

**Hausarbeit:**

**Sondergebiete Ingenieurholzbau**

**Thema:**

**Holzbrücken**

Studiengang Holzingenieurwesen

der HAWK Hochschule für Angewandte Wissenschaft und Kunst –

Fachhochschule Hildesheim

**Mirco Seume**

**geboren: 03.11.1978**

**501266**

SS 2009

**Prüfer:** Prof. Dipl.-Ing. Nikolaus Nebgen

**Abgabe:** 26. Juni 2009

# 1 Inhaltsverzeichnis

1	Inhaltsverzeichnis .....	2
2	Einleitung.....	3
3	Beispiele/Arten von Holzbrücken.....	4
4	Grundlagen.....	7
4.1	Normen .....	7
4.2	Randbedingungen für Straßenbrücken .....	7
4.3	Dauerhaftigkeit: (DIN 1074:2006-09; 6.1).....	7
4.4	Nutzungsdauer .....	8
4.5	Bauentwurf .....	8
5	Statische Herangehensweise .....	9
5.1	Straßenbrücken.....	9
5.2	Fußgänger- und Radwegbrücken.....	10
5.3	Lastmodelle (nach Fachbericht 101) .....	11
5.4	DIN 1074 .....	15
5.5	Schneelasten DIN 1055-5 .....	18
5.6	Windlasten nach (DIN-Fachbericht 101) .....	26
6	Ablöserichtlinien .....	26
7	Holzschutz.....	29
8	Fazit.....	30

## 2 Einleitung

Seit Jahrhunderten werden Brücken aus Holz errichtet, lediglich die Konstruktionsweise und Ausführungsart hat sich im Laufe der Jahre geändert. So sind beispielsweise Holzbrücken des deutschsprachigen Raumes in der Zeit vom 17. bis 18. Jahrhundert meist überdacht und durch eine seitliche Verschalung komplett eingehaust worden. Diese Einhausung bot einen kompletten natürlichen Schutz der Tragstruktur vor Witterungseinflüssen, was die Lebensdauer der Brücken wesentlich verlängert (einige Bauwerke sind heute noch funktionstüchtig, wenn auch mit Gewichtsbeschränkungen). Im modernen Holzbrückenbau ist eine Überdachung bzw. komplette Einhausung, vor allem bei Strassenbrücken, aus Gründen der Befahrbarkeit bzw. aus ästhetischen Gründen nur bedingt möglich oder nicht gewünscht. Besonders in den Siebzigerjahren des letzten Jahrhunderts ist der konstruktive Holzschutz durch vollständige Einhausung bzw. Überdachung vermehrt durch chemischen Holzschutz ersetzt worden.

Nach heutigen Erkenntnissen kann ein chemischer Holzschutz allein den fehlenden konstruktiven Holzschutz nicht ersetzen. Schon aus Gründen der Umweltverträglichkeit (Entsorgung der behandelten Holzbauteile) sollte ein chemischer Holzschutz nur selten eingesetzt werden. Daher ist es wichtig, bei der Errichtung einer Holzbrücke bestimmte Grundsätze des konstruktiven Holzschutzes nicht zu vernachlässigen und für das Brückenbauwerk eine regelmäßige Inspektion und Wartung vorzusehen, um die Dauerhaftigkeit der Bauteile zu gewährleisten und somit die Lebensdauer der Brücke sicherzustellen.

In dieser Ausarbeitung wird versucht die gesamte Problematik von Holzbrücken unter dem Gesichtspunkt des Bauwerksentwurfes, der Statik, der Ablöserichtlinien und des Holzschutzes zu beleuchten. Ferner werden einige Beispiele von Holzbrücken gezeigt. Als Quellen dienten die einschlägigen deutschen Normen, Richtlinien und die Schriften des Informationsdienstes Holz. Das Bildmaterial wurde weitgehend von der Homepage des Planungsbüros IB-Miebach in Lohmar entnommen.

### 3 Beispiele/Arten von Holzbrücken

**Spannbandbrücke** in Gera gebaut für die Buga 2007, Länge der Brücke 225m, die Breite beträgt 2,5-3,8m.



Abbildung 1: Buga-Fußgängerbrücke



Abbildung 2: Straßenbrücke

Diese Brücke aus dem Jahre 2005 geht über die Aisch und ist als **Hängewerkbrücke** ausgebildet. Sie gehört mit ihren 23,2m und einer Breite von 3m nicht gerade zu den größten Brücken, aber auf Grund ihrer Nutzlast von 12to kann man sie als Straßenbrücke bezeichnen.

Der Jägerstieg 2. So lautet der Name dieser **Bogenbrücke**, die im Jahre 2005 fertig gestellt wurde. Die Spannweite beträgt 77,0m und ist damit schon eine Weitgespannte Brücke. Sie fungiert als Fuß- und Radwegbrücke und befindet sich in Erfurt.



Abbildung 3: Fußgängerbrücke



Abbildung 4: alte überdachte Straßenbrücke

Hier ein älterer Vertreter von Holzbrücken. Diese **überdachte Bogenbrücke** ist aus dem Jahre 1955. Sie wird noch heute als Straßenbrücke genutzt und ist als Einfeldträger konzipiert. Die Murgbrücke in Forbach erreicht eine Spannweite von 49,4m. Mit einer Breite von 6,18m kann diese auch zweispurig befahren werden.

Mit einer Spannweite von 40,0m zählt diese aufwendig gestaltete Brücke aus Norwegen wohl zu den eindrucksvollsten Holzbauwerken der heutigen Zeit. Die **Bogenbrücke** wurde nach Plänen von Leonardo DaVinci im Jahre 2001 erbaut.



Abbildung 5: Leonardo DaVinci-Brücke



Abbildung 6: Loipenbrücke

Die Konstruktion dieser Brücke ist eine **Kombination aus Sprengwerk und Hängewerk**. Sie wird im Sommer als Fußgängerbrücke genutzt, geplant wurde sie als Loipenbrücke, so wird sie auch noch im Winter genutzt. Mit einer Länge von 36,5m zählt sie eher zu den kleinen Brücken.



2008 wurde eine bis dato einmalige Brücke erbaut. Diese Schwerlastbrücke ist auf Grund ihrer Abmaße gigantisch. Sie ist 16,0m breit, überspannt eine Autobahn und hat damit eine Länge von 32,0m. Gigantisch macht die Brücke erst die Massivholzquerschnitte von durchschnittlich 1,20m und die Nutzlast von 60 Tonnen. Es wurde hier auf konstruktiven Holzschutz verzichtet und dafür auf Chemie gesetzt. Das Wasser wurde komplett aus dem Holz getrieben und durch **Azeton** ersetzt. Somit ist die **Fachwerkkonstruktion** resistent gegen äußere Einflüsse.



Abbildung 7: erste Bücke aus Accoya-Holz

## 4 Grundlagen

### 4.1 Normen

Folgende Normen bzw. Vorschriften werden benötigt um in Deutschland eine Brücke zu planen.

- DIN 1052 - Holzbau
- DIN 1055 - Lastannahmen
- DIN 1072 - Lastannahmen Straßen- und Wegbrücken
- DIN 1074 - Holzbrücken
- DIN 68800 - Holzschutz im Hochbau
- DIN - Fachbericht 101 - Einwirkungen auf Straßenbrücken
- EC 5 - Holzbau
- Ablöserichtlinien

### 4.2 Randbedingungen für Straßenbrücken

Folgende Randbedingungen sind im Din-Fachbericht 101 Abs. 4.1 definiert:

Feldspannweite nicht größer als 200 m und eine maximale Breite von 46,0m. Da sich der DIN-Fachbericht auf alle Brücken bezieht sind dies eher die Angaben für massive Brücken.

### 4.3 Dauerhaftigkeit: (DIN 1074:2006-09; 6.1)

Die Dauerhaftigkeit für Brücken ist in der DIN 1074 wie folgt festgelegt:

Brücken sind so zu planen, zu konstruieren, auszuführen und zu unterhalten, dass sie während der vorgesehenen Nutzungsdauer ihre Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ohne wesentlichen Verlust der Nutzungseigenschaften und mit einem vertretbaren Instandhaltungsaufwand behalten.

