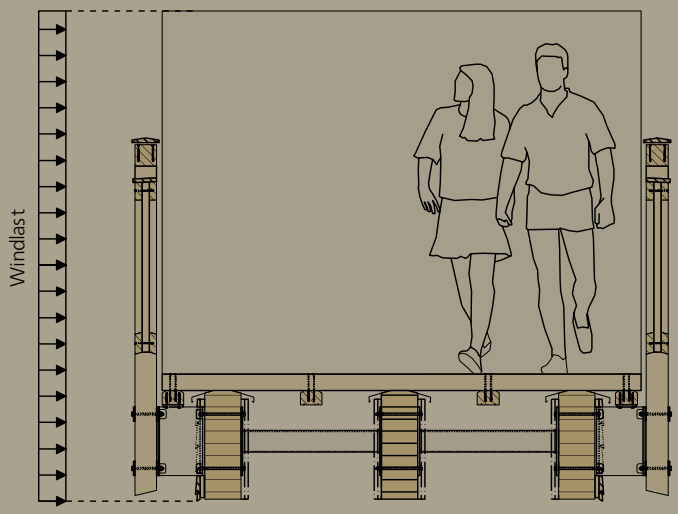
INFORMATIONSDIENST **HOLZ**

Tragwerksplanung von Holzbrücken



holzbau handbuch | REIHE 1 | TEIL 9 | FOLGE 2

Impressum

Herausgeber:
Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V.
Am Geißberg 14
71292 Friolzheim
Tel. 07044 / 954135
info@holzbrueckenbau.com
www.holzbrueckenbau.com

Die technischen Informationen dieser Schrift entsprechen zum Zeitpunkt der Drucklegung den anerkannten Regeln der Technik. Eine Haftung für den Inhalt kann trotz sorgfältigster Bearbeitung und Prüfung nicht übernommen werden.

Hinweise zu Änderungen, Ergänzungen und Errata unter: www.holzbrueckenbau.com

Die Wortmarke INFORMATIONSDIENST HOLZ ist Eigentum des Informationsverein Holz e.V., Franklinstraße 42, 40479 Düsseldorf, www.informationsvereinholz.de.

Gefördert durch:

Bundesministerium für Ernährung und Landwirtschaft
Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und nukleare Sicherheit

aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages

Projektträger Bundesanstalt für Landwirtschaft und Ernährung

Waldklimafonds

Begleitende Arbeitsgruppe:
Rouven Erhardt, Pforzheim
Matthias Gerold, Karlsruhe
Thorsten Helbig, Stuttgart
Karl Kleinhanß, Friolzheim
Wolfgang Müll, Weilheim
Andreas Müller, Biel (CH)
Josef Schmees, Fresenburg
Kurt Schwaner, Stuttgart
Tobias Wiegand, Wuppertal

Fachbearbeitung:
HSW-Ingenieure, Bad Oeynhausen
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer
B.Eng. Timo Kannegiesser

Redaktion:
Dipl.-Ing. Arch. Arnim Seidel
Dipl.-Ing. (FH) Frank Miebach
B.Eng. Lukas Osterloff

Zeichnungen:
Ingenieurbüro Miebach, Lohmar
Stefan Berhorst, Stefan Gnodtke

Titelbild:
Ingenieurbüro Miebach

Gestaltung:
Schöne Aussichten, Düsseldorf
Oliver Iserloh, Volker Groß

Erschienen: Februar 2019
ISSN-Nr. 0466-2114
holzbau handbuch
Reihe 1: Entwurf und Konstruktion
Teil 9: Brücken
Folge 2: Bemessung von Holzbrücken

Inhalt

Seite 2 _ **Impressum**
4 **1** _ Einführung
4 1.1 _ Stand der Normung
4 1.2 _ Entwicklungen

6 **2** _ **Grundlagen**
6 2.1 _ Kennwerte für die Bemessung
6 2.1.1 _ Ermittlung der Bauteilwiderstände
9 2.1.2 _ Verformungsbeiwerte für Holzbauteile
10 2.1.3 _ Grenzwerte der Durchbiegungen
10 2.1.4 _ Schwingungsbetrachtungen
11 2.2 _ Einwirkungen
11 2.2.1 _ Eigengewicht
12 2.2.2 _ Windlasten
15 2.2.3 _ Schneelasten
16 2.2.4 _ Verkehrslasten
20 2.2.5 _ Erdbebenlasten

21 **3** _ **Bauweisen im Holzbrückenbau**
21 3.1 _ Balkenkonstruktionen
21 3.1.1 _ Deckbrücken
22 3.1.2 _ Blockträgerbrücken
22 3.1.3 _ Trogbrücken
31 3.1.4 _ Holz-Beton-Verbundbrücken
32 3.2 _ Überdachte Fachwerkkonstruktionen
32 3.3 _ Bogenkonstruktionen
33 3.4 _ Schrägseil- und Hängeseilkonstruktionen
33 3.5 _ Spannbandkonstruktionen

34 **4** _ **Geländer**
34 4.1 _ Handläufe
35 4.2 _ Geländerpfosten
40 4.3 _ Füllungen

Seite 41 **5** _ **Brückenbeläge**
41 5.1 _ Beläge aus Holz
44 5.2 _ Beläge aus Kunststoff
44 5.3 _ Beläge aus Beton
45 5.4 _ Beläge aus Stahl
45 5.5 _ Beläge aus Naturstein

46 **6** _ **Lagerkonstruktionen**
46 6.1 _ Stahllager mit und ohne Elastomerkissen nach EN 1337
47 6.2 _ Geschweißte Stahlkonstruktionen
47 6.3 _ Integrale Anschlüsse

48 **7** _ **Abbildungsverzeichnis**
49 **8** _ **Normen**
50 **9** _ **Tabellenverzeichnis**

1 _ Einführung

Für die Bemessung von Brückentragwerken aus dem Werkstoff Holz gelten einige Besonderheiten. Diese Veröffentlichung erläutert alle wesentlichen Zusammenhänge, um Tragwerksplanern und Ingenieuren eine Arbeitshilfe an die Hand zu geben.

Da der Werkstoff Holz überwiegend im Fußgänger- und Radwegbrückenbau zum Einsatz kommt, konzentriert sich das Heft auf diese Bauaufgabe. Es wird vorausgesetzt, dass der Leser Kenntnisse von den grundlegenden Lastansätzen und Kombinationsbeiwerten im Brückenbau hat, auch wenn diese aus Gründen der Vollständigkeit aufgeführt werden.

1.1 _ Stand der Normung

Seit dem 01.07.2012 ist die Bemessung von Holzbauwerken in den Normenreihen der DIN EN 1995 (EC5) und den jeweils zugehörigen nationalen Anhängen (EC5 / NA) geregelt. Für die Bemessung von Brückenbauwerken aus dem Werkstoff Holz wird neben dem Teil 2 der DIN EN 1995 auch der Teil 1 für die entsprechenden Nachweisführungen benötigt.

Durch die Aufnahme der Eurocodes in die Liste der technischen Baubestimmungen ist deren Anwendung verbindlich. Es wird empfohlen, die in Tabelle 1.1 aufgeführten Dokumente neben dem EC5-2 vorliegen zu haben, um bei Bedarf nähere Einzelheiten vertiefen zu können.

1.2 _ Entwicklungen

Holz erlebt im Brückenbau seit den späten sechziger Jahren eine stetige Entwicklung. Dies wurde besonders begünstigt durch die Herstellbarkeit von Brettschichtholz in nahezu jeder beliebigen Form und Größe. Darüber hinaus stehen viele neuartige Verbindungsmittel zur Verfügung. Der planende Ingenieur verfügt damit heute auch über wesentlich mehr bautechnische Lösungsmöglichkeiten als noch vor einigen Jahren.

Tabelle 1.1 | Zur Anwendung der DIN EN 1995-2:2010-12 wesentliche Bemessungsnormen

Wesentliche Inhalte	Im Folgenden verwendete Kurzform [1]	Normenbezeichnung und Datum der in dieser Schrift berücksichtigten Fassung [2]	Im Folgenden verwendete Kurzform [1]	Normenbezeichnung und Datum der in dieser Schrift berücksichtigten Fassung [2]
EC 0 – Grundlagen der Tragwerksplanung				
Grundlagen der Tragwerksplanung	**EC0**	DIN EN 1990:2012-12 [3]	**EC0 / NA**	Grundlagen der Tragwerksplanung
Anwendung für Brücken	**EC0, Anh. A2**	DIN EN 1990:2012-12, Anhang A2 [3]	**EC0 / NA**	Anwendung für Brücken
EC 1 – Einwirkungen auf Tragwerke				
Wichten, Eigengewichte und Nutzlasten im Hochbau	**EC1-1-1**	DIN EN 1991-1-1:2010-12	**EC1-1-1 / NA**	DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12
Schneelasten	**EC1-1-3**	DIN EN 1991-1-3:2010-12	**EC1-1-3 / NA**	DIN EN 1991-1-3/NA:2010-12
Windlasten	**EC1-1-4**	DIN EN 1991-1-4:2010-12	**EC1-1-4 / NA**	DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12
Temperatureinwirkungen	**EC1-1-5**	DIN EN 1991-1-5:2010-12	**EC1-1-5 / NA**	DIN EN 1991-1-5/NA:2010-12
Außergewöhnliche Einwirkungen (z. B. Anprall)	**EC1-1-7**	DIN EN 1991-1-7:2010-12	**EC1-1-7 / NA**	DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12
Verkehrslasten auf Brücken	**EC1-2**	DIN EN 1991-2:2010-12	**EC1-2 / NA**	DIN EN 1991-2/NA:2012-08
EC 2 – Stahlbeton- und Spannbetontragwerke				
Allg. Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau	**EC2-1-1**	DIN EN 1992-1-1:2011-01	**EC2-1-1 / NA**	DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04
Brücken	**EC2-2**	DIN EN 1992-2:2010-12	**EC2-2 / NA**	DIN EN 1992-2/NA:2013-04
EC 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten				
Allg. Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau	**EC3-1-1**	DIN EN 1993-1-1:2010-12	**EC3-1-1 / NA**	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
Stahlbrücken	**EC3-2**	DIN EN 1993-2:2010-12	**EC3-2 / NA**	DIN EN 1993-2/NA:2014-10
EC 5 – Bemessung und Konstruktion von Holzbauten				
Allg. Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau	**EC5-1-1**	DIN EN 1995-1-1:2010-12	**EC5-1-1 / NA**	DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08

[1] Eingerückte Kurzformen kennzeichnen Referenz- und Anwendungsnormen zu Produktnormen.
[2] Die jeweils aktuell anzuwendende Fassung der Norm ist den BRL bzw. LTB zu entnehmen.
[3] Bei datierter Verweisung gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe.

2 _ Grundlagen

Nachfolgend werden die Grundsätze für die Bemessung von Geh- und Radwegbrücken aus dem Werkstoff Holz dargestellt.

2.1 _ Kennwerte für die Bemessung

Die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits-, und Rohdichtekennwerte der Hölzer sind den folgenden Normen zu entnehmen und werden hier nicht explizit aufgeführt.

DIN EN 338:2016-07, Tabelle 1
Charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Laub- und Nadelholz

DIN EN 14080:2013-09, Tabelle 4
Charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für kombiniertes (c) Brettschichtholz

DIN EN 14080:2013-09, Tabelle 5
Charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für homogenes (h) Brettschichtholz

2.1.1 _ Ermittlung der Bauteilwiderstände

Um Nachweise in den einzelnen Grenzzuständen zu führen, müssen nicht nur die Einwirkungen durch einen Teilsicherheitsbeiwert erhöht, sondern auch – wie bei anderen Baustoffen – die charakteristischen Festigkeitseigenschaften für den Werkstoff Holz abgemindert werden.

Die Tragfähigkeit bzw. die Bauteilwiderstände von Hölzern hängen stark von den Umgebungseinflüssen und nicht zuletzt von der Länge der Einwirkung – der Lasteinwirkungsdauer – ab. Deshalb sieht der EC5-1-1 in Absatz 2.4.1 den Modifikationsbeiwert k_{mod} zur Erfassung der Kombination aus der Lasteinwirkungsdauer und dem Feuchtegehalt der Umgebungsbedingungen vor.

Der Bemessungswert einer Festigkeitseigenschaft ist somit zu berechnen zu:

$$X_d = k_{mod} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M}$$

Dabei ist:

X_k der charakteristische Wert einer Festigkeitseigenschaft, gemäß den zuvor aufgeführten Regelwerken

γ_M der Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft, gemäß Tabelle 2.5

k_{mod} der Modifikationsbeiwert zur Erfassung der Lasteinwirkungsdauer und des Feuchtegehalts

Die jeweilige Nutzungsklasse der einzelnen Bauteile, aus deren Summe sich das gesamte Brückenhaupttragwerk zusammensetzt, wird in Abhängigkeit einer möglichen Bewitterung sowie dem Eintrag von Feuchte definiert. Gemäß EC5-2/NA wird zwischen „geschützten Bauteilen“ und „ungeschützten Bauteilen“ unterschieden.

Geschützte Bauteile sind Bauteile, die vor direkter Bewitterung durch Niederschläge oder dem Eintrag von Feuchte geschützt sind. Hier darf die Nutzungsklasse 2 angenommen werden. Genauere Definitionen, ab wann ein geschütztes Bauteil vorliegt, zeigt Bild NA.1 des EC5-2/NA.

Ungeschützte Bauteile sind in die Nutzungsklasse 3 einzuordnen. Diese Bauteile sind nicht oder nur teilweise vor direkter Bewitterung durch Niederschläge oder durch den Eintrag von Feuchte geschützt.

Um den Wert für k_{mod} bestimmen zu können, ist neben der Nutzungsklasse auch die maßgebende Klasse der Lasteinwirkungsdauer, die sogenannte KLED, zu definieren.

Tabelle 2.1 | Dauer der charakteristischen Lasteinwirkung

KLED	Dauer der charakt. Lasteinwirkung
ständig	länger als 10 Jahre
lang	6 Monate bis 10 Jahre
mittel [a]	1 Woche bis 6 Monate
kurz	kürzer als eine Woche
sehr kurz	kürzer als eine Minute

[a] Einwirkungen aus Temperatur- und Feuchteänderung sind der KLED „mittel" zuzuordnen.

Beispiele für die Zuordnung zu Klassen der Lasteinwirkungsdauer liefert die nachstehende Tabelle.

Tabelle 2.2 | Beispiele für die Länge der Lasteinwirkung

KLED	Beispiele für die Lasteinwirkung
ständig	Eigengewicht
kurz	Verkehrslasten, lotrecht und horizontal
kurz / sehr kurz	Windlasten [a]
kurz	Schneelasten [b] bei NN ≤ 1000 m
mittel	Schneelasten [b] bei NN > 1000 m
sehr kurz	Anpralllasten
mittel	Temperatur- und Feuchteänderungen
ständig	ungleichmäßige Setzungen

[a] Bei Wind darf für k_{mod} der Mittelwert der den KLED „kurz" und „sehr kurz" zugeordneten k_{mod}-Werte verwendet werden.
[b] Schneelasten sind für Brücken in der Regel nicht zu berücksichtigen. Bei gedeckten Brücken und Brücken, bei denen die Schneelast größer als die Verkehrslast ist, sind Schneelasten jedoch zusätzlich anzusetzen.

In den nachstehenden Tabellen wird deutlich, dass bei der Bemessung von Holztragwerken und deren Verbindungen die Beanspruchbarkeit mit zunehmender Lasteinwirkungsdauer (KLED) und zunehmender Holzfeuchte (über die Nutzungsklasse definiert) abnimmt.

Rechenwerte für die Modifikationsbeiwerte k_{mod} für unterschiedliche Baustoffe liefern die nachstehenden Tabellen.

Tabelle 2.3 | Werte für k_{mod} für Vollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz, Furnierschichtholz, Brettsperrholz, Massivholzplatten, Sperrholz

Vollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz [1)], Furnierschichtholz, Brettsperrholz [1)], Massivholzplatten [1)], Sperrholz

Klasse der Lasteinwirkungsdauer	Nutzungsklasse 1	2	3
ständig	0,60	0,60	0,50
lang	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

[1)] nicht in Nutzungsklasse 3.

