub>mod</sub> = 1.00)					
K7	1,35*EG+1,35*g+1,5*sli+1,5*sre+1,5*0,6*wli (k <sub>mod</sub> = 1.00)					
K8	1,35*EG+1,35*g+1,5*wli+1,5*0,5*sli+1,5*0,5*sre (k <sub>mod</sub> = 1.00)					
K9	1,35*EG+1,35*g+1,5*sli+1,5*sre+1,5*0,6*wre (k <sub>mod</sub> = 1.00)					
K10	1,35*EG+1,35*g+1,5*wre+1,5*0,5*sli+1,5*0,5*sre (k <sub>mod</sub> = 1.00)					
K12	1,35*EG+1,35*g+1,5*wli+1,5*0,5*sli+0,5*1,5*0,5*sre (k <sub>mod</sub> = 1.00)					
K14	1,35*EG+1,35*g+1,5*wre+0,5*1,5*0,5*sli+1,5*0,5*sre (k <sub>mod</sub> = 1.00)					
K15	1,35*EG+1,35*g+1,5*Fm1 (k <sub>mod</sub> = 0.90)					
K18	1,35*EG+1,35*g+1,5*Fm4 (k <sub>mod</sub> = 0.90)					

maßgebliche KOMBINATIONEN		
für Gebrauchstauglichkeitsnachweise		
charakteristische (seltene) Situation		
K19	1*EG+1*g	(kmod = 0.60)
K30	1*EG+1*g+1*wli+1*0,5*sli+0,5*0,5*sre	(kmod = 1.00)
K32	1*EG+1*g+1*wre+0,5*0,5*sli+1*0,5*sre	(kmod = 1.00)
quasi-ständige Situation		
K33	1*EG+1*g	(kmod = 0.60)
für Nachweise der Lagesicherheit		
ständige, vorübergehende Situation		
K39	0,9*EG+0,9*g+1,5*wgb(Abh)	(kmod = 1.00)

Legende:

g = ständige Last, s = Schneelast, sA = Schneesack,  
 Se = Schneetraufast, w = Windlast,  
 gk = ständige Last Kehlbalkenlage, pk = veränderliche Last KB  
 ~li = links, ~re = rechts, ~gb = giebelseitig, ~(A) = außergew.  
 Fm[Nr] = Mannlast auf Stab [Nr]

**KNICK-/KIPPLÄNGEN**

**Sparren links**

Knicken in der Ebene: aus Eigenwert aber max. 0.90\*Bauteillänge  
 Knicken aus der Ebene: kontin. gehalten  
 Kippen: kontin. gehalten

**Sparren rechts**

Knicken in der Ebene: aus Eigenwert aber max. 0.90\*Bauteillänge  
 Knicken aus der Ebene: kontin. gehalten  
 Kippen: kontin. gehalten

**Kehlbalken**

Knicken in der Ebene: Stablänge  
 Knicken aus der Ebene: kontin. gehalten  
 Kippen: kontin. gehalten

Stab	sky[m]	skz[m]	sB[m]	im Brandfall		
				sky[m]	skz[m]	sB[m]
1		0.00	0.00	5.70	3.08	3.08
2		0.00	0.00	5.70	2.63	2.63
3		0.00	0.00	5.70	2.63	2.63
4		0.00	0.00	5.70	3.08	3.08
5	4.03	0.00	0.00	4.03	4.03	4.03

Rechenteil mit BemHo (9.0.4.6)

**SPARREN (li) 14 / 16 e = 95 cm**

C24 , Nutzungsklasse 2 ,  $\gamma_{M,PT} = 1.3$  , Werte in [N/mm<sup>2</sup>]

$E_{0,mean} = 11000$   $E_{0,05} = 7333$   $G_{mean} = 690$   $G_{05} = 460$

$f_{m,y,k} = 24.00$   $f_{v,k} = 4.00$   $f_{c,0,k} = 21.00$   $f_{t,0,k} = 14.50$

$k_{cr} = 0.50$

Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Bem-Werte [N/mm <sup>2</sup> ]						
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014						
Nachweise in der Ständigen und Vorübergehenden Situation						
			$\sigma_{myd,bez}$		$f_{myd}$	$\eta$
K15	PT Spannung (Feld)		2.48	<	16.62	0.15
K12	PT Spannung (Stz.)		3.74	<	18.46	0.20
K8	PT Stabilität		3.81	<	18.46	0.21

		$T_d$		$f_{vd}$	$\eta$
K8	PT Schubspannung	0.51*	<	3.08	0.16

\*  $k_{cr} = 0.50$

Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Durchbg. [cm] basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014							
			W <sub>vorh</sub>		W <sub>zul</sub>	L/..	η
K33	W <sub>net</sub>	lokal	0.16	<	1.03	300	0.16
		gesamt	0.16	<	1.90	300	0.09
K30	W <sub>fin</sub>	lokal	0.23	<	1.54	200	0.15
		gesamt	0.23	<	2.85	200	0.08
K30	W <sub>inst,rare</sub>	lokal	0.15	<	1.03	300	0.15
		gesamt	0.15	<	1.90	300	0.08
K30	W <sub>max</sub>	lokal	0.23				
		gesamt	0.23				

Verformungsanteile in [cm]

Kombination		ständig		charakt. Situation		quasi-ständige Sit.	
		WG <sub>inst</sub>	WG <sub>fin</sub>	WQ <sub>inst</sub>	WQ <sub>fin</sub>	WQ <sub>inst</sub>	WQ <sub>fin</sub>
K33	lok	0.09	0.16	0.00	0.00	0.00	0.00
	ges	0.09	0.16	0.00	0.00	0.00	0.00
K30	lok	0.09	0.16	0.06	0.06	0.00	0.00
	ges	0.09	0.16	0.06	0.06	0.00	0.00

**SPARREN (re) 14 / 16 e = 95 cm**

C24 , Nutzungsklasse 2 , γ<sub>M,PT</sub> = 1.3 , Werte in [N/mm<sup>2</sup>]

E<sub>0,mean</sub> = 11000 E<sub>0,05</sub> = 7333 G<sub>mean</sub> = 690 G<sub>05</sub> = 460

f<sub>m,y,k</sub> = 24.00 f<sub>v,k</sub> = 4.00 f<sub>c,0,k</sub> = 21.00 f<sub>t,0,k</sub> = 14.50

K<sub>cr</sub> = 0.50

Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Bem-Werte [N/mm <sup>2</sup> ] basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014 Nachweise in der Ständigen und Vorübergehenden Situation							
			σ <sub>myd,bez</sub>		f <sub>myd</sub>		η
K18	PT Spannung (Feld)		2.49	<	16.62		0.15
K14	PT Spannung (Stz.)		3.74	<	18.46		0.20
K10	PT Stabilität		3.81	<	18.46		0.21

		T <sub>d</sub>		f <sub>vd</sub>		η
K10	PT Schubspannung	0.51*	<	3.08		0.16

\* K<sub>cr</sub> = 0.50

Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Durchbg. [cm] basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014							
			W <sub>vorh</sub>		W <sub>zul</sub>	L/..	η
K33	W <sub>net</sub>	lokal	0.16	<	1.03	300	0.16
		gesamt	0.16	<	1.90	300	0.09
K32	W <sub>fin</sub>	lokal	0.23	<	1.54	200	0.15
		gesamt	0.23	<	2.85	200	0.08
K32	W <sub>inst,rare</sub>	lokal	0.15	<	1.03	300	0.15
		gesamt	0.15	<	1.90	300	0.08
K32	W <sub>max</sub>	lokal	0.23				
		gesamt	0.23				

Verformungsanteile in [cm]

Kombination		ständig		charakt. Situation		quasi-ständige Sit.	
		WG <sub>inst</sub>	WG <sub>fin</sub>	WQ <sub>inst</sub>	WQ <sub>fin</sub>	WQ <sub>inst</sub>	WQ <sub>fin</sub>
K33	lok	0.09	0.16	0.00	0.00	0.00	0.00
	ges	0.09	0.16	0.00	0.00	0.00	0.00
K32	lok	0.09	0.16	0.06	0.06	0.00	0.00
	ges	0.09	0.16	0.06	0.06	0.00	0.00

**KEHLRIEGEL 14 / 18 e = 95 cm**  
 C24 , Nutzungsklasse 2 ,  $\gamma_{M,PT} = 1.3$  , Werte in [N/mm<sup>2</sup>]  
 $E_{0,mean} = 11000$      $E_{0,05} = 7333$      $G_{mean} = 690$      $G_{05} = 460$   
 $f_{m,y,k} = 24.00$      $f_{v,k} = 4.00$      $f_{c,0,k} = 21.00$      $f_{t,0,k} = 14.50$   
 $K_{cr} = 0.50$

Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Bem-Werte [N/mm <sup>2</sup> ] basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014 Nachweise in der Ständigen und Vorübergehenden Situation					
		$\sigma_{myd,bez}$	<	$f_{myd}$	$\eta$
K1	PT Spannung (Feld)	0.62	<	11.08	0.06
K1	PT Spannung (Stz.)	0.07	<	11.08	0.01

		$T_d$	<	$f_{vd}$	$\eta$
K1	PT Schubspannung	0.05*	<	1.85	0.03

\*  $K_{cr} = 0.50$

Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Durchbg. [cm] basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014							
			$W_{vorh}$	<	$W_{zul}$	L/..	$\eta$
K33	$W_{net}$	lokal	0.12	<	1.34	300	0.09
		gesamt	0.12	<	1.34	300	0.09
K19	$W_{fin}$	lokal	0.12	<	2.01	200	0.06
		gesamt	0.12	<	2.01	200	0.06
K19	$W_{inst,rare}$	lokal	0.07	<	1.34	300	0.05
		gesamt	0.07	<	1.34	300	0.05
K19	$W_{max}$	lokal	0.12				
		gesamt	0.12				

Verformungsanteile in [cm]

Kombination		ständig		charakt. Situation		quasi-ständige Sit.	
		$W_{G,inst}$	$W_{G,fin}$	$W_{Q,inst}$	$W_{Q,fin}$	$W_{Q,inst}$	$W_{Q,fin}$
K33	lok	0.07	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00
	ges	0.07	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00
K19	lok	0.07	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00
	ges	0.07	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00

**AUFLAGERKRÄFTE** [kN/m], charakteristische Werte

EW		Stütze 1		Stütze 2	
		max	min	max	min
g	V	1.83	1.83	1.83	1.83
	H	-0.48	-0.48	0.48	0.48
SOA	V	0.53	0.06	0.53	0.06
	H	-0.07	-0.14	0.14	0.07
WIL	V	-0.38	-0.38	0.59	0.59
	H	1.46	1.46	1.11	1.11
WIR	V	0.59	0.59	-0.38	-0.38
	H	-1.11	-1.11	-1.46	-1.46

**MAX/MIN AUFLAGERKRÄFTE** Design-Werte [kN/m]

in der Ständigen und Vorübergehenden Situation					
Lager	$V_{max}$	Hzug Kombi	$V_{zug}$	$H_{max}$	Kombi
1	3.81	-1.86 K9	1.90	1.54	K5
2	3.81	1.86 K7	3.76	2.42	K8

Min. Auflagerkräfte sind nicht für den Nachweis gegen Abheben geeignet!

Ständigen und Vorübergehenden Situation					
Lager	$V_{min}$	Hzug Kombi	$V_{zug}$	$H_{min}$	Kombi
1	1.90	1.54 K5	3.76	-2.42	K10
2	1.90	-1.54 K6	1.90	-1.54	K6

**KEHLBALKENAUFLAGERKRÄFTE** [kN/m], charakteristische Werte

EW		Stütze 1		Stütze 2	
		max	min	max	min
g	V	5.29	5.29	5.29	5.29
	H	0.00	0.00	0.00	0.00
SOA	V	1.45	0.10	1.45	0.10
	H	0.00	0.00	0.00	0.00
WIL	V	1.98	1.98	-1.19	-1.19
	H	0.00	0.00	0.00	0.00
WIR	V	-1.19	-1.19	1.98	1.98
	H	0.00	0.00	0.00	0.00

**MAX/MIN KEHLBALKENAUFLAGERKRÄFTE** Design-Werte [kN/m]

in der Ständigen und Vorübergehenden Situation

Lager	V <sub>max</sub>	H <sub>zug</sub> Kombi	V <sub>zug</sub>	H <sub>max</sub> Kombi
1	11.19	0.00 K8	7.14	0.00 K1
2	11.19	0.00 K10	7.14	0.00 K1

Min. Auflagerkräfte sind nicht für den Nachweis gegen Abheben geeignet!

Ständigen und Vorübergehenden Situation

Lager	V <sub>min</sub>	H <sub>zug</sub> Kombi	V <sub>zug</sub>	H <sub>min</sub> Kombi
1	5.35	0.00 K6	7.14	0.00 K1
2	5.35	0.00 K5	7.14	0.00 K1

**RIEGELANSCHLUSSKRÄFTE** [kN], charakteristische Werte (ACTIO)

EW		KB li.		KB re.	
		max	min	max	min
g	V	0.30	0.30	0.30	0.30
	H	0.78	0.78	0.78	0.78
SOA	V	0.00	0.00	0.00	0.00
	H	0.23	0.00	0.23	0.00
WIL	V	0.00	0.00	0.00	0.00
	H	0.00	-0.14	0.00	-0.14
WIR	V	0.00	0.00	0.00	0.00
	H	0.00	-0.14	0.00	-0.14
Sum	V	0.30	0.30	0.30	0.30
Sum	H	1.01	0.50	1.01	0.50

**aufzunehmende Ausziehkräfte für SOGNACHWEIS**

**Windlasten für Abhebenachweis**, [kN/m<sup>2</sup>]

Die Windlasten werden immer mit dem cpe1-Wert bestimmt.

wF0	wH0	wJ0	wI0	wD0	wE0
-0.41	-0.05	-0.30	-0.22	-0.82	0.57

wF180	wH180	wJ180	wI180	wD180	wE180
-0.41	-0.05	-0.30	-0.22	-0.82	0.57

wF90l	wG90l	wA90l	wD90l	wF90r	wG90r	wA90r	wD90r
-1.23	-1.64	1.39	0.00	-1.23	-1.64	1.39	0.00

Ausziehkräfte wirken senkrecht zur Dachebene [kN]

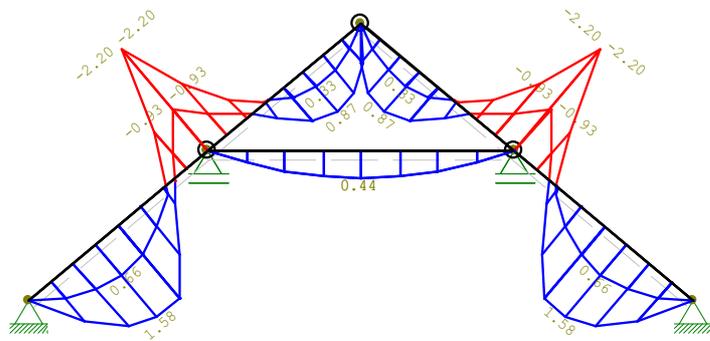
linker Sparren (ungünstigst)

Lager	erf.Rd	zug.Nd	Fz	Fx	Lastfall
1	1.10	-2.20	-0.57	-2.39	0,9*EG+0,9*g+1,5*wgb(Abh) (39)
3	2.62	2.20	3.42	0.00	0,9*EG+0,9*g+1,5*wgb(Abh) (39)

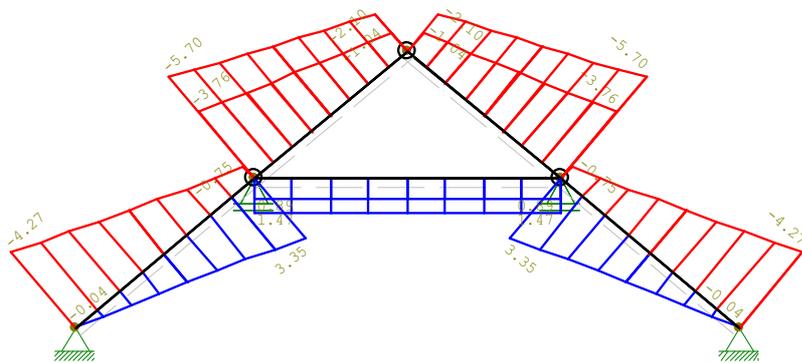
rechter Sparren (ungünstigst)

Lager	erf.Rd	zug.Nd	Fz	Fx	Lastfall
2	1.10	-2.20	-0.57	2.39	0,9*EG+0,9*g+1,5*wgb(Abh) (39)
4	2.62	2.20	3.42	0.00	0,9*EG+0,9*g+1,5*wgb(Abh) (39)

Momentenverlauf [kNm/m]  
max/min-Werte



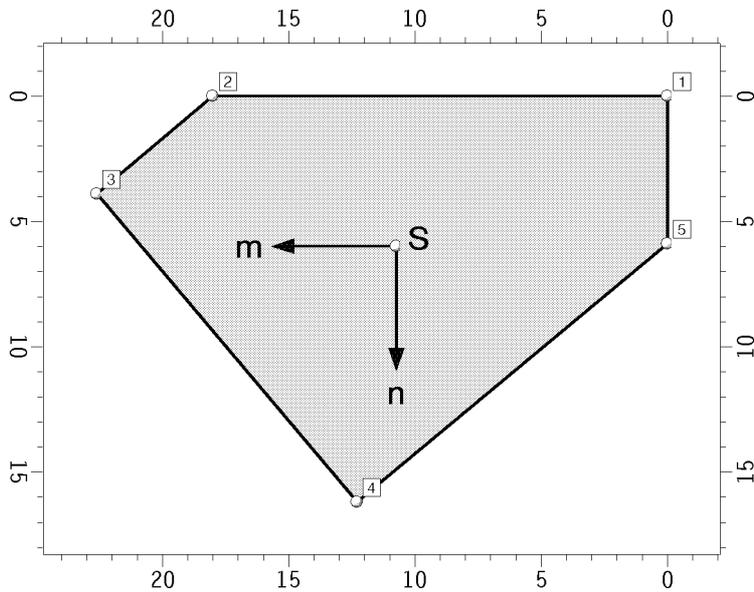
Normalkraftverlauf [kN/m]  
max/min-Werte





**QUERSCHNITT: MITTELPFETTE**

"Stich" gibt in den Tabellen den Bogenstich des Kreisbogens zum nachfolgenden Knoten an.  
Ist "Stich" positiv, so liegt der Kreisbogen auf der linken Seite der Sehne, ansonsten rechts



**Außenberandung**

Nr.	y cm	z cm	Stich cm
-	-	-	-
1	0.0	0.0	-
2	18.0	0.0	-
3	22.6	3.9	-
4	12.3	16.2	-
5	0.0	5.9	-

**geometrische Kennwerte**

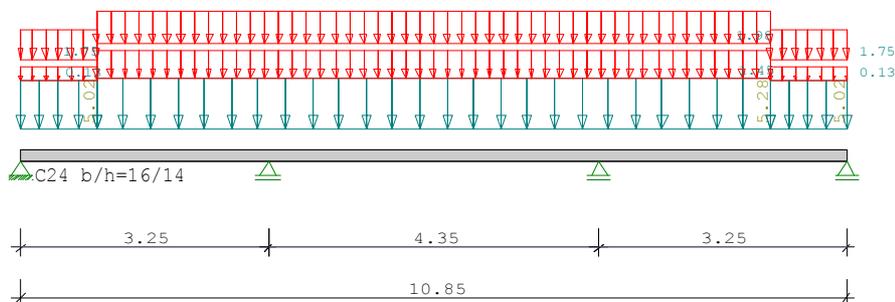
y-z ist das Beschreibungskordinatensystem; m-n ist das in den Schwerpunkt verschobene y-z-System. η-ζ ist das um α verdrehte Hauptachsensystem.  
Ausgewiesen werden: Querschnittsfläche A, Schwerpunktskoordinaten ey, ez, Trägheitsmomente I und Trägheitsradien i um die indizierten Achsen.  
Widerstandsmomente W im Hauptachsensystem.

A =	230.46 cm <sup>2</sup>	Im =	3252.6 cm <sup>4</sup>	Iη =	3191.6 cm <sup>4</sup>
ey =	10.74 cm	In =	6534.3 cm <sup>4</sup>	Wη+ =	321.9 cm <sup>3</sup>
ez =	5.98 cm	Imn =	451.5 cm <sup>4</sup>	Wη- =	462.5 cm <sup>3</sup>
α =	7.69 °	im =	3.76 cm	Iζ =	6595.3 cm <sup>4</sup>
ly =	11500.9 cm <sup>4</sup>	in =	5.32 cm	Wζ+ =	574.6 cm <sup>3</sup>
lz =	33100.6 cm <sup>4</sup>			Wζ- =	576.5 cm <sup>3</sup>
lyz =	15254.4 cm <sup>4</sup>			iη =	3.72 cm
				iζ =	5.35 cm

**Position: D03 - Mittelfette**

Durchlaufträger DLT10 02/2019 (Frilo R-2019-2/P07)

Maßstab 1 : 100



Holzträger über 3 Felder C24  
 E-Modul  $E_{mean} = 11000 \text{ N/mm}^2$  DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )
1	3.25	konstant	16.0	14.0	3658.7
2	4.35	konstant	16.0	14.0	3658.7
3	3.25	konstant	16.0	14.0	3658.7

Trägerbezogene Lasten (kN,m)									
Belastung (kN,m)	Lasttyp:		1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Typ	EG	Gr	VK	g l/r	q l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
4	J	1	0.00	5.02	0.13	1.00	0.00	1.00	D01
4	J	1	0.00	5.02	0.13	1.00	1.00	8.85	D02
4	J	1	0.00	5.28	1.45	1.00	9.85	1.00	D01
4	I	2	0.00	5.02	0.13	1.00	0.00	1.00	D01
4	I	2	0.00	0.00	1.75	1.00	0.00	1.00	D01
4	I	2	0.00	0.00	1.75	1.00	1.00	8.85	D02
4	I	2	0.00	0.00	1.98	1.00	9.85	1.00	D01
4	I	2	0.00	0.00	1.75	1.00	0.00	1.00	D01
4	I	2	0.00	0.00	1.75	1.00	9.85	1.00	D01

Eigengewicht des Trägers ist mit  $\gamma = 6.0 \text{ kN/m}^3$  berücksichtigt.

Einwirkungen:							
Nr	KI	Bezeichnung	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\gamma$	KLED
I	4	Windlasten	0.60	0.20	0.00	1.50	kurz
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.  
 Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 ->  $K_{Fi} = 1.0$  Tab. B3  
 In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).  
 In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten							
Feldmomente Maximum ( kNm , kN )							
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 1.30	5.45	0.00	-13.05	8.83	-18.11	2
2	x0 = 2.18	7.87	-13.05	-13.05	19.24	-19.24	2
3	x0 = 1.95	5.45	-13.05	0.00	18.11	-8.83	2

Stützmomente Maximum ( kNm , kN )								
Stütze		M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1		0.00	0.00	0.00	8.83	8.83	6.10	2
2		-13.05	-13.05	-18.11	19.24	37.35	23.01	2
3		-13.05	-13.05	-19.24	18.11	37.35	23.01	2
4		0.00	0.00	-8.83	0.00	8.83	6.10	2

Auflagerkräfte ( kN )							
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min	
1	6.10	2.73	0.00	8.83	8.83	6.10	
2	23.01	14.33	0.00	37.35	37.35	23.01	
3	23.01	14.33	0.00	37.35	37.35	23.01	
4	6.10	2.73	0.00	8.83	8.83	6.10	
Summe:	58.23	34.12	0.00	92.34	92.34	58.23	

Auflagerkräfte ( kN )									
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4		
	max	min	max	min	max	min	max	min	
g	6.1	6.1	23.0	23.0	23.0	23.0	6.1	6.1	
l	2.1	0.0	8.4	0.0	8.4	0.0	2.1	0.0	
J	0.6	0.0	5.9	0.0	5.9	0.0	0.6	0.0	
Sum	8.8	6.1	37.3	23.0	37.3	23.0	8.8	6.1	

Durchbiegungen		maximale				minimale			
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb		x (m)	f (cm) komb				
1	1.30	0.98	2	3.18	-0.03	2			
2	2.18	2.58	2	0.00	0.00	0			
3	1.95	0.98	2	0.07	-0.03	2			

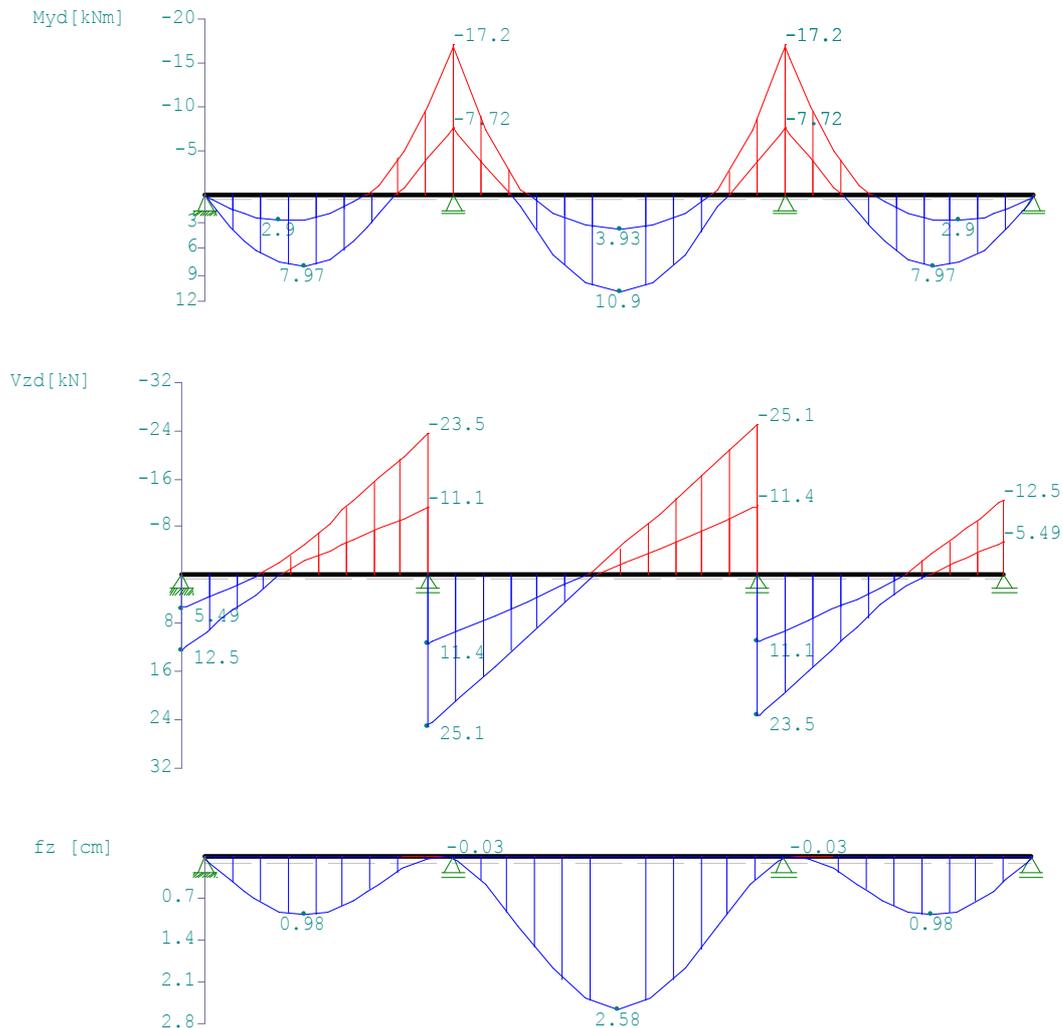
Ergebnisse für γ-fache Lasten  
 Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$  feldweise konstant

Feldmomente Maximum ( kNm , kN )							
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 1.30	7.97	0.00	-14.83	12.48	-22.77	2
2	x0 = 2.18	10.89	-16.00	-16.00	24.72	-24.72	2
3	x0 = 1.95	7.97	-14.83	0.00	22.77	-12.48	2

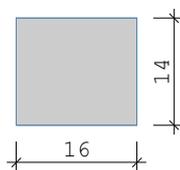
Stützmomente Maximum ( kNm , kN )								
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1		0.00	0.00	0.00	12.48	8.85*	5.49*	2
2		-17.15	-17.15	-23.49	25.06	31.51*	22.57*	2
3		-17.15	-17.15	-25.06	23.49	31.51*	22.57*	2
4		0.00	0.00	-12.48	0.00	8.85*	5.49*	2

\* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Maßstab 1 : 100



Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24  
 basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014  
 Materialnorm: EN 338:2016  
 Nutzungsklasse 1  $k_{def} = 0.60$   $\gamma_M = 1.30$   $\gamma_M(A) = 1.00$



$E_{mean} = 1100 \text{ kN/cm}^2$      $G_{mean} = 69 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_{m, k, My} = 24.0 \text{ N/mm}^2$      $f_{m, k, Mz} = 24.0 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{v, k, Vz} = 4.0 \text{ N/mm}^2$      $f_{v, k, Vy} = 4.0 \text{ N/mm}^2$

Bei Kombinationen mit Wind als kürzester Einwirkung wird für  $k_{mod}$  das Mittel aus kurz und sehr kurz verwendet (Tab. NA1 b).

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.6)  
 Normalspannungen b/h = 16/14

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	$\sigma_{d,o}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{d,u}$ (N/mm <sup>2</sup> )	k <sub>crit</sub>	k <sub>mod</sub>	$\sigma_d/f_{m,d}$	komb
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1
	1.30	5.61	-10.73	10.73	1.00	0.60	0.96	1
	3.25	-11.21	21.44	-21.44	1.00	0.60	<b>1.91 !</b>	1
2	0.00	-11.21	21.44	-21.44	1.00	0.60	<b>1.91 !</b>	1
	2.18	7.24	-13.85	13.85	1.00	0.60	<b>1.23 !</b>	1
	4.35	-11.21	21.44	-21.44	1.00	0.60	<b>1.91 !</b>	1
3	0.00	-11.21	21.44	-21.44	1.00	0.60	<b>1.91 !</b>	1
	1.95	5.61	-10.73	10.73	1.00	0.60	0.96	1
	3.25	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1 3

Der Beiwert kh = 1.01 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen b/h = 16/14

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	$\tau_D$ (N/mm <sup>2</sup> )	k <sub>mod</sub>	$\tau_d/f_{v,d}$	komb
1 re	0.140	7.87	0.53	0.60	0.57	1
2 li	0.140	-14.25	0.95	0.60	0.80 *	1
re	0.140	15.22	1.02	0.60	0.85 *	1
3 li	0.140	-15.22	1.02	0.60	0.85 *	1
re	0.140	14.25	0.95	0.60	0.80 *	1
4 li	0.140	-7.87	0.53	0.60	0.57	1

EN 1995 6.1.7 : k<sub>cr</sub> = 0.50  
 \* :k<sub>cr</sub> nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08  
 (2.2.3 , 7.2)  
 zul w<sub>inst</sub> < L/300      zul w<sub>fin</sub> < L/200      zul w<sub>net</sub> < L/300

Feld	x1 (mm)	wgB (mm)	wqB (mm)	w	zul w	$\eta$		
1	1300	inst:	6.6	2.8	9.3	10.8	0.86	2
		fin:	10.5	2.8	13.3	16.3	0.82	2
		net:	10.5	0.0	10.5	10.8	0.97	2
2	2175	inst:	15.4	8.1	23.5	14.5	<b>1.62</b>	2
		fin:	24.6	8.1	32.7	21.8	<b>1.50</b>	2
		net:	24.6	0.0	24.6	14.5	<b>1.70</b>	2
3	1950	inst:	6.6	2.8	9.3	10.8	0.86	2
		fin:	10.5	2.8	13.3	16.3	0.82	2
		net:	10.5	0.0	10.5	10.8	0.97	2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L	2=Einzellast bei a
		3=Einzelmoment bei a	4=Trapezlast von a - a+b
		5=Dreieckslast über L	6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	J 1	5.02	0.13	5.02	0.13	1.00	0.00	1.00
2		4	J 1	5.28	1.45	5.28	1.45	1.00	1.00	2.25
6		4	I 2	0.00	1.75	0.00	1.75	1.00	0.00	1.00
7		4	I 2	0.00	1.98	0.00	1.98	1.00	1.00	2.25
3	2	4	J 1	5.28	1.45	5.28	1.45	1.00	0.00	4.35
8		4	I 2	0.00	1.98	0.00	1.98	1.00	0.00	4.35

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L	2=Einzellast bei a
		3=Einzelmoment bei a	4=Trapezlast von a - a+b
		5=Dreieckslast über L	6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
4	3	4	J 1	5.28	1.45	5.28	1.45	1.00	0.00	2.25
5		4	J 1	5.02	0.13	5.02	0.13	1.00	2.25	1.00
9		4	I 2	0.00	1.98	0.00	1.98	1.00	0.00	2.25
10		4	I 2	0.00	1.75	0.00	1.75	1.00	2.25	1.00

#### Gerechnete Kombinationen aus 10 Lasten

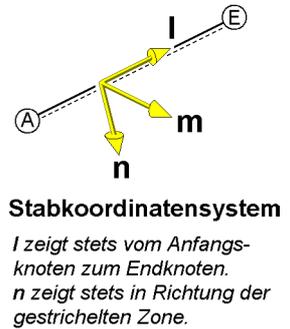
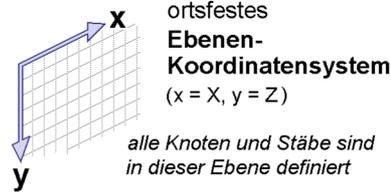
Last	K1	K2	K3	K4
1	g	g	g	g
2	.	x	.	x
3	.	x	.	x
4	.	x	.	x
5	.	x	.	x
6	.	x	x	.
7	.	x	x	.
8	.	x	x	.
9	.	x	x	.
10	.	x	x	.

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:  
 Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten je einzeln alternierend mit  $\gamma_G = 1,00 / 1,35$  beaufschlagt.  
 Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die Leiteinwirkung ist.  
 Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

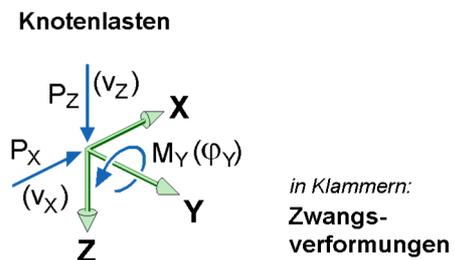
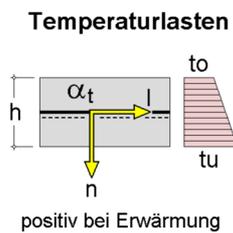
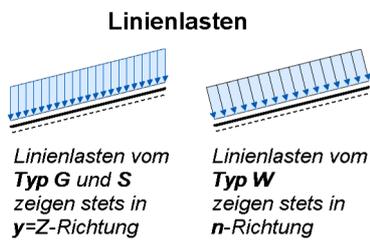
**SYSTEMBESCHREIBUNG**

**Statische Berechnung eines 2D-Rahmens**

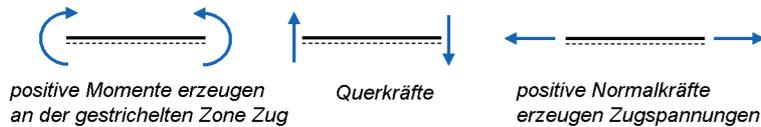
**Koordinatensysteme:**



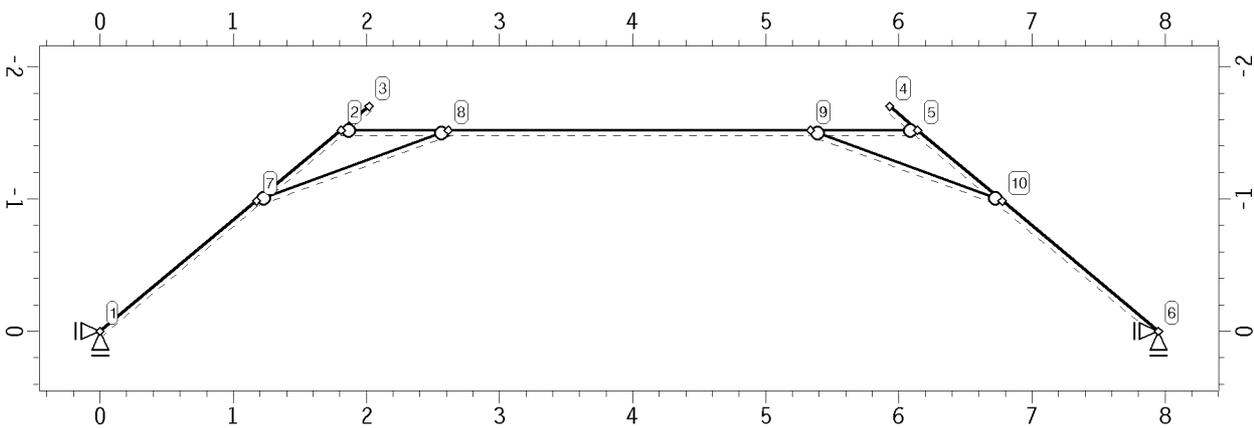
**Belastungen:**



**Schnittgrößen:**



**Knotennummern, Lagerangaben, Gelenke und Staborientierungen**



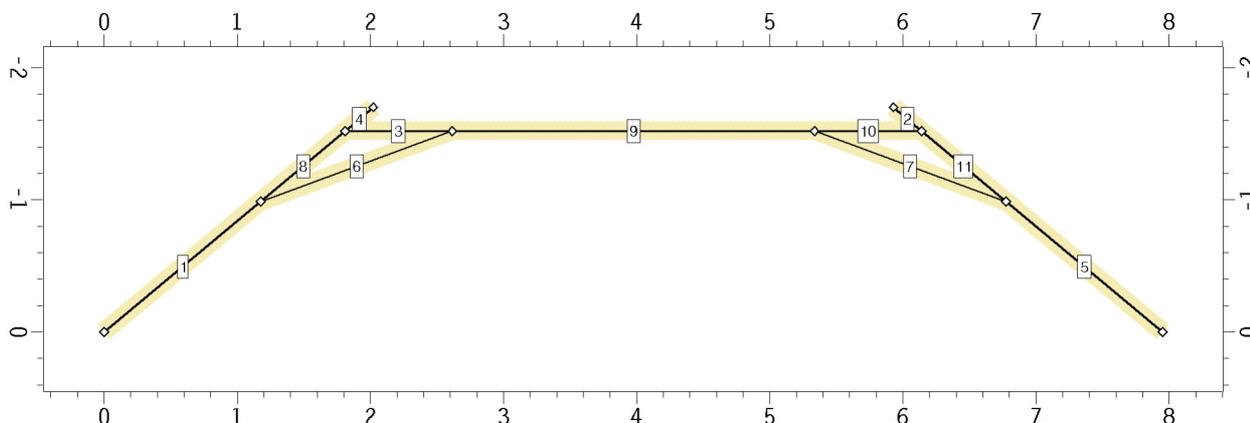
**Knotenkoordinaten und Lagerangaben**

Knoten	X m	Z m	Cf-X MN/m	Cf-Z MN/m	Cm-Y MNm/-	Bezeichnung
1	0.000	0.000	fest	fest	-	
2	1.810	-1.520	-	-	-	
3	2.020	-1.700	-	-	-	
4	5.930	-1.700	-	-	-	
5	6.140	-1.520	-	-	-	

### Knotenkoordinaten und Lagerangaben

Knoten	X m	Z m	Cf-X MN/m	Cf-Z MN/m	Cm-Y MNm/-	Bezeichnung
6	7.950	0.000	fest	fest	-	
7	1.175	-0.985	-	-	-	
8	2.615	-1.520	-	-	-	
9	5.335	-1.520	-	-	-	
10	6.775	-0.985	-	-	-	

### Stabnummern und -dicken

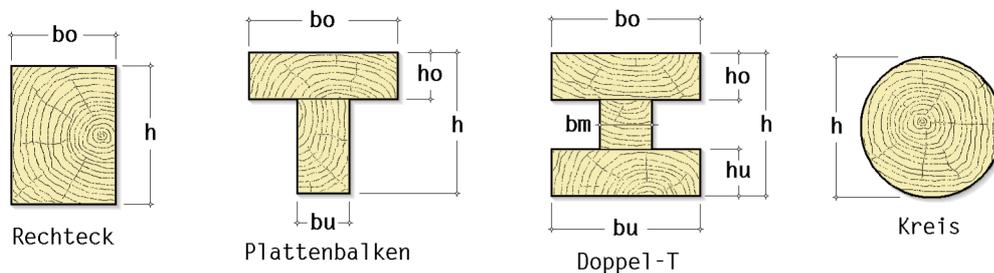


Momentengelenke: links      rechts      beids.

### Stabverzeichnis

Die Ausmitten verstehen sich als Abstände von den Knoten und legen fest, welcher Bereich des Stabes bemessen bzw. nachgewiesen werden soll. Ausmitten dürfen nicht mit starren Exzentrizitäten verwechselt werden. In der Spalte Druckausfall ist der prozentuale Ausnutzungsgrad für eine aufnehmbare Druckkraft angegeben. Ein Strich (-) zeigt an, dass für den Stab kein Druckausfall vorgesehen ist. In der Spalte Bettung ist die Bettungskonstante  $C_b$  für die elastisch gebetteten Träger angegeben. Ein Stern (\*) zeigt den Ausfall der Bettungsfedern bei Zug an.  $b_u$  ist die Aufstandsweite des Querschnittes zur Ermittlung der Sohldruckungen. Beachte: Angaben zu Zugfeder- und Druckstabausfall sind nur im Falle einer nichtlinearen Berechnung relevant.

Stab	Knoten		Länge	Gelenke	Ausmitten am		Druckausfall	Bettung	$b_u$	Bezeichnung
	Anfang	Ende			Anfang	Ende				
-	-	-	-	-	m	m	%	kN/m <sup>3</sup>	m	-
1	1	7	1.533	-	0.000	0.000	-	-	-	
2	4	5	0.277	-	0.000	0.000	-	-	-	
3	2	8	0.805	links	0.000	0.000	-	-	-	
4	2	3	0.277	-	0.000	0.000	-	-	-	
5	10	6	1.533	-	0.000	0.000	-	-	-	
6	7	8	1.536	beids.	0.000	0.000	-	-	-	
7	9	10	1.536	beids.	0.000	0.000	-	-	-	
8	7	2	0.830	-	0.000	0.000	-	-	-	
9	8	9	2.720	-	0.000	0.000	-	-	-	
10	9	5	0.805	rechts	0.000	0.000	-	-	-	
11	5	10	0.830	-	0.000	0.000	-	-	-	



Skizze: typisierte Holzquerschnitte

### Stäbe aus Holz mit typisiertem Querschnitt

Bei gevouteten Querschnitten weist die Zeile (A) die Werte am Anfang, und die Zeile (E) die Werte am Ende des Stabes aus. Zur Bedeutung der Abkürzungen vgl. o. a. Skizze. Bei Furnierschichthölzern FSH bedeuten (s): senkrecht stehende Leimfugen; (w): waagrecht liegende Leimfugen.

Stab	Material	Typ	h	bo	ho	bu	hu	bm
-	-	-	cm	cm	cm	cm	cm	cm
1	Nadelholz: C24	Rechteck	14.00	12.00	--	--	--	--
2	Nadelholz: C24	Rechteck	14.00	12.00	--	--	--	--
3	Nadelholz: C24	Rechteck	14.00	12.00	--	--	--	--
4	Nadelholz: C24	Rechteck	14.00	12.00	--	--	--	--
5	Nadelholz: C24	Rechteck	14.00	12.00	--	--	--	--
6	Nadelholz: C24	Rechteck	14.00	12.00	--	--	--	--
7	Nadelholz: C24	Rechteck	14.00	12.00	--	--	--	--
8	Nadelholz: C24	Rechteck	14.00	12.00	--	--	--	--
9	Nadelholz: C24	Rechteck	14.00	12.00	--	--	--	--
10	Nadelholz: C24	Rechteck	14.00	12.00	--	--	--	--
11	Nadelholz: C24	Rechteck	14.00	12.00	--	--	--	--

### elastische Kennwerte der Stäbe

Die hier aufgelisteten Kennwerte sind die Eingangsparameter für die lineare Berechnung. Die Querschnittswerte wurden entweder direkt vorgegeben, aus den typisierten Querschnittsangaben (entspr. der vorangegangenen Tabellen) berechnet, der **pcae**-Profildatei entnommen oder aus dem Querschnittswertprogramm **4H-QUER** importiert. Bei gevouteten Querschnitten weist die Zeile (A) die Werte am Stabanfang und die Zeile (E) die Werte am Stabende aus. Der E-Modul von Stahl wurde ggfls. mit  $\gamma_{M,Emod}$  reduziert.

