

# Holz | Forum | Bau | Spezial Brücken

5. Internationale Holzbrückentage (IHB2018)

Holzbrückenbau in der Offensive

Erhaltung | Ertüchtigung | Neubauten

FILharmonie Filderstadt, Filderstadt/Stuttgart (DE)

17./18. April 2018

The bottom half of the page features a dark red background with several abstract, lighter red geometric shapes. These shapes include a large semi-circle on the left, a tall vertical rectangle in the center, a square on the right, and various triangles and trapezoids scattered throughout, creating a modern, architectural aesthetic.

Herausgeber: forum-holzbau  
Bahnhofplatz 1  
CH-2502 Biel/Bienne  
Tel. +41 32 327 20 00

Bearbeitung und Satz: forum-holzbau | Katja Rossel | Claudia Stucki

Druck: FLIRIDRUCK  
Neuwiesenweg 23  
IT-39020 Marling  
Tel. +39 0473 442501

Auflage: 250 Ex.

© 2018 by forum-holzbau, CH-Biel/Bienne  
ISBN 978-3-906226-19-4

[www.forum-holzbau.com](http://www.forum-holzbau.com) | [www.forum-holzkarriere.com](http://www.forum-holzkarriere.com)

## Inhalt

### Holzbrückenbau in der Offensive

- Perspektiven für eine Renaissance der Holzbrücken** 9  
*Dr. Ing. Karl Kleinhanß, QHB Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau, Frielzheim, Deutschland*
- Geh- und Radwegbrücken in NRW – Bestandsanalyse und Perspektiven** 19  
*Prof. Dr.-Ing. Thomas Uibel und Prof. Dr.-Ing. Wilfried Moorkamp, FH Aachen – University of Applied Sciences, Aachen, Deutschland*
- ProTimB – neue Regelwerke für den modernen Holzbrückenbau – eine Zwischenbilanz** 33  
*Prof. Dr.-Ing. Antje Simon, Fachhochschule Erfurt, Erfurt, Deutschland*

### Grün- und Strassenbrückenbau

- Die Grünbrücke bei Thyrow – erstmalig ein Doppelbogen** 49  
*Prof. Volker Schiermeyer, Fachhochschule Bielefeld, Campus Minden, Bielefeld/Minden (DE), Ingenieurbüro HSW-Ingenieure, Bad Oeynhausen, Deutschland*
- RN19 – Aménagement à 2x2 voies de la section Amblans Lure - Construction d'un ouvrage d'art mixte bois / béton** 59  
*Laurent Remy, Service d'Ingénierie Routière Alsace Franche-Comté, Vesoul, Frankreich*

### Erhaltung und Ertüchtigung in der Umsetzung

- Standsicherheitsbewertung von Rissen in tragenden Brücken-Holzbauteilen – Optimierungsbedarf der RI-EBW-PRÜF** 73  
*Dr. rer. nat. Simon Aicher, MPA Universität Stuttgart, Stuttgart, Deutschland*
- 10-425: Instandsetzung der König-Ludwig-Brücke in Kempten (Allgäu) – Baustellenbericht** 93  
*Jörg Schänzlin, Hochschule Biberach, Biberach a.d.R., Deutschland  
 Michael Kral, Amt für Tiefbau und Verkehr, Stadt Kempten, Kempten, Deutschland  
 Rainer Böhme, Konstruktionsgruppe Bauen, Kempten, Deutschland*
- Erhaltung und Ertüchtigung eines Holz-Trogsteges über den Almfluss «Der Hofmühlsteg in Scharnstein»** 107  
*Franz Bammer, Holzbau Bammer, Scharnstein, Österreich*

### Fussgänger- und Radwegbrücken I

- Die Stuttgarter Holzbrücke – Erkenntnisse nach 2 Jahren Standzeit** 123  
*Jürgen Hezel, MPA Universität Stuttgart, Stuttgart, Deutschland*
- Holzbrücke im Zuge des Neckarfern-radweges – Neckartenzlingen** 133  
*Jürgen Schaffitzel, Schaffitzel Holzindustrie, Schwäbisch Hall, Deutschland*
- Geschützte Fachwerkbrücken über den Gewässern Wiese und Enz** 145  
*Josef Schmees, Schmees & Lühn, Fresenburg, Deutschland*

### Fussgänger- und Radwegbrücken II

- Geschwungene Fussgängerbrücke über die A6** 161  
*Richard Thürler, Jean-Pascal Ammann und Johannes Natterer, Emch+Berger Bern, Bern, Schweiz*
- Die neuen Remstalbrücken – die Umsetzung des Konzepts der Stuttgarter Holzbrücke** 173  
*Thorsten Helbig, Knippers Helbig, Stuttgart, Deutschland*
- Der neue Rheinsteg in Rheinfeldern** 185  
*Frank Miebach, Ingenieurbüro Miebach, Lohmar, Deutschland*





## Moderatoren

### **Dr. Aicher Simon**

Materialprüfungsanstalt (MPA)  
Universität Stuttgart  
Pfaffenwaldring 4  
70569 Stuttgart, Deutschland  
Tel.: +49 711 68562287  
E-Mail: Simon.Aicher@mpa.uni-stuttgart.de

### **Prof. Flach Michael**

Universität Innsbruck / AB Holzbau  
Technikerstrasse 13  
6020 Innsbruck, Österreich  
Tel.: +43 512 50763201  
E-Mail: Michael.Flach@uibk.ac.at

### **Dr. Kleinhanß Karl**

QHB Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V.  
Am Geissberg 14  
71292 Friolzheim, Deutschland  
Tel.: +49 7044 954135  
E-Mail: karl.kleinhanss@holzbrueckenbau.com

### **Prof. Müller Andreas**

Berner Fachhochschule AHB  
Solothurnstrasse 102  
2504 Biel/Bienne, Schweiz  
Tel.: +41 32 344 03 19  
E-Mail: andreas.mueller@bfh.ch

### **Prof. Dr. Pravida Johann**

Hochschule Rosenheim  
Hochschulstrasse 1  
83024 Rosenheim, Deutschland  
Tel.: +49 8031 805387  
E-Mail: johann.pravida@fh-rosenheim.de

## Referenten

### **Aartun Yngve Olav**

PLAN arkitekter AS  
Kong Inges gt. 32  
7010 Trondheim, Norwegen  
Tel.: +47 73 53 62 00  
E-Mail: yngve@plan.no

### **Dr. Aicher Simon**

Materialprüfungsanstalt (MPA) Universität Stuttgart  
Pfaffenwaldring 4  
70569 Stuttgart, Deutschland  
Tel.: +49 711 68562287  
E-Mail: Simon.Aicher@mpa.uni-stuttgart.de

### **Bammer Franz**

Holzbau Bammer GmbH  
Obersperr 11  
4644 Scharnstein, Österreich  
Tel.: +43 76157406  
E-Mail: franz.bammer@holzbau-bammer.at

### **Helbig Thorsten**

Knippers Helbig GmbH  
Tübingerstrasse 12-16  
70178 Stuttgart, Deutschland  
Tel.: +49 711 24839360  
E-Mail: t.helbig@knippershelbig.com

### **Hezel Jürgen**

Materialprüfungsanstalt (MPA)  
Universität Stuttgart  
Pfaffenwaldring 4  
70569 Stuttgart, Deutschland  
Tel.: +49 711 68562297  
E-Mail: Juergen.Hezel@mpa.uni-stuttgart.de

### **Dr. Kleinhanß Karl**

QHB Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V.  
Am Geissberg 14  
71292 Friolzheim, Deutschland  
Tel.: +49 7044 954135  
E-Mail: karl.kleinhanss@holzbrueckenbau.com

### **Miebach Frank**

Ingenieurbüro Miebach  
Haus Sülz 7  
53797 Lohmar, Deutschland  
Tel.: +49 2205 904480  
E-Mail: frank.miebach@ib-miebach.de

### **Prof. Dr. Moorkamp Wilfried**

Fachhochschule Aachen  
Bayernallee 9  
52066 Aachen, Deutschland  
Tel.: +49 241 600951147  
E-Mail: moorkamp@fh-aachen.de

**Natterer Johannes**

EPFL-ENAC-SGC  
GC A2 464, Station 18  
1015 Lausanne, Schweiz  
Tel.: +41 21 693 11 11  
E-Mail: johannes.natterer@epfl.ch

**Remy Laurent**

Service d'Ingenierie Routiere Alsace  
Franche-Comte  
4, place René Hologne  
70000 Vesoul, Frankreich  
Tel.: +33 0384 974947  
E-Mail: Laurent.Remy@developpement-durable.gouv.fr

**Schaffitzel Jürgen**

Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG  
Herdweg 23-24  
74523 Schwäbisch Hall - Sulzdorf, Deutschland  
Tel.: +49 7907 98700  
E-Mail: juergen.schaffitzel@schaffitzel.de

**Schänzlin Jörg**

Hochschule Biberach  
Karlsstrasse 11  
88400 Biberach, Deutschland  
Tel.: +49 7351 582520  
E-Mail: schaenzlin@hochschule-bc.de

**Prof. Schiermeyer Volker**

HSW-Ingenieure  
Kirchstrasse 8  
32547 Bad Oeynhausen, Deutschland  
Tel.: +49 5731 982700  
E-Mail: volker.schiermeyer@hsw-ingenieure.de

**Schmees Josef**

Schmees & Lühn GmbH & Co. KG  
Lathener Strasse 69  
49762 Fresenburg, Deutschland  
Tel.: +49 174 3330943  
E-Mail: josef.schmees@schmees-luehn.de

**Schmit Serge**

Service d'Ingenierie Routiere Alsace  
Franche-Comte  
4, place René Hologne  
70000 Vesoul, Frankreich  
Tel.: +33 0384 974922  
E-Mail: Serge.Schmit@developpement-durable.gouv.fr

**Prof. Dr. Simon Antje**

Fachhochschule Erfurt  
Altonaer Strasse 25  
99085 Erfurt, Deutschland  
Tel.: +49 361 6700906  
E-Mail: antje.simon@fh-erfurt.de

**Stensby Trond Arne**

Statens vegvesen Region øst  
Sulufjellvegen 300  
2353 Stavsjo, Norwegen  
Tel.: +47 913 79 003  
E-Mail: trond.stensby@vegvesen.no

**Thürler Richard**

Emch+Berger AG Bern  
Schlösslistrasse 23  
3001 Bern, Schweiz  
Tel.: +41 58 451 62 77  
E-Mail: richard.thuerler@emchberger.ch

**Prof. Dr. Uibel Thomas**

Fachhochschule Aachen  
Bayernallee 9  
52066 Aachen, Deutschland  
Tel.: +49 241 600951209  
E-Mail: uibel@fh-aachen.de

# **Holzbrückenbau in der Offensive**



# Perspektiven für eine Renaissance der Holzbrücken

Dr. Ing. Karl Kleinhanß  
QHB Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau  
Frielzheim, Deutschland





# Perspektiven für eine Renaissance der Holzbrücken

## 1. Mit 60 Jahren und mehr auf Augenhöhe

### 1.1. 60 Jahre und mehr – das Markenzeichen der QHB

Die Ankündigung einer Renaissance für Holzbrücken beinhaltet die Feststellung, dass diese Spezies vorher in eine existentielle Krise geraten ist und dass sich nach Erforschung der Ursachen nun Perspektiven für eine Wiederauferstehung dieser Bauart abzeichnen.

Wir, die Mitglieder der QHB, sind acht Jahre nach der Gründung unseres Vereins davon überzeugt, dass die Holzbrücken mit der Strategie «60 Jahre und mehr» in absehbarer Zeit den Weg aus der Krise finden und dass zukünftig wieder mehr Holzbrücken neu entstehen als zurückgebaut und durch andere Bauweisen ersetzt werden.

Dieses Ziel wollen wir mit einer Doppelstrategie erreichen, die wir bei der konstituierenden Sitzung unserer Arbeitsgruppe «60 Jahre und mehr» am 08. Februar 2018 in Lohfelden in folgender Kernthese zusammengefasst haben:

**Zukünftig sind neue und Holzbrücken im Bestand nach Ertüchtigung auf eine Lebenserwartung von 60 Jahren und mehr auszulegen, um mit konventionellen Stahlbeton- und Stahlbauweisen konkurrieren zu können.**

Mit der Annahme unserer Satzung haben sämtliche Mitgliedsfirmen erklärt, dass sie zukünftig nur konstruktiv geschützte Holzbrücken bauen werden. Wir sind uns aus eigener leidvoller Erfahrung bewusst, dass die noch heute in der Ablöserichtlinie genannten 30 Jahre Nutzungsdauer von ungeschützten Holzbrücken häufig nicht erreicht werden, zumal, wenn sie die Anforderung im Anhang A der DIN 1074 nicht erfüllen:

**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 vertretbarem Instandhaltungsaufwand behalten.**

Eine Nutzungsdauer von «60 Jahren und mehr» ist allerdings nur zu erreichen, wenn von der Planung und Konstruktion bis zur Ausführung und Unterhaltung ein durchgängiger Qualitätsstandard verfolgt wird. Ein solcher ist für Holzbrücken wegen noch unvollständiger bzw. überholter Regelwerke erst noch zu definieren. Auch dies wird für die QHB eine zentrale Aufgabe in den nächsten Jahren sein.

Bereits mit den Erfahrungen aus dem weltweit ersten Pilotprojekt, der Grünbrücke bei Stralsund (Abbildung 1), wurde im Auftrag des BMVI durch die DEGES mit Beteiligung des Verfassers eine «Nachhaltigkeitsstudie für Grünbrücken in Holzbauweise – Erfahrungen und Perspektiven - Stand Oktober 2009» erstellt, die bis heute den Standard für weitere vier im Auftrag der DEGES geplanten Grünbrücken darstellt. Mit der zusammenfassenden Wertung dieser Studie wird bestätigt:

**Grünbrücken in Holzbauweise gelten bei Anwendung der vorgenannten Grundsätze für Entwurf, Konstruktion, Ausführung, Erhaltung, Prüfung und Überwachung als «vollwertige Ingenieurbauwerke», da sie «während der vorgegebenen Nutzungsdauer – hier mit 80 Jahren anzusetzen – ihre Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit mit vertretbarem Instandhaltungsaufwand behalten.**



Abbildung 1: Die erste Grünbrücke in Holzbauweise bei Stralsund

## 1.2. Das Problem: Einwirkungen aus LESS

Vor 10 Jahren wurde aufgrund eines Schadensfalls bei der Geh- und Radwegbrücke Dinslaken durch das BMVI eine Sonderprüfung sämtlicher, damals noch ca. 190 Holzbrücken, im Verlauf von Bundesfernstraßen angeordnet. Auf Anfrage hat das BMVI der QHB mitgeteilt, «dass im Ergebnis dieser Untersuchungen einige kleinere Gehwegbrücken gesperrt werden mussten, dass aber kein flächendeckendes Problem festgestellt wurde».

Als Hauptursache der Schädigungen wurde ein unzureichender konstruktiver Holzschutz ermittelt, insbesondere für die Auflager und die Gehwegbohlen von Brücken über Wasserläufen. Eine zusammenfassende Auswertung der Schadensfälle von 100 Holzbrücken durch die MPA Stuttgart, Herrn Dr. Aicher, hat ergeben, dass in über 90 % aller Fälle eine Ansammlung von feuchtem LESS (Laub, Erde, Schnee und Splitt) vorgefunden wurde. Offensichtlich können diese Verunreinigungen im Naturraum auch bei regelkonformer Ausbildung des konstruktiven Schutzes ihren Weg in das Holztragwerk finden und sich dort an Fugen, Nischen und in Ecken festsetzen. Werden Sie dann noch durch Spritzwasser, Sprühnebel und Schlagregen durchfeuchtet und kommen, von Pilzsporen durchsetzt, z.B. mit Stirnholz in Berührung, kann eine Pilzbildung und in der Folge eine Entfestigung der Holzquerschnitte eintreten.

Anfällig sind insbesondere die Knotenpunkte im Untergurt von Fachwerkbrücken (Abbildung 2). Dort können sich von den Diagonalen ablaufende Rinnsale mit den Ablagerungen aus LESS vermischen. Dringt dieses möglicherweise durch Pilzsporen belastete Medium über Spalten und Fugen in den Knotenbereich ein, kann bereits nach kurzer Zeit eine nicht mehr beherrschbare Schädigung eintreten.





Abbildung 2: Konstruktiver Holzschutz Fachwerkbrücke Lörrach

### 1.3. Die Lösung: Fernhalten und Entfernen von LESS

Eine Schädigung durch Pilzbefall kann nur eintreten, wenn die in 1.2. beschriebenen Komponenten (andauernde Durchfeuchtung und LESS-Ablagerungen mit Pilzsporen) an z.B. Stirnholzquerschnitten eindringen können. Mit den eingeführten und regelkonformen konstruktiven Maßnahmen, insbesondere dem Dachüberstand mit 30° und einer Opferschalung bis ca. Brüstungshöhe, ist ein **Fernhalten** von LESS offensichtlich nur bedingt möglich. Notwendig ist das **Entfernen** unvermeidlicher LESS-Ablagerungen durch ein angemessenes Wartungskonzept. Dieses ist von der Art der Konstruktion und den spezifischen Umfeld- und Naturbedingungen am Standort abhängig. Nur dadurch kann die vorgegebene Nutzungsdauer von 60 Jahren auch bei regelkonform konstruktiv geschützten Holzbrücken mit Sicherheit erreicht werden. Die Arbeitsgruppe «60 Jahre und mehr» der QHB hat dazu folgende Thesen formuliert:

**Allein mit konstruktiven Schutzmaßnahmen gemäß DIN EN 1995 und den Instrumenten der Bauwerksprüfung nach DIN 1076 sind die geforderten 60 Jahre nicht zu garantieren.**

**Einem nur bei andauernder Holzfeuchte möglichen Pilzbefall kann und muss durch Fernhalten von LESS-Einwirkungen (Laub, Erde, Schnee und Splitt) über konstruktiven Schutz und durch Entfernung von LESS entgegengewirkt werden.**

**Zukünftig sind mit der Ausführungsplanung von Holzbrücken bauwerksspezifische Wartungshandbücher zu erstellen. Grundlage sind Musterhandbücher der QHB, die nach Abstimmung mit BMVI und BAST in die QHB-Homepage eingestellt und mit der BAST-Homepage verlinkt werden.**

## 2. Perspektiven für Geh- und Radwegbrücken

### 2.1. Menschen mögen Holzbrücken

Brücken sind mehr als nur Verkehrsträger für Menschen und Fahrzeuge. Sie geben durch ihre Gestalt dem Standort eine besondere Wirkung und Aufwertung. Im Idealfall erwecken sie in Harmonie mit der städtisch oder landschaftlich geprägten Umgebung den Eindruck, als habe der Standort geradezu auf **diese Brücke** gewartet.