Tabelle 2.4 | Werte für für OSB-Platten

OSB-Platten [a)]

Klasse der Lasteinwirkungsdauer	Nutzungsklasse 1	2	3
ständig	0,40	0,30	-
lang	0,50	0,40	-
mittel	0,70	0,55	-
kurz	0,90	0,70	-
sehr kurz	1,10	0,90	-

[a)] Typen OSB/3 und OSB/4 nach DIN EN 300:2006-09.

Besteht eine Verbindung aus Holzteilen mit unterschiedlichem zeitabhängigen Verhalten, ist in der Regel die Berechnung des Bemessungswertes der Tragfähigkeit X_d mit dem folgenden Modifikationsbeiwert k_{mod} durchzuführen:

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} \cdot k_{mod,2}}$$

Dabei sind $k_{mod,1}$ und $k_{mod,2}$ die Modifikationsbeiwerte für die beiden Holzteile.

Zur Ermittlung der Bemessungsfestigkeit eines Holzbauteils sind dann noch Teilsicherheitsbeiwerte zu definieren. Diese können – auch für außergewöhnliche Kombinationen – der folgenden Tabelle entnommen werden.

Tabelle 2.5 | Empfohlene Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften und Beanspruchbarkeiten gemäß EC5-2 / NA

Grundkombinationen	Teilsicherheitsbeiwert γ_M
Vollholz	1,30
Brettschichtholz	1,30
Furnierschichtholz, Sperrholz, OSB	1,30
Spanplatten	1,30
Brettsperrholz	1,30
Verbindungen	1,30
Außergewöhnliche Kombinationen	1,0

Für Verbindungsmittel aus Stahl lassen sich folgende Teilsicherheitsbeiwerte annehmen:

Tabelle 2.6 | Teilsicherheitsbeiwerte für Stahl in Verbindungen

Stahl in Verbindungen	γ_M
auf Biegung beanspruchte stiftförmige Verbindungsmittel	1,30
auf Zug oder Scheren beanspruchte Teile beim Nachweis gegen die Streckgrenze im Nettoquerschnitt	1,30
Plattennachweis auf Tragfähigkeit für Nagelpatten	1,25

Bei der Bemessung von Verbindungsmitteln nach dem EC5-1-1/NA ist zu beachten, dass der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1{,}10$ zu be-rücksichtigen ist.

In den jeweiligen Lastfallkombinationen mit unterschiedlichen Einwirkungen darf der k_{mod}-Wert für die Einwirkung mit der kürzesten Dauer der Lasteinwirkung gewählt werden. So kann eine Lastfallkombination maßgebend werden, die betragsmäßig kleinere Beanspruchungen verursacht, jedoch bezüglich eines kleineren k_{mod}-Wertes ungünstigere Bemes-sungsergebnisse hervorruft.

Es ist daher bei mehreren veränderlichen Einwirkungen notwendig, die maßgebende Lastfallkombination herauszuarbeiten. Hilfe bieten hier zahlreiche EDV-Programme.

2.1.2 _ Verformungsbeiwerte für Holzbauteile

Die endgültige Verformung eines Tragwerks stellt sich nicht direkt nach dem Aufstellen ein. Es sind Verkehrslasten und die Einflüsse aus Kriechen und Schwinden zu berücksichtigen. Dafür sieht der EC5-1-1 in Absatz 3.1.4(1) eine Anwendung des Verformungsbeiwertes k_{def} vor. Der Beiwert k_{def} drückt aus, wie groß die Kriechverformung unter ständig wirkenden Lastanteilen im Verhältnis zur elastischen Anfangsverformung ist. Folgende Werte müssen bei den Gebrauchstauglichkeitsnachweisen Anwendung finden:

Ein k_{def}-Wert von 2,0 für Brettschichtholz in der Nutzungsklasse 3 sagt aus, dass sich die ermittelte anfängliche Verformung w_{inst} im Laufe der Zeit um etwa 200 % erhöhen wird.

Bei veränderlichen Einwirkungen, wie etwa Verkehrslasten auf der Brücke, fällt die Kriechverformung geringer aus. Dies wird über den den „quasi-ständigen" Beiwert ψ_2 berücksichtigt.

Tabelle 2.7 | Werte für k_{def} für Holz und Holzwerkstoffe

		Nutzungsklasse		
Baustoff	**Norm**	**1**	**2**	**3**
Vollholz	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Brettschichtholz	EN 14080	0,60	0,80	2,00
Balkenschichtholz [1)]		0,60	0,80	-
Brettsperrholz [1)]		0,60	0,80	-
Furnierschichtholz	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Sperrholz	EN 636 Typ EN 636-2	0,80	1,00	-
	Typ EN 636-3	0,80	1,00	2,50
OSB	EN 300 OSB/3 und OSB/4	1,50	2,25	-

[1)] Ergänzungen aus EC5-1-1/NA.

Sofern konstruktive Mittel zur Erhöhung der Steifigkeit und somit der Eigenfrequenz nicht ausreichen, empfiehlt sich die Verwendung sogenannter Schwingungstilger. Diese bestehen aus einer Masse (i.d.R. circa 3 % der Brückenmasse), einer oder mehreren Federn und einem Dämpfungselement. Ist die Einzelmasse des Schwingungsdämpfers zu groß, ist auch das Verwenden mehrerer Einzeldämpfer möglich.

Weitgespannte Tragwerke können maßgeblich durch Windeinwirkungen in Schwingung versetzt werden. Daher ist bei solchen Konstruktionen ganz besonders auf die Schwingungsanfälligkeit zu achten.

2.1.3 _ Grenzwerte der Durchbiegungen

Im EC5-1-1 und in dem speziell für den Holzbrückenbau aufgestellten EC5-2 werden maximal zulässige Verformungen als Empfehlungen angegeben. Im Einzelfall können auch andere zulässige Verformungen mit dem Bauherrn vereinbart werden, wobei auf die mechanischen Eigenschaften (Verformbarkeit) der angrenzenden bzw. angeschlossenen Bauteile (z. B. Abdichtungen) zu achten ist.

Tabelle 2.8 | Grenzwerte der Durchbiegungen für Balken, Platten und Fachwerke

Einwirkung	Grenzbereich für Durchbiegungen
charakteristische Verkehrslast	$\underline{\ell / 400}$ bis $\ell / 500$
Fußgängerlast und niedrige Verkehrslast	$\underline{\ell / 200}$ bis $\ell / 400$

Dabei ist:
ℓ Stützweite

Gemäß EC5-2 sind die unterstrichenen Werte Empfehlungen an die einzuhaltenden Grenzwerte der Durchbiegung. In EC5-2/NA wird zusätzlich definiert, dass für die Anfangsverformung infolge Verkehrslast die unterstrichenen Werte der Tabelle 2.8 einzuhalten sind.

Weisen einzelne Bauteile des Gesamttragwerks unterschiedliche Kriecheigenschaften auf, sollten die Endverformungen aus den Mittelwerten der Elastizitäts-, Schub- und Verschiebungsmoduli (der unterschiedlichen Hölzer) bestimmt werden.

2.1.4 _ Schwingungsbetrachtungen

Durch besonders filigrane Brückenkonstruktionen geraten die Eigenfrequenzen der Brücken in den Bereich der Schrittfrequenzen von Fußgängern. Die am einfachsten erscheinende Lösung zur Vermeidung von Brückenfrequenzen unter 5 Hz (massive Konstruktionen) i st oftmals architektonisch und wirtschaftlich nicht vertretbar.

Neben Fußgängern, die durch Auftreten einen Impuls auf die Brücke übertragen, können Schwingungen auch durch Windeinwirkungen induziert werden. Die entstehenden Schwingungen sind nur in einem gewissen Rahmen zulässig, da sie die Funktion des Bauwerks beeinträchtigen und Unbehagen bei den Nutzern auslösen können.

Der Anhang B des EC5-2 bietet für gelenkig gelagerte Einfeldträger oder Fachwerke ein Nachweisverfahren bezüglich des Schwingungsverhaltens bei Fußgängerüberquerung. Windinduzierte Schwingungen werden im Anhang F des EC1-1-4 behandelt. Mit diesem Verfahren kann die vertikale Grundeigenfrequenz ermittelt werden.

Ein Nachweis der Komfortkriterien sollte durchgeführt werden, wenn die Grundeigenfrequenz des Überbaus kleiner ist als:
- 5 Hz für Vertikalschwingungen
- 2,5 Hz für Horizontal- (Seiten-) und Torsionsschwingungen

2.2 _ Einwirkungen

Im Folgenden werden die grundsätzlichen Einwirkungen auf Geh- und Radwegbrücken näher erläutert. Genauere Betrachtungen sind den einzelnen Normenteilen zu entnehmen. Bei der Kombination der Einwirkungen sind die gegenüber dem Hochbau geänderten Kombinationsbeiwerte zu beachten.

2.2.1 _ Eigengewicht

Es werden die charakteristischen Rohdichtekennwerte gemäß EC1-1-1 aufgeführt. Sämtliche Verbindungsmittel, Anstriche oder Stahlteile sind gesondert zu erfassen.

Tabelle 2.9 | Kombinationsbeiwerte für Geh- und Radwegbrücken gemäß EC0

Einwirkung	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Verkehrslast	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
Schneelast	$Q_{Sn,k}$ [b]	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.
[b] während der Bauausführung.

Tabelle 2.10 | Nennwerte für Wichten von Nadelhölzern

Festigkeitsklasse [a]	C 14	C 16	C 18	C 22	C 24	C 27	C 30	C 35	C 40
Wichte in [kN/m³] [b]	3,5	3,7	3,8	4,1	4,2	4,5	4,6	4,8	5,0

[a] Festigkeitsklasse siehe EN 338.
[b] Holzarten: Fichte, Tanne, Kiefer, Lärche, Douglasie, Southern Pine, Western Hemlock, Yellow Cedar.
Die markierten Bereiche stellen die gebräuchlichen Nadelhölzer für den Holzbau dar.

Tabelle 2.11 | Nennwerte für Wichten von Laubhölzern

Festigkeitsklasse [a]	D 30 [b]	D 35 [c]	D 40 [d]	D 50	D 60 [e]	D70
Wichte in [kN/m³]	6,4	6,7	7,0	7,8	8,4	10,8

[a] Festigkeitsklasse siehe EN 338.
[b] Holzarten: Eiche, Teak, Keruing
[c] Holzart: Buche
[d] Holzarten: Buche, Afzelia, Merbau, Angelique (Basralocus)
[e] Holzarten: Azobé (Bongossi), Ipe (Rohdichte mindestens 1000 kg/m³)
Die markierten Bereiche stellen die gebräuchlichen Laubhölzer für den Holzbau dar.

Tabelle 2.12 | Nennwerte für Wichten von Brettschichthölzern

Festigkeitsklasse [a]	GL24c	GL24h	GL28c	GL28h	GL32c	GL32h	GL36c	GL36h
Wichte in [kN/m³]	3,5	3,7	3,7	4,0	4,0	4,2	4,2	4,4

[a] Festigkeitsklasse siehe EN 14080.
c kombiniertes Brettschichtholz.
h homogenes Brettschichtholz.
Die markierten Bereiche stellen die gebräuchlichen Brettschichthölzer für den Holzbau dar.

Um eine eventuelle Verschalung der Geländerkonstruktion durch Plakate oder ähnliches zu berücksichtigen, kann die gesamte Geländerkonstruktion auch als vollflächig geschlossen angesehen werden.

Windlastansätze für die Dachkonstruktionen überdachter Brückenkonstruktionen können wie Windlastannahmen für ein Gebäudedach erfolgen. Hierzu siehe EC1-1-4 sowie dem zugehörigem zugehörigen nationalen Anhang.

2.2.2 _ Windlasten

Es wird das vereinfachte Verfahren für die Windlastannahmen gemäß EC1-1-4 sowie des zugehörigen nationalen Anhangs vorgestellt.

Bei der Ermittlung der Bezugsfläche $A_{ref,x}$ wird im Allgemeinen zwischen Lastkombinationen mit und ohne Verkehrslast unterschieden. Für die Bemessung sind beide Situationen näher zu untersuchen.

Wird von einer Lastkombination ohne Verkehrslast ausgegangen, ist die Bezugshöhe in Abhängigkeit der Schutzeinrichtung nach folgender Tabelle 2.13 festzulegen:

Tabelle 2.13 | Anzusetzende Querschnittshöhen zur Bestimmung von $A_{ref,x}$

Schutzeinrichtung	an einer Seite	an beiden Seiten
offenes Geländer oder offene Schutzplanken	$d + 0{,}3$ m	$d + 0{,}6$ m
geschlossenes Geländer oder geschlossene Schutzwand	$d + d_1$	$d + 2 \cdot d_1$
offenes Geländer und offene Schutzplanken	$d + 0{,}6$ m	$d + 1{,}2$ m

Zur näheren Ermittlung der Bezugsfläche $A_{ref,x}$ für Windlasten in Brückenquerrichtung ist die folgende Abbildungen 2.1 zu verwenden.

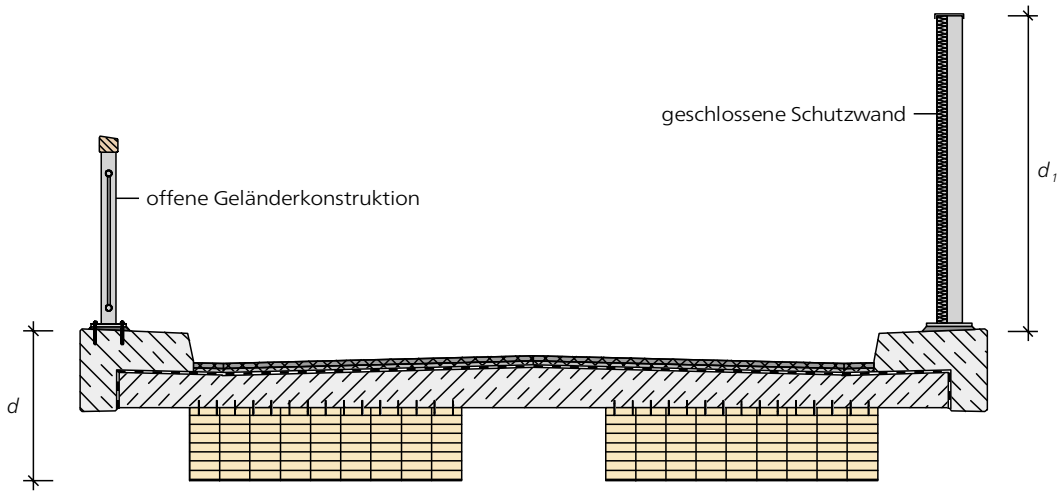


Abb. 2.1
Definition der zu berücksichtigenden Höhen bei Tragwerken ohne Verkehrsband

Die Ermittlung der Bezugsfläche $A_{ref,x}$ ist bei der Lastkombination mit Verkehrslasten mit einer Verkehrsbandhöhe in Anlehnung an EC1-1-4, 8.3.1 (5) von 2,0 m möglich. Eine Berücksichtigung der seitlichen Schutzeinrichtungen muss nur noch erfolgen, wenn diese ein Maß von den zuvor genannten 2,0 m überschreiten.

Die anzusetzenden Windlasten in Brückenquerrichtung sind den Tabellen 2.14 bis 2.17 zu entnehmen. Zwischenwerte können linear interpoliert werden. Diese Windeinwirkungen lassen sich nur für Brückenkonstruktionen mit konstanter Bauhöhe ansetzen. Für Windeinwirkungen auf andere Brückentypen wie Bogenbrücken, Schrägseilbrücken, Brücken mit Überdachung, bewegliche Brücken und Brücken mit deutlich gekrümmten Überbauten sind ingenieurmäßige Annahmen zu treffen.

