

Musterstatik für Holzbrücken - Beispiel Trogbrücke

Verfasser

Die Erarbeitung der Musterstatiken für Holzbrücken erfolgte im Rahmen des Forschungsprojektes „Entwicklung einheitlicher Richtlinien für den Entwurf, den Bau, die Überwachung und Prüfung geschützter Holzbrücken – Protected Timber Bridges (ProTimB)“. Das Projekt wurde finanziert vom Bundesministerium für Bildung und Forschung, den Firmen der Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V. und dem Ingenieurbüro Setzpfandt Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG.

Projektleitung und Forscherteam:

| | |
|----------------------------|-----------------------|
| Prof. Dr.-Ing. Antje Simon | Fachhochschule Erfurt |
| Prof. Dr.-Ing. Ralf Arndt | Fachhochschule Erfurt |
| Dr.-Ing. Markus Jahreis | Fachhochschule Erfurt |
| Johannes Koch | Fachhochschule Erfurt |

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | Vorbemerkungen | 4 |
| 1.1 | Grundlagen | 4 |
| 1.2 | Bauwerksbeschreibung | 4 |
| 1.3 | Bauwerksskizze | 5 |
| 1.4 | Normen und Literatur | 7 |
| 1.5 | Abkürzungen | 8 |
| 2 | Einwirkungen | 9 |
| 2.1 | Ständige Einwirkungen | 9 |
| 2.1.1 | Ständige Einwirkung infolge Eigenlast | 9 |
| | Aufbau des Brückenbelags | 9 |
| | Längsträger für den Brückenbelag | 9 |
| | Stahlbauteile | 9 |
| | Hauptträger | 10 |
| 2.1.2 | Ständige Einwirkung infolge Baugrundbewegung (Setzung) | 10 |
| 2.2 | Veränderliche Einwirkungen | 10 |
| 2.2.1 | Veränderliche Einwirkung infolge Verkehr | 10 |
| | Lastmodell gleichmäßig verteilte Verkehrslast | 10 |
| | Lastmodell konzentrierte Einzellast | 10 |
| | Lastmodell Dienstfahrzeug | 11 |
| | Horizontallast infolge Verkehr | 11 |
| | Außergewöhnliche Einwirkungen infolge Verkehr | 12 |
| | Dynamisches Modell für Fußgängerbrücken | 12 |
| 2.2.2 | Veränderliche Einwirkung infolge Schnee | 12 |
| 2.2.3 | Veränderliche Einwirkung infolge Wind | 12 |
| 2.2.4 | Veränderliche Einwirkung infolge Temperatur- und Feuchteeinwirkungen | 14 |
| 2.2.5 | Veränderliche Einwirkung infolge Lagerwechsel | 15 |
| 2.2.6 | Außergewöhnliche Einwirkung infolge Erdbeben | 15 |
| 2.2.7 | Ermüdung | 15 |
| 2.3 | Teilsicherheitsbeiwerte, Kombinationsbeiwerte und Klassen der Lasteinwirkungsdauer | 15 |
| 3 | Position 1: Belagträger - Furnierschichtholz | 16 |
| 3.1 | System und Belastung | 16 |
| 3.2 | Charakteristische Schnittgrößen | 17 |
| 3.3 | Bemessungsschnittgrößen | 17 |
| 3.4 | Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit | 18 |
| 3.4.1 | Biegung | 18 |
| 3.4.2 | Schub | 18 |
| 3.4.3 | Auflagerkraft | 19 |
| 3.4.4 | Verbindungsmittel | 19 |
| 3.5 | Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit | 20 |

| | | |
|-------|--|----|
| 3.5.1 | Nachweis der Anfangsverformung | 20 |
| 3.5.2 | Nachweis der Endverformung | 20 |
| 4 | Position 2: Längsträger..... | 21 |
| 4.1 | System und Belastung..... | 21 |
| 4.2 | Charakteristische Schnittgrößen | 22 |
| 4.3 | Bemessungsschnittgrößen | 22 |
| 4.4 | Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit..... | 22 |
| 4.4.1 | Biegung..... | 22 |
| 4.4.2 | Schub..... | 23 |
| 4.4.3 | Auflagerkraft | 23 |
| 4.4.4 | Verbindungsmittel..... | 23 |
| 4.5 | Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit..... | 24 |
| 4.5.1 | Nachweis der Anfangsverformung | 24 |
| 4.5.2 | Nachweis der Endverformung | 24 |
| 5 | Position 3: Querrahmen..... | 25 |
| 5.1 | System und Belastung..... | 25 |
| 5.2 | Schnittgrößen und Bemessung | 27 |
| 6 | Position 4: Hauptträger | 27 |
| 6.1 | System und Belastung..... | 27 |
| 6.2 | Charakteristische Schnittgrößen | 28 |
| 6.3 | Bemessungsschnittgrößen | 29 |
| 6.4 | Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit..... | 29 |
| 6.4.1 | Biegung mit Normalkraft | 29 |
| 6.4.2 | Schub..... | 30 |
| 6.4.3 | Auflagerkraft | 31 |
| 6.4.4 | Querzugnachweis | 31 |
| 6.4.5 | Verbindungsmittel..... | 31 |
| 6.5 | Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit..... | 32 |
| 6.5.1 | Nachweis der Anfangsverformung | 32 |
| 6.5.2 | Nachweis der Enddurchbiegung..... | 32 |
| 7 | Position 5: Wind- und Aussteifungsverband..... | 33 |
| 7.1 | System und Belastung..... | 33 |
| 7.2 | Schnittgrößen und Nachweise..... | 33 |

1 Vorbemerkungen

1.1 Grundlagen

Das vorliegende Dokument beinhaltet die wesentlichen holzbauspezifischen Teile eines prüffähigen Standsicherheitsnachweises für eine einfache Trogbrücke in Holzbauweise. Es soll Ingenieuren der Tragwerksplanung als Arbeitshilfe bei der statischen Berechnung von Holzbrücken dienen. Grundkenntnisse der Lastannahmen im Brückenbau auf der Basis des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes sowie in der Bemessung von Holztragwerken werden vorausgesetzt.

Das Beispiel basiert auf den Eurocodes EC 0, EC 1 und EC 5 inklusive der Nationalen Anhänge sowie den Normen zu den Verbindungsmitteln, zum Material Holz und zum Korrosionsschutz (Stand Mai 2019). Jeder Abschnitt der Lastannahmen und der statischen Berechnung ist mit einer Referenzierung auf den jeweils zugehörigen Normenabschnitt versehen. Dieser direkte Normenbezug erleichtert die Nachvollziehbarkeit und ermöglicht eine effektive Einarbeitung in die Thematik für die Anwender.

Die vorliegende Statik umfasst nur die holzbauspezifischen Nachweise des Überbaus bis OK Lager. Stahlbau- und Detailnachweise sowie Nachweise für Lager und Unterbauten werden nicht geführt.

1.2 Bauwerksbeschreibung

Die Trogbrücke des Berechnungsbeispiels befindet sich in Erfurt und führt über einen Fluss. Sie weist eine Stützweite von 20,00 m auf. Im Grundriss verläuft die Brücke gerade. Aufgrund der Breite zwischen den Geländern von 2,00 m ist das Bauwerk nur für die Nutzung als Geh- und Radwegbrücke vorgesehen. Das Befahren der Brücke durch Servicefahrzeuge oder außerplanmäßigen Verkehr wird dauerhaft durch die feste Installation von Pollern verhindert.

Die Brücke ist als geschützte Holzbrücke nach DIN EN 1995-2/NA konstruiert. Hinterlüftete seitliche Verschalungen und eine obere Abdeckung schützen die hölzernen Hauptträger vor direkter Bewitterung. Eine geschlossene Fahrbahndecke aus zweilagigem Gussasphalt auf Dichtung und Grundierung dient der als Belagträger eingesetzten Furnierschichtholzplatte und den Längsträgern als konstruktiver Schutz. Zum Schutz vor Insektenbefall werden gemäß DIN 68800-1 und in Anwendung der Musterzeichnungen für Holzbrücken sämtliche Holzelemente im Herstellungsprozess technisch getrocknet und sämtliche Hinterlüftungsebenen mit Insektenschutzgittern versehen. Die Querrahmen, die Diagonalen des Aussteifungsverbandes und die Geländerelemente bestehen aus Stahl.

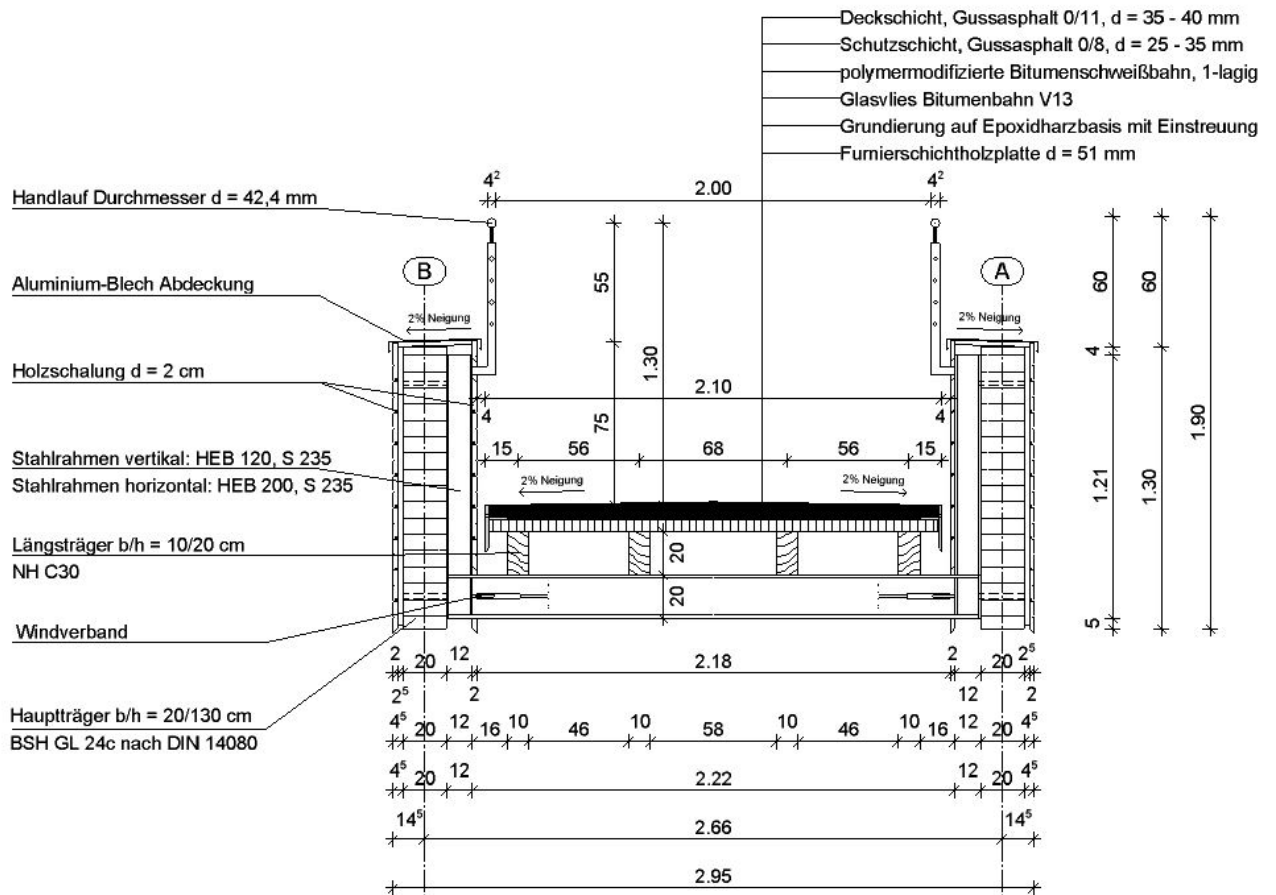
Die vertikalen Lasten werden von der 51 mm dicken Furnierschichtholzplatte aufgenommen und auf die darunterliegenden Längsträger 10/20 cm aus Nadelholz C30 verteilt. Die Festigkeits- und Steifigkeitswerte der Furnierschichtholzplatte sind einer Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (AbZ) entnommen. Im Abstand von 2,86 m liegen die Längsträger auf stählernen Querrahmen auf. Diese Querrahmen dienen neben der Weiterleitung der vertikalen Lasten an die Hauptträger der Aufnahme der Horizontallasten in Brückenquerrichtung und der Kippstabilisierung der Hauptträger. Die beiden Hauptträger mit dem Querschnitt 20/130 cm bestehen aus Brettschichtholz GL24c. Die Lasteinleitung aus den Querrahmen in die Hauptträger erfolgt über den oberen Anschlusspunkt der Querrahmen. Um eine Querkraftbeanspruchung der Hauptträger aus Schwinden quer zur Trägerhöhe zu vermeiden, wird der untere Anschlusspunkt mit vertikalem Langloch ausgebildet. Abweichend davon ist an den beiden Auflagerquerrahmen zur Einleitung der Auflagerkräfte das vertikale Langloch am oberen Anschlusspunkt der Hauptträger anzuordnen.