Geh- und Radwegbrücken über befahrene Verkehrswege erhalten deshalb eine besondere Aufmerksamkeit beim Betrachter, weil sie von einer großen Anzahl Autofahrern in ihrer visuellen Wirkung bewusst wahrgenommen werden. Bei einer Überführung von Bundesstraßen sind dies immerhin 10 Millionen «jährlicher Augenblicke» von Autofahrern, die diese Brücke auf ihrem Weg als Landmarke wahrnehmen und sich daran erfreuen.

Durch die Verwendung des Naturmaterials Holz bringt der Bauherr des Verkehrsweges zum Ausdruck, dass er den technisch geprägten Straßenraum doch mit der Natur verbinden will und leistet damit seinen Beitrag zur Ökologie und zum CO<sup>2</sup>-Haushalt.

Dies gilt auch und gerade für die Überführung von Gewässern wie im Beispiel der Holzbrücke über den Aggerbogen (Abbildung 3). Dort wird die Flussquerung mit einer Symbiose aus Stahlpylon und Holzlaufbahn harmonisch und elegant gestaltet.



Abbildung 3: Holzbrücke «Aggerbogen» bei Lohmar (Foto: Ilona Schmitz)

Zur Überbrückung von Flüssen sollte aus gestalterischen und ökologischen Gründen eine Holzbrücke stets die Vorzugslösung sein, evtl. unter Verwendung von acetylierten Hölzern (Accoya) für Geländer und Belag. Leider zweifeln derzeit viele Bauherren immer noch an der Dauerhaftigkeit von Holzbrücken gerade über Gewässern. Deshalb wird es höchste Zeit, dass diese durch die Strategie «60 Jahre und mehr» wieder für den Baustoff Holz gewonnen und begeistert werden.

Bei der Neckartenzlinger Brücke, einer fast 100 m langen Holzbrücke aus einem blockverleimten, raffiniert gevouteten Holzträger, ist dies meisterhaft gelungen. Deshalb erhält sie durch Herrn Peter Hauk, Minister für ländlichen Raum und Verbraucherschutz in BW, den Publikumspreis HolzProKlima, ein Signal auf dem Weg zur Renaissance der Holzbrücken.

## 2.2. Neue Ideen sind gefragt

Für die nicht überdachten und in der Belageebene konstruktiv geschützten Brückentypen wie Aggerbogen, Neckartenzlingen oder der Stuttgarter Holzbrücke, sind wegweisende Lösungen aufgezeigt, die in Kombination mit Stahlbauteilen im Primärtragwerk eine große Bandbreite moderner und attraktiver Brückentypen ermöglichen.

Um die angestrebte Nutzungsdauer von 60 Jahren zu garantieren, sind jedoch begleitende Wartungsmaßnahmen erforderlich, insbesondere die Entfernung von LESS, in angemessenen Zeitabständen. Ein «Kehrhalbjahr», d.h. jeweils im Herbst und im Frühjahr die Beseitigung von Laub und Verschmutzungen, sollte selbstverständliche Praxis werden.

Aktueller Handlungsbedarf besteht allerdings bei den Fachwerkbrücken mit Überdachungen. Heute wissen wir, dass die vor 20 Jahren in bester Absicht aufgestellten «Geometrierezepturen» der DIN EN 1995-2 nicht zuverlässig ausschliessen, dass Feuchte und LESS ihren Weg in das Tragwerk finden können. Dies gilt auch für den soeben im Jahrbuch 2017 des BMVI als Vorbild dokumentierten Ersatzneubau der Fuß- und Radwegbrücke Lörrach über die B 317 und den Fluss Wiese (Abbildungen 2 und 4)



Abbildung 4: Konstruktiver Holzschutz bei der Fachwerkbrücke Lörrach

Die QHB ist deshalb mit ihren Planungsbüros und Baufirmen im Dialog, um Lösungen für einen wirksameren konstruktiven Schutz zu entwickeln, z.B. durch die Ausbildung einer vorgehängten regen-, schnee- und laubabweisenden Fassadenverkleidung aus nicht blickdichten Materialien.

Um die technisch, wirtschaftlich, funktional und architektonisch besten Lösungen zu finden, werden wir in Kürze unter Regie der Arbeitsgruppe «60 Jahre und mehr» Workshops organisieren und hoffen auf kreative und zielführende Ideen. Bis es soweit ist, müssen wir nolens volens auch die Variante eines hybriden Fachwerks mit Stahlträgern im Untergurt in die Überlegungen einbeziehen, z.B. bei der Vorplanung für den Ersatzneubau der Dahmebrücke in Königs Wusterhausen.

### 3. Perspektiven für Grün- und Wildbrücken 15 Jahre und schon erwachsen

Mit den Grünbrücken in Holzbauweise ist dem Holzbrückenbau ein strategisch wichtiger Erfolg gelungen, die Erschließung eines vor 15 Jahren noch unbekanntes Marktsegments. Das Pilotprojekt Wilmshagen bei Stralsund (Abbildung 1) wurde als weltweit erste Grünbrücke in Holzbauweise im Jahre 2004 durch unsere Mitgliedsfirma Amann im Auftrag der DEGES erstellt.

Anfängliche Bedenken bezüglich der Dauerhaftigkeit als erdüberschüttete und von unten dem Spritzwasser und Sprühnebel ausgesetztes Holztragwerk sind nachdrücklich widerlegt: Bis heute hat sie schadlos und mangelfrei ohne besonderen Wartungsaufwand die ersten zwölf Jahre überstanden. Beim Baulasträger, dem Land Mecklenburg-Vorpommern, dem Bund und der DEGES, besteht kein Zweifel mehr, dass sie die geplanten 60 Jahre bzw. sogar die vom BMVI prognostizierten 80 Jahre Nutzungsdauer erreichen wird. Durch langjähriges Monitoring ist nachgewiesen, dass weder von oben durch die Abdichtung noch von unten eine Durchfeuchtung eintreten kann. Auch LESS-Ablagerungen sind durch entsprechende konstruktive Ausbildungen des Holztragwerks ausgeschlossen.

Als Nachfolgeprojekt wurde 2012 durch die DEGES für das Land Brandenburg die zweite, analog konstruierte Grünbrücke über die B 101 erstellt (Abbildung 5)



Abbildung 5: Die zweite Grünbrücke bei Luckenwalde (Foto: René Legrand)

Bestärkt durch diesen Erfolg sind im Auftrag der DEGES aktuell zwei weitere Grünbrücken in Mecklenburg-Vorpommern auf Rügen (Abbildung 6) und in Brandenburg bei Thyrow (Abbildung 7) im Bau.

Nachdem auch in der Schweiz durch ASTRA auf Empfehlung der QHB mehrere Wildtierquerungen über Nationalstraßen in Holzbauweise projektiert werden, sollte einer Verbreitung dieser neuen, architektonisch und ökologisch vorbildlichen Bauweise auch in anderen Bundesländern nichts mehr im Wege stehen. Immerhin hat das BMVI in der Nachhaltigkeitsstudie Stand Oktober 2009 festgestellt, dass « **in Einschnittlagen die Holzbauweise in bautechnischer, wirtschaftlicher und terminlicher Hinsicht gegenüber einem Stahlbetonbogen konkurrenzfähig ist** ».



Abbildungen 6 + 7: Grünbrücken Burkvitzer Wald und Thyrow (Visualisierung DEGES)

## 4. Perspektiven für neue und Holzbrücken im Bestand

Im Vorwort zu den 5. IHB 2018 wurde der QHB geradezu eine Vorreiterrolle bei der angestrebten «Renaissance des Holzbrückenbaus» zugewiesen. Wir, die Mitglieder der QHB, werden uns bemühen, diesen Vorschusslorbeeren im Rahmen unserer Möglichkeiten gerecht zu werden. Schließlich haben wir dies bereits im Beitrag «60 Jahre und mehr» im Märzheft 2017 von BAUEN mit HOLZ mit folgenden Worten ausgedrückt:

Zitat: Mit der Wartungsoffensive übernehmen die Mitglieder der QHB aktiv die Rolle des Initiators und Vorreiters für die Wartung der Holzbrücken über die gesamte Betriebszeit. Dies gilt nicht nur für die zukünftigen Holzbrücken, sondern auch für alle Bestandsbauwerke – zumindest diejenigen, die einen ausreichenden konstruktiven Schutz besitzen und nach dem aktuellen Zustand noch «erhaltungswürdig» sind.

Auch wenn diese nicht durch die Mitglieder der QHB selbst geplant oder gebaut wurden, sehen sich diese doch als ideell und strategisch verantwortlich für die Gesamtheit der derzeit noch rund 160 Holzbrücken an Bundesfernstraßen und ca. 1.000 kommunalen Bauwerken in Holzbauweise.

Mit dieser Offensive werden sämtliche Holzbrücken der Maxime «60 Jahre und mehr» gerecht. Weiteren vorzeitigen Havarien von Holzbrücken wird vorgebeugt. Nur mit dieser vorsorglichen Strategie können die Holzbrücken in ihrer Gesamtheit wieder den Status vollwertiger Ingenieurbauwerke für den Verkehrswegebau erreichen. Dann werden sie auf Augenhöhe mit den Beton- und Stahlbrücken im materialoffenen Wettbewerb der Bauweisen bestehen.

Anmerkung: Im Zuge einer «Renaissance der Litzenbündel» konnte ich als Baubevollmächtigter des Pilotprojekts Rügenbrücke in Stralsund die Wiedergeburt eines Bauteils in ähnlicher Weise miterleben und mitgestalten. Diese Renaissance hat 10 Jahre gedauert, von der Brückenfreigabe 2007 bis zur Erteilung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung der Litzenbündel im Jahr 2017. Die QHB wurde im Jahr 2009 gegründet ....



# Geh- und Radwegbrücken in NRW – Bestandsanalyse und Perspektiven

Prof. Dr.-Ing. Thomas Uibel  
Lehrgebiet Holzbau und Grundlagen konstruktiver Ingenieurbau  
FH Aachen – University of Applied Sciences  
Fachbereich Bauingenieurwesen  
Aachen, Deutschland



Prof. Dr.-Ing. Wilfried Moorkamp  
Lehrgebiet Holzbau und Nachhaltiges Bauen  
FH Aachen – University of Applied Sciences  
Fachbereich Bauingenieurwesen  
Aachen, Deutschland







# Geh- und Radwegbrücken in NRW – Bestandsanalyse und Perspektiven

## 1. Einleitung

In den letzten Jahren wurden vermehrt Geh- und Radwegbrücken in Holzbauweise durch Konstruktionen aus anderen Baustoffen ersetzt. Insbesondere kamen vorgefertigte Aluminiumbrücken zum Einsatz. In einigen Fällen stammten die ersetzten Holzbrücken aus den 1980er und 1990er Jahren, die aufgrund eines mangelhaften konstruktiven Holzschutzes oder vernachlässigter Wartung die ursprünglich geplante Lebensdauer nicht erreicht haben.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens «Nachhaltige Standardbrücken in Holzbauweise», dessen Laufzeit im November 2019 endet, sollen Standardbrückentypen entwickelt werden, die eine lange Lebensdauer aufweisen, wirtschaftlich zu produzieren und mit geringen Kosten zu unterhalten sind. Das Projekt wird von der Europäischen Union aus Mitteln des Europäischen Fonds für regionale Entwicklung (EFRE) und dem Land Nordrhein-Westfalen finanziert. Es wird von der FH Aachen in Kooperation mit dem Ingenieurbüro und Holzbaubetrieb A. Conrads, Stolberg, und dem Ingenieurbüro Miebach, Lohmar, durchgeführt. Assoziierte Partner sind der Landesbetrieb Wald und Holz Nordrhein-Westfalen und die Stadt Mechernich. Die Stadt Mechernich beabsichtigt, zum Abschluss des Projekts einen Prototyp der Standardbrücke zu errichten, an der ein Monitoring über die Projektlaufzeit hinaus durchgeführt werden soll.

## 2. Bestandsanalyse in NRW

### 2.1. Datenerhebung

In einem ersten Schritt sollte der Holzbrückenbestand in Nordrhein-Westfalen erfasst werden. Hierzu wurden die 396 Kommunen, die 31 Kreise (Anzahl ohne kreisfreie Städte), der Landesbetrieb Straßen NRW, der Landesbetrieb Wald und Holz NRW sowie die Wasserverbände kontaktiert. Über einen Fragebogen konnten diese Baulastträger für die vorhandenen Brückenbauwerke in Holzbauweise folgende Daten übermitteln:

- Name der Brücke,
- Übersichtsbild,
- Standort,
- Baujahr,
- Brückenlänge,
- Spannweite,
- Brückenbreite,
- Brückentyp (Deckbrücke, Trogbücke, Fachwerkbrücke, etc.),
- Nutzungsart der Brücke (Geh-/Radwegbrücke, Lastannahmen für Fahrzeuge, etc.),
- Holzart des Tragwerks,
- Angaben zum Holzschutz,
- Zustand, insbesondere Zustandsnote nach RI-EBW-Prüf [1,2],
- Datum der nächsten Brückenprüfung,
- Baukosten,
- Unterhaltungskosten.

Darüber hinaus wurden die Baulastträger gebeten, Bauwerksbücher und Prüfberichte zur Verfügung zu stellen. Aus den 396 Kommunen waren insgesamt 292 Rückmeldungen (73,7 %) zu verzeichnen, siehe Abbildung 1. Insgesamt 101 Kommunen gaben an, dass keine Holzbrücken vorhanden seien. 66 Kommunen verfügen über Holzbrücken, konnten jedoch keine Daten bzw. Unterlagen für das Forschungsvorhaben zur Verfügung stellen. Aus 125 Kommunen lagen Daten bzw. Unterlagen vor. Zusammen mit den Rückmeldungen aus den Kreisen, den Landesbetrieben und den Wasserverbänden standen Daten von 608 Holzbrücken für die statistische Auswertung zur Verfügung. Die überlassenen Unterlagen umfassten rund 400 Prüfberichte der Bauwerksprüfung nach RI-EBW-PRÜF [1,2] und rund 200 Bauwerksbücher, sonstige Berichte oder Gutachten. Zusätzlich wurden in Absprache mit den jeweiligen Baulastträgern 42 Brücken in NRW besichtigt, aufgenommen und an diesen Untersuchungen zur Festlegung der Zustandsnoten durchgeführt.

In acht Kommunen wurde die Anzahl aller Geh- und Radwegbrücken und deren Material des Haupttragwerks abgefragt, um eine Abschätzung über die Verbreitung der Holzbauweise zu erhalten. Die entsprechende Auswertung in Abbildung 2 zeigt, dass ca. 40 Prozent der Geh- und Radwegbrücken in den betreffenden Kommunen aus Holz hergestellt wurden. Es ist zu beachten, dass die Umfrage nicht repräsentativ ist, da u. a. nur Kommunen berücksichtigt wurden, die auch über Holzbrücken verfügen. Davon abgesehen erfolgte die Auswahl der acht Kommunen weitgehend zufällig.

Rückmeldungen 292 von 396 Kommunen

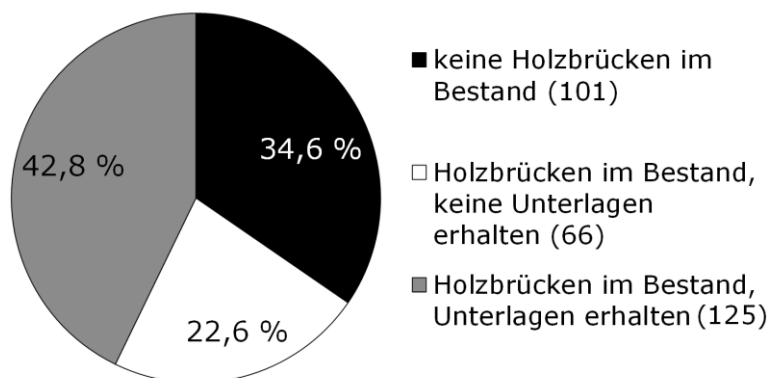


Abbildung 1: Rücklauf der Befragung von 396 Kommunen in NRW

Angaben zu 232 von 238 Brücken

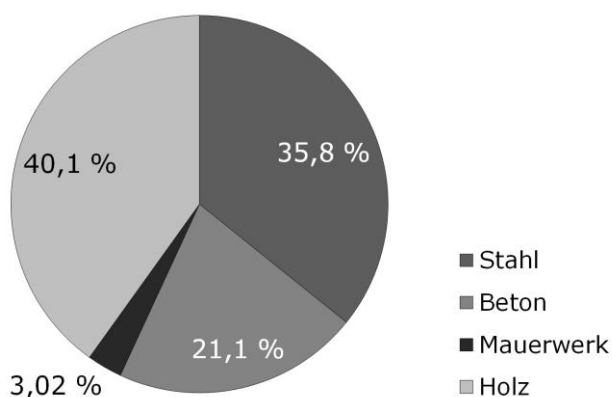


Abbildung 2: Geh- und Radwegbrücken für acht Kommunen in NRW, Verteilung nach Baustoffen

## 2.2. Nutzung, Geometrie und Tragwerksform

Auf der Grundlage der Rückmeldungen per Fragebogen sowie aus einer Auswertung der überlassenen Unterlagen, insbesondere Prüfberichte und Bauwerksbüchern, wurde eine Datenbasis der insgesamt 608 Holzbrücken erstellt.