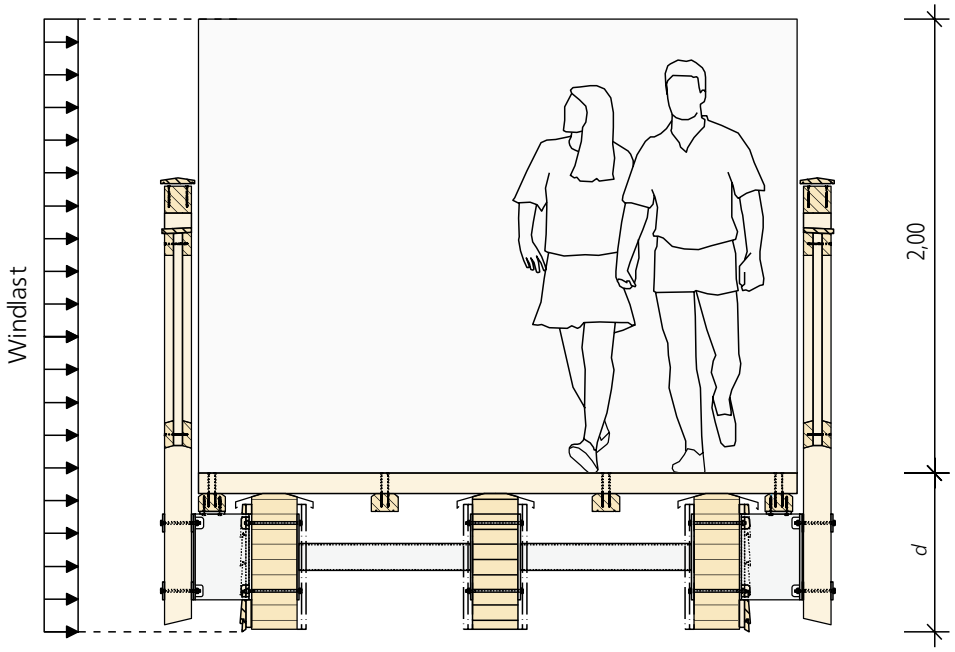


Abb. 2.2
Windeinwirkung auf ein Verkehrsband einer Geh- und Radwegbrücke

Tabelle 2.14 | Windeinwirkungen *w* in kN/m² auf Brücken für Windzone 1 und 2 (Binnenland) gemäß DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12, Tab.NA.N.5

	Ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand			**Mit Verkehr [1] oder mit Lärmschutzwand**		
			auf Überbauten			
b / *d* [2]	$z_e \leq 20$ m	20 m < $z_e \leq 50$ m	50 m < $z_e \leq 100$ m	$z_e \leq 20$ m	20 m < $z_e \leq 50$ m	50 m < $z_e \leq 100$ m
≤ 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 Pfeiler [3]			
b / *d* [2]	$z_e \leq 20$ m		20 m < $z_e \leq 50$ m		50 m < $z_e \leq 100$ m	
≤ 0,5	1,70		2,35		2,80	
≥ 5	0,75		1,05		1,25	

Erläuterungen siehe Tabelle 2.17

Tabelle 2.15 | Windeinwirkungen *w* in kN/m² auf Brücken für Windzone 3 und 4 (Binnenland) gemäß DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12, Tab.NA.N.6

	Ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand			**Mit Verkehr [1] oder mit Lärmschutzwand**		
			auf Überbauten			
b / *d* [2]	$z_e \leq 20$ m	20 m < $z_e \leq 50$ m	50 m < $z_e \leq 100$ m	$z_e \leq 20$ m	20 m < $z_e \leq 50$ m	50 m < $z_e \leq 100$ m
≤ 0,5	2,55	3,55	4,20	2,10	2,95	3,45
= 4	1,40	1,95	2,25	1,15	1,60	1,90
≥ 5	1,40	1,95	2,25	0,90	1,25	1,45
			auf Stützen und Pfeiler [3]			
b / *d* [2]	$z_e \leq 20$ m		20 m < $z_e \leq 50$ m		50 m < $z_e \leq 100$ m	
≤ 0,5	2,40		3,40		4,00	
≥ 5	1,05		1,50		1,75	

Erläuterungen siehe Tabelle 2.17

Tabelle 2.16 | Windeinwirkungen *w* in kN/m² auf Brücken für Windzone 1 und 2 (Küstennähe) gemäß DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12, Tab.NA.N.7

	Ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand			**Mit Verkehr [1] oder mit Lärmschutzwand**		
			auf Überbauten			
b / *d* [2]	$z_e \leq 20$ m	20 m < $z_e \leq 50$ m	50 m < $z_e \leq 100$ m	$z_e \leq 20$ m	20 m < $z_e \leq 50$ m	50 m < $z_e \leq 100$ m
≤ 0,5	2,20	2,85	3,20	1,85	2,35	2,65
= 4	1,20	1,55	1,75	1,00	1,30	1,45
≥ 5	1,20	1,55	1,75	0,80	1,00	1,10
			auf Stützen und Pfeiler [3]			
b / *d* [2]	$z_e \leq 20$ m		20 m < $z_e \leq 50$ m		50 m < $z_e \leq 100$ m	
≤ 0,5	2,15		2,75		3,10	
≥ 5	0,95		1,20		1,35	

Erläuterungen siehe Tabelle 2.17

Tabelle 2.17 | Windeinwirkungen w in kN/m² auf Brücken für Windzone 3 und 4 (Küstennähe) gemäß DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12, Tab.NA.N.8

	Ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand			**Mit Verkehr [1] oder mit Lärmschutzwand**		
			auf Überbauten			
b / d [2]	$z_e \leq 20$ m	20 m < $z_e \leq 50$ m	50 m < $z_e \leq 100$ m	$z_e \leq 20$ m	20 m < $z_e \leq 50$ m	50 m < $z_e \leq 100$ m
≤ 0,5	3,20	4,10	4,65	2,60	3,35	3,80
= 4	1,75	2,20	2,50	1,45	1,85	2,10
≥ 5	1,75	2,20	2,50	1,10	1,40	1,60
			auf Stützen und Pfeiler [3]			
b / d [2]	$z_e \leq 20$ m	20 m < $z_e \leq 50$ m	50 m < $z_e \leq 100$ m			
≤ 0,5	3,05	3,90	4,45			
≥ 5	1,35	1,70	1,95			

Erläuterungen zu denTabellen 2.14 bis 2.17 „Windeinwirkungen auf Brücken“:
z_e Größte Höhe der Windresultierenden über der Geländeoberfläche oder dem mittleren Wasserstand, Für Höhen $z < z_{min}$ ist $z_e = z_{min}$ anzunehmen.
Fußnoten:
[1] Es gilt der Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 0{,}40$ (Windzone 3 und 4) und $\psi_0 = 0{,}55$ (Windzone 1 und 2).
[2] Bei Zwischenwerten darf linear interpoliert werden.
[3] 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 $0 < r$ / $d < 0{,}20$ darf linear interpoliert werden. Hierbei ist r = Radius der Ausrundung.

Windeinwirkungen in Brückenlängsrichtung lassen sich nach dem vereinfachten Verfahren wie folgt bestimmen:

- 25 % der Windkraft in Brückenquerrichtung bei vollwandigen Brücken
- 50 % der Windkraft in Brückenquerrichtung bei Fachwerkbrücken

Ein Ansatz von vertikalen Windeinwirkungen ist nach dem vereinfachten Verfahren nicht notwendig.

2.2.3 _ Schneelasten

Für überdachte Brücken, bewegliche Brücken und Brücken im Bauzustand gelten die Lastannahmen wie für Gebäudedächer gemäß EC1-1-3. Die Schneelasten sind unter Berücksichtigung von Teil- und Vollbelastungen ungünstig am System anzusetzen.

Kann es zu Schneeanhäufungen kommen, sind diese ebenfalls zu berücksichtigen.

Der Ansatz von Schnee bei anderen Brückentypen ist nicht erforderlich, sofern die Verkehrslast größer als die Schneelast ist. In Sonderfällen, zum Beispiel bei Brücken in Skigebieten, die mit Schnee überschüttet sind und zusätzlich mit schweren Fahrzeugen befahren werden, ist der Ansatz einer Schneelast jedoch unverzichtbar.

In Extremfällen sind Eislasten, zum Beispiel an Kabeln von Schrägkabelbrücken, in Ansatz zu bringen.

Im EC1-2/NA, wird aufgeführt, dass die anzusetzende Einzellast Q_{fwk} bei Zustimmung des Bauherrn bis auf einen Wert von mindestens 5,0 kN reduziert werden kann.

Eine Überlagerung der Verkehrslast q_{fk} mit der Einzellast Q_{fwk} ist nicht erforderlich. Hinweise zu den zu berücksichtigenden Kombinationen kann der Tabelle 5 der DIN EN 1991-2 entnommen werden.

2.2.4 _ Verkehrslasten

Flächenlasten q_{fk}:

Um eine Menschenansammlung auf einer Brücke zu simulieren, sollte eine gleichmäßig verteilte Last auf der gesamten Brücke angenommen und für die einzelnen Nachweise, falls erforderlich, feldweise variiert werden. Bei den üblichen Geh- und Radwegbrücken ist dieser Lastansatz die bemessungsrelevante Beanspruchung für die Dimensionierung der Hauptträger.

Der empfohlene Wert der gleichmäßig verteilten Last q_{fk} bei Brückenkonstruktionen mit einer Einzelstützweite von weniger als 10,0 m beträgt 5,0 kN/m².

Bei Geh- und Radwegbrücken mit einer Einzelstützweite von mehr als 10,0 m darf der emp-fohlene Wert, wenn nicht anders festgelegt, reduziert werden.

Für diese Reduzierung dient folgende Formel:

$$2{,}5 \leq q_{fk} = 2{,}0 + \frac{120}{L_{sj} + 30} \leq 5{,}0 \quad \left[\mathrm{kN/m^2}\right]$$

Hierin ist:

L_{sj} Einzelstützweite in [m]

Gemäß EC1-2, 5.4(1) ist der charakteristische Wert der Horizontalkraft mit 10% der sich aus der gleichmäßigen Belastung ergebenden Gesamtlast anzusetzen.

Diese Horizontallast wirkt gleichzeitig mit der zugehörigen Vertikallast, jedoch nicht mit der Einzellast Q_{fwk}.

Einzellast Q_{fwk}:

Gemäß dem Kapitel 5 des EC1-2 ist eine Einzellast Q_{fwk} mit einer Größe von 10 kN in ungünstigster Laststellung zu berücksichtigen. Diese Belastung ist auf einer quadratischen Aufstandsfläche von 0,1 m x 0,1 m = 0,01 m² anzusetzen.

Dabei muss diese Einwirkung gegebenenfalls für die einzelnen Nachweise der Tragelemente der Brückenkonstruktion unterschiedlich angeordnet werden. Beispielsweise würde sich für die Dimensionierung der Querträger eine ungünstige Laststellung direkt über den Bohlenlängsträgern ergeben, da die Einzellast Q_{fwk} direkt als äußere Einwirkung in den Querträger übergeht.

Häufig ist die Einzellast Q_{fwk} für die Dimensionierung der Bohlenquerschnitte maßgebend, sofern kein Dienstfahrzeug oder ein unplanmäßiges Fahrzeug auf der Brücke zu berücksichtigen ist.

Holmlasten:

Neben den vorher dargestellten Einwirkungen sind auch Horizontal- und Vertikallasten anzunehmen, die durch anlehnende Personen an Geländern entstehen können.

Gemäß EC1-2, Abs. 4.8, ist für Straßen- sowie Fußgänger- und Radwegbrücken eine Linienlast von 1,0 kN/m, die als veränderliche Last gleichzeitig horizontal und vertikal an der Oberkante des Geländers wirkt, anzunehmen. Für Dienstwege beträgt dieser Wert 0,8 kN/m.

Sind Geländer als nicht ausreichend gegen Fahrzeuganprall gesichert einzustufen, sollten die sie tragenden Bauteile für die Einwirkungen einer außergewöhnlichen Last, die dem 1,25- fachen Widerstand des Geländers entspricht, bemessen werden, wobei keine weiteren veränderlichen Lasten zu berücksichtigen sind. Weitere Informationen hierzu können dem Abschnitt 4.8 des EC1-2 entnommen werden.

Dienstfahrzeug Q_{serv}:
Der Ansatz eines Dienstfahrzeugs kann für das Einzelprojekt bestimmt werden. Die genaue Geometrie, die einzelnen Achslasten und ggf. die zu berücksichtigenden dynamischen Erhöhungsfaktoren können vom Auftraggeber festgelegt werden.

Wegen der vergleichsweise hohen Achslasten ist dieser Lastansatz in den meisten Fällen für die Bemessung der Belagskonstruktion maßgebend.

Außerdem sollte überprüft werden, ob die gewählten Verbindungsmittel zur Befestigung der Bohlen bzw. Deckplatten einen ausreichenden Widerstand gegen die resultierenden Bremslasten aufweisen. Hierbei kann für die Bremslast eine Größe angenommen werden, die 60 % der vertikalen Einwirkung des Dienstfahrzeuges entspricht.

Der EC1-2 weist in Absatz 5.6.3 darauf hin, dass der Lastansatz der konzentrierten Einzellast Q_{fwk} beim Ansatz eines Dienstfahrzeuges entfallen darf.

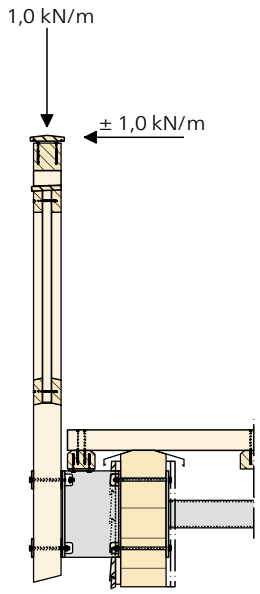


Abb. 2.3
Vertikale und horizontale Einwirkungen auf Geländer gemäß EC1-2

Temperatur- und Feuchteeinwirkungen:
Temperatureinwirkungen spielen beim Werkstoff Holz eine eher untergeordnete Rolle und haben keine bedeutende Auswirkung auf die Bemessung des Tragwerks.

Eine Ausnahme bildet jedoch die Holz-Beton-Verbundbauweise, bei der das unterschiedliche Dehnungsverhalten der Materialien untersucht werden muss.

Feuchteänderungen und das damit zusammenhängende Schwinden und Quellen müssen jedoch überall dort Berücksichtigung finden, wo Zwängungen durch behindertes Dehnungsverhalten entstehen können, auch wenn das komplette „Durchfeuchten" des Querschnittes länger dauert als das jeweilige Regenereignis.

Die Werkstoffkombination von Holz mit anderen Materialien muss bezüglich des unterschiedlichen Temperaturdehnungsverhalten genauer untersucht werden. Werden beispielsweise Fachwerkdiagonalen aus Stahl vorgesehen, können die durch Temperatureinwirkungen entstehenden Längenänderungen in den Stahl-Fachwerkdiagonalen Änderungen in den Schnittkraftverläufen der Ober- und Untergurte erzeugen.

Ein möglicher Lastansatz für den Anprall an Schrammborde ist für Dienstfahrzeuge sowie unplanmäßig auf der Brücke fahrende Fahrzeuge auf Geh- und Radwegbrücken nicht definiert. Der Ansatz der Anpralllasten für Straßenbrücken erscheint bezüglich der wesentlich höheren Verkehrlasten nicht plausibel. Deshalb ist es zweckmäßig, die genauen Anpralllasten und -geometrien zuvor mit dem Bauherrn abzustimmen.

Unplanmäßige Fahrzeuge:
Werden keine dauerhaften Absperrvorrichtungen vorgesehen, die ein unplanmäßiges Befahren der Brücke verhindern, ist eine außergewöhnliche Einwirkung in Form eines genau definierten Fahrzeugs zu berücksichtigen. Die zugehörige Bremslast muss dabei zu 60 % der Vertikallast angenommen werden.

Bei Ansatz dieser außergewöhnlichen Einwirkung sind keine weiteren veränderlichen Einwirkungen zu berücksichtigen.