Stab	Material	E-Modul	A	I	Wo	Wu	Quelle
-	-	MN/m <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	-
1	Nadelholz: C24	11000	168.0	2744.0	392.0	392.0	berechnet
2	Nadelholz: C24	11000	168.0	2744.0	392.0	392.0	berechnet
3	Nadelholz: C24	11000	168.0	2744.0	392.0	392.0	berechnet
4	Nadelholz: C24	11000	168.0	2744.0	392.0	392.0	berechnet
5	Nadelholz: C24	11000	168.0	2744.0	392.0	392.0	berechnet
6	Nadelholz: C24	11000	168.0	2744.0	392.0	392.0	berechnet
7	Nadelholz: C24	11000	168.0	2744.0	392.0	392.0	berechnet
8	Nadelholz: C24	11000	168.0	2744.0	392.0	392.0	berechnet
9	Nadelholz: C24	11000	168.0	2744.0	392.0	392.0	berechnet
10	Nadelholz: C24	11000	168.0	2744.0	392.0	392.0	berechnet
11	Nadelholz: C24	11000	168.0	2744.0	392.0	392.0	berechnet

## OBJEKTGRUPPIERUNGEN

### Protokoll der Stabzüge

Bezeichnung	(Punkte) und -Linien-
Strebe	(1)-1-(7)-8-(2)-4-(3)
Strebe	(4)-2-(5)-11-(10)-5-(6)
Riegel	(2)-3-(8)-9-(9)-10-(5)

## STRUKTUR DER BELASTUNG

Bezeichnungen der alternativen Gruppen

Gruppe	Bezeichnung
A	unterschiedliche Schneefelder
B	unterschiedliche Windrichtungen

### Beschreibung der Belastungsstruktur

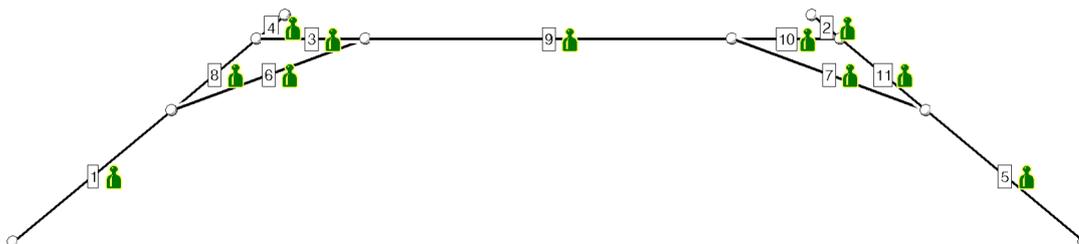
Auf der linken Seite sind die Beziehungen der Einwirkungen, Lastfallordner und Lastfälle zueinander in einer Baumstruktur dargestellt. Auf der rechten Seite sind die überlagerungsspezifischen Eigenschaften den links stehenden Objekten zugeordnet angegeben. Ein Lastfallordner entspricht überlagerungstechnisch einer Extremierung der in ihm definierten Objekte und kann seinerseits wiederum additiv oder alternativ überlagert werden.

verwendete Symbole:  Einwirkung  Lastfallordner  Lastfall  Imperfektionsfälle

 <b>1: ständige Lasten</b>	<b>ständige Lasten</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li> 1: Eigengewicht</li> <li> 2: ständige Last aus Pfette</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>additiv</li> <li>additiv</li> </ul>
 <b>2: Schneelasten</b>	<b>veränderliche Schneelasten</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li> 3: Schneelast</li> </ul>	alternativ in Gruppe A
 <b>3: Windlasten</b>	<b>veränderliche Windlasten</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li> 4: Windlast</li> </ul>	alternativ in Gruppe B

## LASTBILDER IN LASTFALL 1: EIGENGEWICHT

belastete Objekte in Lastfall 1

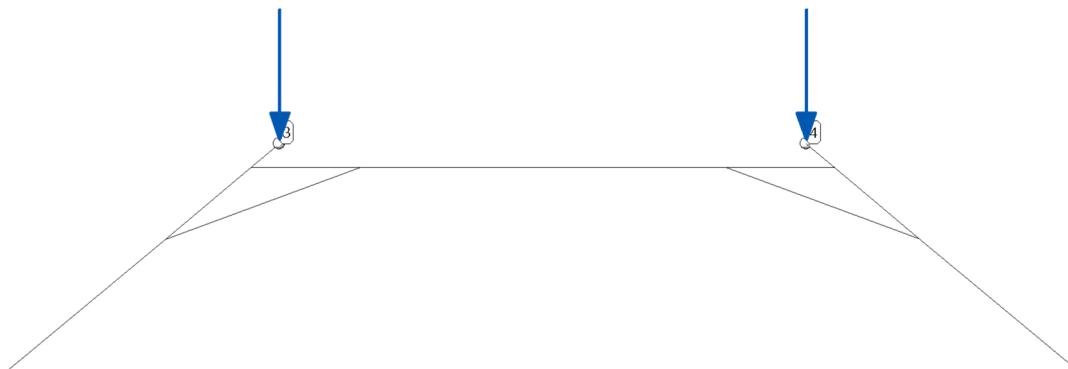


**Eigengewichtslasten in Lastfall 1**

Stab -	Rohdichte kN/m <sup>3</sup>	Stab -	Rohdichte kN/m <sup>3</sup>	Stab -	Rohdichte kN/m <sup>3</sup>
1	6.000	5	6.000	11	6.000
4	6.000	8	6.000	7	6.000
3	6.000	9	6.000	6	6.000
2	6.000	10	6.000		

**LASTBILDER IN LASTFALL 2: STÄNDIGE LAST AUS PFETTE**

belastete Objekte in Lastfall 2

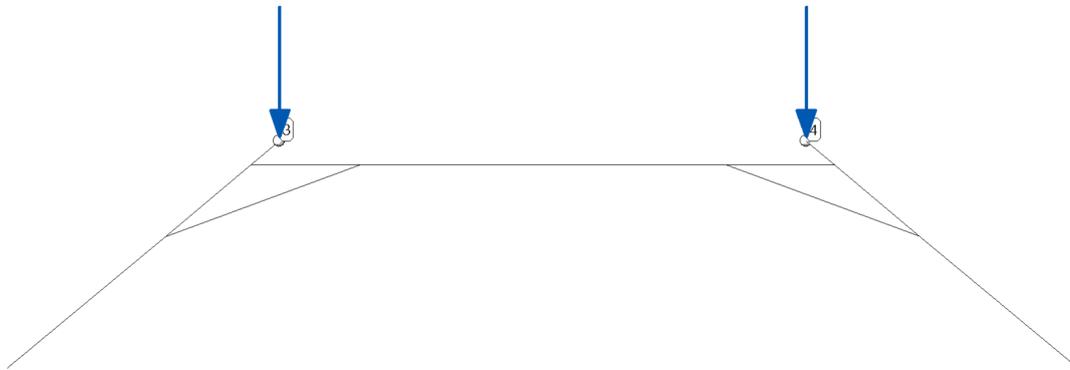


**Punktlasten in Lastfall 2**

Punkt -	Syst. -	P <sub>x</sub> kN	P <sub>z</sub> kN	M <sub>y</sub> kNm
3	X-Y-Z	0.000	23.000	0.000
4	X-Y-Z	0.000	23.000	0.000

**LASTBILDER IN LASTFALL 3: SCHNEELAST**

belastete Objekte in Lastfall 3

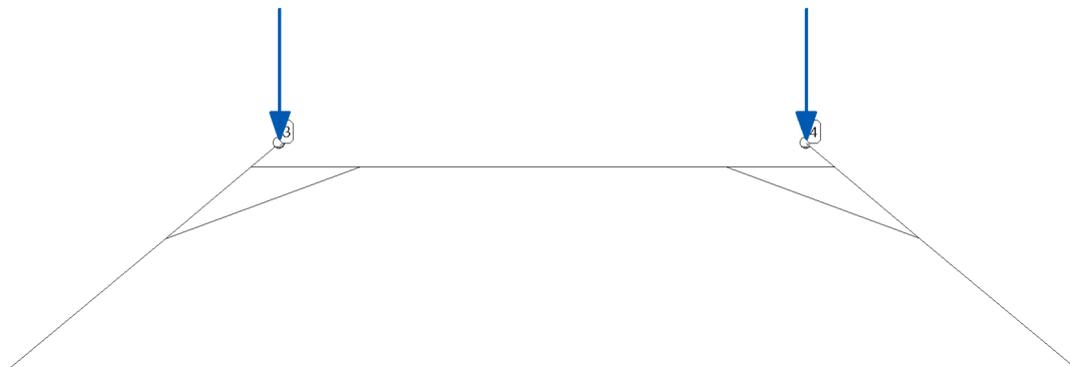


Punktlasten in Lastfall 3

Punkt	Syst.	Px kN	Pz kN	My kNm
3	X-Y-Z	0.000	5.900	0.000
4	X-Y-Z	0.000	5.900	0.000

**LASTBILDER IN LASTFALL 4: WINDLAST**

belastete Objekte in Lastfall 4



## Punktlasten in Lastfall 4

Punkt	Syst.	Px kN	Pz kN	My kNm
3	X-Y-Z	0.000	8.400	0.000
4	X-Y-Z	0.000	8.400	0.000

## BESCHREIBUNG DER GEFORDERTEN NACHWEISE

Bei Anwendung der Überlagerungsregeln nach Eurocode bedeuten:

$\Psi_{dom}$	Kombinationsbeiwert für eine führende	Verkehrslasteinwirkung	(Leiteinwirkung)
$\Psi_{sub}$	Kombinationsbeiwert für eine nichtführende	Verkehrslasteinwirkung	(Begleiteinwirkung)
$\gamma_{sup}$	Teilsicherheitsbeiwert für ungünstig	wirkende Laststellungen	
$\gamma_{inf}$	Teilsicherheitsbeiwert für günstig	wirkende Laststellungen	

Bei Anwendung der Überlagerungsregeln nach DIN 18800 bedeuten:

$\Psi_{dom}$	Kombinationsbeiwert für eine Hauptkombination
$\Psi_{sub}$	Kombinationsbeiwert für eine Nebenkombination

Überlagerungsregeln Brückenbau und DIN 1055-100 verhalten sich wie Eurocode.  
Bei nichtlinearer Berechnung bleiben Extremalbildungsvorschriften unberücksichtigt

Werden nachfolgend Nachweise nach Eurocode aufgeführt, so gilt:  
Der nationale Anhang "Deutschland" wird berücksichtigt.

## Nachweis 1: EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)

EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.): Tragfähigkeit nach DIN EN 1995

Das gesamte Bauwerk ist der Nutzungsklasse 1 zugeordnet

### 1: automatisch (suv Bs)

Extremalbildungsvorschrift zum Nachweis 1, Typ: standard, Überlagerungsregel: Eurocode

Einw.	$\Psi_{dom}$	$\Psi_{sub}$	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	Einw.	$\Psi_{dom}$	$\Psi_{sub}$	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$
<b>Gruppe 1: kmod = 0.60</b>					<b>Gruppe 3: kmod = 1.00</b>				
1	1.00	1.00	1.35	1.00	1	1.00	1.00	1.35	1.00
<b>Gruppe 2: kmod = 0.90</b>					2	1.00	0.50	1.50	0.00
1	1.00	1.00	1.35	1.00	3	1.00	0.60	1.50	0.00
2	1.00	0.50	1.50	0.00					

### 1: Generierungsvorschrift 1

Generierungsvorschrift zum Nachweis 1, Typ: standard, Überlagerungsregel: Eurocode

**Lastkollektive der Generierungsvorschrift 1 zum Nachweis 1**

Faktorisierung der Lastfälle. Negative Lastfallnummern beziehen sich auf Imperfektionen  
 BS=Bemessungssituation, SV=ständig und vorübergehend, A=außergewöhnlich, E=Erdbeben

LK	1	2	3	4	BS	k <sub>mod</sub>	γ <sub>M</sub>	LK	1	2	3	4	BS	k <sub>mod</sub>	γ <sub>M</sub>
1	1.00	1.00	1.50	-	SV	0.90	1.30	9	1.00	1.00	-	1.50	SV	1.00	1.30
2	1.35	1.00	1.50	-	SV	0.90	1.30	10	1.35	1.00	-	1.50	SV	1.00	1.30
3	1.00	1.35	1.50	-	SV	0.90	1.30	11	1.00	1.35	-	1.50	SV	1.00	1.30
4	1.35	1.35	1.50	-	SV	0.90	1.30	12	1.35	1.35	-	1.50	SV	1.00	1.30
5	1.00	1.00	1.50	0.90	SV	1.00	1.30	13	1.00	1.00	0.75	1.50	SV	1.00	1.30
6	1.35	1.00	1.50	0.90	SV	1.00	1.30	14	1.35	1.00	0.75	1.50	SV	1.00	1.30
7	1.00	1.35	1.50	0.90	SV	1.00	1.30	15	1.00	1.35	0.75	1.50	SV	1.00	1.30
8	1.35	1.35	1.50	0.90	SV	1.00	1.30	16	1.35	1.35	0.75	1.50	SV	1.00	1.30

**Stabverzeichnis zum Nachweis 1:**

Stab	f <sub>m,k</sub>	f <sub>t,0,k</sub>	f <sub>c,0,k</sub>	f <sub>vk</sub>	k <sub>m</sub>	k <sub>c,z</sub>	k <sub>c,y</sub>	k <sub>crit</sub>	k <sub>h</sub>	k <sub>cr</sub>	Stabanfang		Stabende	
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>							Kerbe	cm	Kerbe	cm
1	24.00	14.00	21.00	4.00	0.70	--	--	--	1.014	0.500	keine	-	keine	-
2	24.00	14.00	21.00	4.00	0.70	--	--	--	1.014	0.500	keine	-	keine	-
3	24.00	14.00	21.00	4.00	0.70	--	--	--	1.014	0.500	keine	-	keine	-
4	24.00	14.00	21.00	4.00	0.70	--	--	--	1.014	0.500	keine	-	keine	-
5	24.00	14.00	21.00	4.00	0.70	--	--	--	1.014	0.500	keine	-	keine	-
6	24.00	14.00	21.00	4.00	0.70	--	--	--	1.014	0.500	keine	-	keine	-
7	24.00	14.00	21.00	4.00	0.70	--	--	--	1.014	0.500	keine	-	keine	-
8	24.00	14.00	21.00	4.00	0.70	--	--	--	1.014	0.500	keine	-	keine	-
9	24.00	14.00	21.00	4.00	0.70	--	--	--	1.014	0.500	keine	-	keine	-
10	24.00	14.00	21.00	4.00	0.70	--	--	--	1.014	0.500	keine	-	keine	-
11	24.00	14.00	21.00	4.00	0.70	--	--	--	1.014	0.500	keine	-	keine	-

**Nachweis 2: EC 5 Verformungen**

EC 5 Verformungen: Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995

Das gesamte Bauwerk ist der Nutzungsklasse 1 zugeordnet

**Nachweisoptionen zum Nachweis 2:**

Nachweis von

- w(inst)  
 w(fin)  
 w(net,fin)

**1: Standardkombination** (erste Teilkombination)

Extremalbildungsvorschrift zum Nachweis 2, **Teilnachweis**: w<sub>inst</sub> (Durchbiegungen auf charakteristischem Niveau ohne Kriecheinfluss)

Einw.	Ψ <sub>dom</sub>	Ψ <sub>sub</sub>	γ <sub>sup</sub>	γ <sub>inf</sub>
1	1.00	1.00	1.00	1.00
2	1.00	0.50	1.00	0.00
3	1.00	0.60	1.00	0.00

**1: Standardkombination** (zweite Teilkombination)Extremalbildungsvorschrift zum Nachweis 2, **Teilnachweis: w<sub>fin</sub>** (= w<sub>inst</sub> + w<sub>creep</sub> = w<sub>inst</sub> mit Kriecheinfluss); k<sub>def</sub> = 0.60

Einw.	$\Psi_{dom}$	$\Psi_{sub}$	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	( $\Psi_2$ )
1	1.60	1.60	1.00	1.00	1.00
2	1.00	0.50	1.00	0.00	0.00
3	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00

**1: Standardkombination** (dritte Teilkombination)Extremalbildungsvorschrift zum Nachweis 2, **Teilnachweis: w<sub>net,fin</sub>** (quasiständige Netto-Enddurchbiegung); k<sub>def</sub> = 0.60

Einw.	$\Psi_{dom}$	$\Psi_{sub}$	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$
1	1.00	1.00	1.60	1.60
2	0.00	0.00	1.60	0.00
3	0.00	0.00	1.60	0.00

**Stabverzeichnis zum Nachweis 2:**

Der Nachweis wird getrennt für die Verschiebungen in n-Richtung (erster Block) und m-Richtung (zweiter Block) geführt. w<sub>0</sub> ist der Wert der Vorverformung; R gibt die Richtung an. Es gelten folgende Grenzwerte (Klammerwerte für Kragarme): für w<sub>inst</sub>: l<sub>v</sub>/300 (l<sub>v</sub>/150), für w<sub>fin</sub>: l<sub>v</sub>/200 (l<sub>v</sub>/100), für w<sub>net,fin</sub>: l<sub>v</sub>/300 (l<sub>v</sub>/150)

Stab	l <sub>v</sub> (n)		l <sub>v</sub> (m)		w <sub>0</sub>	R
	m	Bemerk.	m	Bemerk.		
-	-	-	-	-	cm	-
1	1.53	-	1.53	-	0.0	
2	0.28	-	0.28	-	0.0	
3	0.81	-	0.81	-	0.0	
4	0.28	-	0.28	-	0.0	
5	1.53	-	1.53	-	0.0	
6	1.54	-	1.54	-	0.0	
7	1.54	-	1.54	-	0.0	
8	0.83	-	0.83	-	0.0	
9	2.72	-	2.72	-	0.0	
10	0.80	-	0.80	-	0.0	
11	0.83	-	0.83	-	0.0	

**VORSCHRIFTEN**

DIN EN 1990, Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung;

Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010, Ausgabe Dezember 2010

DIN EN 1990/NA, Nationaler Anhang zur DIN EN 1990, Ausgabe Dezember 2010

DIN EN 1995-1-1, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten -

Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau;

Deutsche Fassung EN 1995-1-1:2004 + AC:2006 + A1:2008, Ausgabe Dezember 2010

DIN EN 1995-1-1/NA, Nationaler Anhang zur DIN EN 1995-1-1, Ausgabe Dezember 2010

DIN 1052-10: Herstellung und Ausführung von Holzbauwerken -

Teil 10: Ergänzende Bestimmungen, Ausgabe Mai 2012

## NATIONALE ANHÄNGE ZU DEN EUROCODES

### Lastfaktoren (Hochbau) des nationalen Anhangs

Deutschland

#### Teilsicherheitsfaktoren für Einwirkungen der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation

Einwirkungsart	$\gamma_{Fsup}$	$\gamma_{Finf}$
ständige Lasten	1.35	1.00
veränderliche Lasten	1.50	0.00
Flüssigkeitsdruck/Maschinenlasten	1.35	0.00
Zwang	1.00	0.00
Vorspannung	1.00	1.00

#### Teilsicherheitsfaktoren für Einwirkungen der außergewöhnlichen Bemessungssituation

Einwirkungsart	$\gamma_{Fsup}$	$\gamma_{Finf}$
ständige Lasten	1.00	1.00
veränderliche Lasten	1.00	0.00
Flüssigkeitsdruck/Maschinenlasten	1.00	0.00
Zwang	1.00	0.00
Vorspannung	1.00	1.00
außergewöhnliche Einwirkungen	1.00	1.00

#### Teilsicherheitsfaktoren für Einwirkungen der Erdbebenbemessungssituation

Einwirkungsart	$\gamma_{Fsup}$	$\gamma_{Finf}$
ständige Lasten	1.00	1.00
veränderliche Lasten	1.00	0.00
Flüssigkeitsdruck/Maschinenlasten	1.00	0.00
Zwang	1.00	0.00
Vorspannung	1.00	1.00
Erdbeben	1.00	1.00

#### Teilsicherheitsfaktoren für Einwirkungen der Gebrauchstauglichkeits- und Ermüdungsnachweise

Einwirkungsart	$\gamma_{Fsup}$	$\gamma_{Finf}$
ständige Lasten	1.00	1.00
veränderliche Lasten	1.00	0.00
Flüssigkeitsdruck/Maschinenlasten	1.00	0.00
Zwang	1.00	0.00
Vorspannung	1.00	1.00

#### Kombinationsbeiwerte

Die Werte in der  $\Psi_{2E}$ -Spalte sind die  $\Psi_2$ -Werte für die Erdbebenbemessungssituation

Einwirkung	Kategorie	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	$\Psi_{2E}$
Wohn-, Büroräume	A, B	0.70	0.50	0.30	0.30
Versamlungs-, Verkaufsräume	C, D	0.70	0.70	0.60	0.60
Lageräume	E	1.00	0.90	0.80	0.80
Fahrzeuge bis 30 kN	F	0.70	0.70	0.60	0.60
Fahrzeuge bis 160 kN	G	0.70	0.50	0.30	0.30
Dächer	H	0.00	0.00	0.00	0.00
Schnee/Eis bis 1000 m ü.NN		0.50	0.20	0.00	0.50
Schnee/Eis über 1000 m ü.NN		0.70	0.50	0.20	0.50
Wind		0.60	0.20	0.00	0.00
Temperatur		0.60	0.50	0.00	0.00
Baugrundsetzungen		1.00	1.00	1.00	1.00
sonstige Einwirkungen		0.80	0.70	0.50	0.50

**Anmerkung:** Flüssigkeitsdruck/Maschinenlasten, Zwang sowie Baugrundsetzungen, sonstige Einwirkungen sind nicht Teil der EN 1990 (Eurocode).

**Ausgewählte Nachweisparameter des nationalen Anhangs**

Deutschland

DIN EN 1995-1-1 und DIN EN 1995-1-2 (EC5)

**Materialsicherheitsbeiwerte**

Bemessungssituation	Holzart	Wert
ständig und vorübergehend	Vollholz	1.30
	Brettschichtholz	1.30
außergewöhnlich	alle Arten	1.00
Brandschutz	alle Arten	1.00

**Modifikationsbeiwerte**

KLED	Nutzungs-kategorie		
	1	2	3
ständig	0.60	0.60	0.50
lange	0.70	0.70	0.55
mittel	0.80	0.80	0.65
kurz	0.90	0.90	0.70
sehr kurz	1.10	1.10	0.90

**Rissfaktor**

Rissfaktor  $k_{cr}$  zur Festlegung der effektiven Querschnittsbreite bei der Ermittlung der Schubspannungen aus Querkraft

- $k_{cr} = 2.0/f_{v,k}$  für Nadelholz
- $k_{cr} = 0.67$  für Laubholz
- $k_{cr} = 2.5/f_{v,k}$  für Brettschichtholz
- $k_{cr} = 1.0$  sonst

**Verformungsbeiwerte**

KLED	Nutzungs-kategorie		
	1	2	3
$k_{def} =$	0.60	0.80	2.00

Ermittlung der Netto-Enddurchbiegung nach EC5 (7.2):

$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c$  mit  $w_{inst}$  aus

quasiständiger Kombination

gemäß NAD Deutschland Änderung A1, (NA.A1)

**Verformungsgrenzwerte**

gemäß DIN EN 1995-1-1 Abschnitt 7.2 Tab. 7.2

Nachweis	normal	Kragarm
$w_{inst}$	1/300	1/150
$w_{fin}$	1/200	1/100
$w_{net,fin}$	1/300	1/150

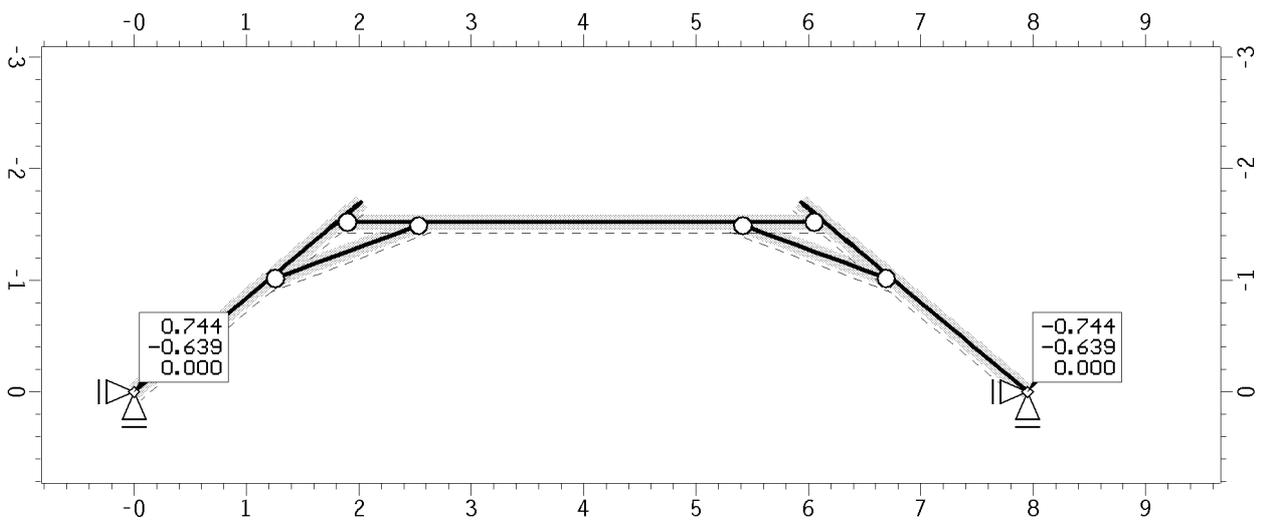
Ermittlung der bezogenen Kippschlankheit beim Biegedrillknicknachweis (nur für Brettschichtholz):

Faktor gemäß NCI Zu 6.3.3(2) = 1.40

**AUSGEWÄHLTE GRAFIKEN/TABELLEN**

**Zahlenwerte APx,APz,AM**

Lastfall 1: Eigengewicht

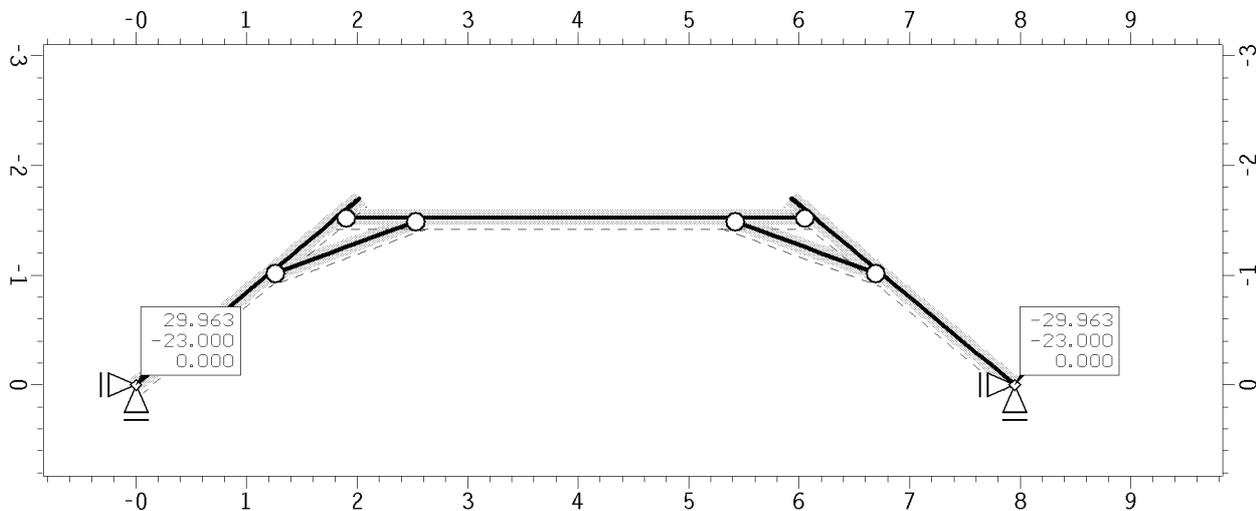


Zahlenwerte APx,APz,AM, Knotenlagerreaktionen

Min/Max/Grenzwert (je Zeile): APx: -0.744/ 0.744/ 0.000 kN, APz: -0.639/-0.639/ 0.000 kN, AM: 0.000/ 0.000/ 0.000 kNm

### Zahlenwerte APx,APz,AM

Lastfall 2: ständige Last aus P

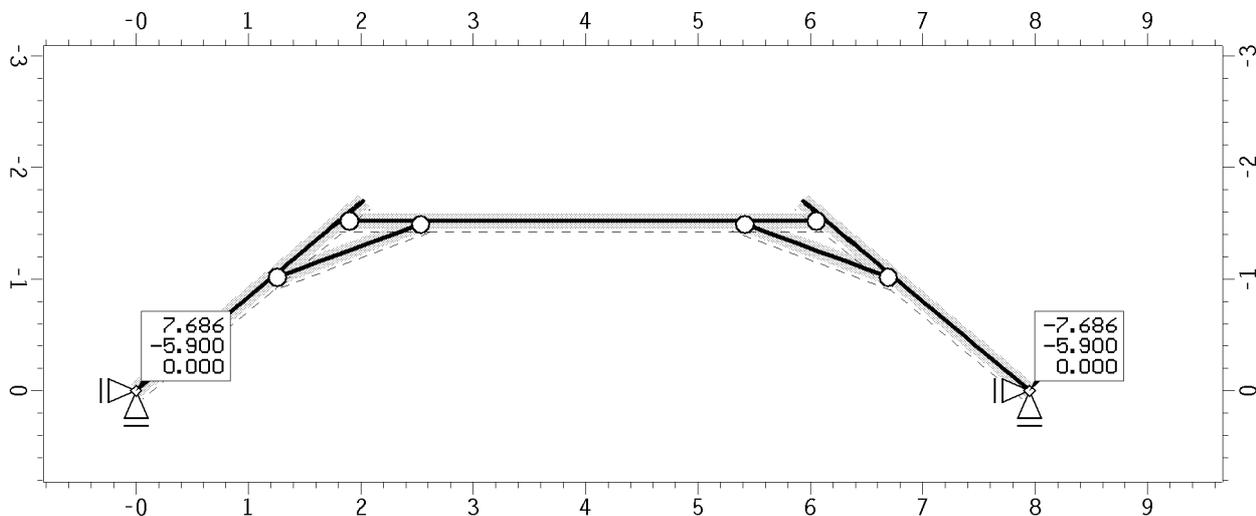


Zahlenwerte APx,APz,AM, Knotenlagerreaktionen

Min/Max/Grenzwert (je Zeile): APx: -29.963/ 29.963/ 0.000 kN, APz: -23.000/-23.000/ 0.000 kN, AM: 0.000/ 0.000/ 0.000 kNm

### Zahlenwerte APx,APz,AM

Lastfall 3: Schneelast

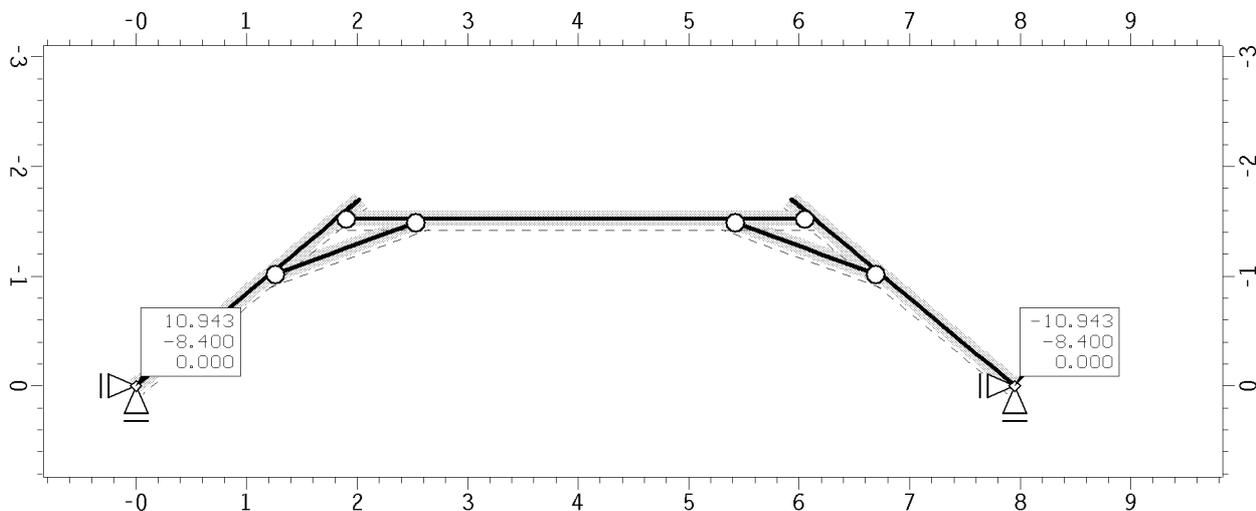


Zahlenwerte APx,APz,AM, Knotenlagerreaktionen

Min/Max/Grenzwert (je Zeile): APx: -7.686/ 7.686/ 0.000 kN, APz: -5.900/-5.900/ 0.000 kN, AM: 0.000/ 0.000/ 0.000 kNm

### Zahlenwerte APx,APz,AM

Lastfall 4: Windlast



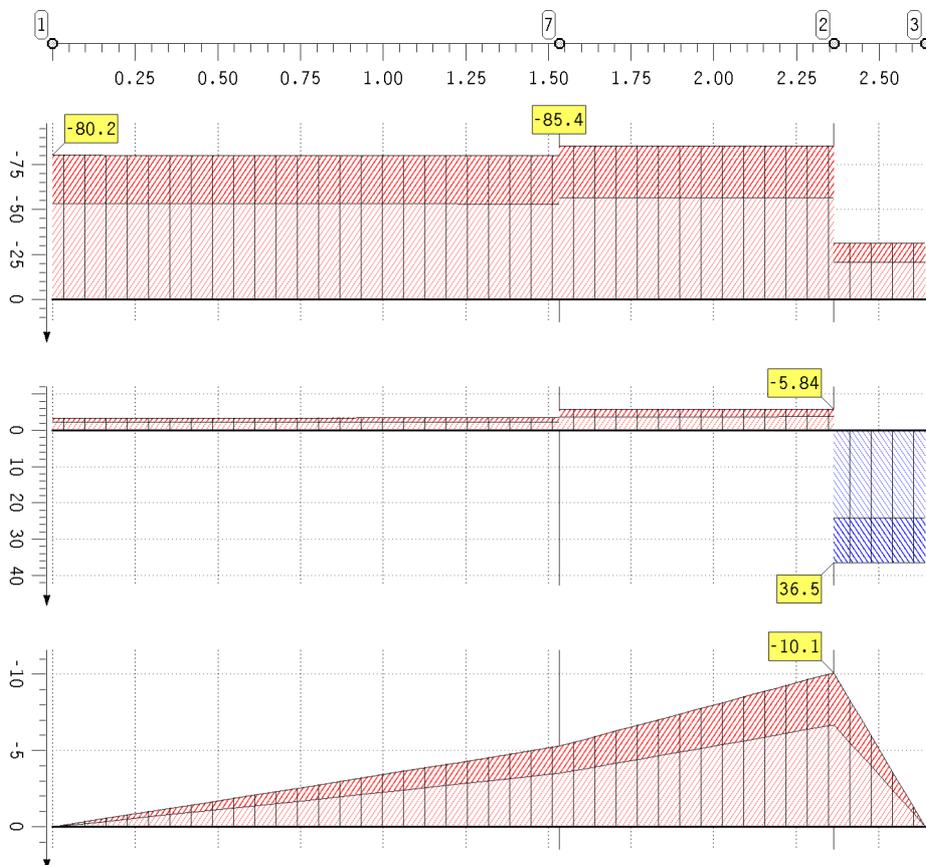
Zahlenwerte APx,APz,AM, Knotenlagerreaktionen

Min/Max/Grenzwert (je Zeile): APx: -10.943/ 10.943/ 0.000 kN, APz: -8.400/ -8.400/ 0.000 kN, AM: 0.000/ 0.000/ 0.000 kNm

### Schnittgrößen

Stabzug 1: Strebe (Länge 2.64 m)

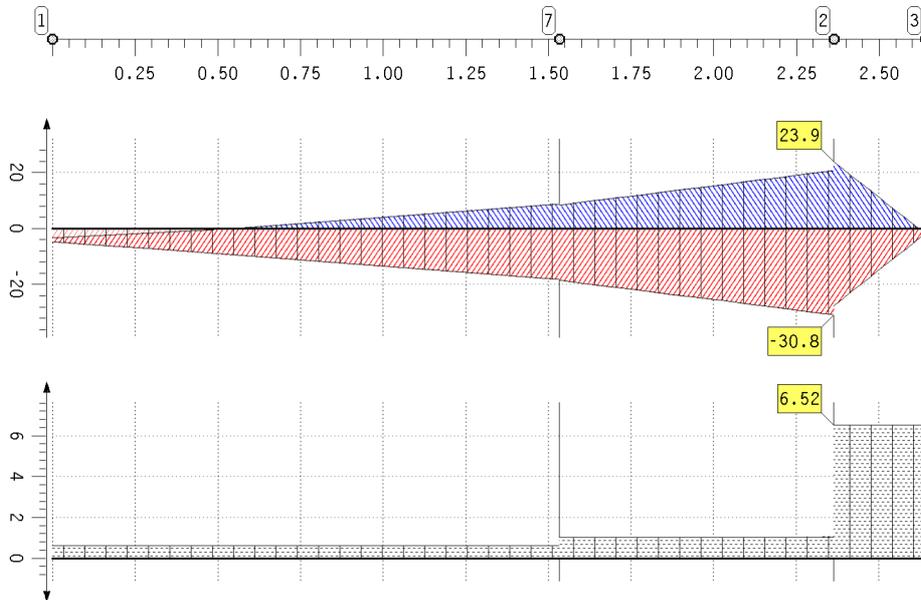
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



### Spannungen (Holz)

Stabzug 1: Strebe (Länge 2.64 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



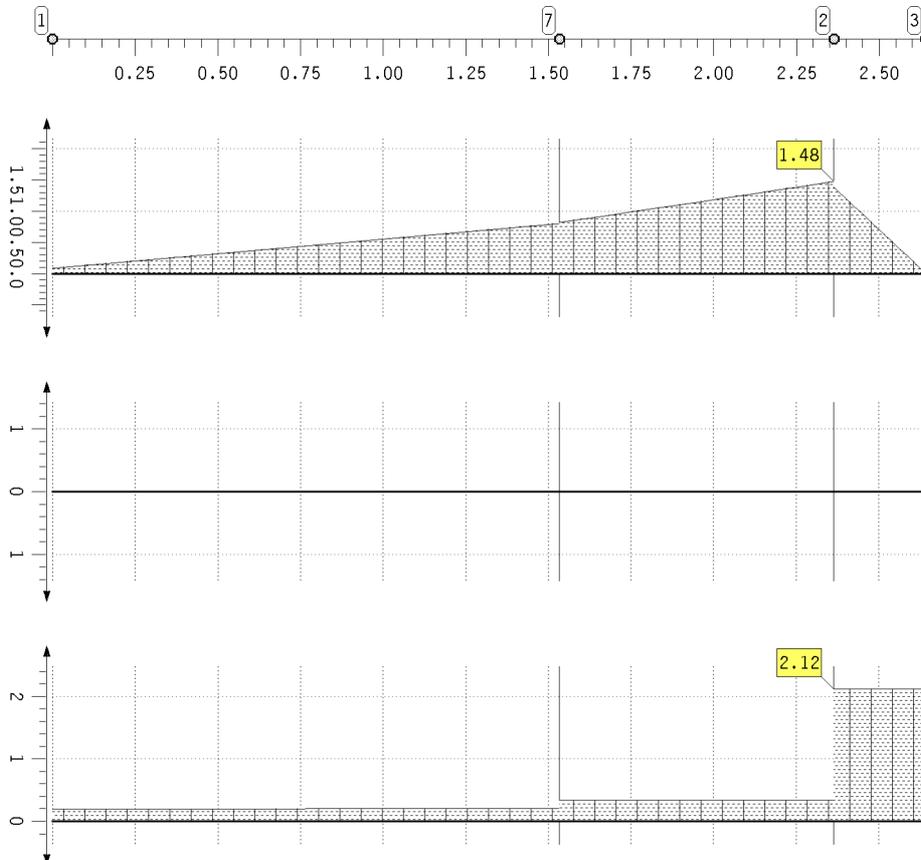
extremale  
Normalspannungen  
 $\sigma$  in  $\text{MN/m}^2$   
Min: -30.84  
Max: 23.90

Schubspannung  
infolge Querkraft  
 $\tau$  in  $\text{MN/m}^2$   
Max: 6.52

### Ausnutzungen (Holz)

Stabzug 1: Strebe (Länge 2.64 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



Ausnutzung infolge  
Biegung und Druck  
 $U_{\sigma,c}$   
Max: 1.48

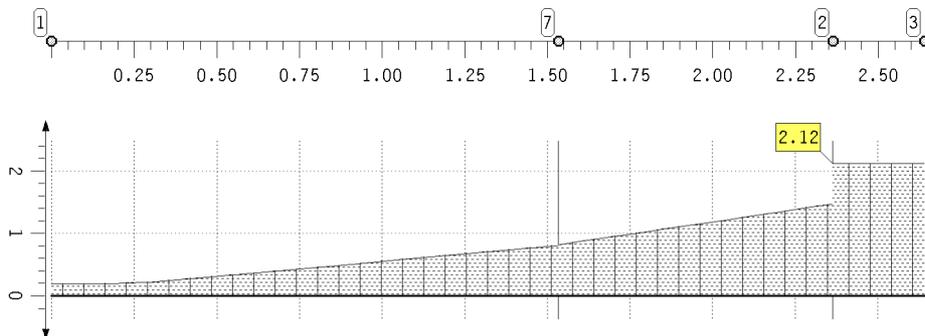
Ausnutzung infolge  
Biegung und Zug  
 $U_{\sigma,t}$   
Max: 0.00

Ausnutzung infolge  
Querkraft  
 $U_{\tau}$   
Max: 2.12

### Ausnutzungen (Holz)

Stabzug 1: Strebe (Länge 2.64 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1

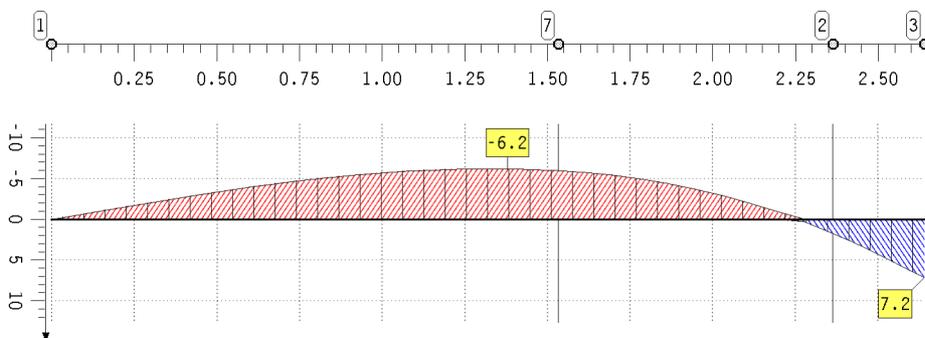


Ausnutzung  
U  
Max: 2.12

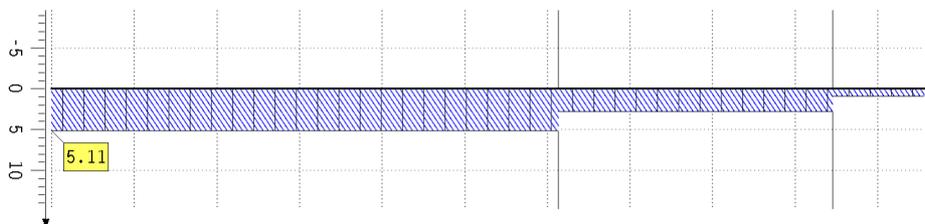
### Durchbiegungen (Gebrauchstauglichkeit)

Stabzug 1: Strebe (Länge 2.64 m)

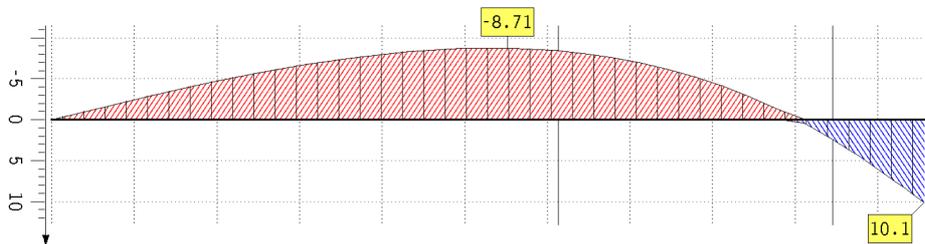
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