## 4.4 Nutzungsdauer

Die Nutzungsdauer von Brückenbauwerken hat sich mit neuen Erkenntnissen um viele Jahre erhöht. Mit Einführung der Ablöserichtlinie 1980 variierte die Nutzungsdauer zwischen 15 und 45 Jahren. Ein Vorschlag aus der noch gültigen Richtlinie schlägt eine Nutzungsdauer von 40 bis 80 Jahren vor. Die im Moment gültigen 40-50 Jahre können mit dem heutigen Stand der Technik problemlos erreicht werden. Genauere Ausführungen hierzu in einem späteren Abschnitt.

## 4.5 Bauentwurf

Die Mindestanforderungen sind die Bestandteile eines jeden Entwurfes, also gelten diese Grundsätze auch für Brückenkonstruktionen.

1. Erläuterungsbericht
2. Übersichtskarte zur Baumaßnahme
3. Kostenberechnung oder Kostenschätzung
4. Baugrundgutachten, geotechnische Untersuchungen
5. Entwurfszeichnungen
6. Entwurfsstatik

Bevor es zu einer Baugenehmigung kommt müssen all diese Punkte bearbeitet sein. Im Erläuterungsbericht sind viele Dinge enthalten, wie z.B.: Allgemeine Baubeschreibung, Erläuterung des Systems und der Bodenverhältnisse.

Pläne gehören selbstverständlich auch zu den erforderlichen Unterlagen für ein Baugenehmigungsverfahren. Hierbei ist besonders auf Behelfskonstruktionen zu achten, d.h. die Schwenkbereiche der Kräne, sowie die Gerüststellflächen müssen in den Plänen eindeutig definiert sein. Art und Größe der Zuwegung ist besonders für die Ausschreibung wichtig, da die ausschreibenden Firmen sich eine Strategie überlegen müssen wie die Brücke zum Bestimmungsort kommen soll.



## 5 Statische Herangehensweise

Grundsätzlich gibt es unterschiedliche Herangehensweisen, das sind auf Grund der Nutzung verschiedene Anforderungen auf das Tragsystem.

### 5.1 Straßenbrücken

Die Einwirkungen auf Brückenkonstruktionen sind im DIN-Fachbericht 101 für alle Brücken festgelegt. Die Straßenbrücken müssen eine ständige Mindestflächenlast auf sich wirken haben, diese beträgt  $0,24 \text{ kN/m}^2$ . Bei Brücken können Anpralllasten auftreten, diese sind im Abschnitt 4.7.2 und 5.6.2 näher beschrieben. So muss unter Brücken eine Anpralllast von  $1000 \text{ kN}$  in Fahrtrichtung und  $500 \text{ kN}$  quer zur Fahrtrichtung angesetzt werden. Diese Lasten könnten, unter anderem auf Grund von einem LKW-Unfall gegen den Brückenpfeiler, hervorgerufen werden. Auf der Brücke genügt es hingegen nur eine Last von  $100 \text{ kN}$  gegen das Schrammbord (Leitplanke) anzunehmen.

Die DIN 1072 heißt auch Einwirkungen auf Brücken, nur dass hier keine Anpralllasten oder Lastverteilungsmodelle in Betracht gezogen werden. Aus diesem Grund müssen sowohl DIN-Fachbericht 101 als auch die DIN 1072 eingehalten werden. Die im Fachbericht definierten Lastfallmodelle 1-4 für Vertikallasten im Abs. 4.3.2.-4.3.5 sind zu überprüfen. Schneelasten nach DIN 1055-5 werden nur bei bedachten Brücken angenommen, da festgelegt wurde, dass Schnee und Personenlasten nicht gleichzeitig auftreten können.

Holzbrücken sind meist recht leichte Konstruktionen, daraus folgt, dass jede Holzbrücke gegen Abheben gesichert werden muss. Temperaturänderungen spielen bei Brücken aus Holz keine Rolle, dagegen können Quellen und Schwinden eine nicht ganz unerhebliche Spannung erzeugen.

## 5.2 Fußgänger- und Radwegbrücken

Hier werden die Anpralllasten nicht unterschieden und somit gelten dieselben Lasten wie bei Straßenbrücken. Auf jeder Fußgängerbrücke muss ein Wartungsfahrzeug angenommen werden, dies ist auch der Grund für die Anpralllast auf der Brücke.

Die Lastmodelle sind im Abschnitt 5.3.2 des DIN Fachberichtes definiert. Sie sind nur bedingt anzusetzen, Lastmodell 1 und 3 können nicht auftreten. Schneelasten werden nach DIN 1055-5 nur bei Brücken mit Überbauten angenommen. Ist die Brücke beweglich, muss zusätzlich ein weiterer Lastfall im Bauzustand in Betracht gezogen werden. Fußgänger haben auf Grund ihrer Abmessungen ein noch kleineres Eigengewicht, somit darf auf den Abhebelastfall nach DIN 4141 bzw. DIN EN 1337-1 nicht verzichtet werden.

Schwingen und deren Grenzwerte sind ebenfalls zu untersuchen. Im Anhang D des Fachberichtes sind Ergänzungen hinzugekommen. Hierzu gehören auch die neuen Beiwerte für die Lastfallkombinationen. Diese sind in Tabelle D.2 zu finden.

**Tabelle D.2:**  $\psi$ -Beiwerte für Fußgänger- und Radwegbrücken

Einwirkung	Bezeichnung	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_1^{*1)}$
Verkehrslasten	gr 1	0,40	0,40	0,20	0,80
	$Q_{sk}$	0	0	0	0
	gr 2	0	0	0	1,00
Windlasten	$F_{wk}$	0 <sup>2)</sup>	0,50	0	0,50
Temperatur	$T_k$	0 <sup>2)</sup>	0,60	0,50	0,80

<sup>1)</sup>  $\psi_1^*$  ist ein  $\psi$ -Beiwert, der zur Bestimmung der nicht häufigen Lasten (siehe Abschnitt 2.2) dient.

<sup>2)</sup> Falls eine andere Haupteinwirkung als Verkehr oder Temperatur berücksichtigt werden soll, kann dieser Wert durch 0,30 ersetzt werden.

<sup>3)</sup> Falls nachweisrelevant, sollte  $\psi_0 = 0,80$  gesetzt werden, siehe hierzu auch DIN-Fachberichte für Bemessung.

## 5.3 Lastmodelle (nach Fachbericht 101)

Die nachfolgenden Seiten sind dem DIN-Fachbericht entnommen.

### 4.3 Vertikallasten – charakteristische Werte

#### 4.3.1 Allgemeines und zugehörige Bemessungssituationen

(2)\* Die Modelle für Vertikallasten geben die folgenden Einwirkungen aus Verkehr wieder:

(a) Lastmodell 1: Einzellasten und gleichmäßig verteilte Lasten, die die meisten der Einwirkungen aus Lkw- und Pkw-Verkehr abdecken. Dieses Modell gilt nur für globale Nachweise.

(b) Lastmodell 2: Eine Einzelachse mit typischen Reifenaufstandsflächen, die die dynamischen Einwirkungen üblichen Verkehrs bei Bauteilen mit sehr kurzen Stützweiten berücksichtigt. Dieses Lastmodell sollte gesondert angewendet werden und gilt nur für lokale Nachweise.

(c) Lastmodell 4: Menschengedränge. Dieses Modell sollte nur angewendet werden, wenn der Bauherr es verlangt. Es ist nur für globale Nachweise gedacht. Dieses Lastmodell gilt nur für gewisse vorübergehende Bemessungssituationen.

(3) Lastmodelle 1 und 2 sind zahlenmäßig zwar für ständige Bemessungssituationen festgelegt, sie können aber auch bei beliebiger Bemessungssituation angewendet werden (z. B. für vorübergehende Bemessungssituationen während Instandsetzungsarbeiten). Das Lastmodell 4 gilt nur für vorübergehende Bemessungssituationen.