Fahrzeuganprall:
Situationen unter der Brücke sollten in jedem Fall berücksichtigt werden, da die dort ggf. vorhandenen Stützen oder Pfeiler die Lasteinleitung in den Untergrund sicherstellen müssen. Deshalb sind außergewöhnliche Einwirkungen sowohl auf als auch unter der Brücke zu be-rücksichtigen. Im Wesentlichen wird zwischen folgenden außergewöhnlichen Einwirkungen unterschieden:

a) Anprall aus Fahrzeugen unter der Brücke:
   - Anprall auf Pfeiler und andere stützende Bauteile
   - Anprall an Überbauten

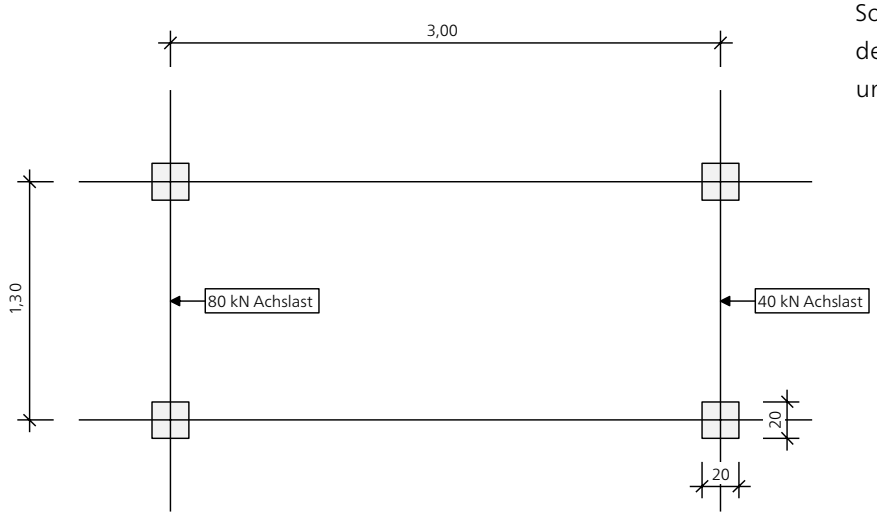
b) Einwirkungen aus Fahrzeugen auf der Brücke:
   - Fahrzeuge auf Fuß- und Radwegen von Verkehrsbrücken
   - Anprall auf Schrammborde
   - Anprall auf Fahrzeugrückhaltesysteme
   - Anprall an tragende Bauteile

Alle aufgeführten Aspekte werden in den folgenden Absätzen näher erläutert. Der EC1-1-7 sieht vor, dass ein Tragwerk für die maßgebenden außergewöhnlichen Bemessungssituationen entworfen wird. Die Größen der außergewöhnlichen Einwirkungen hängen dabei von folgenden Punkten ab:

- Maßnahmen zur Vermeidung oder Minderung der Auswirkungen außergewöhnlicher Einwirkungen
- Auftretenswahrscheinlichkeit sowie Schadensfolgen der identifizierten außergewöhnlichen Einwirkungen
- öffentliche Einschätzung
- Größe des akzeptablen Risikos

Ein durch außergewöhnliche Einwirkungen hervorgerufenes lokales Versagen des Tragwerks darf im Brückenbau durchaus akzeptiert werden, sofern die Gesamttragfähigkeit erhalten bleibt und diese erlaubt, notwendige Sicherungsmaßnahmen durchzuführen. Solche Maßnahmen verursachen jedoch in der Regel die Sperrung des Tragwerks und der umge-benden Bereiche.

Abb. 2.4
Außergewöhnliche Belastung infolge eines unplanmäßigen Fahrzeuges auf der Brücke



Fahrzeuganprall an Pfeiler und andere stützende Bauteile:
Die tatsächlichen Anpralllasten hängen im Wesentlichen von der Geschwindigkeit, der Masseverteilung, dem Verformungsverhalten und der Dämpfungscharakteristik des Anprallobjekts und des Tragwerks ab.

Auch die Berücksichtigung anderer Faktoren, wie des Anprallwinkels, der Konstruktion des Anprallobjekts und der Bewegung des Anprallobjekts nach der Kollision, kann notwendig sein. Letztendlich ist hier ebenfalls die Straßenkategorie zu berücksichtigen. Tabelle 2.18 gibt Anhaltswerte für äquivalente statische Anprallkräfte aus Straßenverkehr auf Stützkonstruktionen von Tragwerken und über Straßenverkehrswegen an.

Tabelle 2.18 | Anhaltswerte für äquivalente statische Anprallkräfte aus Straßenverkehr gemäß EC1-1-7

Kategorie	Kraft F_{dx} [a] [kN]	Kraft F_{dy} [b] [kN]
Autobahnen und Bundesstraßen	1000	500
Landstraßen außerhalb von Ortschaften	750	375
Innerstädtische Straßen	500	250
Privatstraßen und Parkgaragen für:		
– PKW	50	25
– LKW [c]	150	75

[a] in Fahrtrichtung
[b] quer zur Fahrtrichtung
[c] LKW mit Leergewicht größer als 3,5 t

Es wird empfohlen, die Kräfte F_{dx} und F_{dy} nicht gleichzeitig wirkend anzusetzen. Im Allgemeinen gilt die Annahme, dass nur das Anprallobjekt die gesamte Energie absorbiert, als sicher. Die zuvor aufgeführten Anprallkräfte sind unter bestimmten Bedingungen an Pfeiler bzw. an die stützenden Bauteile anzusetzen.

Die genauen Anprallgeometrien sind in Tabelle 2.19 aufgeführt.

Tabelle 2.19 | Anprallgeometrien gemäß EC1-1-7/NA

Fahrzeug	Angriffshöhe h [a] [m]	Anprallfläche $b \cdot h$ [m²]	
		Breite b [m]	Höhe h [m]
LKW	1,25	0,20	0,50
PKW	0,50	0,20	0,50

[a] Die Anprallkraft ist in der angegebenen Höhe über der Straßenoberkante anzunehmen.

Fahrzeuganprall an Überbauten:
Unter der Brücke durchfahrende LKW, wie auch deren Ladegut, benötigen ausreichende Durchfahrtshöhen. Zu geringe Durchfahrtshöhen können zu Fahrzeuganprall an den außenliegenden Brückenteilen führen. Empfohlen wird eine Durchfahrtshöhe unter Beachtung eventueller Straßendeckenerhöhungen zwischen 5,0 und 6,0 m.

EC1-2/NA sieht eine Anwendung der Anprallasten unter Brücken nur bei dem Nachweis der Lagesicherheit des Überbaus vor. Dabei darf diese Last vereinfacht 20 cm oberhalb der Unterkante des Überbaus auf einer Fläche von 0,25 mal 0,25 m angesetzt werden.

Anhaltswerte für äquivalente statische Anprallkräfte auf Überbauten liefert die nachstehende Tabelle.

Tabelle 2.20 | Anhaltswerte für äquivalente statische Anprallkräfte gemäß EC1-1-7

Kategorie	Ersatzkraft F_{dx} [a] in [kN]
Autobahnen und Bundesstraßen	500
Landstraßen außerhalb von Ortschaften	375
Innerstädtische Straßen	250
Privatstraßen	75

[a] in Fahrtrichtung

Diese vorliegenden Bemessungswerte dürfen in Abhängigkeit der Anprallfolgen, der Art und erwarteten Stärke des Verkehrs sowie von eventuellen Sicherungs- und Schutzmaßnahmen abhängig gemacht werden.

2.2.5 _ Erdbebenlasten

Wie bei anderen Ingenieurbauwerken auch, können Brückentragwerke in Erdbebengebieten errichtet werden. Für die Bemessung und Nachweisführung ist der Teil 2 des EC 8 sowie der zugehörige nationale Anhang zu berücksichtigen.

Aufgrund der umfänglichen Inhalte wird an dieser Stelle nicht weiter auf die Bemessung im Lastfall „Erdbeben“ eingegangen.

3 _ Bauweisen im Holzbrückenbau

Die folgenden Absätze erläutern die gängigen Typen von Holzbrücken und die Besonderheiten bei der Bemessung im Hinblick auf die Verwendung des Werkstoffes Holz.

3.1 _ Balkenkonstruktionen

Der klassische Biegebalken ist das einfachste statische System der Hauptträger von Brückenkonstruktionen und wird deshalb auch überwiegend für Geh- und Radwegbrücken eingesetzt. Für dieses System sind folgende Konstruktionsarten wählbar:

- Deckbrücken
- Blockträgerbrücken
- Trogbrücken
- Holz-Beton-Verbundbrücken

Die Verwendung einteiliger Träger aus Vollholz bleibt aufgrund der begrenzten Kantholzquerschnitte auf kleinere Stützweiten beschränkt. Biegeträger für Brücken werden bei größeren Stützweiten in der Regel aus Brettschichtholz hergestellt.

3.1.1 _ Deckbrücken

Die unter der Geh- bzw. Fahrbahn liegenden Hauptträger bilden das primäre Tragsystem. Die zu erreichenden Stützweiten von Deckbrücken hängen von den aus der Planung vorgegebenen möglichen Trägerhöhen ab.

Einfache Deckbrücken bis circa 10 m Stützweite werden in der Regel ohne Aussteifungsverband konstruiert. Bei größeren Stützweiten und / oder kippgefährdeten Hauptträgern müssen die auf Druck beanspruchten Querschnittsbereiche zusätzlich durch zum Beispiel Verbände stabilisiert werden.

Durch die Anordnung mehrerer Hauptträger nebeneinander lässt sich die Brückenbreite beliebig vergrößern.

Durch Unterspannungen lässt sich die Tragfähigkeit von biegebeanspruchten Trägern erheblich steigern. Das statische System ist zwischen dem einteiligen Biegeträger und dem Fachwerkträger einzuordnen. Ein Geh- oder Fahrbahnträger erhält durch die Unterspannung ein oder mehrere elastische Zwischenauflager. Die Unterspannung erhält ausschließlich Zugkräfte. Sie kann aus Flachstahl, Hohlprofilen oder auch Holzstäben bestehen. Der auf Biegung bzw. Druck beanspruchte Geh- oder Fahrbahnträger wird je nach Abmessungen aus Voll- oder Brettschichtholz hergestellt.

Der Druckgurt und die beiden Enden der unterstützenden Pfosten sind gegen seitliches Ausweichen zu sichern. Je nach Geometrie ist auch ein Ausweichen des Zuggurtes möglich.

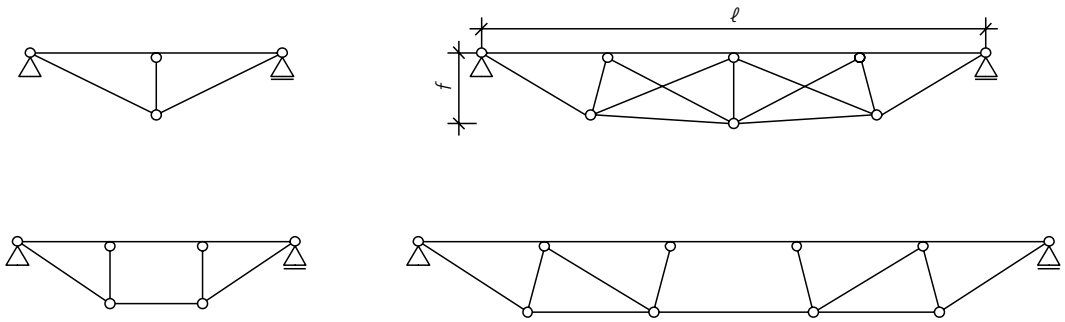


Abb. 3.1
Mögliche statische Systeme für unterspannte Träger

Bezüglich des Schwingungsverhaltens sind unterspannte Träger ungünstiger als massive Träger oder Fachwerke, da die Unterspannung nur Zugbeanspruchungen aufnehmen kann. Die volle Steifigkeit des Tragwerks wirkt nur vertikal nach unten. Da das Schwingen allerdings eine Amplitude darstellt, treten auch Aufwärtsbewegungen auf. Für diese Beanspruchungsrichtung steht dann nur die Biegesteifigkeit des Hauptträgers zur Verfügung.

Tabelle 3.1 | Zahlenwerte zur Vordimensionierung verschiedener Hauptträgervarianten

System	Spannweite ℓ	Verhältnis f / ℓ
Einteilige Träger aus Vollholz	$\ell \leq 8$ m	1/15 bis 1/20
Einteilige Träger aus BSH	$\ell \leq 30$ m	1/15 bis 1/20
Fachwerkträger	$\ell \leq 100$ m	1/10 bis 1/15
Unterspannte Träger aus BSH	10 m $\leq \ell \leq$ 50 m	1/8 bis 1/12

3.1.2 _ Blockträgerbrücken

Werden einzelne Brettschichtholzträger zu einem Gesamtquerschnitt verklebt, entstehen Blockträger. Die massiven Querschnitte weisen eine hohe Steifigkeit in vertikaler und horizontaler Richtung auf, wodurch selten Aussteifungselemente erforderlich werden. Die Blockverklebung ermöglicht eine freie Formgebung, in Grundriss und in Ansicht lassen sich gebogene Bauteile erzeugen. Ein witterungsgeschützter Geländerpfostenanschluss kann direkt seitlich an dem Blockträger vorgenommen werden.

Besonders wirtschaftliche Querschnitte entstehen, wenn diese der Momentenlinie angepasst werden. Außerdem bietet die Blockverklebung den Vorteil, dass architektonisch ansprechende Querschnittsgestaltungen – auch neben den statisch erforderlichen – möglich sind.

Es sind beliebige Unterkonstruktionen möglich.

Tabelle 3.2 | Zahlenwerte zur Vordimensionierung von Blockträgerquerschnitten

Spannweite ℓ	Verhältnis ℓ / h
15 m $\leq \ell \leq$ 35 m	ℓ/25 bis ℓ/30

Im Bereich konzentrierter Lasteinleitungen, z. B. der Auflagerung, sind die Auswirkungen aus Ausmitten und die hierdurch entstehenden Torsions- und Rollschubbeanspruchungen zu beachten. Beim Nachweis von Einzellasten können die Ansätze der Lastausbreitung nach EC5-1-1 berücksichtigt werden.

3.1.3 _ Trogbrücken

Im Gegensatz zu Deckbrücken werden bei Trogbrücken die Hauptträger neben der Geh- bzw. Fahrbahn angeordnet. Durch die freie Konstruktionshöhe sind große Stützweiten möglich. Die Hauptträger von Trogbrücken bestehen aus Brettschichtholz. Wesentliche Einwirkungen (Eigengewicht Belag und Verkehrslasten) werden in der Regel über den oberen Anschlusspunkt der Querrahmen in die Hauptträger eingeleitet. Diese Rahmen übernehmen häufig gleichzeitig die Kippaussteifung. Ebenso sind diese Rahmen Teil des Wind- und Aussteifungsverbandes.

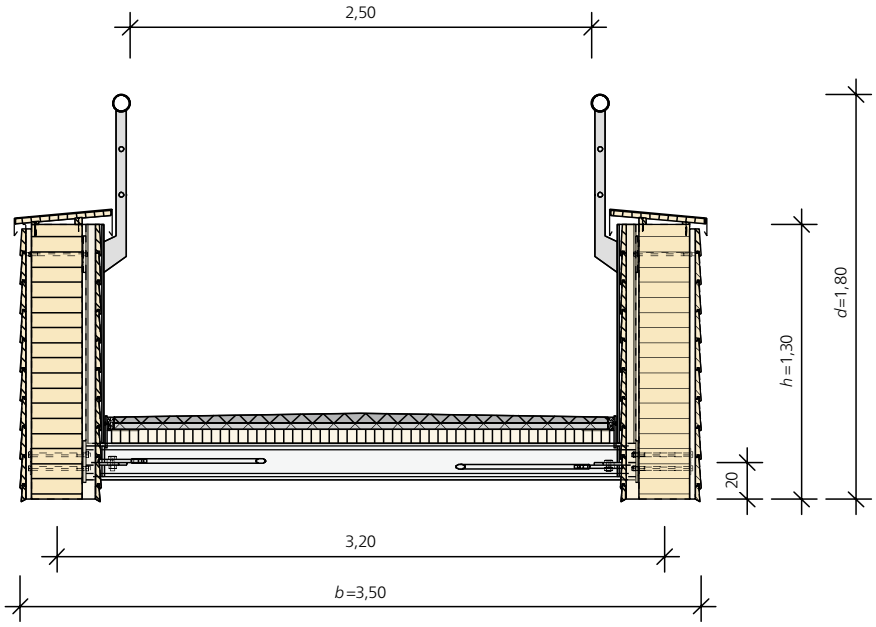
Da Beanspruchungen rechtwinklig zum Faserverlauf Querzugspannungen verursachen, wird der untere Anschlusspunkt der Querrahmen an die Hauptträger mit einem vertikalen Langloch versehen, da eine vertikale Lasteinleitung allein am oberen Trägerrand erfolgen soll.