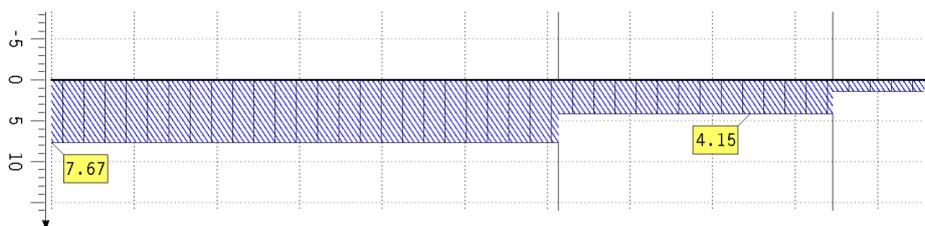
extremale  
Durchbiegungen  
Winst  
in mm  
Min: -6.20  
Max: 7.20



maßgebende  
Durchbiegung  
Winst,req  
in mm  
Min: 0.92  
Max: 5.11



extremale  
Durchbiegungen  
Wfin  
in mm  
Min: -8.71  
Max: 10.10

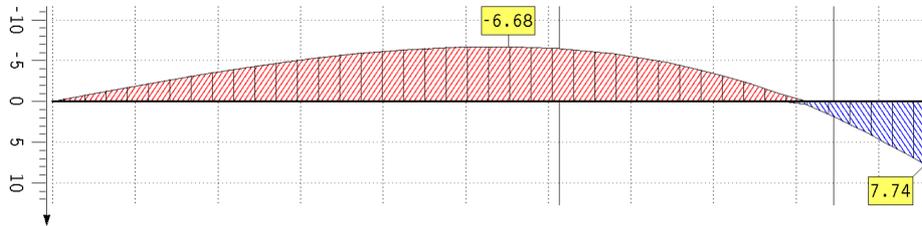
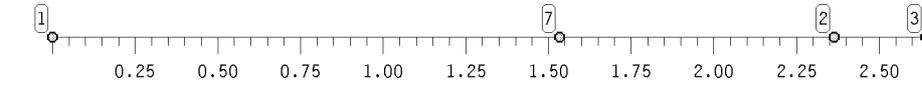


maßgebende  
Durchbiegung  
Wfin,req  
in mm  
Min: 1.38  
Max: 7.67

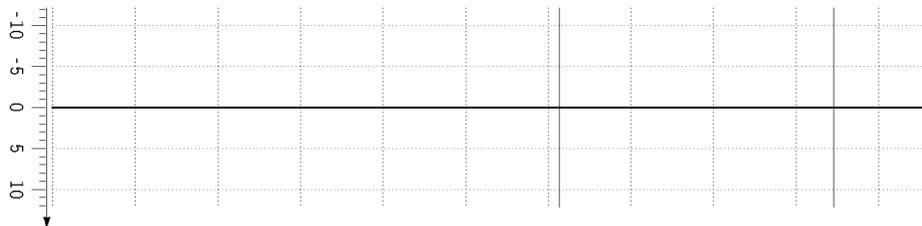
### Durchbiegungen (Gebrauchstauglichkeit)

Stabzug 1: Strebe (Länge 2.64 m)

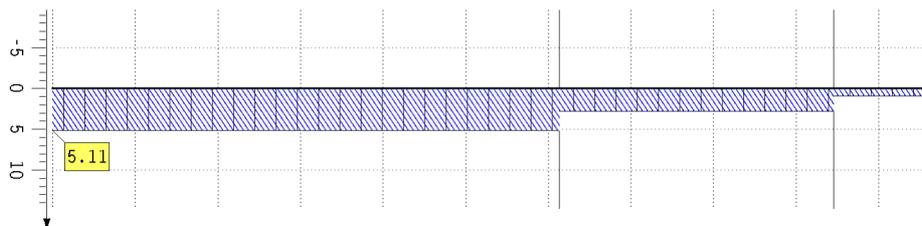
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



extremale Durchbiegungen  
 $W_{net,fin}$   
 in mm  
 Min: -6.68  
 Max: 7.74



Überhöhung  
 $w_0$  in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 0.00

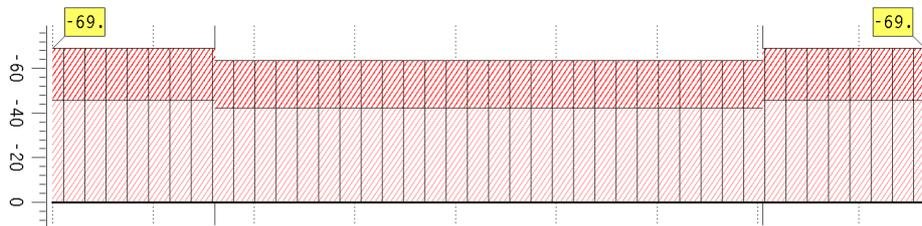
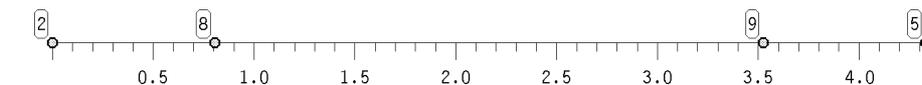


maßgebende Durchbiegung  
 $W_{net,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 0.92  
 Max: 5.11

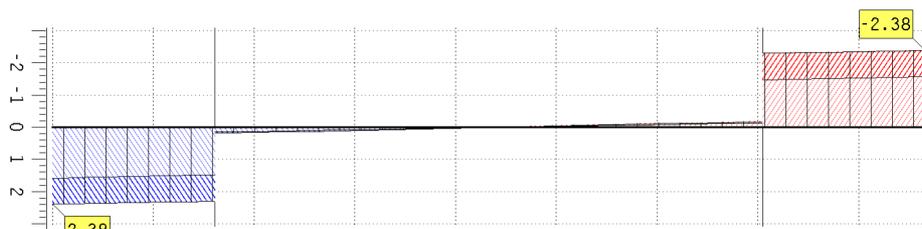
### Schnittgrößen

Stabzug 3: Riegel (Länge 4.33 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



extremale Normalkraft  
 $N$  in kN  
 Min: -68.99  
 Max: -42.24

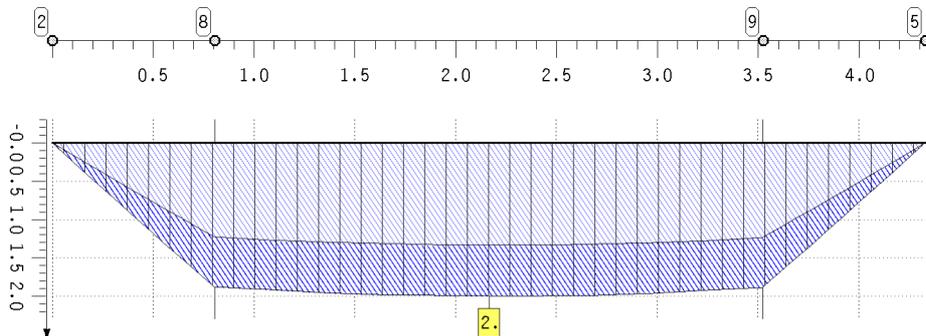


extremale Querkräft  
 $Q$  in kN  
 Min: -2.38  
 Max: 2.38

### Schnittgrößen

Stabzug 3: Riegel (Länge 4.33 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1

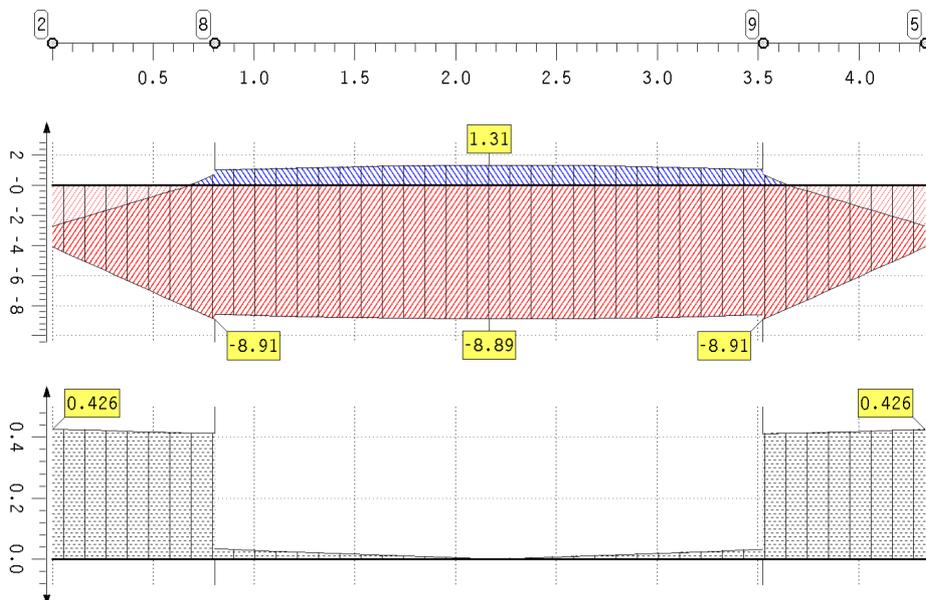


extremales  
Biegemoment  
M in kNm  
Min: 0.00  
Max: 2.00

### Spannungen (Holz)

Stabzug 3: Riegel (Länge 4.33 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



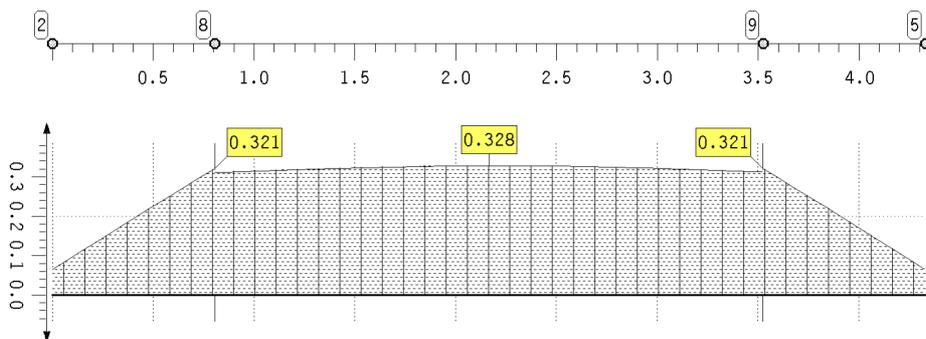
extremale  
Normalspannungen  
 $\sigma$  in MN/m<sup>2</sup>  
Min: -8.91  
Max: 1.31

Schubspannung  
infolge Querkraft  
 $\tau$  in MN/m<sup>2</sup>  
Max: 0.43

### Ausnutzungen (Holz)

Stabzug 3: Riegel (Länge 4.33 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1

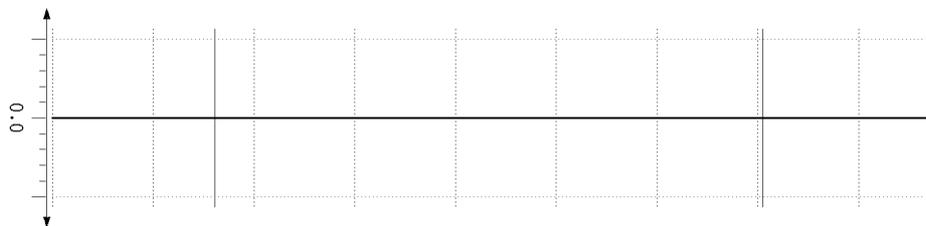
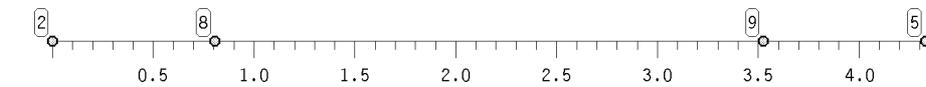


Ausnutzung infolge  
Biegung und Druck  
 $U_{\sigma,c}$   
Max: 0.33

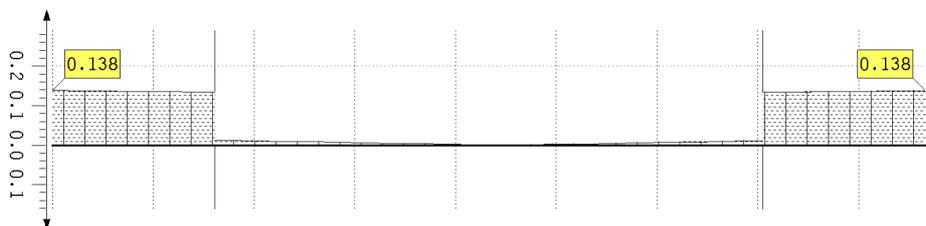
### Ausnutzungen (Holz)

Stabzug 3: Riegel (Länge 4.33 m)

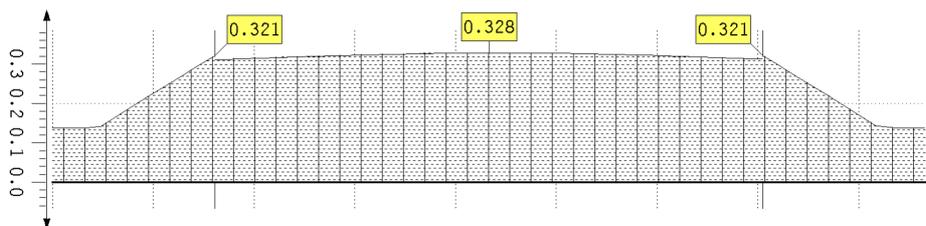
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



Ausnutzung infolge  
Biegung und Zug  
 $U_{\sigma,t}$   
Max: 0.00



Ausnutzung infolge  
Querkraft  
 $U_{\tau}$   
Max: 0.14

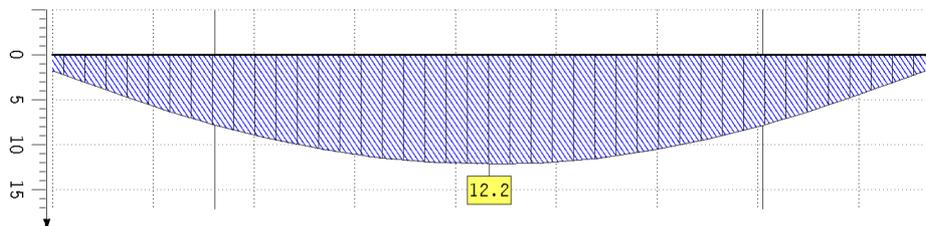
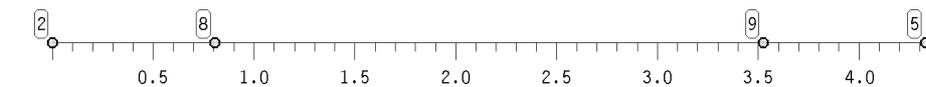


Ausnutzung  
 $U$   
Max: 0.33

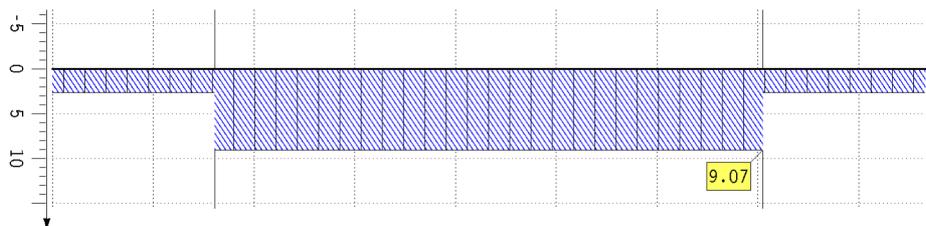
### Durchbiegungen (Gebrauchstauglichkeit)

Stabzug 3: Riegel (Länge 4.33 m)

Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



extremale  
Durchbiegungen  
 $W_{inst}$   
in mm  
Min: 0.00  
Max: 12.17

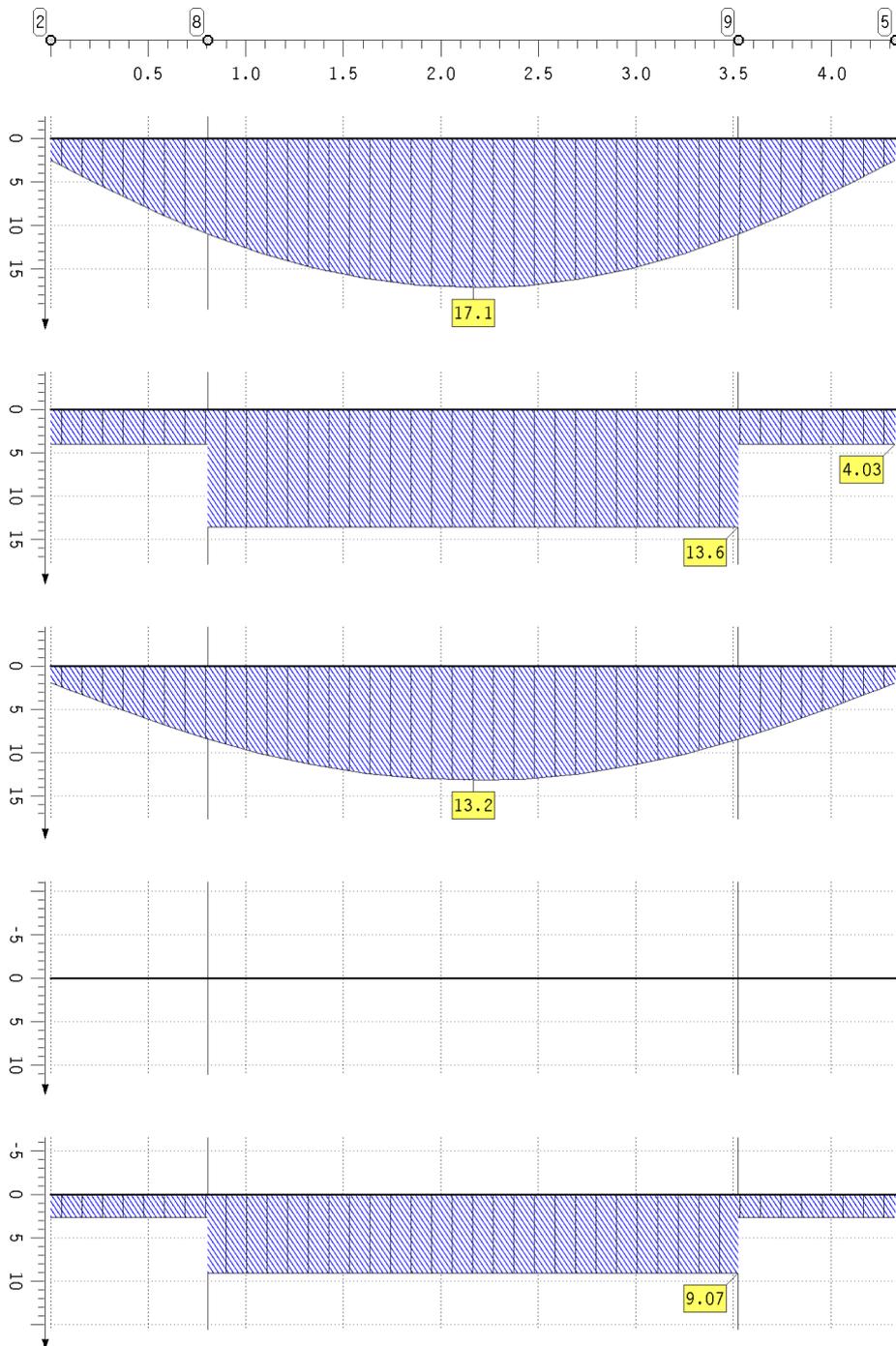


maßgebende  
Durchbiegung  
 $W_{inst,req}$   
in mm  
Min: 2.68  
Max: 9.07

### Durchbiegungen (Gebrauchstauglichkeit)

Stabzug 3: Riegel (Länge 4.33 m)

Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



extremale Durchbiegungen

$W_{fin}$   
in mm  
Min: 0.00  
Max: 17.12

maßgebende Durchbiegung

$W_{fin,req}$   
in mm  
Min: 4.03  
Max: 13.60

extremale Durchbiegungen

$W_{net,fin}$   
in mm  
Min: 0.00  
Max: 13.18

Überhöhung

$w_0$  in mm  
Min: 0.00  
Max: 0.00

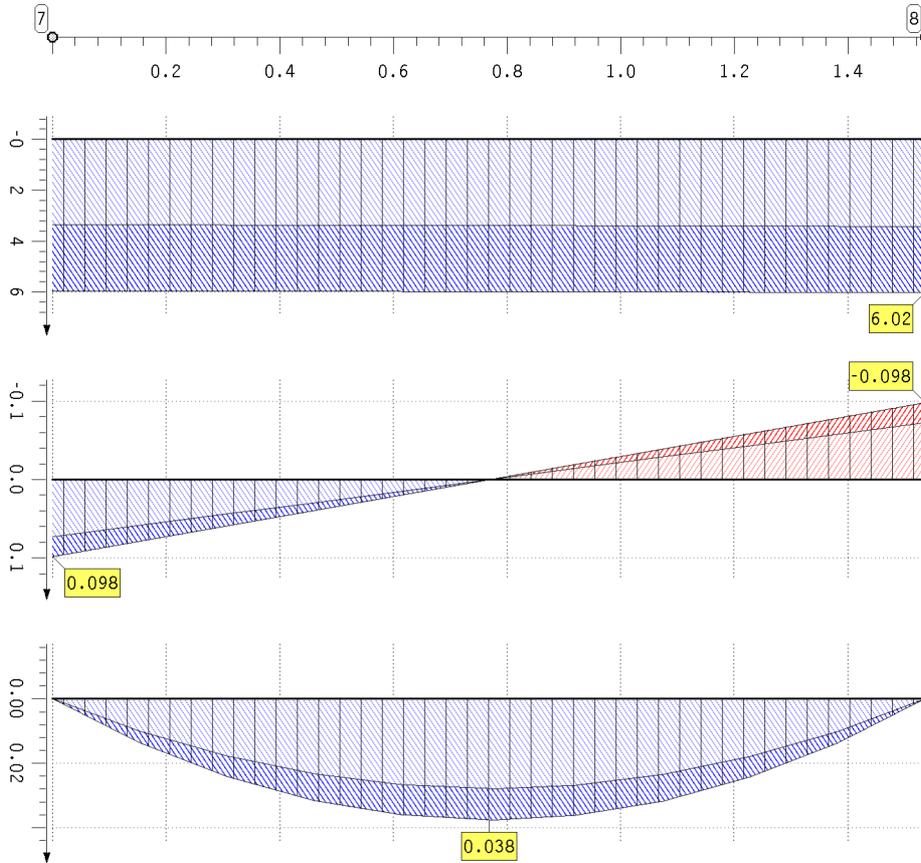
maßgebende Durchbiegung

$W_{net,fin,req}$   
in mm  
Min: 2.68  
Max: 9.07

### Schnittgrößen

Stab 6: (Länge 1.54 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



extremale  
Normalkraft  
N in kN  
Min: 3.36  
Max: 6.02

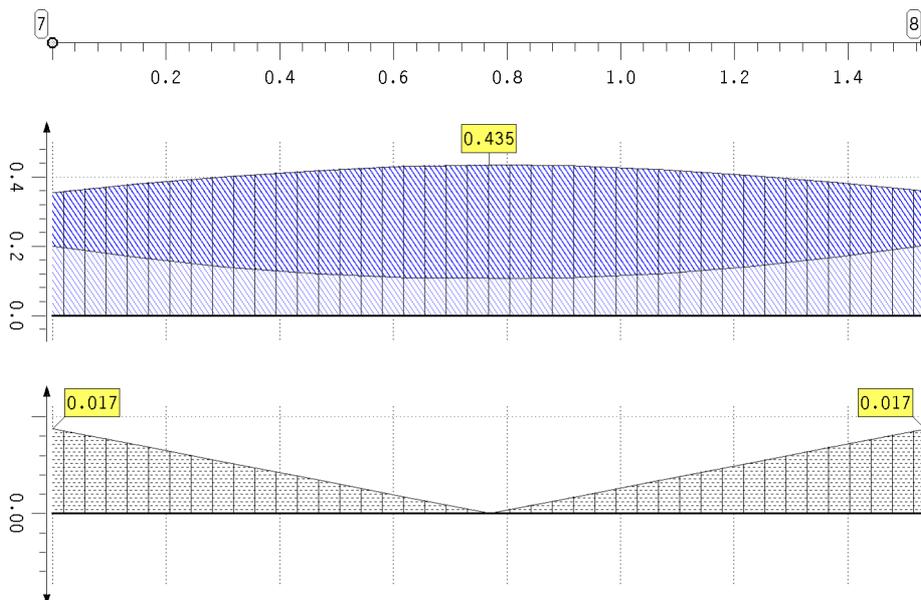
extremale  
Querkraft  
Q in kN  
Min: -0.10  
Max: 0.10

extremales  
Biegemoment  
M in kNm  
Min: 0.00  
Max: 0.04

### Spannungen (Holz)

Stab 6: (Länge 1.54 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



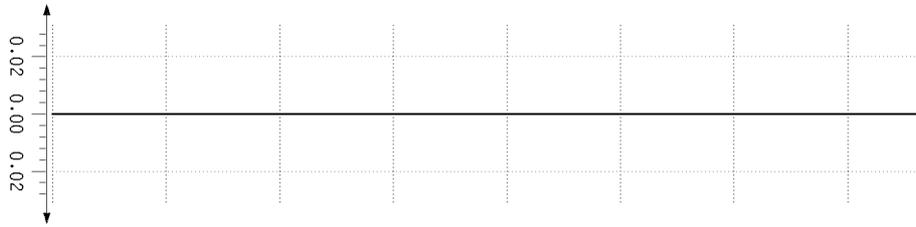
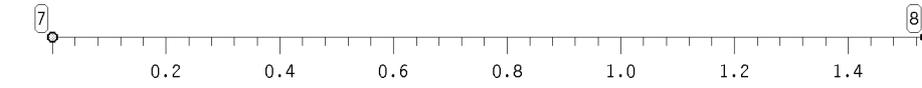
extremale  
Normalspannungen  
 $\sigma$  in  $\text{MN/m}^2$   
Min: 0.11  
Max: 0.44

Schubspannung  
infolge Querkraft  
 $\tau$  in  $\text{MN/m}^2$   
Max: 0.02

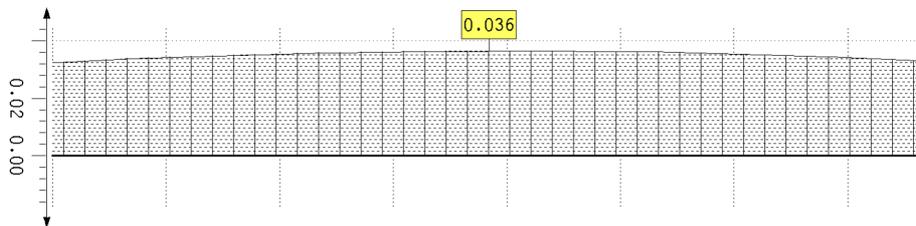
### Ausnutzungen (Holz)

Stab 6: (Länge 1.54 m)

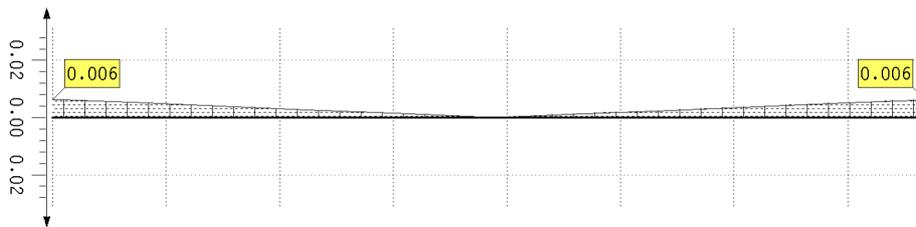
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



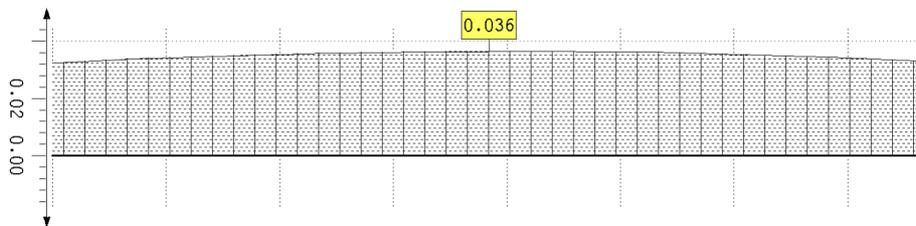
Ausnutzung infolge  
Biegung und Druck  
 $U_{\sigma,c}$   
Max: 0.00



Ausnutzung infolge  
Biegung und Zug  
 $U_{\sigma,t}$   
Max: 0.04



Ausnutzung infolge  
Querkraft  
 $U_{\tau}$   
Max: 0.01

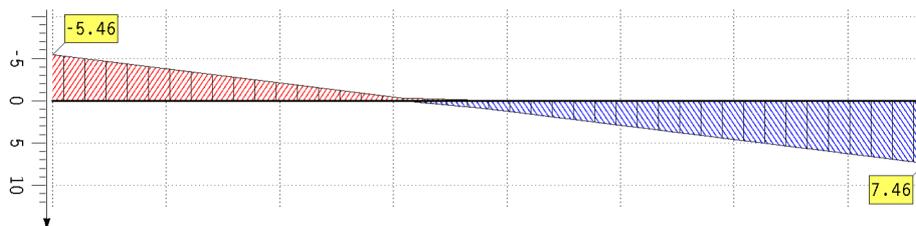


Ausnutzung  
U  
Max: 0.04

### Durchbiegungen (Gebrauchstauglichkeit)

Stab 6: (Länge 1.54 m)

Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination

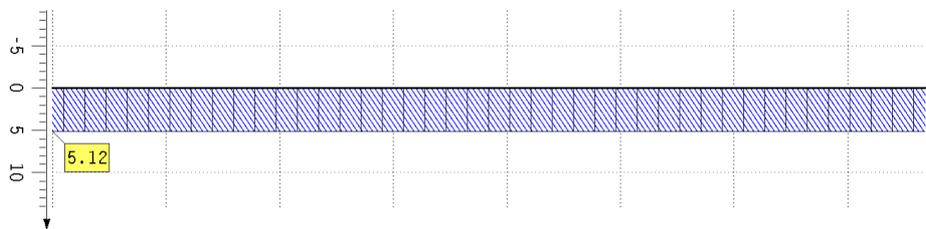
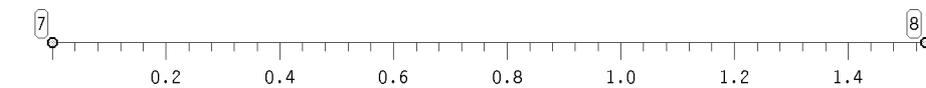


extremale  
Durchbiegungen  
 $W_{inst}$   
in mm  
Min: -5.46  
Max: 7.46

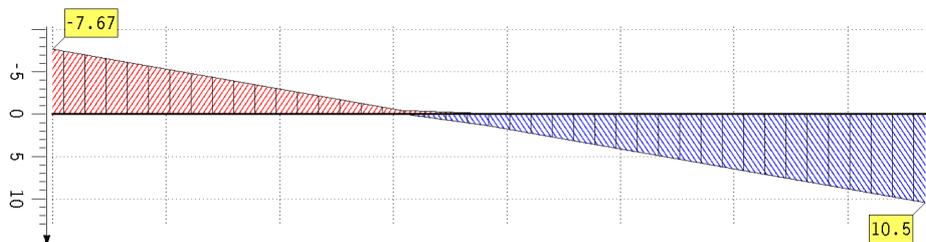
### Durchbiegungen (Gebrauchstauglichkeit)

Stab 6: (Länge 1.54 m)

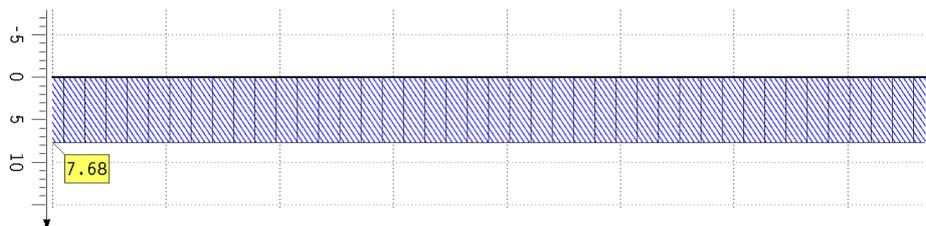
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



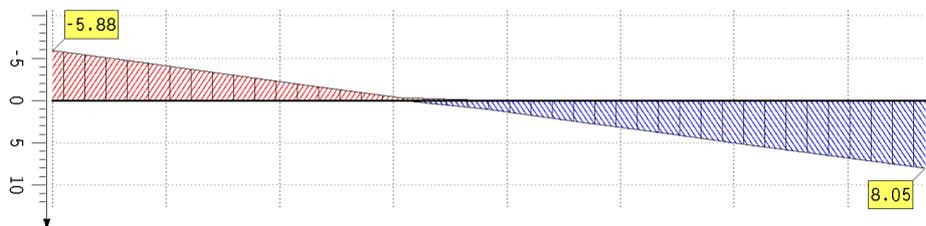
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{inst, req}$   
 in mm  
 Min: 5.12  
 Max: 5.12



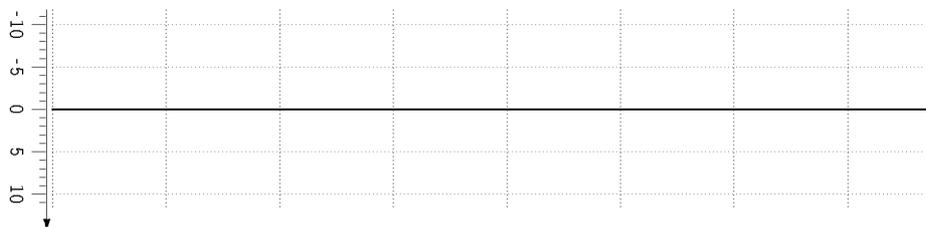
extremale Durchbiegungen  
 $W_{fin}$   
 in mm  
 Min: -7.67  
 Max: 10.48



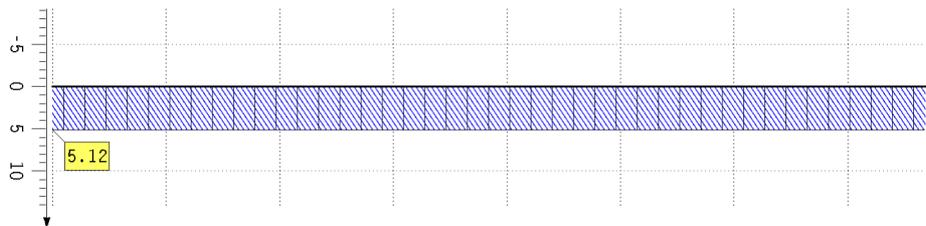
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{fin, req}$   
 in mm  
 Min: 7.68  
 Max: 7.68



extremale Durchbiegungen  
 $W_{net, fin}$   
 in mm  
 Min: -5.88  
 Max: 8.05



Überhöhung  
 $w_0$  in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 0.00

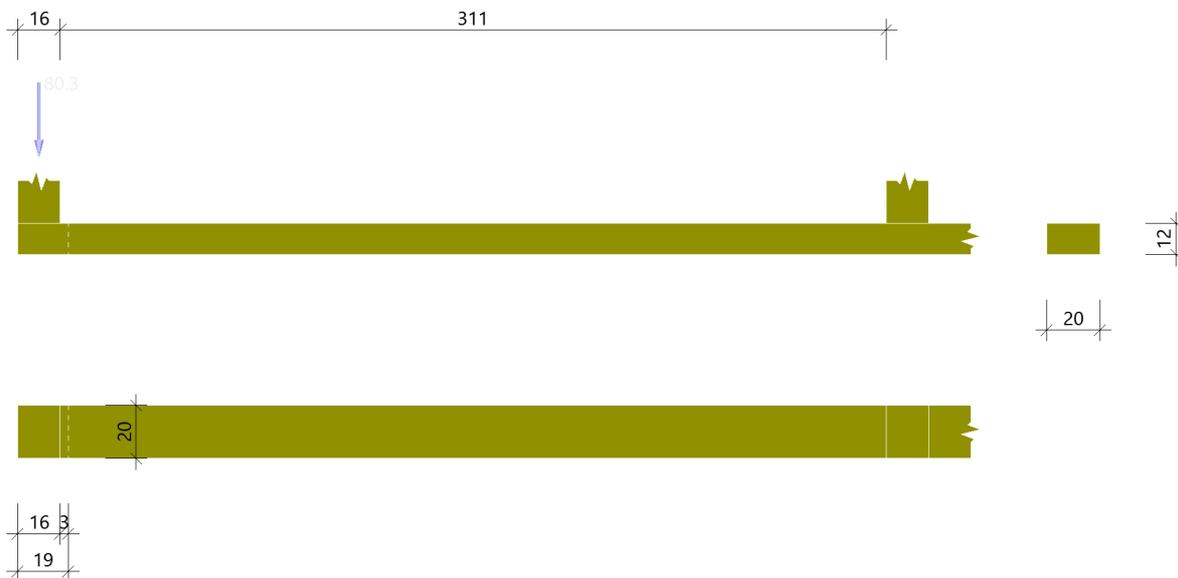


maßgebende Durchbiegung  
 $W_{net, fin, req}$   
 in mm  
 Min: 5.12  
 Max: 5.12

**Position: D05 - Fußschwelle**

Holzpressung TB-HHP 02/2019 (FRILO R-2019-2/P07)

**Grafik**



**Grundparameter**

Norm DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (zu EN 1995-1-1/A2:2014)

Nutzungsklasse = 1 KLED kurz/sehr kurz  $k_{c,90} = 1.25$   
 Holzart: C24  $\gamma_M = 1.30$   $k_{mod} = 1.00$   
 (EN 338:2016)  $f_{c,0,k} = 21.00 \text{ N/mm}^2$   $f_{c,90,k} = 2.50 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{c,0,d} = 16.15 \text{ N/mm}^2$   $f_{c,90,d} = 1.92 \text{ N/mm}^2$

**System**

Lagerung = Schwelle  
 Schwellenbreite  $b = 20.0 \text{ cm}$  Schwellenhöhe  $h = 12.0 \text{ cm}$   
 Stützenbreite  $b_x = 16.0 \text{ cm}$  Stützenbreite  $b_y = 20.0 \text{ cm}$   
 Randabstand  $a = 0.0 \text{ cm}$  Abstand - nächste Stütze  $l_1 = 311.0 \text{ cm}$   
 Druckkraft  $F_{c,90,d} = 80.3 \text{ kN}$

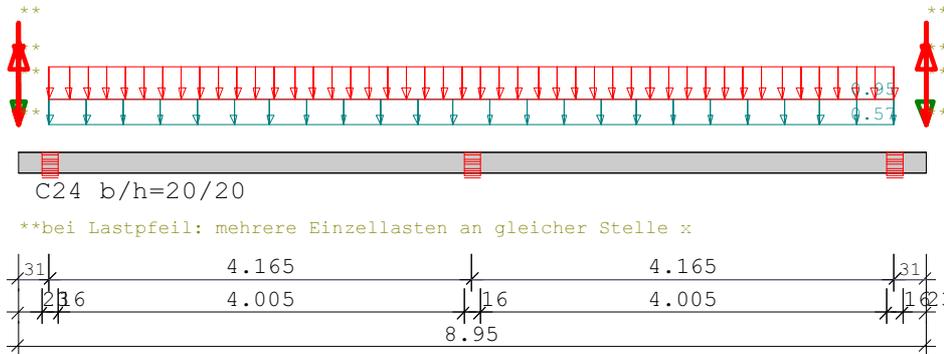
**Ergebnisse**

Ausnutzung  $\eta = 0.88$   
 Effektive Kontaktlänge  $l_{eff} = 19.0 \text{ cm}$   $A_{eff} = 380.0 \text{ cm}^2$   
 Beiwert  $k_{c,90} = 1.25$   
 Druckspannung  $\sigma_{c,90,d} = 2.11 \text{ N/mm}^2$

**Position: D06 - Deckenbalken**

Durchlaufträger DLT10 02/2019 (Frilo R-2019-2/P07)

Maßstab 1 : 75



Holzträger über 2 Felder C24  
 E-Modul  $E_{mean} = 11000 \text{ N/mm}^2$  DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )
1	4.17	konstant	20.0	20.0	13333.3
2	4.17	konstant	20.0	20.0	13333.3
Kragarm links	0.31	konstant	20.0	20.0	13333.3
Kragarm rechts	0.31	konstant	20.0	20.0	13333.3

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L		2=Einzellast bei a		3=Einzelmoment bei a		4=Trapezlast von a - a+b		5=Dreieckslast über L		6=Trapezlast über L	
Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi			
Kragarm													
Krli	2	J		5.28	1.45	0.95	0.00			D01			
	2	I_1_1		0.00	1.98	0.95	0.00			D01			
	2	I_2_1		0.00	-8.82	0.95	0.00			D01			
Krre	2	J		5.28	1.45	0.95	0.31			D01			
	2	I_1_1		0.00	1.98	0.95	0.31			D01			
	2	I_2_1		0.00	-8.82	0.95	0.31			D01			

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '\_1' gekennzeichnet

Trägerbezogene Lasten (kN,m) Typ 11, 14..16 q_Ansatz nicht feldweise										
Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst.	Lb/Lc	ausPOS	Phi
4	A		0.00	0.60	1.00	0.95	0.31	8.33		
				0.60	1.00					

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt.

Einwirkungen:							
Nr	KI	Bezeichnung	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\gamma$	KLED
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50	mittel
I	4	Windlasten	0.60	0.20	0.00	1.50	kurz
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.  
 Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 ->  $K_{Fi} = 1.0$  Tab. B3  
 In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf  
 die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).  
 In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein  
 Verweis auf die Leiteinwirkung.

## Ergebnisse für 1-fache Lasten

## Feldmomente Maximum

( kNm , kN )

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 1.51	3.03	1.03	-3.20	2.65	-4.68	3
2	x0 = 2.66	3.03	-3.20	1.03	4.68	-2.65	12

## Stützmomente Maximum

( kNm , kN )

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	-2.58	-2.58	-8.35	3.92	12.27	-2.64	2
2	-4.33	-4.33	-4.95	4.95	9.91	2.36	10
3	-2.58	-2.58	-3.92	8.35	12.27	-2.64	11

## Auflagerkräfte

( kN )

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	6.92	5.35	-9.56	.	12.27	-2.64
2	3.09	6.82	-0.73	.	9.91	2.36
3	6.92	5.35	-9.56	.	12.27	-2.64
Summe:	16.93	17.52	-19.85	.	34.45	-2.92

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

## Auflagerkräfte

( kN )

EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
	max	min	max	min	max	min
g	6.9	6.9	3.1	3.1	6.9	6.9
A	1.7	-0.2	4.9	0.0	1.7	-0.2
I	2.1	-9.3	1.9	-0.4	2.1	-9.3
J	1.5	0.0	0.0	-0.3	1.5	0.0
Sum	12.3	-2.6	9.9	2.4	12.3	-2.6

## Durchbiegungen

maximale

minimale

Feld Nr.	x (m)	f (cm)	Komb	x (m)	f (cm)	komb
1	1.67	0.31	3	1.67	-0.10	2
2	2.50	0.31	12	2.50	-0.10	11
Kragarme						
Krli	0.00	0.05	2	0.00	-0.10	3
Krre	0.31	0.05	11	0.31	-0.10	12

Ergebnisse für  $\gamma$ -fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_G * K_{Fi} = 1.35$  feldweise konstant  
 EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

## Feldmomente Maximum

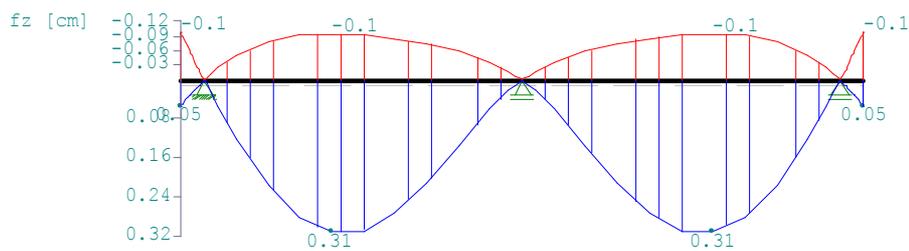
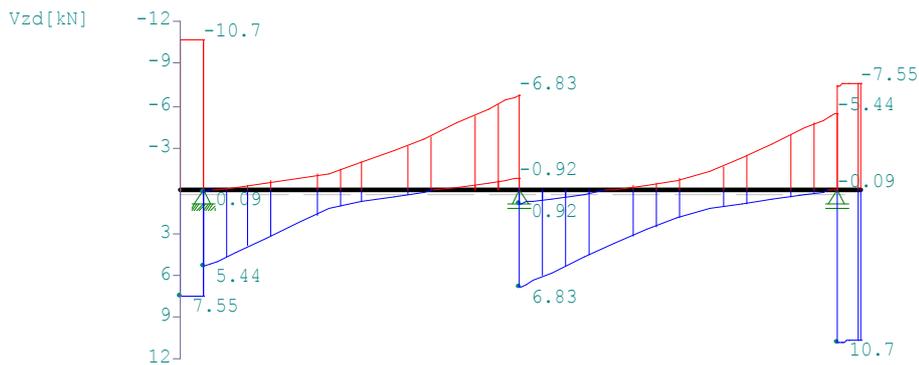
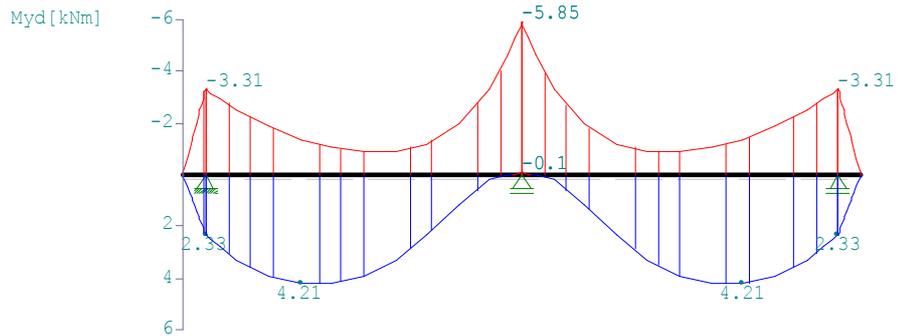
( kNm , kN )

Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 1.35	4.22	2.33	-4.09	2.81	-5.90	I 3
2	x0 = 2.82	4.22	-4.09	2.33	5.90	-2.81	I 12

Stützmomente Maximum					( kNm , kN )		
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	-3.31	-3.31	-10.73	2.07	9.42*	-7.39*	I 2
2	-5.85	-5.85	-6.83	6.83	11.98*	1.83*	A 10
3	-3.31	-3.31	-2.07	10.73	9.42*	-7.39*	I 11

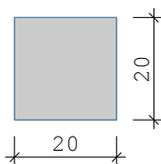
\* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Maßstab 1 : 100



Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24  
 basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016  
 Nutzungsklasse 1  $k_{def} = 0.60$   $\gamma_M = 1.30$   $\gamma_{M(A)} = 1.00$



$E_{mean} = 1100 \text{ kN/cm}^2$        $G_{mean} = 69 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_{m,k,My} = 24.0 \text{ N/mm}^2$        $f_{m,k,Mz} = 24.0 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{v,k,Vz} = 4.0 \text{ N/mm}^2$        $f_{v,k,Vy} = 4.0 \text{ N/mm}^2$

Bei Kombinationen mit Wind als kürzester Einwirkung wird für  $k_{mod}$  das Mittel aus kurz und sehr kurz verwendet (Tab. NA1 b).

