

## holzbau statik aktuell 02



holzbau statik aktuell 02 | 2015 – 02

# Ermüdungsnachweise im Ingenieurholzbau

# Impressum

**Herausgeber:**

Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V.  
Heinz-Fangman-Straße 2  
D-42285 Wuppertal

**Kontakt:**

+49 (0)2 02 / 769 72 73-5 fax  
info@brettschichtholz.de  
info@brettsperrholz.org  
info@balkenschichtholz.org  
info@studiengemeinschaft-holzleimbau.de  
www.brettschichtholz.de  
www.brettsperrholz.org  
www.balkenschichtholz.org  
www.studiengemeinschaft-holzleimbau.de

In der Schriftenreihe Holzbau-Statik-Aktuell werden praxisnahe Fachartikel gesammelt. Eine Haftung für den Inhalt kann trotz sorgfältigster Bearbeitung und Korrektur nicht übernommen werden.

**Bearbeitung:**

Dipl.-Ing. Otto Eberhart, Blaß & Eberhart GmbH,  
Ingenieurbüro für Baukonstruktionen  
Pforzheimer Str. 15b  
D-76227 Karlsruhe

**Redaktion:**

Dr.-Ing. Tobias Wiegand, Wuppertal

**Gestaltung:**

Schöne Aussichten: Oliver Iserloh, Düsseldorf

**Bildnachweis:**

Alle Darstellungen:  
Blaß & Eberhart GmbH, Karlsruhe

Erschienen: 2/2015  
Holzbau-Statik Aktuell 2/2015

Die Wortmarke INFORMATIONSDIENST HOLZ ist Eigentum des Informationsverein Holz e.V., Esmarchstraße 3, D-10407 Berlin, www.informationsvereinholz.de.

# Inhalt

Seite 2	_ <b>Impressum / Bildnachweis</b>	Seite 14	<b>6</b> _ <b>Beispiele</b>
4	<b>1</b> _ <b>Einleitung</b>	14	<b>6.1</b> _ Allgemeines
5	<b>2</b> _ <b>Formelzeichen</b>	14	<b>6.2</b> _ Holzbalkendecke in Behandlungsräumen eines Krankenhauses
6	<b>3</b> _ <b>Begriffe im Zusammenhang mit Einwirkungen</b>	14	<b>6.2.1</b> _ System und Belastung, Tragfähigkeits- nachweis
6	<b>3.1</b> _ Allgemeines	15	<b>6.2.2</b> _ Ermüdungswirksame Einwirkungen
6	<b>3.2</b> _ Zeitlich unveränderliche Einwirkung	15	<b>6.2.3</b> _ Erforderliche Nachweise
6	<b>3.3</b> _ Zeitlich veränderliche Einwirkung	18	<b>6.3</b> _ Holzstütze unter Kranbahnträger
7	<b>3.4</b> _ Oft wiederholte Einwirkung	18	<b>6.3.1</b> _ Allgemeines
7	<b>3.5</b> _ Stoßartige Einwirkungen	18	<b>6.3.2</b> _ System und Belastung
7	<b>3.6</b> _ Seismische Einwirkung	19	<b>6.3.3</b> _ Ermüdungswirksame Einwirkungen
7	<b>3.7</b> _ Einwirkungen bei schwingungsanfälligen Bauten	21	<b>6.3.4</b> _ Bauteilnachweise am Stützenfußpunkt
8	<b>4</b> _ <b>Ermüdungsnachweis nach DIN EN 1995-2:2010-12 mit NA</b>	22	<b>6.3.5</b> _ Nachweis der Einspannung am Stützen- fußpunkt
8	<b>4.1</b> _ Allgemeines	24	<b>7</b> _ <b>Erkenntnisse und Vereinfachungen</b>
9	<b>4.2</b> _ Ermüdungswirksame Einwirkungen	24	<b>7.1</b> _ Ermüdungsrelevante Einwirkungen
9	<b>4.2.1</b> _ Brücken	24	<b>7.2</b> _ Spannungsspiele
9	<b>4.2.2</b> _ Andere Bauwerke / Bauteile	24	<b>7.3</b> _ Besonderheiten der Nachweisführung
10	<b>4.3</b> _ Ermüdungsnachweis	25	<b>7.4</b> _ Praxistaugliche Abschätzung
11	<b>4.4</b> _ Diskussion der einzelnen Einflussgrößen	26	<b>8</b> _ <b>Zusammenfassung</b>
12	<b>5</b> _ <b>Palmgren-Miner-Regel</b>	27	<b>9</b> _ <b>Literatur und Normen</b>

# 1 \_ Einleitung

Neben den vorwiegend ruhenden Einwirkungen können Holzkonstruktionen auch durch veränderliche oder/und sich häufig wiederholende Einwirkungen beansprucht werden. Beispiele dafür sind Brücken, Kranbahnstützen und Glockentürme.

Durch solche Beanspruchungen auf Holzbauteile und -verbindungen kann es durch Ermüdung auch zum Versagen des Bauteils bzw. der Verbindung kommen. Dies ist auch bei Belastungsamplituden, welche deutlich unterhalb der statischen Festigkeit liegen, möglich.

In diesem Beitrag sollen die Anwendbarkeit der Regeln des Eurocode 5 diskutiert und Grenzen aufgezeigt werden. An dem konkreten Beispiel einer Kranbahnstütze wird gezeigt, wie die Vorschriften anzuwenden sind und ein vereinfachter Ermüdungsnachweis nach DIN EN 1995-1-1:2010-12 und DIN EN 1995-2:2010-12 mit den zugehörigen deutschen nationalen Anhängen (NAs) [1] bis [4] geführt werden kann.

Dieser Beitrag basiert auf den bis Februar 2015 veröffentlichten Normen.

## 2 \_ Formelzeichen

Den Indizes für das Ermüdungsverhalten  $f_{fat}$  liegt der englische Ausdruck *fatigue* zu Grunde.

$N_{obs}$	Anzahl der jährlichen Spannungsspiele mit konstanter Amplitude
$R$	Verhältniswert; $-1 \leq R \leq 1$
$a, b$	Beiwerte zur Berücksichtigung der Art der Ermüdungseinwirkung
$f_{fat,d}$	Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit
$f_k$	charakteristische Festigkeit
$k_{fat}$	Beiwert für die Festigkeitsminderung infolge der Anzahl der Belastungszyklen
$n_{ADT}$	zu erwartender täglicher Verkehr im Jahresdurchschnitt, für Brücken $\geq 1000$
$N_{obs}$	Spannungsspiel
$t_L$	Bemessungswert der Lebensdauer des Tragwerkes in Jahren
$\alpha$	für Brücken: erwarteter Prozentsatz von schweren LKW Vorschlag für andere Bauwerke: erwarteter Prozentsatz der maximalen Belastung
$\beta$	Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen eines Schadens
$\gamma_{M, fat}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Ermüdungsnachweis
$\kappa$	Verhältniswert
$\sigma_{d, max}$	maximale Bemessungsspannung infolge ermüdungsrelevanter Einwirkungen
$\sigma_{d, min}$	minimale Bemessungsspannung infolge ermüdungsrelevanter Einwirkungen

## 3 \_ Begriffe im Zusammenhang mit Einwirkungen

### 3.1 \_ Allgemeines

Für Einwirkungen für Ermüdungsnachweise existieren zahlreiche Begriffe, die nachfolgend erläutert und kommentiert werden sollen.