Dienen die Rahmenkonstruktionen in der Auflagerachse gleichzeitig als Auflagerkonstruktion, sind die Langlöcher in den oberen Anschlusspunkten vorzusehen.

Den Aufbau des Brückenbelags bildet eine 8 cm starke Brettschichtholzplatte, die mit einer 6 cm starken Schicht aus Gussasphalt bedeckt wird.

Die Verkehrslast wird nach den Formelansätzen der des EC1-2 ermittelt.

Bemessungsbeispiel



Brettschichtholz GL24c b/h = 20/130 cm, Lamellendicke t = 40 mm

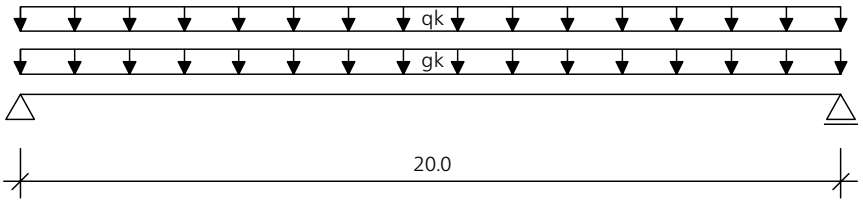
Windlastzone:	2 mit $z_e \leq 20$ m	2, Binnenland mit $z_e \leq 20$ m
Brückenspannweite:	20 m über ein Feld	ℓ = 20 m über ein Feld
Brückenbreite b:	3,50 m	3,50 m
Bezugshöhe d:	1,80 m	1,80 m
Lichtraumbreite:	2,50 m	2,50 m

Es erfolgt lediglich die Bemessung der Hauptträger.

Zum Schutz gegen schädigende Witterungseinflüsse werden die Brückenhauptträger seitlich und oben mit einer hinterlüfteten Schalung bekleidet.

Die Bemessung der Hauptträger erfolgt daher in der Nutzungsklasse 2.

Statisches System der Hauptträger



Charakteristische Einwirkung und KLED für die Bemessung der Hauptträger

Für die Ermittlung der Windbeanspruchung wird die Geländerkonstruktion als geschlossen angenommen.

$$q_{fk} = 2{,}0 + \frac{120}{20+30} = 4{,}40\,\text{kN/m}^2$$

Annahme:
Oberkante Belag liegt 40 cm über Unterkante des Hauptträgers.

Eigengewicht Belag:	$g_k = 1{,}80$ kN/m²,	KLED = „ständig"
Verkehrslast:	$q_{fk} = 4{,}40$ kN/m²,	KLED = „kurz"
Wind ohne Verkehr:	$b/d = 3{,}50/1{,}80 \approx 1{,}94$ aus Tabelle 2.14 wird linear interpoliert → $w = 1{,}42$ kN/m²,	KLED = „kurz/sehr kurz"
Wind mit Verkehr:	$b/d = 3{,}50 / (0{,}40 + 2{,}0) \approx 1{,}46$ aus Tabelle 2.14 wird linear interpoliert → $w = 1{,}27$ kN/m²,	KLED = „kurz/sehr kurz"

Ermittlung der Belastungen je Hauptträger

Stellenweise werden leicht gerundete Werte angenommen.

– Ständig:

Eigengewicht	$0{,}20 \cdot 1{,}30 \cdot 3{,}50 \approx 0{,}95$ kN/m
Verschalung	$\approx 0{,}30$ kN/m
Belag	$1{,}80 \cdot 2{,}80 / 2 \approx 2{,}55$ kN/m
Querrahmen	$\approx 0{,}35$ kN/m
Verband, Geländerkonstruktion etc.	$\approx 0{,}35$ kN/m
	$g_k = 4{,}50$ kN/m

– Veränderlich – vertikal:

Verkehrslast	$4{,}40 \cdot 2{,}80 / 2 \approx 6{,}20$ kN/m
	$q_k = 6{,}20$ kN/m
Wind ohne Verkehr	$1{,}42 \cdot 1{,}80 \cdot (1{,}80 / 2 - 0{,}20) / 3{,}20 \approx 0{,}60$ kN/m
	$w_{k,1} = 0{,}60$ kN/m
Wind mit Verkehr	$1{,}27 \cdot 2{,}40 \cdot (2{,}40 / 2 - 0{,}20) / 3{,}20 \approx 0{,}95$ kN/m
	$w_{k,2} = 0{,}95$ kN/m

Die ermittelte vertikale Windlast resultiert aus dem Versatzmoment der Windlastresultierenden bezogen auf die Verbandsebene

Ermittlung der charakteristischen Auflagerkräfte und Schnittgrößen:

Charakteristische Werte der Auflagerkräfte:

$$A_{gk} = B_{gk} = g_k \cdot \ell / 2 = 4{,}50 \cdot 20 / 2 = 45 \text{ kN}$$

$$A_{qk} = B_{qk} = q_k \cdot \ell / 2 = 6{,}20 \cdot 20 / 2 = 62 \text{ kN}$$

$$A_{wk,1} = B_{wk,1} = w_{k,1} \cdot \ell / 2 = 0{,}60 \cdot 20 / 2 = 6 \text{ kN}$$

$$A_{wk,2} = B_{wk,2} = w_{k,1} \cdot \ell / 2 = 0{,}95 \cdot 20 / 2 = 9{,}5 \text{ kN}$$

Charakteristische Werte der Biegemomente:

$$M_{gk} = g_k \cdot \ell^2 / 8 = 4{,}50 \cdot 20^2 / 8 = 225 \text{ kNm}$$

$$M_{qk} = q_k \cdot \ell^2 / 8 = 6{,}20 \cdot 20^2 / 8 = 310 \text{ kNm}$$

$$M_{wk,1} = w_{k,1} \cdot \ell^2 / 8 = 0{,}60 \cdot 20^2 / 8 = 30 \text{ kNm}$$

$$M_{wk,2} = w_{k,2} \cdot \ell^2 / 8 = 0{,}95 \cdot 20^2 / 8 = 47{,}5 \text{ kNm}$$

Ermittlung des Modifikationsbeiwertes k_{mod}:

Für die Ermittlung des Modifikationsbeiwertes erfolgt die Bestimmung der maßgebenden Lastfallkombination. Es werden fünf unterschiedliche Lastfallkombinationen untersucht.

Teilsicherheitsbeiwerte: $\gamma_G = 1{,}35$; $\gamma_Q = 1{,}50$

Lastfallkombination 1 – Eigengewicht:

Kürzeste Lasteinwirkungsdauer: KLED = „ständig" → $k_{mod} = 0{,}60$

Bemessungswert: $q_d = \gamma_G \cdot g_k = 1{,}35 \cdot 4{,}50 = 6{,}08$ kN/m

Verhältnis: $q_d / k_{mod} = 6{,}08 / 0{,}60 = 10{,}13$ kN/m

Lastfallkombination 2 – Eigengewicht + Verkehr:

Kürzeste Lasteinwirkungsdauer: KLED = „kurz" → $k_{mod} = 0{,}90$

Bemessungswert: $q_d = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k = 1{,}35 \cdot 4{,}50 + 1{,}50 \cdot 6{,}20 = 15{,}38$ kN/m

Verhältnis: $q_d / k_{mod} = 15{,}38 / 0{,}90 = 17{,}09$ kN/m

Lastfallkombination 3 – Eigengewicht + Wind ohne Verkehr:

Kürzeste Lasteinwirkungsdauer: KLED = „kurz / sehr kurz" → $k_{mod} = 1{,}0$

Bemessungswert: $q_d = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot w_{k,1} = 1{,}35 \cdot 4{,}50 + 1{,}50 \cdot 0{,}60 = 6{,}98$ kN/m

Verhältnis: $q_d / k_{mod} = 6{,}98 / 1{,}0 = 6{,}98$ kN/m

Lastfallkombination 4 – Eigengewicht + Verkehr + $\psi_0 \cdot$ Wind mit Verkehr:

Kürzeste Lasteinwirkungsdauer: KLED = „kurz / sehr kurz" → $k_{mod} = 1{,}0$

Bemessungswert: $q_d = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot w_{k,2}$

$= 1{,}35 \cdot 4{,}50 + 1{,}50 \cdot (6{,}20 + 0{,}30 \cdot 0{,}95) = 15{,}80$ kN/m

Verhältnis: $q_d / k_{mod} = 15{,}80 / 1{,}0 = 15{,}80$ kN/m

Lastfallkombination 5 – Eigengewicht + Wind mit Verkehr + $\psi_0 \cdot$ Verkehr:

Kürzeste Lasteinwirkungsdauer: KLED = „kurz / sehr kurz" → $k_{mod} = 1{,}0$

Bemessungswert: $q_d = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot w_{k,2}$

$= 1{,}35 \cdot 4{,}50 + 1{,}50 \cdot (0{,}95 + 0{,}40 \cdot 6{,}20) = 11{,}22$ kN/m

Verhältnis: $q_d / k_{mod} = 11{,}22 / 1{,}0 = 11{,}22$ kN/m

Die maßgebende Bemessungskombination ergibt sich aus der Lastfallkombination 2, da hier das ungünstigste Verhältnis q_d / k_{mod} vorliegt.

Bemessungswerte der Bauteilwiderstände und Ermittlung der Querschnittswerte

Charakteristische Baustoffkennwerte für Brettschichtholz GL24c:

$f_{m,g,k}$ = 24 N/mm²

$f_{v,g,k}$ = 3,5 N/mm²

$E_{0,g,mean}$ = 11000 N/mm²

Die Bemessungswerte der Festigkeiten ergeben sich in der maßgebenden Lastfallkombination 2 zu:

$$f_{m,g,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,g,k}}{\gamma_M} = \frac{0{,}90 \cdot 24}{1{,}3} = 16{,}62 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,g,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,g,k}}{\gamma_M} = \frac{0{,}90 \cdot 3{,}5}{1{,}3} = 2{,}42 \text{ N/mm}^2$$

Die Querschnittswerte ergeben sich zu:

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{20 \cdot 130^2}{6} = 56333{,}3 \text{ cm}^3$$

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Wie zuvor aufgeführt, ist für die Bemessung der Hauptträger die Lastfallkombination 2 bemessungsmaßgebend.

$$M_d = \gamma_G \cdot M_{g,k} + \gamma_Q \cdot M_{q,k} = 1{,}35 \cdot 225 + 1{,}50 \cdot 310 = 768{,}8 \text{ kNm}$$

$$V_d = \gamma_G \cdot A_{g,k} + \gamma_Q \cdot A_{q,k} = 1{,}35 \cdot 45 + 1{,}50 \cdot 62 = 153{,}8 \text{ kN}$$

Biegenormalspannungsnachweis aus einachsiger Biegung

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_y} = \frac{768{,}8 \cdot 10^3}{56333{,}3} = 13{,}65 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis: $\sigma_{m,d} / f_{m,g,d}$ = 13,65 / 16,62 = 0,82 < 1 → Nachweis erfüllt

Schubnachweis aus Querkraft (einachsige Biegung)

$$\tau_d = 1{,}5 \cdot \frac{\max V_d}{b_{ef} \cdot h} = \frac{\max V_d}{k_{cr} \cdot b \cdot h} = 1{,}5 \cdot \frac{153{,}8 \cdot 10^{-3}}{0{,}71 \cdot 0{,}2 \cdot 1{,}3} = 1{,}25 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis: $\tau_d / f_{v,g,d}$ = 1,25 / 2,42 = 0,52 < 1 → Nachweis erfüllt

Auf eine mögliche Abminderung der Querkraft wird in diesem Bemessungsbeispiel verzichtet.

Der Beiwert k_{cr} berücksichtigt den Einfluss einer möglichen Rissbildung, die sich im Laufe der Nutzungszeit einstellt. Dieser Beiwert ist nicht mit einer „zulässigen" Risstiefe zu vergleichen.

Für Brettschichtholz ergibt sich der Beiwert k_{cr} zu:
$k_{cr} = 2{,}50 / f_{v,g,k}$

In diesem Bemessungsbeispiel ergibt sich der Beiwert k_{cr} für die Berücksichtigung einer möglichen Rissbildung demnach zu:
$k_{cr} = 2{,}50 / 3{,}50 = 0{,}71$

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Nachweise sind mit den $\gamma_F = 1$-fachen charakteristischen Werten der Einwirkungen zu führen.

Verformungsbeiwert k_{def}:

Brückenhauptträger geschützt (Verkleidung) → NKL 2

Maßgebende Lasteinwirkungsdauer (Verkehr) → KLED = „kurz"

$k_{def} = 0{,}80$

Anfangsverformung infolge Eigengewicht

$$w_{G,inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot \ell^4}{E_{0,g,mean} \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4{,}5 \cdot 10^{-3} \cdot 20^4}{11000 \cdot 1/12 \cdot 0{,}2 \cdot 1{,}3^2} \cdot 10^3 = 30{,}3 \text{ mm}$$

Anfangsverformung infolge Verkehr

$$w_{Q,inst} = w_{inst,G} \cdot \frac{q_k}{g_k} = 30{,}3 \cdot \frac{6{,}20}{4{,}50} = 41{,}7 \text{ mm}$$

Üblicherweise wird die konstruktive Überhöhung in der Größenordnung der Durchbiegung aus Eigengewicht und 50 % der Durchbiegung aus den veränderlichen Einwirkungen gewählt.

Durchbiegungsnachweise für Bauteile ohne Überhöhung

$\psi_2 = 0$ für Verkehr

Nachweis der Anfangsdurchbiegung $w_{Q,inst}$:

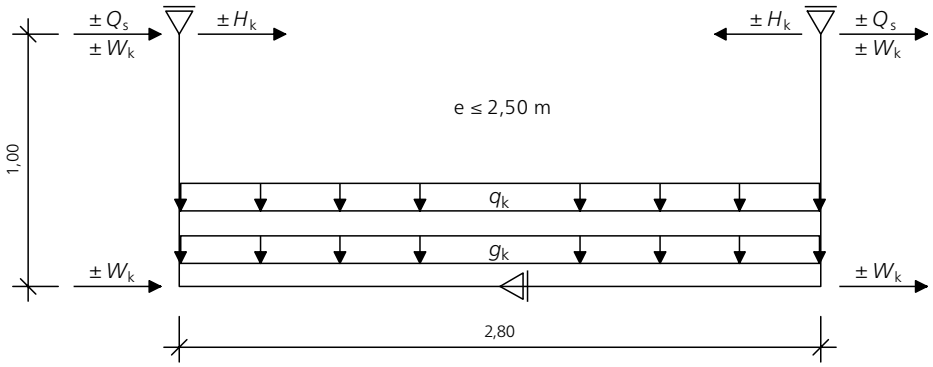
$$w_{Q,inst} = 41{,}7 < \ell / 400 = 50 \text{ mm}$$

Damit ergibt sich die konstruktive Überhöhung w_c zu: $w_c = w_{G,inst} + 0{,}5 \cdot w_{Q,inst}$

Es sind ausreichend Spannungsreserven für die Aufnahme der Normalkräfte aus der Verbandswirkung vorhanden.
Der Biegedrillknicknachweis ist nicht erforderlich, da der Hauptträger in kurzen Abständen durch Querrahmen gehalten ist.

Bemessung der Querrahmen

Statisches System der Querrahmen



Bemessung der Querrahmen

Statisches System der Querrahmen

- Ständig:

Eigengewicht (Annahme)	$\approx 0{,}35$ kN/m
Belag	$1{,}80 \cdot 2{,}50 \approx 4{,}50$ kN/m
	$g_k = 4{,}85$ kN/m

- Veränderlich – vertikal:

Verkehrslast	$4{,}40 \cdot 2{,}50 = 11{,}0$ kN/m
	$q_k = 11{,}0$ kN/m

- Veränderlich – horizontal:

Windlasten ohne Verkehr	$1{,}42 \cdot 1{,}80 \cdot 2{,}50 / 4 \approx 1{,}60$ kN
	$W_{k,1} = 1{,}60$ kN
Windlasten mit Verkehr	$1{,}27 \cdot 1{,}80 \cdot 2{,}50 / 4 \approx 1{,}43$ kN
	$W_{k,2} = 1{,}43$ kN

- Holmlasten

Horizontal	$1{,}00 \cdot 2{,}50 = 2{,}50$ kN
	$H_k = 2{,}50$ kN

Annahme: Die Windlasten werden gleichmäßig auf beide Hauptträger verteilt angesetzt. Windlasten wirken in eine Richtung. Windlastanteile, die auf dem Verkehrsband verbleiben, werden für die Bemessung des Rahmens vernachlässigt.