#### Lastmodell 3 - Ermüdungsmodell

#### 4.3.2 Lastmodell 1 (Doppelachsfahrzeug)

(1) Das Lastmodell besteht aus zwei Teilen:

(a) Doppelachse (Tandem-System TS): Jede Achslast beträgt

$$\alpha_Q \cdot Q_k \quad (4.1)$$

wobei  $\alpha_Q$  ein Anpassungsfaktor ist (siehe (2) und (7)).

In jedem Fahrstreifen sollte nur eine Doppelachse aufgestellt werden und es sollten nur vollständige Doppelachsen angeordnet werden. Jede Doppelachse sollte im Fahrstreifen in der ungünstigsten Stellung angeordnet werden (siehe jedoch 4.3.2 und Abb. 4.2). Jede Achse der Doppelachse hat zwei identische Räder, so dass jede Radlast  $0,5 \alpha_Q \cdot Q_k$  beträgt. Die Aufstandsfläche jedes Rades ist ein Quadrat mit einer Seitenlänge von 0,40 m (siehe Abb. 4.2).

\*) Lastmodell 3 ist im DIN-Fachbericht nicht enthalten.

(b) Die gleichmäßig verteilte Belastung (UDL) beträgt pro m<sup>2</sup>:

$$\alpha_q \cdot q_k \quad (4.2)$$

wobei  $\alpha_q$  ein Anpassungsfaktor ist (siehe (2) und (7)).

Diese Lasten sollten sowohl in Längs- als auch in Querrichtung nur auf den zu belastenden Teilen der Einflussfläche aufgebracht werden.

(2) Das Lastmodell sollte auf jedem rechnerischen Fahrstreifen und auf der Restfläche angeordnet werden. Auf dem rechnerischen Fahrstreifen  $i$  betragen die Belastungen  $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$  bzw.  $\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$  (siehe Tabelle 4.2). Auf der Restfläche beträgt die Belastung  $\alpha_{qr} \cdot q_{rk}$ .

(3) Falls nicht anderweitig festgelegt, enthalten die Zahlenwerte für  $Q_{ik}$  und  $q_{ik}$  den dynamischen Erhöhungsfaktor.

(4) Zur Berechnung globaler Einwirkungen kann eine zentrische Stellung der Doppelachse in den rechnerischen Fahrstreifen angenommen werden.

(5) Die Zahlenwerte für  $Q_{ik}$  und  $q_{ik}$  sind in Tabelle 4.2 angegeben.

**Tabelle 4.2:** Grundwerte und angepasste Grundwerte

Stellung	Doppelachse			Gleichmäßig verteilte Last
	Grundwert	$\alpha_{Qi}$	angepasster Grundwert	
	Achslast $Q_{ik}$ in kN		Achslast $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ in kN	
				$q_k$ (oder $q_{rk}$ ) in kN/m <sup>2</sup>
Fahrstreifen 1	300	0,8	240	9,0
Fahrstreifen 2	200	0,8	160	2,5
Fahrstreifen 3	0	-	0	2,5
Andere Fahrstreifen	0	-	0	2,5
Restfläche ( $q_{rk}$ )	0	-	0	2,5

Die Fahrstreifen 1 und 2 sind unmittelbar nebeneinander ohne Restfläche zwischen diesen Fahrstreifen anzuordnen. Die Doppelachsen in diesen Fahrstreifen sind in Querrichtung als nebeneinander stehend anzusehen.

Im Fahrstreifen 3 und den weiteren Fahrstreifen sind keine Doppelachsen anzuordnen (siehe Abb. 4.2).



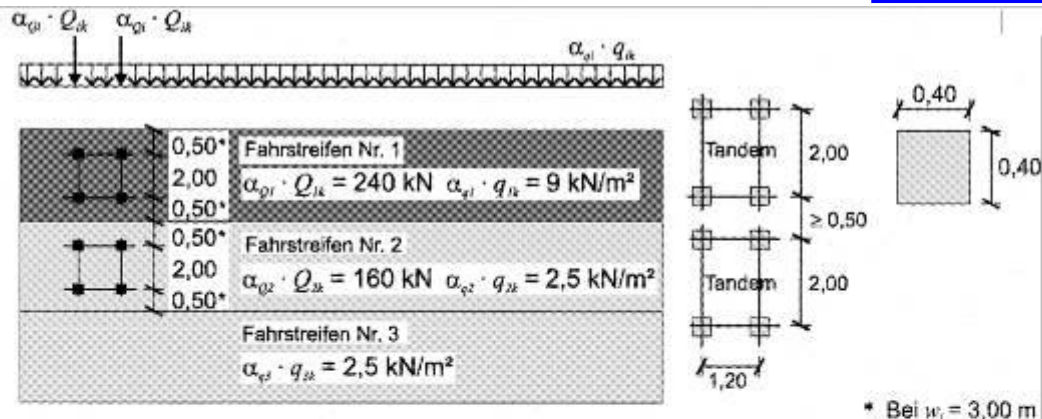


Abb. 4.2: Lastmodell 1 (angepasste Grundwerte)

(7) Die Zahlenwerte der Anpassungsfaktoren  $\alpha_{Q_i}$ ,  $\alpha_{q_i}$  und  $\alpha_{q_r}$  können für verschiedene Straßenklassen oder für verschiedene erwartete Verkehrszusammensetzungen unterschiedlich sein.

Falls keine anderen Festlegungen getroffen sind, gilt

$$\alpha_{Q1} = 0,8 \quad (4.4)$$

$$\alpha_{Q2} = 0,8 \quad (4.4a)$$

$$\alpha_{q1} = 1,0 \quad (4.5)$$

$$\alpha_{q2} = 1,0 \quad (4.5a)$$

$$\alpha_{q3} = 1,0 \quad (4.5b)$$

$$\alpha_{q_r} = 1,0 \quad (4.5c)$$

### 4.3.3 Lastmodell 2 (Einzelachse)

(1) P Dieses Lastmodell besteht aus einer Einzelachse  $\beta_Q \cdot Q_{ak}$  (siehe Abb. 4.3.), wobei in  $Q_{ak}$  die dynamische Erhöhung bereits enthalten ist.  $\beta_Q$  ist ein Faktor zur Anpassung an das nationale Sicherheitsniveau. Die anzusetzende Einwirkung ergibt sich, wenn  $Q_{ak} = 240 \text{ kN}$  mit dem dynamischen Anpassungsfaktor  $\beta_Q$  multipliziert wird. Das Lastmodell ist in beliebiger Stellung auf der Fahrbahn anzuordnen. Ggf. ist nur ein Rad von  $120 \beta_Q$  (in kN) zu berücksichtigen. Sowohl für die Achs- als auch für die Radlast gilt  $\beta_Q = 0,8$ .

(2) P Die Radaufstandsfläche ist wie im Lastmodell 1 anzunehmen.



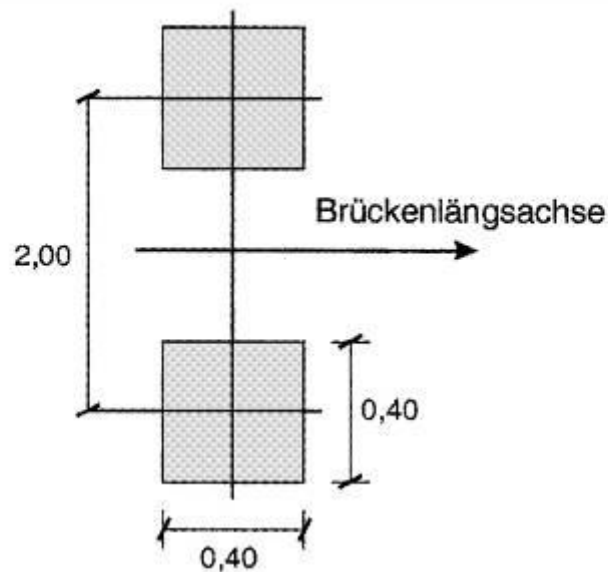


Abb. 4.3:\*) Lastmodell 2

#### 4.3.5 Lastmodell 4 (Menschengedränge)

(1) Falls zu berücksichtigen, wird Menschengedränge durch eine der in 5.3.2 (1) festgelegten charakteristischen Last entsprechende Nominallast (welche dynamische Erhöhung beinhaltet) dargestellt. Falls nicht anderweitig festgelegt, sollte sie auf den jeweils maßgebenden Teilen (Länge und Breite) des Überbaues angeordnet werden. Dieses für globale Nachweise gedachte Lastmodell deckt nur die vorübergehende Bemessungssituation ab.