Hauptträger, Querrahmen und Stahldiagonalen sind Bestandteile des Wind- und Aussteifungsverbandes, der in Höhe der Querriegelachse unterhalb der Gehbahn angeordnet wird.

Die Geländerhöhe beträgt aufgrund der Nutzung durch Radfahrer 1,30 m über OK Gehbahn.

Regelquerschnitt

Schnitt A-A



1.4 Normen und Literatur

DIN EN 1990:2010-12: Grundlagen der Tragwerksplanung.

DIN EN 1990 NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.

DIN EN 1990 NA/A1:2012-08: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1.

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.

DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.

DIN EN 1991-1-3:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten.

DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003/A1:2015.

DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten.

DIN EN 1991-1-4:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten.

DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten.

DIN EN 1991-1-5:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen.

DIN EN 1991-1-5/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen.

DIN EN 1991-1-7:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen.

DIN EN 1991-1-7/A1:2014-08: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-7:2006/A1:2014.

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen.

DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.

DIN EN 1991-2/NA:2012-08: Eurocode 1: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.

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.

DIN EN 1995-1-1/A2:2014-07: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten –Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau - Änderung1.

DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.

DIN EN 1995-2:2010-12: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken.

DIN EN 1995-2/NA:2011-08: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken.

DIN EN 338:2016-07: Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen. Deutsche Fassung EN 338:2016.

DIN EN 14080:2013-09: Holzbauwerke – Brettschichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen; Deutsche Fassung EN 14080:2013.

DIN 68800-1:2011-10: Holzschutz - Teil 1: Allgemeines.

DIN 20000-1:2017-06: Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 1: Holzwerkstoffe.

DIN 1025-2:1995-11: Warmgewalzte I-Träger – Teil 2: I-Träger, IPB-Reihe, Maße, Masse, statische Werte.

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) 22/2012.

Informationsdienst Holz: Musterzeichnungen für Holzbrücken. holzbau handbuch Reihe 1, Teil 9, Folge 3, Februar 2019.

Simon, A.; Arndt, R.; Jahreis, M.; Koch, J.: Empfehlungen für Technische Vertragsbedingungen für Holzbrücken – ETV-HolzBr. Juni 2019.

DIN EN 10219-2:2019-07: Kaltgeformte geschweißte Hohlprofile für den Stahlbau – Teil 2: Grenzabmaße, Maße und statische Werte; Deutsche Fassung EN 10219-2:2019.

1.5 Abkürzungen

| | |
|------|---|
| GZT | Grenzzustand der Tragfähigkeit |
| GZG | Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit |
| STR | Tragwerks- oder Querschnittsversagen (structural) |
| S/V | ständige und vorübergehende Bemessungssituation |
| A | außergewöhnliche Bemessungssituation |
| KLED | Klasse der Lasteinwirkungsdauer |
| AbZ | Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung |
| VM | Verbindungsmittel |
| SF | Scherfuge |

2 Einwirkungen

2.1 Ständige Einwirkungen

2.1.1 Ständige Einwirkung infolge Eigenlast

Die Eigenlast der Bauteile wird in den jeweiligen Einzelpositionen berücksichtigt.

Aufbau des Brückenbelags

| | |
|--|---|
| Deckschicht aus Gussasphalt 0,23 kN/m ² je cm Dicke · 4,0 cm | = 0,92 kN/m ² |
| Schutzschicht aus Gussasphalt 0,23 kN/m ² je cm Dicke · 3,5 cm | = 0,81 kN/m ² |
| Polymerbitumenbahn, 1-lagig, geklebt 0,07 kN/m ² je Lage | = 0,07 kN/m ² |
| Glasvlies Bitumenbahn, 1-lagig, geklebt 0,05 kN/m ² je Lage · 1 Lage | = 0,05 kN/m ² |
| Furnierschichtholzplatte, Dicke d = 51 mm 5,3 kN/m ³ · 0,051 m | = <u>0,27 kN/m²</u> |
| | $g_{k, \text{Belag}} = 2,12 \text{ kN/m}^2$ |

DIN EN 1991-1-1/NA, Tab. NA.A.18, Z. 3

DIN EN 1991-1-1/NA, Tab. NA.A.18, Z. 3

DIN EN 1991-1-1/NA, Tab. NA.A.27, Z. 7

DIN EN 1991-1-1/NA, Tab. NA.A.27, Z. 10

DIN 20000-1, Tab. 2 Z. 14

Längsträger für den Brückenbelag

| | |
|---|--|
| Querschnitt 10/20 cm, NH C30 4,6 kN/m ³ · 0,10m · 0,20m | $g_{k, LT1} = 0,09 \text{ kN/m}$ |
|---|--|

DIN EN 1991-1-1, Tab. A.3

Stahlbauteile

| | |
|--|---|
| HEB 120, S235 78,5 kN/m ³ · 34 · 10 ⁻⁴ m ² | $g_{k, 120} = 0,27 \text{ kN/m}$ |
| HEB 200, S235 78,5 kN/m ³ · 78,1 · 10 ⁻⁴ m ² | $g_{k, 200} = 0,61 \text{ kN/m}$ |
| Geländer Stahlrundrohr DxT 42,4x2,5mm 78,5 kN/m ³ · 3,13 · 10 ⁻⁴ m ² | = 0,03 kN/m |
| Geländerstützen Stahlrundrohr DxT 42,4x2,5mm 78,5 kN/m ³ · 3,13 · 10 ⁻⁴ m ² · 0,55 m · 15 Stk. / 20m | = <u>0,01 kN/m</u> |
| | $g_{k, \text{Gel}} = 0,04 \text{ kN/m}$ |

DIN EN 1991-1-1, Tab. A.4

DIN 1025-2, Tab. 1

DIN EN 1991-1-1, Tab. A.4

DIN 1025-2, Tab. 1

DIN EN 1991-1-1, Tab. A.4;

DIN EN 10219-2, Tab.C.1

DIN EN 1991-1-1, Tab. A.4;

DIN EN 10219-2, Tab.C.1

Hauptträger

Querschnitt 20/130 cm, BSH GL24c
 $3,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 1,30 \text{ m} = 0,91 \text{ kN/m}$

Schalung $d = 2 \text{ cm}$, NH C24
 $4,2 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} \cdot 1,30 \text{ m} \cdot 2 \text{ Seiten je Träger} = 0,22 \text{ kN/m}$

Alublechabdeckung
 pauschal $= 0,07 \text{ kN/m}$
 $g_{k,HT} = 1,20 \text{ kN/m}^2$

DIN EN 1991-1-1,
 Tab. A.3

DIN EN 1991-1-1,
 Tab. A.3

2.1.2 Ständige Einwirkung infolge Baugrundbewegung (Setzung)

Aufgrund der Ausbildung des Überbaus als gelenkig gelagerter Einfeldträger treten infolge einer achsweise anzusetzenden Stützensenkung keine Zwangsschnittgrößen auf. Einwirkung infolge Baugrundbewegung sind daher nicht anzusetzen.

2.2 Veränderliche Einwirkungen**2.2.1 Veränderliche Einwirkung infolge Verkehr****Lastmodell gleichmäßig verteilte Verkehrslast**

Als gleichmäßig verteilte Verkehrslast ist

$$q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$$

infolge einer Menschenansammlung anzusetzen.

Die Last darf in Abhängigkeit von der Stützweite reduziert werden auf:

$$2,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} = \left(2,0 + \frac{120}{L + 30}\right) \text{ kN/m}^2 \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{fk} = \left(2,0 + \frac{120}{20 + 30}\right) \text{ kN/m}^2 = 4,4 \text{ kN/m}^2$$

DIN EN 1991-2,
 5.3.2.1, (2)

Lastmodell konzentrierte Einzellast

Als konzentrierte Einzellast wird

$$Q_{fwk} = 10 \text{ kN}$$

mit einer quadratischen Aufstandsfläche von 0,1 m Seitenlänge berücksichtigt.

Die konzentrierte Einzellast darf auf eine Fläche bezogen werden, welche sich unter einem Lastausbreitungswinkel von 45° bis zur Achshöhe des Belagträgers ergibt.

Eine Abminderung dieser Einwirkung auf minimal 5 kN darf nach Abstimmung mit dem Bauherrn erfolgen, wenn das Befahren der Brücke durch dauerhafte Absperreinrichtungen ausgeschlossen wird.

Diese Einwirkung wird nur für lokale Nachweise berücksichtigt.

Das Lastmodell der konzentrierten Einzellast muss nicht angewendet werden, wenn ein Dienstfahrzeug berücksichtigt wird.

DIN EN 1991-2,
 5.3.2.2, (1) mit **DIN EN 1991-2/NA**, NDP zu 5.3.2.2, (1) Anm.

DIN EN 1995-2, Tab. 5.2

DIN EN 1991-2/NA, NDP zu 5.3.2.2, (1) Anm.

DIN EN 1991-2,
 5.3.2.2, (2)

DIN EN 1991-2,
 5.3.2.2, (3)

Lastmodell Dienstfahrzeug

Wenn Dienstfahrzeuge auf der Brücke fahren können, ist deren Einwirkung Q_{serv} zu berücksichtigen. Die Eigenschaften des Lastmodells sind für das Einzelprojekt anzupassen.

Wenn keine genaueren Angaben vorhanden sind, kann als Einwirkung infolge von Dienstfahrzeugen das Lastmodell für unplanmäßige Anwesenheit von Fahrzeugen auf der Brücke angewendet werden.

Für ein bestimmtes Projekt können auch mehrere, sich gegenseitig ausschließende Dienstfahrzeuge mit unterschiedlichen Eigenschaften berücksichtigt werden.

Das Befahren der vorliegenden Brücke wird durch dauerhafte Absperreinrichtungen ausgeschlossen, weshalb das Lastmodell Dienstfahrzeug für dieses Projekt nicht angewendet wird.

DIN EN 1991-2,
5.3.2.3, (1)P und
Anm. 1

DIN EN 1991-2,
5.3.2.3, (1)P und
Anm. 3

DIN EN 1991-2,
5.3.2.3, (1)P und
Anm. 2

Horizontallast infolge Verkehr

Es wird eine Horizontallast in Brückenlängsrichtung, auf der Oberkante des Belages in Überbauachse wirkend, angesetzt.

Die horizontale Kraft ergibt sich aus dem größeren Wert der beiden folgenden Lastansätze:

- Gesamtlast aus 10 % der gleichmäßigen Belastung

$$Q_{flk,1} = 0,1 \cdot q_{fk} \cdot A_{Belag} = 0,1 \cdot 4,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,10 \text{ m} \cdot 20,50 \text{ m} = \mathbf{18,94 \text{ kN}}$$

- 60 % des Dienstfahrzeuges:

entfällt, da kein Dienstfahrzeug die Brücke befahren kann

DIN EN 1991-2, 5.4,
(1)

DIN EN 1991-2, 5.4,
(2)

Geländerlast

Für die Bemessung des Geländers wird an dessen Oberkante gleichzeitig eine vertikale und eine horizontale Last infolge des Lastmodells gleichmäßig verteilte Last angesetzt.

$$q_{Gelv} = \mathbf{1 \text{ kN/m}}$$

$$q_{Gelh} = \mathbf{1 \text{ kN/m}}$$

Die vertikale Geländerlast wird nur für die Geländer selbst und deren Befestigung angesetzt.

Für die Bemessung der die Geländer tragenden Bauteile ist die Horizontallast gleichzeitig mit der gleichmäßig verteilten Linienlast q_{fk} anzusetzen.

DIN EN 1991-2/NA,
NDP zu 4.8 (1) Anm.
2

DIN EN 1995-2, 4.8
(2)

Definition von Lastgruppen infolge Verkehr

Die Einwirkungen infolge Verkehr sind gemäß folgender Definition als Lastgruppen gleichzeitig wirkend anzusetzen:

$$gr1: q_{fk} + Q_{flk}$$

$$gr2: Q_{serv} + Q_{flk}$$

Jede Lastgruppe ist bei Kombination mit anderen Einwirkungen als eine charakteristische Einwirkung zu betrachten.

Die beiden Lastgruppen schließen sich gegenseitig aus.

In diesem Beispiel wird nur Lastgruppe gr1 angesetzt, da das Lastmodell Dienstfahrzeug nicht zur Anwendung kommt.