Annahme: Der vertikale Anteil der Holmlasten wird direkt auf den Hauptträger aufgesetzt und hier nicht weiter berücksichtigt. Geringe Ausmittenmomente werden hier nicht weiter verfolgt.

Die Wirkungsrichtung der Holmlasten ist beliebig.

Ermittlung der Stabilisierungslasten aus den Hauptträgern je Querrahmen

Die Ermittlung der Stabilisierungslasten, die aus den Hauptträgern resultieren, erfolgt analog nach den Regeln für die Aussteifung von Trägern und Fachwerken nach EC5-1-1.

Charakteristische Biegemomente aus der Bemessung der Hauptträger:

M_{gk} = 225 kNm
M_{qk} = 310 kNm
$M_{wk,1}$ = 30 kNm
$M_{wk,2}$ = 47,5 kNm

Stabilisierungslasten aus den Hauptträgern gemäß EC5-1-1:

$$k_\ell = \min \begin{cases} 1 \\ \sqrt{\dfrac{15}{\ell}} \end{cases} = \min \begin{cases} 1 \\ \sqrt{\dfrac{15}{20}} = 0{,}87 \end{cases} = 0{,}87$$

Nebenrechnungen gemäß EC5-1-1,6.3.3 ergeben $k_{crit} = 0{,}53$.

Die mittleren Druckkräfte im Hauptträger ermitteln sich über:

$$N_k = (1 - k_{crit}) \cdot \frac{M_k}{h} = (1 - 0{,}53) \cdot \frac{M_k}{1{,}30}$$

$N_{g,k}$ = 81,4 kN
$N_{q,k}$ = 112,1 kN
$N_{wk,1}$ = 10,9 kN
$N_{wk,2}$ = 17,2 kN

$k_{f,3} = 30$, gemäß Tabelle NA.21 aus EC5-1-1/NA

Die Stabilisierungslasten am Hauptträger ermitteln sich über:

$$Q_{s,k} = e \cdot k_\ell \cdot \frac{n \cdot N_k}{k_{f,3} \cdot \ell} = 2{,}50 \cdot 0{,}87 \cdot \frac{1 \cdot N_k}{30 \cdot 20{,}0}$$

$Q_{s,g,k}$ = 0,30 kN
$Q_{s,q,k}$ = 0,41 kN
$Q_{s,w1,k}$ = 0,04 kN
$Q_{s,w2,k}$ = 0,06 kN

Für die zuvor aufgeführten Belastungen sind die Querrahmen zu bemessen.
Es wird empfohlen, die maximale Kopfauslenkung der Rahmenstiele auf 1 / 150 der Rahmenstiellänge zu beschränken.

3.1.4 _ Holz-Beton-Verbundbrücken

Bei der Umsetzung von Holz-Beton-Verbund-Konstruktionen werden die einzelnen Verbundquerschnitte besonders dann optimal ausgenutzt, wenn die Zugzone dem Werkstoff Holz und die Druckzone dem Beton zugeordnet werden kann. Die gegenüber den Einzelquerschnitten erhöhte Steifigkeit bietet die Möglichkeit zum Abtrag hoher Eigengewichts- und Verkehrslasten. Zusätzlich können die anfallenden Querlasten in der Regel ohne Anordnung von Wind- und Aussteifungsverbänden abgeleitet werden.

Entscheidend für die Tragfähigkeit des Verbundquerschnittes ist die Ausführung der Schubfuge zwischen Holz und Beton. Dafür stehen drei übliche Möglichkeiten zur Verfügung:

- Kervenversatz
- Kopfbolzenverbindungen
- Eingeklebte Stahlbleche

Das stark unterschiedliche Kriechverhalten von Holz und Beton ist zu beachten.

Kervenversatz:
Kervenversätze können nach den geltenden Eurocodes bemessen werden. Nachzuweisen sind vor allem die Druckübertragung in der Stirnfläche zwischen Beton und Holz sowie das Abscheren im Kervenbereich. Zur Aufnahme der Versatzmomente werden in der Regel rechtwinklig zur Verbundfuge eingeklebte Stahlstangen oder Vollgewindeschrauben vorgesehen. Ein hierzu zu verwendendes Bemessungsverfahren wird in EC5-1-1/NA beschrieben.

Kopfbolzendübel:
Diese standardisierten Verbindungsmittel, die gleichfalls im Stahl-Betonverbundbau zur Anwendung kommen, werden auf eine Stahlplatte verschweißt und ähnlich wie bei der zuvor beschriebenen Methode in Kerven eingelassen und verschraubt. Somit wird die Kraftübertragung im Holzbau ebenfalls durch die kervenartige Ausbildung ermöglicht. In der Betonplatte übernimmt dies die im Verbund liegende Bewehrung.

Eingeklebte Stahlbleche:
Die Stahlbleche werden jeweils zur Hälfte im Ortbeton und im Holzträger eingebunden. Da die Bemessung nicht in EC5-1-1 oder EC5-2 geregelt ist, muss für diesen Schubverbindung eine bauaufsichtliche Zulassung oder Entsprechendes vorliegen.

Die Spannweite von Holz-Beton-Verbundbrücken ist aufgrund des unterschiedlichen Materialverhaltens (Kriechen, Schwinden und Temperaturdehnungsverhalten) zwischen den beiden Werkstoffen auf circa 35 Meter begrenzt.

Beton und Betonstahl haben ein annähernd identisches Temperaturdehnungsverhalten, wodurch sich die Kombination zu Stahlbeton als ideeller Werkstoff durchgesetzt hat. Bei der zusätzlichen Kombination mit Holz, in der ein schubfester Verbund geschaffen werden muss, ist dies jedoch nicht so. Hier ist auf jeden Fall das Schwinden des Betons beim Abbinden zu untersuchen.

Desweiteren spielen die Temperatureinwirkungen und die damit verbundenen Dehnungen im Beton eine wesentliche Rolle, da diese im Holz eher vernachlässigbare Größen erzielt. Bei dem Werkstoff Holz sollte jedoch untersucht werden, welche Probleme durch Quellen- und Schwinden, hervorgerufen durch schwankende Holzfeuchten, entstehen.

Für die Bemessung des statischen Kraftflusses in der Verbindung sind diese Faktoren zu berücksichtigen.

Die Praxis zeigt, dass auch bei Bauteilen von überdachten Fachwerkkonstruktionen, die sich aufgrund der 30°-Regel als geschützt einstufen lassen, Feuchteeintrag in die vermeintlich geschützten Bereiche möglich ist. Der Regen kann durch Windeinwirkungen auf die eigentliche Lauffläche fallen und so in die Knotenpunkte gelangen. Deshalb sind dichte Belagskonstruktionen sowie eine dichte seitliche Bekleidung eine sinnvolle Ergänzung für den konstruktiven Holzschutz.

Im Zweifelsfall ist daher auch bei unter 30° geschützten Konstruktionen von der Nutzungsklasse 3 auszugehen.

Im Bereich der Portale lassen sich die Holzbauteile nur schlecht gegen die äußeren Witterungseinflüsse schützen. Eine Möglichkeit, die Untergurte zu schützen, bietet ein erhöhter Dachüberstand im Bereich der Brückeneintrittsflächen. Alternativ lässt sich der Portalrahmen auch geneigt ausbilden.

3.2 _ Überdachte Fachwerkkonstruktionen

Überdachte Fachwerkkonstruktionen bieten nicht nur einen wirkungsvollen Holzschutz, sondern bewirken in der Regel auch eine Bemessung der geschützten Holzbauteile in der Nutzungsklasse 2.

Die Aussteifung in Längsrichtung des Haupttragwerks wird durch die Fachwerkstäbe selbst übernommen. In Querrichtung ist zur Aussteifung ein Wind- und Aussteifungsverband vorzusehen. Für den Abtrag der Horizontallasten aus der Obergurtebene ist im Auflagerbereich eine biegesteife Querrahmenkonstruktion herzustellen.

Da die Bauteile der Fachwerkkonstruktion überwiegend durch Normalkräfte beansprucht werden (Spannung im Querschnitt gleichmäßig verteilt), kann gegenüber biegebeanspruchten Bauteilen (hohe Randspannungen) eine hohe Querschnittsauslastung erreicht werden.

Die Kopplung der einzelnen Bauteile erfolgt vorzugsweise über Schlitzbleche und Stabdübel. Daher ist bei der Dimensionierung von Fachwerkkonstruktionen die Nachgiebigkeit der Verbindungen bzw. Verbindungsmittel zu beachten.

Überdachte Fachwerkkonstruktionen eignen sich besonders für Spannweiten von 20 bis 70 m.

3.3 _ Bogenkonstruktionen

Bei Bogenkonstruktionen kann der Geh- und Fahrbahnbelag in drei unterschiedlichen Ebenen angeordnet werden:

1.) aufgeständerter Geh- und Fahrbahnbelag
2.) abgehängter Geh- und Fahrbahnbelag
3.) Geh- und Fahrbahnbelag in Bogenform

Die Bögen werden zumeist aus Brettschichtholz hergestellt. Diese sind in Querrichtung durch die Anordnung von Verbänden oder Scheiben auszusteifen. Alternativ kann die Aussteifung der Bogenbinder in Querrichtung über U-förmige Stahlrahmen, ähnlich wie bei Trogbrücken, erfolgen. Der wesentliche Vorteil dieser Variante besteht darin, dass keine weiteren Aussteifungselemente für die Bögen benötigt werden.

Bei größeren Stützweiten können aus Transportgründen Stöße im Bogen vorgesehen werden. Den anfallenden Horizontalschub aus den Bogenbindern nehmen in der Regel die Längsträger als Zugkräfte auf.

Verläuft der Geh- und Fahrbahnbelag in Form des Bogens, ist zur Vermeidung großer Steigungen nur ein kleiner Stich ausführbar. Daraus resultiert ein großer Horizontalschub, der gegebenenfalls durch Stahlzugbänder aufzunehmen ist.

Tabelle 3.3 | Zahlenwerte zur Vordimensionierung verschiedener Bogenbrücken

System	Spannweite	Verhältnis f / ℓ
1)	$20\ \text{m} \leq \ell \leq 50\ \text{m}$	1/4 bis 1/6
2)	$20\ \text{m} \leq \ell \leq 30\ \text{m}$	1/4 bis 1/6
3)	$10\ \text{m} \leq \ell \leq 60\ \text{m}$	1/25

f Höhe des Stichmaßes

3.4 _ Schrägseil- und Hängeseilkonstruktionen

Hierbei ist der Überbau an schräg von einem Pylon oder Mast gespannten Seilen aufgehängt. Die Schrägseile sollten eine Neigung von mindestens 20° haben. Sie übernehmen die Zugkräfte, der Überbau (Versteifungsträger) muss dabei die Druckkräfte aufnehmen.

Die Versteifungsträger lassen sich auf unterschiedlichste Art ausbilden. Hier sind beispielsweise Vollwandträger mit einfachen oder zusammengesetzten Querschnitten denkbar. Fachwerkkonstruktionen sind ebenso realisierbar. Die Träger werden durchlaufend ausgebildet, wobei sie durch die Anschlüsse der Zugglieder (Schrägseile) elastische Zwischenunterstützungen erhalten. Die auftretenden Horizontalkräfte aus der Umlenkung der Haupttragkabel müssen in die Widerlager geleitet werden.

Bereits geringe Längenänderungen der Haupttragkabel durch Temperaturänderungen führen zu teilweise stark unterschiedlich elastischen Zwischenunterstützungen und so zu einer Änderung der Schnittgrößenverläufe im Haupttragsystem. Es ist sinnvoll nachstellbare Systeme zu wählen, um gegebenenfalls erhöhte Toleranzen auszugleichen.

3.5 _ Spannbandkonstruktionen

Spannbandkonstruktionen passen sich im Ver-lauf dem bemessungsmaßgebenden Lastfall an. Hierbei ist die Ausführung von Ein- oder Mehrfeldsystemen denkbar.

Die Querschnitte werden aus Brettschichtholz hergestellt. Je nach Größe des Durchhangs entstehen im Querschnitt mehr oder weniger hohe Zugkräfte, die in die Widerlager einzuleiten sind.

Wesentlicher Vorteil dieser Brückenkonstruktion ist die optimale Ausnutzung der Zugtragfähigkeit des Holzes. Biegemomente entstehen durch die Abweichung von der Seillinie sowie durch unsymmetrische Belastungen. Diese Brückenkonstruktionen sind häufig sehr schwingungsanfällig, so dass sich Passanten beim Begehen oder Befahren unbehaglich fühlen können. Durch Vergrößerung der Eigenlast (Beläge aus Naturstein oder Beton) lässt sich das Verhältnis von anregender Masse zu schwingender Masse (auch modale Masse genannt) und damit das Schwingungsverhalten günstig beeinflussen.

Längenänderungen infolge Temperatur, Schwinden und Quellen sind wegen ihres Einflusses auf den Schnittkraftverlauf besonders zu beachten. Holz bietet bei Temperatureinwirkungen den besonderen Vorteil, dass dessen Auswirkungen im Vergleich zu anderen Baustoffen gering ist.

Tabelle 3.4 | Zahlenwerte zur Vordimensionierung von Spannbandkonstruktionen

Spannweite ℓ	Verhältnis h / ℓ
$20\ \text{m} \leq \ell \leq 100\ \text{m}$	bis circa 1/120

h Höhe des Spannbandträgers

4 _ Geländer

Die im Folgenden vorgestellten Bauteile sind in der Regel der Bewitterung frei ausgesetzt. Werden die Schutzeinrichtungen aus Holz ausgeführt, ist die Bemessung gemäß EC5-1-1, 2.3.1.3 in der Nutzungsklasse 3 vorzunehmen. Im Besonderen ist darauf zu achten, dass die erfassten Bauteile ohne großen Aufwand ausgetauscht werden können.

4.1 _ Handläufe

Die Handläufe müssen die vertikalen und horizontalen Holmlasten an die Geländerpfosten ableiten.

Die Bemessung der Handläufe wird in der Regel an mehrfeldrigen Durchlaufträgern (Lieferlängen der Hölzer beachten) mit starren Auflagern in horizontaler und vertikaler Richtung vorgenommen. Für die Nachweise ist für Holmlasten die KLED = „kurz“ zu berücksichtigen.

Im Allgemeinen sind die Handläufe unter Berücksichtigung der Doppelbiegung gemäß EC5-1-1 für die in Kapitel 2.2.4 beschriebenen Holmlasten auszulegen.

Querschnittsschwächungen durch Anschlüsse (z. B. Zapfen) oder Stöße (z. B. Verblattungen) sind zu berücksichtigen.

Für die typischen Abmessungen von Handläufen aus Holz wird auf die „Musterzeichnungen für Holzbrücken“ (holzbau handbuch Reihe 1, Teil 9, Folge 3) verwiesen. Anschlüsse an die Geländerpfosten sowie an den Brückenüberbau werden im Kapitel 6 der Schrift „Entwurf von Holzbrücken“ (holzbau handbuch Reihe 1, Teil 9, Folge 1) beschrieben.

4.2 _ Geländerpfosten

Geländerpfosten leiten die Beanspruchungen aus den Handläufen an das Haupttragwerk ab. Um eine gute Anschlussmöglichkeit zu erreichen, werden die Geländerpfosten häufig seitlich angeordnet und über zwei Verbindungsmittelgruppen angeschlossen. Bei geschlossenen Belägen bietet sich gleichzeitig der Vorteil der Vermeidung von Durchstoßpunkten.