Der Großteil dieser Brücken (94 %) führt über ein Gewässer und über 97 Prozent sind als Geh- und Radwegbrücken bzw. Gehwegbrücken ausgeführt, vgl. Abbildung 3. Nur bei wenigen Brücken wurde ein Dienstfahrzeug explizit berücksichtigt. Die Nutzbreite beträgt bei 92 Prozent aller Brücken nicht mehr als drei Meter, wie die Verteilung in Abbildung 4 verdeutlicht.

Abbildung 5 zeigt die Verteilung der maximalen Spannweite der Brücken. Zusätzlich sind dem Balkendiagramm zu jeder Spannweite die Anzahl nach Brückentyp bzw. Tragwerksform zu entnehmen. Letztere Informationen stehen für 601 von 608 Brücken zur Verfügung. Am häufigsten vertreten sind Deckbrücken mit einem Anteil von rund 89 Prozent, vergleiche Abbildung 7. 72,4 Prozent aller Brücken weisen eine Spannweite von bis zu zehn Meter auf. Bei 90,1 Prozent der Brücken beträgt die Spannweite nicht mehr als 16 m.

Die Verteilung der Gesamtlänge der Brücken ist in Abbildung 6 zusammengestellt. Bei 59 Prozent aller Brücken ist die Gesamtlänge kleiner als 10 m und bei rund 81 Prozent aller Brücken ist diese kleiner als 16 m. Für 21 Brücken fehlt diese Information. Aussagen über die Häufigkeitsverteilung der Feldanzahl und bezüglich des statischen Systems der Brückenhauptträger sind Abbildung 8 zu entnehmen. Die meisten Brücken (81 %) werden lediglich über ein Feld gespannt. Entsprechend groß ist der Anteil der Einfeldträger (88,6 %) als statisches System der Brückenhauptträger.

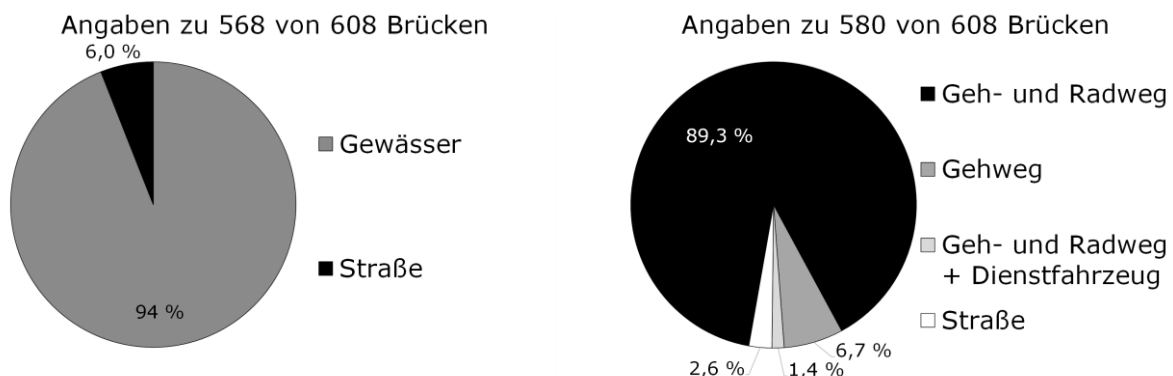


Abbildung 3: Überführungsart und Nutzungsart bzw. berücksichtigte Lastannahmen

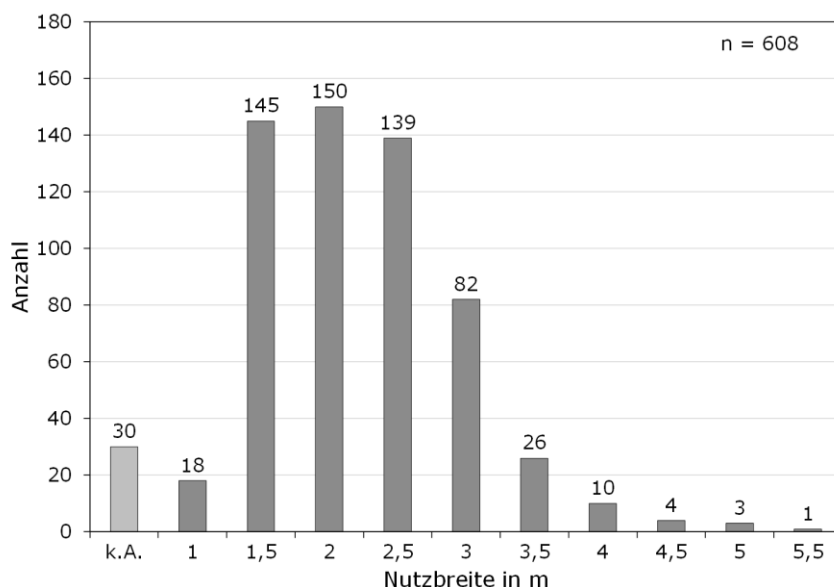


Abbildung 4: Nutzbreite für 608 Brücken in NRW

6 Geh- und Radwegbrücken in NRW – Bestandsanalyse und Perspektiven | T. Uibel, W. Moorkamp

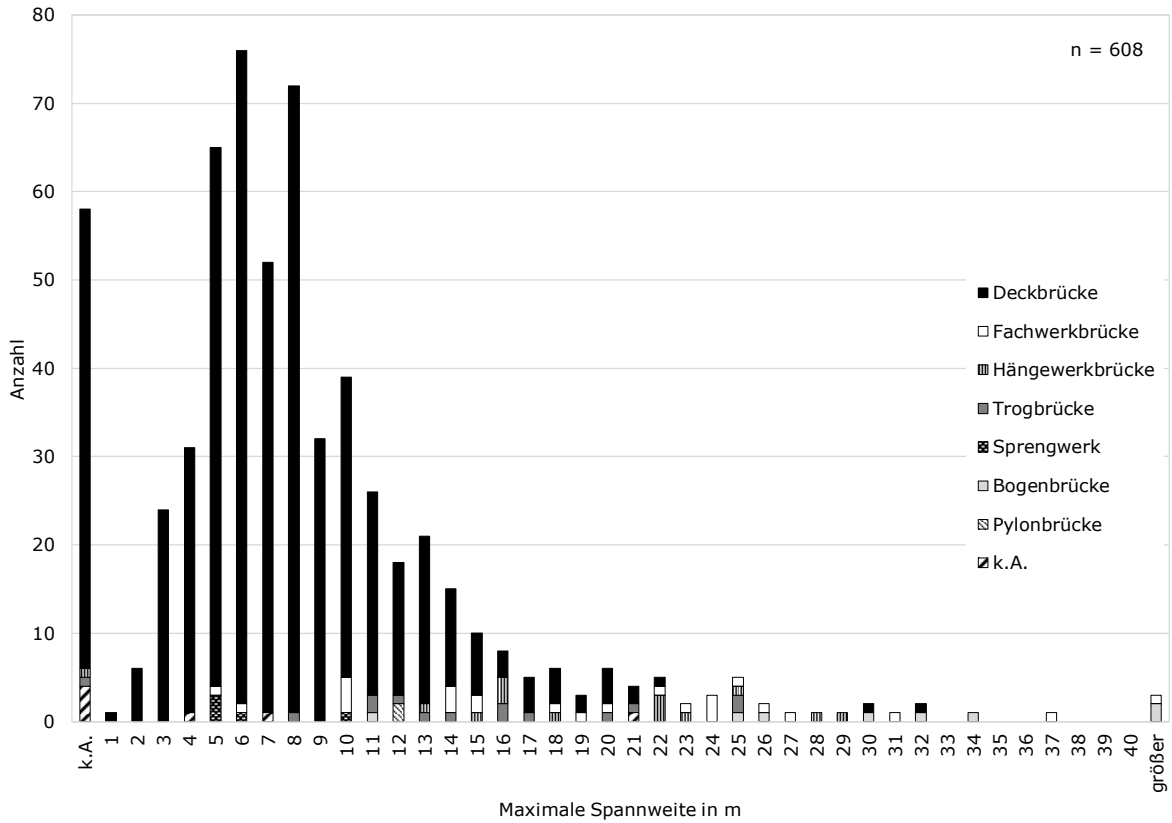


Abbildung 5: Maximale Spannweite der 608 Brücken, unterteilt nach Brückentyp bzw. Tragwerksform

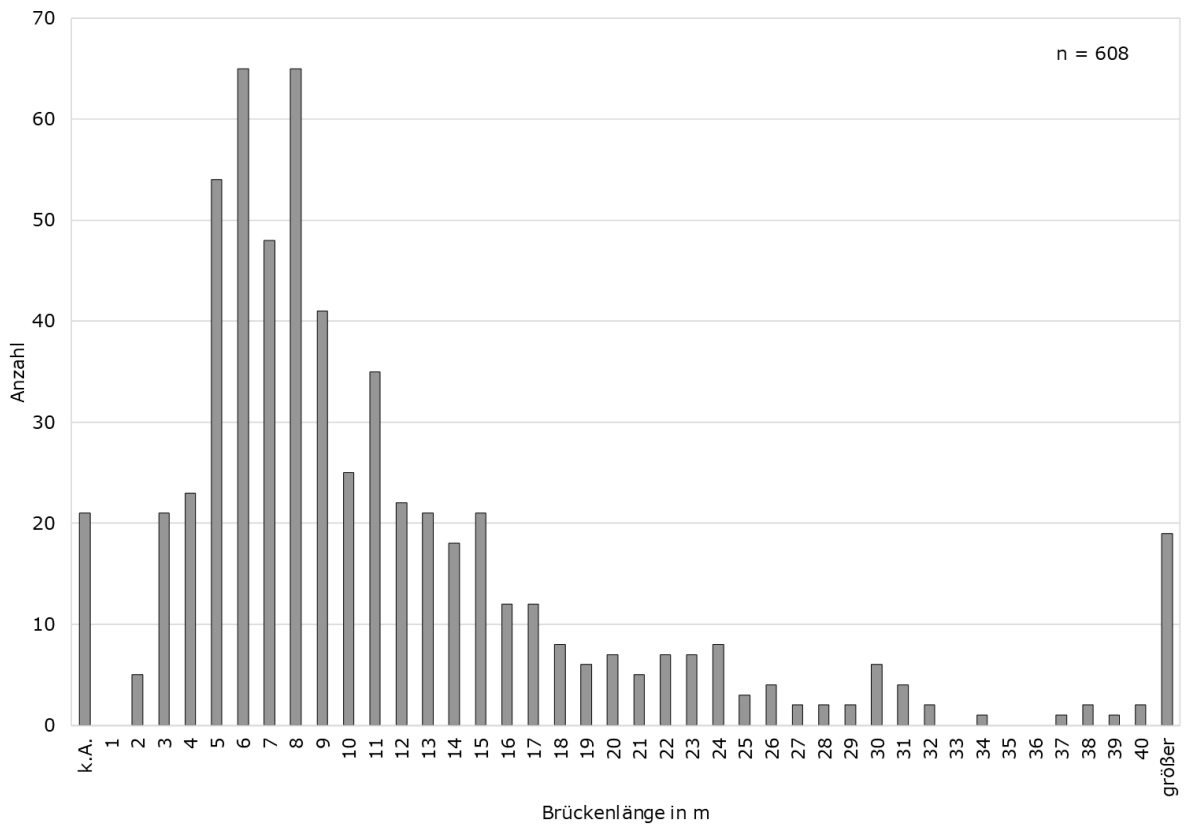


Abbildung 6: Brückenlänge der 608 Brücken

## Angaben zu 601 von 608 Brücken

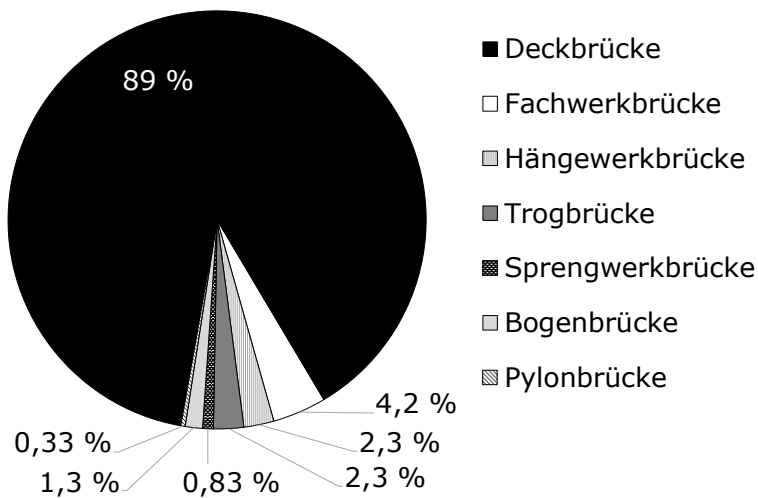


Abbildung 7: Anteile unterschiedlicher Brückentypen/Tragwerksformen

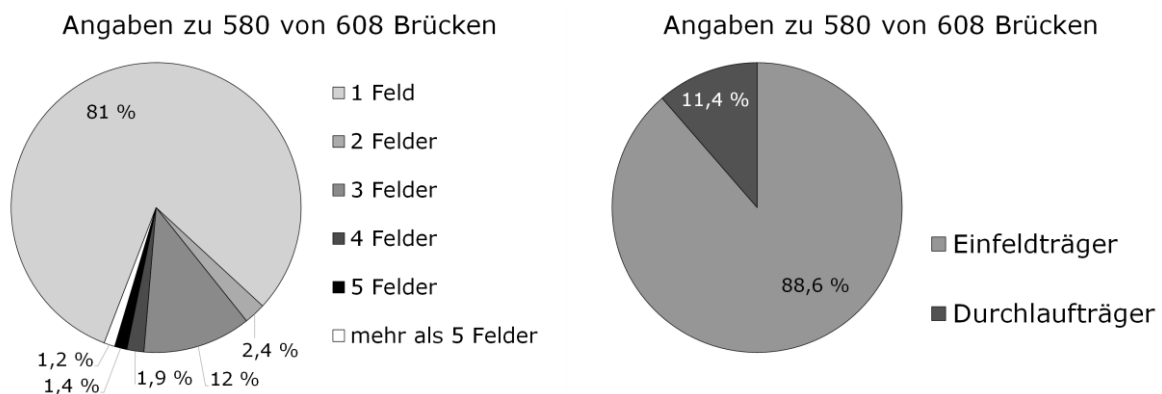


Abbildung 8: Anzahl Brückenfelder (links) und statische Systeme des Brückenhauptträgers (rechts)

### 2.3. Materialien für Tragwerk und Verschleißteile

Für insgesamt 496 Brücken können die Materialien für das Haupttragwerk bezüglich der Verwendung von Vollholz (VH) und Brettschichtholz (BSH) unterschieden werden. Von diesen Brücken wurden 404 (rund 81 %) aus Vollholz und 92 aus Brettschichtholz erstellt. Bei 112 Brücken ist die Unterscheidung aus den vorliegenden Angaben bzw. Unterlagen nicht möglich.

Für 345 Brücken liegen konkrete Angaben zu den Holzarten vor. Bei Brücken aus Nadelholz (VH und BSH) entfallen 77 Prozent (70 Brücken) auf die Holzarten Fichte, Tanne und Kiefer und 23 Prozent (21 Brücken) auf die Holzart Lärche. Bei 33 Brücken aus Nadelholz wurde die Holzart nicht spezifiziert.

Des Weiteren kann für 74 Brücken die Holzart Eiche (insgesamt 88 Brücken aus Laubholz, 14 Brücken ohne Angabe der konkreten Holzart) festgestellt werden. Bei 133 Brücken ist Tropenholz als Baustoff des Haupttragwerks angegeben. Hiervon bestehen 91 aus Bongossi und eine aus Bankirai. Für 41 Brücken ist eine spezifische Zuordnung einer tropischen Holzart nicht möglich.

Bisher werden bei Holzbrücken auch Verschleißteile bevorzugt aus dem Werkstoff Holz hergestellt. So finden Beläge aus Naturstein oder Kunststoff (z. B. GFK) erst seit einigen Jahren Verwendung und sind im Bestand entsprechend wenig vertreten. Für 560 der 608 Brücken liegen Angaben zu den Belägen vor, vergleiche Abbildung 9. Diese bestehen zu 97 Prozent aus Holz. Tendenziell werden hierfür vermehrt Laub- bzw. Tropenhölzer eingesetzt. Bezüglich der angegebenen 115 Brücken, bei denen Tropenholz für den Belag verwendet wurde, ist jedoch anzumerken, dass hiervon mehr als drei Viertel auch über ein Haupttragwerk aus Tropenholz verfügen.

Häufig wird zur Verwendung eines Bohlenbelags aus Holz durch die Kommunen angegeben, dass dieser besser zu einer Holzbrücke passe, günstiger und einfach zu warten sei. Die Wartung bzw. der Austausch des Belags könne durch das Personal der Kommune (z. B. Bauhof) durchgeführt werden.

Ebenfalls wird das Geländer von Holzbrücken in der Regel aus Holz hergestellt. Abbildung 10 zeigt, dass für 572 Brücken Angaben zum Werkstoff des Geländers vorliegen. Für 530 Brücken (93 %) wurde Holz für das Geländer verwendet. Reine Metallgeländer kommen nur für drei Prozent der Brücken zum Einsatz. Mischkonstruktionen haben einen Anteil von 2,3 Prozent. In einigen Fällen dient das Tragwerk als Geländer, z.B. die Hauptträger bei Trogbriücken.