### 3.2 \_ Zeitlich unveränderliche Einwirkung

Eine zeitlich unveränderliche Einwirkung ist eine ständige Einwirkung, deren zeitliche Änderung gegenüber dem Mittelwert vernachlässigt werden kann oder die sich bis zum Erreichen eines Grenzwertes gleichmäßig in die gleiche Richtung ändert. Zeitlich unveränderte Einwirkungen sind z.B. die Eigenlast des Tragwerks, von Installationen und Belägen oder aus Vorspannung einschließlich Verlusten aus Kriechen und Schwinden.

**Zeitlich unveränderte Einwirkungen teilen sich auf in**

- **statische Einwirkungen**  
Einwirkungen, die keine wesentliche Beschleunigungen des Tragwerks oder des Bauteils hervorrufen und;
- **vorwiegend ruhende Einwirkungen**  
statische Einwirkungen und nicht ruhende Einwirkungen, die jedoch für die Tragwerksplanung als ruhende Einwirkung betrachtet werden dürfen (z. B. Nutzlasten in Parkhäusern, Werkstätten oder Fabriken).

### 3.3 \_ Zeitlich veränderliche Einwirkung

Eine zeitlich veränderliche Einwirkung ist eine Einwirkung, für die die Voraussetzung einer ständigen Einwirkung nicht erfüllt ist, z. B. Nutzlast, Windlast, Schneelast.

**Dazu gehören:**

- **dynamische Einwirkungen**
- **nicht vorwiegend ruhende Belastungen**, stoßende Belastungen oder sich häufig wiederholende Belastungen, die wesentliche Beschleunigungen oder eine vielfache Beanspruchungsänderung während der Nutzungsdauer des Tragwerks bzw. des Bauteils hervorrufen (z. B. Kran-, Kranbahn-, Gabelstaplerlasten, Verkehrslasten auf Brücken);
- **quasi-statische Einwirkungen**  
dynamische Einwirkung, die für die Tragwerksplanung unter Berücksichtigung des dynamischen Einflusses durch Zuschläge oder Faktoren als statische Einwirkung betrachtet wird (z. B. Wind- oder Schneelasten);
- **außergewöhnliche Einwirkungen**  
Einwirkung von gewöhnlich kurzer Dauer, die während der Nutzungsdauer des Tragwerks mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht auftritt, deren Auftreten aber zu erheblichen Schäden führen kann (z. B. Explosionen oder Anprall von Fahrzeugen, Schiffsstoß);
- **seismische Einwirkungen**  
außergewöhnliche Einwirkung infolge Erdbeben.

Diese Definitionen lassen erkennen, dass eine zeitlich veränderliche Einwirkung nicht automatisch eine „nicht vorwiegend ruhende Belastung“ sein muss. Kreuzinger und Mohr [5] haben deshalb die nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen in vier Bereiche (siehe die folgenden Abschnitte 3.4 bis 3.7) unterteilt:

### 3.4\_ Oft wiederholte Einwirkung

Oft wiederholte Einwirkungen sind gekennzeichnet durch große Lastspielzahlen im Bereich der Zeit- und Dauerfestigkeit ( $N > 10^3 - 10^4$ ), durch welche eine Konstruktion ermüdend beansprucht wird. Beispiele dafür sind:

- Verkehrslasten von Brücken (DIN EN 1991-2 und DIN EN 1995-2);
- Kranbahnen und Kranbahnstützen (DIN EN 1991-3);
- Fliegende Bauten (DIN EN 13782);
- Glockentürme (DIN 4178).

### 3.5\_ Stoßartige Einwirkungen

Stoßartige Einwirkungen werden im Allgemeinen durch statische Ersatzlasten und Stoßbeiwerte berücksichtigt. Beispiele dafür sind:

- Anpralllasten;
- Beanspruchung durch Aufprall;
- Brems- und Beschleunigungskräfte;
- Heben und Senken von Lasten.

### 3.6\_ Seismische Einwirkung

Zu seismischen Einwirkungen siehe 3.3, vierter Spiegelstrich

### 3.7\_ Einwirkungen bei schwingungsanfälligen Bauten

Eine Bemessung ist erforderlich für

- statische Beanspruchungen;
  - oft wiederkehrende Beanspruchungen;
- sowie zusätzlich
- für den Nachweis der Sicherheit gegenüber Resonanzschwingungen.

Es ist deshalb immer zu überprüfen, ob auftretende Einwirkungen (Belastungen) einen ermüdungswirksamen Lastanteil enthalten und wie groß dieser ist. In keinem Normenwerk wird dem Tragwerksplaner diese Überprüfung abgenommen. Vielmehr soll der Ingenieur auf der Grundlage der vorgesehenen Nutzung diese Einstufung eigenverantwortlich durchführen.

Es gilt der Grundsatz: Hohe Spannungsschwingbreiten gepaart mit hohen Lastwechselzahlen führen zur Ermüdung. Für Tragwerke des üblichen Hochbaus ist im Allgemeinen kein Nachweis gegen Ermüdung zu führen. In einigen Veröffentlichungen wird ein Wert von  $N > 10^4$  Lastwechseln angegeben, ab dem Ermüdung überhaupt relevant wird. Der Wert kann als konservativ angesehen werden, andere Veröffentlichungen besagen, dass oft erst ab sechsstelligen Lastwechselzahlen die Ermüdung praxisrelevant wird.

## 4 \_ Ermüdungsnachweis

### nach DIN EN 1995-2:2010-12 mit NA

#### 4.1 \_ Allgemeines

DIN EN 1995-2 verlangt im Abschnitt 6.2: „Für Tragwerke oder Tragwerksteile und Verbindungen, die häufigen Spannungsänderungen durch Verkehr oder Wind ausgesetzt sind, ist nachzuweisen, dass kein Versagen oder größerer Schaden infolge von Ermüdung auftritt“. Auch hier wird der Begriff „häufig“ nicht konkretisiert und es bleibt dem Tragwerksplaner überlassen, eine korrekte Einstufung vorzunehmen. Für Fußgängerbrücken ist üblicherweise kein Ermüdungsnachweis erforderlich; auf Querkzug beanspruchte Bauteile, Queranschlüsse, Ausklinkungen und Durchbrüche sind dagegen immer zu verstärken. Im informativen Anhang A zu DIN EN 1995-2 ist

ein vereinfachtes Nachweisverfahren angegeben. Dieser vereinfachte Nachweis wird nachfolgend zusammengefasst wiedergegeben und kommentiert. Der vereinfachte Nachweis basiert auf ermüdungswirksamen Einwirkungen mit gleich bleibender Amplitude, welche gleichwertig die ermüdungswirksamen Einwirkungen des vollen Spektrums ersetzt. Dabei sollten die Spannungen für die ermüdungswirksamen Einwirkungen durch eine elastische Berechnung unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit sowie Effekte 2. Ordnung bestimmt werden. Der Ermüdungsnachweis ist erforderlich, wenn das Verhältnis  $\kappa$  nach Gleichung (1) die in Tabelle 4.1 angegebenen Grenzwerte überschreitet.