Aus dieser Anordnung ergibt sich ein statisches System eines senkrecht stehenden Einfeldträgers mit langem Kragarm und starren Lagern. Die zuvor angegebenen Einwirkungen greifen an der Kragarmspitze an.

Weiter sind Anschlüsse so zu konstruieren, dass die Geländerpfosten auch nachträglich ausgerichtet und einfach ausgetauscht werden können. Der konstruktive Holzschutz des Haupttragwerks darf durch den Geländerpfosten selbst und der Anschlüsse nicht beeinträchtigt werden.

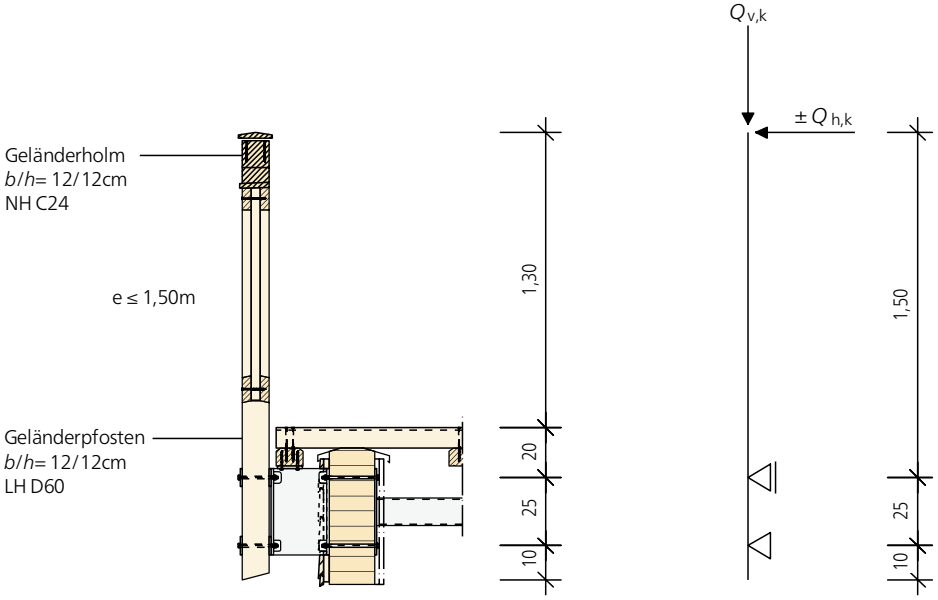
Bei der Bemessung in der Nutzungsklasse 3 sind folgende Punkte zu beachten:

- die Nachweise sind unter Berücksichtigung der vorhandenen Querschnittsschwächungen zu führen
- häufig ist der Querkraftnachweis bemessungsmaßgebend
- die Auslenkung der Kragarmspitze (Anschluss der Handläufe) ist zu begrenzen
- bei Anschlüssen mit Bolzen und Unterlegscheiben ist die Pressung unter der Unterlegscheibe (Querpressung) nachzuweisen

Übliche Ausführungsvarianten von Geländerpfosten und -anschlüssen sind in „Musterzeichnungen für Holzbrücken“ (holzbau handbuch Reihe 1, Teil 9, Folge 3) und in „Entwurf von Holzbrücken“ (holzbau handbuch Reihe 1, Teil 9, Folge 1) vorgestellt.

Bemessungsbeispiel:

Statisches System und Angaben zum System



Geländerpfostenabstand *e*:	1,50 m
Kraglänge Geländerpfosten ℓ_{Krag}:	1,50 m
Pfostenbreite *b*:	12 cm
Pfostenhöhe *h*:	12 cm
Verbindungsmittel:	2 Passbolzen M12, 4.6 mit Unterlegscheiben nach DIN 1052, *d* = 58 mm
Verbindungsmittelabstand *a*:	25 cm

Charakteristische Einwirkungen und KLED für die Bemessung des Geländerpfostens

Eigengewicht Geländerkonstruktion (gesamt)	g_k	= 0,50 kN/m,	KLED = „ständig“
Holmlasten	$q_{v,k}$	= 1,0 kN/m,	KLED = „kurz“
	$q_{h,k}$	= 1,0 kN/m,	KLED = „kurz“

Ermittlung der Belastungen auf den Geländerpfosten

– Ständig:

Eigengewicht Geländerkonstruktion $1{,}50 \cdot 0{,}50 = 0{,}75$ kN

$G_k = 0{,}75$ kN

– Veränderlich:

Holmlast vertikal $Q_{v,k} = 1{,}50 \cdot 1{,}0 = 1{,}50$ kN

Holmlast horizontal $Q_{h,k} = 1{,}50 \cdot 1{,}0 = 1{,}50$ kN

Ermittlung der charakteristischen Schnittgrößen

Charakteristische Werte der Biegemomente:

$M_{qh,k} = Q_{h,k} \cdot \ell_{Krag} = 1{,}50 \cdot 1{,}50 = 2{,}25$ kNm

Charakteristische Werte der Querkräfte:

$V_{qh,k} = M_{qh,k} / a = 2{,}25 / 0{,}25 = 9{,}00$ kN

Charakteristische Werte der Normalkräfte:

$N_{g,k} = G_k = 0{,}75$ kN

$N_{qv,k} = Q_{v,k} = 1{,}50$ kN

Eine eindeutige Überlagerungsvorschrift von Wind- und Holmlasten ist nicht definiert. Nebenrechnungen haben gezeigt, dass bei offenen Geländerkonstrucktionen eine Überlagerung rechnerisch nicht maßgebend ist.

Ermittlung des Modifikationsbeiwertes k_{mod}

Geländerpfosten frei bewittert → NKL 3
Lasteinwirkungsdauer für Holmlast → KLED = „kurz"

$k_{mod} = 0{,}70$

Bemessungswerte der Bauteilwiderstände und Querschnittswerte

Charakteristische Baustoffkennwerte für Laubholz D60

$f_{m,k} = 60$ N/mm²

$f_{v,k} = 4{,}5$ N/mm²

$f_{c,0,k} = 32$ N/mm²

Die Bemessungswerte der Festigkeiten ergeben sich zu:

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{0{,}70 \cdot 60}{1{,}3} = 32{,}31\,\text{N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0{,}70 \cdot 4{,}50}{1{,}3} = 2{,}42\,\text{N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0{,}70 \cdot 32}{1{,}3} = 17{,}23\,\text{N/mm}^2$$

Die Querschnittsgrößen ergeben sich zu:

Es werden die Querschnittswerte am Nettoquerschnitt ermittelt.
Für das Bohrloch des Passbolzens wird der Nenndurchmesser angenommen.

$$W_{y,netto} = h^2 \cdot (b - d_B) / 6 = 12^2 \cdot (12 - 1{,}2) / 6 = 259{,}2\,\text{cm}^3$$
$$A_{netto} = h \cdot (b - d_B) = 12 \cdot (12 - 1{,}2) = 129{,}6\,\text{cm}^2$$
$$A_{ef} = k_{cr} \cdot h \cdot (b - d_B) = 0{,}67 \cdot 12 \cdot (12 - 1{,}2) = 86{,}83\,\text{cm}^2$$

Für Laubholz ergibt sich der Beiwert k_{cr} zu 0,67.

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Teilsicherheitsbeiwerte: $\gamma_G = 1{,}35$; $\gamma_Q = 1{,}50$

Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen

$$M_{y,Ed} = \gamma_Q \cdot M_{qh,k} = 1{,}50 \cdot 2{,}25 = 3{,}38\,\text{kNm}$$
$$V_{z,Ed} = \gamma_Q \cdot V_{qh,k} = 1{,}50 \cdot 9{,}00 = 13{,}5\,\text{kN}$$
$$N_{Ed} = \gamma_G \cdot N_{g,k} + \gamma_Q \cdot N_{qv,k} = 1{,}35 \cdot 0{,}75 + 1{,}50 \cdot 1{,}50 = 3{,}26\,\text{kN}$$

Zugkraft in der oberen Passbolzenverbindung

$$F_{t,Ed} = \gamma_Q \cdot V_{qh,k} + \gamma_Q \cdot Q_{h,k} = 1{,}50 \cdot 9{,}00 + 1{,}50 \cdot 1{,}50 = 15{,}75\,\text{kN}$$

Biegenormalspannungsnachweis unter einachsiger Biegung und Druck

$\sigma_{c,0,d} = N_{Ed} / A_{netto} = 3{,}26 \cdot 10 / 129{,}6 = 0{,}25\ N/mm^2$

$\sigma_{m,y,Ed} = M_{y,Ed} / W_{y,netto} = 3{,}38 \cdot 103 / 259{,}2 = 13{,}04\ N/mm^2$

Nachweis:

$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m,y,Ed} / f_{m,d}) < 1$
$= (0{,}25 / 17{,}23)^2 + (13{,}04 / 32{,}31)$
$= 0{,}40 < 1 \rightarrow$ Nachweis erfüllt

Schubnachweis aus Querkraft (einachsige Biegung)

$\tau_{z,Ed} = 1{,}50 \cdot V_{z,Ed} / A_{ef} = 1{,}50 \cdot 13{,}5 \cdot 10 / 86{,}83 = 2{,}33\ N/mm^2$

Nachweis:
$\tau_{z,Ed} / f_{v,d} < 1$
$= 2{,}33 / 2{,}42$
$= 0{,}96 < 1 \rightarrow$ Nachweis erfüllt

Es muss ein Passbolzen gewählt werden, der eine Zugkraft von $F_{t,Ed} = 15{,}75$ kN aufnehmen kann. Bei der Verwendung einer Unterlegscheibe nach DIN 1052 mit einem Durchmesser von $d = 58$ mm kann bei Geländerpfosten LH D60 ist der Nachweis der Querpressung entbehrlich.

4.3 _ Füllungen

Lastansätze für Geländerfüllungen sind nicht explizit geregelt. Neben der Einhaltung von Sicherheitsaspekten in Bezug auf die Füllstababstände (maximal 12 cm) sollten diese ausreichend gegen Vandalismus und stürzende Personen dimensioniert werden. Für Geländerfüllungen aus Holz werden häufig Querschnitte von b / d = 4 / 4 cm verwendet. Es wird empfohlen, die Querschnittsabmessungen in Anlehnung an die RIZ-ING zu wählen.

Alternativ lassen sich zum Beispiel vorgespannte Seilnetze verwenden, die zwischen den Endpfosten im Brückenein- bzw. austritt fixiert werden. Zu beachten ist hierbei, dass die aufgebrachte Vorspannkraft im Seilnetz von den Geländerpfosten abgetragen werden muss.

5 _ Brückenbeläge

5.1 _ Beläge aus Holz

Bei der Verwendung von hölzernen Brückenbelägen (auf Abstand verlegte Holzbohlen) ist gemäß EC5-2/NA eine Verschleißschichtdicke zu berücksichtigen. Zur statisch erforderlichen Bohlendicke müssen folgende Verschleißschichtdicken eingeplant werden.

Tabelle 5.1 | Verschleißschichten gemäß EC5-2/NA

	Verschleißschicht d_v [mm] Tragbeläge aus	
	Nadelholz	**Laubholz**
Fahrbahnen	20	10
Geh- und Radwegbrücken	10	5

Die Ermittlung der Stützweite hat gemäß EC5-2/NA, NCI NA.5.4 zu erfolgen. Als Stützweite ist das lichte Maß zuzüglich jeweils 10 cm ihrer Auflagertiefe anzusetzen. Als größte Stützweite ist höchstens der Achsabstand der Auflager anzunehmen.

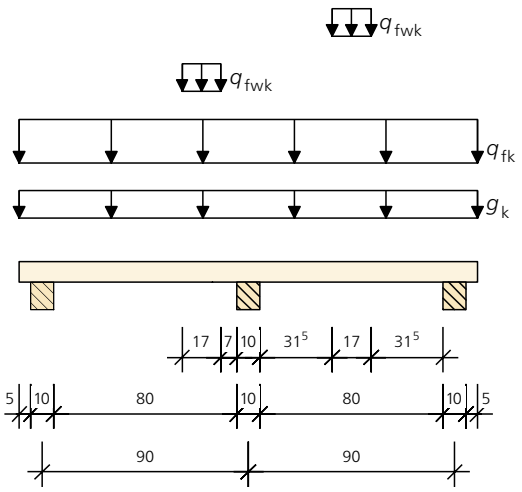
Wie in Kapitel 2.2.4 erwähnt, ist der bemessungsmaßgebende Fall für die Dimensionierung der Bohlen häufig der Querkraftnachweis unter Ansatz der Einzellast Q_{fwk}.

Für eine wirtschaftliche Bemessung kann die Einzellast auf die Schwerachse der Bohle bezogen werden. Die anzusetzenden Lastverteilungswinkel werden dabei in EC5-2, Tabelle 5.2 aufgeführt. Für Bohlen wird zum Beispiel ein Lastverteilungswinkel von 45° angegeben. Die Verschleißschichtdicke darf dabei nicht berück-sichtigt werden. Gemäß EC5-1-1/NA,NCI zu 6.1.7 (NA.5) darf der Querkraftnachweis im Abstand *d* (Bohlendicke) vor der Auflagerkante geführt werden.

Für die Dimensionierung der Verbindungsmittel an die unterstützenden Bauteile sind zusätzlich die Horizontallasten (z. B. Bremslasten) zu berücksichtigen.

Bemessungsbeispiel:

Statisches System und Angaben zum System



Bohlenbreite	b	= 14	cm
Bohlenhöhe	d	= 7	cm (nach Abzug der Verschleißschichtdicke d_v = 10 mm)
Auflagerbreite	b_A	= 10	cm
Verlegeabstand	a	= 1	cm

Verkehrslast:	q_{fk}	= 5,00	kN/m²
Einzellast:	Q_{fwk}	= 5,0	kN (nach Abstimmung mit dem Bauherrn)
	Auf einer quadratischen Aufstandsfläche mit einer Seitenlänge von 0,10 m		

Charakteristische Einwirkungen und KLED für die Bemessung des Bohlenbelags

Ständige Last (Eigengewicht Bohlenbelag)

$g_k = b \cdot (d + d_v) \cdot \rho_k \cdot 1{,}10 = 0{,}14 \cdot 0{,}08 \cdot 4{,}2 \cdot 1{,}10 \approx 0{,}052$ kN/m, KLED = „ständig"

Die Eigenlast wird aufgrund des Einbaus in der Nutzungsklasse 3 um 10 % erhöht.

Verkehrslast (inkl. Verlegeabstand)

$q_k = (b + a) \cdot q_{fk} = (0{,}14 + 0{,}01) \cdot 5{,}00 = 0{,}75$ kN/m, KLED = „kurz"

Einzellast $Q_{fwk} = 5{,}0$ kN (nach Abstimmung mit dem Bauherrn)

$q_{fwk} = Q_{fwk} / (0{,}10 + 2 \cdot d / 2) = 5{,}00 / (0{,}10 + 2 \cdot 0{,}035) \approx 29{,}41$ kN/m, KLED = „kurz"

Die Einzellast wird auf die Schwerachse bezogen. Die Lastverteilung wird mit 45° berücksichtigt.

Die folgenden Lastkombinationen sind zu untersuchen:

LK 1: Eigengewicht + Verkehrslast mit $k_{mod} = 0{,}70$

LK 2.1: Eigengewicht + Einzellast mit $k_{mod} = 0{,}70$

Die Einzellast Q_{fwk} bzw. die daraus abgeleitete Streckenlast q_{fwk} wird so angeordnet, dass sich die größte Querkraft errechnet.

LK 2.2: Eigengewicht + Einzellast mit $k_{mod} = 0{,}70$

Die abgeleitete Streckenlast q_{fwk} wird so angeordnet, dass sich das größte Biegemoment errechnet.

Die Nachweise werden in der Nutzungsklasse 3 geführt. In der Gebrauchstauglichkeit wird als größte Verformung nach Tabelle 2.8 ein Maß von ℓ / 400 der Stützweite für die Beanspruchung aus der Verkehrslast zugelassen. Die Verformungsbeschränkung gilt nicht für die Einzellast Q_{fwk}.

5.2 _ Beläge aus Kunststoff

Eine Alternative zu den Holzbohlen stellen z. B. glasfaserverstärkte Kunststoff-Profile (GFK-Profile) dar. Diese auf dem Markt angebotenen GFK-Bohlen sind in der Regel Hohlkammer-profile.