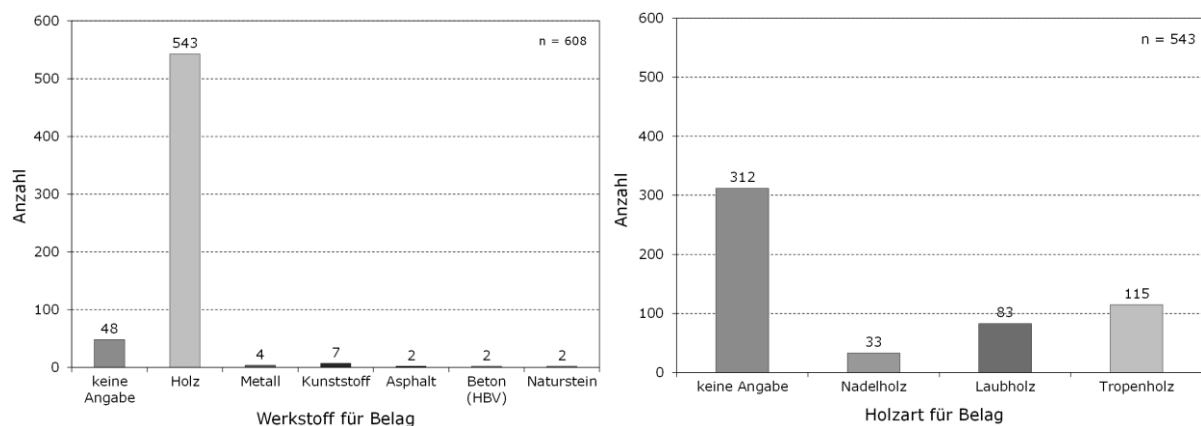


Abbildung 9: Werkstoff der Beläge für 608 Brücken (links), Holzart der Beläge (rechts)

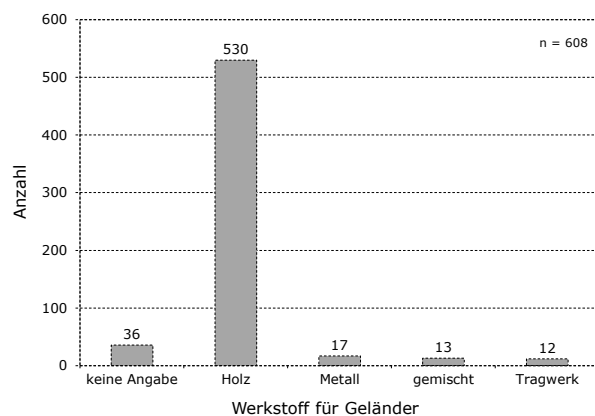


Abbildung 10: Werkstoff des Geländers für 608 Brücken

## 2.4. Auswertung des Brückenzustands

Die Lebensdauer von Holzbauteilen ist davon abhängig, ob diese direkt bewittert werden und somit ungeschützt sind oder ob sie vor Bewitterung und dem Eintrag von Feuchte konstruktiv geschützt werden. Eine Definition geschützter und ungeschützter Bauteile ist im nationalen Anhang zu DIN EN 1995-2 [3,4] angegeben. Ebenfalls sind Beispiele geschützter Brückenbauteile dargestellt. Für die weiteren Auswertungen der Bestandsanalyse wird darüber hinaus der Begriff «teilgeschützt» verwendet, vgl. [5]. Während ein Bauteil geschützt ist, wenn neben einer oberen Abdeckung auch die bewitterten Seiten einen ausreichenden Schutz aufweisen, fehlt letzterer bei teilgeschützten Bauteilen. Der seitliche Schutz kann durch Bekleidungen erfolgen oder die obere Abdeckung ist so ausgeführt, dass eine seitliche Bewitterung vermieden wird. Abbildung 11 (rechts) zeigt schematisch die Definitionen.

Für 445 Brücken konnte der Bauteilschutz klassifiziert werden. Das Diagramm in Abbildung 11 (links) verdeutlicht, dass lediglich 3,6 Prozent der Brücken über normkonform geschützte Bauteile des Tragwerks verfügen. 73 Prozent der Brücken weisen keinen konstruktiven Holzschutz auf. Für derartige Brücken gibt die Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung (ABBV [6]) eine theoretische Nutzungsdauer von 30 Jahren an. Bei geschützten Brücken wird diese mit 60 Jahre angesetzt.

Zur Bewertung des Zustands der erfassten Bestandsbrücken in NRW wurden die Zustandsnoten der Brückenprüfungen nach RI-EBW-PRÜF [1,2] aus den an die Baulastträger verteilten Fragebogen sowie aus rund 400 überlassenen Prüfberichten und rund 200 Bauwerksbüchern ausgewertet. Zusätzlich wurden 42 Brücken in NRW besichtigt und entsprechende Zustandsnoten festgelegt. Aus den Kriterien für Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit der Einzelschäden ergibt sich auf der Grundlage der RI-EBW-PRÜF [1,2] eine Gesamtnote für das Bauwerk. Diese wird in Notenbereiche unterteilt, siehe auch Abbildung 12 (rechts).

Aussagen zu den Zustandsnoten für 504 der 608 erfassten Brücken in NRW sind in Abbildung 12 (links) zusammengefasst. Für 51 Prozent dieser Brücken sind die Zustandsnoten ausreichend und schlechter. Der Zustand von 17 Prozent der Brücken wird mit sehr gut bzw. gut beurteilt.

Eine Auswertung in Abhängigkeit vom Alter der Brücken ist in Abbildung 13 dargestellt. Für insgesamt 134 der 608 Brücken ist das Alter aus den Unterlagen nicht eindeutig feststellbar. Somit ergibt sich eine Grundgesamtheit von 395 Brücken für die sowohl Daten zur Zustandsnote als auch Altersangaben vorhanden sind. Bereits in einem Alter von bis zu 20 Jahren sind einige Brücken (7,3 %) mit einer nicht ausreichenden bzw. sogar ungenügenden Beurteilung vorhanden. In der Altersklasse 20 bis 30 Jahre liegt dieser Anteil bei 7,8 Prozent. Insgesamt weisen 383 Brücken ein Alter von bis zu 30 Jahre auf. Die Anzahl der Brücken mit einem Alter von mehr als 30 Jahre beträgt lediglich 91.

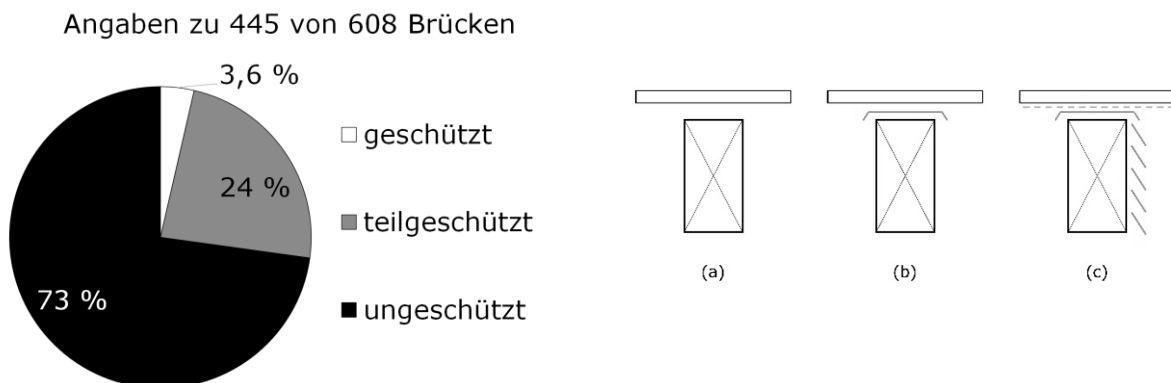


Abbildung 11: Auswertung zum konstruktiven Holzschutz (links), Definition ungeschützter (a), teilgeschützter (b) und geschützter (c) Bauteile in schematischer Darstellung (rechts)

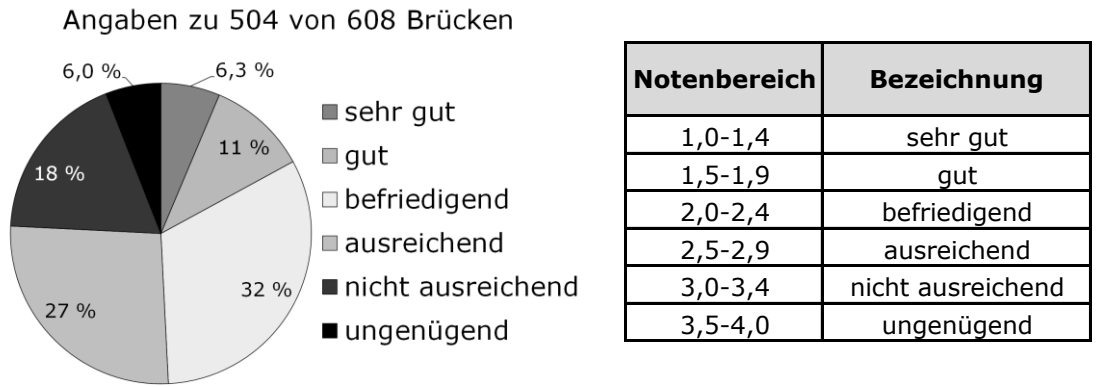


Abbildung 12: Zustandsnoten für 504 Brücken (links) und Notenbereiche nach RI-EBW-PRÜF [1,2]

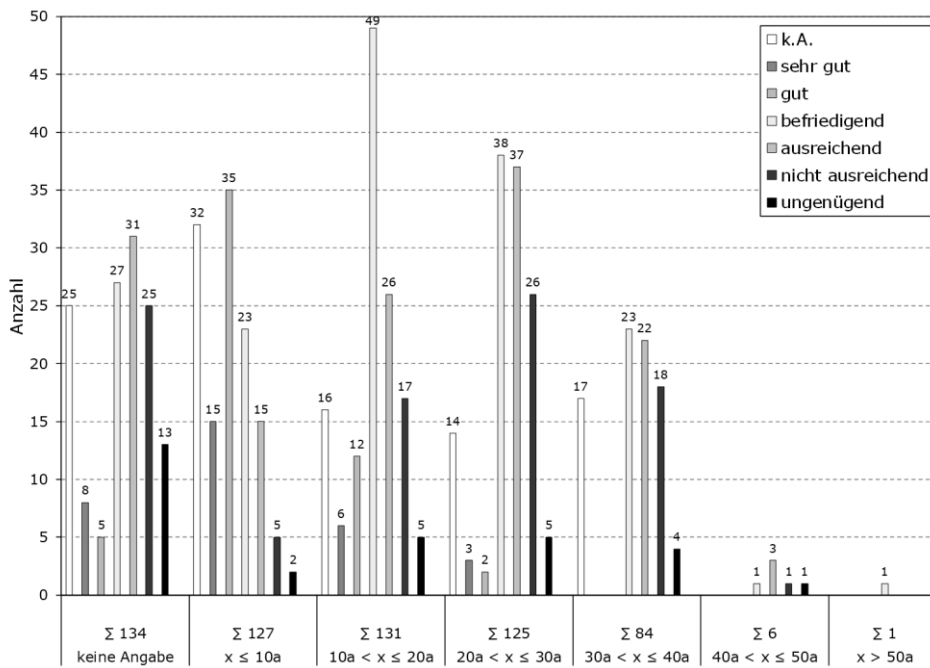


Abbildung 13: Zustandsnoten nach RI-EBW-PRÜF in Abhängigkeit vom Brückenalter (n = 608)

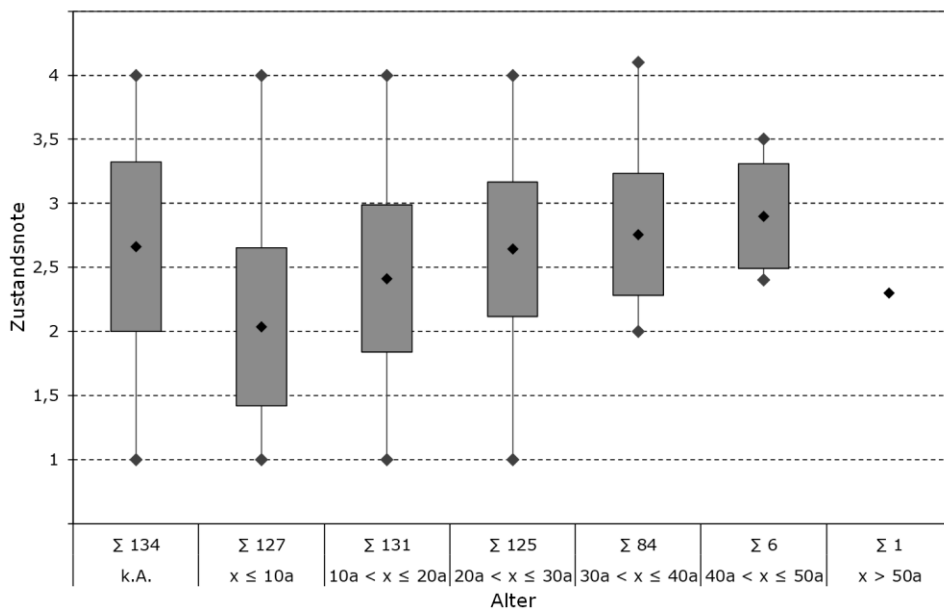


Abbildung 14: Mittelwerte, Standardabweichung, Minimal- und Maximalwerte der Zustandsnoten nach RI-EBW-PRÜF in Abhängigkeit vom Brückenalter (n = 608)



Abbildung 14 zeigt die Mittelwerte, Standardabweichung sowie Minimal- und Maximalwerte der Zustandsnoten in Abhängigkeit vom Alter der Brücken. Die Mittelwerte steigen mit zunehmenden Altersklassen. Bereits in der Altersklasse 0 bis 10 Jahre können die Maximalwerte der Zustandsnote erreicht werden. In einzelnen Prüfberichten wurde über den Notenbereich der RI-EBW-PRÜF hinaus eine Zustandsnote von mehr als 4,0 vergeben.

Die Schadensursachenanalyse wird derzeit statistisch aufbereitet. Am häufigsten treten Schäden im Auflagerbereich auf. Diese werden überwiegend durch LESS (Abkürzung für Laub, Erde, Schnee und Splitt [5]) verursacht. Ansammlungen von LESS, insbesondere auf Horizontalflächen, führen zu dauerhaft hoher Feuchtigkeit. Bei mangelnder Wartung fungieren die Ansammlungen als Feuchtespeicher, welche selbst äußere, trockene klimatische Bedingungen langfristig überdauern. Oftmals wird das Auflagerdetail bezüglich des konstruktiven Holzschutzes unzureichend, z. B. mit zu geringen Abständen, erstellt. Ebenso häufig sind Schäden am Belag bzw. Schäden die durch die Befestigung des Belags (Verbindungsmitteldurchdringungen) am Tragwerk entstehen. Auch in diesem Bereich kommen Ansammlungen von LESS als Schadensursache hinzu.

Sind die Anschlüsse des Geländers an den Hauptträger unzureichend bezüglich des konstruktiven Holzschutzes ausgeführt, führt dies bei Bewitterung der Horizontal- oder Vertikalflächen zu Schäden. Am Haupttragwerk treten Schäden durch Bewitterung ungeschützter Vertikal- und Horizontalflächen am häufigsten auf.

### 3. Entwicklung Standardbrücke

#### 3.1. Definition des Standards

Bei der Entwicklung der Standardbrücke stehen Anforderungen an die *Dauerhaftigkeit*, *Wartungsfreundlichkeit*, *Wirtschaftlichkeit* sowie weitere Aspekte der *Nachhaltigkeit* im Vordergrund. Zusätzlich ergeben sich aus der Bestandsanalyse *Randbedingungen*, die zu erfüllen sind, um den geplanten Einsatz als Standardbrücke und somit eine häufige Anwendung zu gewährleisten. Die Erkenntnisse aus der Bestandsanalyse werden mit den Baulastträgern reflektiert. Hierdurch sollen die im Bestand überwiegenden Randbedingungen geprüft und gegebenenfalls weiterentwickelt werden, um ebenso zukünftige Ansprüche an Brückenbauwerke zu berücksichtigen. Eine Übersicht der wesentlichen Aspekte, auf denen die Entwicklung der Standardbrücke basiert, sind in Abbildung 15 zusammengestellt.

Folgend sind einige ausgewählte Parameter aufgeführt, die zum derzeitigen Bearbeitungsstand bei der Entwicklung der Standardkonstruktion Berücksichtigung finden:

- Zwei Längenbereiche: bis 10 m und 10 bis 16 m, jede beliebige Länge innerhalb der Bereiche möglich, ggf. Erweiterung auf Längen von mehr als 16 m
- Nutzbreite: 3 m
- Belastung: Rad- und Fußgängerverkehr plus Dienstfahrzeug
- Brückentyp: Deckbrücke (beide Längenbereiche) und Trogbücke (nur 10 bis 16 m)
- Belag kann als offene oder geschlossene Variante ausgeführt werden, konstruktiver Holzschutz wird gewährleistet
- Konsequente Berücksichtigung des konstruktiven Holzschutzes bei allen tragenden Bauteilen, Anschlüssen und Knotenpunkten
- Verhinderung von LESS-Ansammlungen und Feuchteinwirkungen im Auflagerbereich
- Wartungsarme, wartungsfreundliche Konstruktionen
- Angestrebte Nutzungsdauer: 80 Jahren
- Dichter Fahrbahnübergang

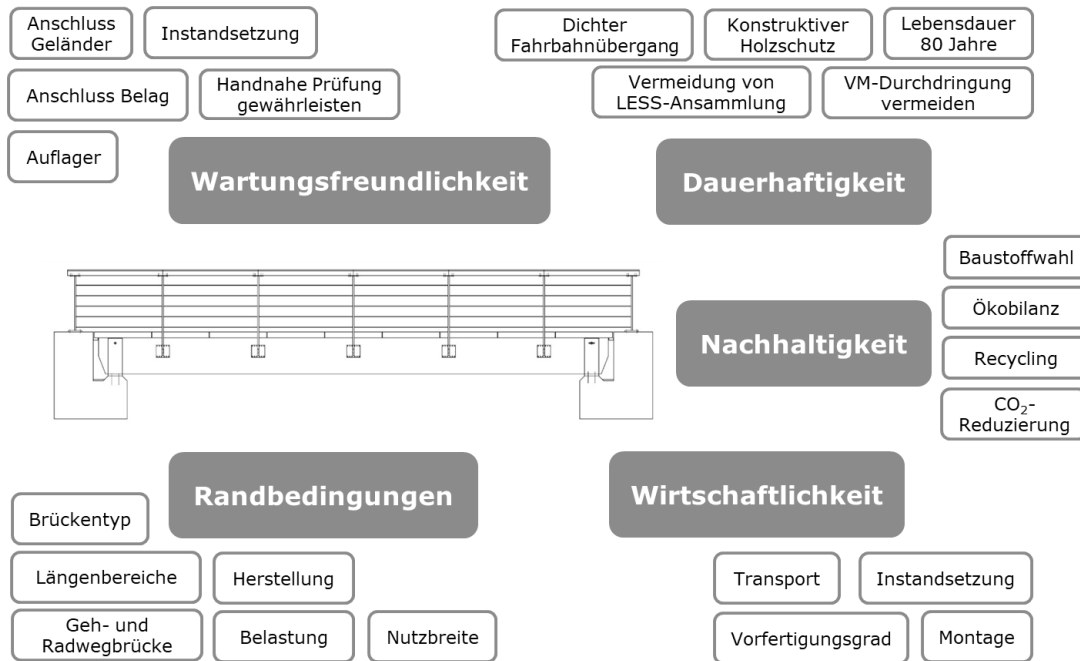


Abbildung 15: Anforderungen an die Standardbrücke

### 3.2. Weitere Arbeitsschritte

Derzeit werden auf der Grundlage des Anforderungsprofils aus Abschnitt 3.1 drei Standardbrückentypen entwickelt. Besonderen Stellenwert haben hierbei die Konstruktion und die Detailausbildung der Bereiche, die sich in der Bestandsanalyse als schadenssignifikant erwiesen haben. Dies gilt insbesondere für den Auflagerbereich, Anschlüsse des Belags und des Geländers. Besondere Beachtung findet ebenfalls der konstruktive Holzschutz der tragenden Bauteile, welcher möglichst redundant, wartungsfreundlich und revisionierbar ausgeführt werden soll.