$$\text{Dabei ist } \kappa = \frac{\left| \frac{\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}}{f_k} \right|}{Y_{M,fat}} \quad (1)$$

mit

$\sigma_{d,max}$  maximale Bemessungsspannung infolge ermüdungsrelevanter Einwirkungen

$\sigma_{d,min}$  minimale Bemessungsspannung infolge ermüdungsrelevanter Einwirkungen

$f_k$  charakteristische Festigkeit

$Y_{M,fat}$  Teilsicherheitsbeiwert für den Ermüdungsnachweis ( $Y_{M,fat} = 1$ )

**Tabelle 4.1**

Grenzwerte für  $\kappa$  aus DIN EN 1995-2

	Beanspruchung bzw. Verbindungsmitteltyp	$\kappa$
<b>Holzbauteile</b>	mit Druck parallel und rechtwinklig zur Faser	0,6
	beansprucht auf Biegung und Zug	0,2
	beansprucht auf Schub	0,15
<b>Verbindungen</b>	mit Stabdübeln	0,4
	mit Nägeln	0,1
	mit anderen Verbindungsmitteln	0,15

Ein Nachweis bei veränderlichen Spannungsamplituden kann z.B. nach der Palmgren-Miner-Regel (kumulative lineare Schadens- theorie) erfolgen (siehe Abschnitt 4.5).

## 4.2 \_ Ermüdungswirksame Einwirkungen

### 4.2.1 \_ Brücken

Die ermüdungswirksamen Einwirkungen aus Verkehr können für Brücken aus den Projektvor- gaben in Verbindung mit dem DIN EN 1991-2 [6], [7] erhalten werden. Die Anzahl der konstanten Spannungsspiele pro Jahr  $N_{obs}$  sollte ebenfalls aus DIN EN 1991-2:2010-12, Tabelle 4.5, ent- nommen werden.

Sofern detaillierte Informationen über den wirklichen Verkehr vorliegen, kann  $N_{obs}$  nach Gleichung (2) ermittelt werden:

$$N_{obs} = 365 n_{ADT} \alpha \quad (2)$$

mit

$n_{ADT}$  zu erwartender täglicher Verkehr im Jahresdurchschnitt ( $\geq 1000$ )

$\alpha$  erwarteter Prozentsatz von schweren LKW

### 4.2.2 \_ Andere Bauwerke / Bauteile

Für alle anderen Bauwerke als Brücken wird vorgeschlagen, zur Ermittlung der ermüdungs- wirksamen Einwirkungen die Verkehrslasten mit Gleichung (3) um den quasiständigen Anteil zu reduzieren:

$$q_{k, fat} = (1 - \psi_2) q_k \quad (3)$$

$N_{obs}$  kann nach Gleichung (2) für den zu erwar- tenden Betrieb abgeschätzt werden.

Eine Abschätzung kann z.B. wie folgt vor- genommen werden:

$n_{ADT}$  zu erwartende Anzahl täglicher Lastwechsel im Jahresdurchschnitt

$\alpha$  erwarteter Prozentsatz der maximalen Belastung

### 4.3 \_ Ermüdungsnachweis

Sofern der nach Abschnitt 4.1 ermittelte Verhältniswert  $\kappa$  den Grenzwert überschreitet, ist ein Ermüdungsnachweis nach Gleichung (4) zu führen.

$$\sigma_{d,max} \leq f_{fat,d} \quad (4)$$

Der Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit darf nach Gleichung (5) abgeschätzt werden.

$$f_{fat,d} = k_{fat} \frac{f_k}{\gamma_{M,fat}} \quad (5)$$

mit

$f_k$  charakteristische Festigkeit

$\gamma_{M,fat}$  Teilsicherheitsbeiwert für den Ermüdungsnachweis  $\gamma_{M,fat} = 1,0$

$k_{fat}$  Beiwert für die Festigkeitsminderung infolge der Anzahl der Belastungszyklen

$$k_{fat} = 1 - \frac{1-R}{a(b-R)} \log(\beta N_{obs} t_L) \geq 0$$

mit

$$R = \frac{\sigma_{d,min}}{\sigma_{d,max}} \quad \text{mit } -1 \leq R \leq 1$$

$\beta$  Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen eines Schadens

$\beta = 1,0$  ohne beträchtliche Konsequenzen

$\beta = 3,0$  mit beträchtlichen Konsequenzen

$N_{obs}$  Anzahl der jährlichen Spannungsspiele mit konstanter Amplitude

$$N_{obs} = 365 n_{ADT} \alpha$$

$n_{ADT}$  zu erwartender täglicher Verkehr (Brücken) bzw. zu erwartende Anzahl täglicher Lastwechsel (andere Bauwerke) im Jahresdurchschnitt

$\alpha$  erwarteter Prozentsatz von schweren LKW (Brücken) bzw. erwarteter Prozentsatz der maximalen Belastung (andere Bauwerke)

$t_L$  Bemessungswert der Lebensdauer des Tragwerkes in Jahren

$a, b$  Beiwerte zur Berücksichtigung der Art der Ermüdungseinwirkung nach Tabelle 4.2

**Tabelle 4.2**

Beiwerte zur Berücksichtigung der Art der Ermüdungseinwirkung aus DIN EN 1995-2

	a	b
<b>Holzbauteile beansprucht auf</b>		
Druck, parallel und rechtwinklig zur Faser	2,0	9,0
Biegung und Zug	9,5	1,1
Schub	6,7	1,3
<b>Verbindungen mit</b>		
Dübeln und Passbolzen mit $d \leq 12$ mm	6,0	2,0
Nägeln	6,9	1,2

#### 4.4\_Diskussion der einzelnen Einflussgrößen

Die rechnerische Ermüdungsfestigkeit hängt von einer Vielzahl von Einflussgrößen ab. Nachfolgend soll auf die wichtigsten Größen genauer eingegangen werden. Durch Parameterstudien wird später aufgezeigt, welche Auswirkungen Veränderungen der Größen bewirken und ob eventuell Vereinfachungen möglich sind.

- $\beta$  **Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen eines Schadens**  
 Der Einstufung sollte eine qualitative Schadensanalyse vorausgehen.  
 So kann z.B. durch das Versagen eines einzelnen Deckenbalkens oder eines Querträgers einer Brücke die Standsicherheit der Gesamtkonstruktion durchaus weiterhin gegeben sein, während das Versagen eines Unterzuges, einer Stütze oder eines Brückenlängsträgers zu einem Einsturz der Gesamtkonstruktion führen kann.
- $N_{obs}$  **Anzahl der jährlichen Spannungsspiele mit konstanter Amplitude**  
 Für Brückenbauwerke ist diese Kenngröße vorgegeben.  
 Für andere Konstruktionen wie z.B. Decken, Glockentürme oder Kranbahnträger und -stützen ist der Wert abzuschätzen.
- $\alpha$  **Erwarteter Prozentsatz von schweren LKW (bei Brücken) bzw. erwarteter Prozentsatz der Spannungsspiele mit maximalen Belastung**  
 Für Brückenbauwerke ist diese Kenngröße vorgegeben.  
 Für andere Konstruktionen ist der Wert abzuschätzen. In der Regel ergeben sich für typische Bauwerke des Ingenieurholzbaues Werte von  $\alpha < 0,5$ .
- $t_L$  **Bemessungswert der Lebensdauer des Tragwerkes in Jahren**  
 Auch hier sollte eine realistische Einstufung erfolgen. In den seltensten Fällen muss von einer 100-jährigen Lebensdauer ausgegangen werden. Es kann auf Tabelle 2.1 der DIN EN 1990:2010-12 zurückgegriffen werden.