DIN EN 1991-2, 5.5,
(1)

DIN EN 1991-2, 5.5,
(1)

DIN EN 1991-2, 5.5,
(1)

Außergewöhnliche Einwirkungen infolge Verkehr

Außergewöhnliche Einwirkungen für Fußgängerbrücken können sein:

- Anpralllasten aus Straßenverkehr unter der Brücke
- unplanmäßige Anwesenheit von Fahrzeugen auf der Brücke

DIN EN 1991-2,
5.6.1(1)

DIN EN 1991-2,
5.6.2

DIN EN 1991-2,
5.6.3

Außergewöhnliche Einwirkungen infolge Verkehr werden auf der Beispielbrücke nicht berücksichtigt, da:

- die Brücke über ein Gewässer führt (keine Anpralllasten aus Straßenverkehr unter der Brücke) und
- das Befahren der Brücke durch dauerhafte Absperreinrichtungen verhindert wird (keine unplanmäßige Anwesenheit von Fahrzeugen auf der Brücke).

Dynamisches Modell für Fußgängerbrücken

Wenn ein Schwingungsnachweis geführt werden muss, so sind in Abhängigkeit von den dynamischen Eigenschaften des Tragwerkes die Eigenfrequenzen mit den zugehörigen Vertikal-, Horizontal- und Torsionsschwingungen für das Haupttragwerk des Überbaus zu ermitteln.

DIN EN 1991-2, 5.7
(1)

In der vorliegenden Musterstatik wird auf den Schwingungsnachweis verzichtet.

2.2.2 Veränderliche Einwirkung infolge Schnee

Der Aufstellort der Brücke befindet sich in Schneelastzone 2. Daraus ergibt sich die charakteristische Schneelast auf dem Boden:

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

mit $A = 194 \text{ m NN}$ (Geländehöhe am Aufstellort)

$$s_k = 0,25 + 1,91 \cdot \left(\frac{194+140}{760} \right)^2 = 0,62 \text{ kN/m}^2 < 0,85 \text{ kN/m}^2$$

$$s_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$$

Die Schneelast ist nur bei gedeckten Geh- und Radwegbrücken mit der Verkehrslast zu kombinieren.

DIN EN 1990/NA-
A1, A2.2.3 (3)

Da die Schneelast geringer ist als die Verkehrslast, wird die Schneelast im vorliegenden Beispiel nicht maßgebend und deshalb im Weiteren nicht betrachtet.

2.2.3 Veränderliche Einwirkung infolge Wind

Einwirkungen infolge Wind werden gemäß Abbildung 1 für die verschiedenen Anströmrichtungen definiert.

DIN EN 1991-1-4
Bild 8.2

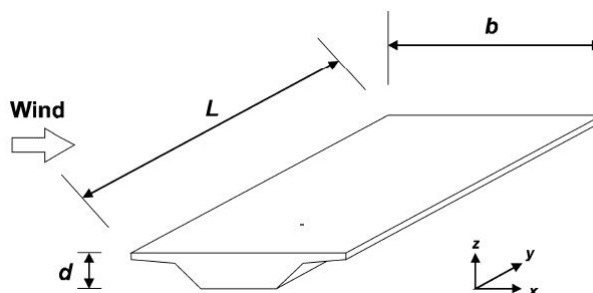


Abbildung 1: Richtungen der Windeinwirkungen bei Brückenüberbauten nach DIN EN 1991-1-4 Bild 8.2

Einwirkungen infolge Wind werden als quasi-statische Lasten angenommen, da die folgenden Rahmenbedingungen eingehalten sind:

- Die Spannweite ist mit $20 \text{ m} \leq 40 \text{ m}$.
- Es handelt sich um eine gewöhnliche Konstruktion aus Stahl, Beton, Aluminium oder Holz sowie Verbundkonstruktionen.
- Es handelt sich um einen Querschnitt eines normalen Brückenüberbaus gemäß Abbildung 2.

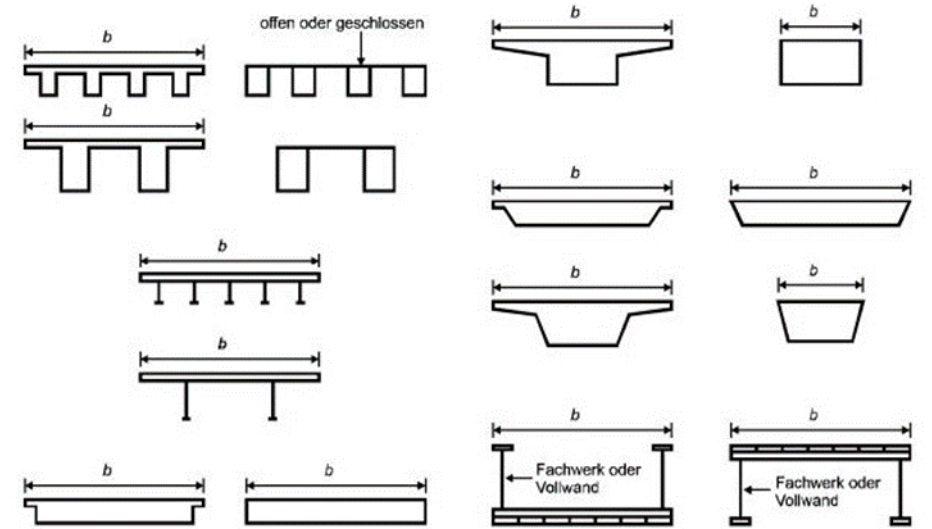


Abbildung 2: Beispiele für Querschnitte normaler Brückenüberbauten nach DIN EN 1995-1-4 Bild 8.1

Zur Windlastermittlung wird das Verfahren nach DIN EN 1991-4/NA Anhang NA.N angewendet.

Die Anwendungsgrenzen des Verfahrens sind eingehalten:

- Es handelt sich um eine übliche, nicht schwingungsanfällige Konstruktion.
- Die Höhe des Überbaus über Gewässer ist mit $z = 3,30 \text{ m} \leq 100 \text{ m}$.

Eingangswerte zur Windlastermittlung:

Der Aufstellort der Brücke befindet sich in Windzone 2, Binnenland.

Lastfall 1: Windlast ohne Verkehr

Dicke des Überbaus: Σ (Ansicht Träger, Fahrbahnen, Kappen, massive Schutzeinrichtung, jedes offene Geländer od. Leitplanke mit 0,30 m)

$$d_1 = 1,30 \text{ m} + 0,30 \text{ m} = 1,60 \text{ m}$$

(Geländeraufsatz aus offenem Stahlrohr)

Breite des Überbaus:

$$b = 2,95 \text{ m}$$

Verhältnis von Überbaubreite zu -höhe:

$$b/d_1 = 2,95 \text{ m} / 1,60 \text{ m} = 1,84$$

Lastfall 2: Windlast mit Verkehr

$$d_1 = 2,00 \text{ m} + 0,55 \text{ m} = 2,55 \text{ m}$$

(OK Belag bis UK Hauptträger = 0,55 m)

$$b = 2,95 \text{ m}$$

$$b/d_1 = 1,16$$

Höhe der Windlastresultierenden über Gelände oder mittlerem Wasserstand

$$z_e = z_{\text{Lichte}} + 0,5 d_1$$

$$z_{e,LF1} = 2,10 \text{ m} + 0,5 \cdot 1,60 \text{ m} = 2,90 \text{ m} < 20 \text{ m}$$

$$z_{e,LF2} = 2,10 \text{ m} + 0,5 \cdot 2,55 \text{ m} = 3,38 \text{ m} < 20 \text{ m}$$

DIN EN 1991-1-4,
8.2 (1) Anm. 3

DIN EN 1991-1-4,
Bild 8.1

DIN EN 1991-1-4/NA,
Anhang NA.N

DIN EN 1991-1-4/NA
Anhang NA.N,
NA.N.1 (1) und (2)

DIN EN 1991-1-4,
8.3.1 (4) a

DIN EN 1991-1-4,
8.3.1 (5) a

DIN EN 1991-1-4,
8.3.1 (6)

Windlast in x-Richtung (horizontal seitlich auf Überbau)**Tabelle 1** Windeinwirkungen nach DIN EN 1991-1-4/NA, Tabelle NA.N.5

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|--------------|--|--|---|--|---|---|
| | Ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand | | | Mit Verkehr ^a oder mit Lärmschutzwand | | |
| | auf Überbauten | | | | | |
| b/d^b | $\bar{z}_e \leq 20 \text{ m}$ | $20 \text{ m} < \bar{z}_e \leq 50 \text{ m}$ | $50 \text{ m} < \bar{z}_e \leq 100 \text{ m}$ | $\bar{z}_e \leq 20 \text{ m}$ | $20 \text{ m} < \bar{z}_e \leq 50 \text{ m}$ | $50 \text{ m} < \bar{z}_e \leq 100 \text{ m}$ |
| $\leq 0,5$ | 1,75 | 2,45 | 2,90 | 1,45 | 2,05 | 2,40 |
| $= 4$ | 0,95 | 1,35 | 1,60 | 0,80 | 1,10 | 1,30 |
| ≥ 5 | 0,95 | 1,35 | 1,60 | 0,60 | 0,85 | 1,00 |
| | auf Stützen und Pfeilern ^c | | | | | |
| d/b^b | $\bar{z}_e \leq 20 \text{ m}$ | | $20 \text{ m} < \bar{z}_e \leq 50 \text{ m}$ | | $50 \text{ m} < \bar{z}_e \leq 100 \text{ m}$ | |
| $\leq 0,5$ | 1,70 | | 2,35 | | 2,80 | |
| ≥ 5 | 0,75 | | 1,05 | | 1,25 | |
| ^a | Es gilt der Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 0,4$ (Windzone 3+4) und $\psi_0 = 0,55$ (Windzone 1+2). Für Eisenbahnbrücken gilt der Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 0,6$. | | | | | |
| ^b | Bei Zwischenwerten kann linear interpoliert werden. | | | | | |
| ^c | Bei quadratischen Stützen- oder Pfeilerquerschnitten mit abgerundeten Ecken, bei denen das Verhältnis $r/d \geq 0,20$ beträgt, können die Windeinwirkungen auf Pfeiler und Stützen um 50 % reduziert werden. Für $0 < r/d < 0,2$ darf linear interpoliert werden. Hierbei ist r = Radius der Ausrundung. | | | | | |

Lastfall 1: Windlast ohne Verkehr

$$w_{x,1} = 1,44 \text{ kN/m}^2 \text{ (linear interpoliert)}$$

$$\text{Windlastresultierende: } w_{x,1,res} = 1,44 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,60 \text{ m} = \mathbf{2,30 \text{ kN/m}}$$

Lastfall 2: Windlast mit Verkehr

$$w_{x,2} = 1,33 \text{ kN/m}^2 \text{ (linear interpoliert)}$$

$$\text{Windlastresultierende: } w_{x,2,res} = 1,33 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,55 \text{ m} = \mathbf{3,39 \text{ kN/m}}$$

Windlast in y-Richtung (horizontal in Brückenlängsrichtung)

Für Vollwandbrücken sind 25 % der Windkraft in x-Richtung als Windbelastung in y-Richtung anzusetzen.

Lastfall 1: Windlast ohne Verkehr

$$W_{y,1,res} = 0,25 \cdot 1,44 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,60 \text{ m} \cdot 20,50 \text{ m} = 11,81 \text{ kN}$$

Lastfall 2: Windlast mit Verkehr

$$W_{y,2,res} = 0,25 \cdot 1,33 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,55 \text{ m} \cdot 20,50 \text{ m} = 17,38 \text{ kN}$$

Aufgrund der geringen Gesamtwindkräfte pro Hauptträger wird Wind in Längsrichtung bei der Bemessung der Hauptträger nicht berücksichtigt.

Bei der Dimensionierung der Festhaltekonstruktionen der Lager in Brückenlängsrichtung sind $17,38 \text{ kN}/2 = 8,69 \text{ kN}$ Längskraft je Hauptträger aus Wind zu berücksichtigen.

Windlast in z-Richtung (vertikal)

Im vereinfachten Verfahren für nicht schwingungsanfällige Bauwerke nach Anhang NA.N kann auf den Ansatz einer Windlast in z-Richtung verzichtet werden.

2.2.4 Veränderliche Einwirkung infolge Temperatur- und Feuchteeinwirkungen

Für Holz gelten folgende Längenausdehnungskoeffizienten:

$$\alpha_{T,0} \approx 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/K}; \alpha_{T,90} \approx 30 \dots 70 \cdot 10^{-6} \text{ m/K}$$

Auf den Ansatz einer Einwirkung infolge Temperatur darf bei reinen Holztragwerken verzichtet werden.

Quellen und Schwinden infolge Feuchteänderung müssen berücksichtigt werden,

DIN EN 1991-1-4/NA
Anhang NA.N,
Tabelle NA.N.5

DIN EN 1991-1-3,
8.3.4

DIN EN 1991-1-4/NA, NDP zu 8.3.3
(1) Anm. 1

DIN EN 1991-1-5
Anhang C, Tabelle
C.1

DIN EN 1995-1-1/NA, NDP zu
2.3.1.2 (2)P

wenn Zwängungen durch Behinderung dieser Dehnungen entstehen können.