#### 4.3.6 Verteilung von Einzellasten

- (1) Die Einzellasten der Lastmodelle 1 und 2 werden als gleichmäßig über die Aufstandsfläche verteilt angenommen.
- (2) Die Lastverteilung durch Belag und Betonplatte wird unter einem Winkel von  $45^\circ$  bis zur Mittellinie der Betonplatte angenommen (Abb. 4.6).

\*) Abb. 4.3 ist an Regel (2) P in Abschnitt 4.3.3 angepasst.

## 5.4 DIN 1074

In der DIN 1074 werden sowohl grundlegende Tatsachen über Brücken wiederge- spiegelt, als auch ein Leitfaden für die Berechnung in die Hand gegeben. Die Dauer- haftigkeit ist ein Problem, welches hier grundlegend definiert ist. Die einzigen Schwingungsrichtwerte, die für Brücken gelten, sind wie folgt dargestellt.

**Anhang B**  
(informativ)

**Durch Fußgänger verursachte Schwingungen**

**B.1 Allgemeines**

(1) Die Regeln in diesem Anhang gelten für Holzbrücken mit frei aufgelagerten Einfeldträgern oder Fachwerken, welche durch Fußgänger angeregt werden.

(2) Es wird empfohlen, je nach Lage und Nutzung der Brücke die in der Tabelle B.1 zusammengestellten Gleichungen zur Berechnung der Beschleunigung der Brücke zu verwenden.

**Tabelle B.1 — Gleichungen zur Berechnung der Beschleunigung**

Lage der Brücke	Nutzungs- häufigkeit	Berechnung der Brückenbeschleunigung	
		vertikal	horizontal
außerhalb von Ortschaften	gelegentlich	(B.1)	(B.6)
	oft	(B.2) mit (B.3)	(B.7) mit (B.8)
innerhalb von Ortschaften	oft	(B.2) mit (B.3)	(B.7) mit (B.8)
im Bereich von möglichen Großveranstaltungen	oft	(B.2) mit (B.4)	(B.7) mit (B.9)
im Bereich von Bahnhöfen	gelegentlich	(B.2) mit (B.3)	(B.7) mit (B.8)
im Bereich von Bahnhöfen (S- oder U- Bahn)	oft	(B.2) mit (B.4)	(B.7) mit (B.9)
im Bereich von Sportstätten und Parkanlagen	oft	(B.5)	Besondere Untersuchung erforderlich
auf Strecken mit Volksläufen	oft	Besondere Untersuchung erforderlich	

**B.2 Vertikale Schwingungen**

(1) Für eine die Brücke überquerende Person sollte die vertikale Beschleunigung der Brücke  $a_{\text{vert},1}$  angenommen werden zu:

$$a_{\text{vert},1} = \frac{200}{M\xi} \cdot k_{\text{vert}} \quad \text{in m/s}^2 \quad \text{für } 0 < f_{\text{vert}} \leq 5 \text{ Hz} \quad (\text{B.1})$$

Dabei ist

- $M$  Gesamtmasse der Brücke in kg, gegeben durch  $M = m l$ ;  
 $l$  Spannweite der Brücke;  
 $m$  Masse je Längeneinheit (Eigenmasse) der Brücke in kg/m;  
 $\xi$  Dämpfungskoeffizient;  
 $f_{\text{vert}}$  Eigenfrequenz der Schwingung der Brücke in vertikaler Richtung;  
 $k_{\text{vert}}$  Beiwert, zu entnehmen Bild B.1;

(2) Für mehrere die Brücke überquerende Personen sollte die vertikale Beschleunigung der Brücke  $a_{\text{vert},n}$  berechnet werden zu:

$$a_{\text{vert},n} = 0,23 \cdot n \cdot a_{\text{vert},1} \quad (\text{B.2})$$

Dabei ist

- $n$  Anzahl der Fußgänger;  
 $a_{\text{vert},1}$  Vertikale Beschleunigung infolge einer die Brücke überquerenden Person, zu bestimmen nach Gleichung (B.1).

Die Anzahl  $n$  der Fußgänger sollte angenommen werden zu:

$$n = 13 \quad \text{für eine Gruppe von Fußgängern;} \quad (\text{B.3})$$

$$n = 0,6 A \quad \text{für einen ununterbrochenen Fußgängerstrom,} \quad (\text{B.4})$$

wobei  $A$  die Fläche der Gehbahn in  $\text{m}^2$  ist.

(3) Wenn laufende Personen berücksichtigt werden, sollte die vertikale Beschleunigung der Brücke  $a_{\text{vert}}$ , ausgelöst durch eine über die Brücke laufende Person, angenommen werden zu:

$$a_{\text{vert}} = \frac{600}{M\xi} \quad \text{in m/s}^2 \quad \text{für } 2,5 \text{ Hz} < f_{\text{vert}} \leq 3,5 \text{ Hz} \quad (\text{B.5})$$

### B.3 Horizontale Schwingungen

(1) Für eine die Brücke überquerende Person sollte die horizontale Beschleunigung  $a_{\text{hor},1}$  berechnet werden zu:

$$a_{\text{hor},1} = \frac{50}{M\xi} \cdot k_{\text{hor}} \quad \text{in m/s}^2 \quad \text{für } 0,5 \text{ Hz} \leq f_{\text{hor}} \leq 2,5 \text{ Hz} \quad (\text{B.6})$$

Dabei ist

- $f_{\text{hor}}$  Eigenfrequenz der Schwingung der Brücke in horizontaler Richtung;  
 $k_{\text{hor}}$  Beiwert, zu entnehmen Bild B.2;

Besitzt die Brücke eine höhere Eigenfrequenz als in der DIN 1074 angegeben, braucht kein Schwingungsnachweis geführt werden. In vertikaler Richtung liegt der Grenzwert bei 5Hz und in horizontaler Richtung bei 2,5Hz.



(2) Für mehrere die Brücke überquerende Personen sollte die horizontale Beschleunigung der Brücke  $a_{hor,n}$  berechnet werden zu:

$$a_{hor,n} = 0,18 \cdot n \cdot a_{hor,1} \quad (B.7)$$

Dabei ist

$n$  Anzahl der Fußgänger;

$a_{hor,1}$  horizontale Beschleunigung infolge einer die Brücke überquerenden Person, zu bestimmen nach Gleichung (B.6).

Die Anzahl  $n$  der Fußgänger sollte angenommen werden zu:

$n = 13$  für eine Gruppe von Fußgängern; (B.8)

$n = 0,6 A$  für einen ununterbrochenen Fußgängerstrom, (B.9)

wobei  $A$  die Fläche der Gehbahn in  $m^2$  ist.

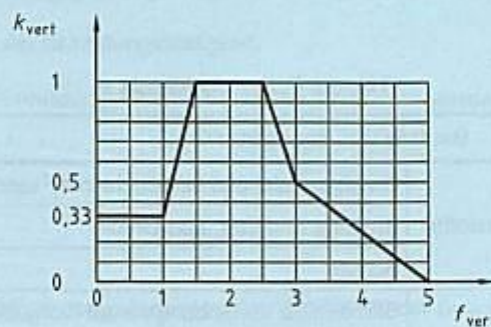


Bild B.1 — Beziehung zwischen der Eigenfrequenz (für vertikale Schwingungen)  $f_{vert}$  und dem Koeffizienten  $k_{vert}$

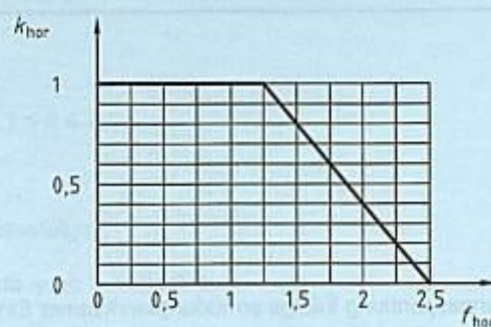


Bild B.2 — Beziehung zwischen der Eigenfrequenz (für horizontale Schwingungen)  $f_{hor}$  und dem Koeffizienten  $k_{hor}$

Die vorangegangenen Seiten sind komplett aus der DIN 1074 entnommen.