## 5 \_ Palmgren-Miner-Regel

Die Palmgren-Miner-Regel (im Folgenden auch P-M-Regel abgekürzt) aus dem Stahlbau ist für den Holzbau noch nicht ausreichend verifiziert. Sie basiert darauf, dass die Schädigung eines Bauteils unter schwingender Belastung mit konstanter Amplitude linear mit der Anzahl der ertragenen Lastspiele zunimmt und bei Bruch den Wert  $D = 1$  erreicht. Des Weiteren wird bei Lastspielen mit unterschiedlichen Amplituden unterstellt, dass Teilschädigungen bei unterschiedlichen Laststufen summiert werden dürfen.

Der Nachweis ist dann mit Gleichung (6) zu führen

$$D = \sum_i D_i = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (6)$$

mit

$n_i$  erwartete Lastspielzahl im Betrieb bei Laststufe  $\sigma_i$  und

$N_i$  Bruch-Lastspielzahl im Betrieb bei Laststufe  $\sigma$  gemäß Wöhler-Linie.

Bild 5.1 zeigt die schematische Darstellung der P-M-Regel. Neben der Tatsache, dass für Holz, Holzwerkstoffe und deren Verbindungsmittel kaum aussagekräftige Wöhler-Linien vorliegen, weist das Verfahren folgende Nachteile auf:

- Informationen über den zeitlichen Ablauf gehen verloren
- Die Reihenfolge wird vernachlässigt. Damit gehen Effekte aus Auf- und Abbau von Spannungen verloren
- Es wird ein linearer Verlauf der Schädigung vorausgesetzt
- Belastungswerte unterhalb der Dauerfestigkeit bleiben unberücksichtigt

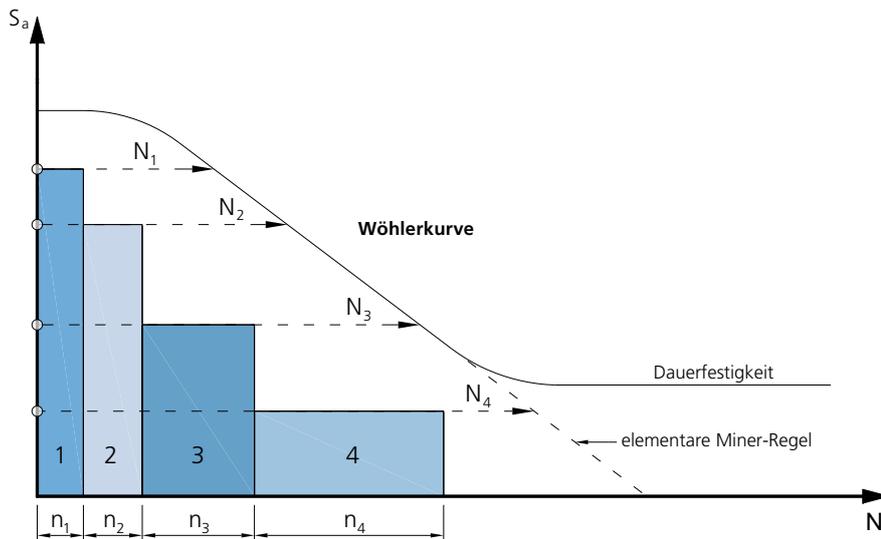


Bild 5.1:  
Anwendung der  
Palmgren-Miner-Regel

Die Anwendung der Regel im Holzbau sollte nach Meinung des Autors deshalb mit konservativen Belastungsannahmen erfolgen. Auf die Palmgren-Miner-Regel wird in diesem Artikel nicht weiter eingegangen.

## 6 \_ Beispiele

### 6.1 \_ Allgemeines

Im Folgenden werden beispielhaft an zwei Bauteilen die Lastermittlung sowie die Nachweisführung dargestellt. Dabei wird darauf verzichtet, die rein statischen Nachweise detailliert darzustellen.

Es werden lediglich deren Ausnutzungsgrade angegeben.

Ein ausführliches Beispiel einer Brücke einer örtlichen Straße mit geringem LKW-Anteil wurde z.B. von Flach und Stecher [8] im Tagungsband der 2. Internationalen Holzbrückentage veröffentlicht.

### 6.2 \_ Holzbalkendecke in Behandlungsräumen eines Krankenhauses

#### 6.2.1 \_ System und Belastung, Tragfähigkeitsnachweis

Nach DIN EN 1991-1-1:2010-12, Tabelle 6.1 DE mit NA [9], [10] ist diese Decke in Kategorie B2 einzustufen. Die lotrechte Nutzlast ist

$$q_k = 3,00 \frac{kN}{m^2} + 0,80 \frac{kN}{m^2} \text{ (Trennwandzuschlag)} = 3,80 \frac{kN}{m^2}$$

Der Kombinationsbeiwert für quasi-ständige Werte der veränderlichen Einwirkungen beträgt

$$\psi_2 = 0,30$$

System: Zweifeldträger mit gleichen Stützweiten  $L_1 = L_2 = 4,25 \text{ m}$ .

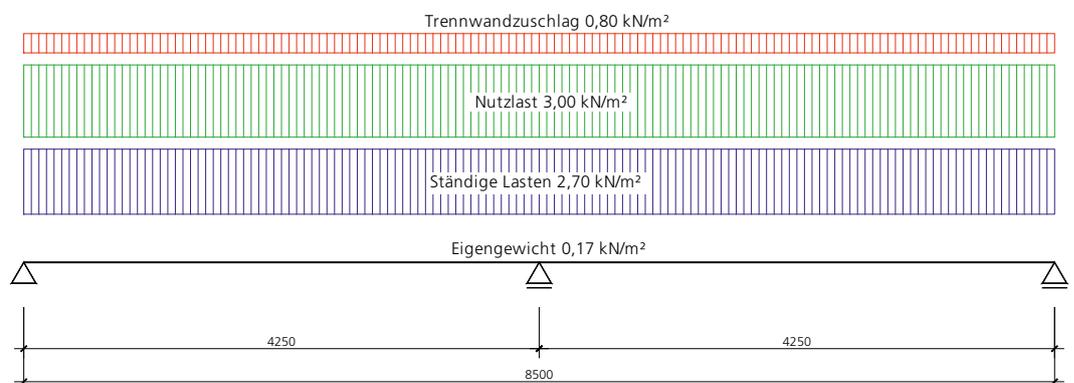
Holzbalken  $\varnothing 14/24$ ; GL24h;  $e = 1,00 \text{ m}$

$$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2; f_{v,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

Belastung:

$g$	=	2,70 kN/m <sup>2</sup> + EG der Balken
$q_k$	=	3,80 kN/m <sup>2</sup> (Kategorie B2)
$k_{mod}$	=	0,80

Bild 6.1:  
System und Belastung



Die wichtigsten Ausnutzungsgrade der statischen Nachweise betragen:

$$\text{Biegung: } \eta_M = 0,99$$

$$\text{Schub: } \eta_V = 0,67$$

$$\text{Durchbiegung: } \eta_W = 0,67$$

Die Nachweisführung wird hier nicht detailliert dargestellt werden.