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.6)  
 Normalspannungen  $b/h = 20/20$

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	$M_{y,d}$ (kNm)	$\sigma_{d,o}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{d,u}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$k_{crit}$	$k_{mod}$	$\sigma_d/f_{m,d}$	komb
1	Krli 0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1
	0.31	-2.11	1.59	-1.59	1.00	0.60	0.14	1
	0.00	-2.11	1.59	-1.59	1.00	0.60	0.14	1
	1.34	4.22	-3.17	3.17	1.00	1.00	0.17	I 3
	1.35	4.22	-3.17	3.17	1.00	1.00	0.17	I 3
2	4.17	-4.68	3.51	-3.51	1.00	0.80	0.24	A 10
	0.00	-4.68	3.51	-3.51	1.00	0.80	0.24	A 10
	2.82	4.22	-3.17	3.17	1.00	1.00	0.17	I 12
	4.17	-2.11	1.59	-1.59	1.00	0.60	0.14	1
	Krre 0.00	-2.11	1.59	-1.59	1.00	0.60	0.14	1
	0.31	0.00	0.00	0.00	1.00	0.80	0.00	A 2

Der Beiwert  $k_h = 1.00$  nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen  $b/h = 20/20$

Stütze Nr.	x (m)	$V_{z,d}$ (kN)	$\tau_D$ (N/mm <sup>2</sup> )	$k_{mod}$	$\tau_d/f_{v,d}$	komb
1	li 0.001	-6.87	0.26	0.60	0.28	1
	re 0.001	5.14	0.19	0.80	0.16	A 3
2	li 0.001	-5.99	0.22	0.80	0.14 *	A 10
	re 0.001	5.99	0.22	0.80	0.14 *	A 10
3	li 0.001	-5.14	0.19	0.80	0.16	A 2
	re 0.001	6.87	0.26	0.60	0.28	1

EN 1995 6.1.7 :  $k_{cr} = 0.50$   
 \* :  $k_{cr}$  nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Auflager  $f_{c,90,k} = 2.50$  N/mm<sup>2</sup>

Stütze Nr.	b (cm)	d (cm)	max F (kN)	$k_{mod}$	kc90	$\sigma_{c,90,d}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{c,90,d}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\eta$	komb
1			9.4		ind	irekt			
2			12.0		ind	irekt			
3			9.4		ind	irekt			

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08  
 (2.2.3 , 7.2)  
 zul  $w_{inst} < L/300$       zul  $w_{fin} < L/200$       zul  $w_{net} < L/300$

Feld	x1 (mm)	wgB (mm)	wqB (mm)	w	zul w	$\eta$	komb	
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	2.1	1	
		fin:	0.0	0.0	0.0	3.1	1	
		net:	0.0	0.0	0.0	2.1	1	
1	2083	inst:	0.3	2.4	2.7	13.9	0.19	3
		fin:	0.5	2.7	3.2	20.8	0.15	3
		net:	0.5	0.9	1.3	13.9	0.09	3
		inst:	0.3	2.4	2.7	13.9	0.19	12
		fin:	0.5	2.7	3.2	20.8	0.15	12
2	2083	net:	0.5	0.9	1.3	13.9	0.09	12
		inst:	0.3	2.4	2.7	13.9	0.19	12
		fin:	0.5	2.7	3.2	20.8	0.15	12
Krre	0	inst:	0.0	0.0	0.0	2.1	1	
		fin:	0.0	0.0	0.0	3.1	1	
		net:	0.0	0.0	0.0	2.1	1	

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L				2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L				
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
7	1	4	A 4	0.60	1.00	0.60	1.00	0.95	0.00	4.17
8	2	4	A 5	0.60	1.00	0.60	1.00	0.95	0.00	4.17
Kragarm										
1	Krli	2	J 3	5.28	1.45			0.95	0.00	
2		2	I 1_1	0.00	1.98			0.95	0.00	
3		2	I 2_1	0.00	-8.82			0.95	0.00	
4	Krre	2	J 6	5.28	1.45			0.95	0.31	
5		2	I 1_1	0.00	1.98			0.95	0.31	
6		2	I 2_1	0.00	-8.82			0.95	0.31	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: ' 1' gekennzeichnet

Gerechnete Kombinationen aus 8 Lasten

Last	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K9	K10	K11	K12	K13	K14	K15
	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g
1	.	x	.	.	x	.	x	.	x	.	.	x	x	.	.
2	.	x	.	.	x	.	x	.	x	.	x	.	x	x	.
3	.	.	x	x	.	x	.	x	.	x	.	x	.	.	.
4	.	.	x	.	.	.	x	.	x	.	x	.	x	x	.
5	.	x	.	.	x	.	x	.	x	.	x	.	x	x	.
6	.	.	x	x	.	x	.	x	.	x	.	x	.	.	.
7	.	.	x	.	.	x	x	.	.	x	x	.	.	.	.
8	.	x	.	.	.	.	.	x	.	x	.	x	x	.	x

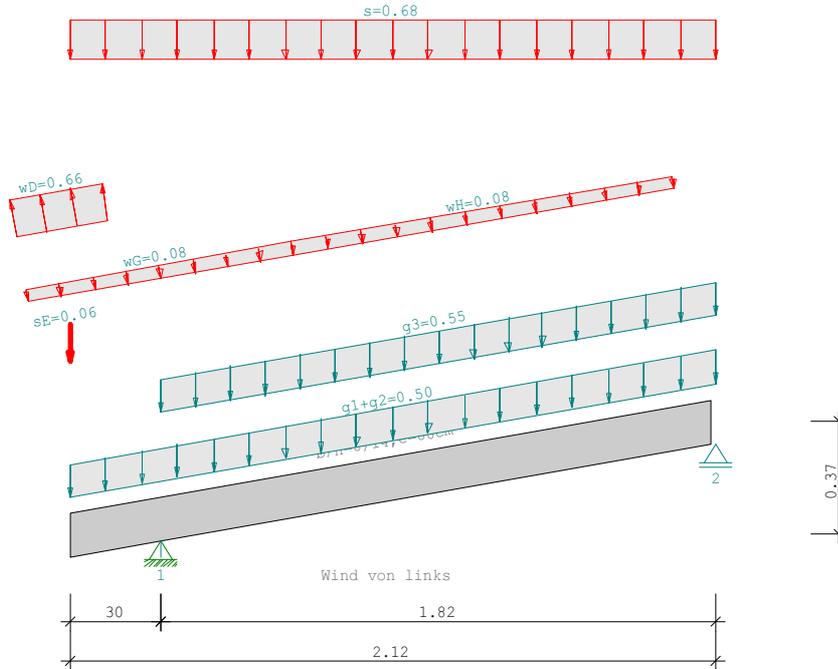
Last	K16	K17
	g	g
1	.	.
2	.	.
3	.	.
4	.	.
5	.	.
6	.	.
7	x	x
8	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:  
 Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten je einzeln alternierend mit  $\gamma_G = 1,00 / 1,35$  beaufschlagt.  
 Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die Leiteinwirkung ist.  
 Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

**Position: D07 - Gaubensparren**

Durchlaufsparren D9 02/2019 (Frilo R-2019-2/P07)

BAUSTOFF Nadelholz C24 (EN 338:2016)  
Nutzungsklasse 2



**SYSTEM** Pultdach  
Gfl = Grundfläche , Dfl = Dachfläche

Sparren Feld	Länge Gfl	Länge Dfl	(m)		
Kr li	0.30	0.30	links	10.0 Grad	8/14
Tr.üb	0.30	0.30			
1	1.82	1.85	links	10.0 Grad	8/14

Definitionen der Sparrenaufleger			
Nr	Cx[kN/cm]	Cz[kN/cm]	tv[cm]
1	-1	-1	3.0
2	0	-1	3.0

**BELASTUNG**

Sparren			
Dacheindeckung	g1 = 0.50 kN/m <sup>2</sup> Dfl	EWGrp	99
Konstruktion	g2 = 0.00 kN/m <sup>2</sup> Dfl		
Dachausbau	g3 = 0.55 kN/m <sup>2</sup> Dfl		
Mannlast Sparren	P = 1.00 kN	DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12	EWGrp 8
Schneelasten nach DIN EN 1991-1-3/NA:2010-12			
Windlasten nach DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12			
Geländehöhe ü.NN	h = 239 m	Firsthöhe	h = 17.00 m
Windanströmbreite	b = 8.72 m	AnströmwinkelΘ	= 0 Grad
gewählte Gemeinde = Penig			
Windzone '2' / Geländekategorie 'M.kat. Binnenland' / Schneezone '2'			
Regelschneelast	sk = 0.85 kN/m <sup>2</sup> Gfl	EWGrp	10
Schneelast links	si = 0.68 kN/m <sup>2</sup> (μ <sub>1</sub> =0.80)		
Schneetraufast li	Se = 0.06 kN/m		
Windstaudruck	q = 0.82 kN/m <sup>2</sup>	EWGrp	9

**Sparren**

Einteilung der aerodyn. Bereiche anhand DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12  
Die aerodynamischen Bereiche werden ab der Traufe angesetzt

	Wind von links
Unterwind	wD = -0.66 kN/m <sup>2</sup>
Windbelastung	wG = 0.08 kN/m <sup>2</sup>
Windbelastung	wH = 0.08 kN/m <sup>2</sup>
	Wind von rechts
Windbelastung	wG = -1.07 kN/m <sup>2</sup>
Windbelastung	wH = -0.70 kN/m <sup>2</sup>
Unterwind	wE = 0.41 kN/m <sup>2</sup>
	e/10 = 0.87 m
	e(90)/4 = 0.53 m

- Unterwind wird im Bereich der Traufüberstände angesetzt.

- Die Ausbaulast g3 wird von den HG-Rändern bis zum First angesetzt.

\* = Vorgabe Nutzer, ansonsten nach Norm

Das Eigengewicht der Balken wird vom Programm automatisch ermittelt  
mit  $\gamma_G = 6.00 \text{ kN/m}^3$

**KLASSIFIZIERUNG DER VORHANDENEN EINWIRKUNGEN**

nach

Schadensfolgeklasse CC2,  $k_{FI} = 1.0$

Nr	Bezeichnung	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	LED
99: g	Ständige Lasten	1.35	1.00				ständig
10: S0A	Schnee bis NN +1..	1.50	0.00	0.50	0.20	0.00	kurz
9: WIL	Windlasten	1.50	0.00	0.60	0.20	0.00	gemittelt
110: WIR	Wind v.re.	1.50	0.00	0.60	0.20	0.00	gemittelt
8: VLH	Dach (z.B. Mannl..	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	kurz

**maßgebliche KOMBINATIONEN**

für Tragfähigkeitsnachweise

ständige, vorübergehende Situation

K1	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g$	( $k_{mod} = 0.60$ )
K3	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w_{li}$	( $k_{mod} = 1.00$ )
K4	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w_{re}$	( $k_{mod} = 1.00$ )
K5	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s + 1,5 \cdot 0,6 \cdot w_{li}$	( $k_{mod} = 1.00$ )
K9	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot F_{m1}$	( $k_{mod} = 0.90$ )
K10	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot F_{m2}$	( $k_{mod} = 0.90$ )
K11	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s + 1,5 \cdot Se_{li}$	( $k_{mod} = 0.90$ )
K14	$1,35 \cdot EG + 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s + 1,5 \cdot Se_{li} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot w_{re}$	( $k_{mod} = 1.00$ )

für Gebrauchstauglichkeitsnachweise

charakteristische (seltene) Situation

K20	$1 \cdot EG + 1 \cdot g + 1 \cdot s + 1 \cdot 0,6 \cdot w_{li}$	( $k_{mod} = 1.00$ )
K28	$1 \cdot EG + 1 \cdot g + 1 \cdot w_{re} + 1 \cdot 0,5 \cdot s + 1 \cdot 0,5 \cdot Se_{li}$	( $k_{mod} = 1.00$ )

quasi-ständige Situation

K29	$1 \cdot EG + 1 \cdot g$	( $k_{mod} = 0.60$ )
-----	--------------------------	----------------------

für Nachweise der Lagesicherheit

ständige, vorübergehende Situation

K34	$0,9 \cdot EG + 0,9 \cdot g + 1,5 \cdot w_{li}(Abh)$	( $k_{mod} = 1.00$ )
K35	$0,9 \cdot EG + 0,9 \cdot g + 1,5 \cdot w_{gb}(Abh)$	( $k_{mod} = 1.00$ )

Legende:

g = ständige Last, s = Schneelast, sA = Schneesack,

Se = Schneetraulast, w = Windlast

~li = links, ~re = rechts, ~gb = giebelseitig, ~(A) = außergew.

Fm[Nr] = Mannlast auf Stab [Nr]

**KNICK-/KIPPLÄNGEN****Sparren links**

Knicken in der Ebene: aus Eigenwert aber max.  $0.90 \cdot \text{Bauteillänge}$

Knicken aus der Ebene: kontin. gehalten

Kippen: kontin. gehalten

Stab	sky[m]	skz[m]	sB[m]	im Brandfall		
				sky[m]	skz[m]	sB[m]
1		0.00	0.00	1.85	0.30	0.30
2		0.00	0.00	1.85	1.85	1.85

Rechenteil mit BemHo (9.0.4.6)

**SPARREN (II) 8 / 14 e = 80 cm**  
 C24, Nutzungsklasse 2,  $\gamma_{M,PT} = 1.3$ , Werte in [N/mm<sup>2</sup>]  
 $E_{0,mean} = 11000$      $E_{0,05} = 7333$      $G_{mean} = 690$      $G_{05} = 460$   
 $f_{m,y,k} = 24.00$      $f_{v,k} = 4.00$      $f_{c,0,k} = 21.00$      $f_{t,0,k} = 14.50$   
 $k_{cr} = 0.50$

Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Bem-Werte [N/mm <sup>2</sup> ] basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014 Nachweise in der Ständigen und Vorübergehenden Situation					
		$\sigma_{myd,bez}$	<	$f_{myd}$	$\eta$
K10	PT Spannung (Feld)	4.53	<	16.85	0.27
K9	PT Spannung (Stz.)	3.02	<	17.68	0.17
Nachweis für Querschnitt 8/14					
K10	PT Stabilität	4.79	<	17.68	0.27

		$T_d$	<	$f_{vd}$	$\eta$
K11	PT Schubspannung	0.65*	<	2.77	0.23

\*  $k_{cr} = 0.50$

Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Durchbg. [cm] basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014							
			$W_{vorh}$	<	$W_{zul}$	L/..	$\eta$
K29	$W_{net}$	lokal	0.12	<	0.62	300	0.19
		gesamt	0.12	<	0.62	300	0.19
K20	$W_{fin}$	lokal	0.16	<	0.92	200	0.17
		gesamt	0.16	<	0.92	200	0.17
K20	$W_{inst,rare}$	lokal	0.11	<	0.62	300	0.17
		gesamt	0.11	<	0.62	300	0.17
K20	$W_{max}$	lokal	0.16				
		gesamt	0.16				
Durchbiegung am Kragarm							
K28	$W_{fin}$	gesamt	0.03	<	0.30	100	0.09
K28	$W_{inst,rare}$	gesamt	0.03	<	0.20	150	0.13
K28	$W_{max}$	gesamt	0.03				

Verformungsanteile in [cm]

Kombination		ständig		charakt. Situation		quasi-ständige Sit.	
		$W_{G,inst}$	$W_{G,fin}$	$W_{Q,inst}$	$W_{Q,fin}$	$W_{Q,inst}$	$W_{Q,fin}$
K29	lok	0.07	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00
	ges	0.07	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00
K20	lok	0.07	0.12	0.04	0.04	0.00	0.00
	ges	0.07	0.12	0.04	0.04	0.00	0.00

**AUFLAGERKRÄFTE** [kN/m], charakteristische Werte

EW		Stütze 1		Stütze 2	
		max	min	max	min
g	V	1.24	1.24	1.03	1.03
	H	0.00	0.00	0.00	0.00
SOA	V	0.91	0.07	0.60	-0.01
	H	0.00	0.00	0.00	0.00
WIL	V	-0.11	-0.11	0.09	0.09
	H	0.00	0.00	0.00	0.00
WIR	V	-0.78	-0.78	-0.90	-0.90
	H	-0.30	-0.30	0.00	0.00

**MAX/MIN AUFLAGERKRÄFTE** Design-Werte [kN/m]

in der Ständigen und Vorübergehenden Situation					
Lager	V <sub>max</sub>	H <sub>zug</sub>	Kombi	V <sub>zug</sub>	H <sub>max</sub> Kombi
1	3.04	0.00	K11	1.67	0.00 K1
2	2.38	0.00	K5	1.39	0.00 K1

Min. Auflagerkräfte sind nicht für den Nachweis gegen Abheben geeignet!

Ständigen und Vorübergehenden Situation					
Lager	V <sub>min</sub>	H <sub>zug</sub>	Kombi	V <sub>zug</sub>	H <sub>min</sub> Kombi
1	0.51	-0.44	K4	0.51	-0.44 K4
2	0.05	0.00	K4	1.39	0.00 K1

**aufzunehmende Ausziehkkräfte für SOGNACHWEIS**

**Windlasten für Abhebenachweis, [kN/m<sup>2</sup>]**

Die Windlasten werden immer mit dem cpe1-Wert bestimmt.

wF0	wH0	wD0	wE0
-1.85	-0.62	-0.82	0.57

wF180	wH180	wD180	wE180
-2.05	-0.98	-0.82	0.57

wFu90	wG90	wFo90	wA90l	wD90l	wA90r	wD90r
-1.97	-1.85	-2.26	1.39	0.00	1.39	0.00

Ausziehkkräfte wirken senkrecht zur Dachebene [kN]

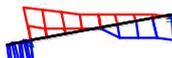
linker Sparren (ungünstigst)

Lager	erf.Rd	zug.Nd	Fz	Fx	Lastfall
1	1.58	-0.28	1.51	-0.55	0,9*EG+0,9*g+1,5*wli(Abh) (34)
2	1.52	0.27	1.55	0.00	0,9*EG+0,9*g+1,5*wgb(Abh) (35)

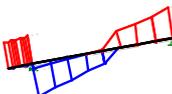
Normalkraftverlauf [kN/m]  
Max/Min-Werte



Normalkraftverlauf [kN/m]  
Max/Min-Werte



Querkraftverlauf [kN/m]  
Max/Min-Werte



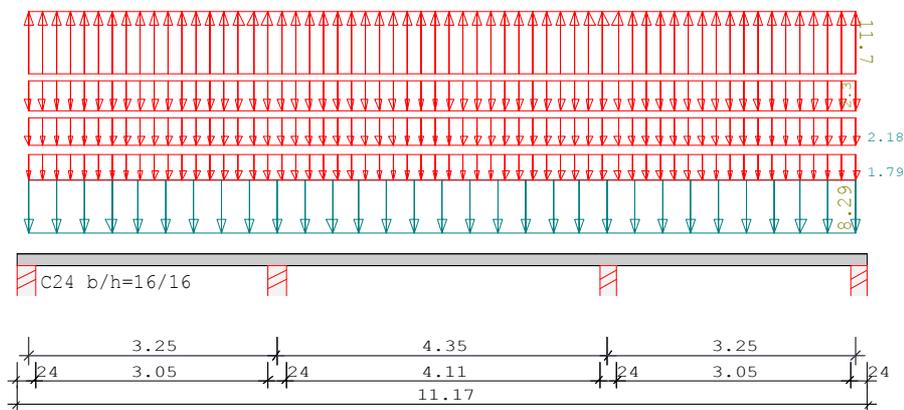
Windlastverlauf [kN/m]  
Max/Min-Werte



**Position: D08 - Auflagerbalken**

Durchlaufträger DLT10 02/2019 (Frilo R-2019-2/P07)

Maßstab 1 : 100



Holzträger über 3 Felder C24  
 E-Modul  $E_{mean} = 11000 \text{ N/mm}^2$  DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)	b (cm)	h (cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	
1	3.25	konstant	16.0	16.0	5461.3
2	4.35	konstant	16.0	16.0	5461.3
3	3.25	konstant	16.0	16.0	5461.3

Trägerbezogene Lasten (kN,m)									
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L		2=Einzellast bei a					
		3=Einzelmoment bei a		4=Trapezlast von a - a+b					
		5=Dreieckslast über L		6=Trapezlast über L					
Typ	EG	Gr	VK	g l/r	q l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	A			8.29	1.79	1.00		D06/D07	
1	J			0.00	2.18	1.00		D06/D07	
1	I	1		0.00	2.30	1.00		D06/D07	
1	I	-1		0.00	-11.70	1.00		D06/D07	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: ' -1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit  $\gamma = 6.0 \text{ kN/m}^3$  berücksichtigt.

Einwirkungen:						
Nr	KI	Bezeichnung	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	KLED
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50 mittel
I	4	Windlasten	0.60	0.20	0.00	1.50 kurz
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50 kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.  
 Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 ->  $K_{Fi} = 1.0$  Tab. B3  
 In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).  
 In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten							
Feldmomente Maximum ( kNm , kN )							
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 1.58	15.39	0.00	-2.02	19.55	-20.79	15
2	x0 = 2.18	15.61	-19.19	-19.19	32.00	-32.00	3
3	x0 = 1.68	15.39	-2.02	0.00	20.79	-19.55	15

Stützmomente Maximum ( kNm , kN )								
Stütze		M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1		0.00	0.00	0.00	19.55	19.55	-8.24	15
2		-21.64	-21.64	-26.83	32.72	59.55	5.79	11
3		-21.64	-21.64	-32.72	26.83	59.55	5.79	7
4		0.00	0.00	-19.55	0.00	19.55	-8.24	15

Auflagerkräfte ( kN )							
Stütze	aus q	max q	min q	Vollast	max	min	
1	9.85	9.70	-18.08	.	19.55	-8.24	
2	35.96	23.59	-30.17	.	59.55	5.79	
3	35.96	23.59	-30.17	.	59.55	5.79	
4	9.85	9.70	-18.08	.	19.55	-8.24	
Summe:	91.61	66.59	-96.52	.	158.21	-4.90	

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte ( kN )								
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
	max	min	max	min	max	min	max	min
g	9.8	9.8	36.0	36.0	36.0	36.0	9.8	9.8
A	2.7	-0.6	8.0	-0.4	8.0	-0.4	2.7	-0.6
I	3.8	-16.8	5.7	-29.2	5.7	-29.2	3.8	-16.8
J	3.2	-0.7	9.8	-0.5	9.8	-0.5	3.2	-0.7
Sum	19.6	-8.2	59.6	5.8	59.6	5.8	19.6	-8.2

Feld Nr.	maximale			minimale		
	x (m)	f (cm)	Komb	x (m)	f (cm)	komb
1	1.63	2.78	15	1.63	-1.84	9
2	2.18	4.04	16	2.18	-3.32	15
3	1.63	2.78	15	1.63	-1.84	16

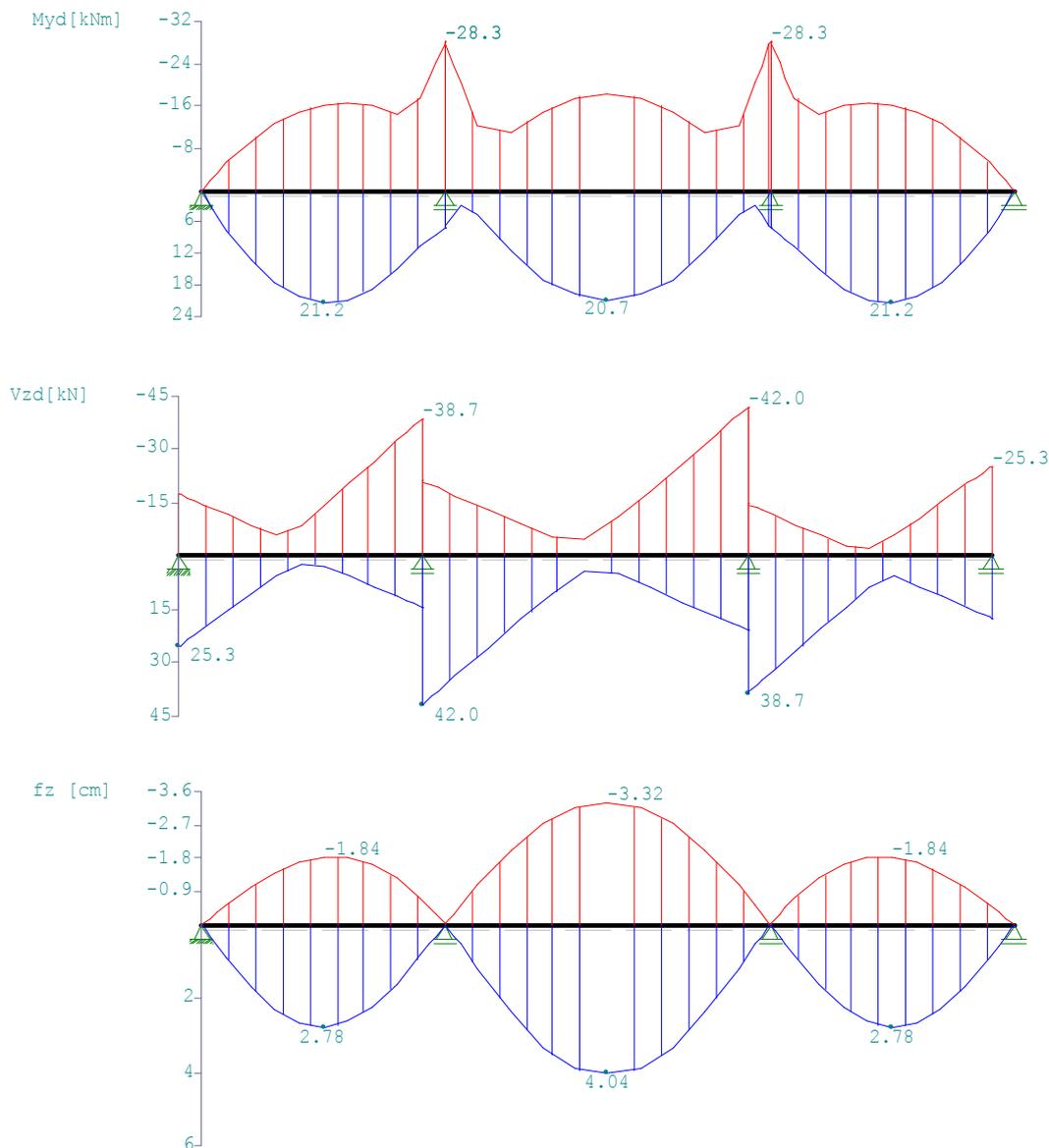
Ergebnisse für  $\gamma$ -fache Lasten  
 Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$  feldweise konstant  
 EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum ( kNm , kN )							
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 1.69	21.24	0.00	3.04	25.17	-23.30	I 15
2	x0 = 2.18	20.73	-23.30	-23.30	40.49	-40.49	J 3
3	x0 = 1.57	21.24	3.04	0.00	23.30	-25.17	I 15

Stützmomente Maximum					( kNm , kN )		
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	25.33	25.33	-17.45	J 15
2	-28.29	-28.29	-35.60	41.97	49.24*	-9.42*	J 11
3	-28.29	-28.29	-41.97	35.60	49.24*	-9.42*	J 7
4	0.00	0.00	-25.33	0.00	25.33	-17.45	J 15

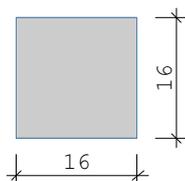
\* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Maßstab 1 : 100



Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24  
 basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016  
 Nutzungsklasse 1  $k_{def} = 0.60$   $\gamma_M = 1.30$   $\gamma_{M(A)} = 1.00$



$E_{mean} = 1100 \text{ kN/cm}^2$      $G_{mean} = 69 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_{m,k,My} = 24.0 \text{ N/mm}^2$      $f_{m,k,Mz} = 24.0 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{v,k,Vz} = 4.0 \text{ N/mm}^2$      $f_{v,k,Vy} = 4.0 \text{ N/mm}^2$

Bei Kombinationen mit Wind als kürzester Einwirkung wird für  $k_{mod}$  das Mittel aus kurz und sehr kurz verwendet (Tab. NA1 b).

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.6)  
 Normalspannungen     $b/h = 16/16$

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	$M_{y,d}$ (kNm)	$\sigma_{d,o}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{d,u}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$k_{crit}$	$k_{mod}$	$\sigma_d/f_{m,d}$	komb
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1
	1.69	21.24	-31.11	31.11	1.00	1.00	<b>1.69 !</b>	I 15
	1.69	21.24	-31.11	31.11	1.00	1.00	<b>1.69 !</b>	I 15
	3.25	-17.52	25.67	-25.67	1.00	0.60	<b>2.32 !</b>	1
2	0.00	-17.52	25.67	-25.67	1.00	0.60	<b>2.32 !</b>	1
	2.18	20.73	-30.37	30.37	1.00	1.00	<b>1.65 !</b>	J 3
	4.35	-17.52	25.67	-25.67	1.00	0.60	<b>2.32 !</b>	1
3	0.00	-17.52	25.67	-25.67	1.00	0.60	<b>2.32 !</b>	1
	1.56	21.24	-31.11	31.11	1.00	1.00	<b>1.69 !</b>	I 15
	1.57	21.24	-31.11	31.11	1.00	1.00	<b>1.69 !</b>	I 15
	3.25	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	I 15

Der Beiwert  $kh = 1.00$  nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen     $b/h = 16/16$

Stütze Nr.	x (m)	$V_{z,d}$ (kN)	$\tau_D$ (N/mm <sup>2</sup> )	$k_{mod}$	$\tau_d/f_{v,d}$	komb
1 re	0.240	21.59	1.27	1.00	0.82	I 15
2 li	0.280	-20.72	1.21	0.60	<b>1.01*!</b>	1
	re	0.280	22.14	0.60	<b>1.08*!</b>	1
3 li	0.280	-22.14	1.30	0.60	<b>1.08*!</b>	1
	re	0.280	20.72	0.60	<b>1.01*!</b>	1
4 li	0.240	-21.59	1.27	1.00	0.82	I 15

EN 1995 6.1.7 :  $k_{cr} = 0.50$   
 \* :  $k_{cr}$  nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08  
 (2.2.3 , 7.2)  
 zul  $w_{inst} < L/300$                       zul  $w_{fin} < L/200$                       zul  $w_{net} < L/300$

Feld	$x_1$ (mm)	wgB (	wqB mm	w	zul w )	$\eta$		
1	1625	inst:	7.0	18.1	25.1	10.8	<b>2.32</b>	15
		fin:	11.2	18.7	29.9	16.3	<b>1.84</b>	15
		net:	11.2	1.6	12.9	10.8	<b>1.19</b>	15
2	2175	inst:	15.9	18.6	34.5	14.5	<b>2.38</b>	16
		fin:	25.5	19.7	45.3	21.8	<b>2.08</b>	16
		net:	25.5	3.1	28.6	14.5	<b>1.97</b>	16
3	1625	inst:	7.0	18.1	25.1	10.8	<b>2.32</b>	15
		fin:	11.2	18.7	29.9	16.3	<b>1.84</b>	15
		net:	11.2	1.6	12.9	10.8	<b>1.19</b>	15

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L	2=Einzellast bei a							
		3=Einzelmoment bei a	4=Trapezlast von a - a+b							
		5=Dreieckslast über L	6=Trapezlast über L							
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	A 1	8.29	1.79	8.29	1.79	1.00	0.00	3.25
4		4	J 2	0.00	2.18	0.00	2.18	1.00	0.00	3.25
7		4	I 7_1	0.00	2.30	0.00	2.30	1.00	0.00	3.25
10		4	I 10_1	0.00	-11.70	0.00	-11.70	1.00	0.00	3.25
2	2	4	A 3	8.29	1.79	8.29	1.79	1.00	0.00	4.35
5		4	J 4	0.00	2.18	0.00	2.18	1.00	0.00	4.35
8		4	I 8_1	0.00	2.30	0.00	2.30	1.00	0.00	4.35
11		4	I 11_1	0.00	-11.70	0.00	-11.70	1.00	0.00	4.35
3	3	4	A 5	8.29	1.79	8.29	1.79	1.00	0.00	3.25
6		4	J 6	0.00	2.18	0.00	2.18	1.00	0.00	3.25
9		4	I 9_1	0.00	2.30	0.00	2.30	1.00	0.00	3.25
12		4	I 12_1	0.00	-11.70	0.00	-11.70	1.00	0.00	3.25

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '\_1' gekennzeichnet

Gerechnete Kombinationen aus 12 Lasten

Last	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K9	K10	K11	K12	K13	K14	K15
1	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g
2	.	x	.	.	x	x	.	x	.	.	x	x	x	.	x
3	.	.	x	.	x	.	x	x	.	x	.	.	.	x	x
4	.	x	.	.	x	x	.	x	.	.	x	x	x	.	x
5	.	.	x	.	x	.	x	.	x	.	x	.	.	x	.
6	.	x	.	x	.	.	x	x	.	x	.	.	.	x	x
7	.	x	.	.	x	x	.	.	.	.	.	.	.	.	.
8	.	.	x	.	.	.	x	.	.	.	x	.	.	.	.
9	.	.	.	x	.	.	.	x	.	.	.	.	.	x	.
10	.	.	.	.	.	.	.	.	x	x	.	.	.	.	.
11	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	x	.	x
12	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	x	.	.	.

Last K16 K17 K18 K19 K20 K21 K22 K23 K24 K25

1	g	g	g	g	g	g	g	g	g	g
2	.	.	x	.	x	.	.	x	x	.
3	x	.	x	x	.	x	.	x	.	x
4	.	x	.	x	x	.	x	.	.	x
5	.	.	x	.	.	.	.	.	.	.
6	x	.	x	x	.	.	.	.	.	.
7	.	x	.	x	.	.	.	.	.	.
8	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
9	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
10	.	.	.	x	.	.	.	.	.	.
11	.	x	.	.	.	.	.	.	.	.
12	x	.	x	.	.	.	.	.	.	.

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:  
 Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten  
 je einzeln alternierend mit  $\gamma_{G} = 1,00 / 1,35$  beaufschlagt.

Last	K16	K17	K18	K19	K20	K21	K22	K23	K24	K25
Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die Leiteinwirkung ist. Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.										

**Position: D09- Stütze**

Holzstütze HO1+ 02/2019 (FRILO R-2019-2/P07)

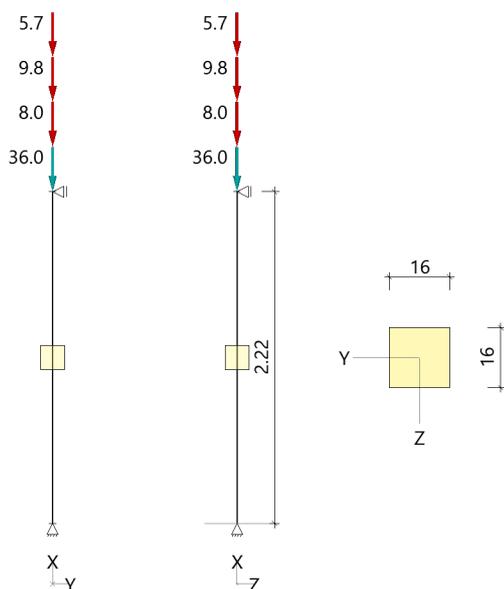
**System**

**Norm**

Bemessung DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08  
 Basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014  
 Kombinatorik DIN EN 1990/NA:2010-12  
 Schadensfolgeklasse CC 2

**Systembild 2D**

Maßstab 1 : 50



**System**

Pendelstütze, H=2.22m, b/h=16.0/16.0cm, C24, NKL 2, EN 338:2016

**Lasten**

**Liste der Lasten**

Nr	Typ	EWG	Q1	a1	Q2	L2	Fak	Grp	Info
1	2 X	99	0.3	2.22			1.00		AUTO_G_Mat
2	2 X	99	36.0	2.22			1.00		
3	2 X	1	8.0	2.22			1.00		
4	2 X	10	9.8	2.22			1.00		
5	2 X	9	5.7	2.22			1.00		

Typ: 2 = Einzellast: Q1[kN] bei a1[m]; a1 = Abstand von Fußpunkt  
 EWG: 99=ständig; 1=Kat. A: Wohngebäude; 9=Windlasten; 10=Schnee H < 1000 m

**Kombinationen**

**Kombinationsliste maßgebende Kombinationen**

LF	LK	12 STR											
1		1.35											
2		-											
3		-											
4		-											

**Bemessung / Nachweis**

**Knick- u. Kipplängen**

Berechnung Knick- u. Kipplängen

Biegeknicken(E)  $s_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(\eta \cdot N_{ki} \cdot N_x)}$

Biegedrillknicken(S)  $s_b = \text{Systemlängen}$

(E) Eigenwertermittlung, Längen siehe Nachweis, weil lastabhängig

(S) Berechnung über Abstände der starren Lager

**Bemessungsergebnisse maßgebende Kombinationen (Kurzausgabe)**

**LK 12: Tragfähigkeit, ständig/vorübergehend**

Querschnitt	N, M, V [kN, kNm]	Beiwerte		$\sigma, \tau$ [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$
Nachweis Querschnitt x=2.22m b/h=16.0/16.0cm						
N <sub>x</sub> N, M	-49.1	K <sub>mod</sub> =0.60	$\gamma_M=1.30$	-1.92	9.69	0.20 <b>0.20</b>
Nachweis Stabilität x=2.22m b/h=16.0/16.0cm						
N <sub>x</sub> N, M	-49.1	K <sub>mod</sub> =0.60 K <sub>c,y</sub> =0.62	$\gamma_M=1.30$ K <sub>c,z</sub> =0.62	-1.92	9.69	0.32 <b>0.32</b>
LK12: 1.35*G1 Knicklänge: s <sub>ky</sub> =2.22m s <sub>kz</sub> =2.22m Kipplänge: s <sub>b</sub> =2.22m Schlankheit: λ <sub>y</sub> =48.1 λ <sub>z</sub> =48.1 Anteil N(q)/N(q+g) = 100%(NCI NA.5.9); ψ <sub>2</sub> (LF, σ <sub>max</sub> )= 0.00; K <sub>def</sub> = 0.80						

**Maßgebende Verformungen**

w=0 => η=0
------------

**Position: D10 - Stuhlsäule**

Holzstütze HO1+ 02/2019 (FRILO R-2019-2/P08)

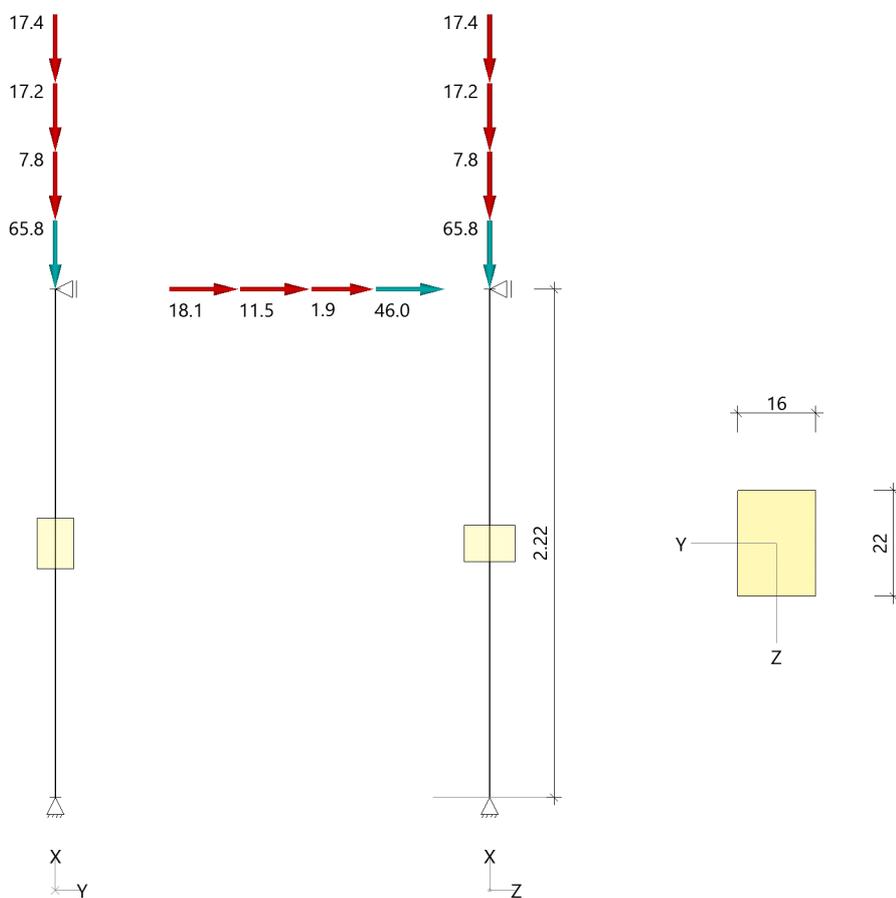
**System**

**Norm**

Bemessung DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08  
 Basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014  
 Kombinatorik DIN EN 1990/NA:2010-12  
 Schadensfolgeklasse CC 2

**Systembild 2D**

Maßstab 1 : 33



**System**

Pendelstütze, H=2.22m, b/h=16.0/22.0cm, C24, NKL 2, EN 338:2016

**Lasten**

**Liste der Lasten**

Nr	Typ	EWG	Q1	a1	Q2	L2	Fak	Grp	Info
1	2 X	99	0.5	2.22			1.00		AUTO_G_Mat
2	2 X	99	65.8	2.22			1.00		
3	2 X	1	7.8	2.22			1.00		
4	2 X	10	17.2	2.22			1.00		
5	2 X	9	17.4	2.22			1.00		
6	2 Z	99	46.0	2.22			1.00		
7	2 Z	1	1.9	2.22			1.00		
8	2 Z	10	11.5	2.22			1.00		
9	2 Z	9	18.1	2.22			1.00		

Typ: 2 = Einzellast: Q1[kN] bei a1[m]; a1 = Abstand von Fußpunkt  
 EWG: 99=ständig; 1=Kat. A: Wohngebäude; 9=Windlasten; 10=Schnee H < 1000 m

**Bemessung / Nachweis**

**Knick- u. Kipplängen**

Berechnung Knick- u. Kipplängen

Biegeknicken(E)  $s_k = \pi^2 \cdot E \cdot I / (\eta \cdot N_{ki} \cdot N_x)$   
 Biegedrillknicken(S)  $s_b =$  Systemlängen

(E) Eigenwertermittlung, Längen siehe Nachweis, weil lastabhängig

(S) Berechnung über Abstände der starren Lager

**Bemessungsergebnisse maßgebende Kombinationen (Kurzausgabe)**

**LK 118: Tragfähigkeit, ständig/vorübergehend**

Querschnitt	N, M, V [kN, kNm]	Beiwerte		$\sigma, \tau$ [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>...d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta$
Nachweis Querschnitt x=2.22m b/h=16.0/22.0cm						
N <sub>x</sub>	-89.4	K <sub>mod</sub> =0.60	$\gamma_M=1.30$	-2.54	9.69	0.26
N, M						<b>0.26</b>
Nachweis Stabilität x=2.22m b/h=16.0/22.0cm						
N <sub>x</sub>	-89.4	K <sub>mod</sub> =0.60 K <sub>c,y</sub> =0.83	$\gamma_M=1.30$ K <sub>c,z</sub> =0.62	-2.54	9.69	0.42
N, M						<b>0.42</b>

LK118: 1.35\*G1

Knicklänge: s<sub>ky</sub>=2.22m s<sub>kz</sub>=2.22m Kipplänge: s<sub>b</sub>=2.22m