## 5.5 Schneelasten DIN 1055-5

Schnee- und Eiseinwirkungen sind nicht im DIN-Fachbericht enthalten. Sie müssen stattdessen wie in der DIN 1055-5 behandelt werden. Damit ist gemeint, wenn eine Brücke einen Überbau hat, so ist die Form des Überbaues maßgebend und muss für die Ermittlung der Schnee- und Eislasten angenommen werden.

Viele brückenähnliche Bauwerke sind über Flussläufe oder Täler gespannt. Somit ist die Einwirkung durch Eisbildung meist größer als bei normalen Bauwerken, da die Einzelbauteile, wie zum Beispiel Zugseile oder Fachwerkstäbe, von allen Seiten frei bewittert sind. Die Bewetterung sieht in diesem Fall so aus:

Der Nebel hat auch bei einem Dachüberstand mit einem Winkel größer  $60^\circ$  kein Problem damit die Bauteile zu umschließen und kann somit allseitig für eine Eisschicht verantwortlich sein. Dieses kann dazu führen, dass die anzusetzenden Lasten aus Eis größer sind, als die Lasten von der Schneeeinwirkung.

Die Eiszonenkarte und die Schneelastzonenkarte von Deutschland unterscheiden sich grundlegend. Das hat die Folge, beide gesondert zu betrachten.

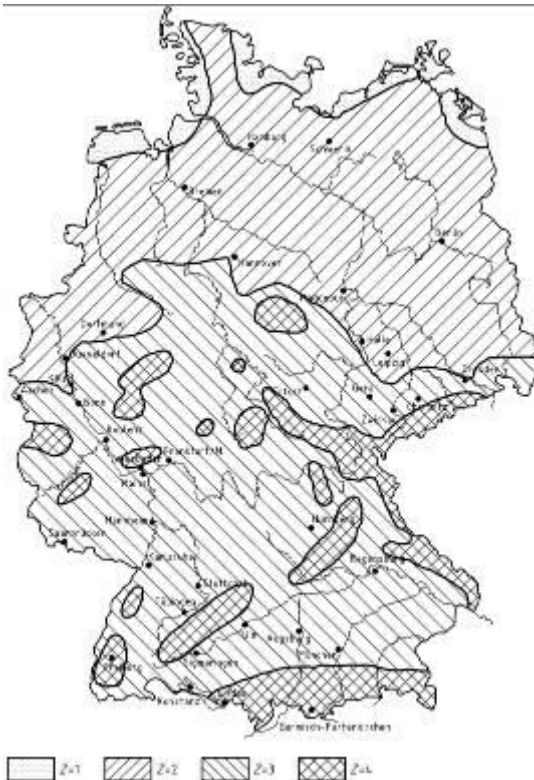


Abbildung 8: Eislastzonenarte

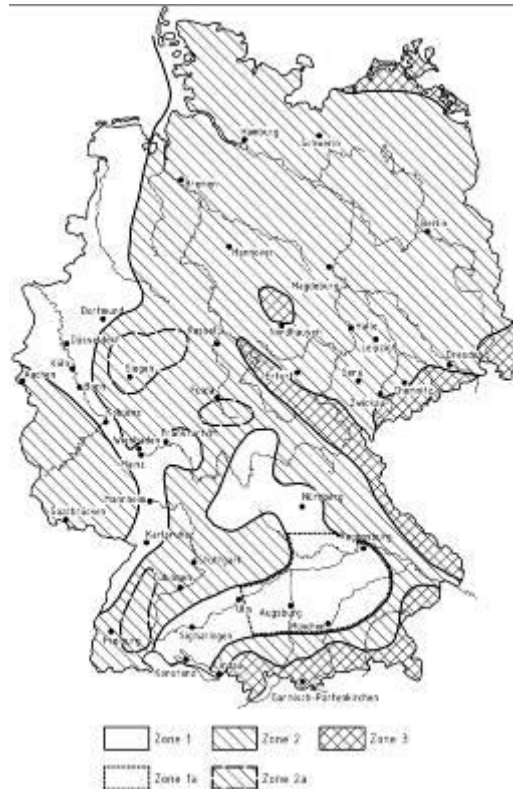


Abbildung 9: Schneelastzonenkarte



Die nachfolgenden Seiten sind aus der DIN 1055-5; 07-2005 entnommen.

DIN 1055-5:2005-07

## Anhang A (informativ)

### Eislasten

#### A.1 Allgemeines

Bei filigranen Bauteilen kann für die Bemessung ein Eislastansatz anstelle des Schneelastansatzes maßgebend werden. Neben dem erhöhten Gewicht sollte dabei auch die größere Windangriffsfläche beachtet werden.

#### A.2 Vereisungsklassen

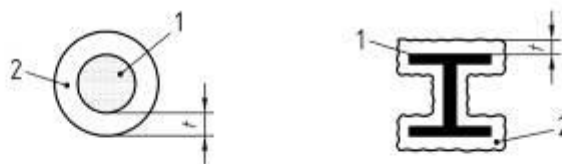
Die Art des Eisansatzes hängt von den meteorologischen Bedingungen ab, die während des Vereisungsvorganges am Bauort herrschen. Für die Berechnung dürfen zwei typische Fälle klassifiziert werden:

##### Vereisungsklassen G

Es wird eine allseitige Ummantelung der Bauteile mit Klareis (gefrierende Nebellagen) oder Glatteis (gefrierender Regen) angenommen, die durch die Dicke der Eisschicht in Zentimeter charakterisiert ist (siehe Bild A.1). So bedeutet z. B. die Vereisungsklasse G 1 einen allseitigen Eisansatz von  $t = 1$  cm und entsprechend für G 2 mit  $t = 2$  cm.

Für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland dürfen die Vereisungsklassen G 1 oder G 2 als maßgebend angenommen werden.

Die Eisrohichte für Klareis und Glatteis darf mit  $9 \text{ kN/m}^3$  angesetzt werden.



##### Legende

- 1 Bauteil
- 2 Eismantel

Bild A.1 — Allseitiger Eismantel

##### Vereisungsklassen R

Die vorherrschende Windrichtung während der Vereisung des Bauwerks führt zum Aufbau einer einseitigen, gegen den Wind anwachsenden kompakten Raueisfahne. Sie ist in Tabelle A.1 durch das Gewicht des an einem dünnen Stab angelagerten Eises definiert. Dies gilt für Stäbe beliebiger Querschnittsform bis zu einer Profilhöhe von 300 mm (vgl.[1]).

DIN 1055-5:2005-07

**Tabelle A.1 — Vereisungsklassen Rauels**

Vereisungsklasse	Eisgewicht an einem Stab ( $\varnothing \leq 300$ mm) kN/m
R 1	0,005
R 2	0,009
R 3	0,016
R 4	0,028
R 5	0,050

Im Flachland und bis in die unteren Lagen der Mittelgebirge der Bundesrepublik Deutschland dürfen die Vereisungsklassen R 1 bis R 3 angenommen werden. Analog zur Windgeschwindigkeit gilt das in Tabelle A.1 angegebene Eisgewicht in 10 m Höhe über Gelände. Im Falle abweichender Bauteilhöhen ist der Höhenfaktor  $k_z$  nach A.3.2 zu berücksichtigen.

Die Eisrohichte für Rauels darf mit  $5 \text{ kN/m}^3$  angesetzt werden.