2.2.5 Veränderliche Einwirkung infolge Lagerwechsel

Aufgrund der Ausbildung des Überbaus als gelenkig gelagerter Einfeldträger treten infolge eines Lagerwechsels keine Zwangsschnittgrößen auf.

2.2.6 Außergewöhnliche Einwirkung infolge Erdbeben

Der Aufstellort des Bauwerks liegt nicht in einem Erdbebengebiet, es erfolgt keine Bemessung infolge von Einwirkungen aus Erdbeben.

2.2.7 Ermüdung

Ein Ermüdungsnachweis ist für die Bemessung von Geh- und Radwegbrücken im Allgemeinen nicht erforderlich. Ermüdungswirksame Einwirkungen aus Verkehr oder Wind treten an der Beispielbrücke nicht auf, der Ermüdungsnachweis entfällt daher.

2.3 Teilsicherheitsbeiwerte, Kombinationsbeiwerte und Klassen der Lasteinwirkungsdauer

Tabelle 2 Teilsicherheitsbeiwerte und Klassen der Lasteinwirkungsdauer (Auszug aus DIN EN 1990/NA/A1, Tab. NA.A2.1 und DIN EN 1995-2/NA Tab. NA.1)

| Einwirkung | Bezeichnung | γ -Werte STR | | KLED |
|--|------------------|---------------------|-----|--|
| | | S/V | A | |
| Ständige Einwirkungen ungünstig günstig | $\gamma_{G,sup}$ | 1,35 | 1,0 | ständig |
| | $\gamma_{G,inf}$ | 1,0 | 1,0 | |
| Verkehrslasten ^a ungünstig günstig | $\gamma_{Q,sup}$ | 1,5 | 1,0 | kurz |
| | $\gamma_{Q,inf}$ | 0 | 0 | |
| Temperatur ungünstig günstig | $\gamma_{Q,sup}$ | 1,35 | 1,0 | mittel |
| | $\gamma_{Q,inf}$ | 0 | 0 | |
| Schnee, Wind ^b günstig ungünstig | $\gamma_{Q,sup}$ | 1,5 | 1,0 | kurz bzw. mittel ^c kurz-sehr kurz ^d |
| | $\gamma_{Q,inf}$ | 0 | 0k | |
| Außergewöhnliche Einwirkungen | γ_A | - | 1,0 | sehr kurz |

^a für vertikale Einwirkungen aus Fußgängerverkehr: gem. ARS 22/2012, Anlage 2: $\gamma_{Q,sup} = 1,5$ für S/V (STR) statt $\gamma_{Q,sup} = 1,35$ nach DIN EN 1990/NA/A1 Tabelle NA.A2.1

für Menschenansammlungen und Dienstfahrzeug: gemäß ARS 22/2012, Anlage 2: gelten die Teilsicherheitsbeiwerte der Zeile „alle anderen veränderlichen Einwirkungen“ aus DIN EN 1990/NA/A1 Tabelle NA.A2.1

^b Behandlung von Schnee und Wind als „alle anderen veränderlichen Einwirkungen“ der Tab. NA.A2.1

^c abhängig von der Geländehöhe des Bauwerksstandortes

^d Bei Wind darf der resultierende k_{mod} -Wert aus dem Mittel der k_{mod} -Werte für die KLED kurz und sehr kurz angesetzt werden.

DIN EN 1995-2, 6.2,
(1)P, Anm. 1

γ -Werte nach DIN EN
1990/NA/A1, Tab.
NA.A2.1

KLED nach DIN EN
1995-2/NA, Tab.
NA.1

Tabelle 3 Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1990-2, Tab. A2.2

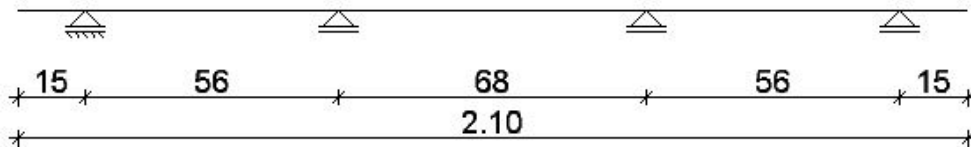
| Einwirkung | Bezeichnung | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|--------------------------|--|------------------|----------|----------|
| Verkehrslasten | gr1 | 0,4 | 0,4 | 0 |
| | Q_{fwk} | 0 | 0 | 0 |
| | gr2 | 0 | 0 | 0 |
| Windkräfte | F_{wk} | 0,3 | 0,2 | 0 |
| Temperatur | T_k | 0,6 ^a | 0,6 | 0,5 |
| Schneelasten | $Q_{Sn,k}$ (während der Bauausführung) | 0,8 | - | 0 |
| Lasten aus Bauausführung | Q_c | 1,0 | | 1,0 |

^a Der empfohlene Zahlenwert für ψ_0 für thermische Einwirkungen kann für die Grenzzustände der Tragfähigkeit EQU, STR und GEO in den meisten Fällen auf 0 abgemindert werden. Siehe auch Eurocodes für die Bemessung

DIN EN 1990-2, Tab. A2.2

3 Position 1: Belagträger - Furnierschichtholz

3.1 System und Belastung



Als Belagträger dient eine Furnierschichtholzplatte mit AbZ. Sie wird so verlegt, dass die Faserrichtung der Deckfurniere in Brückenquerrichtung verläuft.

Die Furnierschichtholzplatte hat eine Dicke von 51 mm. Die Mindestdicke von 20 mm für Tragbeläge aus Holzwerkstoffplatten ist damit eingehalten.

Die Aufstandsfläche der konzentrierten Einzellast beträgt 10 x 10 cm. Daraus ergibt sich bei einer Lastverteilung unter 45° eine Verteilungsbreite in der Mittelebene der Deckplatte von:

$$b_{w,middle,quer} = 10 \text{ cm} + 2 \cdot (6,5 + 2,5) \text{ cm} = 28 \text{ cm}$$

Auf der sicheren Seite liegend wird keine weitere Querverteilung der Last infolge Plattentragwirkung angesetzt.

Querschnitt: $b/h = 28 / 5,1 \text{ cm}$

Eigenlast

$$2,12 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,28 \text{ m} \qquad g_k = 0,60 \text{ kN/m}$$

Verkehrslast

gleichmäßig verteilte Flächenlast (Menschenansammlung)

$$5,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,28 \text{ m} \qquad q_{fk} = 1,40 \text{ kN/m}$$

konzentrierte Einzellast verteilt auf 28 cm x 28 cm

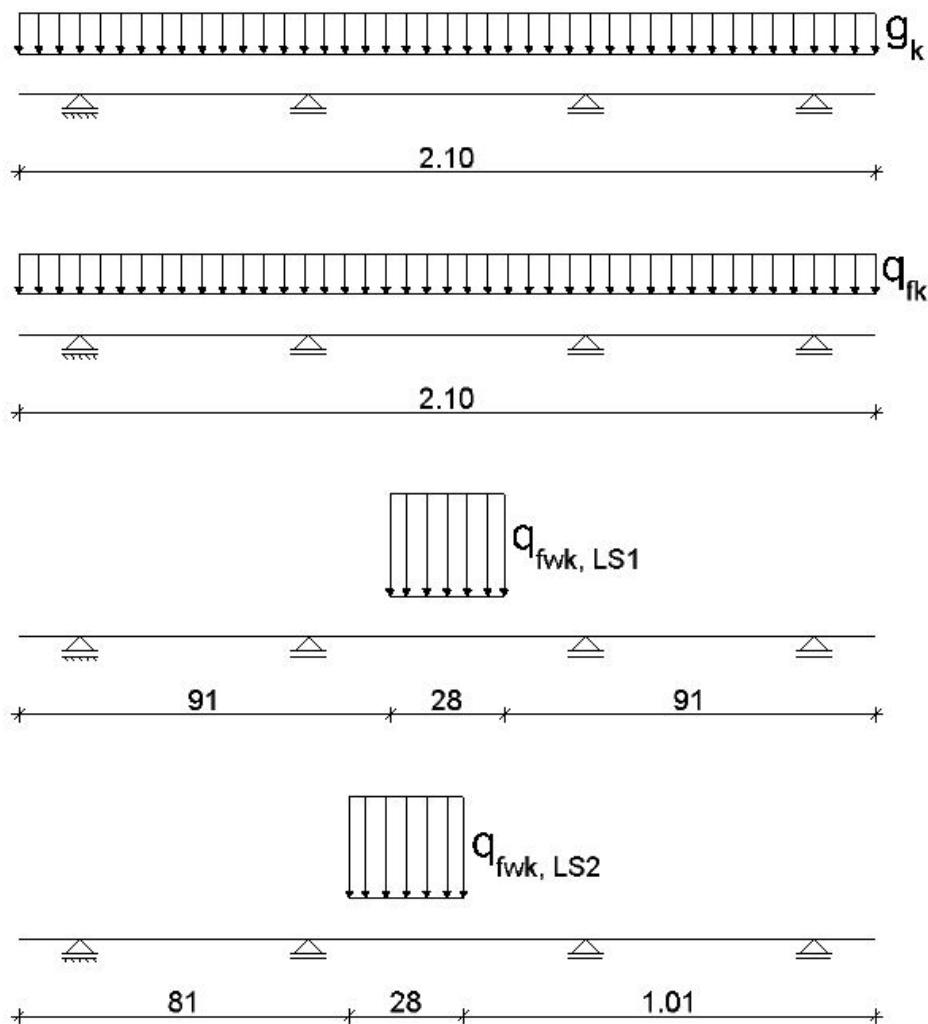
$$10 \text{ kN} / (0,28 \text{ m}) \qquad q_{fwk} = 35,71 \text{ kN/m}$$

Für die konzentrierte Einzellast werden die Laststellungen (LS) für die Lastfälle max M und max V untersucht.

Die horizontale Belastung aus der Verkehrslast wird im Nachweis der Furnierschichtholzplatte nicht berücksichtigt, da sie keine bemessungsrelevanten Schnittgrößen erzeugt. Sie ist lediglich bei der Dimensionierung der Verbindungsmittel der Deckplatte auf den Längsträgern zu berücksichtigen.

DIN EN 1995-2/NA, Tab. NA.2 Z. 7 SP. 2

DIN EN 1995-2, 5.1.2 mit Tab. 5.2 und Bild 5.1



Bei der Ermittlung der extremalen charakteristischen Schnittgrößen wird für den Lastfall q_{fk} die feldweise Belastung berücksichtigt.

3.2 Charakteristische Schnittgrößen

| LF | max M_k [kNm] | max V_k [kN] | max A_k [kN] | max B_k [kN] | max w [mm] | k_{mod} |
|-----------|--------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-----------------|-----------|
| g_k | 0,01 | 0,20 | 0,23 | 0,40 | 0,01 | 0,6 |
| q_{fk} | 0,05 | 0,53 | 0,54* | 1,03 0,93* | 0,04 | 0,9 |
| q_{fwk} | 0,83 | 6,68 | 10 | 10 | 0,62 | 0,9 |

* für Lastweiterleitung: Schnittgrößen unter Vollast (keine feldweise Belastung)

Die Furnierschichtholzplatte wird aufgrund der oberseitigen Abdichtung in Nutzungsklasse 2 eingeordnet. Daraus ergeben sich unter Berücksichtigung der Klassen der Lasteinwirkungsdauer die k_{mod} -Werte.

DIN EN 1995-1-1,
Tab. 3.1

3.3 Bemessungsschnittgrößen

Eine Kombination der konzentrierten Einzellast mit anderen Verkehrslasten ist nicht erforderlich.

Bemessungsrelevant wird aufgrund der Lastgröße in allen Fällen die Lastkombination $g_k + q_{fwk}$. Für den Schub- und den Querdruknachweis wird Auflager B maßgebend.