Schlankheit: λ<sub>y</sub>=34.9 λ<sub>z</sub>=48.1

Anteil N(q)/N(q+q) = 100%(NCI NA.5.9); ψ<sub>2</sub>(LF, σ<sub>max</sub>)= 0.00; K<sub>def</sub>= 0.80

**Maßgebende Verformungen**

w=0 => η=0

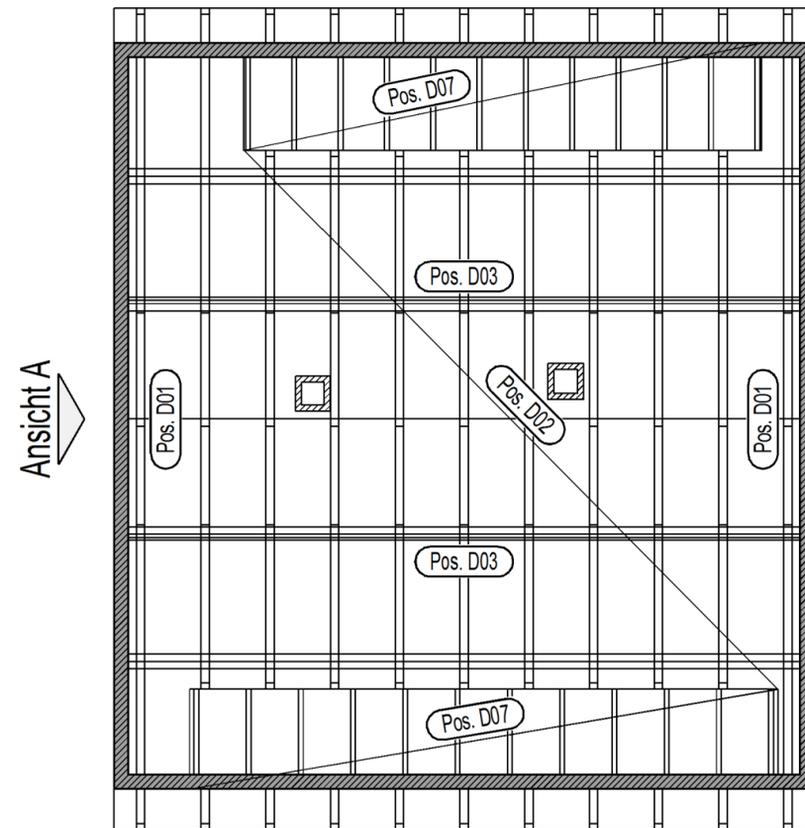
**Positionsplan  
Anhang 5**

# Positionsplan

Grundriss Sparren/Pfetten M 1:100

M 1:100

Muldenseite



Straßenseite

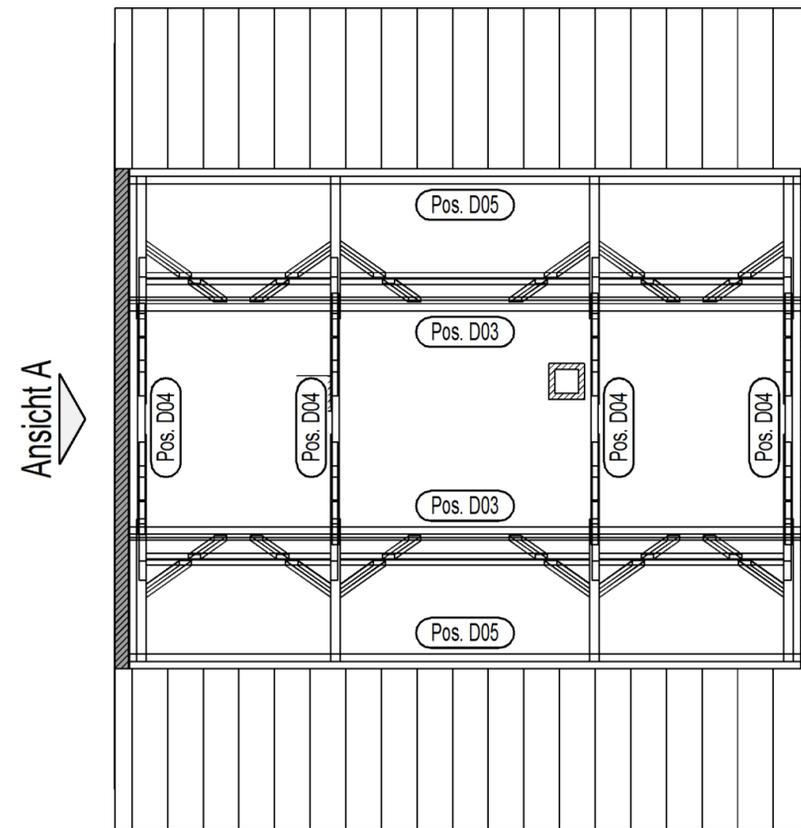
## Positionsbezeichnung

- |          |   |          |  |
|----------|---|----------|--|
| Pos. D01 | Giebelsparren<br>Nadelholz C24; NKL 2<br>Sparren: b/h = 14/16 cm<br>Kehlbalken: b/h = 14/18 cm<br>e = 95 cm           | Pos. D05 | Auflagerschwelle<br>Nadelholz C24; NKL 1<br>b/h = 20/12 cm                                     |
| Pos. D02 | Sparren<br>Nadelholz C24; NKL 2<br>Sparren: b/h = 14/16 cm<br>Kehlbalken: b/h = 14/18 cm<br>e = 95 cm                 | Pos. D06 | Holzbalkendecke<br>Nadelholz C24; NKL 1<br>b/h = 20/20 cm<br>e = 95 cm                         |
| Pos. D03 | Mittelpfette<br>Nadelholz C24; NKL 1<br>b/h = 16/14 cm  | Pos. D07 | Gaubensparren<br>Nadelholz C24; NKL 2<br>b/h = 8/14 cm<br>e = 75 cm                            |
| Pos. D04 | Dachstuhl<br>Nadelholz C24; NKL 1<br>Stuhlsäulen: b/h = 16/20 cm<br>Riegel: b/h = 12/14 cm<br>Streben: b/h = 12/14 cm | Pos. D08 | Unterzug<br>Nadelholz C24; NKL 1<br>Randbalken: b/h = 16/16 cm<br>Mittelbalken: b/h = 16/18 cm |

Grundriss Stuhlgebinde M 1:100

M 1:100

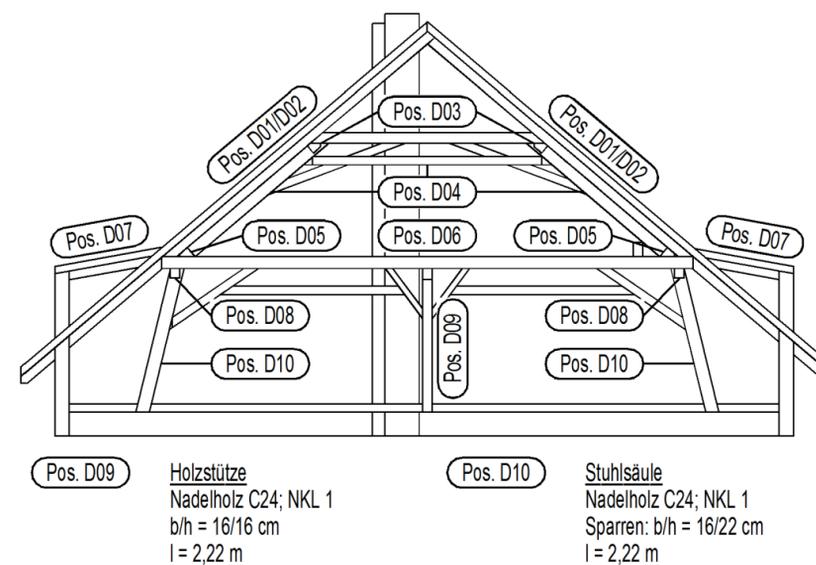
Muldenseite



Straßenseite

## Ansicht A

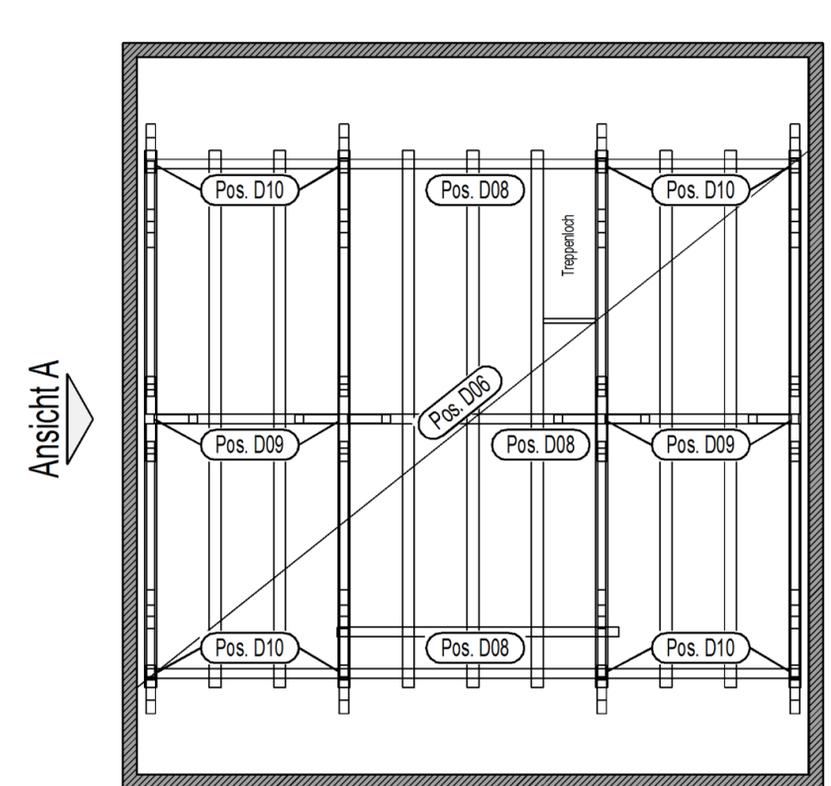
M 1:100



Grundriss untere Dachkonstruktion/Decke M 1:100

M 1:100

Muldenseite



Straßenseite

0000\_3\_TWP\_PP\_---\_0010\_00\_KP\_-

Projekt	DIPLOMARBEIT Beurteilung der Standsicherheit historischer Dachtragwerke aus Holz		
Planbezeichnung	Positionsplan Penig, Schlossplatz 1; Dachgeschoss		
Planverfasser	<b>BAUCONZEPT</b> INGENIEURE + ARCHITEKTEN		Bearbeiter
	BAUCONZEPT® PLANUNGSGESELLSCHAFT MBH Bachgasse 2   D-09350 Lichtenstein Telefon +49 (0) 3 72 04 / 6 70-0   Fax +49 (0) 3 72 04 / 6 70-67 info@bauconcept.com   www.bauconcept.com		Name: Emanuel Thalacker Studiengang: Bauingenieurwesen Studienrichtung: Hochbau Matrikelnr.: 4002445
CAD ( INTERN )	Datum	Maßstab	
1	29.07.2019	1 : 100	
Plannummer	0000_3_TWP_PP_---_0010_00_KP_-		
BAUTEIL / BAUABSCHNITT	LPH	PLANER	PLANART
ZUORDNUNG	PLANINHALT	PLANNUMMER	PLANAUSSCH.
STATUS	INDEX		

H/B = 350 / 500 (0.18m²)

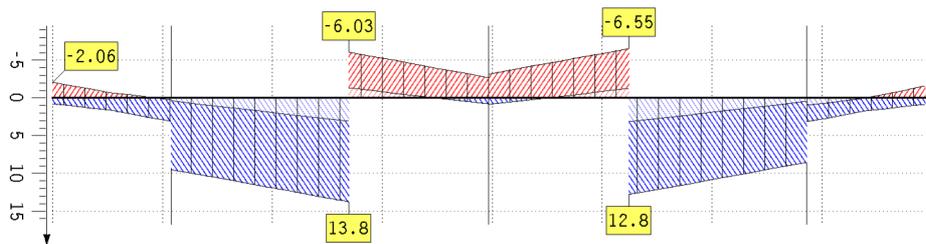
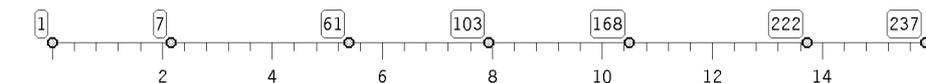
Allplan 2018

AUSGEWÄHLTE GRAFIKEN/TABELLEN

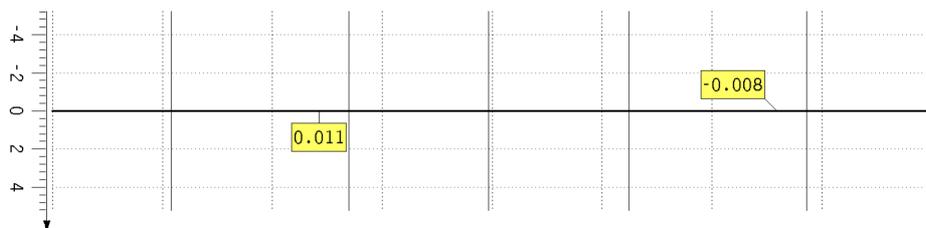
Schnittgrößen (im Hauptachsensystem)

Stabzug 1: Giebelsparren (Länge 15.88 m)

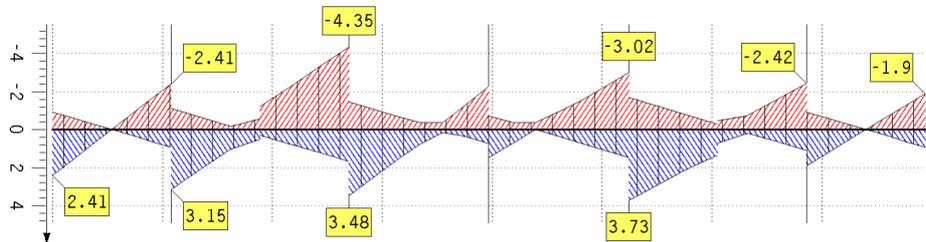
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



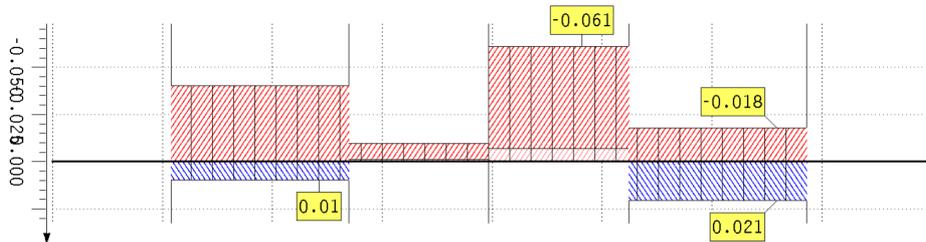
extremale Normalkraft  
N in kN  
Min: -6.55  
Max: 13.77



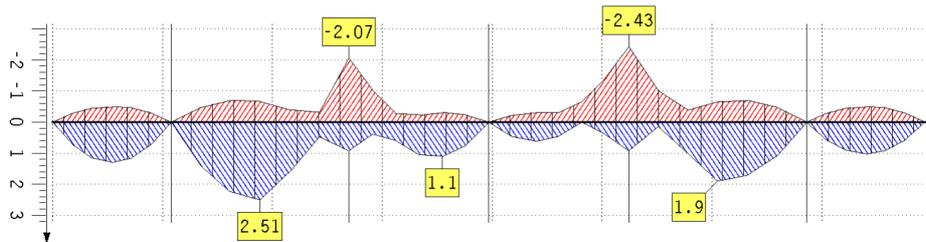
extremale Querkraft  
 $V_{\eta}$  in kN  
Min: -0.01  
Max: 0.01



extremale Querkraft  
 $V_{\xi}$  in kN  
Min: -4.35  
Max: 3.73



extremales Torsionsmoment  
T in kNm  
Min: -0.06  
Max: 0.02

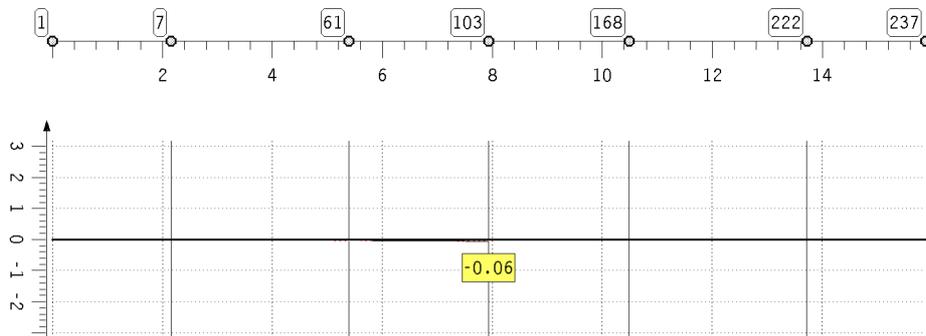


extremales Biegemoment  
 $M_{\eta}$  in kNm  
Min: -2.43  
Max: 2.51

**Schnittgrößen** (im Hauptachsensystem)

Stabzug 1: Giebelsparren (Länge 15.88 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1

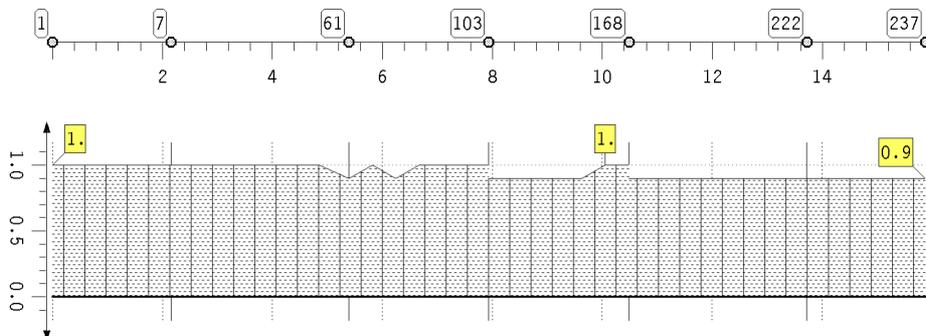


extremales  
Biegemoment  
 $M_\zeta$  in kNm  
Min: -0.06  
Max: 0.01

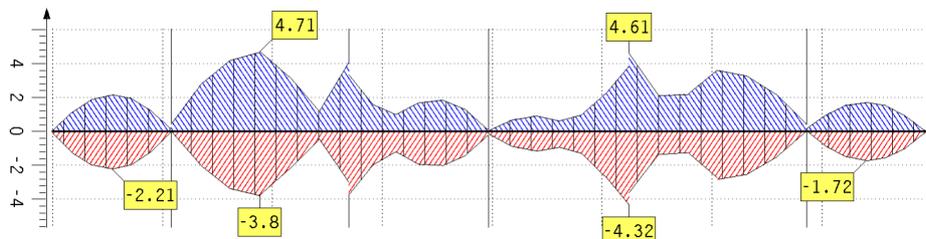
**Nachweisergebnisse (Holz)**

Stabzug 1: Giebelsparren (Länge 15.88 m)

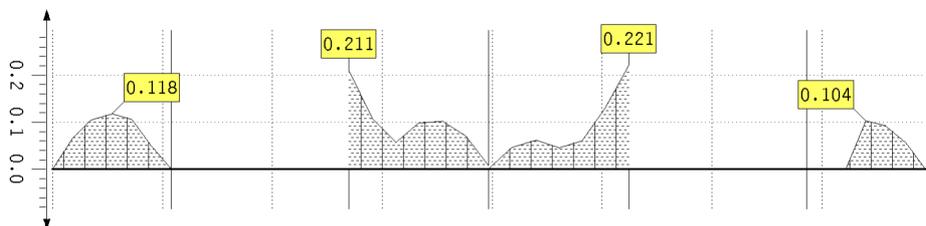
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



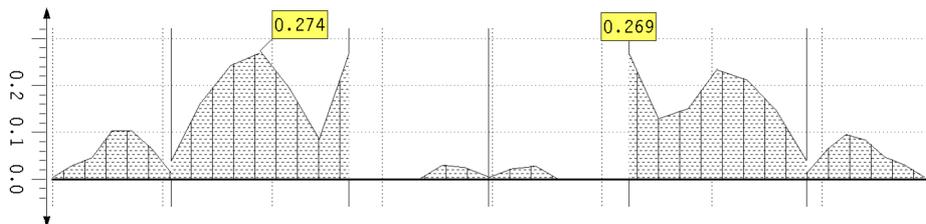
Modifikations-  
beiwert  
 $k_{mod}$   
Min: 0.90  
Max: 1.00



extremale  
Normalspannungen  
 $\sigma$  in MN/m<sup>2</sup>  
Min: -4.32  
Max: 4.71



Ausnutzung infolge  
Biegung und Druck  
 $U_{\sigma,c}$   
Max: 0.22

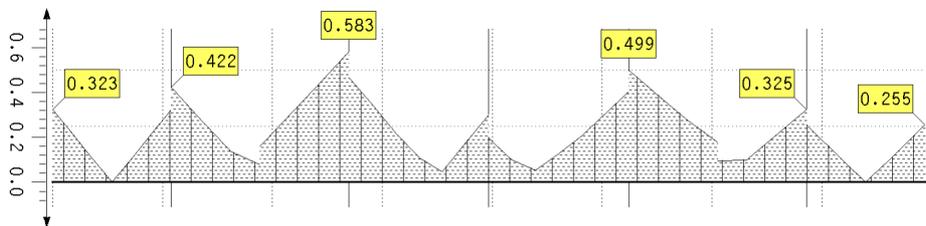
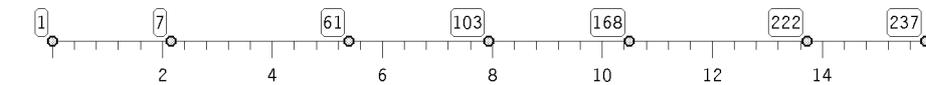


Ausnutzung infolge  
Biegung und Zug  
 $U_{\sigma,t}$   
Max: 0.27

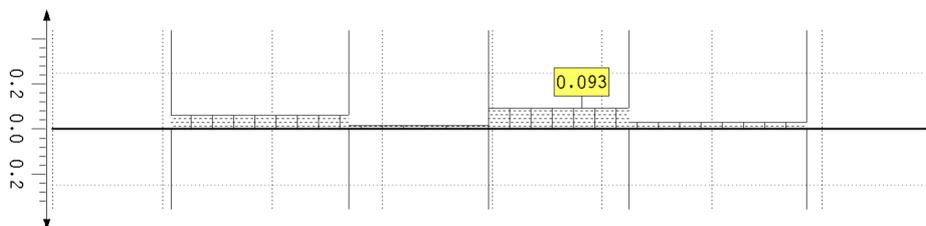
### Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 1: Giebelsparren (Länge 15.88 m)

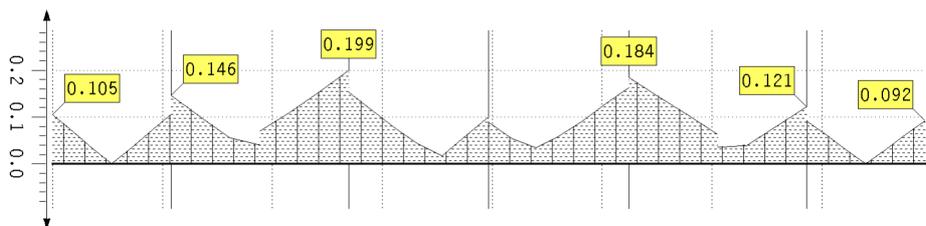
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



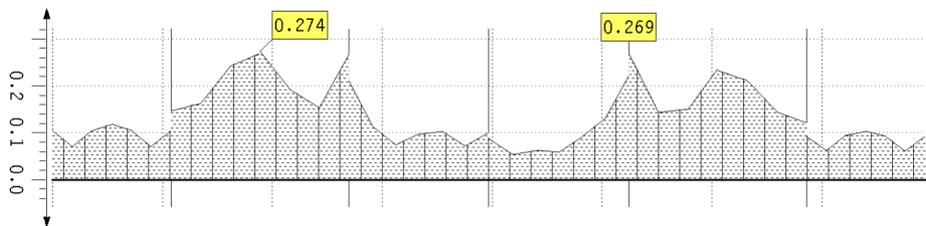
Schubspannung  
infolge Querkraft  
 $\tau$  in MN/m<sup>2</sup>  
Max: 0.58



Schubspannung  
infolge Torsion  
 $\tau_{tor}$  in MN/m<sup>2</sup>  
Max: 0.09



Ausnutzung infolge  
Querkraft und Torsion  
 $U_{\tau}$   
Max: 0.20

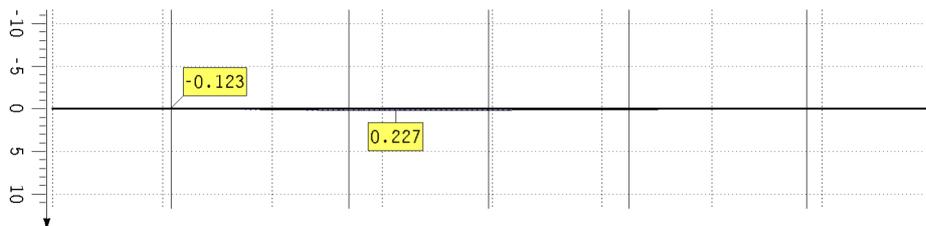
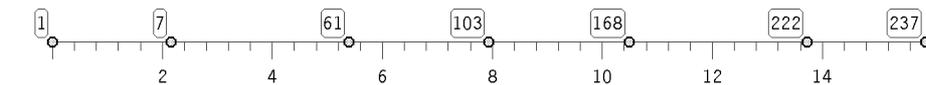


Ausnutzung  
 $U$   
Max: 0.27

### Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 1: Giebelsparren (Länge 15.88 m)

Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination

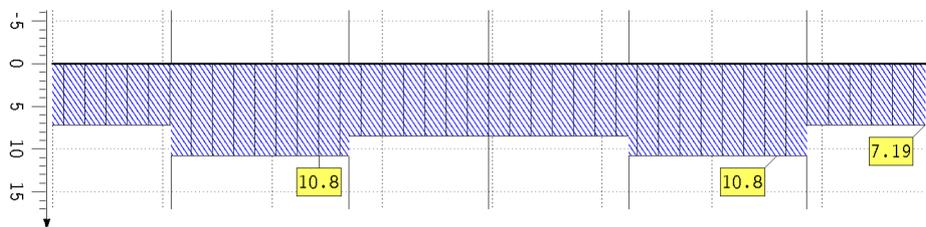
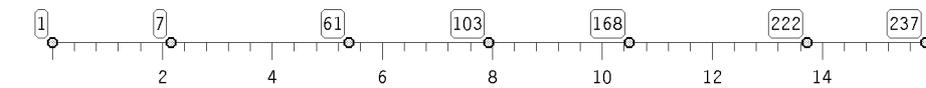


extremale  
Durchbiegungen  
 $w_{m,inst}$   
in mm  
Min: -0.12  
Max: 0.23

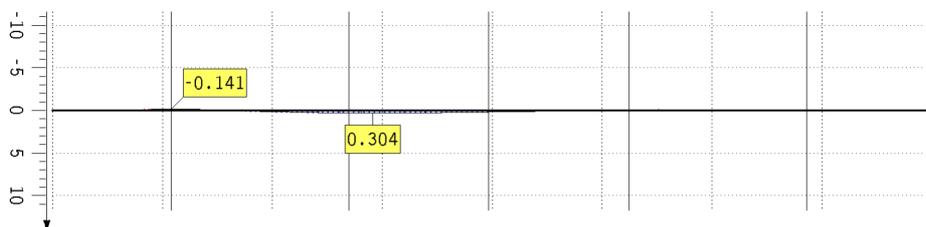
**Nachweisergebnisse (Holz)**

Stabzug 1: Giebelsparren (Länge 15.88 m)

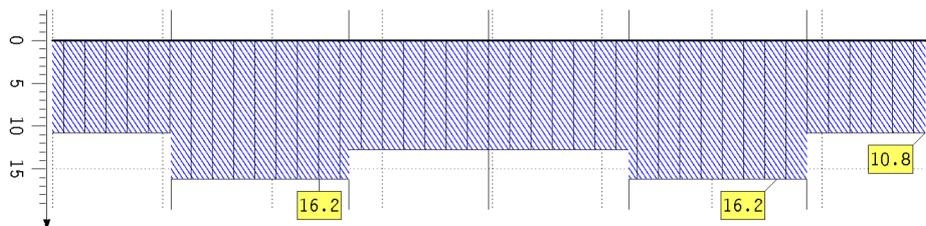
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



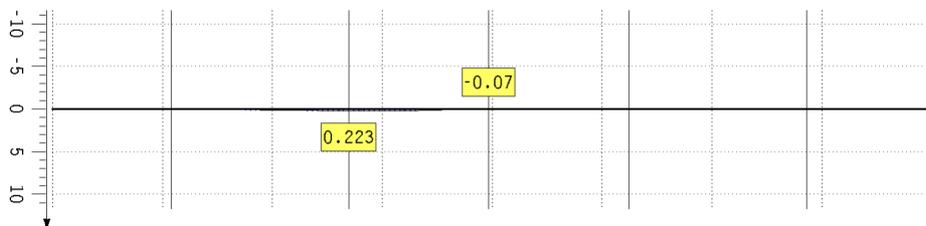
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,inst,req}$   
 in mm  
 Min: 7.19  
 Max: 10.79



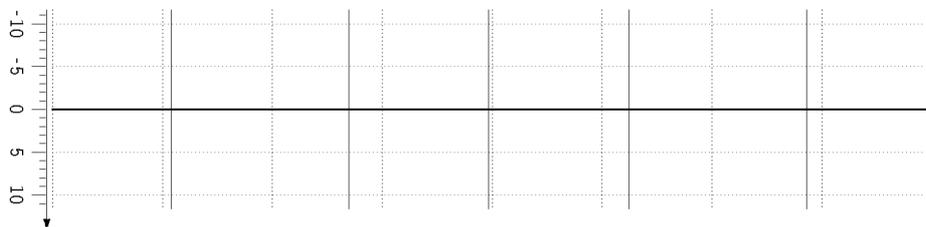
extremale Durchbiegungen  
 $W_{m,fin}$   
 in mm  
 Min: -0.14  
 Max: 0.30



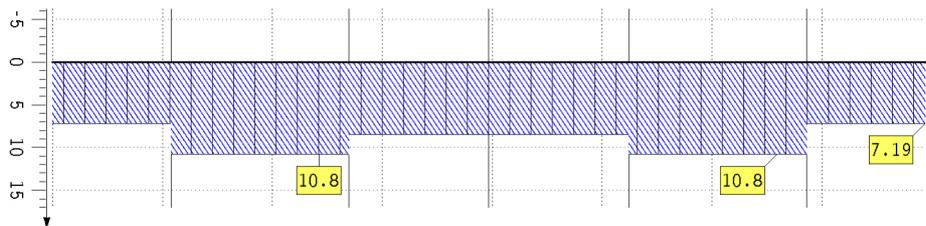
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 10.79  
 Max: 16.19



extremale Durchbiegungen  
 $W_{m,net,fin}$   
 in mm  
 Min: -0.07  
 Max: 0.22



Überhöhung  
 $W_{m,0}$  in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 0.00

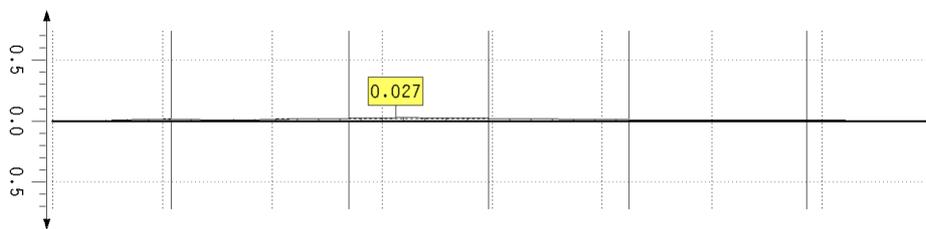
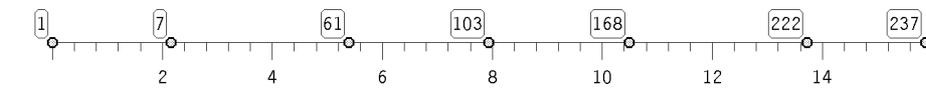


maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,net,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 7.19  
 Max: 10.79

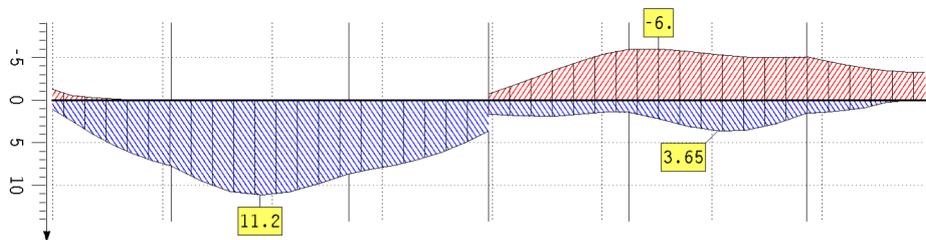
Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 1: Giebelsparren (Länge 15.88 m)

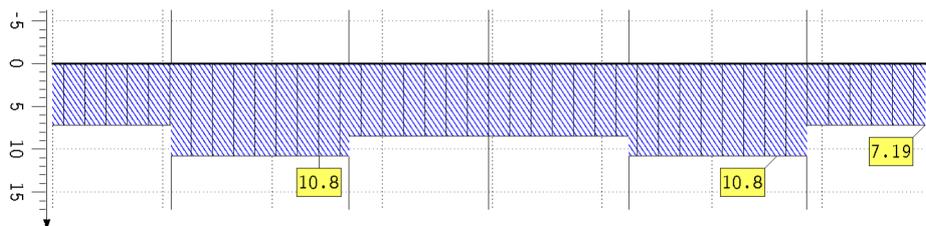
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



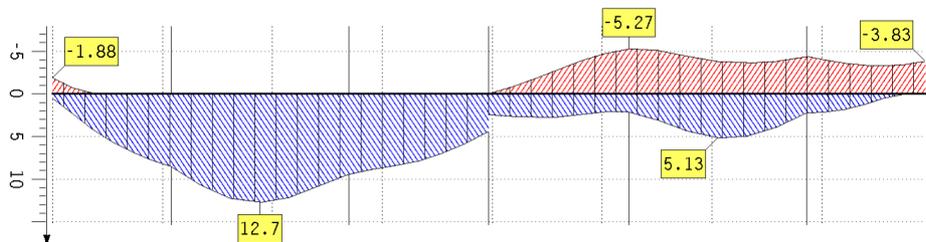
Ausnutzung  
in m-Richtung  
 $U_m$   
Max: 0.03



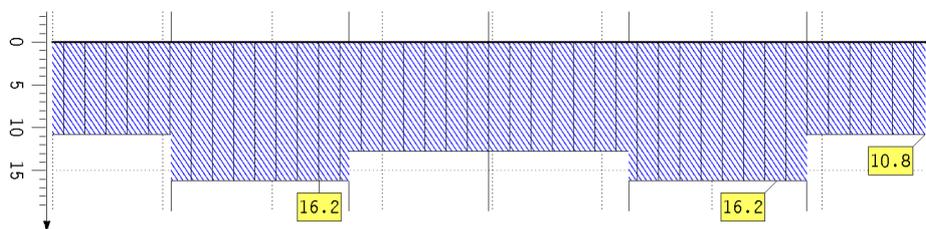
extremale  
Durchbiegungen  
 $W_{n,inst}$   
in mm  
Min: -6.00  
Max: 11.16



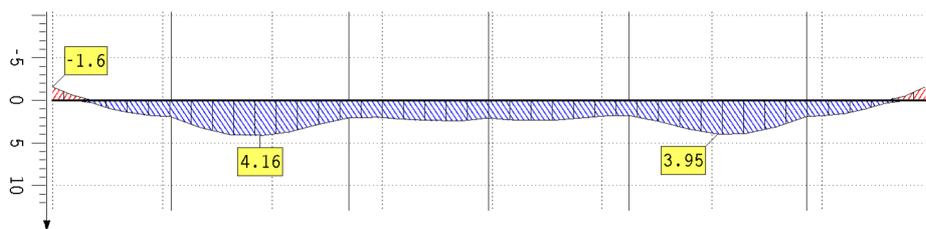
maßgebende  
Durchbiegung  
 $W_{n,inst,req}$   
in mm  
Min: 7.19  
Max: 10.79



extremale  
Durchbiegungen  
 $W_{n,fin}$   
in mm  
Min: -5.27  
Max: 12.72



maßgebende  
Durchbiegung  
 $W_{n,fin,req}$   
in mm  
Min: 10.79  
Max: 16.19

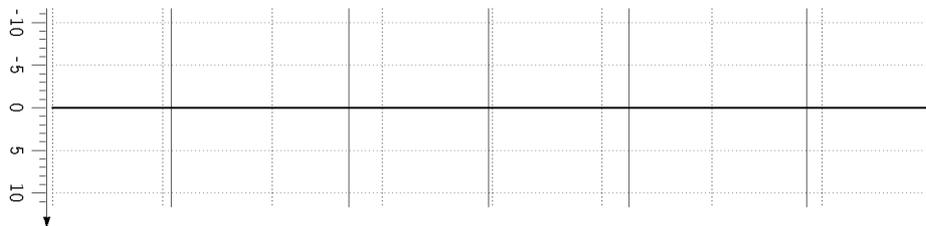
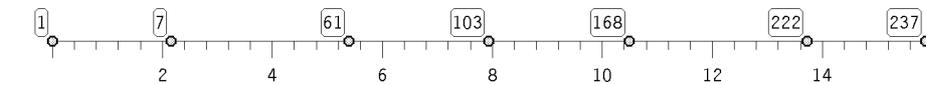


extremale  
Durchbiegungen  
 $W_{n,net,fin}$   
in mm  
Min: -1.60  
Max: 4.16

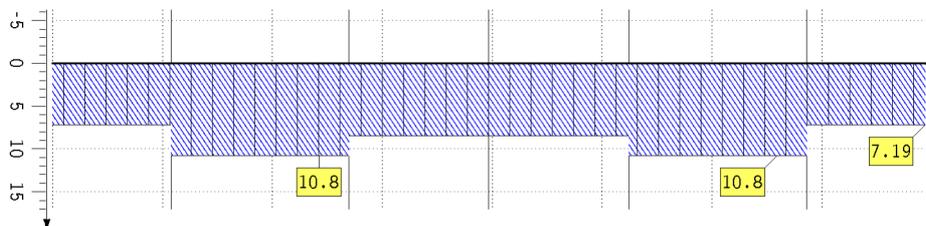
**Nachweisergebnisse (Holz)**

Stabzug 1: Giebelsparren (Länge 15.88 m)

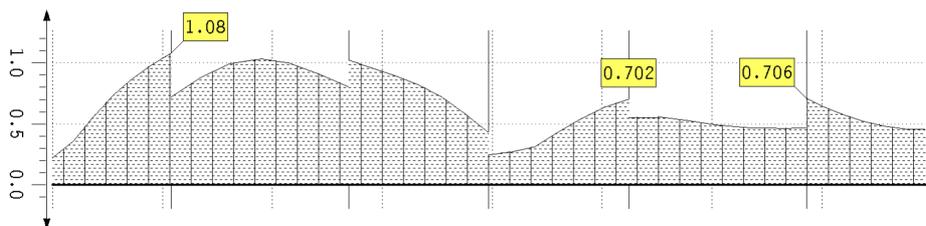
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



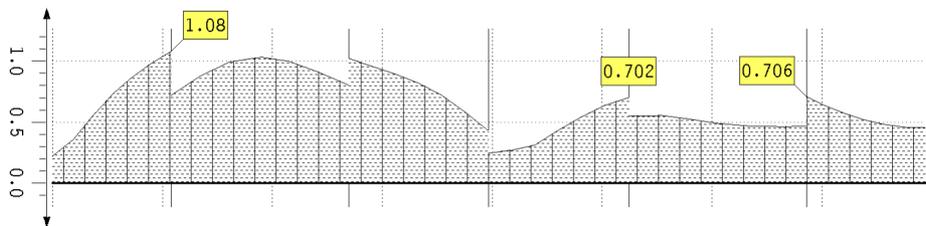
Überhöhung  
 $w_{n,0}$  in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 0.00



maßgebende Durchbiegung  
 $w_{n,net,fin,req}$  in mm  
 Min: 7.19  
 Max: 10.79



Ausnutzung in n-Richtung  
 $U_n$   
 Max: 1.08

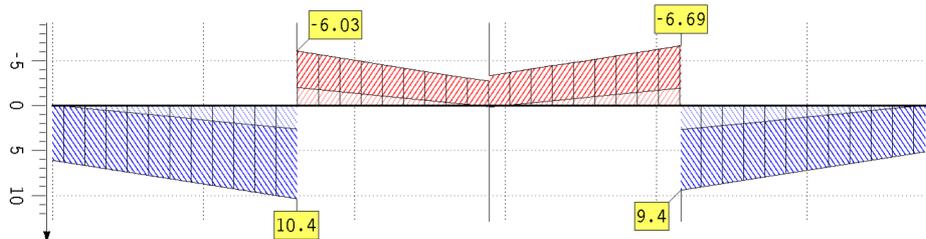
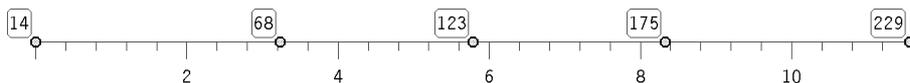


Ausnutzung  
 $U$   
 Max: 1.08

**Schnittgrößen (im Hauptachsensystem)**

Stabzug 2: Sparren (Länge 11.56 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1

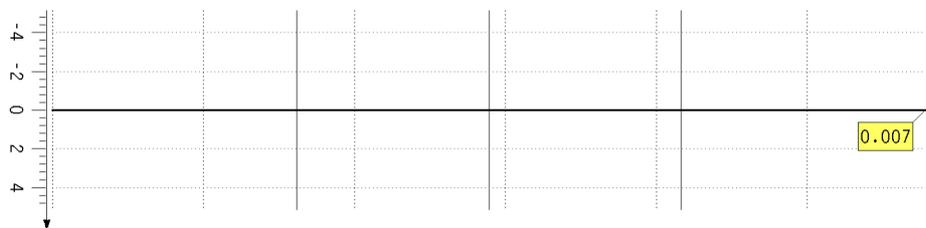
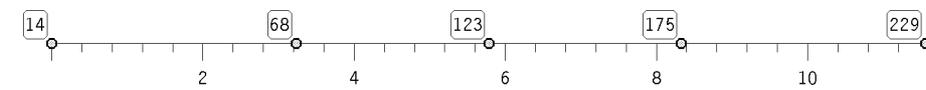


extremale Normalkraft  
 $N$  in kN  
 Min: -6.69  
 Max: 10.39

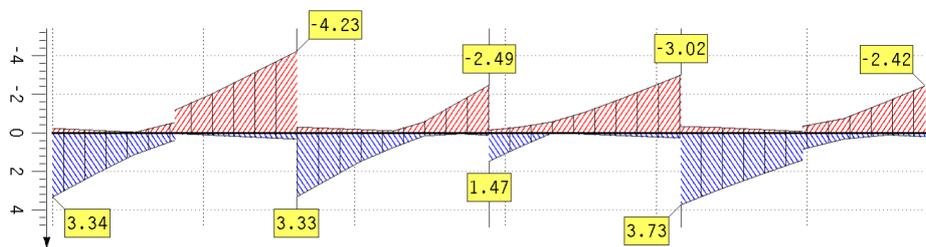
**Schnittgrößen** (im Hauptachsensystem)

Stabzug 2: Sparren (Länge 11.56 m)

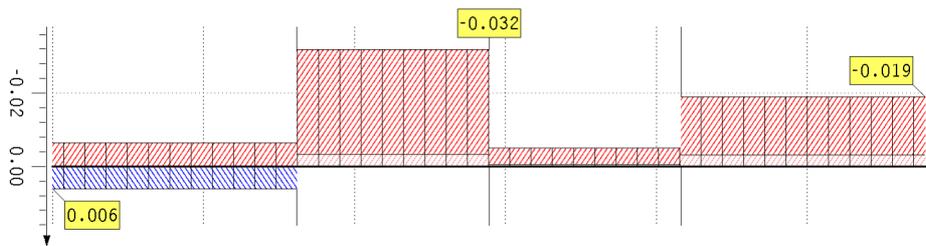
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



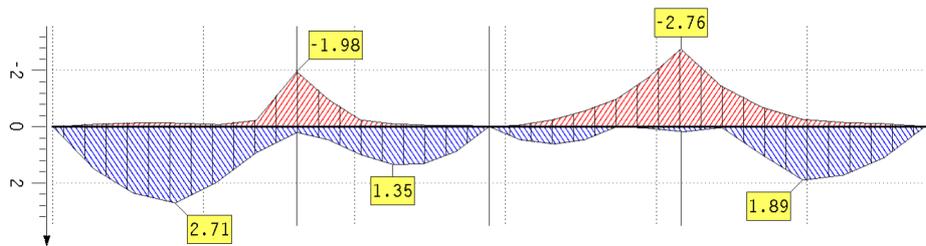
extremale  
Querkraft  
 $V_{\eta}$  in kN  
Min: -0.00  
Max: 0.01