### 6.2.2\_ Ermüdungswirksame Einwirkungen

Diese werden für die Decke nach Gleichung (3) bestimmt:

$$q_{k,fat} = (1 - \psi_2) q_k = (1 - 0,3) 3,8 = 2,66 \text{ kN/m}^2$$

Die Spannungsspiele zu  $N_{obs}$  werden nach Gleichung (2) abgeschätzt:

$$\text{Erwartete Anzahl tägliche Lastwechsel } n_{ADT} = 240 \cong 10 / h$$

Erwarteter Prozentsatz der maximalen Belastung  $\alpha = 5$

$$N_{obs} = 365 n_{ADT} \alpha = 365 \cdot 240 \cdot 0,5 = 43.800 = 0,044 \cdot 10^6$$

### 6.2.3\_ Erforderliche Nachweise

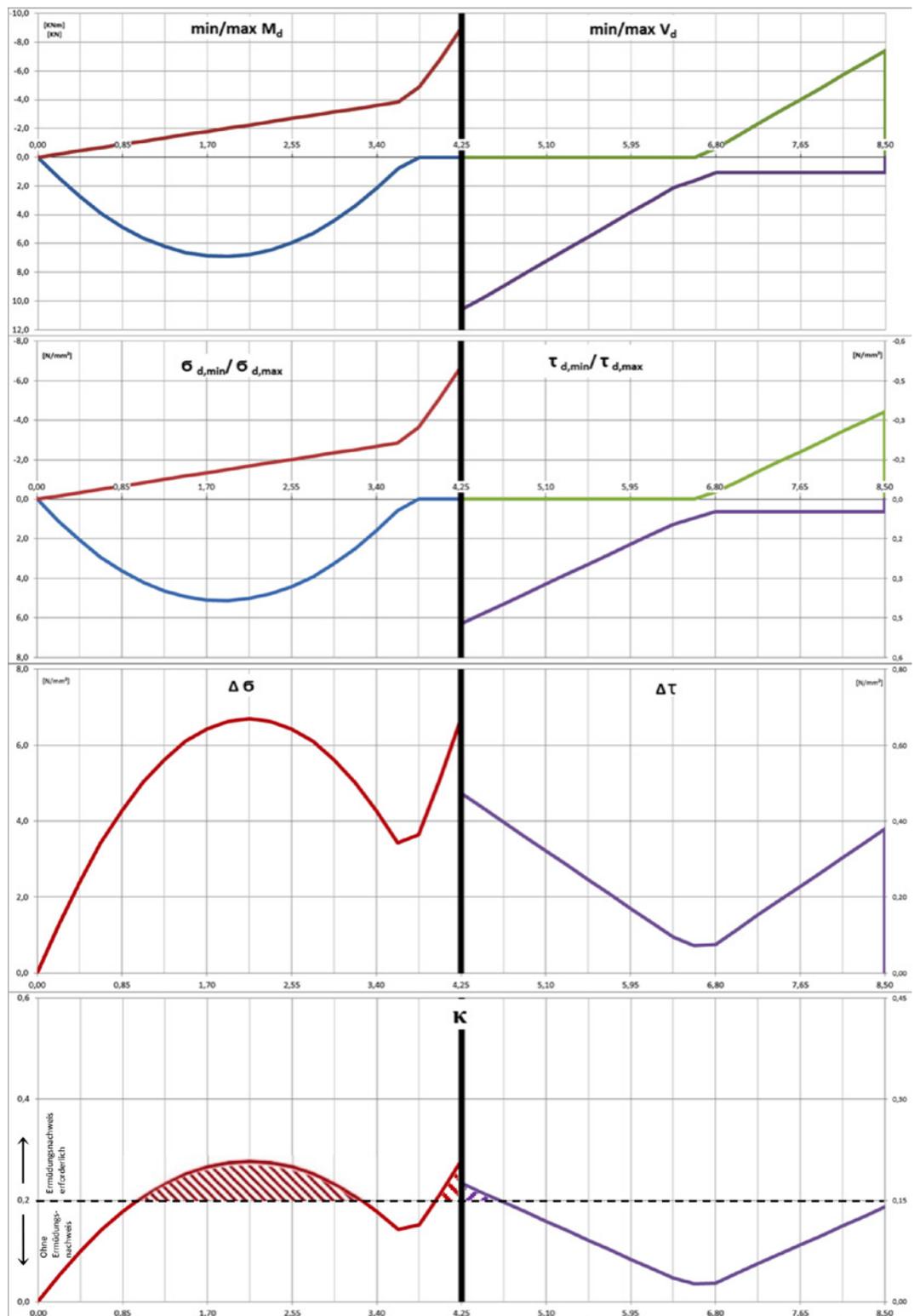
Für das vorhandene System ist zunächst die Umhüllende der Schnittgrößen unter der Beanspruchung mit  $q_{k,fat}$  zu ermitteln. Dies kann im Allgemeinen einem Stabwerks- oder Bemessungsprogramm überlassen werden. Dann ist für die gewählten Stabschnitte der Verhältniswert  $\kappa$  zu ermitteln. An allen Stellen, an denen der Verhältniswert  $\kappa$  über dem Grenzwert nach Tabelle 4.1 liegt, ist ein Ermüdungsnachweis zu führen.

Nach Ermittlung des Verhältniswertes  $R$  und des Beiwertes  $k_{fat}$  für die Festigkeitsminderung kann dann der Ermüdungsnachweis geführt werden.

Im vorliegenden Beispiel wurde als Beiwert für die Schadensfolgen  $\beta = 3,0$  und als Nutzungsdauer  $t_L = 50 \text{ Jahre}$  gewählt.

In Bild 6.2 sind für dieses Beispiel die einzelnen Schritte getrennt für die Momenten- und Querkraftbeanspruchung (rechte Spalte) grafisch dargestellt.

Bild 6.2:  
 Schrittweise Durchführung  
 des Ermüdungsnachweises  
 beim 2-Feld-Träger