Da die Verwendung dieser Produkte als Bohlen im Brückenbau nicht allgemein geregelt ist, müssen andere Verwendbarkeitsnachweise vorliegen. In diesen Verwendbarkeitsnach-weisen (wie z. B. ETA) sind neben den Festig-keits- und Steifigkeitswerten die jeweiligen Besonderheiten zur Bemessung angegeben. Hervorzuheben sind hier die Einflussfaktoren zur Erfassung der Dauer der Lasteinwirkung auf die Festigkeit. Ebenfalls muss das jewei-lige Produkt für den Abtrag von Einzellasten geeignet sein.

5.3 _ Beläge aus Beton

Bei Belägen aus Beton muss unterschieden werden, ob plattenartige oder stabförmige Bauteile eingesetzt werden sollen. Bei plat-tenartigen Belägen ist dann zusätzlich zu unterscheiden, ob Fertigteile oder Ortbeton verwendet wird.

Die Bemessung erfolgt jeweils nach EC2 unter Berücksichtigung der vorliegenden Exposi-tionsklassen.

Beläge aus Beton bringen gegenüber den Holz- oder GFK-Bohlen eine hohe Belastung aus Eigengewicht mit. Allerdings können Einzellasten durch Betonbeläge gut aufge-nommen und an die Unterkonstruktion abge-geben werden.

Weitere Angaben insbesondere zur Lagerung der Betonbeläge sind in „Entwurf von Holz-brücken“ (holzbau handbuch Reihe 1, Teil 9, Folge 1) vorgestellt.

5.4 _ Beläge aus Stahl

Bei den Stahlbelägen wird unterschieden zwischen offenen Rostkonstruktionen und großflächigen, häufig auch verschweißten Stahlblechkonstruktionen. Während die Rostkonstruktionen offen sind und somit bei der Verwendung eine weitere durchgehende Schicht über den Holzquerschnitten für den konstruktiven Holzschutz erforderlich ist, können die Stahlblechkonstruktionen bei entsprechender Beschichtung (reaktionsharzgebundene Dünnbettbeläge RHD) als dichter Belag angesehen werden.

Gemäß Teil 7 Abschnitt 5 der ZTV-ING sind für Geh- und Radwegbrücken Belagsdicken zwischen 4 und 6 mm vorzusehen. Wird die Fläche befahren, ist eine Belagsdicke von 6 bis 10 mm vorzusehen.

Für die Rostkonstruktionen liegen von den Herstellern häufig Bemessungstabellen sowohl für Flächenlasten als auch Einzellasten vor. Die Stahlbleche werden in der Regel nach dem EC3 für die anzusetzenden Lastfälle nach den vorliegenden Geometrien und weiteren Randbedingungen nachgewiesen.

Für die Befestigung an die Unterkonstruktion ist das unterschiedliche Verformungsverhalten der Werkstoffe bei Temperatureinwirkungen zu berücksichtigen. Es sollte eine Befestigung gewählt werden, die keine nennenswerten Spannungen im Brückenbelag sowie der Unterkonstruktion verursacht.

5.5 _ Beläge aus Naturstein

Als Brückenbelag lassen sich plattenförmige Brückenbeläge aus Naturstein mit Abmessungen von bis zu 1,50 x 3,0 Meter einsetzen. Wird Naturstein vorgesehen, sind die einzelnen Festigkeitskennwerte anhand von Prüfungen verantwortlich zu ermitteln. Die Ergebnisse sind nur für den jeweiligen Einzelfall zu verwenden. Vor Einbau der Natursteinplatten sind Probebelastungen jeder einzelnen Platte vorzunehmen.

Durch das hohe Eigengewicht dieser Belagsart kann häufig auf weitere Lagesicherungsmaßnahmen bei Geh- und Radwegbrücken verzichtet werden. Lager-, Abschluss-, und Übergangsdetails werden bei Natursteinbelägen wie bei Belägen aus Beton ausgeführt.

6 _ Lagerkonstruktionen

In Abhängigkeit von Querschnittabmessungen der Brückenhauptträger und den in die Fundamentkörper einzuleitenden Kräften stehen unterschiedlich aufwändige Lagerkonstruktionen zur Auswahl. Hierbei werden nicht nur Konstruktionen nach EN 1337 vorgestellt, sondern auch Konstruktionen gezeigt, die sich beim Bauen von Holzbrücken bewährt haben.

Einbetonierte Stahlformteile lassen sich sowohl bei neu geplanten Widerlagern als auch bei Bestandsbauteilen mittels Aussparungen bzw. Kernbohrungen und anschließendem Vergießen einfach realisieren.

Bei größeren Verformungen und Verdrehungen können auch Konstruktionen mit Elastomerlagern eingesetzt werden.

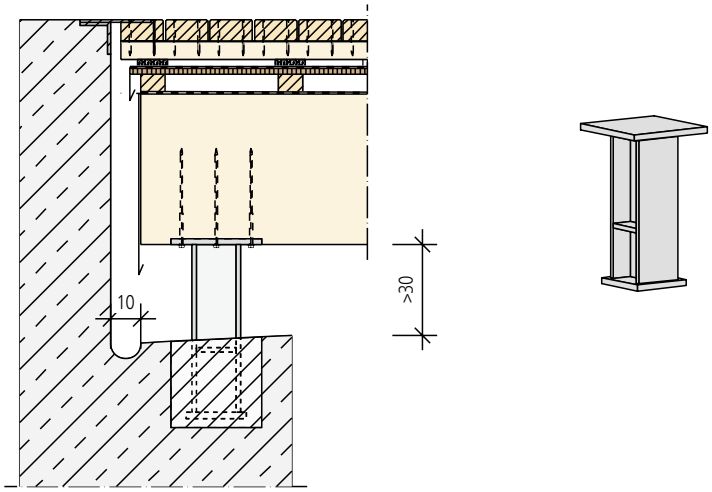
Dabei bietet es sich an, die Einspannstelle im Widerlager vorzusehen, da sich die entstehenden Versatzmomente häufig nicht durch geeignete Verbindungsmittel in das Holztragwerk einleiten lassen.

6.1 _ Stahllager mit und ohne Elastomerkissen nach EN 1337

Grundsätzlich lassen sich bei Holzbrücken Stahllager mit und ohne Elastomerkissen verwenden. Ob Elastomere eingesetzt werden oder ob eine reine Stahl-Stahl-Auflagerung erfolgt, hängt dabei von den auftretenden Verschiebungen und Verdrehungen ab.

Der Anschluss an die Hauptträger kann unterschiedlich erfolgen. Denkbar sind hier beispielsweise Schlitzblech-Passbolzenverbindungen oder unterseitig angeschraubte Stahlbleche. Die Beanspruchungen aus dem Überbau werden dann in der Regel über eine Lagerplatte mit aufgeschweißten in den Gründungskörper übertragen.

Abb. 6.1
Systemskizze einer Lagerkonstruktion mit Stahlformteilen



6.2 _ Geschweißte Stahlkonstruktionen

Bei kleineren Auflagerkräften, -verschiebungen und -verdrehungen können einbetonierte Stahlformteile mittels Teil- oder Vollgewindeschrauben unter die Hauptträger geschraubt werden. Das Ausmittenmoment, gemessen von der Schwerachse der Hauptträger zum direkten Auflagerpunkt, wird dabei als vertikales Kräftepaar von der Schraubverbindung aufgenommen. Die Schrauben werden dadurch auf Herausziehen und Abscheren beansprucht. Diese Variante bietet zusätzlich den Vorteil, dass über Langlöcher in der Kopfplatte des Stahlteils Verschiebungen des Hauptträgers möglich sind.

Für größere Auflagerkräften, -verschiebungen und -verdrehungen kann die Auflagerkonstruktion weiterentwickelt werden, siehe Abbildung 6.2.

In der in Abbildung 6.2 dargestellten Variante werden die horizontalen Kräfte in Brückenlängsrichtung durch die eingeschlitzte Querknagge in die obere Lagerplatte eingeleitet. Auftretende Ausmitten werden durch die Schraubenverbindung aufgenommen. In Querrichtung auftretende Horizontalkräfte werden hier durch die Schraubenverbindung eingeleitet. Die Lastweiterleitung der horizontalen Kräfte in die untere Lagerplatte wird über Kontaktpressung zwischen den Knaggen sichergestellt. Für den vertikalen Lastabtrag sind Elastomerkissen vorgesehen. Durch die Lagerung auf den Elastomerkissen lassen sich größere Auflagerverdrehungen aufnehmen.

Durch die Anordnung der Stahlbleche auf den Lagerplatten lassen sich unterschiedliche Verschiebungsmöglichkeiten / Freiheitsgrade umsetzen.

6.3 _ Integrale Anschlüsse

Sollen fugenlose Bauwerke konstruiert werden, kann der Übergang zwischen dem Brückenkörper und Betonwiderlager biegesteif bzw. „integral“ erfolgen. In den Brückenkörper eingeklebte Stahlstäbe und / oder eingesetzte Stahlteile übertragen dann die Beanspruchungen in den Gründungskörper. Durch die integralen Anschlüsse werden Verformungsmöglichkeiten am Übergang zum Widerlager ausgeschlossen. Auftretende Zwangbeanspruchungen müssen vom Tragwerk aufnehmbar sein.

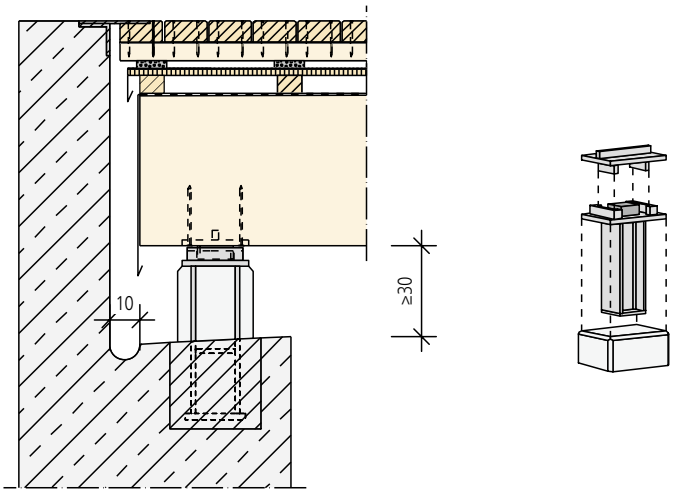


Abb. 6.2
Systemskizze einer Lagerkonstruktion mit eingeschlitzter Querknagge

7 _ Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Definition der zu berücksichtigenden Höhen bei Tragwerken ohne Verkehrsband _12

Abbildung 2.2: Definition der zu berücksichtigenden Höhen bei Tragwerken mit Verkehrsband _13

Abbildung 2.3: Vertikale und horizontale Einwirkungen auf Geländer gemäß EC1-2 _17

Abbildung 2.4: Außergewöhnliche Belastung infolge eines unplanmäßigen Fahrzeuges auf der Brücke _18

Abbildung 3.1: Mögliche statische Systeme für unterspannte Träger _21

Abbildung 6.1: Systemskizze einer Lagerkonstruktion mit Stahlformteilen _46

Abbildung 6.2: Systemskizze einer Lagerkonstruktion mit eingeschlitzter Querknagge _47

8 _ Normen

DIN EN 1990,
Grundlagen der Tragwerksplanung,
DIN Deutsches Institut für Normung e. V.,
Berlin 2010

DIN EN 1991-1-1,
Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1:
Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke,
DIN Deutsches Institut für Normung e. V.,
Berlin 2010

DIN EN 1991-1-3,
Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3:
Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten,
DIN Deutsches Institut für Normung e. V.,
Berlin 2010

DIN EN 1991-1-4,
Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4:
Allgemeine Einwirkungen – Windlasten,
DIN Deutsches Institut für Normung e. V.,
Berlin 2010

DIN EN 1991-1-5,
Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5:
Allgemeine Einwirkungen –
Temperatureinwirkungen,
DIN Deutsches Institut für Normung e. V.,
Berlin 2010

DIN EN 1991-1-7,
Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7:
Allgemeine Einwirkungen –
Außergewöhnliche Einwirkungen,
DIN Deutsches Institut für Normung e. V.,
Berlin 2010

DIN EN 1991-2,
Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2:
Verkehrslasten auf Brücken,
DIN Deutsches Institut für Normung e. V.,
Berlin 2010

DIN EN 1995-1-1,
Bemessung und Konstruktion von
Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines,
DIN Deutsches Institut für Normung e. V.,
Berlin 2010

DIN EN 1995-2,
Bemessung und Konstruktion von
Holzbauten – Teil 2: Brücken,
DIN Deutsches Institut für Normung e. V.,
Berlin 2010

9 _ Tabellenverzeichnis

Tabelle 1.1: Zur Anwendung der DIN EN 1995-2:2010-12 wesentliche Bemessungsnormen _5

Tabelle 2.1: Dauer der charakteristischen Lasteinwirkungsdauer _7

Tabelle 2.2: Beispiele für die Länge der Lasteinwirkung _7

Tabelle 2.3: Werte für k_{mod} für Vollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz, Furnierschichtholz, Brettsperrholz, Massivholzplatten, Sperrholz _7

Tabelle 2.4: Werte für k_{mod} für OSB-Platten _7

Tabelle 2.5: Empfohlene Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften und Beanspruchbarkeiten gemäß EC5-2 / NA _8

Tabelle 2.6: Teilsicherheitsbeiwerte für Stahl in Verbindungen _8

Tabelle 2.7: Werte für k_{def} für Holz und Holzwerkstoffe _9

Tabelle 2.8: Grenzwerte der Durchbiegungen für Balken, Platten und Fachwerke _10

Tab. 2.9: Kombinationsbeiwerte für Geh- und Radwegbrücken gemäß EC0 _11

Tabelle 2.10: Nennwerte für Wichten von Nadelhölzern _11

Tabelle 2.11: Nennwerte für Wichten von Laubhölzern _11

Tabelle 2.12: Nennwerte für Wichten von Brettschichthölzern _11

Tabelle 2.13: Anzusetzende Querschnittshöhen zur Bestimmung von $A_{ref,x}$ _12

Tabelle 2.14: Windeinwirkungen w in kN/m² auf Brücken für Windzone 1 und 2 (Binnenland) gemäß DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12, Tab.NA.N.5 _14

Tabelle 2.15: Windeinwirkungen *w* in kN/m² auf Brücken für Windzone 3 und 4 (Binnenland) gemäß DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12, Tab.NA.N.6 _14

Tabelle 2.16: Windeinwirkungen *w* in kN/m² auf Brücken für Windzone 1 und 2 (Küstennähe) gemäß DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12, Tab.NA.N.7 _14

Tabelle 2.17: Windeinwirkungen *w* in kN/m² auf Brücken für Windzone 3 und 4 (Küstennähe) gemäß DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12, Tab.NA.N.8 _15

Tabelle 2.18: Anhaltswerte für äquivalente statische Anprallkräfte aus Straßenverkehr gemäß EC1-1-1-7 / NA _19

Tabelle 2.19: Anprallgeometrien gemäß EC1-1-17/NA _19

Tabelle 2.20: Anhaltswerte für äquivalente statische Anprallkräfte gemäß EC1-1-7 _20

Tabelle 3.1: Zahlenwerte zur Vordimensionierung verschiedener Hauptträgervarianten _22

Tabelle 3.2: Zahlenwerte zur Vordimensionierung von Blockträgerquerschnitten _22

Tabelle 3.3: Zahlenwerte zur Vordimensionierung verschiedener Bogenbrücken _32

Tabelle 3.4: Zahlenwerte zur Vordimensionierung von Spannbandkonstruktionen _33

Tabelle 5.1: Verschleißschichten gemäß DIN EN 1995-2/NA _41

Qualitätsgemeinschaft
Holzbrückenbau

Technische Anfragen an:
Fachberatung Holzbau
Telefon 030 / 57 70 19 95
Montag bis Freitag 9 bis 16 Uhr
Dieser Service ist kostenfrei.
fachberatung@informationsdienst-holz.de
www.informationsdienst-holz.de

Ein Angebot des
Holzbau Deutschland-Institut e.V.
in Kooperation mit dem
Informationsverein Holz e.V.