DIN EN 1990,
A2.2.3, (1)

Bemessungswert des Biegemomentes:

$$\max M_d = 1,35 \cdot M_{g,k} + 1,5 \cdot M_{q, f_{wk},1} = (1,35 \cdot 0,01 + 1,5 \cdot 0,83) = 1,26 \text{ kNm}$$

Bemessungswert der Querkraft:

$$\max V_d = 1,35 \cdot V_{g,k} + 1,5 \cdot V_{q, f_{wk},2} = 1,35 \cdot 0,20 \text{ kN} + 1,5 \cdot 6,68 \text{ kN} = 10,29 \text{ kN}$$

Bemessungswert der maximalen Auflagerkraft:

$$\max B_d = 1,35 \cdot B_{g,k} + 1,5 \cdot Q_{f_{wk}} = 1,35 \cdot 0,40 \text{ kN} + 1,5 \cdot 10 \text{ kN} = 15,54 \text{ kN}$$

3.4 Nachweise im Grenzzustand der Tragfahigkeit

3.4.1 Biegung

Biegespannung:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{126 \text{ kNm} \cdot 6}{28 \cdot 5,1^2 \text{ cm}^3} = 1,04 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Biegefestigkeit parallel zur Faserrichtung der Deckfurniere bei Flachkantbiegung:

$$f_{m,k} = 50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,90 \cdot \frac{5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 3,46 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Biegespannungsnachweis:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{1,04 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{3,46 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,30 < 1$$

3.4.2 Schub

Schubspannung am Rechteckquerschnitt:

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_{red,Ed}}{b_{ef} \cdot h}$$

$$\text{Mit } b_{ef} = k_{cr} \cdot b \quad \text{mit } k_{cr} = 1,0$$

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{10,29 \text{ kN}}{1,0 \cdot 28 \text{ cm} \cdot 5,1 \text{ cm}} = 0,11 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Schubfestigkeit:

$$f_{v,k} = 2,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 0,18 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Schubspannungsnachweis:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,11 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,18 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,61 \leq 1$$

Nach AbZ

γ_M nach AbZ

DIN EN 1995-1-1,
Gl. (6.11) reduziert
auf einachsige
Biegung

DIN EN 1995-1-1,
Gl. (6.13a), 6.1.7
(2) Anm.

Nach AbZ

DIN EN 1995-1-1,
Gl. (6.13)

3.4.3 Auflagerkraft

Druckspannung senkrecht zur Faser:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$$\frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{15,54 \text{ kN}}{10 \text{ cm} \cdot 28 \text{ cm}} = 0,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Aufgrund der minimalen Auslastung des Nachweises wird auf eine Erhöhung der Querdruckfläche verzichtet.

Druckfestigkeit senkrecht zur Faser:

$$f_{c,90,k} = 3,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c,90,d} = 0,90 \cdot \frac{0,3 \text{ kN}}{1,3} = 0,21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Drucknachweis senkrecht zur Faser:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Da die Einzellast im maßgebenden Lastfall unmittelbar über dem Auflager steht, ist der Querdruckbeiwert $k_{c,90}$ mit 1,0 anzunehmen.

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{0,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0 \cdot 0,21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,29 < 1$$

3.4.4 Verbindungsmittel

Die Furnierschichtholzplatte wird mit selbstbohrenden Teilgewindeschrauben mit Senkkopf ($d = 6 \text{ mm}$, $L = 120 \text{ mm}$) nach AbZ auf den Längsträgern befestigt. Aufgrund der örtlichen Randbedingungen (Feuchte, Holzinhaltsstoffe) sind Schrauben aus nichtrostendem Stahl zu verwenden. Es werden je Längsträger 4 Schrauben pro Meter angeordnet.

Als Belastung sind anzusetzen:

1. abhebende Auflagerkraft aus $q_{fwk,1}$ für Nachweis auf Herausziehen

$$F_{A,g,k} = 0,23 \text{ kN} \quad F_{A,q,k} = -0,97 \text{ kN}$$

$$F_{ax,d} = (1,0 \cdot 0,23 - 1,5 \cdot 0,97) \text{ kN} / 0,28 \text{ m} = -4,38 \text{ kN/m}$$

2. abhebende Auflagerkraft aus q_{fk} und Querkraft aus Horizontallast $Q_{fk,1}$ für kombinierten Nachweis auf Herausziehen und Abscheren

$$F_{A,g,k} = 0,23 \text{ kN} \quad F_{A,q,k} = -0,06 \text{ kN}$$

$$Q_{fk,1} = 0,1 \cdot q_{fk} \cdot L = 0,1 \cdot 4,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \text{ m} / 4 \text{ LTr} = 0,11 \text{ kN/m/LTr}$$

$$F_{ax,d} = (1,0 \cdot 0,23 - 1,5 \cdot 0,06) \text{ kN} / 0,28 \text{ m} = 0,5 \text{ kN/m} > 0$$

Da es keine abhebende Bemessungsaullagerkraft gibt, wird nur der Nachweis auf Abscheren relevant.

$$F_{V,Ed} = 1,5 \cdot 0,11 = 0,17 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis wird nach dem vereinfachten Verfahren nach DIN EN 1995-1-1/NA, NCI Zu 8.2.1 (NA.2) geführt.

Tragfähigkeitskennwerte einer Schraube gemäß AbZ:

$$F_{ax,Rd} = 1,72 \text{ kN} \quad \text{und} \quad F_{V,Rd} = 0,89 \text{ kN}$$

DIN EN 1995-1-1,
6.1.5 Gl. (6.4)

Nach AbZ

DIN EN 1995-1-1,
Gl. (6.3)

DIN EN 1995-1-1,
6.1.5 (2)

ETV-HolzBr,
Abschn. 3

1. Nachweis auf Herausziehen

$$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{4,38 \text{ kN/m}}{4 \cdot 1,72 \text{ kN/m}} = 0,64 < 1$$

2. Nachweis auf Abscheren

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{0,17 \text{ kN/m}}{4 \cdot 0,89 \text{ kN/m}} = 0,05 < 1$$

DIN EN 1995-1-1,
8.7.1DIN EN 1995-1-1,
8.7.3 und Gl. (8.28)**3.5 Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit**

Im GZG wird nur der Durchbiegungsnachweis geführt. Aufgrund der kurzen Kragarmängen wird für die Kragarme kein Nachweis geführt.

3.5.1 Nachweis der Anfangsverformung

Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslast q_{rk} : $\psi_0 = 0,4$ und $\psi_2 = 0$

Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslast q_{fwk} : $\psi_0 = \psi_2 = 0$

Nachweis Gesamtdurchbiegung:

$$w_{inst} = w_{g,inst} + w_{q,1,inst} + \sum_{i=2}^n \psi_{0,i} \cdot w_{q,i,inst} \leq \frac{l}{300}$$

Bemessungsrelevant wird die Lastkombination $g_k + q_{fwk}$.

$$w_{inst} = 0,01 \text{ mm} + 0,62 \text{ mm} \approx 0,6 \text{ mm} < \frac{680 \text{ mm}}{300} = 2,3 \text{ mm}$$

Nachweis Durchbiegung aus Verkehrslast:

$$w_{q,inst} \leq \frac{l}{400}$$

$$w_{q,inst} = 0,62 \text{ mm} < \frac{l}{400} = \frac{680 \text{ mm}}{400} = 1,7 \text{ mm}$$

DIN EN 1990, Tab.
A2.2DIN EN 1995-1-
1/NA, Tab. NA.13,
Z.1DIN EN 1995-2/NA,
NDP zu DIN EN
1995-2, 7.2 und
Tab. 7.1**3.5.2 Nachweis der Endverformung**

Kriechbeiwert $k_{def} = 0,8$ für Furnierschichtholz in Nutzungsklasse 2

Nachweis der Gesamtdurchbiegung:

$$w_{fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{q,1,inst} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) + \sum_{i=2}^n w_{q,i,inst} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \leq \frac{l}{200}$$

Bemessungsrelevant wird die Lastkombination $g_k + q_{fwk}$.

$$w_{fin} = 0,01 \cdot (1 + 0,8) + 0,62 \cdot (1 + 0 \cdot 0,8) \text{ mm} = 0,7 \text{ mm} < \frac{l}{200} = \frac{680 \text{ mm}}{200} = 3,4 \text{ mm}$$

Nachweis der Netto-Enddurchbiegung:

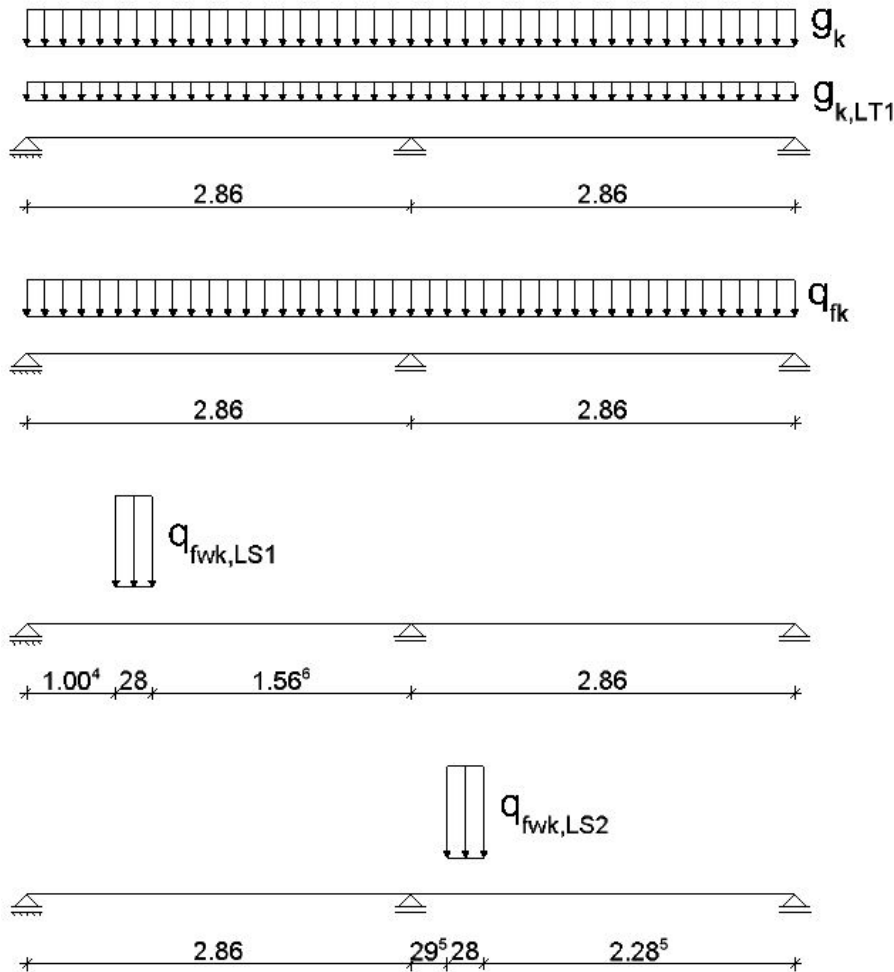
$$w_{net,fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + \sum_{i=1}^n w_{q,i,inst} \cdot \psi_{2,i} \cdot (1 + k_{def}) - w_c \leq \frac{l}{300}$$

$$w_{net,fin} = 0,01 \cdot (1 + 0,8) = 0,02 \text{ mm} < \frac{l}{300} = \frac{680 \text{ mm}}{300} = 2,3 \text{ mm}$$

DIN EN 1995-1-1,
Tab. 3.2DIN EN 1995-1-
1/NA, Tab. NA.13,
Z.1DIN EN 1995-1-
1/NA, Tab. NA.13,
Z.1

4 Position 2: Längsträger

4.1 System und Belastung



Der Längsträger wird auf der sicheren Seite liegend als Zweifeldträger modelliert.

Querschnitt: NH C30, $b/h = 10/20$ cm

Eigenlast

aus Pos.1, max B_k 0,40 kN/0,28 m $g_k = 1,43$ kN/m

aus Eigenlast $g_{k,LT1} = 0,09$ kN/m

Verkehrslast

gleichmäßig verteilte Flächenlast (Menschenansammlung)

aus Pos.1, max B_k 1,03 kN/0,28 m $q_{fk} = 3,68$ kN/m

konzentrierte Einzellast verteilt auf 28 cm

10 kN / (0,28 m) $q_{fwk} = 35,71$ kN/m

Für die konzentrierte Einzellast werden die Laststellungen (LS) für die Lastfälle max M und max V untersucht.

Die horizontale Belastung aus der Verkehrslast erzeugt in den Längsträgern eine sehr geringe Normkraftbeanspruchung. Sie wird aufgrund der geringen Lastgröße in der Berechnung nicht explizit berücksichtigt. Es wird darauf geachtet, den Biegespannungsnachweis nicht voll auszulasten.

4.2 Charakteristische Schnittgrößen

| LF | max $M_{k,Feld}$ [kNm] | max $V_{k,B}$ [kN] | max B_k [kN] | max w [mm] | k_{mod} |
|-----------|---------------------------|-----------------------|-------------------|-----------------|-----------|
| g_k | 0,88 | 2,72 | 5,44 | 0,69 | 0,6 |
| q_{fk} | 2,88 | 6,58 | 13,16 11,88* | 2,82 | 0,9 |
| q_{fwk} | 5,56 | 9,07 | 10 | 4,27 | 0,9 |

* für Lastweiterleitung: Schnittgröße unter Vollast aus Pos. 1

Die Längsträger werden aufgrund der oberseitigen Abdeckung durch die abgedichtete Furnierschichtholzplatte in Nutzungsklasse 2 eingeordnet. Daraus ergeben sich unter Berücksichtigung der Klassen der Lasteinwirkungsdauer die k_{mod} -Werte.