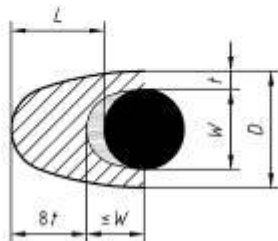
Die schematisierten Formen einer anwachsenden kompakten Raueisfahne sind für nicht verdrehbare Stabquerschnitte in Bild A.2 dargestellt. Bei verdrehbaren Querschnitten (Seilen) kann es durch die Rotation zu einer allseitigen Eisanlagerung (Eiswälze) kommen. Die Schichtdicke darf aus den Eisgewichten nach Tabelle A.1 berechnet werden.

Mit wachsender Querschnittsbreite nimmt die Länge der Eisfahne ab, jedoch nur bis zu einer Breite von 300 mm. Für breitere Querschnitte darf der Wert für 300 mm angenommen werden, sodass sich für diese Bauteile höhere Eisgewichte je Längeneinheit ergeben. Weitere Angaben dazu sind in [1] zu finden.

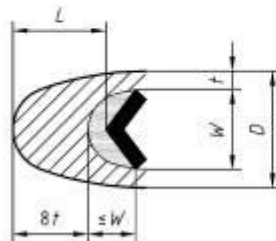
Für Fachwerke ergibt sich die Eislast als Summe der Eislasten der Einzelstäbe, wobei geometrische Überschneidungen abgezogen werden dürfen.

DIN 1055-5:2005-07

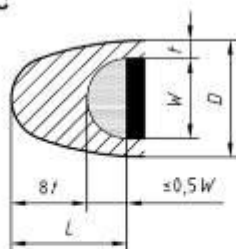
Typ A



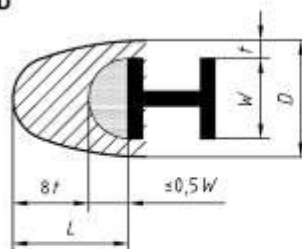
Typ B



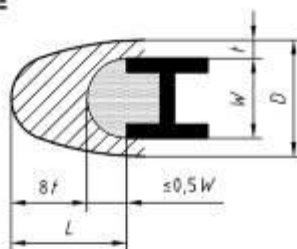
Typ C



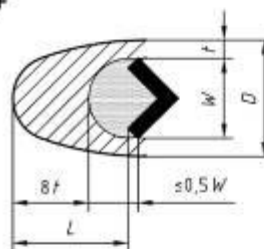
Typ D



Typ E



Typ F



**Legende**



Phase 1; Hierbei tritt noch kein Breitenwachstum ( $t$ ) ein



Phase 2; Hierbei tritt nach Abschluss der Phase 1 Breitenwachstum ( $t$ ) ein

**Bild A.2 — Raueisfahnen von Stäben mit unterschiedlicher Querschnittsform**

Die Maße der Eisfahnen für die in Bild A.2 dargestellten Stabtypen dürfen der Tabelle A.2 und Tabelle A.3 entnommen werden (sinngemäß nach [1]).

DIN 1055-5:2005-07

**Tabelle A.2 — Eisfahnenbildung an Stäben des Typs A, B, C und D**

		Stabquerschnitt				Typ A, B, C und D			
Stabbreite $W$ mm		10	30	100	300				
Eisklasse	Eisgewicht kN/m	Eisfahnen mm							
		L	D	L	D	L	D	L	D
R 1	0,005	56	23	36	35	13	100	4	300
R 2	0,009	80	29	57	40	23	100	8	300
R 3	0,016	111	37	86	48	41	100	14	300

**Tabelle A.3 — Eisfahnenbildung an Stäben des Typs E und F**

		Stabquerschnitt				Typ E und F			
Stabbreite $W$ mm		10	30	100	300				
Eisklasse	Eisgewicht kN/m	Eisfahnen mm							
		L	D	L	D	L	D	L	D
R 1	0,005	55	22	29	34	0	100	0	300
R 2	0,009	79	28	51	39	0	100	0	300
R 3	0,016	111	36	81	47	9	100	0	300

### A.3 Vereisungsklassen in Deutschland

#### A.3.1 Bauteile auf Geländehöhe

Aufgrund der meteorologischen und topographischen Verhältnisse wird Deutschland nach Bild A.3 in die folgenden Eiszonen unterteilt [2].

DIN 1055-5:2005-07

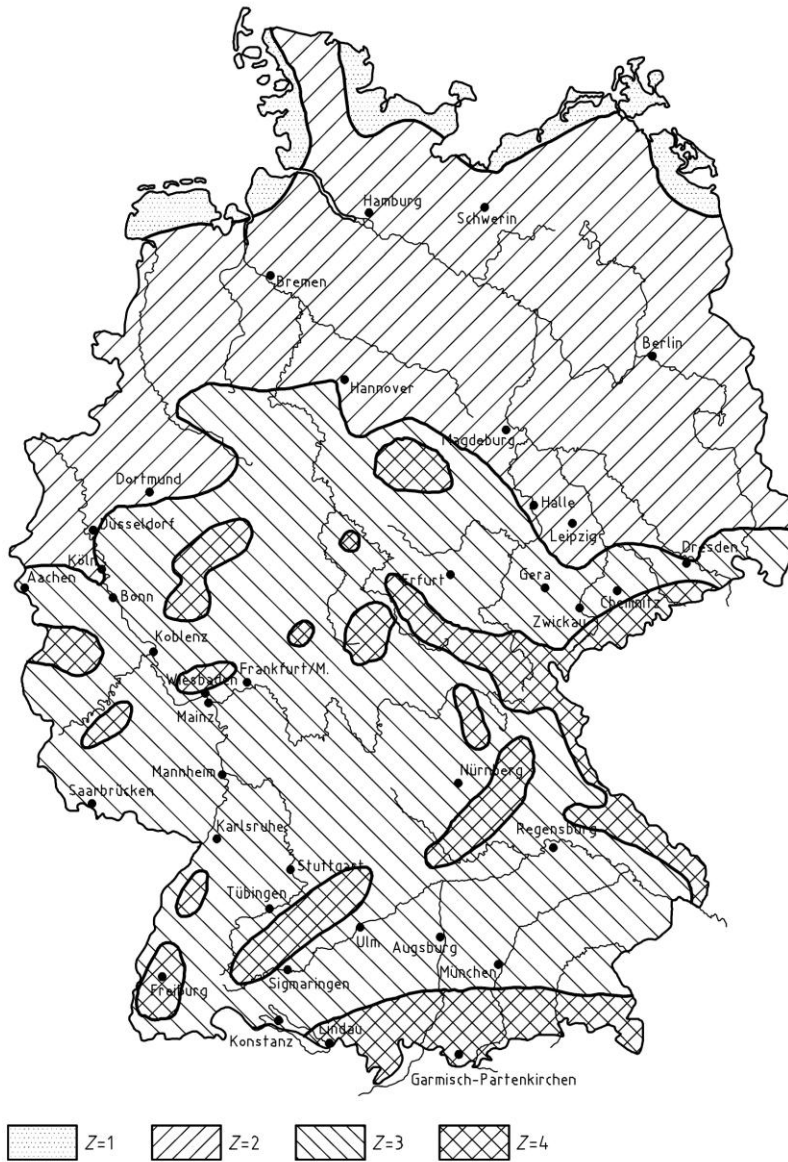


Bild A.3 — Eiszonenkarte Bundesrepublik Deutschland



DIN 1055-5:2005-07

Für die dargestellten Zonen sollten folgende Vereisungsklassen alternativ untersucht werden:

**Tabelle A.4 — Vereisungsklassen im Gebiet der Bundesrepublik Deutschland**

Zone	Region	Vereisungsklasse
1	Küste	G 1, R 1
2	Binnenland	G 2, R 1
3	Mittelgebirge $A \leq 400$ m	R 2
4	Mittelgebirge $400 \text{ m} < A \leq 600$ m	R 3

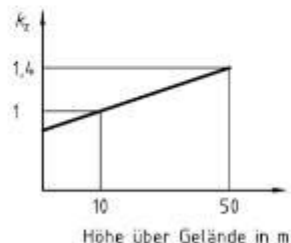
Die Vereisungsklassen decken normale Verhältnisse ab. In besonders exponierten oder gut abgeschirmten Lagen darf die maßgebende Vereisungsklasse zutreffender durch ein meteorologisches Gutachten festgelegt werden. Für Höhenlagen oberhalb 600 m über NN sollte die Vereisungsklasse durch ein Gutachten in Abstimmung mit der zuständigen Behörde festgelegt werden.