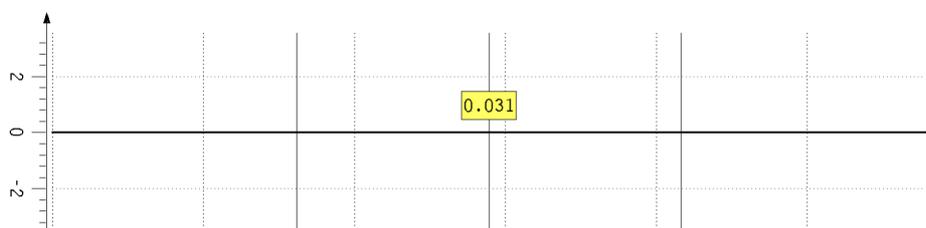
extremale  
Querkraft  
 $V_{\zeta}$  in kN  
Min: -4.23  
Max: 3.73



extremales  
Torsionsmoment  
T in kNm  
Min: -0.03  
Max: 0.01



extremales  
Biegemoment  
 $M_{\eta}$  in kNm  
Min: -2.76  
Max: 2.71

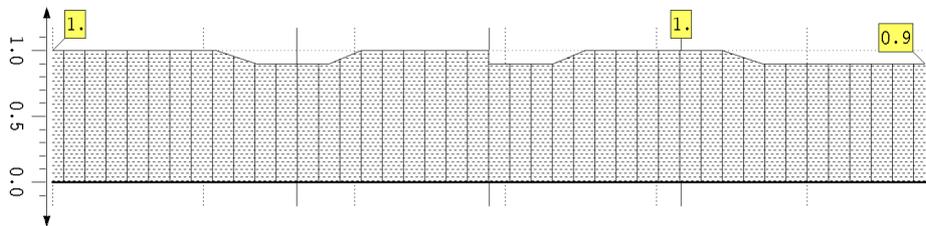
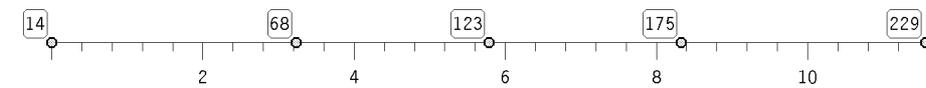


extremales  
Biegemoment  
 $M_{\zeta}$  in kNm  
Min: -0.00  
Max: 0.03

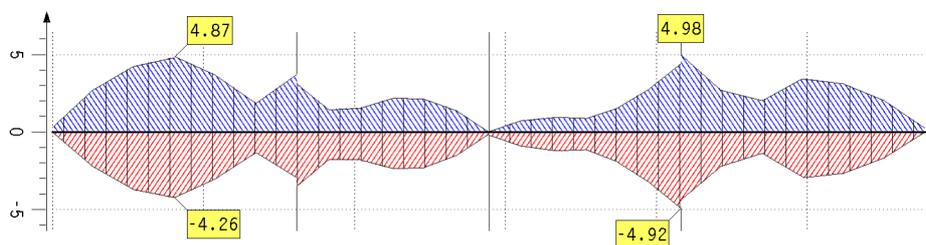
Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 2: Sparren (Länge 11.56 m)

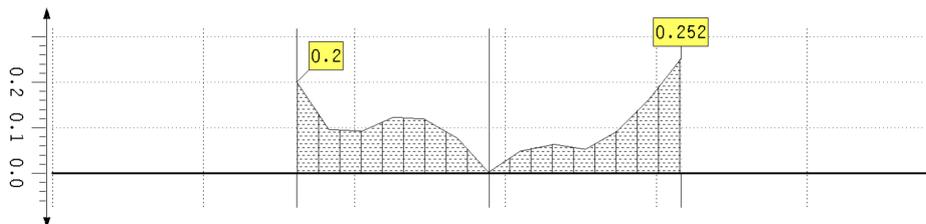
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



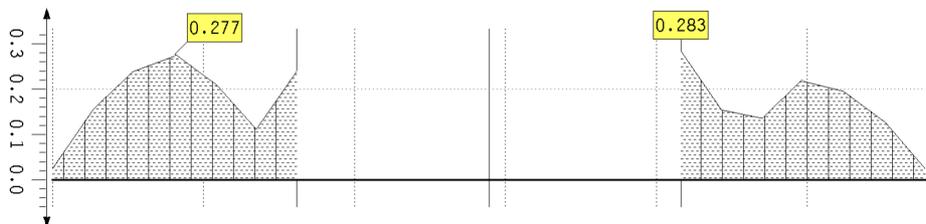
Modifikations-  
beiwert  
k<sub>mod</sub>  
Min: 0.90  
Max: 1.00



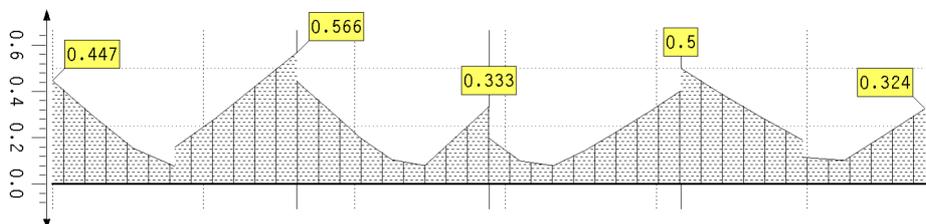
extremale  
Normalspannungen  
 $\sigma$  in MN/m<sup>2</sup>  
Min: -4.92  
Max: 4.98



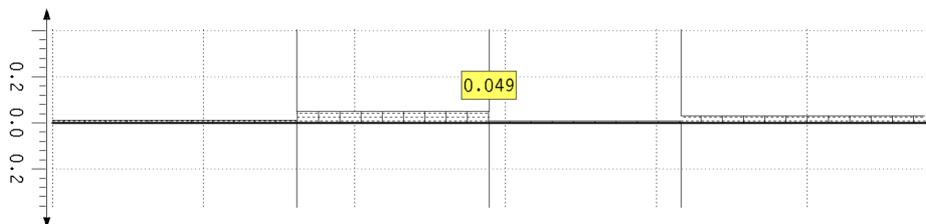
Ausnutzung infolge  
Biegung und Druck  
U <sub>$\sigma,c$</sub>   
Max: 0.25



Ausnutzung infolge  
Biegung und Zug  
U <sub>$\sigma,t$</sub>   
Max: 0.28



Schubspannung  
infolge Querkraft  
 $\tau$  in MN/m<sup>2</sup>  
Max: 0.57

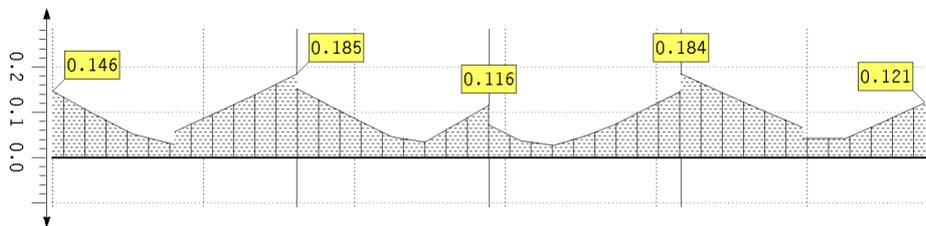
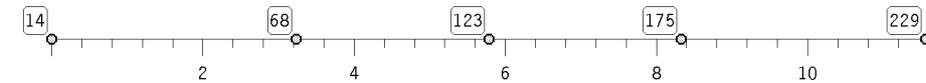


Schubspannung  
infolge Torsion  
 $\tau_{tor}$  in MN/m<sup>2</sup>  
Max: 0.05

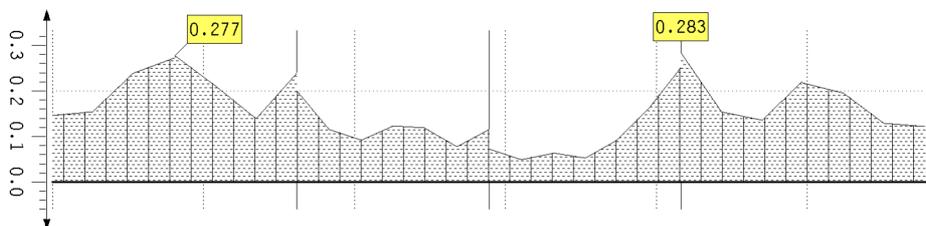
### Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 2: Sparren (Länge 11.56 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



Ausnutzung infolge  
Querkraft und Torsion  
 $U_T$   
Max: 0.18

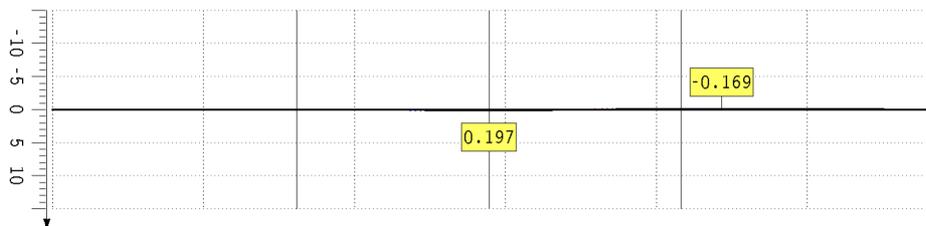
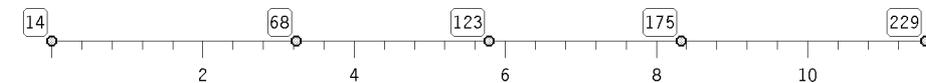


Ausnutzung  
 $U$   
Max: 0.28

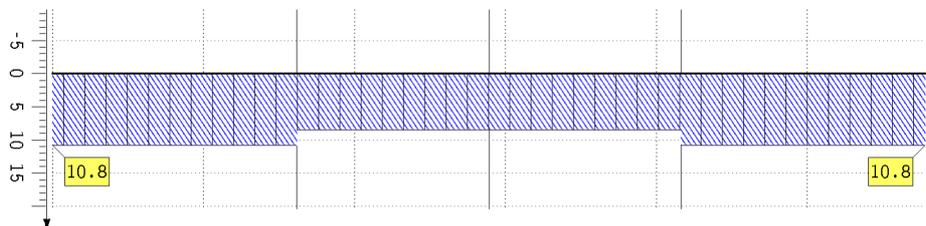
### Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 2: Sparren (Länge 11.56 m)

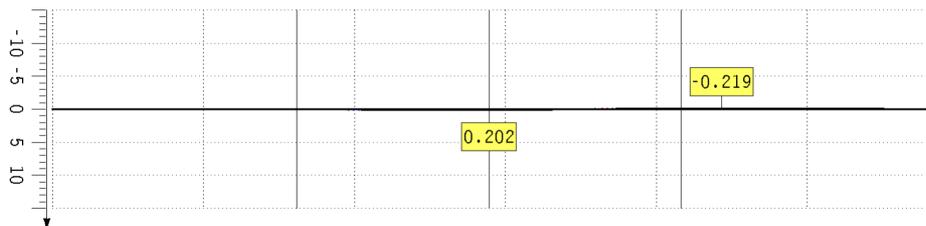
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



extremale  
Durchbiegungen  
 $W_{m,inst}$   
in mm  
Min: -0.17  
Max: 0.20



maßgebende  
Durchbiegung  
 $W_{m,inst,req}$   
in mm  
Min: 8.48  
Max: 10.79

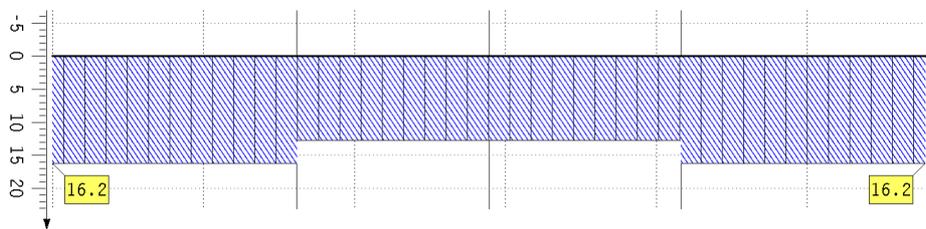
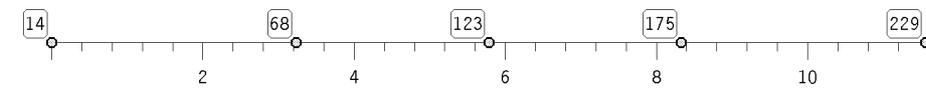


extremale  
Durchbiegungen  
 $W_{m,fin}$   
in mm  
Min: -0.22  
Max: 0.20

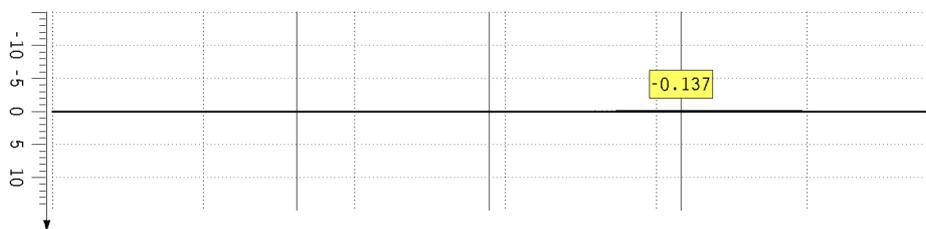
Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 2: Sparren (Länge 11.56 m)

Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



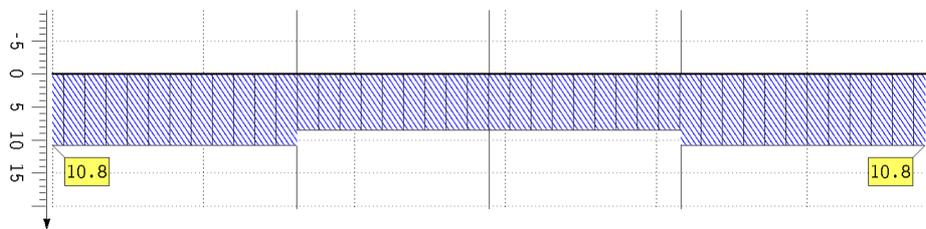
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 12.72  
 Max: 16.19



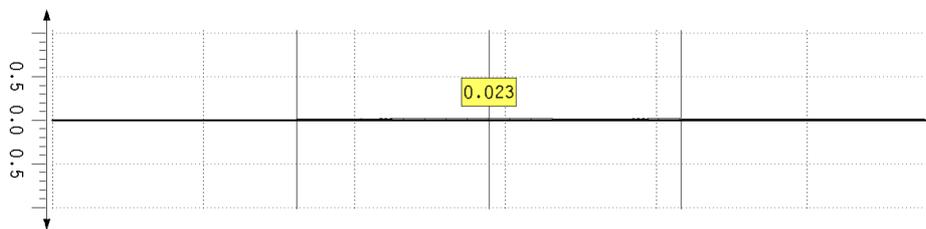
extremale Durchbiegungen  
 $W_{m,net,fin}$   
 in mm  
 Min: -0.14  
 Max: 0.01



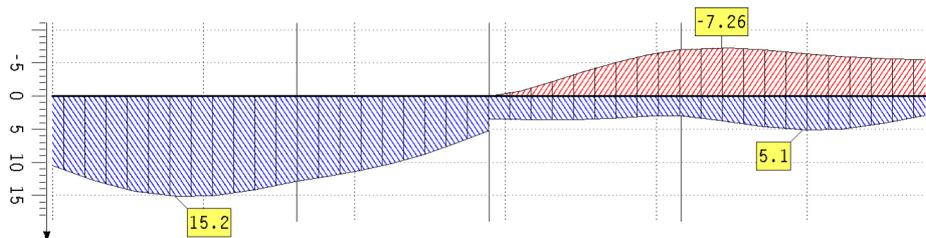
Überhöhung  
 $W_{m,0}$  in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 0.00



maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,net,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 8.48  
 Max: 10.79



Ausnutzung in m-Richtung  
 $U_m$   
 Max: 0.02

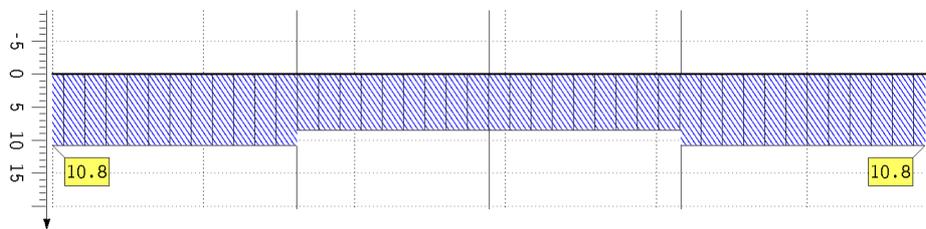
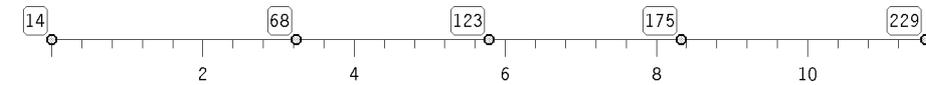


extremale Durchbiegungen  
 $W_{n,inst}$   
 in mm  
 Min: -7.26  
 Max: 15.17

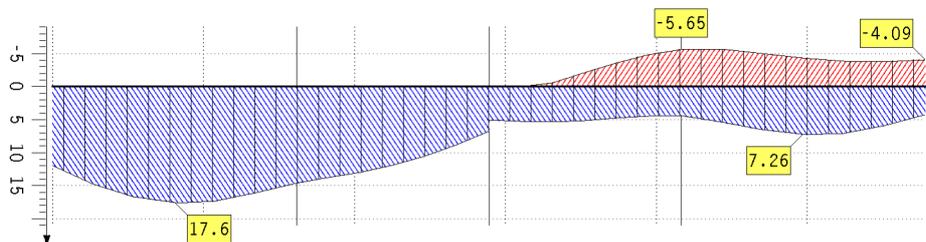
Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 2: Sparren (Länge 11.56 m)

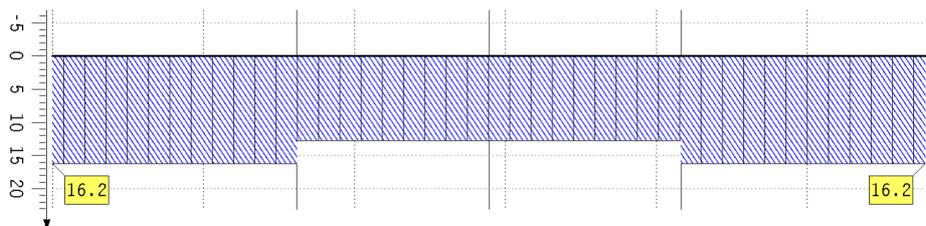
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



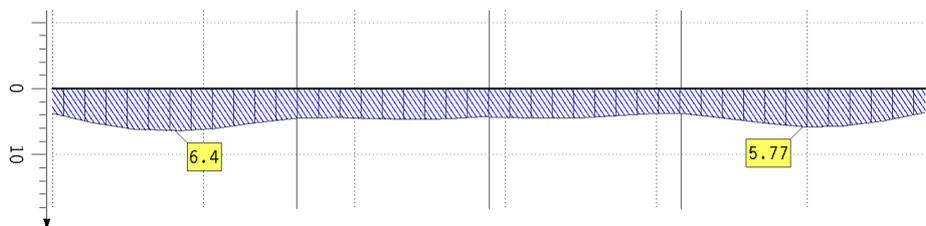
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{n,inst,req}$   
 in mm  
 Min: 8.48  
 Max: 10.79



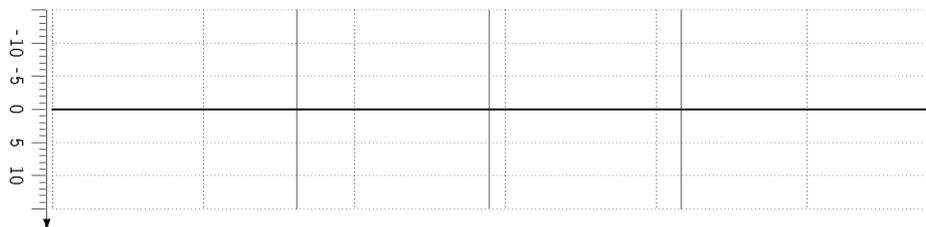
extremale Durchbiegungen  
 $W_{n,fin}$   
 in mm  
 Min: -5.65  
 Max: 17.57



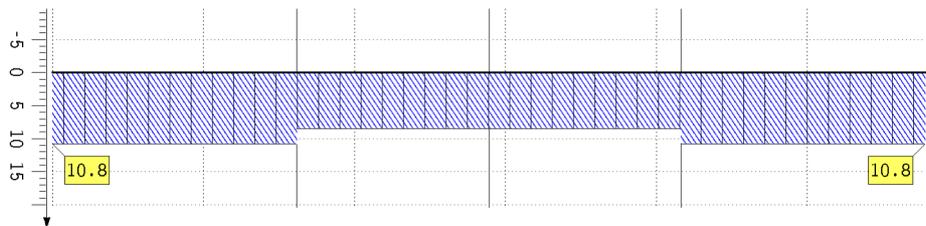
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{n,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 12.72  
 Max: 16.19



extremale Durchbiegungen  
 $W_{n,net,fin}$   
 in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 6.40



Überhöhung  
 $W_{n,0}$   
 in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 0.00

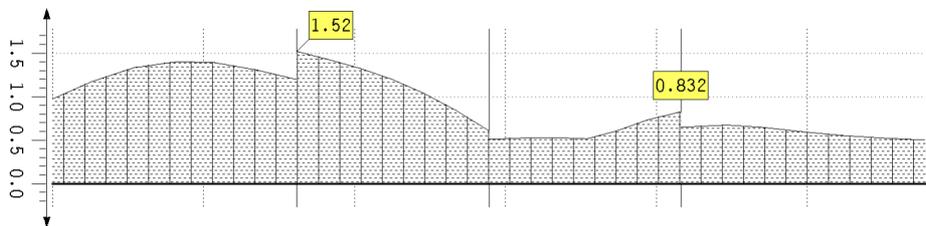
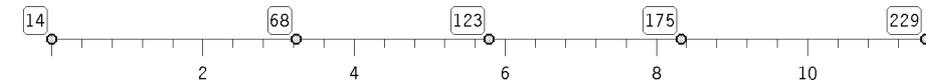


maßgebende Durchbiegung  
 $W_{n,net,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 8.48  
 Max: 10.79

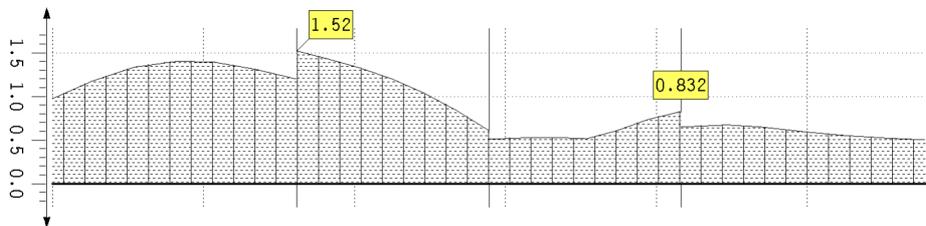
### Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 2: Sparren (Länge 11.56 m)

Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



Ausnutzung  
in n-Richtung  
 $U_n$   
Max: 1.52

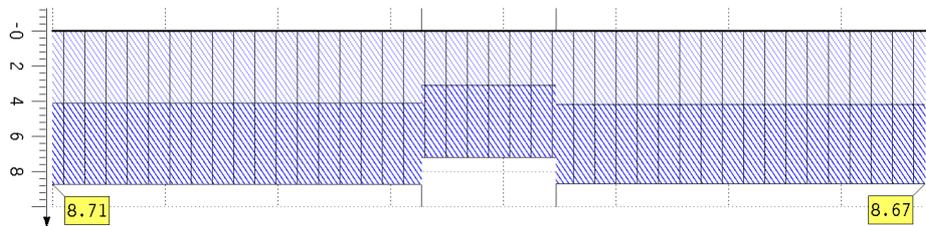
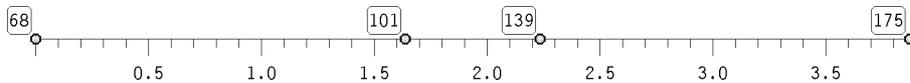


Ausnutzung  
 $U$   
Max: 1.52

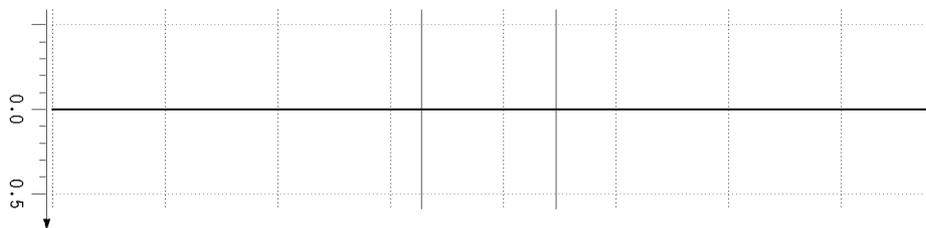
### Schnittgrößen (im Hauptachsensystem)

Stabzug 3: Kehlbalken (Länge 3.87 m)

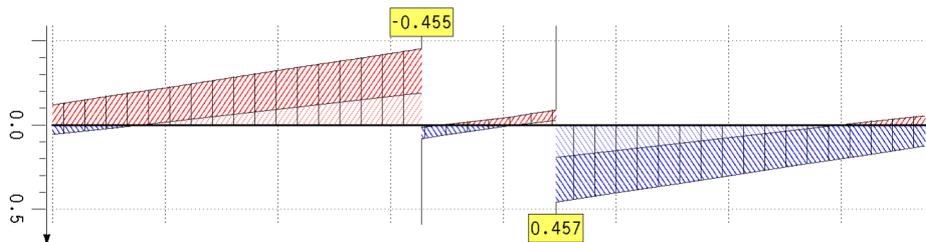
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



extremale  
Normalkraft  
 $N$  in kN  
Min: 3.07  
Max: 8.71



extremale  
Querkraft  
 $V_n$  in kN  
Min: 0.00  
Max: 0.00

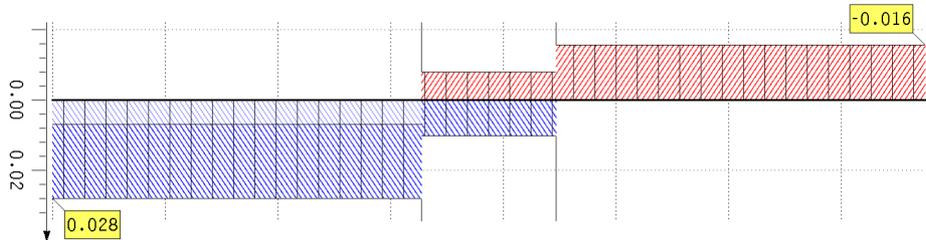
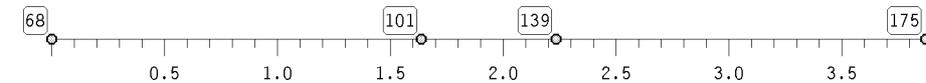


extremale  
Querkraft  
 $V_z$  in kN  
Min: -0.45  
Max: 0.46

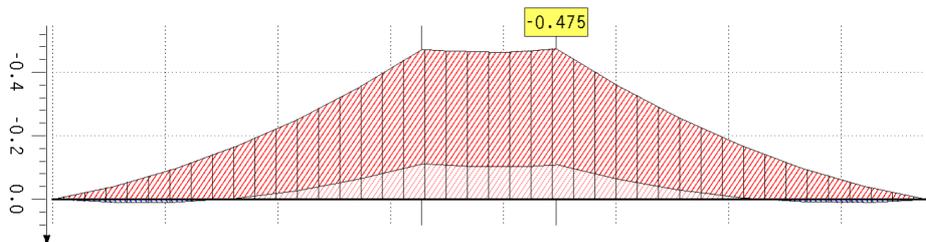
**Schnittgrößen** (im Hauptachsensystem)

Stabzug 3: Kehlbalken (Länge 3.87 m)

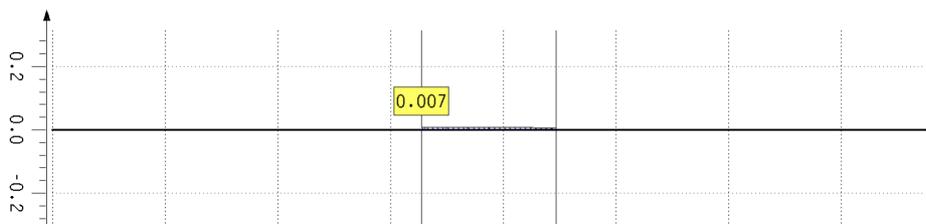
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



extremales  
Torsionsmoment  
T in kNm  
Min: -0.02  
Max: 0.03



extremales  
Biegemoment  
M<sub>11</sub> in kNm  
Min: -0.47  
Max: 0.01

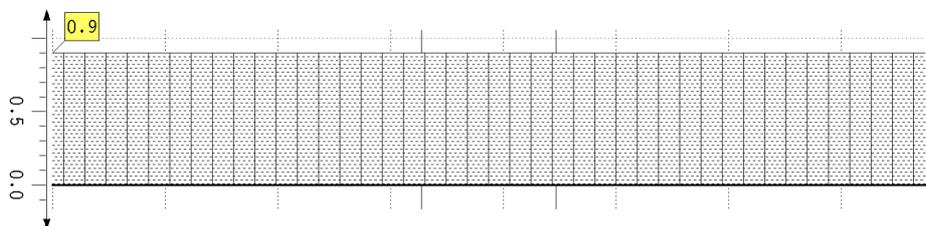
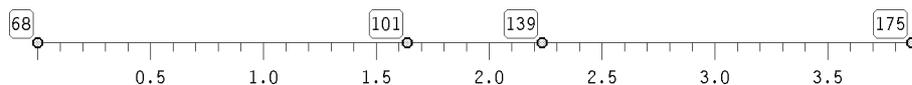


extremales  
Biegemoment  
M<sub>z</sub> in kNm  
Min: -0.00  
Max: 0.01

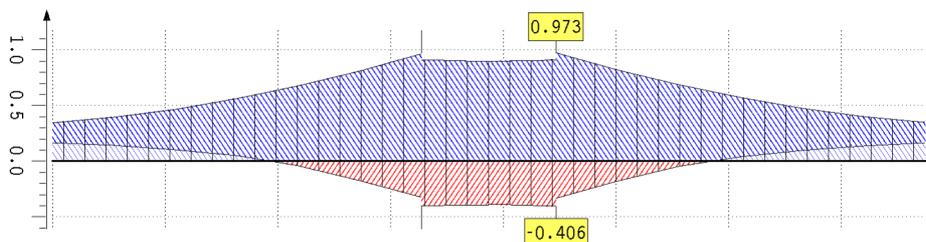
**Nachweisergebnisse (Holz)**

Stabzug 3: Kehlbalken (Länge 3.87 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



Modifikations-  
beiwert  
k<sub>mod</sub>  
Min: 0.90  
Max: 0.90

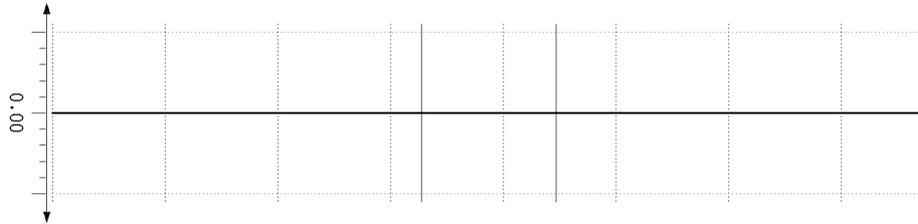
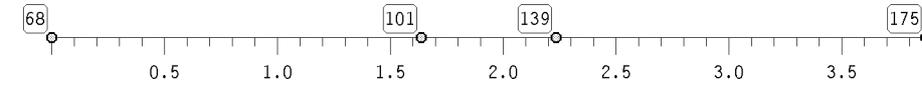


extremale  
Normalspannungen  
σ in MN/m<sup>2</sup>  
Min: -0.41  
Max: 0.97

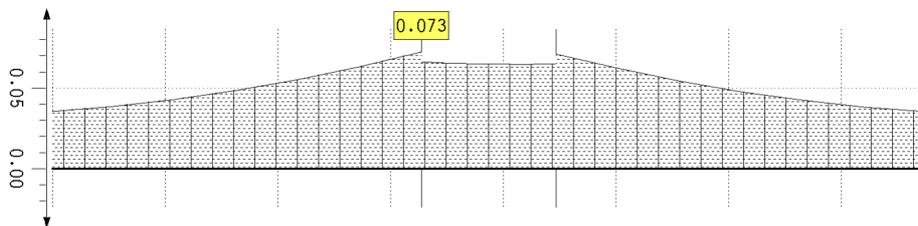
Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 3: Kehlbalken (Länge 3.87 m)

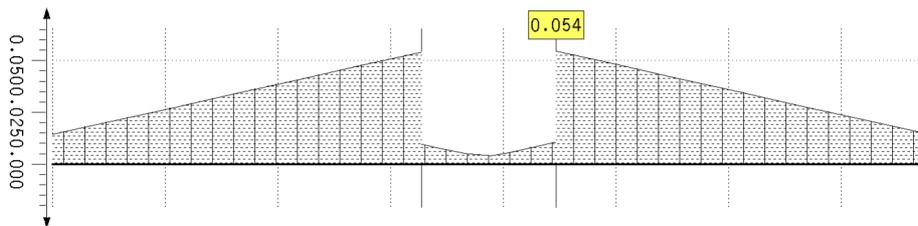
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



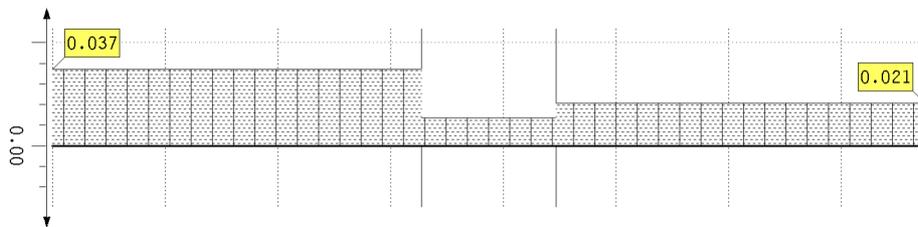
Ausnutzung infolge  
Biegung und Druck  
 $U_{\sigma,c}$   
Max: 0.00



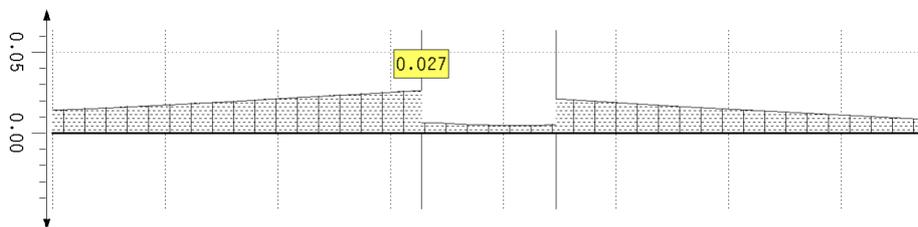
Ausnutzung infolge  
Biegung und Zug  
 $U_{\sigma,t}$   
Max: 0.07



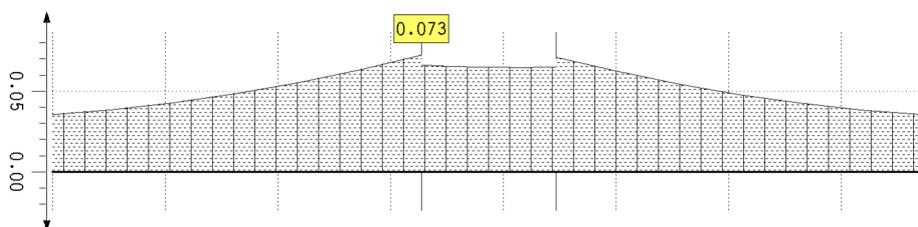
Schubspannung  
infolge Querkraft  
 $\tau$  in  $\text{MN/m}^2$   
Max: 0.05



Schubspannung  
infolge Torsion  
 $\tau_{\text{tor}}$  in  $\text{MN/m}^2$   
Max: 0.04



Ausnutzung infolge  
Querkraft und Torsion  
 $U_{\tau}$   
Max: 0.03

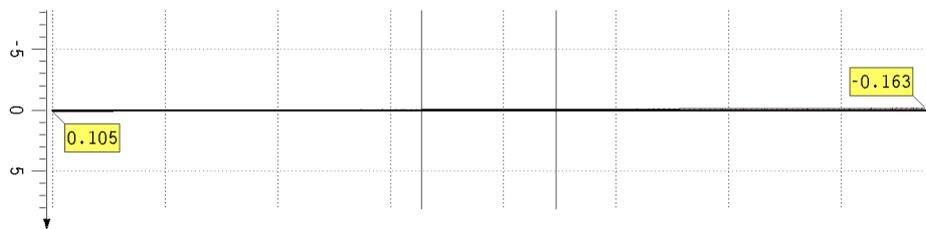
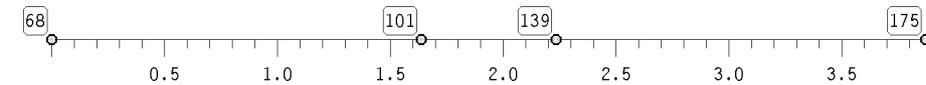


Ausnutzung  
 $U$   
Max: 0.07

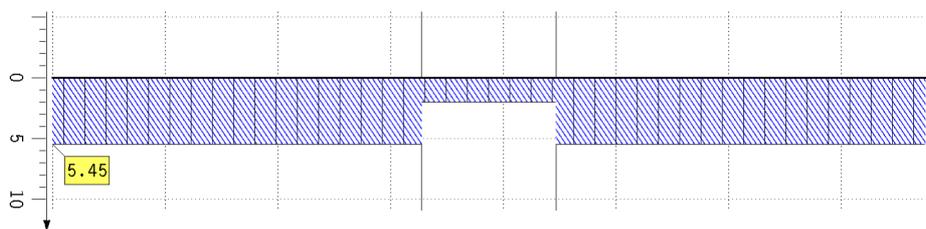
Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 3: Kehlbalken (Länge 3.87 m)

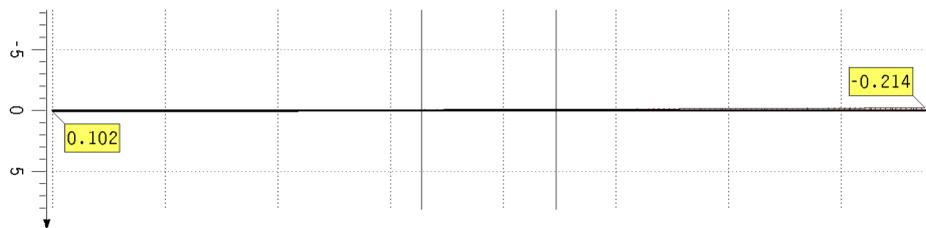
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



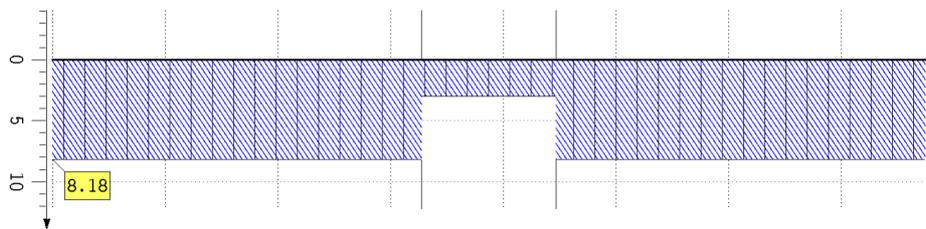
extremale Durchbiegungen  
 $W_{m,inst}$   
 in mm  
 Min: -0.16  
 Max: 0.10



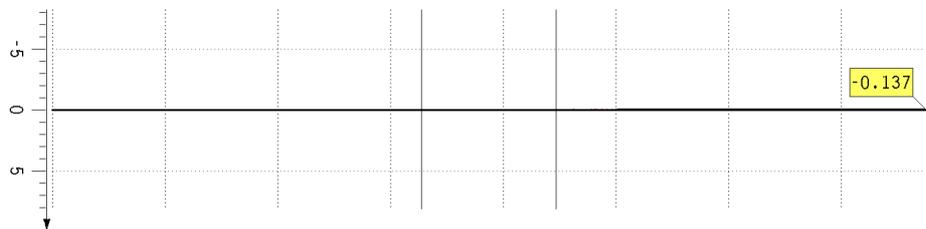
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,inst,req}$   
 in mm  
 Min: 2.00  
 Max: 5.45



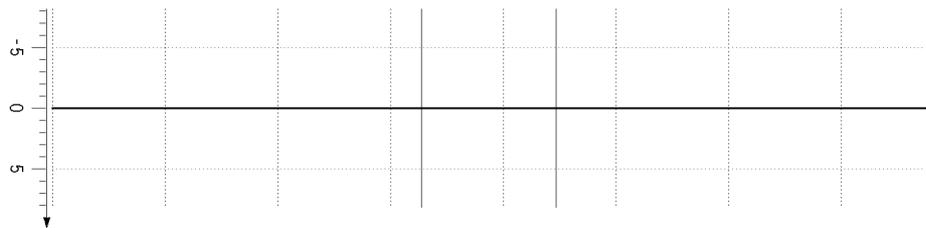
extremale Durchbiegungen  
 $W_{m,fin}$   
 in mm  
 Min: -0.21  
 Max: 0.10



maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 3.00  
 Max: 8.18



extremale Durchbiegungen  
 $W_{m,net,fin}$   
 in mm  
 Min: -0.14  
 Max: 0.00

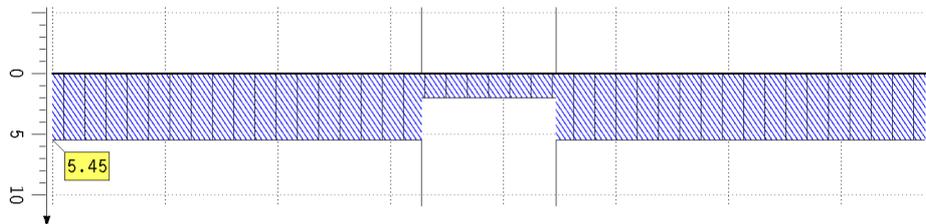
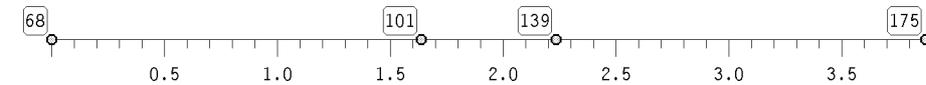


Überhöhung  
 $W_{m,0}$  in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 0.00

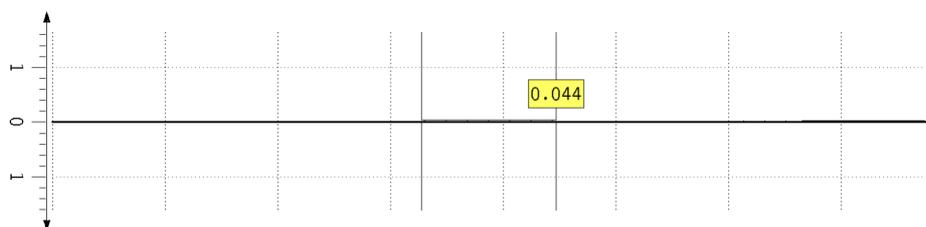
Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 3: Kehlbalken (Länge 3.87 m)

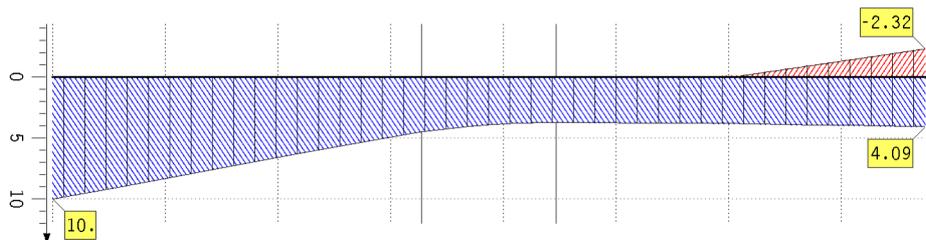
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



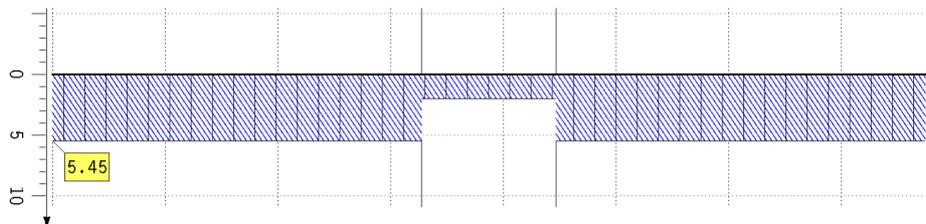
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,net,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 2.00  
 Max: 5.45