DIN EN 1995-1-1, Tab. 3.1

4.3 Bemessungsschnittgrößen

Eine Kombination der konzentrierten Einzellast mit anderen Verkehrslasten ist nicht erforderlich.

Bemessungsrelevant wird aufgrund der Lastgröße für Biege-, Querkraftbemessung und Durchbiegung die Lastkombination $g_k + q_{fwk}$ und für den Nachweis der Auflagerkraft $g_k + q_{fk}$.

Bemessungswert des Biegemomentes:

$$\begin{aligned} \max M_d &= 1,35 \cdot M_{g,k} + 1,5 \cdot M_{q, fwk, 1} \\ &= (1,35 \cdot 0,88 \text{ kNm} + 1,5 \cdot 5,56 \text{ kNm}) = 9,53 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Bemessungswert der Querkraft:

$$\max V_d = 1,35 \cdot V_{g,k} + 1,5 \cdot V_{q, fwk, 2} = 1,35 \cdot 2,72 \text{ kN} + 1,5 \cdot 9,07 \text{ kN} = 17,28 \text{ kN}$$

Bemessungswert der maximalen Auflagerkraft:

$$\max B_d = 1,35 \cdot B_{g,k} + 1,5 \cdot B_{q, fk} = 1,35 \cdot 5,44 \text{ kN} + 1,5 \cdot 13,16 \text{ kN} = 27,08 \text{ kN}$$

4.4 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

4.4.1 Biegung

Biegespannung:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{953 \text{ kNm} \cdot 6}{10 \cdot 20^2 \text{ cm}^3} = 1,43 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Biegefestigkeit:

$$f_{m,k} = 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,90 \cdot \frac{3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 2,08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Biegespannungsnachweis:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{1,43 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{2,08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,69 < 1$$

DIN EN 338, Tab. 1

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.11) reduziert auf einachsige Biegung

4.4.2 Schub

Schubspannung am Rechteckquerschnitt:

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_{red,Ed}}{b_{ef} \cdot h}$$

Mit $b_{ef} = k_{cr} \cdot b$ mit $k_{cr} = \frac{2,0}{4,0} = 0,5$

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{17,28 \text{ kN}}{0,5 \cdot 10 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Schubfestigkeit:

$$f_{v,k} = 4,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{0,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 0,28 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Schubspannungsnachweis:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,28 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,93 < 1$$

4.4.3 Auflagerkraft

Druckspannung senkrecht zur Faser:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$$\frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{27,08 \text{ kN}}{10 \text{ cm} \cdot (3 + 20 + 3) \text{ cm}} = 0,10 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Die effektive Querdruckfläche ergibt sich für das mittlere Auflager durch eine Vergrößerung der realen Auflagerlänge auf den 20 cm breiten Obergurten der HEB 200 um beidseitig 3 cm.

Druckfestigkeit senkrecht zur Faser:

$$f_{c,90,k} = 2,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c,90,d} = 0,90 \cdot \frac{0,27 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 0,19 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Drucknachweis senkrecht zur Faser:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Auf der sicheren Seite liegend wird der Querdruckbeiwert $k_{c,90}$ vereinfachend mit 1,0 angenommen.

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{0,10 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0 \cdot 0,19 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,55 < 1$$

4.4.4 Verbindungsmittel

Die Längsträger werden über Stahlwinkel an den Querrahmen befestigt. Als Verbindungsmittel kommen je Auflagerpunkt zwei Passbolzen 4.6 ($d = 10 \text{ mm}$) zum Einsatz. Die Verbindungsmittel werden auf Abscheren aus der horizontalen Verkehrslast und den minimalen abhebenden vertikalen Auflagerkräften aus der vertikalen Verkehrslast beansprucht. Bei der Ermittlung der Bemessungslast aus der horizontalen Verkehrslast ist das Versatzmoment zu berücksichtigen, welches sich aus dem Abstand der Verbindungsmittel und der Wirkungslinie der Horizontallast in Oberkante Belag ergibt. Der vertikale Lastanteil wird nur einem Verbindungsmittel zugewiesen (ungünstigster Fall: Stoß der Längsträger auf dem Querträger), die horizontale Last wird auf beide Verbindungsmittel

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.13a), und DIN EN 1995-1-1/NA, NDP zu 6.1.7 (2)

DIN EN 338, Tab. 1

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.13)

DIN EN 1995-1-1, 6.1.5 Gl. (6.4)

DIN EN 1995-1-1, 6.1.5

DIN EN 338, Tab. 1

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.3)

DIN EN 1995-1-1, 6.1.5

aufgeteilt.

abhebende Auflagerkraft aus q_{fk} und Querkraft aus Horizontallast $q_{fk,1}$ für Nachweis auf Abscheren

$$F_{A,g,k} = 1,63 \text{ kN} \quad F_{A,q,k} = -0,84 \text{ kN}$$

$$Q_{fk,1} = 0,11 \text{ kN/m} \cdot 2,86 \text{ m} = 0,31 \text{ kN}$$

Abscherkraft aus Momentenanteil aus $Q_{fk,1}$ (Abstand VM zu OK Belag = 0,21 m, Abstand VM = 0,14 m):

$$F_{fk,1} = 0,31 \text{ kN} \cdot 0,21 \text{ m} / 0,14 \text{ m} = 0,47 \text{ kN}$$

$$F_{V,Ed,vertikal} = (1,0 \cdot 1,63 - 1,5 \cdot 0,84 - 1,5 \cdot 0,47) \text{ kN} = -0,34 \text{ kN}$$

$$F_{V,Ed,horiz} = 1,5 \cdot 0,31 / 2 = 0,23 \text{ kN}$$

$$F_{V,Ed,res} = \sqrt{0,34^2 + 0,23^2} = 0,41 \text{ kN}$$

Nachweis (Passbolzen auf Abscheren in Stahlblech – Holz-Verbindung, zweischnittig, außen liegendes dickes Stahlblech):

$F_{V,Rd} = 5,17 \text{ kN/SF}$ (für Kraft-Faser-Winkel = 56°)

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{0,41 \text{ kN}}{2 \cdot 5,17 \text{ kN}} = 0,04 < 1$$

4.5 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im GZG wird nur der Nachweis der Durchbiegung geführt.

4.5.1 Nachweis der Anfangsverformung

Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslast q_k : $\psi_0 = 0,4$ und $\psi_2 = 0$

Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslast q_{fwk} : $\psi_0 = \psi_2 = 0$

Nachweis Gesamtdurchbiegung:

$$w_{inst} = w_{g,inst} + w_{q,1,inst} + \sum_{i=2}^n \psi_{0,i} \cdot w_{q,i,inst} \leq \frac{l}{300}$$

Bemessungsrelevant wird die Lastkombination $g_k + q_{fwk}$.

$$w_{inst} = 0,7 \text{ mm} + 4,3 \text{ mm} = 5 \text{ mm} < \frac{2860 \text{ mm}}{300} = 9,5 \text{ mm}$$

Nachweis Durchbiegung aus Verkehrslast:

$$w_{q,inst} \leq \frac{l}{400}$$

$$w_{q,inst} = 4,3 \text{ mm} < \frac{l}{400} = \frac{2860 \text{ mm}}{400} = 7,2 \text{ mm}$$

4.5.2 Nachweis der Endverformung

Kriechbeiwert $k_{def} = 0,8$ für Vollholz in Nutzungsklasse 2

Nachweis der Gesamtdurchbiegung:

$$w_{fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{q,1,inst} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) + \sum_{i=2}^n w_{q,i,inst} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \leq \frac{l}{200}$$

DIN EN 1995-1-1, 8.6

DIN EN 1990, Tab. A2.2

DIN EN 1995-1-1/NA, Tab. NA.13, Z.1

DIN EN 1995-2/NA, NDP zu DIN EN 1995-2, 7.2 und Tab. 7.1

DIN EN 1995-1-1, Tab. 3.2

DIN EN 1995-1-1/NA, Tab. NA.13, Z.1

Bemessungsrelevant wird die Lastkombination $g_k + q_{fwk}$.

$$w_{fin} = 0,7 \cdot (1 + 0,8) + 4,3 \cdot (1 + 0 \cdot 0,8) \text{ mm} = 5,6 \text{ mm} < \frac{l}{200} = \frac{2860 \text{ mm}}{200} = 14,3 \text{ mm}$$

Nachweis der Netto-Enddurchbiegung:

$$w_{net,fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + \sum_{i=1}^n w_{q,i,inst} \cdot \psi_{2,i} \cdot (1 + k_{def}) - w_c \leq \frac{l}{300}$$

Da der quasi-ständige Anteil sämtlicher Einwirkungen aus Verkehr $\psi_2 = 0$ ist und es keine Überhöhung gibt, ergibt sich die Netto-Enddurchbiegung nur aus Eigenlasten.

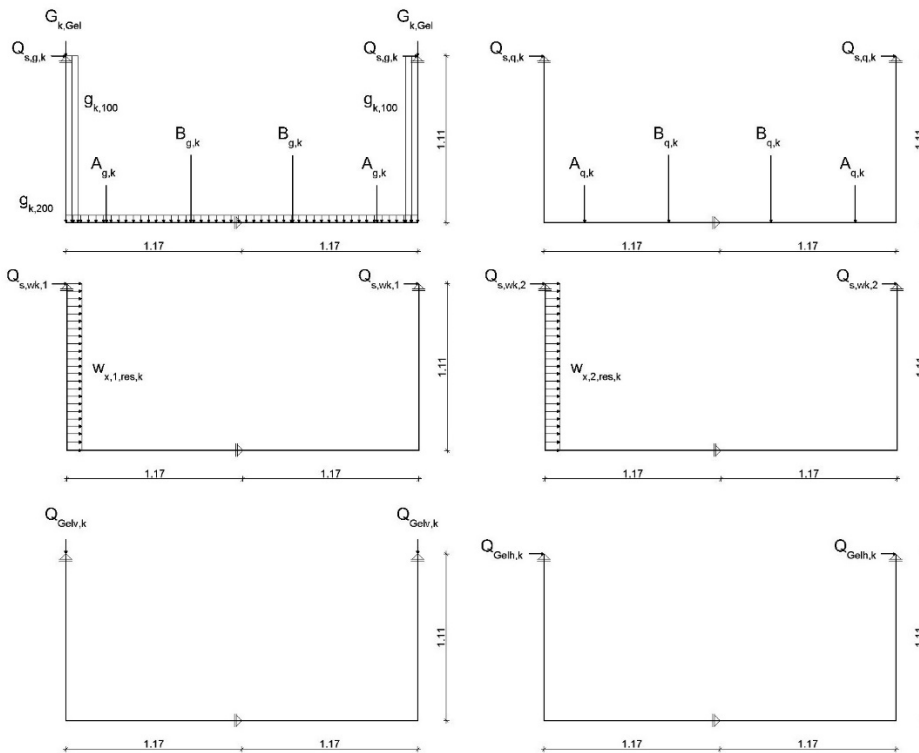
$$w_{net,fin} = 0,7 \cdot (1 + 0,8) = 1,3 \text{ mm} < \frac{l}{300} = \frac{2860 \text{ mm}}{300} = 9,5 \text{ mm}$$

DIN EN 1995-1-1/NA,
Tab. NA.13, Z.1

5 Position 3: Querrahmen

5.1 System und Belastung

Der Querrahmen besteht aus einem Riegel HEB 200 und zwei Pfosten HEB 120. Die vertikalen Lager befinden sich an den oberen Befestigungsstellen am Hauptträger. Das horizontale Lager wird durch den Wind- und Aussteifungsverband gebildet.



Eigenlast:

$$g_{k,120} = 0,27 \text{ kN/m}$$

$$g_{k,200} = 0,61 \text{ kN/m}$$

$$G_{k,Gel} = 0,04 \text{ kN/m} \times 2,86 \text{ m} = 0,11 \text{ kN}$$

aus Belag und Längsträger:

mittlere Längsträger (infolge Pos. 1: $B_{g,k} = 0,40 \text{ kN}/0,28 \text{ m} = 1,43 \text{ kN/m}$):

aus Pos. 2: $B_{g,k} = 5,44 \text{ kN}$

äußere Längsträger (infolge Pos. 1: $A_{g,k} = 0,23 \text{ kN}/0,28 \text{ m} = 0,82 \text{ kN/m}$)

Unter Berücksichtigung der Eigenlast der Längsträger ($0,09 \text{ kN/m}$) ergibt sich:

$$\text{aus Pos. 2: } A_{g,k} = 5,44 \text{ kN} \cdot \frac{(0,82+0,09) \text{ kN/m}}{(1,43+0,09) \text{ kN/m}} = 3,26 \text{ kN}$$

Verkehrslast:

mittlere Längsträger (infolge Pos. 1: $B_{q,k} = 0,93 \text{ kN}/0,28 \text{ m} = 3,32 \text{ kN/m}$):

aus Pos. 2 unter Vollast: $B_{q,k} = 11,88 \text{ kN}$

äußere Längsträger (infolge Pos. 1: $A_{q,k} = 0,54 \text{ kN}/0,28 \text{ m} = 1,93 \text{ kN/m}$)

$$\text{aus Pos. 2: } A_{q,k} = 11,88 \text{ kN} \cdot \frac{1,93 \text{ kN/m}}{3,32 \text{ kN/m}} = 6,91 \text{ kN}$$

Die konzentrierte Einzellast wird für die Querträgerbemessung nicht mehr maßgebend.