Im Rahmen des Projekts werden darüber hinaus das Trag- und Verformungsverhalten von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben in acetyliertem Voll- und Brettschichtholz untersucht. Weiterhin werden Untersuchungen an biegebeanspruchten Verbundträgern aus Holz und Naturstein durchgeführt.

Für die Standardbrückentypen werden neben Musterstatiken, Musterdetails und Musterzeichnungen auch Leitfäden für die Ausschreibung, Wartung und Prüfung erstellt.

Die Stadt Mechernich beabsichtigt, auf der Grundlage der Ergebnisse des Forschungsvorhabens eine Standardbrücke zu errichten. An dieser Brücke soll über einen möglichst langen Zeitraum ein Monitoring durchgeführt werden. Dies umfasst neben Messungen der Holzfeuchte ggf. auch die Aufnahme von Verformungen. Außerdem wird der Zustand der Brücke, insbesondere der Verschleißteile, regelmäßig dokumentiert. Es sollen auch tatsächlich anfallenden Kosten für Pflege und Wartung erfasst werden.

## 4. Zusammenfassung

Im Rahmen des EFRE-Forschungsprojekts «Nachhaltige Standardbrücken in Holzbauweise» wurde eine Bestandsanalyse für 608 Holzbrücken in NRW durchgeführt. Es zeigte sich, dass die meisten Brücken über keinen konstruktiven Holzschutz verfügen und dass teilweise entsprechender Handlungsbedarf im Hinblick auf die Wartung bzw. eine Instandsetzung besteht.

Auf der Grundlage der Bestandsanalyse werden Standardbrückentypen entwickelt, die einen möglichst großen Anwendungsbereich abdecken, wirtschaftlich zu produzieren sind und möglichst eine Nutzungsdauer von 80 Jahren erreichen sollen. Dies soll in praxi an einem Prototyp validiert werden.

## 5. Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF), Ausgabe: 03/2013
- [2] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF), Ausgabe: 02/2017
- [3] DIN EN 1995-2, Ausgabe Dezember 2010. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken; Deutsche Fassung EN 1995-2:2004
- [4] DIN EN 1995-2/NA, Ausgabe August 2011. Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken
- [5] Aicher, S.; Leitschuh, N. (2015): Geh- und Radwegbrücken aus Holz – Ergebnisse und Konsequenzen aus 100 Brückenbegutachtungen. 3. Stuttgarter Holzbau-Symposium – Neueste Entwicklungen bei geklebten Holzbauteilen, Stuttgart 2015, ISBN 978-3-9809512-9-6, Seite 7-20
- [6] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Verordnung zur Berechnung von Ablösungsbeträgen nach dem Eisenbahnkreuzungsgesetz, dem Bundesfernstraßengesetz und dem Bundeswasserstraßengesetz (Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung ABBV), Ausgabe: 07/2010



# **ProTimB – neue Regelwerke für den modernen Holzbrückenbau – eine Zwischenbilanz**

Prof. Dr.-Ing. Antje Simon  
Professorin für Ingenieurholzbau  
Fachhochschule Erfurt – University of Applied Sciences  
Erfurt, Deutschland





# ProTimB – neue Regelwerke für den modernen Holzbrückenbau – eine Zwischenbilanz

## 1. Einleitung

„Der Holzbrückenbau ist tot – es lebe der Holzbrückenbau“ – dieses Fazit zog die Fachpresse über die Internationalen Holzbrückenbautage 2016 [1].

Die Situation für den Holzbrückenbau ist unverändert schwierig, aber nicht hoffnungslos. Die Anzahl neu errichteter Holzbrücken in Deutschland seit dem IHB-Kongress 2016 ist überschaubar gering, die Skepsis auf Seiten der öffentlichen Auftraggeber nach wie vor groß. Aber die positive Entwicklung im Hochbau, wo die Holzbauquote im Nichtwohnbau im Jahr 2016 deutschlandweit durchschnittlich bei fast 20 % lag, strahlt auch auf den Brückenbau aus. Holz als Baumaterial aus solarbetriebener Herstellung mit lebenslanger CO<sub>2</sub>-Bindung ist *die öko-logische* Alternative! Es gibt keinen anderen Baustoff, der den Klimaherausforderungen unseres Jahrhunderts so überzeugend begegnen kann wie Holz. Dieser Fakt wird mittlerweile auch in der Politik akzeptiert. Das Klimaübereinkommen von Paris, die Agenda 2030 für nachhaltige Entwicklung, der Klimaschutzplan 2050 mit dem Ziel eines weitgehend treibhausgasneutralen Deutschlands, die „Charta für Holz 2.0“ – all diese Vereinbarungen drängen auf Maßnahmen zur Steigerung nachhaltiger Holzverwendung für das Erreichen der Klimaschutzziele. Das „Bauen mit Holz in Stadt und Land“ als ein wesentliches Handlungsfeld der „Charta für Holz 2.0“ zielt auf die vermehrte Nutzung von Holz im Bauwesen, einem der rohstoffintensivsten Wirtschaftsbereiche Deutschlands, ab. Bauen mit Holz ist also national und international im Hinblick auf das Erreichen der Klimaschutzziele verpflichtend und aus Sicht eines verantwortungsvollen Umgangs mit den Ressourcen zwingend notwendig.

Auch wenn der Bund und die Länder aufgrund der geringen Anzahl von Holzbrücken in ihrem Verantwortungsbereich derzeit keine eigenen Anstrengungen für die Entwicklung des Holzbrückenbaus unternehmen, besteht seit einiger Zeit ein intensiver Erfahrungsaustausch zwischen den Holzbrückenbauern und den Verantwortlichen auf Bundesebene. Als positives Achtungszeichen darf gewertet werden, dass mit Einfügung der „Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING)“ [2] erstmals das Kriterium der Nachhaltigkeit als Gestaltungsgrundsatz für Ingenieurbauwerke offiziell definiert ist (vgl. RE-ING, Teil 1, Abschn. 2, Abs. 1). Wünschenswert wären weitere Signale von Seiten der Bundesregierung, die zu einer verstärkten Anwendung von Holz bei Infrastrukturbauwerken führen.

Seit mehreren Jahren unternehmen die Planer und ausführenden Firmen des Holzbrückenbaus große Anstrengungen, um dem schlechten Image der Holzbrücken in Deutschland zu begegnen und den Holzbrückenbau als ökologische Alternative fest auf dem Markt zu etablieren. Eine wesentliche Voraussetzung für die Errichtung dauerhafter, moderner Holzbrücken ist die Bereitstellung eines entsprechenden Regelwerkes für den Entwurf, die Bauausführung und Erhaltung der Bauwerke. Dieses Ziel verfolgt das Forschungsprojekt ProTimB, das seit 2016 an der Fachhochschule Erfurt durchgeführt wird. Der folgende Beitrag zieht eine Zwischenbilanz zum Stand der Entwicklung einheitlicher Richtlinien für den modernen Holzbrückenbau.

## 2. Forschungsprojekt ProTimB

### 2.1. Ziele und Inhalt

Nach dem aktuellen Stand der Technik sind Holzbrücken dauerhaft, wenn sie als geschützte Konstruktionen ausgeführt werden. Der Begriff ist in DIN EN 1995-2/NA [3] definiert und beinhaltet, dass alle tragenden Bauteile vor direkter Bewitterung und Feuchtezutritt durch baukonstruktive Lösungen geschützt werden müssen. Nichttragende und leicht austauschbare Bauteile dürfen ungeschützt, d. h. frei bewittert, ausgeführt werden.

Um die Vorurteile gegenüber dem Holzbrückenbau auszuräumen, verpflichteten sich Planer und ausführende Firmen im Jahr 2009, zukünftig nur noch konstruktiv geschützte Holzbrücken zu bauen. Eine Grundvoraussetzung für die Planung und den Bau solcher Tragwerke stellt das Vorhandensein technischer Regelwerke dar, die den aktuellen Stand der Wissenschaft und Technik auf dem Gebiet des modernen Holzbrückenbaus abbilden. Die umfassenden technischen Vorschriften im Brückenbau werden im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) erarbeitet und ständig aktualisiert (Abbildung 1). Wie in [4] gezeigt wird, ist der Bau geschützter Holzbrücken in diesem nationalen Vorschriftenwerk nicht geregelt.



Abbildung 1: Übersicht der Regelwerke für den Brücken- und Ingenieurbau der Bundesfernstraßen ([http://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Regelwerke\\_node.html](http://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Regelwerke_node.html))

Da Holzbrücken im Verantwortungsbereich des Bundes mit einem Flächenanteil von 0,04 % praktisch nicht vorkommen, ist die Zurückhaltung des Bundes bei der Erschaffung eines Regelwerkes für geschützte Holzbrücken nachvollziehbar. Der Anteil an Holzbrücken in den Kommunen liegt mindestens um den Faktor 100 höher, aber die Kommunen verfügen nicht über die finanziellen Mittel und die notwendigen Strukturen, um ein eigenes Regelwerk zu erstellen. Zukunftsweisend sollte die Entwicklung des Regelwerkes jedoch nicht nur aus den Anforderungen der Bestandssituation resultieren, sondern die Marktmöglichkeiten der ökologischen Bauweise berücksichtigen. Um den erheblichen Wettbewerbsnachteil für Holzbrücken zu beheben, wurde das Forschungsprojekt „**Protected Timber Bridges** (ProTimB) initiiert. Das Forschungsprojekt wird durch die Fachhochschule Erfurt in Zusammenarbeit mit planenden Ingenieurbüros und ausführenden Holzbaufirmen sowie unter fachlicher Begleitung durch die QHB bearbeitet. Ziel ist die Erarbeitung einheitlicher Richtlinien für den Entwurf, die Baudurchführung und die Erhaltung geschützter Holzbrücken in Anlehnung an die für die anderen Baustoffe anerkannten und eingeführten Regelwerke. Die zu erarbeitenden Richtlinien orientieren sich an den aus dem Massivbau bekannten Dokumenten, um eine hohe Transparenz und Akzeptanz für die Praxis zu



gewährleisten und eine schnelle Umsetzung zu ermöglichen. Damit soll der verstärkte Einsatz des ökologischen und nachhaltigen Baustoffes Holz im Brückenbau unterstützt und forciert werden. Die Projektinhalte wurden in [4] vorgestellt. Nachfolgend wird über erste Ergebnisse berichtet.

## 2.2. Entwurf

Beim Entwurf von Brücken in Deutschland sind neben den Materialnormen (vgl. EC-Handbücher, DIN EN 1995-2, DIN EN 1995-2/NA) vor allem die RE-ING [2], die „Richtlinien für das Aufstellen von Bauwerksentwürfen für Ingenieurbauten (RAB-ING)“, die „Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-ING)“ sowie die „Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RIZ-ING)“ [5] der BASt zu beachten.

Da die Richtzeichnungen für Beton-, Stahl- und Verbundbrücken gelten und nur in wenigen Fällen auf Holzbrücken anwendbar sind, besteht insbesondere Forschungsbedarf bei der Erstellung von Zeichnungsdetails für geschützte Holzbrücken. In Anlehnung an die RIZ-ING wurde daher im Forschungsprojekt ProTimB mit den neuen Musterzeichnungen eine eigene Zeichnungslinie für geschützte Holzbrücken geschaffen. Die neuen Musterzeichnungen bauen auf den Musterzeichnungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung (DGfH) von 2006 [6] und den Detailzeichnungen der Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e. V. von 2012 [7] auf, führen diese beiden Zeichnungslinien zusammen, aktualisieren und erweitern sie.

Die Musterzeichnungen für Holzbrücken beschreiben für die Planung, Kalkulation und Ausführung von geschützten Holzbrücken empfohlene konstruktive Details. Sie stellen für wiederkehrende technische Aufgaben bewährte und dauerhafte Lösungen dar und geben den aktuellen Stand der Technik wieder. Strukturell und grafisch folgen die Musterzeichnungen dem Aufbau der Richtzeichnungen, um eine breite Akzeptanz bei den mit den Richtzeichnungen vertrauten Ingenieuren zu erzielen. Vergleichbare Zeichnungsinhalte von Richt- und Musterzeichnungen sind unmittelbar an der Bezeichnung ablesbar. So regeln z. B. Richtzeichnungen mit der Bezeichnung „Dicht“ Details der Abdichtungen. Entsprechende Regelungen für Holzbrücken finden sich unter der Bezeichnung „H-Dicht“. Tabelle 1 stellt den aktuellen Stand der Inhaltsübersicht der neuen Musterzeichnungen dar. Bisher wurden ca. 40 neue Musterzeichnungen entwickelt und mit den Experten des Projektes begleitenden Ausschusses vorabgestimmt.

Tabelle 1: Inhaltsübersicht der neuen Musterzeichnungen (MuZ)

MuZ	Inhalt
H-Abs	Überbauabschluss
H-Belag	Belagsvarianten und deren Befestigung (offener Bohlenbelag, geschlossene Beläge aus Asphalt, Beton, Naturstein)
H-Dicht	Ausbildung der Dichtschichten auf der Oberseite des Überbaus
H-Gel	Geländervarianten und deren Befestigung
H-Kap	Anschlüsse von Stahlbetonkappen an den Holzüberbau
H-Lag	Ausbildung der Lager
H-Schutz	Konstruktiver Holzschutz (Schutzdach, Verschalungen, Überstände, Abstände)
H-Trog	Ausbildung der Querrahmen und Aussteifungskonstruktion bei Trogbrücken
H-Übe	Übergangskonstruktionen
H-Was	Brückenabläufe, Tropftüllen und Entwässerung
H-Zug	Zugänglichkeit der Widerlager

Abbildung 2 zeigt zwei Beispiele der neuen Musterzeichnungen.

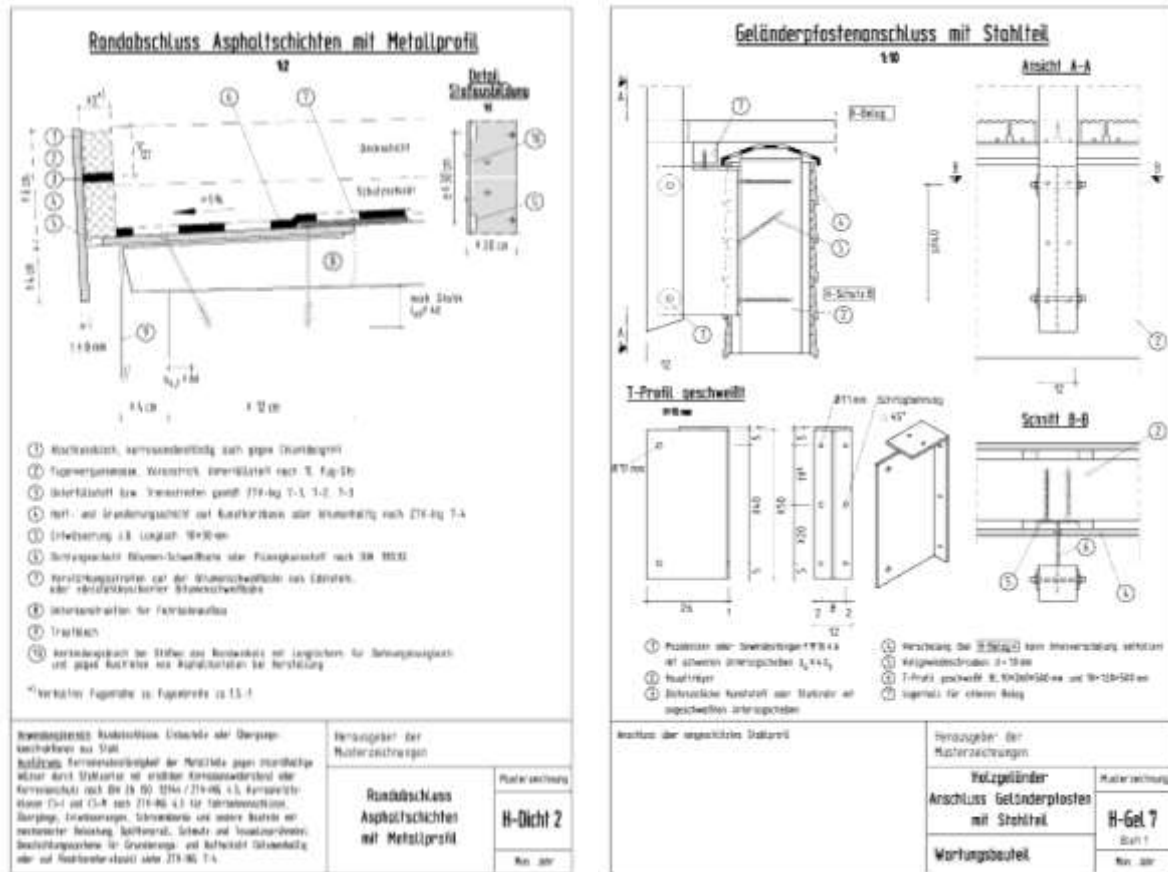


Abbildung 2: Beispiele der neuen Musterzeichnungen

Im Gegensatz zu den RIZ-ING sind die Musterzeichnungen für Holzbrücken nicht rechtsverbindlich eingeführt. Sie werden von den an der Entwicklung beteiligten Experten aus Wissenschaft und Praxis für die Anwendung bei der Planung und Ausführung von geschützten Holzbrücken empfohlen. Ihre sinnvolle und zweckmäßige Anwendung beim jeweiligen Brückenbauvorhaben liegt in der Verantwortung des Projektingenieurs.