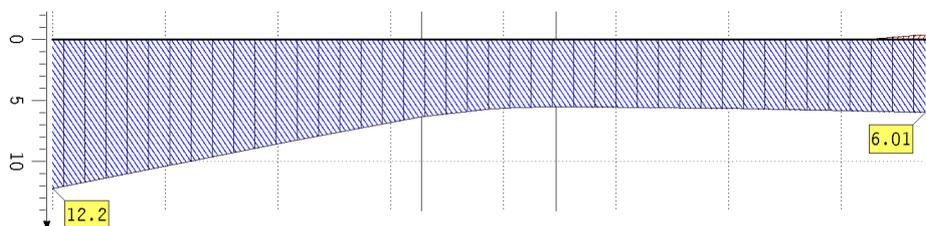
Ausnutzung in m-Richtung  
 $U_m$   
 Max: 0.04



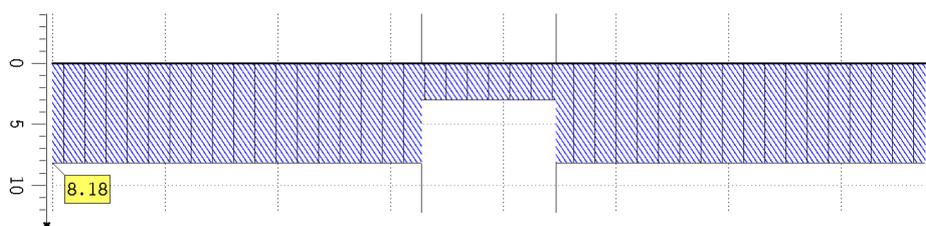
extremale Durchbiegungen  
 $W_{n,inst}$   
 in mm  
 Min: -2.32  
 Max: 10.03



maßgebende Durchbiegung  
 $W_{n,inst,req}$   
 in mm  
 Min: 2.00  
 Max: 5.45



extremale Durchbiegungen  
 $W_{n,fin}$   
 in mm  
 Min: -0.42  
 Max: 12.20

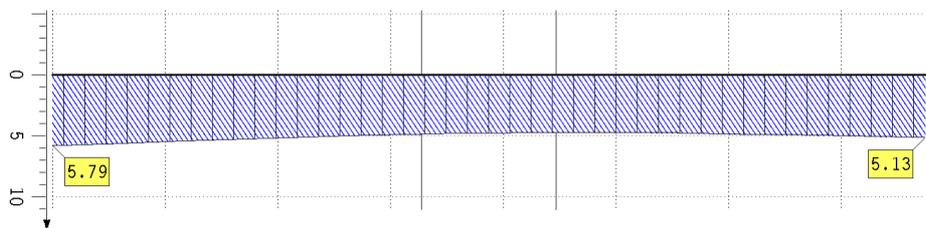
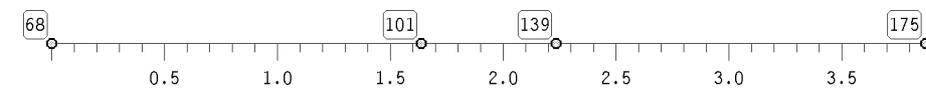


maßgebende Durchbiegung  
 $W_{n,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 3.00  
 Max: 8.18

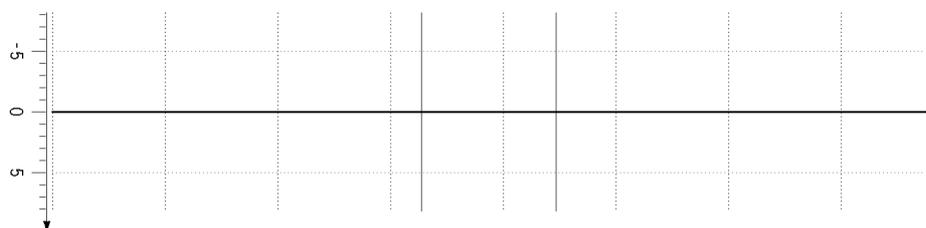
### Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 3: Kehlbalken (Länge 3.87 m)

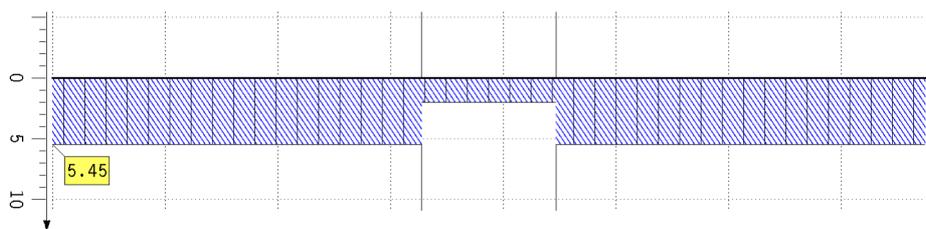
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



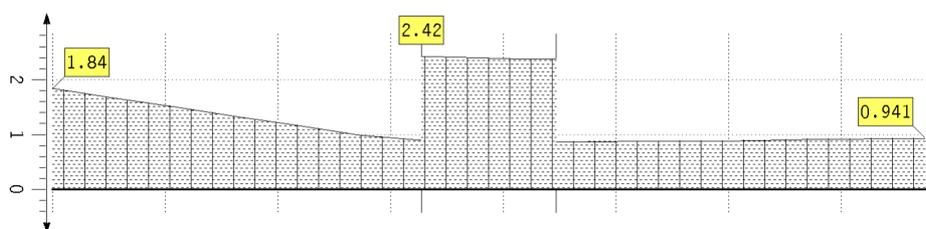
extremale Durchbiegungen  
 $W_{n,net,fin}$  in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 5.79



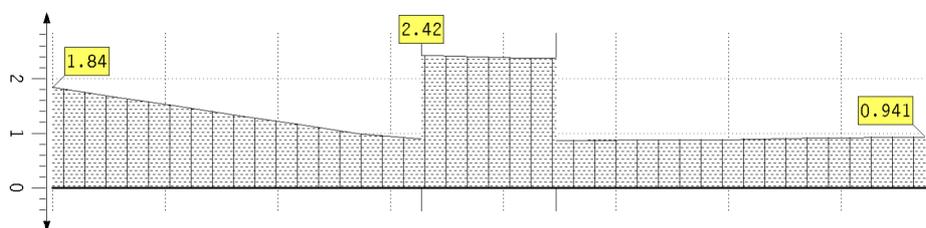
Überhöhung  
 $W_{n,0}$  in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 0.00



maßgebende Durchbiegung  
 $W_{n,net,fin,req}$  in mm  
 Min: 2.00  
 Max: 5.45



Ausnutzung in n-Richtung  
 $U_n$   
 Max: 2.42

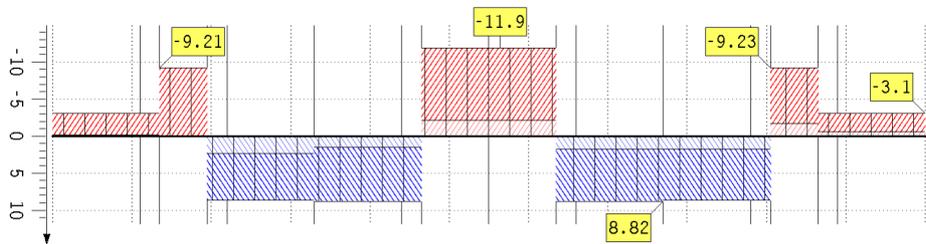
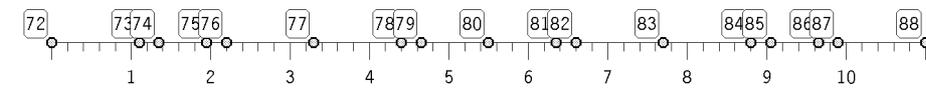


Ausnutzung U  
 Max: 2.42

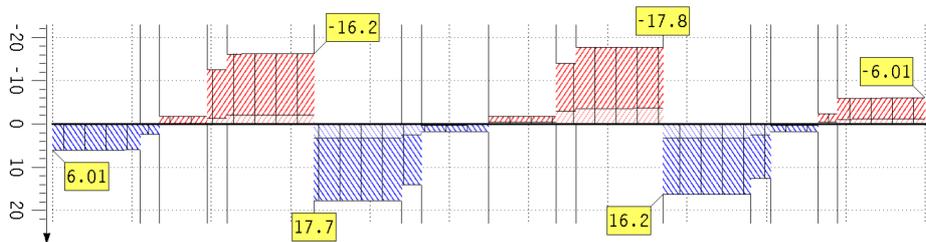
**Schnittgrößen** (im Hauptachsensystem)

Stabzug 4: Mittelpfette links (Länge 11.00 m)

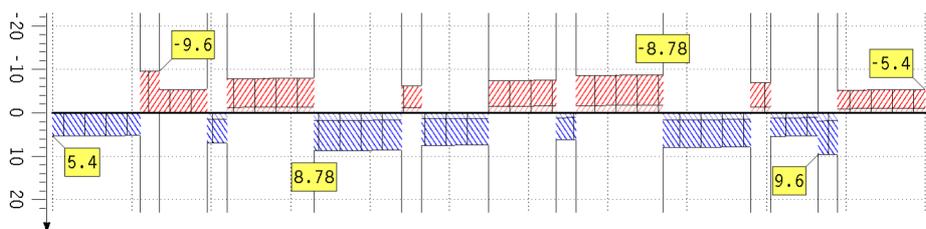
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



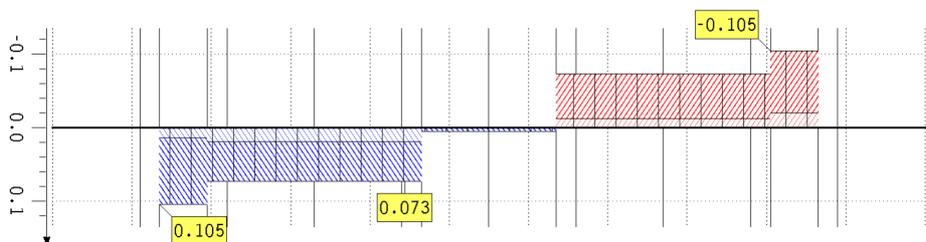
extremale Normalkraft  
N in kN  
Min: -11.87  
Max: 8.82



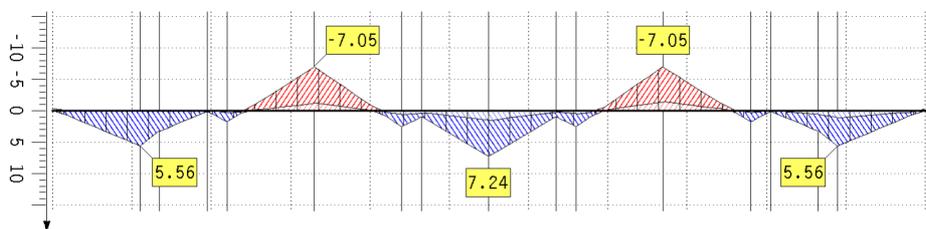
extremale Querkraft  
 $V_{\eta}$  in kN  
Min: -17.75  
Max: 17.75



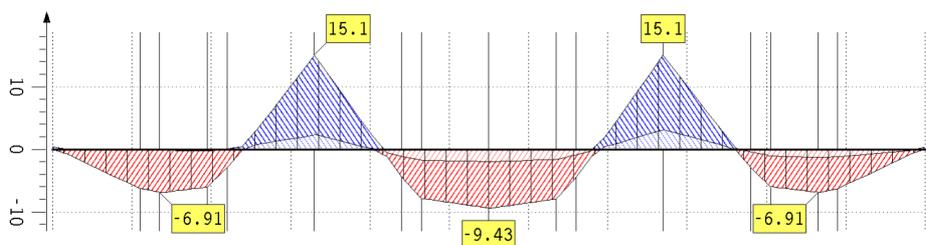
extremale Querkraft  
 $V_{\xi}$  in kN  
Min: -9.60  
Max: 9.60



extremales Torsionsmoment  
T in kNm  
Min: -0.10  
Max: 0.10



extremales Biegemoment  
 $M_{\eta}$  in kNm  
Min: -7.05  
Max: 7.24

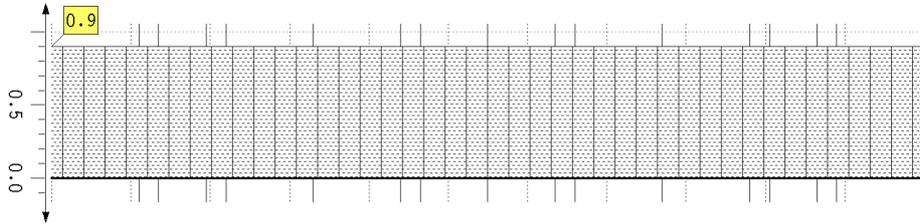
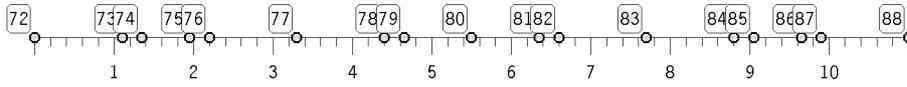


extremales Biegemoment  
 $M_{\xi}$  in kNm  
Min: -9.43  
Max: 15.06

**Nachweisergebnisse (Holz)**

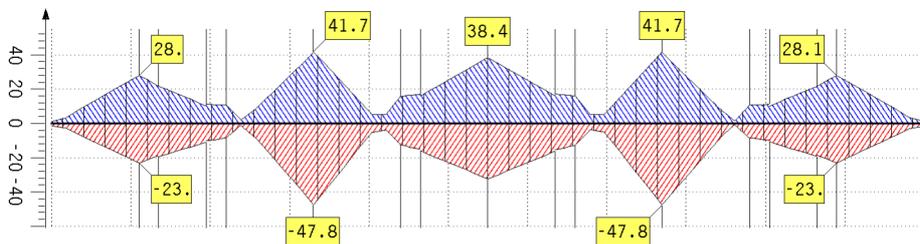
Stabzug 4: Mittelpfette links (Länge 11.00 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



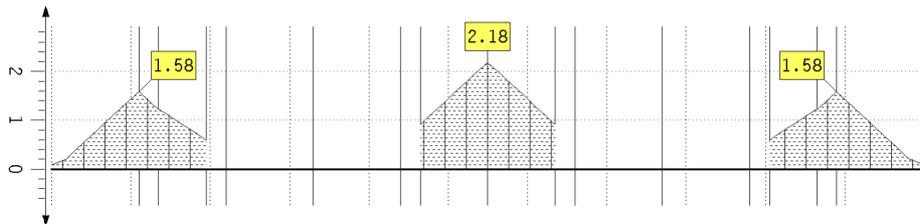
Modifikationsbeiwert

$k_{mod}$   
Min: 0.90  
Max: 0.90



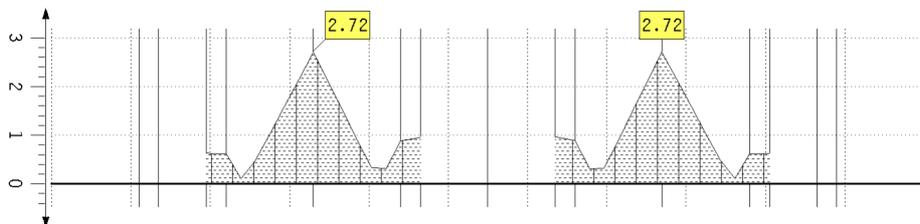
extremale Normalspannungen

$\sigma$  in  $\text{MN/m}^2$   
Min: -47.77  
Max: 41.73



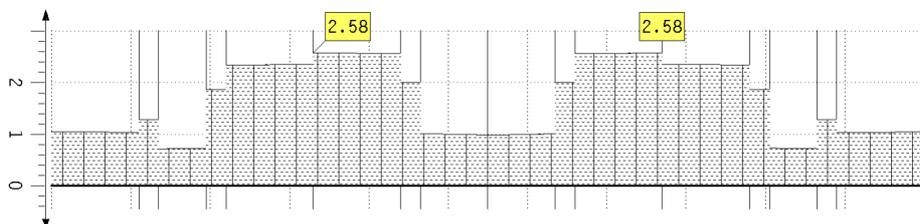
Ausnutzung infolge Biegung und Druck

$U_{\sigma,c}$   
Max: 2.18



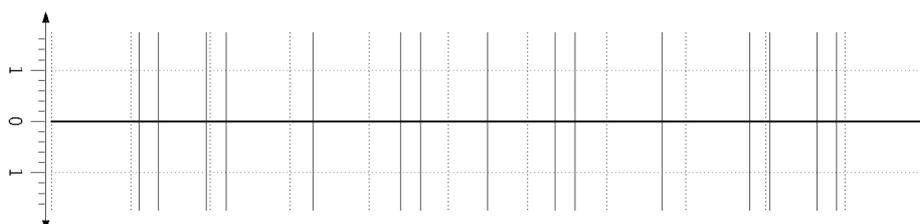
Ausnutzung infolge Biegung und Zug

$U_{\sigma,t}$   
Max: 2.72



Schubspannung infolge Querkraft

$\tau$  in  $\text{MN/m}^2$   
Max: 2.58



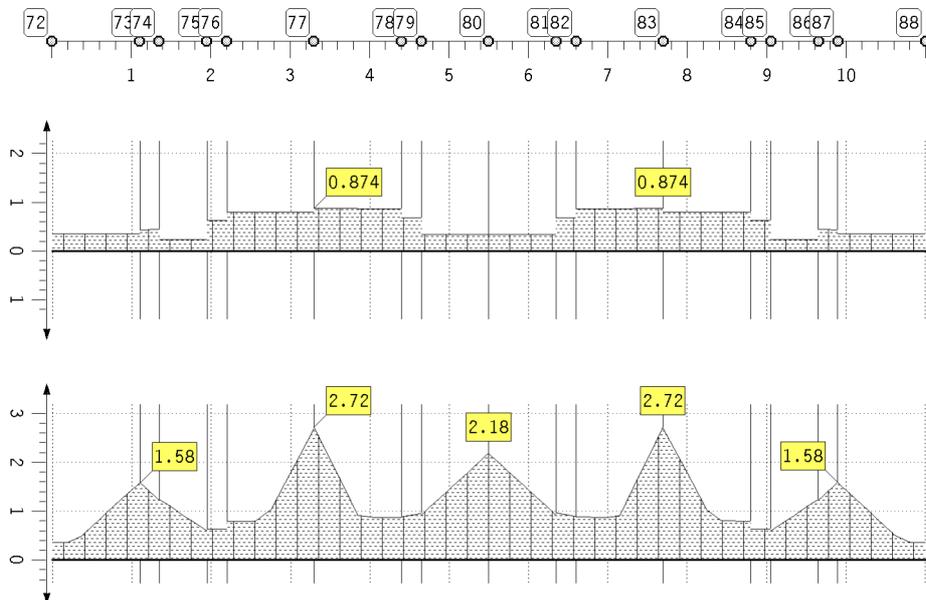
Schubspannung infolge Torsion

$\tau_{tor}$  in  $\text{MN/m}^2$   
Max: 0.00

### Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 4: Mittelpfette links (Länge 11,00 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



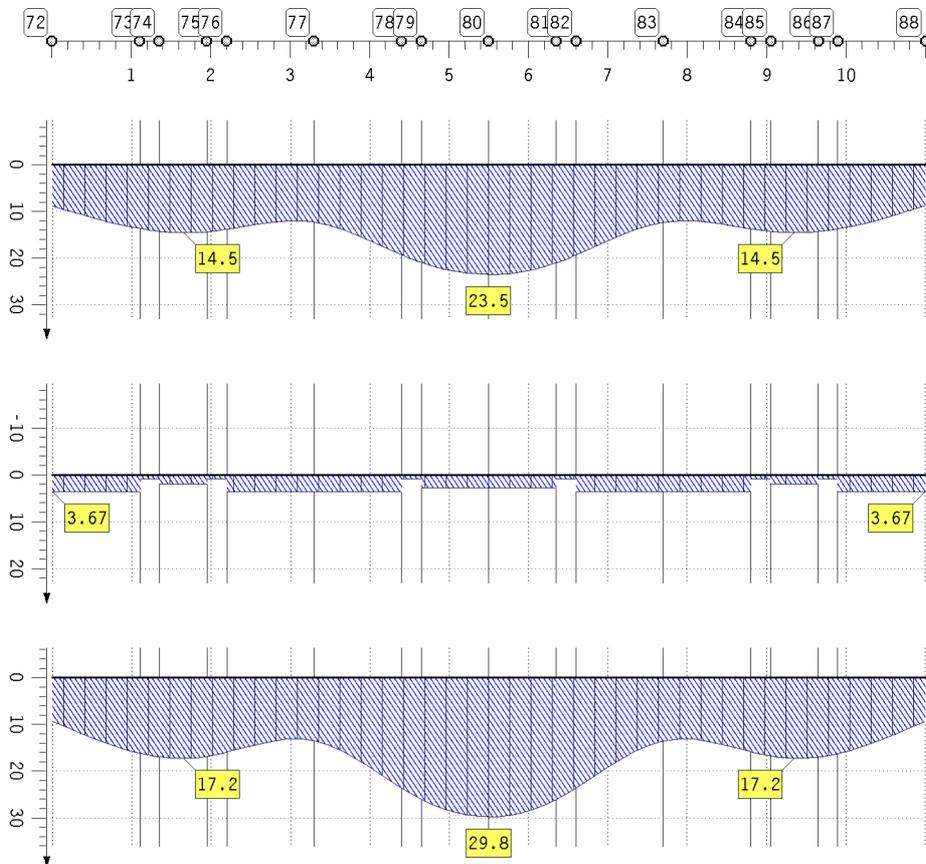
Ausnutzung infolge  
Querkraft und Torsion  
 $U_t$   
Max: 0.87

Ausnutzung  
 $U$   
Max: 2.72

### Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 4: Mittelpfette links (Länge 11,00 m)

Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



extremale  
Durchbiegungen  
 $W_{m,inst}$   
in mm  
Min: 0.00  
Max: 23.50

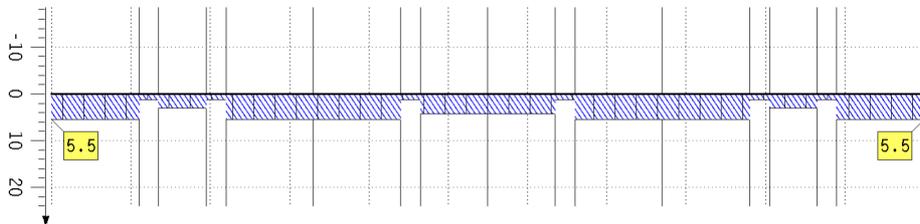
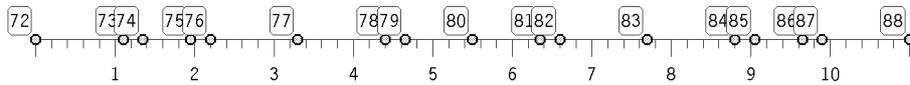
maßgebende  
Durchbiegung  
 $W_{m,inst,req}$   
in mm  
Min: 0.83  
Max: 3.67

extremale  
Durchbiegungen  
 $W_{m,fin}$   
in mm  
Min: 0.00  
Max: 29.75

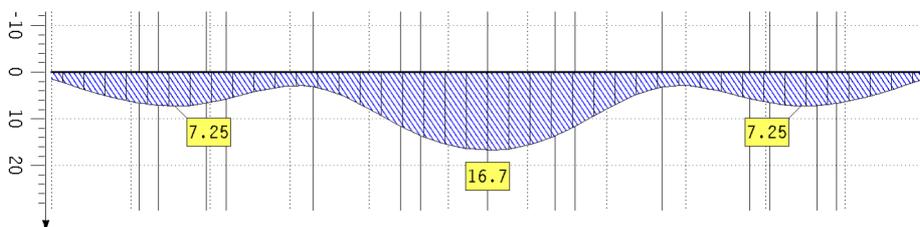
**Nachweisergebnisse (Holz)**

Stabzug 4: Mittelpfette links (Länge 11.00 m)

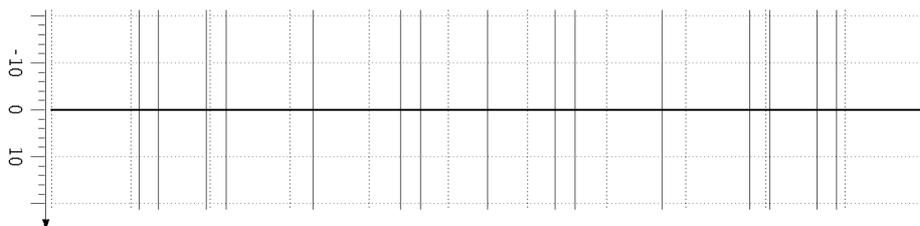
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



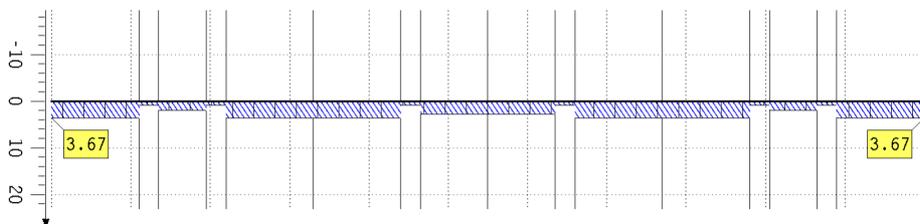
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 1.25  
 Max: 5.50



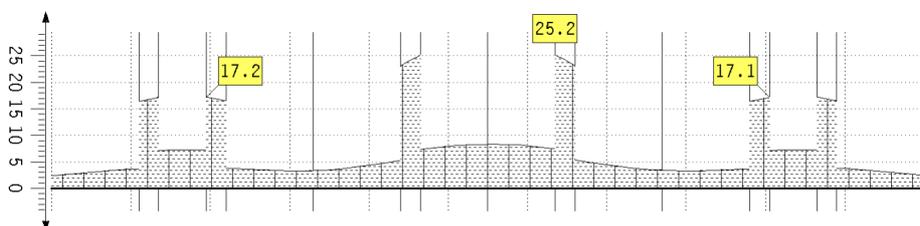
extremale Durchbiegungen  
 $W_{m,net,fin}$   
 in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 16.68



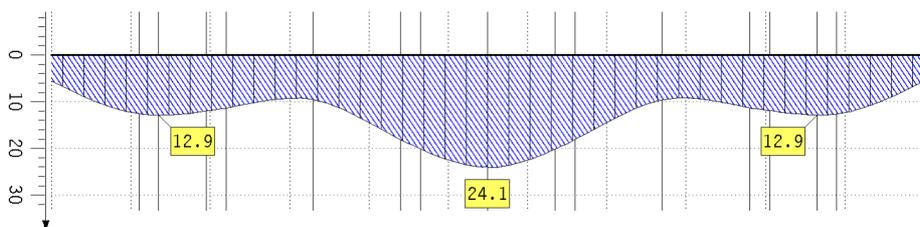
Überhöhung  
 $W_{m,0}$  in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 0.00



maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,net,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 0.83  
 Max: 3.67



Ausnutzung in m-Richtung  
 $U_m$   
 Max: 25.18

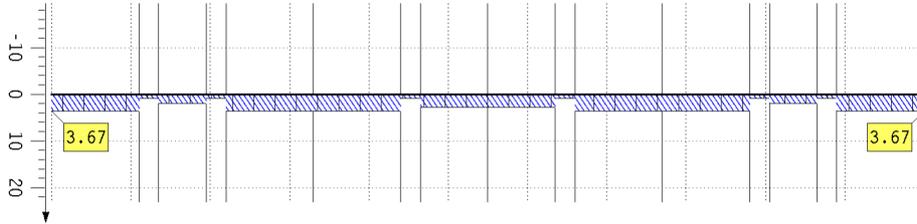
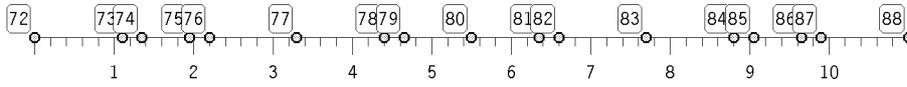


extremale Durchbiegungen  
 $W_{n,inst}$   
 in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 24.08

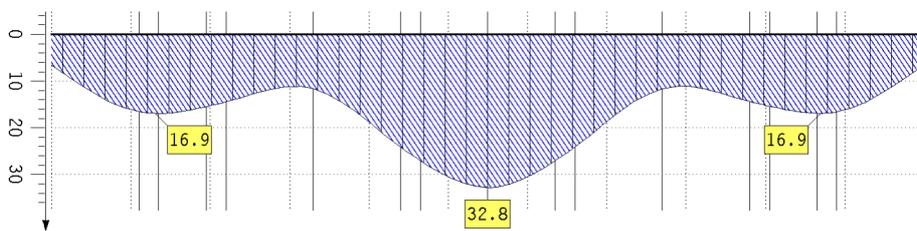
**Nachweisergebnisse (Holz)**

Stabzug 4: Mittelpfette links (Länge 11.00 m)

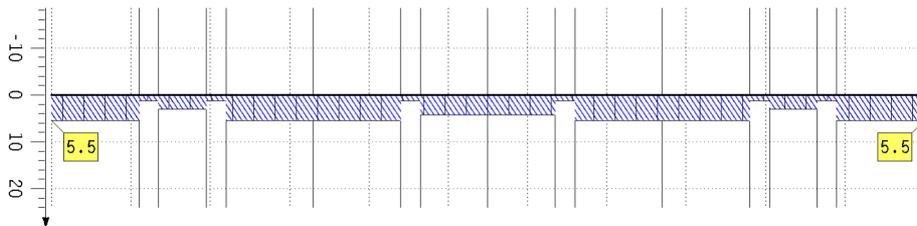
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



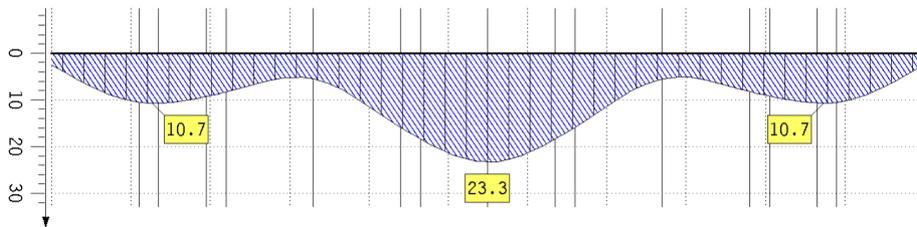
maßgebende Durchbiegung  
 $w_{n,inst,req}$   
 in mm  
 Min: 0.83  
 Max: 3.67



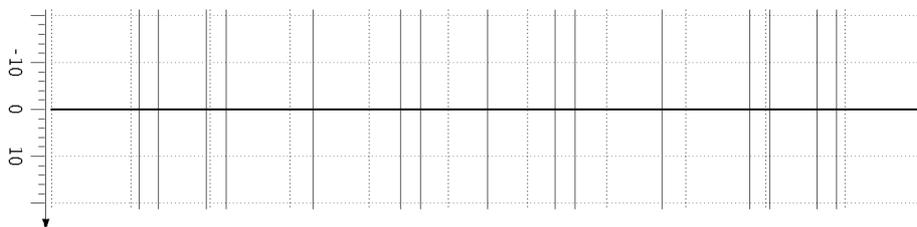
extremale Durchbiegungen  
 $w_{n,fin}$   
 in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 32.83



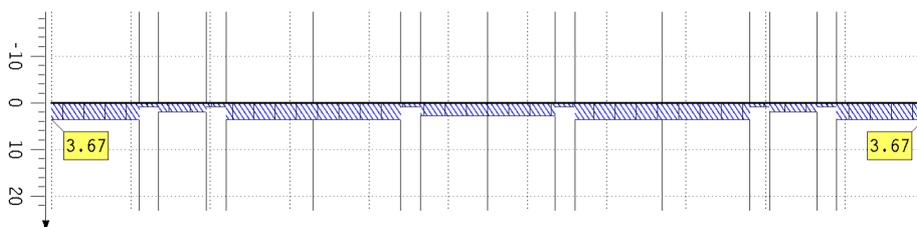
maßgebende Durchbiegung  
 $w_{n,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 1.25  
 Max: 5.50



extremale Durchbiegungen  
 $w_{n,net,fin}$   
 in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 23.34



Überhöhung  
 $w_{n,0}$  in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 0.00

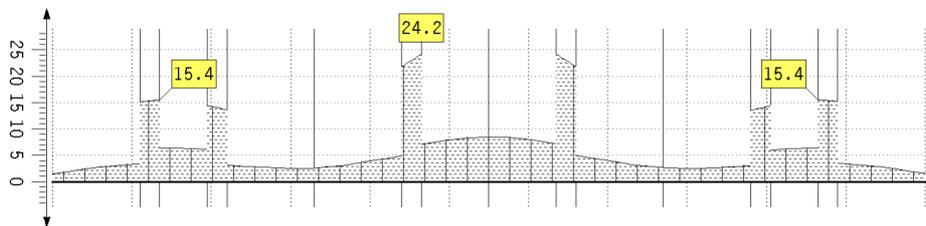
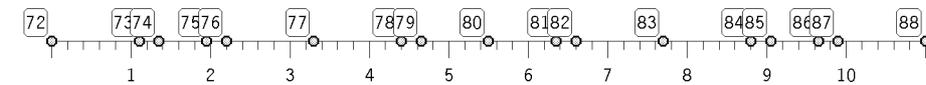


maßgebende Durchbiegung  
 $w_{n,net,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 0.83  
 Max: 3.67

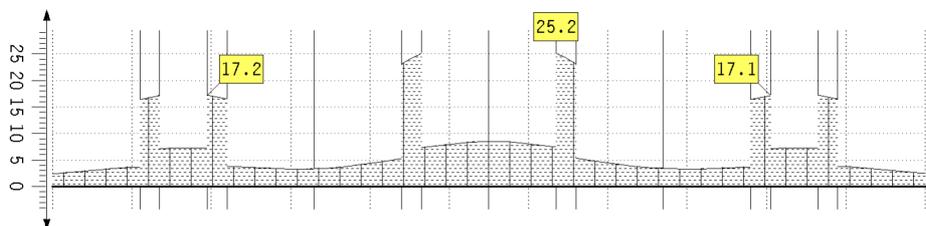
**Nachweisergebnisse (Holz)**

Stabzug 4: Mittelpfette links (Länge 11.00 m)

Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



Ausnutzung  
in n-Richtung  
 $U_n$   
Max: 24.16

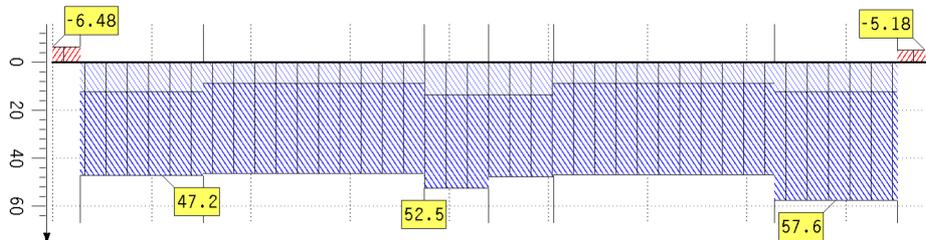
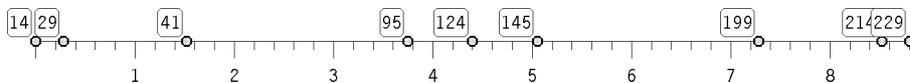


Ausnutzung  
U  
Max: 25.18

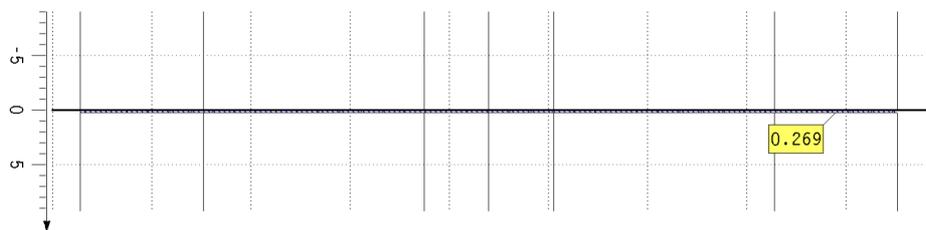
**Schnittgrößen (im Hauptachsensystem)**

Stabzug 11: Deckenbalken (Länge 8.80 m)

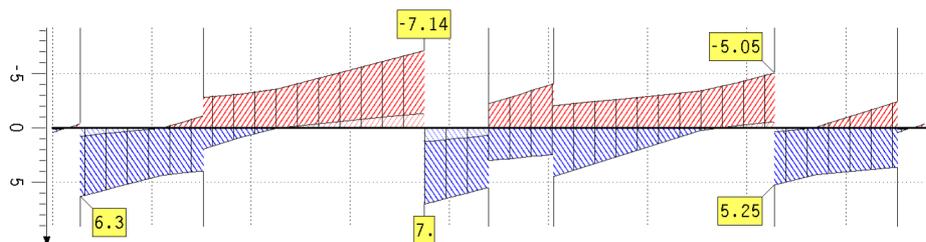
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



extremale  
Normalkraft  
 $N$  in kN  
Min: -6.48  
Max: 57.64



extremale  
Querkraft  
 $V_n$  in kN  
Min: -0.02  
Max: 0.27

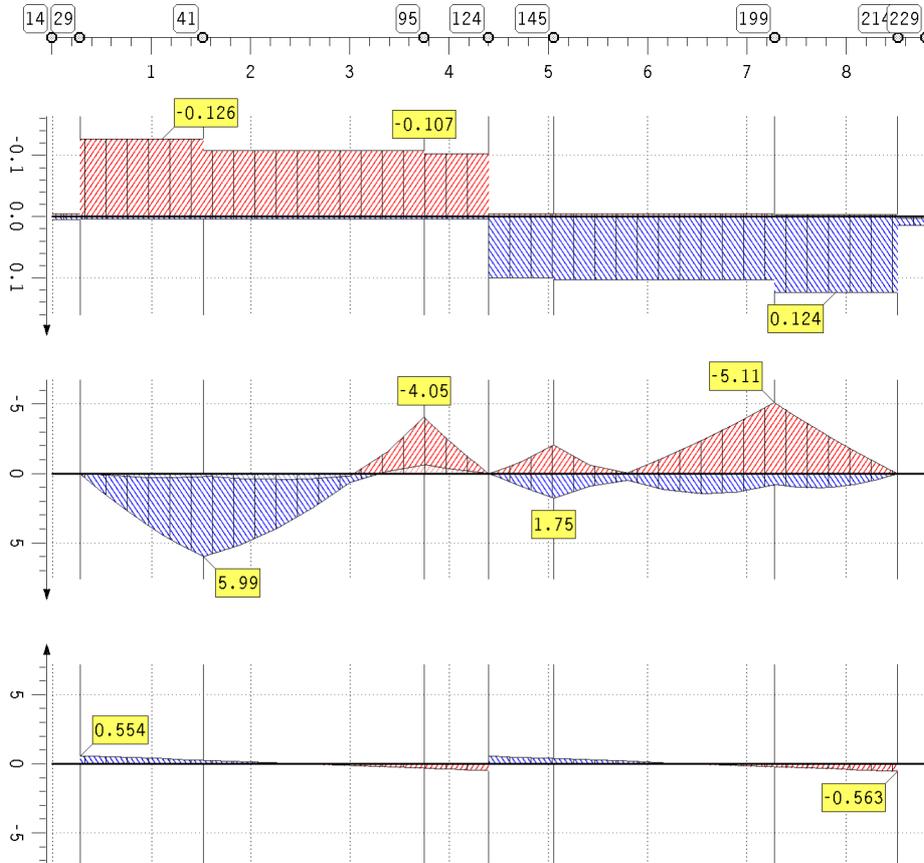


extremale  
Querkraft  
 $V_z$  in kN  
Min: -7.14  
Max: 7.00

**Schnittgrößen** (im Hauptachsensystem)

Stabzug 11: Deckenbalken (Länge 8.80 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



extremales  
Torsionsmoment  
T in kNm  
Min: -0.13  
Max: 0.12

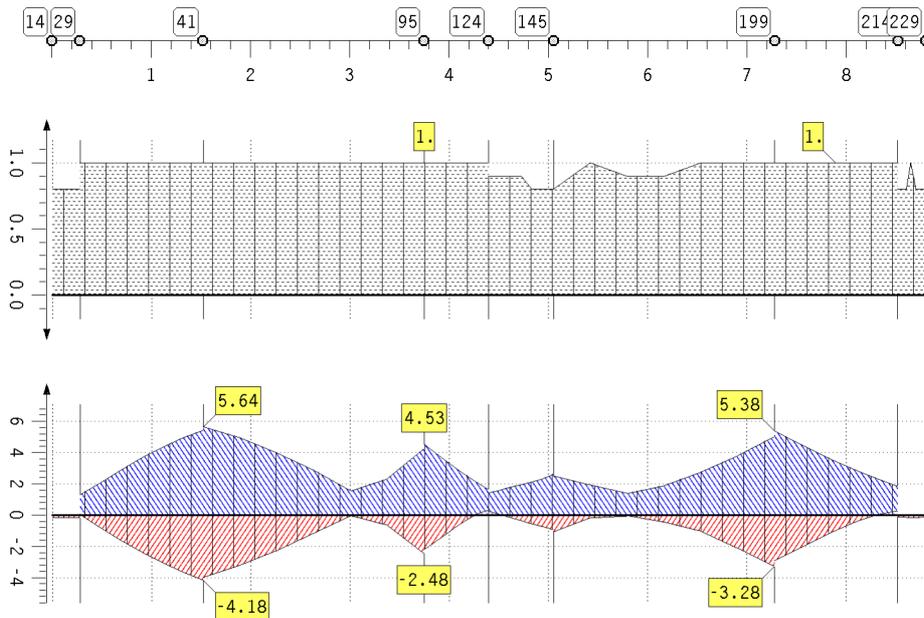
extremales  
Biegemoment  
M<sub>η</sub> in kNm  
Min: -5.11  
Max: 5.99

extremales  
Biegemoment  
M<sub>ξ</sub> in kNm  
Min: -0.56  
Max: 0.55

**Nachweisergebnisse (Holz)**

Stabzug 11: Deckenbalken (Länge 8.80 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



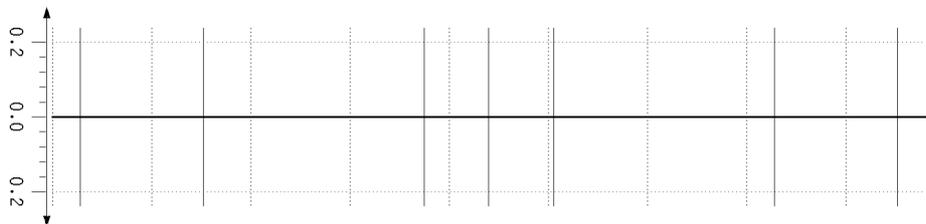
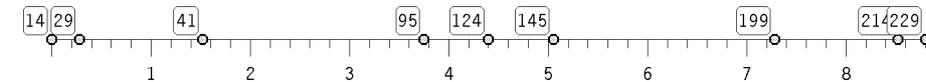
Modifikations-  
beiwert  
k<sub>mod</sub>  
Min: 0.80  
Max: 1.00

extremale  
Normalspannungen  
σ in MN/m<sup>2</sup>  
Min: -4.18  
Max: 5.64

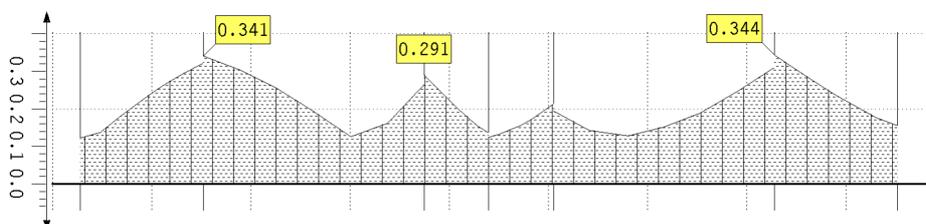
Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 11: Deckenbalken (Länge 8.80 m)

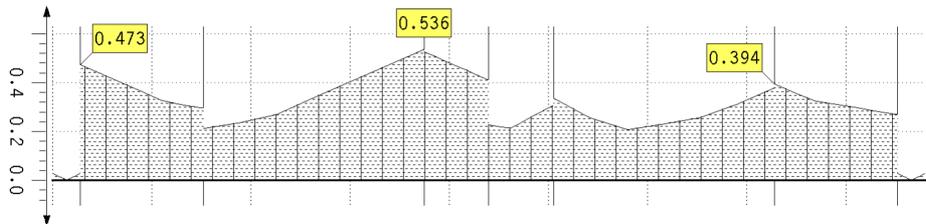
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



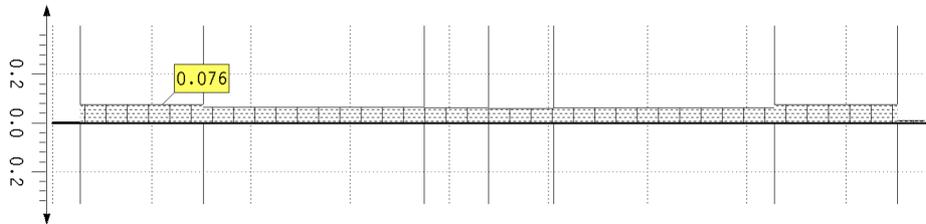
Ausnutzung infolge Biegung und Druck  
 $U_{\sigma,c}$   
 Max: 0.00