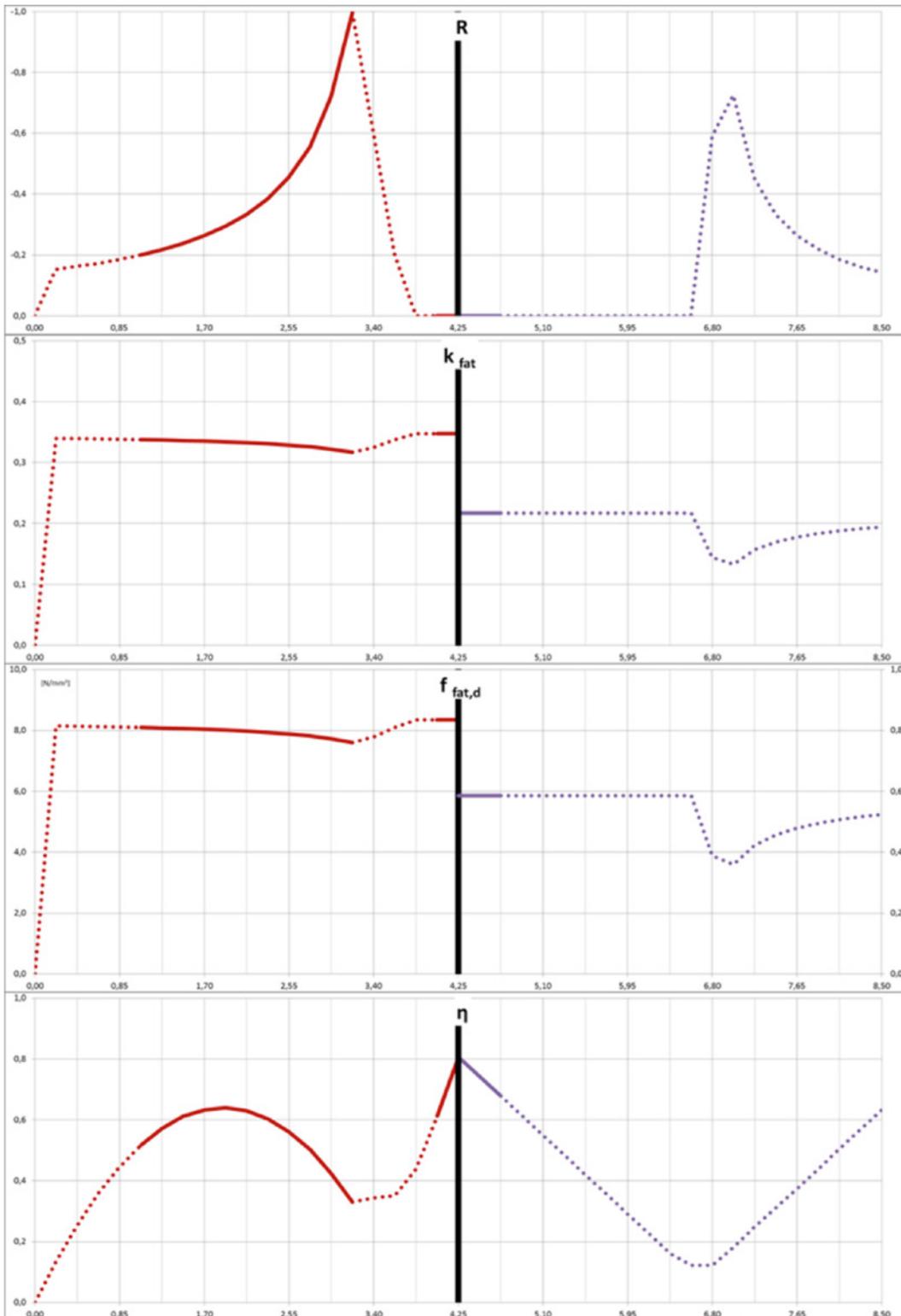


Bild 6.3:  
Schrittweise Durchführung  
des Ermüdungsnachweises  
beim 2-Feld-Träger

Das Ergebnis zeigt, dass es sowohl für die Momenten- als auch Querkraftbeanspruchung Bereiche gibt, in denen formal ein Ermüdungsnachweis zu führen ist. Das Ergebnis zeigt aber auch, dass dieser Nachweis bei „üblichen“ Nutzlasten in der Regel nicht maßgebend wird. Die Ausnutzungsgrade betragen für die Biegung  $\eta_M = 0,80$  ( $< 0,99$  statisch) und für den Schub  $\eta_V = 0,80$  ( $< 0,67$  statisch).

### 6.3 \_ Holzstütze unter Kranbahnträger

#### 6.3.1 \_ Allgemeines

Kranbahnstützen aus Holz stellen die Ausnahme dar und sind eher für leichten Kranbetrieb geeignet. Als Baustoff sollte ausschließlich Brettschichtholz gewählt werden.

Anders als bei der Holzbalkendecke können bei Kranbahnen auch die Eigenlasten ermüdungsrelevant sein, da sich die Kranstellungen ändern können. Die Lastermittlung wird dadurch umfangreicher. In DIN EN 1991-1-3:2010-12, Abschnitt 2.12 [11] sind verschiedene Verfahren zur Ermittlung der Ermüdungslasten geregelt. Diese sind teilweise nur in Verbindung mit DIN EN 13001-1 anwendbar. Für die Holzbaupraxis genügt es i.d.R., die Lasten in Anlehnung an DIN EN 1995-2:2010-12, Anhang A [12] zu ermitteln.

In der Praxis wird es allerdings so sein, dass entweder vom Kranhersteller oder aber von einer Bemessungssoftware für die Anschlusskonstruktion bzw. Gründung die maßgebenden Lastextreme angegeben werden.

#### 6.3.2 \_ System und Belastung

Für das Beispiel wird von einer mittels Stahllaschen eingespannten Holzstütze ausgegangen. Die Holzstütze wird ausschließlich durch die Kranbahnkonstruktion belastet. Kräfte parallel zur Hallenlängsrichtung (in Richtung der Kranbahnträger) werden durch Verbände aufgenommen und hier nicht weiter betrachtet.

System:	DEMAG Standard-Laufkran EKKE, Tragfähigkeit 5 to	
	Spannweite der Kranbrücke:	20,00 m
	Kranbahnträger als 2-Feld-Träger mit $\ell_1 = \ell_2 =$	6,50 m
	Stütze Ø 30/60; GL28h	
	$f_{m,k} = 28 \text{ N/mm}^2; f_{c,0,k} = 26,5 \text{ N/mm}^2; f_{v,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2; \rho_k = 410 \text{ kg/m}^3$	
	Stützenlänge $\ell = 6,00 \text{ m} \rightarrow k_c = 0,67 \rightarrow k_c \cdot f_{c,0,k} = 0,67 \cdot 26,5 = 17,7 \text{ N/mm}^2$	

Betrachtet wird die mittlere Stütze des Zweifeldträger-Systems.

### 6.3.3 \_ Ermüdungswirksame Einwirkungen

Aus den Ergebnissen der Kranbahnberechnung sind in Tabelle 6.1 die Auflagerreaktionen an den Stützenköpfen zusammengestellt.

Vereinfachend und konservativ gewählt werden die ermittelten Auflagerkräfte komplett als veränderlich wirkend angenommen.

**Tabelle 6.1**

Charakteristische Auflagerkräfte aus Kranbetrieb am Stützenkopf (Mittelstütze)

Lastfall	Beschreibung	$F_{y,k}$ [kN]		$F_{z,k}$ [kN]	
		min	max	min	max
<b>EG</b>	Eigenlasten	0	0	11,32	11,32
<b>R</b>	Radlasten	0	0	0	141,6
<b>HM</b>	horiz. Massenkräfte	-11,30	11,39	0	0
<b>HS</b>	horiz. Seitenlasten	0	20,96	0	0

**Normalkraft:**

$$N_{d,min} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{d,max} = 1,5 \cdot 141,6 = 212,4 \text{ kN}$$

$$k = \frac{\left| \frac{\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}}{f_k} \right|}{\gamma_{M,fat}} = \frac{\left| \frac{212,4 \cdot 1000}{300 \cdot 600} - 0 \right|}{\frac{15,9}{1,0}} = \frac{1,18}{15,9} = 0,074 < 0,6$$