### A.3.2 Eisansatz in größeren Höhen über Gelände

Für R-Klassen gilt, dass bedingt durch die anwachsende Windgeschwindigkeit der Eisansatz mit der Höhe über Gelände zunimmt. Für Bauteile bis 50 m über Gelände wird die Menge des Eisansatzes mit dem Höhenfaktor

$$k_z = 1 + \frac{h-10}{100} \quad (\text{A.1})$$

vergrößert. Die Höhe  $h$  ist in Meter einzusetzen.



**Bild A.4 — Höhenfaktor  $k_z$**

Für G-Klassen darf der Eisansatz für Bauteile mit Klareis bis zu 50 m über Gelände als gleich bleibend angesetzt werden.

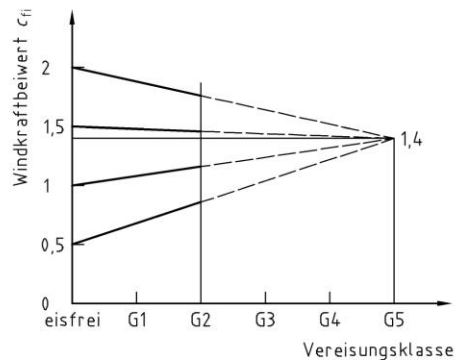
### A.4 Windlast auf vereiste Baukörper

Die Windlast auf vereiste Baukörper wird nach DIN 1055-4 bestimmt.

Durch Eisansatz ändert sich die Querschnittsform der Bauteile, damit der Windkraftbeiwert und die Bezugsfläche, bei Fachwerken auch der Völligkeitsgrad. Dies ist in der Berechnung zu berücksichtigen.

**DIN 1055-5:2005-07**

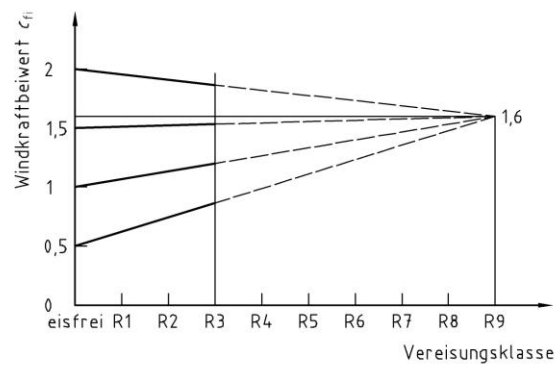
In den Vereisungsklassen G sollte mit den allseitig geometrisch vergrößerten Querschnitten gerechnet werden. Ausgehend von den Windkraftbeiwerten  $c_{f0}$  ohne Eisansatz können im Bild A.5 die veränderten Werte  $c_{fi}$  für Eisansatz abgelesen oder linear interpoliert werden. Die Windkraftbeiwerte tendieren mit zunehmender Vereisung auf einen einheitlichen Wert hin.



**Bild A.5 — Veränderte Windkraftbeiwerte  $c_{fi}$  bei allseitigem Eisansatz**

Bei den Raueisklassen R sollte ungünstig davon ausgegangen werden, dass der Wind quer zu den Raueisfahnen bläst.

Für dünne und für stabförmige Bauglieder bis zur Breite von 300 mm können die vergrößerten Windangriffsflächen der Tabelle A.2 und Tabelle A.3 entnommen werden.



**Bild A.6 — Veränderte Windkraftbeiwerte  $c_{fi}$  bei Raueis**

Für Bauteile mit einer Breite über 300 mm lassen sich die durch Eisansatz veränderten Windkraftbeiwerte nach [1] abschätzen.

## 5.6 Windlasten (DIN-Fachbericht 101)

Die Windlasten, die auf Brücken wirken sind anders als bei üblichen Bauten im DIN-Fachbericht 101 Anhang N geregelt. Grund hierfür ist, dass auf Brücken meist erheblich höhere Lasten wirken als bei anderen Bauwerken. Zum einen liegt das an den Orten an denen Brücken errichtet werden und zum anderen an der Schwingungsanfälligkeit durch die meist offene Bauweise.

Ein grundlegender Unterschied zur normalen Windkraftermittlung ist die Berücksichtigung eines aerodynamischen Beiwertes, welches im Anhang N mit einem Beispiel dargelegt ist.

## 6 Ablöserichtlinien

Die Ablöserichtlinien wurden in Auftrag gegeben, um Angaben zu den Unterhaltskosten einer Holzbrücke zu haben.

### **"Richtlinien für die Berechnung der Ablösebeträge der Erhaltungskosten für Brücken und sonstige Ingenieurbauwerke"**

Hierzu wurden die, auf dem Stand von 1980 beruhenden, Informationen herangezogen, um die Ermittlungen an verschiedenen Brücken und Brückentypen in ganz Deutschland zu vereinheitlichen.

Zum damaligen Zeitpunkt wurde von einer Lebensdauer von durchschnittlich 30 Jahren für Holzbrücken ausgegangen. Die genauen Werte und damit auch die Wartungskosten sind in der nachstehenden Tabelle 1 zusammengefasst.

Der Grund für die Überarbeitung der Ablöserichtlinien war das Drängen der Holzindustrie. Es gibt unzählige Beispiele, die belegen können, dass Holzbauten eine wesentlich längere Lebensdauer besitzen, als es in der alten Richtlinie angegeben ist. Daraus folgernd wurden die Unterhaltungskosten deutlich zu hoch angenommen, dies hat dem Holzbau nur geschadet.

**Tabelle 1** Ablöserichtlinie 1980, Fassung 1988 [5]

Hölzerne Geh- und Radwegbrücken Bauwerksteil	Theoretische Nutzungsdauer m [Jahre]	Jährliche Unter- haltungskosten p [%]	Ablöserichtlinie Zeile
Spalte 1	2	3	4
mit Überdachung, Überbauten einschließlich Verschleißbelag	45	3,0	13
ohne Überdachung, Überbauten	30	3,0	14
ohne Überdachung, Verschleißbelag	15	3,0	15

Abbildung 10: Tabelle 1 Ablöserichtlinie

In der Neufassung der Ablöserichtlinie wurde dann die Nutzungsdauer unwesentlich angehoben und daraus folgend sanken die Unterhaltskosten ebenfalls nur gering. Einen Durchbruch brachte dies jedoch nicht. In Tabelle 2 sind die genauen Werte angegeben.

**Tabelle 2** Neufassung Ablöserichtlinie (Entwurf)

1 1.2 1.2.5 aus Holz	Theoretische Nutzungsdauer m [Jahre]	Jährliche Unter- haltungskosten p [%]	Ablöserichtlinie Zeile
Spalte 1	2	3	4
1.2.5.1 für Geh- und Radwege (ohne Schutzdach)	40	2,5	?
1.2.5.2 für Geh- und Radwege (mit Schutzdach)	50	2,0	?
1.2.5.3 für Straßen	40	2,5	?

Auf Grund von Untersuchungen, bei denen über 300 Brücken in ganz Deutschland nachgeprüft wurden, drängten sich neue theoretische Nutzungsdauern auf. Diese traten zuerst jedoch nicht in Kraft.



Die folgenden Zeilen sind dem Fachbericht entnommen und sind daher in anderer Schriftart dargestellt.