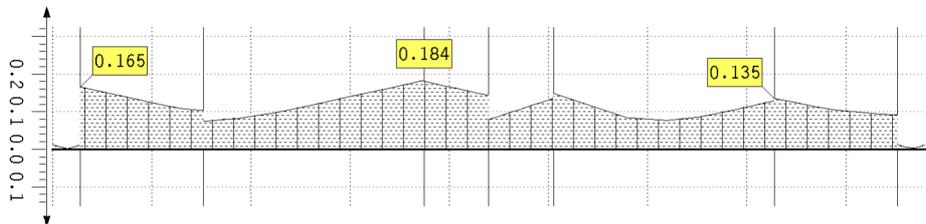
Ausnutzung infolge Biegung und Zug  
 $U_{\sigma,t}$   
 Max: 0.34



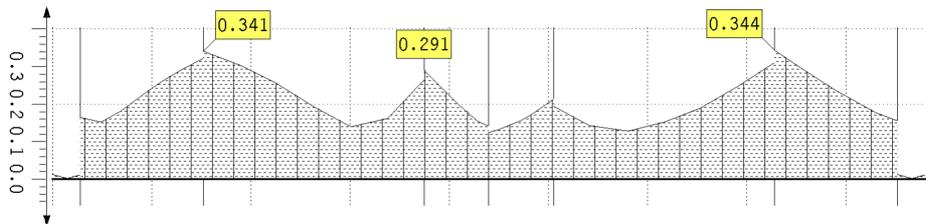
Schubspannung infolge Querkraft  
 $\tau$  in MN/m<sup>2</sup>  
 Max: 0.54



Schubspannung infolge Torsion  
 $\tau_{tor}$  in MN/m<sup>2</sup>  
 Max: 0.08



Ausnutzung infolge Querkraft und Torsion  
 $U_{\tau}$   
 Max: 0.18

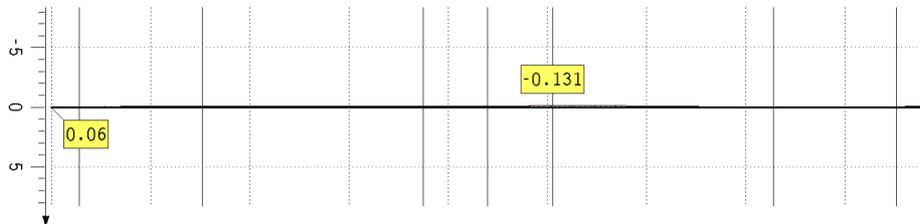
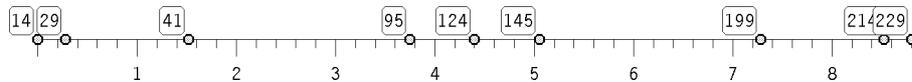


Ausnutzung  $U$   
 Max: 0.34

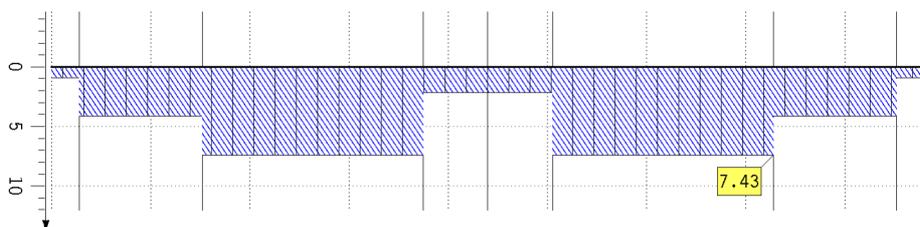
Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 11: Deckenbalken (Länge 8.80 m)

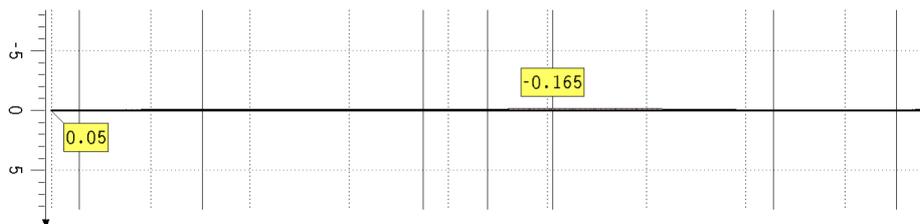
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



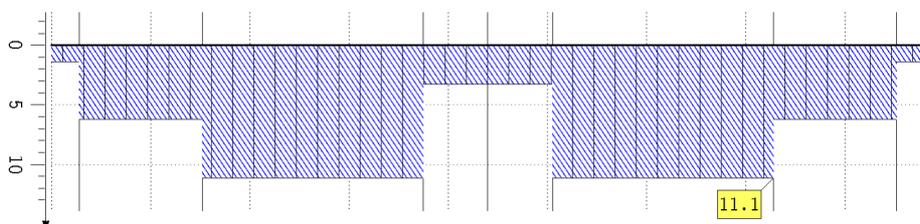
extremale Durchbiegungen  
 $W_{m,inst}$   
 in mm  
 Min: -0.13  
 Max: 0.06



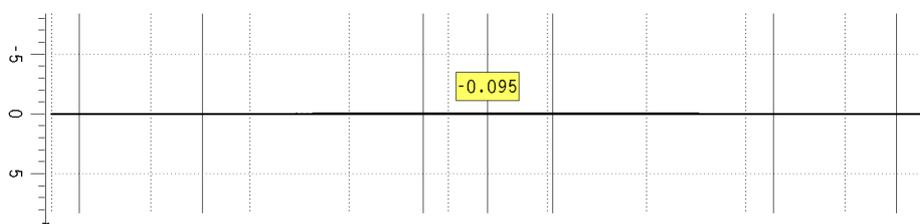
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,inst,req}$   
 in mm  
 Min: 0.93  
 Max: 7.43



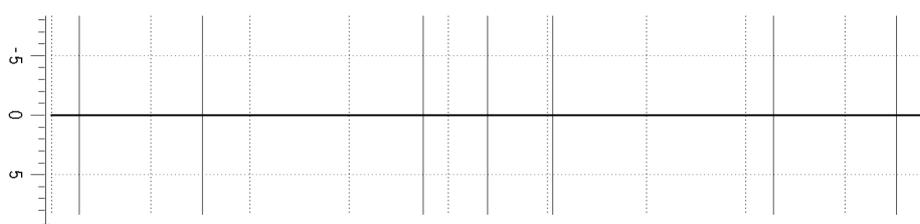
extremale Durchbiegungen  
 $W_{m,fin}$   
 in mm  
 Min: -0.16  
 Max: 0.05



maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 1.40  
 Max: 11.15



extremale Durchbiegungen  
 $W_{m,net,fin}$   
 in mm  
 Min: -0.09  
 Max: 0.00

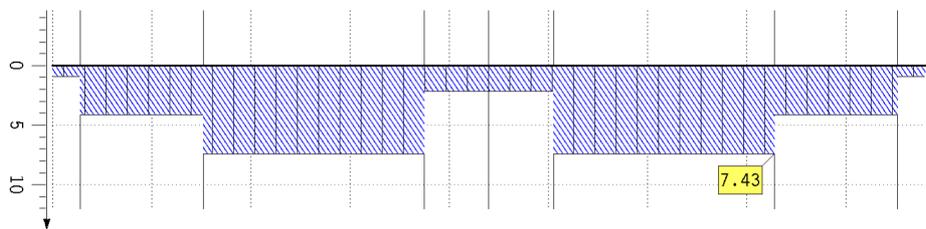
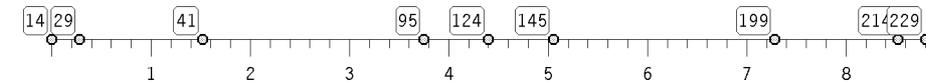


Überhöhung  
 $W_{m,0}$  in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 0.00

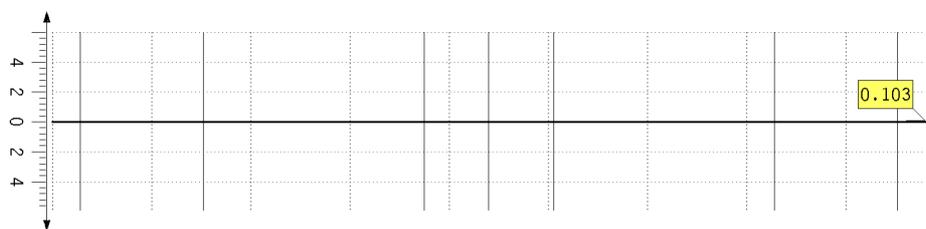
Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 11: Deckenbalken (Länge 8.80 m)

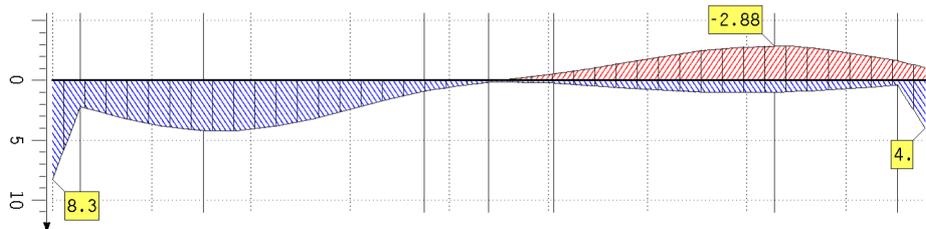
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



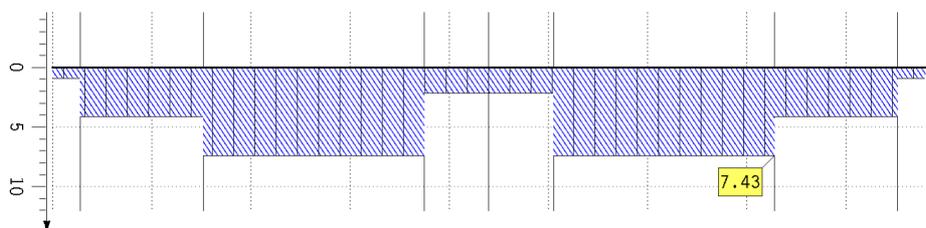
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,net,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 0.93  
 Max: 7.43



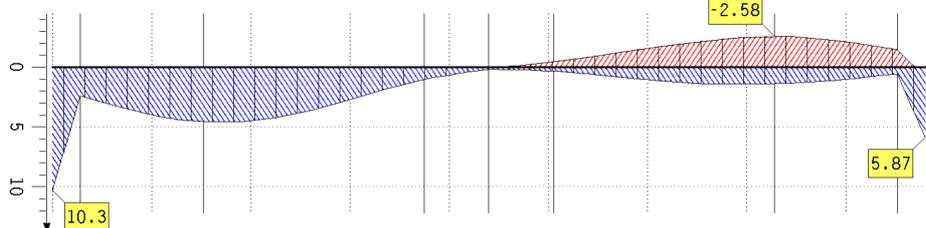
Ausnutzung in m-Richtung  
 $U_m$   
 Max: 0.10



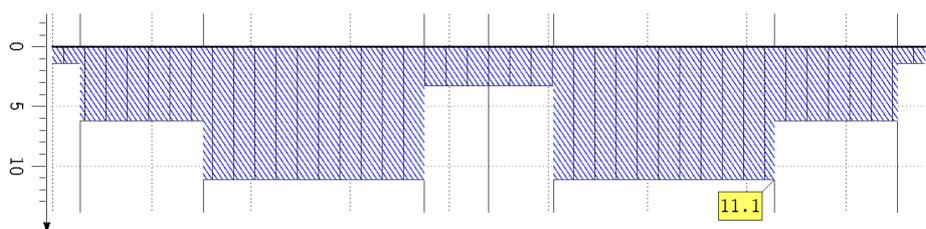
extremale Durchbiegungen  
 $W_{n,inst}$   
 in mm  
 Min: -2.88  
 Max: 8.30



maßgebende Durchbiegung  
 $W_{n,inst,req}$   
 in mm  
 Min: 0.93  
 Max: 7.43



extremale Durchbiegungen  
 $W_{n,fin}$   
 in mm  
 Min: -2.58  
 Max: 10.30

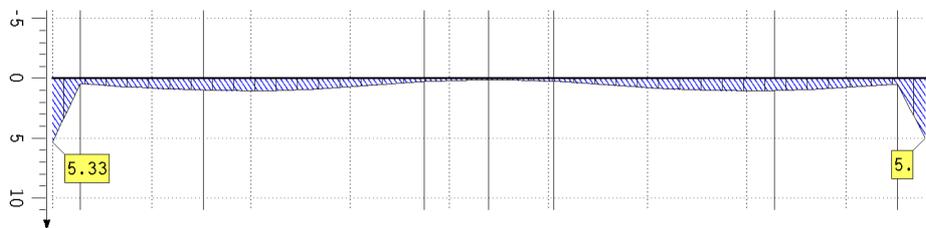
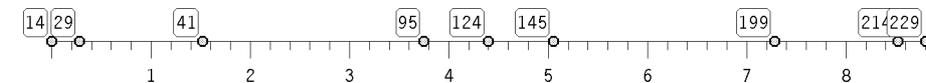


maßgebende Durchbiegung  
 $W_{n,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 1.40  
 Max: 11.15

### Nachweisergebnisse (Holz)

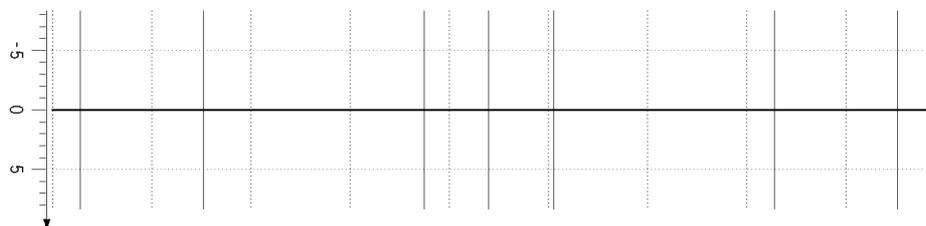
Stabzug 11: Deckenbalken (Länge 8.80 m)

Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



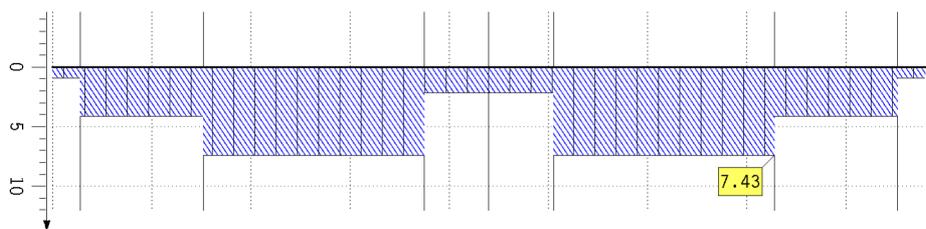
extremale Durchbiegungen

$W_{n,net,fin}$   
in mm  
Min: 0.00  
Max: 5.33



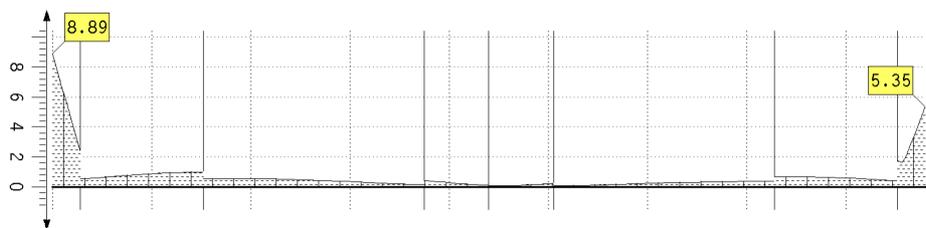
Überhöhung

$W_{n,0}$  in mm  
Min: 0.00  
Max: 0.00



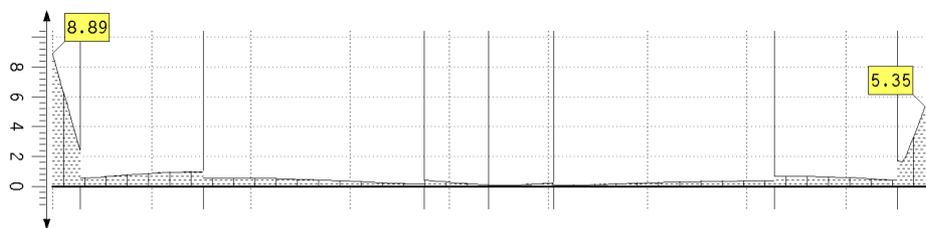
maßgebende Durchbiegung

$W_{n,net,fin,req}$   
in mm  
Min: 0.93  
Max: 7.43



Ausnutzung in n-Richtung

$U_n$   
Max: 8.89



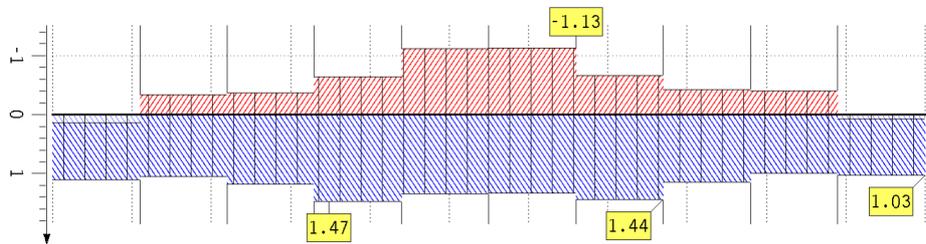
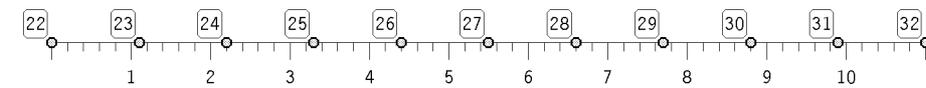
Ausnutzung U

Max: 8.89

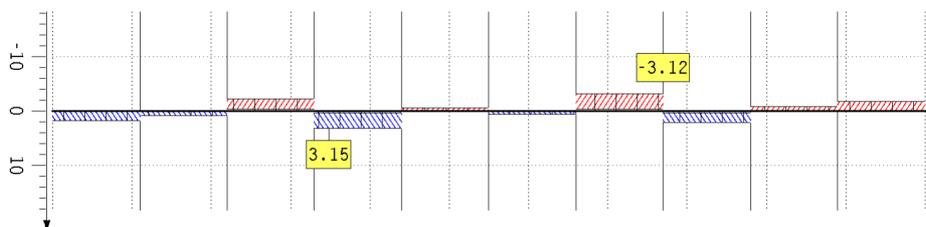
**Schnittgrößen** (im Hauptachsensystem)

Stabzug 12: Unterzug links (Länge 11.00 m)

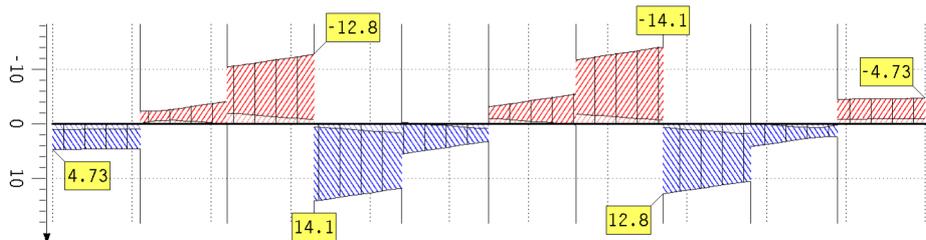
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



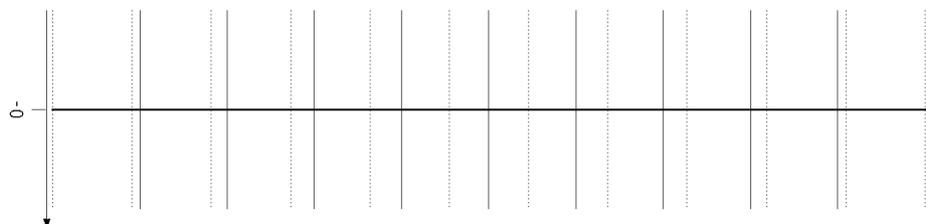
extremale Normalkraft  
N in kN  
Min: -1.13  
Max: 1.47



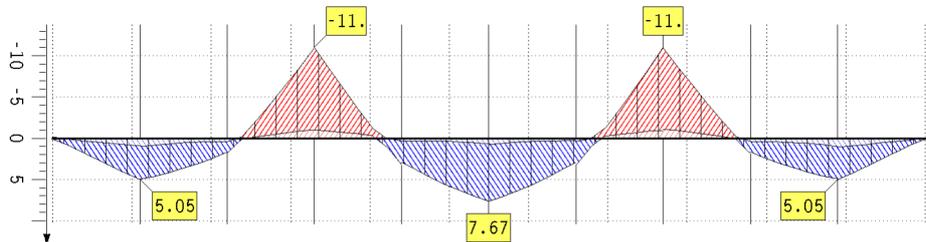
extremale Querkraft  
V<sub>η</sub> in kN  
Min: -3.12  
Max: 3.15



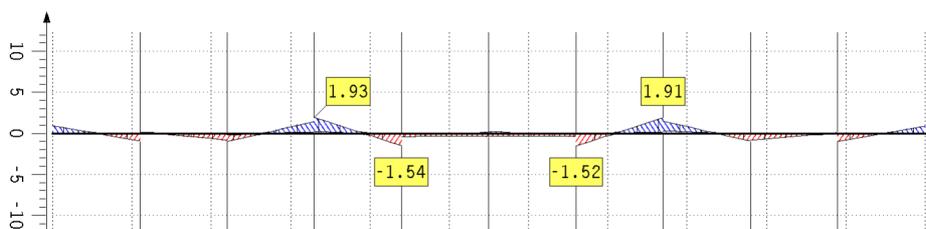
extremale Querkraft  
V<sub>ξ</sub> in kN  
Min: -14.14  
Max: 14.14



extremales Torsionsmoment  
T in kNm  
Min: 0.00  
Max: 0.00



extremales Biegemoment  
M<sub>η</sub> in kNm  
Min: -11.03  
Max: 7.67

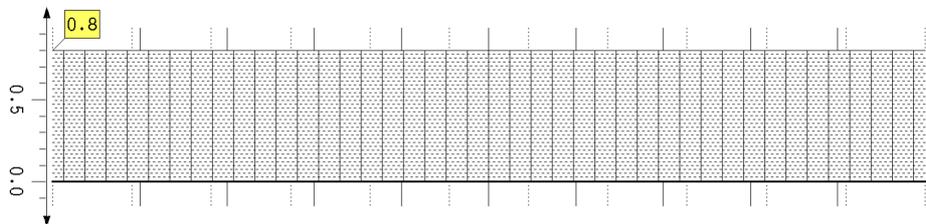
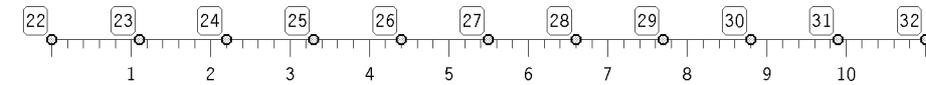


extremales Biegemoment  
M<sub>ξ</sub> in kNm  
Min: -1.54  
Max: 1.93

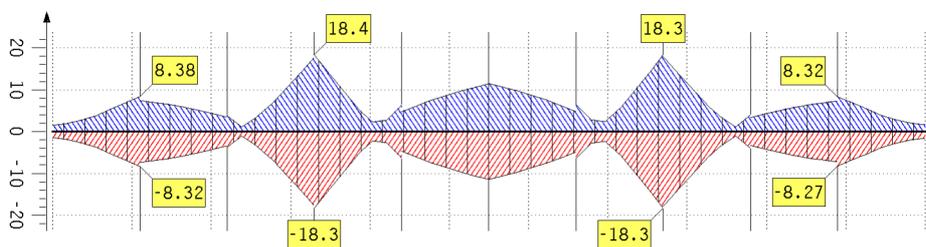
**Nachweisergebnisse (Holz)**

Stabzug 12: Unterzug links (Länge 11.00 m)

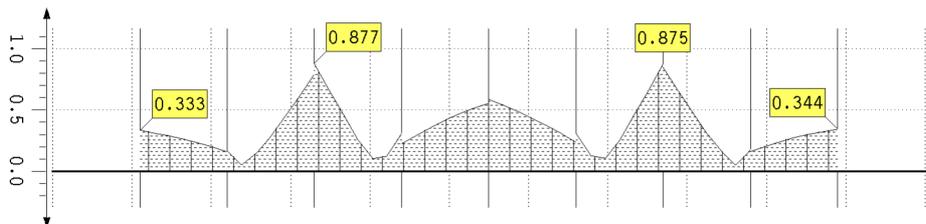
Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



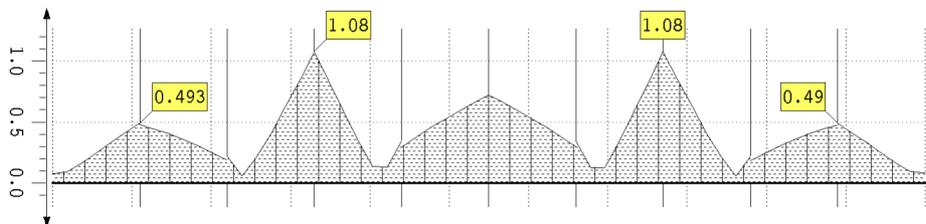
Modifikations-  
beiwert  
k<sub>mod</sub>  
Min: 0.80  
Max: 0.80



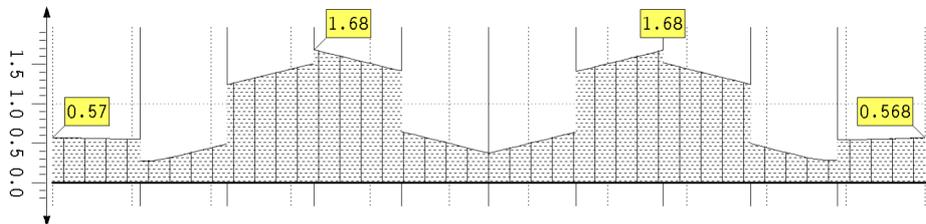
extremale  
Normalspannungen  
 $\sigma$  in MN/m<sup>2</sup>  
Min: -18.32  
Max: 18.36



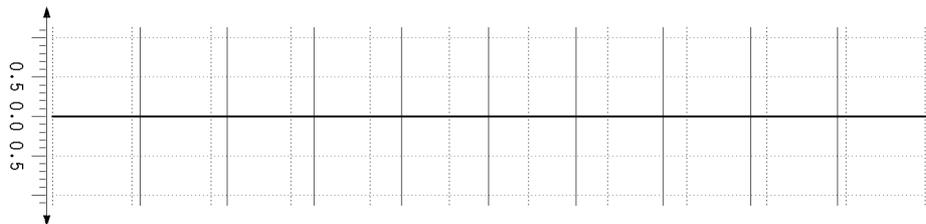
Ausnutzung infolge  
Biegung und Druck  
U <sub>$\sigma,c$</sub>   
Max: 0.88



Ausnutzung infolge  
Biegung und Zug  
U <sub>$\sigma,t$</sub>   
Max: 1.08



Schubspannung  
infolge Querkraft  
 $\tau$  in MN/m<sup>2</sup>  
Max: 1.68

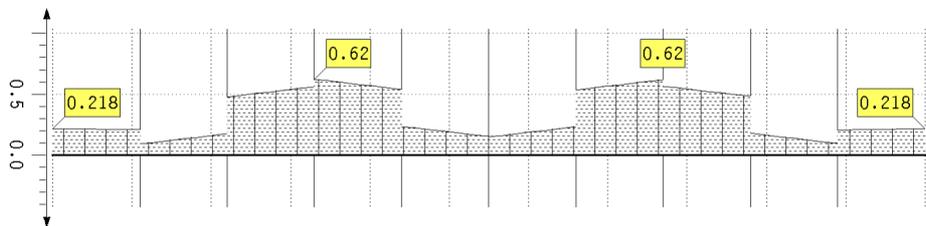
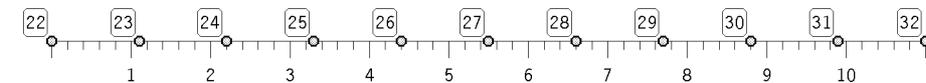


Schubspannung  
infolge Torsion  
 $\tau_{tor}$  in MN/m<sup>2</sup>  
Max: 0.00

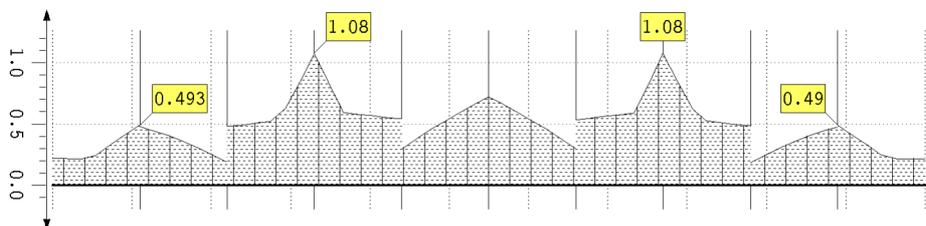
### Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 12: Unterzug links (Länge 11.00 m)

Nachweis 1 [EC 5 Tragfähigkeit (Th.I.Ord.)]: Lastkollektivgruppe 1: Generierungsvorschrift 1



Ausnutzung infolge  
Querkraft und Torsion  
 $U_{\tau}$   
Max: 0.62

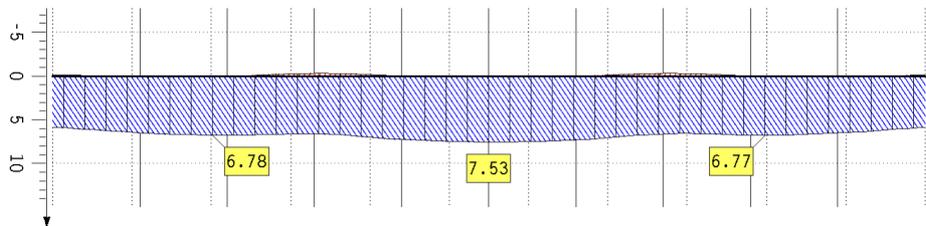
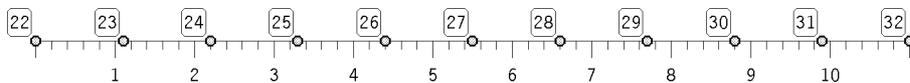


Ausnutzung  
 $U$   
Max: 1.08

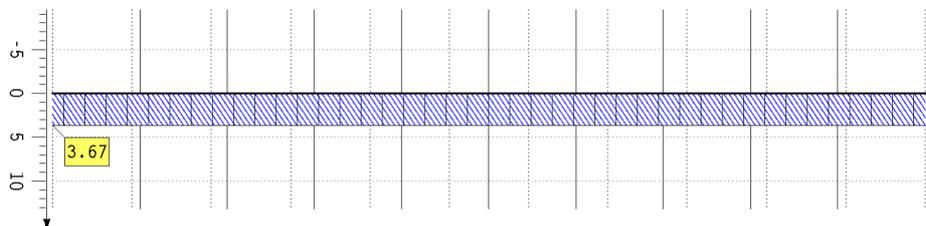
### Nachweisergebnisse (Holz)

Stabzug 12: Unterzug links (Länge 11.00 m)

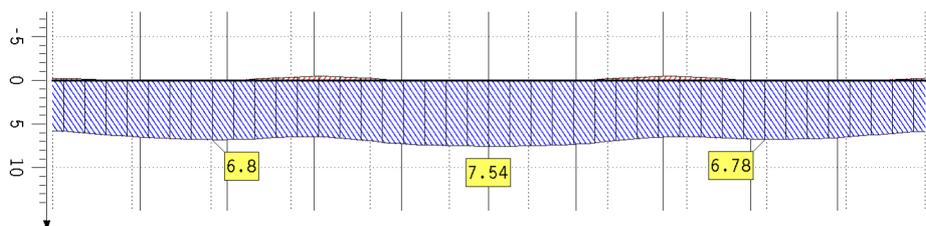
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



extremale  
Durchbiegungen  
 $W_{m,inst}$   
in mm  
Min: -0.31  
Max: 7.53



maßgebende  
Durchbiegung  
 $W_{m,inst,req}$   
in mm  
Min: 3.67  
Max: 3.67

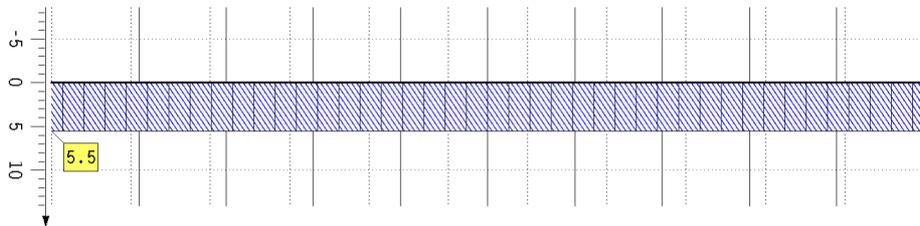
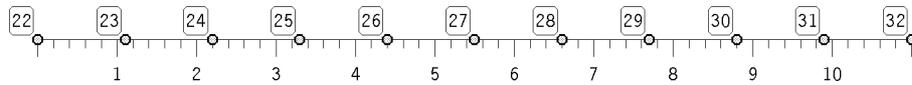


extremale  
Durchbiegungen  
 $W_{m,fin}$   
in mm  
Min: -0.46  
Max: 7.54

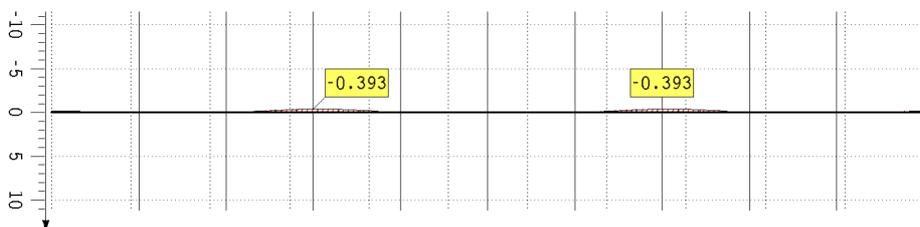
**Nachweisergebnisse (Holz)**

Stabzug 12: Unterzug links (Länge 11.00 m)

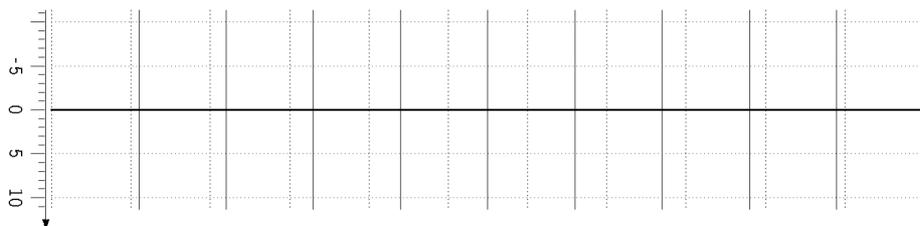
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



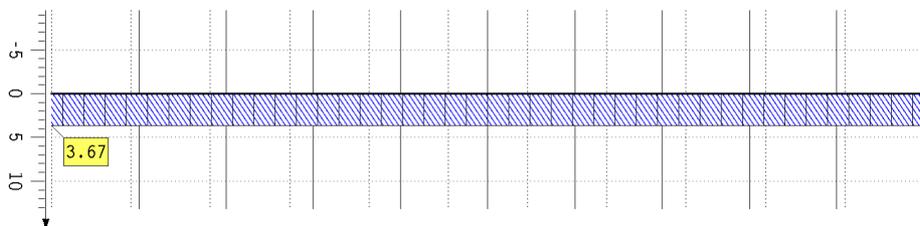
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 5.50  
 Max: 5.50



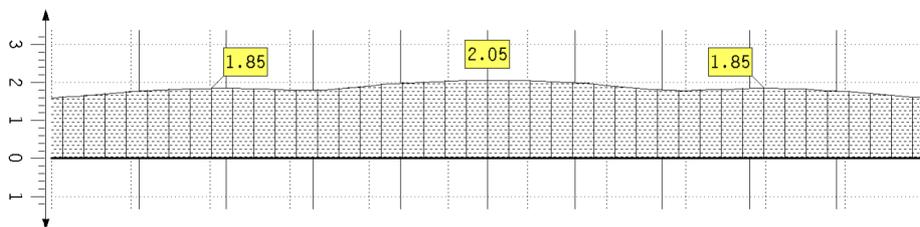
extremale Durchbiegungen  
 $W_{m,net,fin}$   
 in mm  
 Min: -0.39  
 Max: 0.06



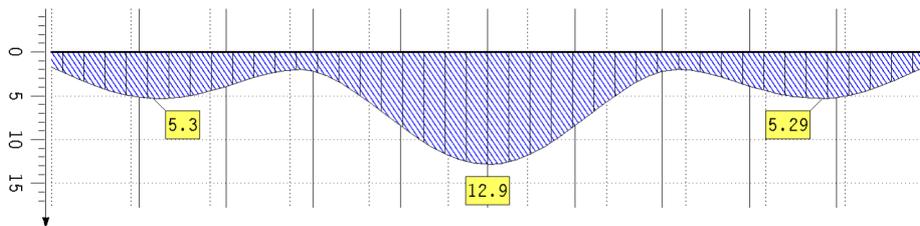
Überhöhung  
 $W_{m,0}$  in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 0.00



maßgebende Durchbiegung  
 $W_{m,net,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 3.67  
 Max: 3.67



Ausnutzung in m-Richtung  
 $U_m$   
 Max: 2.05

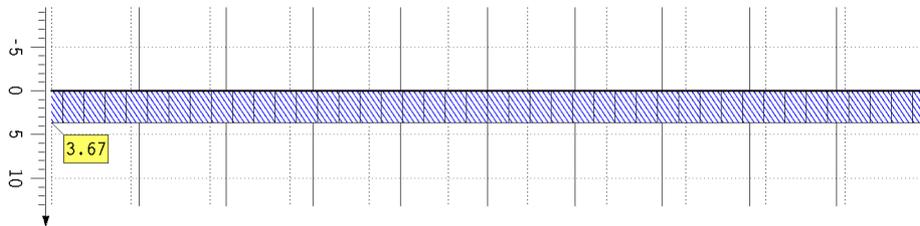
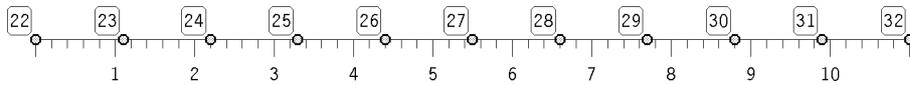


extremale Durchbiegungen  
 $W_{n,inst}$   
 in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 12.86

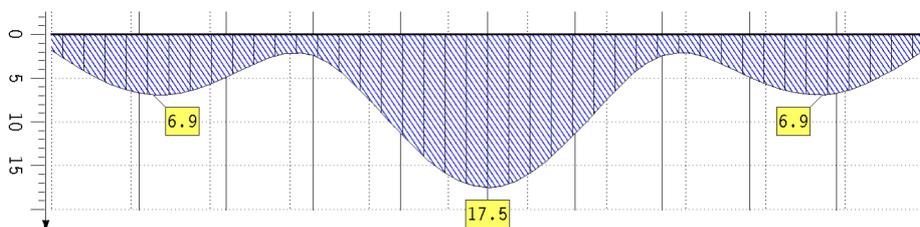
**Nachweisergebnisse (Holz)**

Stabzug 12: Unterzug links (Länge 11.00 m)

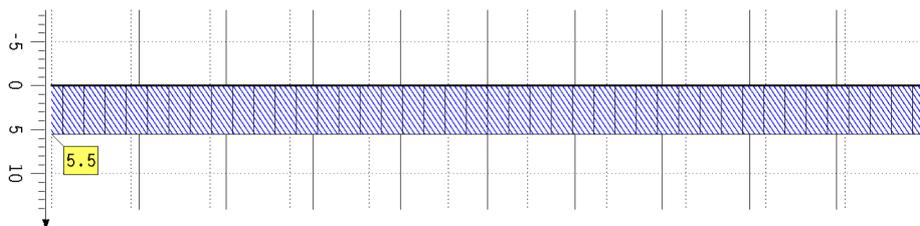
Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



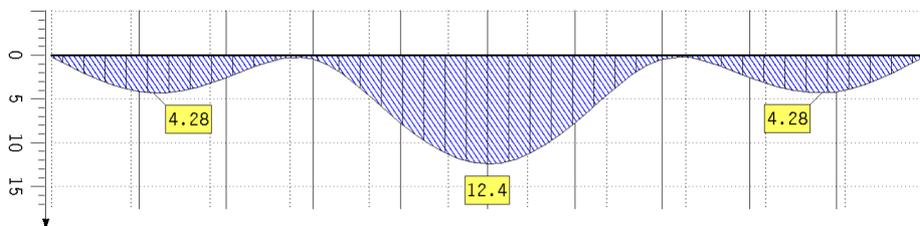
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{n,inst,req}$   
 in mm  
 Min: 3.67  
 Max: 3.67



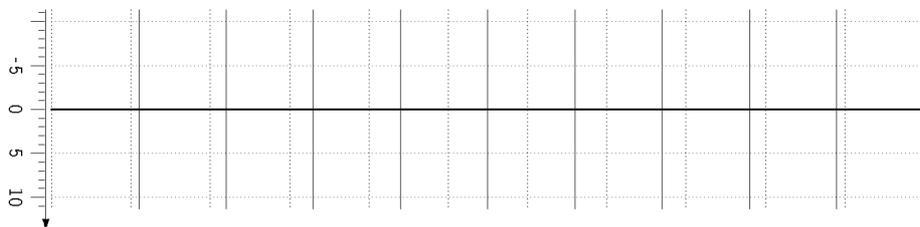
extremale Durchbiegungen  
 $W_{n,fin}$   
 in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 17.52



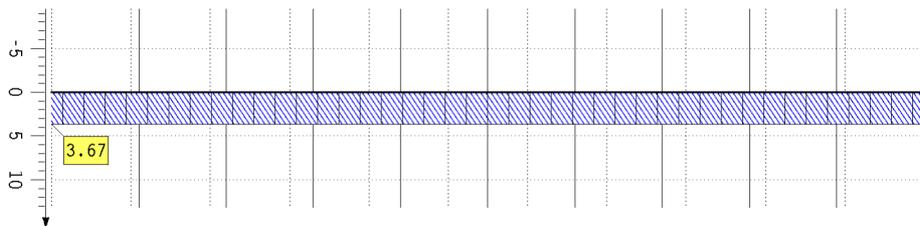
maßgebende Durchbiegung  
 $W_{n,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 5.50  
 Max: 5.50



extremale Durchbiegungen  
 $W_{n,net,fin}$   
 in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 12.44



Überhöhung  
 $W_{n,0}$  in mm  
 Min: 0.00  
 Max: 0.00

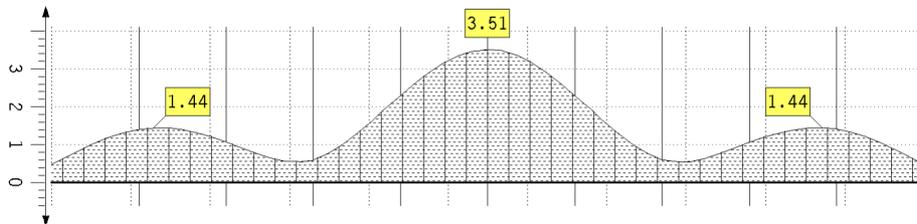
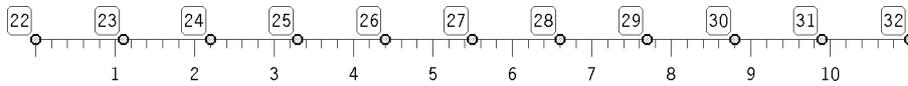


maßgebende Durchbiegung  
 $W_{n,net,fin,req}$   
 in mm  
 Min: 3.67  
 Max: 3.67

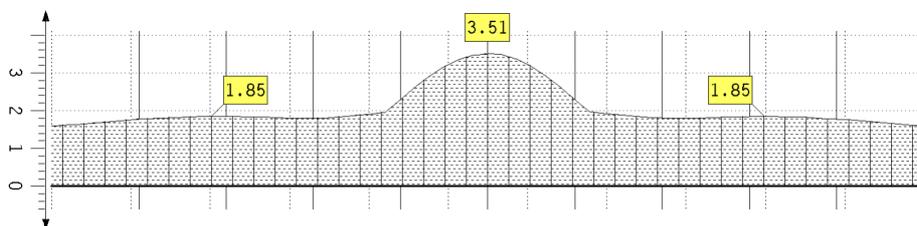
**Nachweisergebnisse (Holz)**

Stabzug 12: Unterzug links (Länge 11.00 m)

Nachweis 2 [EC 5 Verformungen]: Extremierung 1: Standardkombination



Ausnutzung  
in n-Richtung  
 $U_n$   
Max: 3.51



Ausnutzung  
U  
Max: 3.51

## Anhang 7 – Planungsschema