Windlast ohne Verkehr

$$w_{x,1,res,k} = 1,44 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,60 \text{ m} \cdot 2,86 \text{ m} / 1,11 \text{ m} \cdot 1,25 = \pm 7,42 \text{ kN/m}$$

Windlast mit Verkehr

$$w_{x,2,res,k} = 1,33 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,55 \text{ m} \cdot 2,86 \text{ m} / 1,11 \text{ m} \cdot 1,25 = \pm 10,92 \text{ kN/m}$$

Holmlasten

$$Q_{Gel,v,k} = 1 \text{ kN/m} \cdot 2,86 \text{ m} = 2,86 \text{ kN}$$

$$Q_{Gel,h,k} = 1 \text{ kN/m} \cdot 2,86 \text{ m} = \pm 2,86 \text{ kN}$$

Stabilisierungslasten aus den Hauptträgern

Um die Stabilisierungslasten ermitteln zu können, müssen zunächst die Hauptträger vordimensioniert werden.

charakteristische Biegemomente aus der Bemessung der Hauptträger:

$$M_{gk} = 230 \text{ kNm}$$

$$M_{qk} = 231 \text{ kNm}$$

$$M_{wk,1} = 28 \text{ kNm}$$

$$M_{wk,2} = 71,5 \text{ kNm}$$

$$\text{Mit } N_k = (1 - k_{crit}) \cdot \frac{M_k}{h} \text{ und } k_{crit} = 0,5 \text{ (aus Nebenrechnung)}$$

ergeben sich die mittleren Druckkräfte im Hauptträger zu:

$$N_{gk} = 88,46 \text{ kN}$$

$$N_{qk} = 88,85 \text{ kN}$$

$$N_{wk,1} = 10,77 \text{ kN}$$

$$N_{wk,2} = 27,50 \text{ kN}$$

Die Stabilisierungslasten ergeben sich aus

$$q_{s,k} = k_l \cdot \frac{n \cdot N_k}{k_{f,3-l}} = Q_{s,k} / e \text{ mit}$$

$$k_{f,3} = 30 \text{ und}$$

DIN EN 1995-1-1,
9.2.5.2

DIN EN 1995-1-1, Gl.
(9.36) und Gl. (6.34)

DIN EN 1995-1-1, Gl.
(9.37)

DIN EN 1995-1-1/NA,
Tab. NA.21

DIN EN 1995-1-1, Gl.

$$k_l = \min \left\{ \frac{1}{\sqrt{\frac{15}{l}}} = \sqrt{\frac{15}{20}} = 0,87 \right.$$

$$Q_{s,k} = 2,86 \text{ m} \cdot 0,87 \cdot \frac{1 \cdot N_k}{30 \cdot 20 \text{ m}}$$

$$Q_{s,g,k} = 0,37 \text{ kN}$$

$$Q_{s,q,k} = 0,37 \text{ kN}$$

$$Q_{s,wk,1} = 0,05 \text{ kN}$$

$$Q_{s,wk,2} = 0,12 \text{ kN}$$

(9.38)

5.2 Schnittgrößen und Bemessung

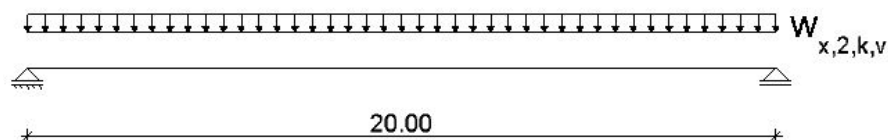
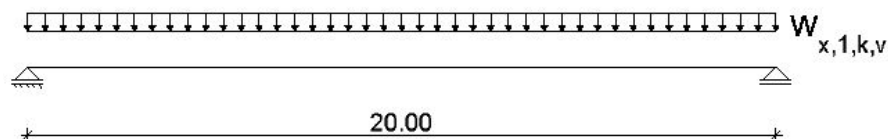
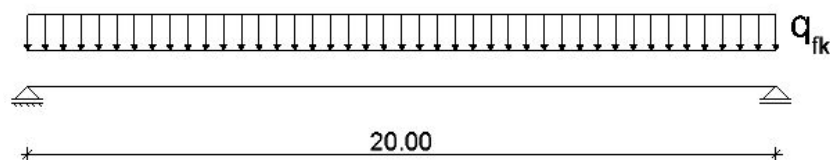
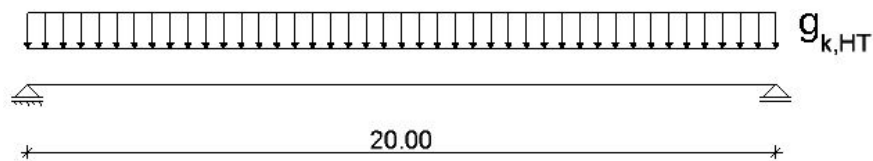
Die Querrahmen sind für die angegebenen Lasten zu bemessen. Die Nachweise werden hier im Einzelnen nicht aufgeführt, da es Tragfähigkeitsnachweise des Stahlbaus sind.

Im GZG wird empfohlen, die maximale Horizontalverschiebung der Querrahmenstiele auf $L/150 = 7,7 \text{ mm}$ zu begrenzen.

6 Position 4: Hauptträger

6.1 System und Belastung

Die Hauptträger sind Einfeldträger mit Stützweiten von 20,00 m.



Für die horizontale Belastung sind die Hauptträger als Bestandteile des Aussteifungsverbandes Durchlaufträger über 7 Felder mit Stützweiten von 2,86 m.

Querschnitt: Brettschichtholz GL24c 20/130 cm

Die kleinste Querschnittsabmessung des Hauptträgers beträgt 200 mm. Die Mindestdicke von 120 mm für Hauptträger aus Brettschichtholz ist damit eingehalten.

Die Querschnittsfläche des Hauptträgers beträgt 420.000 mm². Die Mindestquerschnittsfläche von 24.000 mm² für Hauptträger aus Brettschichtholz ist damit auch eingehalten.

Eigenlast für einen Hauptträger

Eigenlast Hauptträger mit Verschalung u. Abdeckung: $g_{k,HT} = 1,20 \text{ kN/m}$

Belag: $2,12 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,10 \text{ m} / 2$ $g_{k,Belag} = 2,22 \text{ kN/m}$

Längsträger: 2 Stck. $\cdot 0,09 \text{ kN/m}$ $g_{k,LT} = 0,18 \text{ kN/m}$

Querrahmen:

$(0,27 \text{ kN/m} \cdot 1,01 \text{ m} + 0,61 \text{ kN/m} \cdot 1,23 \text{ m}) \cdot 8 \text{ Stck./20m}$ $g_{k,QR} = 0,41 \text{ kN/m}$

Geländer: $g_{k,Gel} = 0,04 \text{ kN/m}$

Verband: $g_{k,Verb} = 0,55 \text{ kN/m}$

$$\Sigma g_{k,HT} = 4,60 \text{ kN/m}$$

Verkehrslast

gleichmäßig verteilte Flächenlast (Menschenansammlung)

$4,40 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,10 \text{ m} / 2$ $q_{fk} = 4,62 \text{ kN/m}$

Die konzentrierte Einzellast wird für die Hauptträgerbemessung nicht mehr maßgebend.

Horizontallast infolge Verkehr:

$18,94 \text{ kN} / 2 \text{ Stck.} =$ $Q_{fk,1} = 9,47 \text{ kN}$

Windlasten

Windlast ohne Verkehr

$w_{x,1,k,v} = 1,44 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,60 \text{ m} \cdot (1,60 \text{ m} / 2 - 0,15 \text{ m}) / 2,66 \text{ m}$ $= \pm 0,56 \text{ kN/m}$

Windlast mit Verkehr

$w_{x,2,k,v} = 1,33 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,55 \text{ m} \cdot (2,55 \text{ m} / 2 - 0,15 \text{ m}) / 2,66 \text{ m}$ $= \pm 1,43 \text{ kN/m}$

Die vertikalen Windlasten ergeben sich aus dem Versatzmoment der Windlastresultierenden bezogen auf die Verbandsebene.

6.2 Charakteristische Schnittgrößen

| LF | max M_k [kNm] | max V_k [kN] | max w [mm] | k_{mod} |
|---------------|--------------------|-------------------|-----------------|-----------|
| g_k | 230 | 46 | 23,8 | 0,6 |
| q_{fk} | 231 | 46,2 | 23,9 | 0,9 |
| $w_{x,1,k,v}$ | 28 | 5,6 | 2,9 | 1,0 |
| $w_{x,2,k,v}$ | 71,5 | 14,3 | 7,4 | 1,0 |
| $w_{x,2,k,h}$ | 3,47 | 12,1 | 0,1 | 1,0 |

Die Hauptträger werden aufgrund der oberseitigen Abdeckung und der seitlichen Verschalung in Nutzungsklasse 2 eingeordnet. Daraus ergeben sich unter Berücksichtigung der Klassen der Lasteinwirkungsdauer die k_{mod} -Werte.

DIN EN 1995-2/NA,
Tab. NA.2 Z. 1 SP. 2

DIN EN 1995-2/NA,
Tab. NA.2 Z. 1 SP. 3

DIN EN 1995-1-1, Tab.
3.1

6.3 Bemessungsschnittgrößen

Folgende Lastfallkombinationen sind zu untersuchen:

- LK1 Eigengewicht
- LK2 Eigengewicht + Verkehrslast
- LK3 Eigengewicht + Wind ohne Verkehr
- LK4 Eigengewicht + Verkehrslast + $\psi_0 \cdot$ (Wind mit Verkehr)
- LK5 Eigengewicht + Wind mit Verkehr + $\psi_0 \cdot$ (Verkehrslast)

Das Maximum für q_d/k_{mod} definiert die maßgebende Lastfallkombination.

| LK | q_d [kN/m] | k_{mod} | q_d / k_{mod} [kN/m] |
|----|--|-----------|------------------------|
| 1 | $1,35 \cdot 4,6 = 6,21$ | 0,6 | 10,35 |
| 2 | $1,35 \cdot 4,6 + 1,5 \cdot 4,62 = 13,14$ | 0,9 | 14,60 |
| 3 | $1,35 \cdot 4,6 + 1,5 \cdot 0,56 = 7,05$ | 1,0 | 7,05 |
| 4 | $1,35 \cdot 4,6 + 1,5 \cdot (4,62 + 0,3 \cdot 1,43) = 13,78$ | 1,0 | 13,78 |
| 5 | $1,35 \cdot 4,6 + 1,5 \cdot (1,43 + 0,4 \cdot 4,62) = 11,13$ | 1,0 | 11,13 |

Maßgebend wird LK2. Weiterhin wird LK4 untersucht, da für diesen Lastfall Doppelbiegung zu beachten ist.

Bemessungswert des Biegemomentes:

$$\max M_d = 1,35 \cdot M_{g,k} + 1,5 \cdot M_{q,k} = 1,35 \cdot 230 + 1,5 \cdot 231 = 657,0 \text{ kNm}$$

Zugehörige Normalkraft:

$$\text{zug } N_d = 1,35 \cdot N_{g,k} + 1,5 \cdot N_{q,k} = 1,35 \cdot 0 + 1,5 \cdot 9,47 = 14,21 \text{ kN}$$

Bemessungswert der Querkraft:

$$\max V_d = 1,35 \cdot V_{g,k} + 1,5 \cdot V_{q,k} = 1,35 \cdot 46 + 1,5 \cdot 46,2 = 131,40 \text{ kN}$$

Zugehöriges Biegemoment in Querrichtung für LK4:

$$\text{zug } M_d = 1,35 \cdot M_{g,k} + 1,5 \cdot M_{q,k} = 1,35 \cdot 0 + 1,5 \cdot 3,47 = 5,21 \text{ kNm}$$

Zugehörige Querkraft in Querrichtung für LK4:

$$\max V_d = 1,35 \cdot V_{g,k} + 1,5 \cdot V_{q,k} = 1,35 \cdot 0 + 1,5 \cdot 12,1 = 18,15 \text{ kN}$$

6.4 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

6.4.1 Biegung mit Normalkraft

Biegespannungen:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{65700 \text{ kNm} \cdot 6}{20 \cdot 130^2 \text{ cm}^3} = 1,17 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_y} = \frac{521 \text{ kNm} \cdot 6}{130 \cdot 20^2 \text{ cm}^3} = 0,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Druckspannung:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_n} = \frac{14,21 \text{ kN}}{20 \cdot 130 \text{ cm}^2} = 0,005 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Aufgrund der geringen Größe wird der Normalspannungsanteil aus der Druckkraft im Nachweis vernachlässigt.