**Querkraft / Schub:**

$$V_{d,min} = -1,5 \cdot 11,3 = 16,95 \text{ kN}$$

$$V_{d,max} = 1,5 \cdot 20,96 = 31,44 \text{ kN}$$

$$k = \frac{\left| \frac{\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}}{f_k} \right|}{\gamma_{M,fat}} = \frac{\frac{1,5 \cdot 1000}{300 \cdot 600} \left| 31,44 - -16,95 \right|}{\frac{2,5}{1,0}} = \frac{0,403}{2,5} = 0,161 > 0,15$$

**Moment / Biegung:**

$$M_{d,min} = -1,5 \cdot 11,3 \cdot 6,00 = -101,7 \text{ kN}$$

$$M_{d,max} = 1,5 \cdot 20,96 \cdot 6,00 = 188,6 \text{ kN}$$

$$k = \frac{\left| \frac{\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}}{f_k} \right|}{\gamma_{M,fat}} = \frac{\frac{10^6}{300 \cdot 600^2} \left| 188,6 - -101,7 \right|}{\frac{28,0}{1,0}} = \frac{16,1}{28,0} = 0,576 > 0,20$$

Die Spannungsspiele  $N_{obs}$  werden nach Gleichung (2) wie folgt abgeschätzt:

Erwartete Anzahl täglicher Beanspruchungen  $n_{ADT} = 200 \cong 20 / h$  bei einem  $10h$  – Betrieb täglich

Erwarteter Prozentsatz der maximalen Beanspruchung  $\alpha = 0,25$

$$N_{obs} = 365 n_{ADT} \alpha = 365 \cdot 200 \cdot 0,25 = 18.250 = 0,018 \cdot 10^6$$

### 6.3.4\_Bauteilnachweise am Stützenfußpunkt

Wie in Abschnitt 6.3.3 gezeigt, ist für die Querkraft- und Momentenbeanspruchung ein Ermüdungsnachweis zu führen. Die Grenzwerte nach Tabelle 4.1 sind überschritten. Außerdem wird für die Verbindungsmittel im Fußpunkt der Stütze (Einspannung) ebenfalls ein Ermüdungsnachweis geführt.

#### Querkraft/Schub:

$$R = \frac{\sigma_{d,min}}{\sigma_{d,max}} = \frac{-16,95}{31,44} = -0,539$$

$$k_{fat} = 1 - \frac{1-R}{a(b-R)} \log(\beta N_{obs} t_L) = 1 - \frac{1+0,539}{6,7(1,3+0,539)} \log(3,0 \cdot 18250 \cdot 50) = 0,196$$

$$f_{fat,d} = k_{fat} \frac{f_k}{Y_{M,fat}} = 0,196 \frac{2,5}{1,0} = 0,49 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{d,max} = 1,5 \frac{31440}{300 \cdot 600} = 0,175 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,49 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = f_{fat,d}$$

#### Moment/Biegung:

$$R = \frac{\sigma_{d,min}}{\sigma_{d,max}} = \frac{-101,7}{188,6} = -0,539$$

Da das Moment ausschließlich aus der Horizontalkraft am Stützenkopf resultiert, muss der Verhältniswert  $R$  mit dem bei der Querkraft identisch sein.

$$k_{fat} = 1 - \frac{1-R}{a(b-R)} \log(\beta N_{obs} t_L) = 1 - \frac{1+0,539}{9,5(1,1+0,539)} \log(3,0 \cdot 18250 \cdot 50) = 0,364$$

$$f_{fat,d} = k_{fat} \frac{f_k}{Y_{M,fat}} = 0,364 \frac{28}{1,0} = 10,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{d,max} = \frac{188,6 \cdot 10^6}{300 \cdot 600^2} = 10,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > 10,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = f_{fat,d}$$

Das bedeutet, dass der Ermüdungsnachweis für die Momentenbeanspruchung nicht erfüllt ist .

$$\eta = \frac{10,5}{10,2} = 1,03$$

### 6.3.5 \_ Nachweis der Einspannung am Stützenfußpunkt

Gewählt wird ein Anschluss mit zwei eingeschlitzten Stahlblechen ( $t = 15 \text{ mm}$ ) und Stabdübeln bzw. Passbolzen  $\varnothing 12 \text{ mm}$ , S355. Die Passbolzen werden an den Stellen des Anschlusses eingebaut, an denen die maximalen Verbindungsmittelbeanspruchungen auftreten. Das Spalten des Holzes wird durch eine Verstärkung rechtwinklig zur Faserrichtung verhindert, so dass eine Abminderung der Anzahl in Faserrichtung hintereinander liegender Verbindungsmittel  $n$  nach DIN EN 1995-1-1:2010-12 nicht erforderlich wird.

Der geplante Aufbau ist:

- Seitenholzdicken      2 x 66 mm
- Sägeschnitte          2 x 18 mm
- Mittelholzdicke        132 mm

Die ermittelten Tragfähigkeiten  $F_{v,Rk}$  der 4-schnittigen Verbindung betragen dann mindestens (wegen der angenommenen Belastung rechtwinklig zur Faserrichtung):

$$\text{Stabdübel: } F_{v,Rk} = 33,1 \text{ kN}$$

$$\text{Passbolzen: } F_{v,Rk} = 41,4 \text{ kN}$$

Das Anschlussbild wird wie folgt gewählt:

9 Reihen mit  $a_1 = 120 \text{ mm} > 5d = 60 \text{ mm}$

8 Spalten mit  $a_2 = 70 \text{ mm} > 3d = 36 \text{ mm}$

Das ergibt ein polares Trägheitsmoment des Anschlusses von  $I_p = 930 \text{ cm}^4$ .

Die ermüdungswirksamen Schnittgrößen und die Spannungsspiele wurden bereits in Abschnitt 6.3.3 ermittelt:

$$N_{d,min} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{d,max} = 1,5 \cdot 141,6 = 212,4 \text{ kN}$$

$$V_{d,min} = -1,5 \cdot 11,3 = -16,95 \text{ kN}$$

$$V_{d,max} = 1,5 \cdot 20,96 = 31,44 \text{ kN}$$

$$M_{d,min} = -1,5 \cdot 11,3 \cdot 6,00 = -101,7 \text{ kN}$$

$$M_{d,max} = 1,5 \cdot 20,96 \cdot 6,00 = 188,6 \text{ kN}$$

$$N_{obs} = 365 n_{ADT} \alpha = 365 \cdot 200 \cdot 0,25 = 18.250 = 0,018 \cdot 10^6$$

Das maximal beanspruchte Verbindungsmittel des Anschlusses wird mit einer Bemessungslast von

$$\max F_{v,d} = 12,89 \text{ kN und}$$

$$\min F_{v,d} = -7,86 \text{ kN belastet.}$$

$$k = \frac{|\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}|}{\frac{f_k}{Y_{M,fat}}} = \frac{|12,9 - -7,86|}{\frac{41,4}{1,0}} = \frac{20,8}{41,4} = 0,501 > 0,4$$

Ein Ermüdungsnachweis ist zu führen.