Die Verbreitung der neuen Musterzeichnungen soll über das unter den Planern und Bauausführenden sehr bekannte Label „Informationsdienst Holz“ erfolgen. Im Rahmen der „Informationsoffensive Holzbrückenbau“ [8] werden die aus den Jahren 1997 und 2000 stammenden, veralteten Hefte zum Holzbrückenbau derzeit auf der Basis des aktuellen Standes der Wissenschaft und Normung überarbeitet. Es ist vorgesehen, die neuen Musterzeichnungen in einem der geplanten vier neuen Hefte zu veröffentlichen und damit einer breiten Öffentlichkeit zugänglich zu machen.

### 2.3. Bauausführung

Für die Baudurchführung sind in Deutschland neben den „Technischen Lieferbedingungen und Technischen Prüfvorschriften von Ingenieurbauten (TL/TP-ING)“ und dem „Merkblatt für die Bauüberwachung von Ingenieurbauten (M-BÜ-ING)“ vor allem die „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING)“ [9] relevant. Ein inhaltlich vergleichbares Regelwerk für den Holzbrückenbau gibt es lediglich mit den „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Holzschutz und die Konstruktion von Holzbauwerken (ZTV-HOLZ 06)“, die für Bauwerke in der Baulast der Senatsverwaltung Berlin anzuwenden sind.

Um den Bauherren, ihren Bauüberwachern, den Ausführungsplanern und den Bauausführenden verbindliche Handlungsanweisungen für die Errichtung geschützter Holzbrücken zur Verfügung zu stellen, werden derzeit im Rahmen von ProTimB „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Holzbrücken“ erarbeitet. Neben reinen Holzbrücken werden auch Holz-Beton-Verbundbrücken in dieser Vorschrift berücksichtigt, da Brücken dieser Bauart

systembedingt einen hervorragenden konstruktiven Holzschutz aufweisen. Der inhaltliche und formelle Aufbau dieses Regelwerkes ist eng an die ZTV-ING angelehnt, um eine breite Akzeptanz zu ermöglichen.

Tabelle 2 gibt einen Überblick über den geplanten Inhalt des neuen Regelwerkes.

Tabelle 2: Geplanter Inhalt für die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen für Holzbrücken

<b>Teil Holzbau, Holz-Beton-Verbundbau</b>	
<b>Abschnitt 1</b>	<b>Holz</b>
	Regelungen zu verwendbaren Holzarten, modifizierten Hölzern, Anforderungen an Bauschnittholz, Holzwerkstoffe, Klebstoffe, Vorgaben zu Querschnittsabmessungen und Holzfeuchten Begrenzung von Formänderungen und Rissen Hinweise zu Monitoringsystemen
<b>Abschnitt 2</b>	<b>Holzschutz</b>
	Baulicher Holzschutz Anforderungen an Bauteile in Abhängigkeit von der Gebrauchsklasse Natürliche Dauerhaftigkeit Chemischer Holzschutz Schutzsysteme und Beschichtungen
<b>Abschnitt 3</b>	<b>Metallische Verbindungsmittel und Stahlteile</b>
	Anforderungen an metallische Verbindungsmittel und Stahlteile Anforderungen an den Korrosionsschutz
<b>Abschnitt 4</b>	<b>Holz-Beton-Verbund</b>
	Anforderungen an Holz, Beton, Verbindungsmittel Entwurf und Konstruktion Verbundbauweisen Ausführung
<b>Abschnitt 5</b>	<b>Grünbrücken</b>
<b>Abschnitt 6</b>	<b>Bauausführung</b>
	Maßtoleranzen Qualitätssicherung und Holzprüfung, Kennzeichnung Erneuerung Holzschutz und Anstrich Transport und Lagerung auf der Baustelle Holzfeuchte bei Lieferung und Einbau

Neben diesen vollständig neuen Inhalten sind bestehende Teile der ZTV-ING um holzbau-spezifische Punkte zu ergänzen. Dies betrifft insbesondere den Teil 1, Abschnitt 2 der ZTV-ING, in dem geregelt ist, welche Inhalte in Ausführungszeichnungen und Bestandsübersichtszeichnungen bei der Planung von Holzbrücken anzugeben sind (z. B. Detailangaben zu Holzarten, konstruktivem und chemischem Holzschutz, Einbauholzfeuchte, Stahlsorten und Korrosionsschutz/Beschichtungssystemen).

Zu beachten ist, dass im allgemeinen Regelwerk der ZTV-ING derzeit umfangreiche Überarbeitungen und Neustrukturierungen vorgenommen werden [10]. So wurden im Dezember 2016 die ersten Teile der RE-ING [2] eingeführt. Die RE-ING stellen nunmehr die Grundlagen des Entwurfes, der konstruktiven Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauwerken zusammen. Entwurfsrelevante Inhalte in der bisherigen ZTV-ING sollen künftig in der RE-ING geregelt werden. Angaben zur Ausschreibung und Ausführungsplanung, die derzeit in der RE-ING vorhanden sind, werden zukünftig in die ZTV-ING übernommen. Da

dieser Prozess der Neustrukturierung noch nicht abgeschlossen ist, wurde für den Holzbau in Analogie zur bisherigen Verfahrensweise im allgemeinen Brückenbau entschieden, sämtliche Regelungen zunächst in den „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen für Holzbrücken“ vorzunehmen. Eine Abtrennung der ausschließlich entwurfsrelevanten Hinweise in eine eigene „RE-Holz“ sollte zu einem späteren Zeitpunkt erfolgen, wenn die Neustrukturierung der RE-ING und der ZTV-ING abgeschlossen und die Anwendung in der Praxis erprobt ist.

## **2.4. Erhaltung und Wartung**

### **2.4.1 Prüfung von Holzbrücken**

Die Erhaltung im Ingenieurbau umfasst i. W. die Prüfung der Bauwerke als Voraussetzung für eine wirtschaftliche Durchführung von Instandsetzungen oder Erneuerungen. Da auch im Bundesfernstraßennetz Holzbrücken vorhanden sind, gibt es in den Regelwerken zur Erhaltung auch Hinweise zum Umgang mit dem Baustoff Holz.

Die korrekte Prüfung von Holzbrücken verlangt speziell geschultes Bauwerksprüfpersonal mit besonderer Erfahrungen bei der Prüfung von Holzbrücken. Ein ausschließlich mit der Prüfung von Betonbrücken vertrauter Ingenieur erkennt gravierende Schäden an einer Holzbrücke möglicherweise nicht rechtzeitig oder bescheinigt bei geringen Schäden eine unwirtschaftlich hohe Schadensauswirkung. Daher wurde im Rahmen des Forschungsprojektes ProTimB ein Aufbaulehrgang „Prüfung von Holzbrücken“ für die vfib-Ausbildung der Ingenieure der Bauwerksprüfung konzipiert und den zuständigen Stellen bei der BAST übergeben. Der zweitägige Aufbaulehrgang gliedert sich in einen Theorie- und einen Praxisteil. Zu Beginn werden die Ingenieure der Bauwerksprüfung mit den Materialeigenschaften des natürlichen Baustoffes Holz und den konstruktiven Besonderheiten von Holzbrücken vertraut gemacht. Im Theorieblock schließen sich die Erörterung der Schadensmechanismen durch Holz zerstörende Pilze und Insekten sowie die Vermittlung von Grundkenntnissen zum konstruktiven und chemischen Holzschutz an. Hauptbestandteil der Weiterbildung ist die Vermittlung der theoretischen Grundlagen zu den holzbauspezifischen Prüfverfahren der Holzfeuchtemessung, der Rissaufnahme, der Detektion von Hohlräumen, der Bohrwiderstandsmessung und zur Anwendbarkeit von Ultraschallverfahren. Diese Prüfverfahren werden im praktischen Teil von den Teilnehmern selbständig geübt. Den Abschluss bildet eine Schulung in der Anwendung des Programmsystems SIB-Bauwerke für Holzbrücken. Dieses Programmsystem, dessen Anwendung im Verantwortungsbereich des Bundes und der Länder vorgeschrieben ist, ist auch für die Dokumentation der Prüfung von Holzbrücken geeignet. Einige Empfehlungen zur Verbesserung der Struktur für die Anwendbarkeit im Holzbrückenbau wurden im Rahmen des Forschungsprojektes ProTimB erarbeitet und an die BAST übergeben. Zudem entstanden diverse Checklisten für die Vorbereitung (z. B. Auswahl des erforderlichen Equipments) und Arbeitsanweisungen für die Durchführung der Prüfung von Holzbrücken (Feuchtemessung, Rissaufnahme, Fotodokumentation). Mit Hilfe eines neu entwickelten Excel-Tools kann der Ingenieur der Bauwerksprüfung sehr effizient den notwendigen Prüfumfang vor Beginn der Zustandsaufnahme für ein spezielles Bauwerk ermitteln.

Ein weiteres wesentliches Ergebnis sind die im Forschungsprojekt entwickelten Musterhandbücher für die Wartung und Prüfung von Holzbrücken.

Ein Prüfhandbuch dokumentiert als ergänzendes Hilfsmittel zur DIN 1076 Art und Umfang der notwendigen regelmäßigen Bauwerksprüfung und Überwachung. Im Prüfhandbuch sind spezielle Prüfhinweise, organisatorische und fachliche Anweisungen sowie Maßnahmen zur Verkehrssicherung bauwerksspezifisch zusammengestellt. Gemäß RI-EBW-PRÜF [11] ist ein Prüfhandbuch auch für besondere Holzbrücken zu erstellen. Als besondere Holzbrücken gelten z. B. Grünbrücken sowie Fachwerk- oder Schrägseilbrücken mit großen Stützweiten. Das Prüfhandbuch dient dem Prüfer zur Optimierung der Planung und Durchführung der Brückenprüfung unter Berücksichtigung der Besonderheiten der jeweiligen Holzbrücke. Durch eine regelmäßige und gewissenhafte Bauwerksüberwachung, sowie eine speziell auf das Bauwerk abgestimmte Prüfung soll sichergestellt werden, dass Schäden rechtzeitig erkannt und wirtschaftlich behoben werden können.

Das Prüfhandbuch ist eine Anlage zum Bauwerksbuch. Im Prüfhandbuch sind die Aufgaben für die zweimal jährlich durchzuführende Laufende Beobachtung und die jährliche Besichtigung sowie für die Einfache Prüfung und die Hauptprüfung detailliert textlich und in Form einer Prüfmatrix (Abbildung 3) erläutert. Für die Beobachtung und Besichtigung stehen außerdem einfache Checklisten (Abbildung 4) zur Verfügung, die eine effiziente Bauwerksüberwachung ermöglichen. Da die im Bauwerk vorhandene Holzfeuchte das wesentlichste Kriterium für die Beurteilung der Dauerhaftigkeit des Holztragwerkes darstellt, gibt es in einer Anlage zum Musterprüfhandbuch zusätzlich Hinweise für die korrekte Ermittlung und Interpretation der Holzfeuchte.

Die Hinweise zur Prüfung und Überwachung sind durch den Baulastträger umzusetzen. Zur Vorbereitung einer Bauwerksprüfung ist das Prüfhandbuch gemeinsam mit dem Bauwerksbuch dem zuständigen Prüfer zur Verfügung zu stellen. Da das Prüfhandbuch eine Anlage zum Bauwerksbuch ist, sollte es bei Neubaumaßnahmen durch den Aufsteller des Bauwerksbuches erstellt werden. Prüfhandbücher können bei Bedarf aber auch für bestehende Bauwerke erstellt werden. Sie sind dann ergänzend in die Bauwerksakte aufzunehmen.

Das Prüfhandbuch für ein spezielles Bauwerk kann zukünftig auf der Grundlage des vorliegenden Muster-Prüfhandbuches für Holzbrücken erstellt werden. Das Musterprüfhandbuch wird ebenso wie das Musterwartungshandbuch (vgl. Abschn. 2.4.2) sowie diverse Anwendungsbeispiele für Holzbrücken unterschiedlicher Bauarten in Kürze unter [www.holzbrueckenbau.com](http://www.holzbrueckenbau.com) veröffentlicht werden.

Prüfmatrix (Muster)  
Prüfhandbuch – Anlage 1

Seite 1 von 3

LM Nr.	Prüfverfahren	Prüfungsbereich	Prüfmittel	Zugangstechnik	Laufende Beobachtung (LB) (2 x jährlich)	Besichtigung (B) (1 x jährlich wenn keine Prüfung)	Einfache Prüfung (E) / 3 Jahre nach Hauptprüfung	Hauptprüfung (H) (Abnahme, Ende der Gewährleistung; danach alle 5 Jahre)	OSA (bei gravierenden Schäden unklarer Ursache oder Ausmaßes)
01	Visuelle Prüfung des konstruktiven Holzschutzes	Vorhandensein und Zustand des konstruktiven Holzschutzes; Reparatur- und Austauschbedarf	keine	LB/B/E: keine H: ggf. Untersichtgerät, Hubarbeitsbühne	Bedeckung und Verschattung Hauptträger	Von der Verkehrsebene und dem Geländeniveau zugängliche Bauteile	zugängliche schützende Bauteile	gesamter konstruktiver Holzschutz	
02	Visuelle Prüfung auf feuchte Stellen	Feuchtestellen; Moos- und Algenbewuchs; (Prüfung sinnvoll nach Regenereignis)	keine	LB/B/E: keine H: ggf. Untersichtgerät, Hubarbeitsbühne	Von der Verkehrsebene und Geländeniveau aus sichtbare Bauteile	Von der Verkehrsebene und dem Geländeniveau aus zugängliche Bauteile	zugängliche Bauteile	alle Bauteile	
03	Visuelle Prüfung auf Anzeichen eines Pilzbefalls	Veränderung der Holzoberfläche; oberflächiges Myzel; Fruchtkörper	keine	LB/B/E: keine H: ggf. Untersichtgerät, Hubarbeitsbühne	Bohlenbelag; Verschattung	Von der Verkehrsebene und dem Geländeniveau aus zugängliche Bauteile	zugängliche Bauteile	alle Bauteile	
04	Visuelle Prüfung auf Anzeichen eines Insektenbefalls	Ausschlupflöcher; ggf. Bohrmehl an Spinnweben	keine	LB/B/E: keine H: ggf. Untersichtgerät, Hubarbeitsbühne	Bohlenbelag; Verschattung	Von der Verkehrsebene und dem Geländeniveau aus zugängliche Bauteile	zugängliche Bauteile	alle Bauteile	

Abbildung 3: Auszug aus der Prüfmatrix des Musterprüfhandbuches

Checkliste zur Überwachung von Holzbrücken (Muster) Prüfhandbuch – Anlage 3	Seite 1 von 3	Checkliste zur Überwachung von Holzbrücken (Muster) Prüfhandbuch – Anlage 3	Seite 2 von 3
Bauwerksnummer: Bauwerksnummer eintragen	Strasse: Straße eintragen	Bauwerksnummer: Bauwerksnummer eintragen	Strasse: Straße eintragen
Bauwerksname: Bauwerksname eintragen		Bauwerksname: Bauwerksname eintragen	
<b>Besichtigung</b>		<b>1. Laufende Beobachtung</b>	
Anlass: <input type="checkbox"/> jährliche Besichtigung <input type="checkbox"/> nach Hochwasser <input type="checkbox"/> nach Unfall <input type="checkbox"/> sonstiges		Laufende Beobachtung wurde durchgeführt am ..... durch .....	
Besichtigung wurde durchgeführt am ..... durch .....		Folgende holzbrückenpezifische Punkte werden bei der Laufenden Beobachtung betrachtet: Fehler konstruktive Holzschutzmaßnahmen? (Beschädigungen, Holzverschaltungen, Dächer, etc.)	
Folgende holzbrückenpezifische Punkte werden bei der Besichtigung beachtet: <input type="checkbox"/> Alle konstruktiven Holzschutzmaßnahmen waren vorhanden und funktionsfähig. (Beschädigungen, Holzverschaltungen, Dächer, etc.) <input type="checkbox"/> Alle zugänglichen Bauteile wurden auf feuchte Stellen untersucht. (Wassertrichter, Holz im Erdkontakt, Moos- und Algenbewuchs, Tropfen und Risse während oder kurz nach einem Regenereignis, etc.) <input type="checkbox"/> An betroffenen Stellen wurden Holzfeuchtemessungen durchgeführt. Die Messwerte wurden protokolliert (siehe unten). <input type="checkbox"/> Alle zugänglichen Bauteile wurden auf Fruchtkörper holzerstreuender Pilze und/ oder sichtbares Myzel, sowie eine veränderte Holzoberfläche (begrenzte Fäule) untersucht. <input type="checkbox"/> Alle zugänglichen Bauteile wurden auf aufsteigender Holzstämme (Insekten) untersucht. <input type="checkbox"/> Wurden herausstehende Verbindungsmittel besichtigt? (Schrauben im Balkenbelag, Stahlbolzen in Knotenbereichen, etc.)			
Folgende Veränderungen / Schäden / Feuchtemesswerte wurden festgestellt:		Wurden auf dem ersten Blick feuchte Stellen entdeckt? (Wassertrichter, Holz im Erdkontakt, Moos- und Algenbewuchs, Tropfen und Risse während oder kurz nach einem Regenereignis, etc.)	
Unterschrift: .....		Wurden auf dem ersten Blick fruchtkörper holzerstreuender Pilze oder Veränderungen an Holzoberflächen entdeckt?	
		Wurden auf dem ersten Blick Ausflugschäfer von Insekten in Holzbauteilen entdeckt?	
		Ist die Durchführung von Wartungsmaßnahmen notwendig?	
		Bemerkungen:	
		Unterschrift: ..... Datum: .....	