Biegefestigkeit:

$$f_{m,g,k} = 24 \frac{N}{mm^2} = 2,4 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{m,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,90 \cdot \frac{2,4 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 1,66 \frac{kN}{cm^2}$$

$$= 1,00 \cdot \frac{2,4 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 1,85 \frac{kN}{cm^2}$$

Biegespannungsnachweis:

LK2: $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,g,d}} \leq 1$

$$\frac{1,17 \frac{kN}{cm^2}}{1,66 \frac{kN}{cm^2}} = 0,70 < 1$$

LK4:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,g,d}} \leq 1$$

$$\frac{1,17 \frac{kN}{cm^2}}{1,85 \frac{kN}{cm^2}} + 0,7 \cdot \frac{0,06 \frac{kN}{cm^2}}{1,85 \frac{kN}{cm^2}} = 0,66 < 1$$

Stabilitätsnachweise:

Die Knickbeiwerte betragen: $k_{c,y} = 0,879$ und $k_{c,z} = 0,906$

Der Anteil aus Biegeknicken wird aufgrund der geringen Drucknormalspannung nicht maßgebend und daher vernachlässigt.

Die Hauptträger sind durch die Querrahmen gegen Kippen im Abstand von 2,86 m gesichert. Der Kippbeiwert k_{crit} ergibt sich zu 1,0, der Kippnachweis wird daher nicht maßgebend. Gleiches gilt für die kombinierten Nachweise aus Biegeknicken und Kippen.

6.4.2 Schub

Schubspannung am Rechteckquerschnitt:

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h}$$

Mit $b_{ef} = k_{cr} \cdot b$ mit $k_{cr} = \frac{2,5}{3,5} = 0,714$

$$\tau_{yd} = 1,5 \cdot \frac{131,40 kN}{0,714 \cdot 20 cm \cdot 130 cm} = 0,11 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\tau_{zd} = 1,5 \cdot \frac{18,15 kN}{0,714 \cdot 20 cm \cdot 130 cm} = 0,01 \frac{kN}{cm^2}$$

Schubfestigkeit:

$$f_{v,g,k} = 3,5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{v,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{0,35 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,24 \frac{kN}{cm^2}$$

$$= 1,0 \cdot \frac{0,35 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,27 \frac{kN}{cm^2}$$

Schubspannungsnachweis:

LK 2: $\frac{\tau_{yd}}{f_{v,g,d}} = \frac{0,11 \frac{kN}{cm^2}}{0,24 \frac{kN}{cm^2}} = 0,44 < 1$

LK 4: $\left(\frac{\tau_{yd}}{f_{v,g,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{zd}}{f_{v,g,d}}\right)^2 = \left(\frac{0,11 \frac{kN}{cm^2}}{0,27 \frac{kN}{cm^2}}\right)^2 + \left(\frac{0,01 \frac{kN}{cm^2}}{0,27 \frac{kN}{cm^2}}\right)^2 = 0,17 < 1$

DIN EN 14080, Tab.4

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.11)

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.23) bis (6.29)

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.33) und (6.34)

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.13a), und DIN EN 1995-1-1/NA, NDP zu 6.1.7 (2)

DIN EN 14080, Tab. 4

DIN EN 1995-1-1, Gl. (6.13)

6.4.3 Auflagerkraft

Druckspannung senkrecht zur Faser:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$$\frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{131,40 \text{ kN}}{20 \text{ cm} \cdot (40 + 2 \cdot 3) \text{ cm}} = 0,14 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Es wird von einer Auflagerlänge von 40 cm ausgegangen. Die wirksame Kontaktlänge ergibt sich durch eine beidseitige Erhöhung um 3 cm.

Druckfestigkeit senkrecht zur Faser:

$$f_{c,90,g,k} = 2,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c,90,g,d} = 0,90 \cdot \frac{0,25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3} = 0,17 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Drucknachweis senkrecht zur Faser:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Der Querdruckbeiwert $k_{c,90}$ darf bei verteilten Lasten und Auflagerlängen bis 400 mm für Brettschichtholzträger mit 1,75 angenommen werden. Da die Lastenleitungsstellen im Abstand von 2,86 m angeordnet sind, wird nicht von einer gleichmäßig verteilten Last ausgegangen. Der Querdruckbeiwert wird mit 1,0 angesetzt, da die Endquerrahmen direkt in der Auflagerachse liegen.

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{0,14 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0 \cdot 0,17 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,82 < 1$$

6.4.4 Querzugnachweis

Der Anschluss der Querrahmen an die Hauptträger erzeugt für die vertikalen Lasten eine Querzugbeanspruchung in den Hauptträgern. Für Queranschlüsse mit $h_e/h > 0,7$ ist ein Querzugnachweis nicht erforderlich. Hier gilt:

$$h_e/h = 115 / 130 = 0,88 > 0,7$$

Der Querzugnachweis für die Hauptträger kann entfallen.

6.4.5 Verbindungsmittel

Aufhängung der Querrahmen an den Hauptträgern:

$$\text{Auflagerkräfte aus Pos. 3: } \max G_k = 10,17 \text{ kN} \quad \max Q_k = 19,14 \text{ kN}$$

$$\max F_{v,E,d} = 1,35 \cdot F_{g,k} + 1,5 \cdot F_{q,k} = 1,35 \cdot 10,17 + 1,5 \cdot 19,14 = 42,44 \text{ kN}$$

Gewählt: 4 Passbolzen M20, 4.6 in versetzter Anordnung (einschnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit dünnem Blech) mit $F_{v,R,d} = 13,26 \text{ kN/VM}$

$$n_{ef} = n \text{ für } \alpha = 90^\circ$$

$$\frac{F_{V,E,d}}{F_{V,R,d}} \leq 1$$

$$\frac{42,44 \text{ kN}}{4 \cdot 13,26 \text{ kN}} = 0,80 < 1$$

DIN EN 1995-1-1, 6.1.5
Gl. (6.4)

DIN EN 1995-1-1, 6.1.5
(1)

DIN EN 14080, Tab. 4

DIN EN 1995-1-1, Gl.
(6.3)

DIN EN 1995-1-1, 6.1.5
(4)

DIN EN 1995-1-1/NA,
NCI zu 8.1.4 (NA.6)

6.5 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

6.5.1 Nachweis der Anfangsverformung

Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslast q_k : $\psi_0 = 0,4$ und $\psi_2 = 0$

Kombinationsbeiwerte für Wind w_k : $\psi_0 = 0,3$ und $\psi_2 = 0$

Nachweis Gesamtdurchbiegung:

$$w_{inst} = w_{g,inst} + w_{q,1,inst} + \sum_{i=2}^n \psi_{0,i} \cdot w_{q,i,inst} \leq \frac{l}{300}$$

Bemessungsrelevant wird die Lastkombination $g_k + q_{fk} + w_{x,2,k,v}$.

$$w_{inst} = 23,8mm + 23,9mm + 0,3 \cdot 7,4mm = 49,9mm < \frac{20000mm}{300} = 66mm$$

Nachweis Durchbiegung aus Verkehrslast:

$$w_{q,inst} \leq \frac{l}{400}$$

$$w_{q,inst} = 23,9mm < \frac{l}{400} = \frac{20000mm}{400} = 50mm$$

6.5.2 Nachweis der Enddurchbiegung

Kriechbeiwert $k_{def} = 0,8$ für Brettschichtholz in Nutzungsklasse 2

Nachweis der Gesamtdurchbiegung:

$$w_{fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{q,1,inst} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) + \sum_{i=2}^n w_{q,i,inst} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \leq \frac{l}{200}$$

Bemessungsrelevant wird die Lastkombination $g_k + q_{fk} + w_{x,2,k,v}$.

$$w_{fin} = 23,8mm \cdot (1 + 0,8) + 23,9mm \cdot (1 + 0 \cdot 0,8) + 7,4mm \cdot (0,3 + 0 \cdot 0,8) = 69mm < \frac{l}{200} = \frac{20000mm}{200} = 100mm$$

Nachweis der Netto-Enddurchbiegung:

$$w_{net,fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + \sum_{i=1}^n w_{q,i,inst} \cdot \psi_{2,i} \cdot (1 + k_{def}) - w_c \leq \frac{l}{300}$$

Da der quasi-ständige Anteil sämtlicher Einwirkungen aus Verkehr $\psi_2 = 0$ ist, ergibt sich die Netto-Enddurchbiegung nur aus Eigenlasten abzüglich der Überhöhung.

Die Hauptträger werden für die Durchbiegung aus Eigenlast und dem häufigen Anteil der Verkehrslast $\psi_1 = 0,4$ überhöht:

$$w_c = 23,8 \cdot (1 + 0,8) + 0,4 \cdot 23,9 = 52mm$$

$$w_{net,fin} = 23,8 \cdot (1 + 0,8) - 52 = -9mm < \frac{l}{300} = \frac{20000mm}{300} = 66mm$$

Damit verbleibt auch über die Nutzungsdauer eine minimale Trägerüberhöhung.

DIN EN 1990, Tab. A2.2

DIN EN 1995-1-1/NA, Tab. NA.13, Z.1

DIN EN 1995-2/NA, NDP zu DIN EN 1995-2, 7.2 und Tab. 7.1

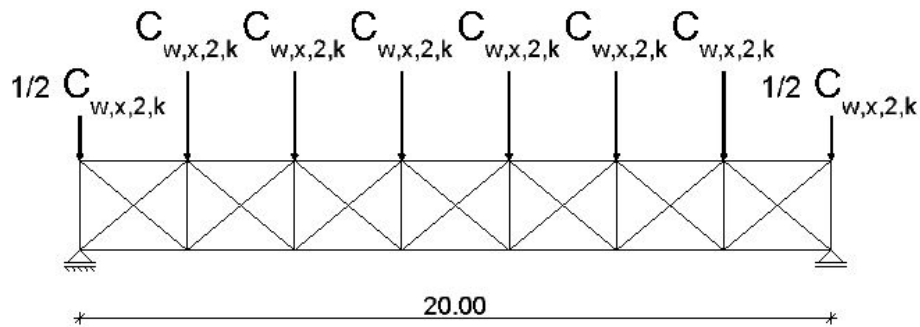
DIN EN 1995-1-1, Tab. 3.2

7 Position 5: Wind- und Aussteifungsverband

7.1 System und Belastung

Der liegende Wind- und Aussteifungsverband besteht aus den Hauptträgern als Gurte, den Rahmenriegeln als Pfosten und zwei gekreuzten stählernen Zugdiagonalen je Verbandsfeld. Er wird in Höhe der Schwerachse der Querrahmenriegel angeordnet.

Die Belastung resultiert aus der horizontalen Auflagerkraft aus den Querrahmen. Maßgebend wird der Lastfall: Wind mit Verkehr



7.2 Schnittgrößen und Nachweise

Die Druck- und Zugnormalkräfte in den Gurten des Verbandes sind bei der Bemessung der Hauptträger zu berücksichtigen.

$$\max N_{c,0,d} = -81,77 \text{ kN}$$

$$\max N_{t,0,d} = 82,34 \text{ kN}$$

Daraus ergibt sich eine maximale Normalspannung von:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_n} = \frac{82,34 \text{ kN}}{20 \cdot 130 \text{ cm}^2} = 0,03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Bei der Dimensionierung der Hauptträger wurden ausreichende Reserven im Biegespannungsnachweis berücksichtigt, so dass die Normalkräfte aus der Verbandsberechnung sicher aufgenommen werden.

Die Druckkräfte in den Verbandspfosten sind bei der Bemessung des Querrahmenriegels zu berücksichtigen.

$$\max N_{c,d} = -46,71 \text{ kN}$$

In den Verbandsdiagonalen tritt eine maximale Zugkraft auf von:

$$\max N_{t,d} = 44,60 \text{ kN}$$

Hierfür ist ein Zugankersystem auszuwählen. Eine Abstufung der Zugstabquerschnitte über die Tragwerkslänge ist sinnvoll, da die Zugkräfte in den inneren Verbandsfeldern deutlich geringer sind.

Die horizontale Durchbiegung des liegenden Verbandes ist auf $L/500 = 4 \text{ cm}$ zu begrenzen.

Auf die einzelnen Nachweise am Verband wird nicht detailliert eingegangen.

DIN EN 1995-1-1,
9.2.5.3 (2)