Auf Grund der vorliegenden Untersuchung mit amtlicher Bestätigung ergaben sich für die damit noch verbliebene, repräsentative Anzahl von Holzbrücken folgende baukostenbezogene, jährliche Unterhaltungskosten für die Überbauten :

(Klammerwerte zum Vergleich für alle untersuchten Brücken)

für - **33 Brücken**

**mit geschlossenem Fahrbahnbelag** max. 2,5% i.M. 0,7% min. 0,2%

(39 Brücken) max. 2,5% i.M. 0,8% min. 0,2%

- **19 Offene Geh- und Radwegbrücken,**

**Hauptträger jedoch dreiseitig geschützt** max. 1,9% i.M. 0,6% min. 0,1%

(22 Brücken) max. 2,2% i.M. 0,7% min. 0,1%

- **4 Brücken aus Harthölzern**

(6 Brücken) max. 1,2% i.M. 0,8% min. 0,1%

max. 2,2% i.M. 0,9% min. 0,1%

**Als geschützte Holzbrücken können Brücken bezeichnet werden, welche wahlweise**

- ein ausreichend über die tragende Konstruktion auskragendes Schutzdach besitzen,
- mit geschlossenem Geh- und Fahrbahnbelag aus Gussasphalt oder
- mit geschlossenem Fahrbahnbelag aus Stahlbeton ausgeführt werden,
- eine Blech-Abdichtung unter einem offenen Bohlenbelag besitzen, oder
- Brücken mit offenem begehbaren Belag, bei denen die Hauptträger seitlich als auch oberseitig mittels Holzverschalung oder Blechverkleidung sowie die Längsträger unter den Bohlen durch eine oberseitige übertragende Blechabdeckung geschützt sind, oder
- Brücken aus Tropenholz, deren exponierte Teile der Haupttragkonstruktion baulich geschützt wurden.

Somit ergab sich ein Vorschlag der Holzindustrie, der eine wesentlich höhere Lebensdauer und die damit verbundenen wesentlich geringeren Unterhaltskosten von Brücken und Ingenieurbauten vorschlägt.

Nachzulesen in der folgenden Tabelle 4:

**Tabelle 4** Neufassung Ablöserichtlinie (Vorschlag)

1 1.2 1.2.5	Brücken Überbauten aus Holz	Theoretische Nutzungsdauer m [Jahre]	Jährliche Unter- haltungskosten p [%]	Ablöserichtlinie  Zeile
	Spalte 1	2	3	4
1.2.5.1	für Geh- und Radwege (nicht geschützt)	40	2,5	?
1.2.5.2	für Geh- und Radwege (geschütztes Haupttragwerk)	80	1,0	?
1.2.5.3	für Straßen (geschütztes Haupttragwerk)	80	1,3	?

## 7 Holzschutz

Hier ein paar Beispiele für richtigen Holzschutz:

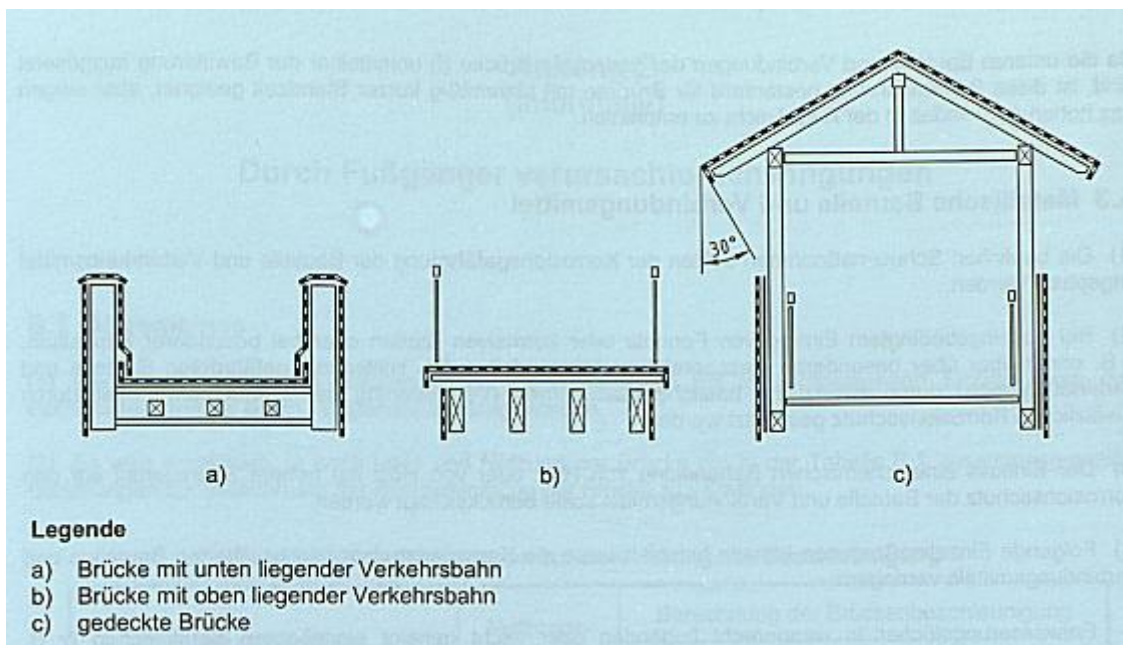
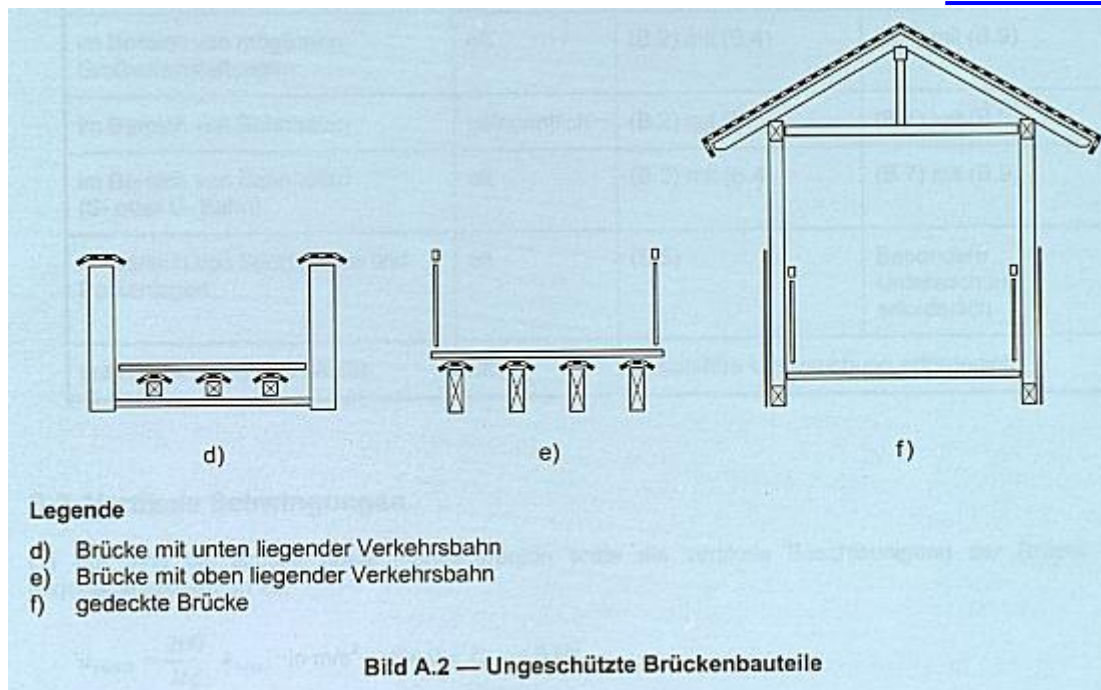


Abbildung 11: geschützte Brückenbauteile



**Abbildung 12: ungeschützte Brückenbauteile**

Wie man an den Beispielen sehen kann gibt es zwei Möglichkeiten das Holz richtig und effizient zu schützen. Entweder man schützt die gesamte tragende Konstruktion oder man schützt nur die tragenden Teile. Im Abschnitt 7 ist erklärt wie so etwas aussehen kann.

## 8 Fazit

Jetzt ist klar warum eine Holzbrücke zu konstruieren und zu entwerfen eine so schwere Aufgabe ist. Es gilt viele Dinge zu beachten und man muss sich in vielen deutschen Normen auskennen. Dazu sollte man auch wissen wie man sie richtig anwendet. Es gibt Brücken, die sind schon Jahrhunderte alt. Dies sind die guten Beispiele für die Ingenieurskunst und an diesen sollte man versuchen sich zu messen. Denn die Brücken, die nicht mehr stehen, die kennt kaum noch einer, aber die die noch existieren sind bekannt.