Abbildung 4: Checklisten für die Bauwerksüberwachung

### 2.4.2 Wartung von Holzbrücken

Unabhängig von der Prüfung sollten Holzbrücken regelmäßig gewartet werden. Hierfür kann zusätzlich zum Prüfhandbuch ein Wartungshandbuch erstellt werden. Das Wartungshandbuch gibt dem Baulastträger bauwerksspezifische Hinweise zur qualitätsgerechten, regelmäßigen Wartung seiner Holzbrücke. Durch eine regelmäßige, gewissenhafte und speziell auf das Bauwerk abgestimmte Wartung sollen die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit der Brücke sichergestellt werden. Ziel ist es, Schäden, basierend auf hohen Holzfeuchten, Verschmutzungen und biotischen Einwirkungen, zu vermeiden. Weiterhin werden Instandsetzungsmaßnahmen benannt, mit denen nach einer bestimmten Nutzungsdauer gerechnet werden muss.

Das Wartungshandbuch ist eine Anlage zum Bauwerksbuch. Es besteht aus einem erläuternden Textteil und einer Wartungsmatrix (Abbildung 5). Dem Baulastträger obliegt es, die angegebenen Hinweise umzusetzen, da er für die Erhaltung des Bauwerks zuständig ist. Bei Neubaumaßnahmen wird das Wartungshandbuch durch den Aufsteller des Bauwerksbuches erstellt. Wartungshandbücher, die nachträglich für bestehende Bauwerke erstellt werden, sind ergänzend in die Bauwerksakte aufzunehmen. Da laufende Beobachtung und Besichtigung Grundlage für die Festlegung der notwendigen Wartungsarbeiten sind, wird empfohlen, die Checklisten für die Bauwerksüberwachung (Abbildung 4) parallel zum Wartungshandbuch zu verwenden.

Die in dem Wartungshandbuch und der Wartungsmatrix angegebenen Wartungsintervalle basieren auf der Auswertung von Erfahrungswerten von Bauherren, Ingenieuren der Bauwerksprüfung, Baufirmen und auf Literaturangaben. Für ein individuelles Bauwerk können aufgrund spezifischer Randbedingungen kürzere oder auch längere Wartungsintervalle sinnvoll sein. Die Intervalle der Wartungsarbeiten sind bei der Erstellung des Wartungshandbuches anhand der Standortbedingungen für jedes individuelle Bauwerk zu konkretisieren.

Lfd. Nr.	Wartungsmaßnahme	Umfang der Maßnahme	erforderliches Material und Werkzeug <sup>1</sup>	Zugangstechnik <sup>1</sup>	Intervall
01	Entfernen von Bewuchs	- Entfernen von Gras, Gebüsch, Sträuchern und Bäumen unter und 2 m beidseitig neben der Brücke - Rückschnitt von Ästen, welche in o.g. Bereich oder über die Brücke gewachsen sind	Mäher/Freischneider, Heckenschere, Säge, Motorsäge	Leiter	1 x jährlich (sinnvoll im Herbst) (2 x jährl. bei Bedarf)
02	Reinigung der Auflagerbänke und Pfeilerköpfe	- Entfernen von Splitt, Laub, Schmutz etc. - Reinigung der Entwässerungsrinne und -rohre	Besen, Schaufel, Hochdruckreiniger	Leiter	1 x jährlich (sinnvoll im Frühjahr)
03	Reinigung der Abflüsse, Straßeneinläufe, Entwässerungsrinnen	- Entfernen von Splitt, Laub, Schmutz etc. - ggf. Reinigung der Leitungen u. Drainagen	Besen, Schaufel, Hochdruckreiniger	keine	2 x jährlich
04	Reinigung der Pflastermulden	- Entfernen von Splitt, Laub, Schmutz etc.	Besen, Schaufel, Hochdruckreiniger	keine	1 x jährlich
05a	Reinigung des Überbaus (inkl. Unterkonstruktion) bei offenem Belag	- Entfernen von Vogelneestern, Spinnweben etc. - Entfernen von Splitt, Laub, Schmutz etc. von Querträgern - Entfernen von Moos- und Algenbewuchs (nach der Bauwerksprüfung)	Besen, Handfeger, Schaufel, Druckluftlanze, Hochdruckreiniger <sup>2</sup>	Untersichtgerät, Leiter/Rollgerüst, Hubarbeitsbühne	ca. alle 3 Jahre (z.B. im Zuge der Bauwerksprüfung wenn Untersichtgerät vor Ort)
05b	Reinigung des Überbaus (inkl. Unterkonstruktion) bei geschlossenem Belag	- Entfernen von Vogelneestern, Spinnweben etc. - Entfernen von Splitt, Laub, Schmutz etc. von Querträgern - Entfernen von Moos- und Algenbewuchs (nach der Bauwerksprüfung)	Besen, Handfeger, Schaufel, Druckluftlanze, Hochdruckreiniger <sup>1</sup>	Untersichtgerät, Leiter/Rollgerüst, Hubarbeitsbühne	ca. alle 6 Jahre (z.B. im Zuge der Hauptprüfung wenn Untersichtgerät vor Ort)
06a	Reinigung des Holzbohlenbelages	- Entfernen von Splitt, Laub, Schmutz etc. - Entfernen von Moos- und Algenbewuchs	Besen, Druckluftlanze, Hochdruckreiniger <sup>1</sup> , Dampfstrahlreiniger	keine	Mind. 2 x jährlich (Frühjahr/Herbst), bei Bedarf öfter

<sup>1</sup> Die angegebenen Materialien und Werkzeuge sowie die Zugangstechnik stellen Beispiele dar. Die Auswahl für das jeweilige Bauwerk ist anhand der örtlichen Situation zu treffen.

<sup>2</sup> Bei Einsatz eines Hochdruckreinigers ist ein holzschonender Mindestabstand von ca. 30 cm einzuhalten. Es sollte mit maximal 240 bar gearbeitet werden.

Abbildung 5: Auszug aus der Wartungsmatrix des Musterwartungshandbuches

### 2.4.3 Holzfeuchtemonitoring

Eine Besonderheit bei der Prüfung von Holzbrücken stellt die in der RI-EBW-PRÜF seit 2013 geforderte jährliche Hauptprüfung für ungeschützte Holzbrücken und Holzbrücken, die über Gewässer führen, dar. Die jährliche Durchführung einer Hauptprüfung bedeutet einen fünfmal höheren organisatorischen und finanziellen Aufwand für den Baulastträger, da Brücken gemäß DIN 1076 normalerweise nur alle sechs Jahre einer Hauptprüfung unterzogen werden müssen. Während der erhöhte Aufwand für ungeschützte Holzbrücken gerechtfertigt ist, bestehen erhebliche Zweifel an der Notwendigkeit einer jährlichen Prüfung geschützter Holzbrücken über Gewässern. Aus diesem Grunde wurde im Rahmen des Forschungsprojektes ProTimB ein umfangreiches Holzfeuchte-Monitoringprogramm initiiert [12]. In diesem Programm wird die Entwicklung der Holzfeuchte an geschützten Holzbrücken über Gewässern überwacht. In das Programm sind neun geschützte Holzbrücken verschiedener Bauarten und verschiedener lokaler Standortbedingungen einbezogen (Abbildung 6 und Tabelle 3). Die Messung der Holzfeuchte erfolgt jeweils über dem Gewässer und in der Nähe der Widerlager (Vorlandbereich) in verschiedenen Querschnittstiefen von 2 – 12 cm. Die Elektroden bestehen aus teilisolierten Edelstahlschrauben. Das verwendete Messequipment der Firma Scantronik ermöglicht neben der Aufzeichnung, Speicherung und turnusmäßigen Fernübertragung der Feuchtemessdaten auch die Dokumentation der standortnahen Klimadaten (Temperatur und relative Luftfeuchte). Dadurch kann bei der Auswertung der Messdaten auch der Zusammenhang zwischen lokalem Kleinklima und der Holzfeuchteentwicklung über den Querschnitt analysiert werden [13].

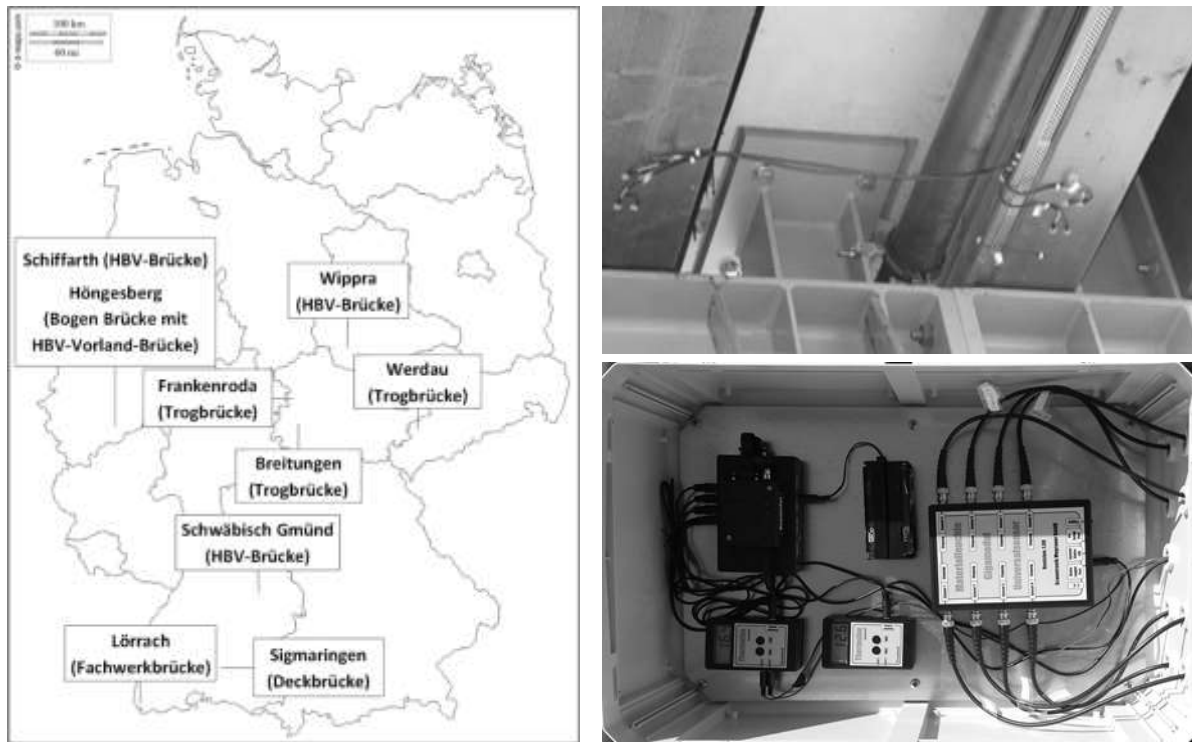


Abbildung 6: Standorte und Bauarten der mit einem Holzfeuchteмониторingsystem ausgestatteten Holzbrücken (links), Messpunkte mit applizierten Elektroden und Messequipment an einem Bauwerk (rechts)

Die folgende Abbildung 7 zeigt eine typische Auswertung der Messdaten.

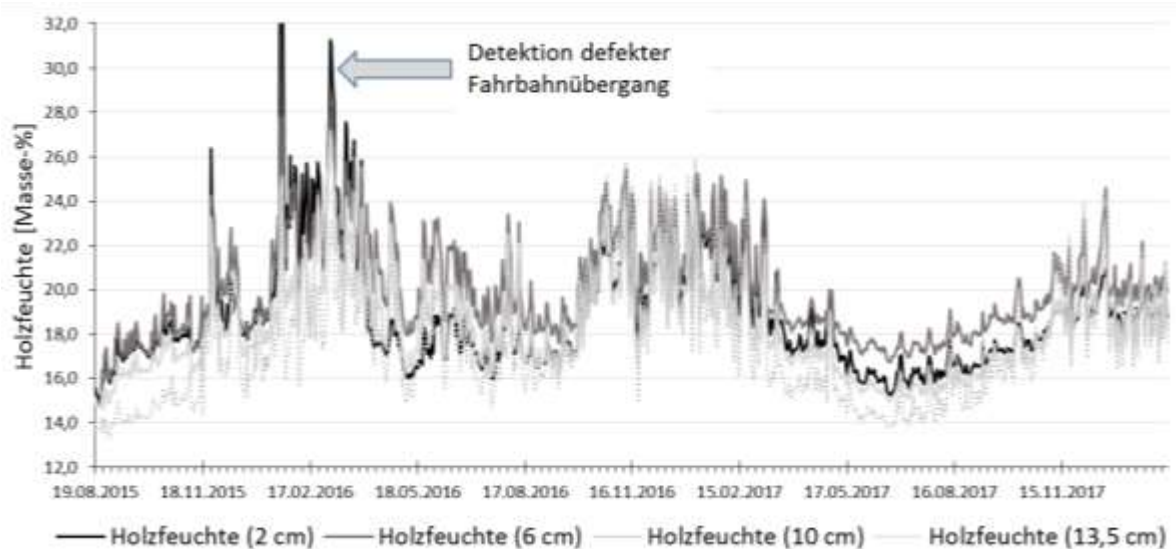


Abbildung 7: Brücke in Höngesberg – Messpunkte im Auflagerbereich der Vorlandbrücke

Die Ergebnisse der Holzfeuchteüberwachung mit einer durchschnittlichen Holzfeuchte von 17,1 M% belegen (Tabelle 3), dass die Brücken durch guten konstruktiven Holzschutz ausreichend vor Feuchteeintrag geschützt sind. Eine hohe Dauerhaftigkeit darf für diese Bauwerke erwartet werden. Der gewässernahe Standort verursacht keine signifikante Holzfeuchteerhöhung. Einen wesentlich größeren Einfluss haben standortspezifische klein-klimatische Randbedingungen (z. B. Windexposition und Verschattung). Die in der RI-EBW-PRÜF unterstellte Gefährdung durch den gewässernahen Standort wird durch die Messdaten des umfangreichen Monitorings widerlegt.



Tabelle 3: Durchschnittliche Messwerte der Holzfeuchte (HF) über dem Vorland und über dem Gewässer

<b>Brücke</b>	<b>Zeitraum</b>	<b>HF Vorland [M%]</b>	<b>HF Gewässer [M%]</b>
Höngesberg	21.10.16-13.02.18	18,6	17,9
Schiffarth	21.10.16-13.02.18	16,1	16,0
Wippra	13.10.16-13.02.18	18,4	17,9
Schwäbisch Gmünd	28.10.16-13.02.18	16,0	16,5
Breitungen	26.10.16-13.02.18	16,0	16,2
Sigmaringen	04.11.16-13.02.18	16,6	16,0
Lörrach	03.11.16-13.02.18	18,7	19,6
Werdau	24.11.16-13.02.18	16,7	16,0
Frankenroda	23.11.16-13.02.18	17,1	17,0

Neben den Betrachtungen zur Standortwahl konnten die Vorteile des Einbaus von Feuchtemonitoringsystemen an Holzbrücken bereits nachgewiesen werden. An zwei Brücken wurden lokal deutlich erhöhte Holzfeuchtwerte aufgezeichnet. Ursachen waren Fehler in der Konstruktion und Bauausführung (z. B. defekter Fahrbahnübergang – vgl. Abbildung 7) sowie eine besondere standortbedingte Witterungsexposition. Die jeweiligen Bauherren wurden sofort über die kritischen Feuchtwerte informiert. In beiden Fällen beseitigten die Baulastträger die Schadensursachen durch konstruktive Maßnahmen zum Schutz des Holzes, bevor gravierende Folgeschäden eintraten.

### 3. Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des Forschungsprojektes ProTimB werden derzeit an der Fachhochschule Erfurt einheitliche Richtlinien für den Entwurf, die Baudurchführung und die Erhaltung geschützter Holzbrücken erarbeitet. Die zu erarbeitenden Richtlinien orientieren sich formal an den aus dem Massivbau bekannten Dokumenten, um eine hohe Akzeptanz in der Praxis zu erzielen und eine schnelle Umsetzung zu ermöglichen. Den Schwerpunkt im Entwurf bilden die Aktualisierung und Weiterentwicklung einer vereinheitlichten Zeichnungslinie. Die neuen Musterzeichnungen sollen in einem aktualisierten Heft des Informationsdienstes Holz zeitnah veröffentlicht werden. Für den Bau von Holzbrücken entsteht derzeit ein Kompendium ausschreibungs- und vertragsrelevanter Regelungen im Sinne Zusätzlicher Technischer Vertragsbedingungen. Musterhandbücher für die Wartung und Prüfung von Holzbrücken, sowie zugehörige Anwendungsbeispiele wurden für den Bereich der Erhaltung erarbeitet. Diese in engem Dialog mit dem BMVI und der BAST entstandenen Dokumente werden in Kürze veröffentlicht. Zudem wurden das Konzept für einen zweitägigen Aufbaulehrgang für die vfib-Schulung der Ingenieure der Bauwerksprüfung und Verbesserungsvorschläge für die Dokumentation der Prüfung von Holzbrücken im Programmsystem SIB-Bauwerke an die BAST übergeben.

Die Akzeptanz für den ökologischen Baustoff Holz bei den zuständigen Bundesbehörden steigt. Eine Entscheidung für Holzbrücken im Wettbewerb mit den anderen Baustoffen wird zukünftig als möglich erachtet, sofern bei Planung, Bau und Erhaltung die bauartsspezifischen konstruktiven Grundsätze eingehalten werden [14]. Das BMVI ist offen für neue Entwicklungen, fordert aber aufgrund der Erfahrungen der vergangenen Jahre eine frühzeitige Einbindung in den Planungsprozess. Ästhetische, gut geschützte und dauerhafte Holzbrücken können einen Beitrag zur Erreichung der Klimaschutzziele leisten. Der Dialog zur Umsetzung der Klimaschutzmaßnahmen durch verstärkte Holzverwendung im Bauwesen, wie er in der Charta für Holz 2.0 eröffnet wurde, muss weiter intensiviert werden.