$$R = \frac{\sigma_{d,min}}{\sigma_{d,max}} = \frac{-7,86}{12,9} = -0,609$$

$$k_{fat} = 1 - \frac{1-R}{a(b-R)} \log(\beta N_{obs,t_L}) = 1 - \frac{1+0,609}{6,0(2,0+0,609)} \log(3,0 \cdot 18250 \cdot 50) = 0,338$$

$$F_{fat,d} = k_{fat} \frac{f_k}{Y_{M,fat}} = 0,338 \frac{41,4}{1,0} = 14,0 \text{ kN}$$

$$F_{v,d} = 12,9 \text{ kN} < 14,0 \text{ kN} = F_{fat,d}$$

Das bedeutet, dass der Ermüdungsnachweis für die Stabdübel/Passbolzenverbindung erfüllt ist.

$$\eta = \frac{12,9}{14,0} = 0,92$$

## 7 \_ Erkenntnisse und Vereinfachungen

### 7.1 \_ Ermüdungsrelevante Einwirkungen

Sofern die ermüdungsrelevanten Einwirkungen nicht explizit in den Lastnormen angegeben sind, obliegt es dem Tragwerksplaner, diese für das konkrete Projekt selbst zu ermitteln. Dazu wird es erforderlich sein, sich möglichst genaue Angaben über die vorgesehene spätere Nutzung zu besorgen. Dazu wird vorgeschlagen, die Verkehrslasten um den quasiständigen Anteil zu reduzieren:

$$q_{k, \text{fat}} = (1 - \psi_2) q_k$$

### 7.2 \_ Spannungsspiele der Lastspiele

Eine zutreffende Ermittlung von  $N_{obs}$  kann durch eine sinnvolle Abschätzung des zu erwartenden Betriebes erfolgen. Der in DIN EN 1995-2:2010-12 angegebene Mindestwert von  $N_{obs}$  erscheint für den überwiegenden Teil der Holzkonstruktionen bereits zu hoch und wurde für Brücken festgelegt.

### 7.3 \_ Besonderheiten der Nachweisführung

Mit  $\sigma_{d, \text{max}}$  ist immer der betragsmäßig größere Wert, mit  $\sigma_{d, \text{min}}$  immer der betragsmäßig kleinere Wert, aber mit zutreffendem Vorzeichen bezeichnet. Diese Konvention ist für die Ermittlung von  $\kappa$  unbedeutend, für die Ermittlung von  $R$  und den weiteren Nachweisgrößen zwingend erforderlich.

Beispiel:

$$\max \sigma_d = 3,0 \frac{N}{\text{mm}^2} ; \min \sigma_d = -10,0 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Für den Ermüdungsnachweis gilt:

$$\sigma_{d, \text{min}} = 3,0 \text{ N/mm}^2 \text{ und } \sigma_{d, \text{max}} = -10,0 \text{ N/mm}^2$$

Da für Druck und Zug unterschiedliche Grenzwerte bzw. Beiwerte anzuwenden sind, ist bei wechselbeanspruchten Bauteilen (z.B. Fachwerkstäben, Stützen) eine genauere Betrachtung erforderlich.

Hier ist  $k_{\text{fat}}$  für Zug und Druck zu ermitteln und die mit  $k_{\text{fat}}$  multiplizierten charakteristischen Festigkeitswerte der zugehörigen Bemessungsspannung gegenüberzustellen.

#### 7.4 \_ Praxistaugliche Abschätzung

Für eine erste Abschätzung kann mit  $\beta = 3,0$  und  $N_{obs} = 50.000$  gerechnet werden.

Dazu wird  $k_{fat}$  mit dem ungünstigsten Quotienten  $R = -1$  bestimmt.

In Tabelle 7.1 sind die so ermittelten  $k_{fat}$  – Werte für die verschiedenen Beanspruchungen und zwei Lebensdauern  $t_L$  zusammengestellt.

**Tabelle 7.1**

$k_{fat}$  für  $R=-1$ ,  $\beta = 3,0$  und  $N_{obs} = 50.000$

	$t_L = 30$ Jahre	$t_L = 50$ Jahre
<b>Holzbauteile beansprucht auf</b>		
Druck, parallel und senkrecht zur Faser	0,34	0,31
Biegung und Zug	0,33	0,31
Schub	0,14	0,11
<b>Verbindungen mit</b>		
Dübeln und Passbolzen mit $d \leq 12$ mm	0,26	0,24
Nägeln	0,12	0,09

Nach Ermittlung der maximalen Bemessungsspannung infolge ermüdungsrelevanter Einwirkungen  $\sigma_{d,max}$  kann diese der maximalen Bemessungsspannung  $max \sigma_d$  für die Bemessung nach DIN EN 1995-1-1:2010-12 gegenübergestellt werden.

Wenn  $\sigma_{d,max} < \frac{k_{fat} \cdot \gamma_M}{k_{mod}} \cdot max \sigma_d$  ist, wird der Ermüdungsnachweis nicht maßgebend.

Im anderen Fall ist das Ermüdungsverhalten genauer zu untersuchen.

## 8 \_ Zusammenfassung

Holzkonstruktionen können neben vorwiegend ruhenden Einwirkungen auch durch sich häufig wiederholende Einwirkungen beansprucht werden. Mit der bauaufsichtlichen Einführung der Normenreihe DIN EN 1995 wird erstmals ein vereinfachter Nachweis für ermüdungswirksame Einwirkungen aufgenommen. In diesem Beitrag werden die Begriffe und Einflussgrößen erläutert und diskutiert. Die für einen Nachweis erforderlichen Gleichungen sind angegeben.

Anhand von zwei Beispielen wird die Anwendung ausführlich aufgezeigt und Besonderheiten hervorgehoben. Bewusst wurde dabei auf Anwendungen im Bereich der Holzbrücken oder bei Glockentürmen verzichtet. Diese Bereiche sind bereits in anderen Veröffentlichungen behandelt.

## 9\_ Literatur und Normen

- [1] DIN EN 1995-1-1:2010-12, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- [2] DIN EN 1995-1-1/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- [3] DIN EN 1995-2:2010-12, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken
- [4] DIN EN 1995-2/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken
- [5] Kreuzinger H., Mohr B. (1994): Holz und Holzverbindungen unter nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen. Institut für Tragwerksbau, Fachgebiet Holzbau, Technische Universität München, Forschungsbericht T2637.
- [6] DIN EN 1991-2, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken
- [7] DIN EN 1991-2/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken
- [8] Flach M., Stecher G (2012): Ermüdungsverhalten von Verbindungen im Holzbrückenbau. forum-holzbau (fhb), Tagungsband 2. Internationale Holzbrückentage IHB 2012 Biel, S. 1–16.
- [9] DIN EN 1991-1-1, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
- [10] DIN EN 1999-1-1/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
- [11] DIN EN 1991-1-3, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten
- [12] DIN EN 13001-1, Krane – Konstruktion allgemein – Teil 1: Allgemeine Prinzipien und Anforderungen

## **Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V.**

Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V.

Heinz-Fangman-Str. 2

D-42287 Wuppertal

02 02/76 97 27 33 fax

[info@brettsperrholz.org](mailto:info@brettsperrholz.org)

[www.brettsperrholz.org](http://www.brettsperrholz.org)

[www.balkenschichtholz.org](http://www.balkenschichtholz.org)

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](mailto:fachberatung@informationsdienst-holz.de)

[www.informationsdienst-holz.de](http://www.informationsdienst-holz.de)

Ein Angebot des

Holzbau Deutschland Institut e.V.

in Kooperation mit dem

Informationsverein Holz e.V.