## Danksagung

Die Forschungsarbeit wird unterstützt und finanziert vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) im Rahmen der Förderlinie „FHprofUnt“. Eine finanzielle Beteiligung leisten die Firmen der Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e. V.: Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG, Schmees & Lühn Holz- und Stahlingenieurbau GmbH und Grossmann Bau GmbH sowie das Ingenieurbüro Setzpfandt Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG. Die Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e. V., die Studiengemeinschaft Holzleimbau e. V. und die Ingenieurbüros Harrer Ingenieure GmbH und HSW-Ingenieure Schiermeyer Wiesner GbR tragen als Mitglieder im projektbegleitenden Ausschuss mit ihrer Expertise zum Gelingen des Forschungsprojektes bei. Allen Partnern sei an dieser Stelle für ihre fachliche und finanzielle Unterstützung sehr herzlich gedankt.

## Literatur

- [1] Jacob-Freitag, S.: Aus Schaden wird man (nicht) klug. Holz-Zentralblatt Nr. 27. 07/2016, S. 695-699
- [2] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten RE-ING, 12/2016
- [3] DIN EN 1995-2/NA:2011-08: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken
- [4] Simon, A.: ProTimB – neue Regelwerke für den modernen Holzbrückenbau. In: Tagungsband der 4. Internationalen Holzbrückentage IHB 2016, Stuttgart 06/2016
- [5] Bundesanstalt für Straßenwesen: Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RIZ-ING), Ausgabe 12/2015
- [6] HARRER Ingenieure (im Auftrag der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung e.V.): Musterzeichnungen Holzbrücken, 2006.
- [7] Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau: Detailzeichnungen Holzbrücken, März 2012.
- [8] Osterloff, L.: Informationsoffensive Holzbrückenbau. Waldklimafonds-Kongress Berlin, 03/2017
- [9] Bundesanstalt für Straßenwesen: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), 02/2017
- [10] Gunreben, Y.-C.: Planungsgrundsätze von Ingenieurbauten – Einführung der RE-ING. Bautechnik 94 (2017), Heft 10, S. 726-729. Ernst & Sohn
- [11] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 - RI-EBW-PRÜF, 02/2017.
- [12] Koch, J.; Simon, A.; Arndt, R. W.: Monitoring of moisture content of protected timber bridges. Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE 2016), AT-Vienna, August 22-25, 2016.
- [13] Koch, J.; Simon, A.: Untersuchung der langfristigen Holzfeuchteentwicklung an geschützten Holzbrücken. Doktorandenkolloquium Holzbau „Forschung und Praxis“ Stuttgart 03/2018
- [14] Neumann-Schwarzkopf, T.: Holzbrücken – eine Sachstandsanalyse. Bund-/Länder-Dienstbesprechung Brücken- u. Ingenieurbau. Bonn 11/2016

# **Grün- und Strassenbrückenbau**



# Die Grünbrücke bei Thyrow – erstmalig ein Doppelbogen

Prof. Volker Schiermeyer  
Prüfingenieur für Baustatik

Fachhochschule Bielefeld, Campus Minden  
Bielefeld / Minden, Deutschland

Ingenieurbüro HSW-Ingenieure  
Bad Oeynhausen, Deutschland





# Die Grünbrücke bei Thyrow – erstmalig ein Doppelbogen

## 1. Allgemeines

Grünbrücken, auch als Wildüberführung bezeichneten, dienen den vorkommenden Tierarten zur sicheren Querung größerer Straßen. Bei dem hier vorgestellten Bauwerk handelt es sich um eine Grünbrücke über die Bundesstraße B101 alt und B101n.

Die Grünbrücke in der Nähe von Thyrow ist mittlerweile die fünfte Grünbrücke in Holzbauweise. Drei Grünbrücken sind gebaut (bei Wilmschagen in 2004, bei Luckenwalde in 2012, bei Nettersheim in 2014), zwei sind in der Planung bzw. im Bau (auf Rügen, bei Thyrow).

Gegenüber den anderen Grünbrücken weist das hier vorgestellte Bauwerk allerdings die Besonderheit auf, dass mit einem Doppelbogen geplant wird.

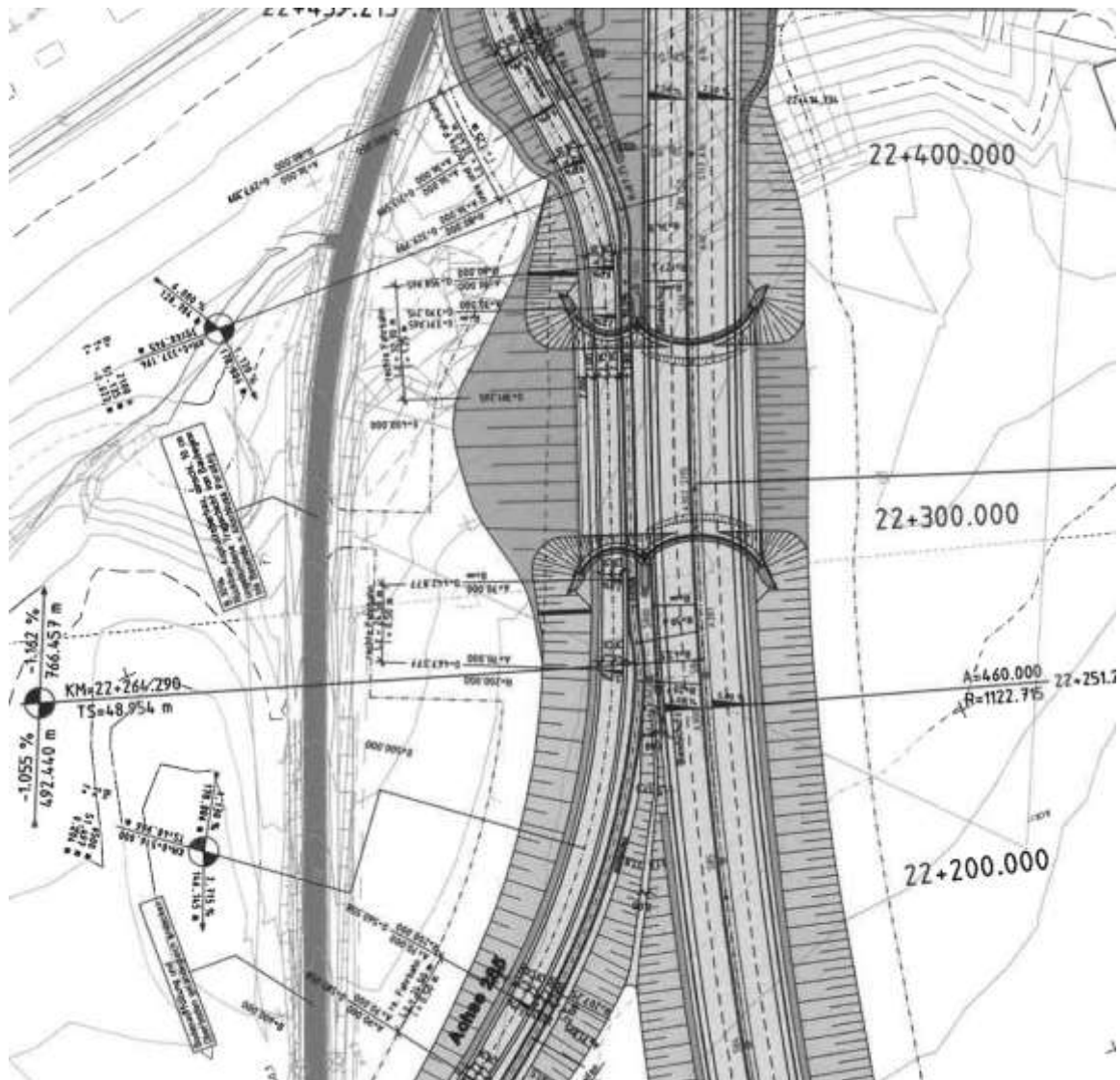


Abbildung 1: Kartenausschnitt zur Streckenführung (Auszug aus dem Lageplan 7-5 zur Ausschreibung)

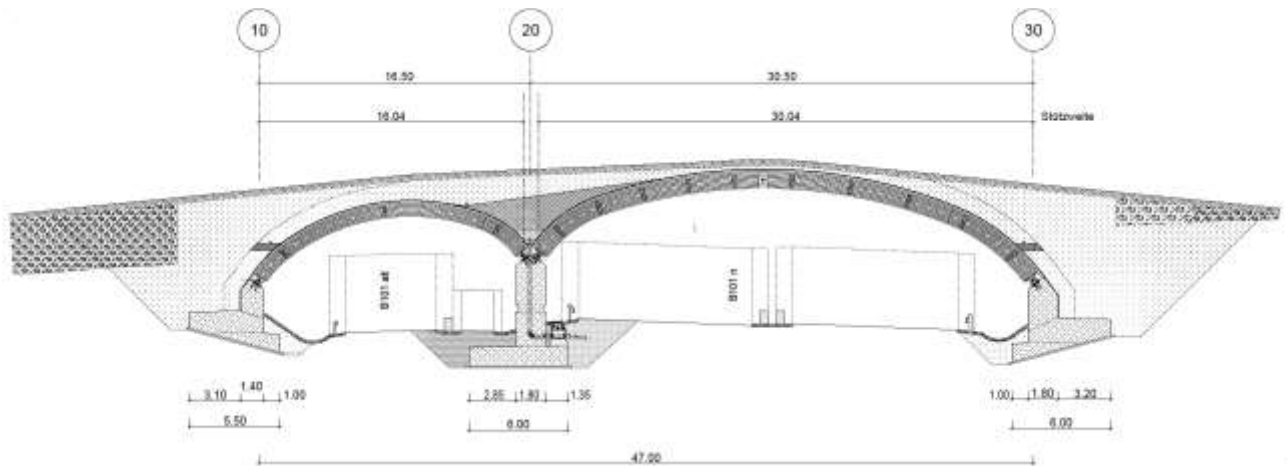


Abbildung 2: Querschnitt der Grünbrücke Thyrow

## 2. Das Tragsystem

Das Tragwerk aus hölzernen Bogenbindern ist in zwei Bogenzüge eingeteilt. Je ein Bogenzug verläuft über die Bundesstraße B101 alt (Achse 10 bis 20) bzw. über die Bundesstraße B101 n (Achse 20 bis 30). Diese tragenden Elemente des Überbaus werden in den Achsen 10 und 30 auf Widerlagern und in Achse 20 auf einen durchgehenden Mittelpfeiler aufgelegt. Das gesamte Bauwerk wird oberseitig mit einer Abdichtung versehen und vollflächig mit einer Erdüberschüttung in unterschiedlicher Mächtigkeit überdeckt.

Um einen harmonischen Übergang im Gelände zu erreichen, werden die Einfahrbereiche der Bundesstraßen mit geneigten Portalbereichen ausgeführt.

Die Oberfläche wird zur Eingliederung in die vorhandene Flora mit Gräsern und niedrigen Gehölzen und Buschwerk bepflanzt. Um Beeinträchtigungen durch den vorhandenen Straßenverkehr beim Wildwechsel zu reduzieren, wird auf der Grünbrücke beidseitig eine ca. 2,0 m hohe Irritationsschutzwand ausgeführt und in den angrenzenden Bereichen trichterförmig fortgesetzt.

### 2.1. Das Primärtragwerk aus Holz

Das Primärtragwerk besteht aus gebogenen Brettschichtholzträgern mit einem oberseitig aussteifenden «Belag» aus Brettsperrholzplatten. Es kommt zwischen den Achsen 10 bis 20 bzw. 20 bis 30 eine Bogenform mit drei unterschiedlichen Radien in Form eines Korbbogens zur Ausführung. Die Einzelspannweiten betragen ca. 16,0 m zwischen Achse 10 und 20 sowie ca. 30,0 m zwischen den Achsen 20 und 30. Unter Berücksichtigung des Versatzes der Einzelsysteme am Mittelaufleger ergibt sich somit eine Brückenlänge von ca. 47,0 m.

Durch die geneigten Einfahr- bzw. Portalbereiche beträgt die Brückenbreite an den Widerlagern in Achse 10 bzw. 30 ca. 64,0 m. Im Scheitel der Bögen ergibt sich eine Breite von ca. 53,0 m.



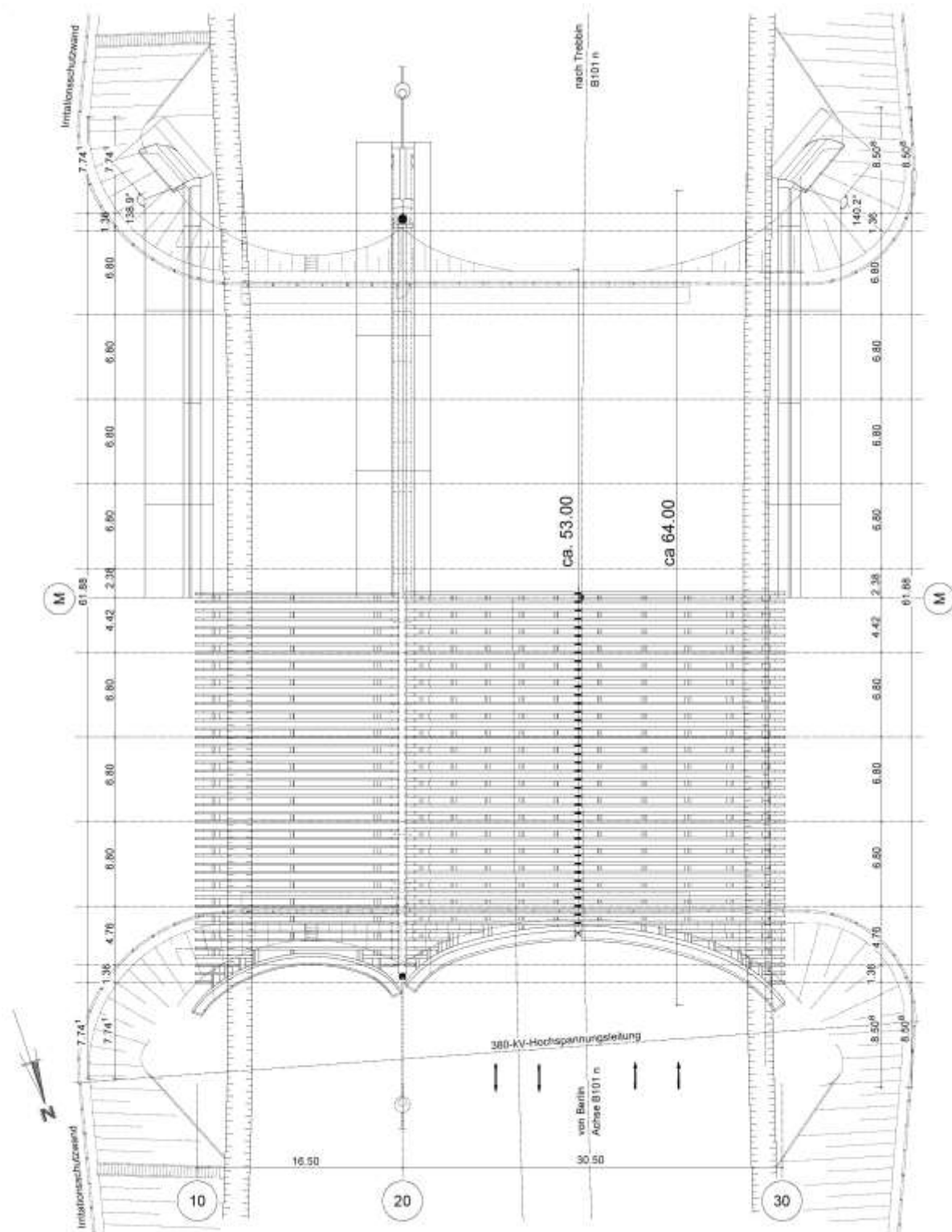


Abbildung 3: Grundriss der Grünbrücke Thyrow

Im Bereich zwischen den Achsen 10 und 20 werden die Bogenbinder mit den Abmessungen  $b/h = 18/80$  cm und zwischen den Achsen 20 und 30 mit den Abmessungen  $b/h = 24/100$  cm ausgeführt. Der Abstand der Bogenbinder beträgt einheitlich 68 cm. Im Bereich der Irritationsschutzwände werden aufgrund der größeren Lasten bei gleichem Abstand breitere Querschnitte eingesetzt, die zwischen den Achsen 20 und 30 als blockverklebte Querschnitte ausgeführt werden.

Aus fertigungs- und transporttechnischen sowie aus statischen Gründen werden die Bogenbinder zwischen den Achsen 20 und 30 zweigeteilt ausgeführt und am Scheitelpunkt über ein Stahlgelenk verbunden.

Die Bogenbinder des Überbaus werden beidseitig über Stahlgelenkkonstruktionen auf den Unterbau aufgelagert. Verschiebungs- oder Gleitlager sind nicht vorgesehen.

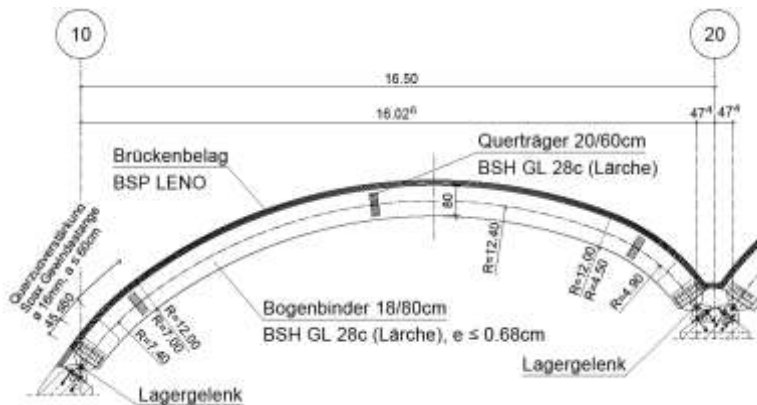


Abbildung 4.1: Querschnittsdarstellung der Bogenbinder zwischen Achse 10 und Achse 20

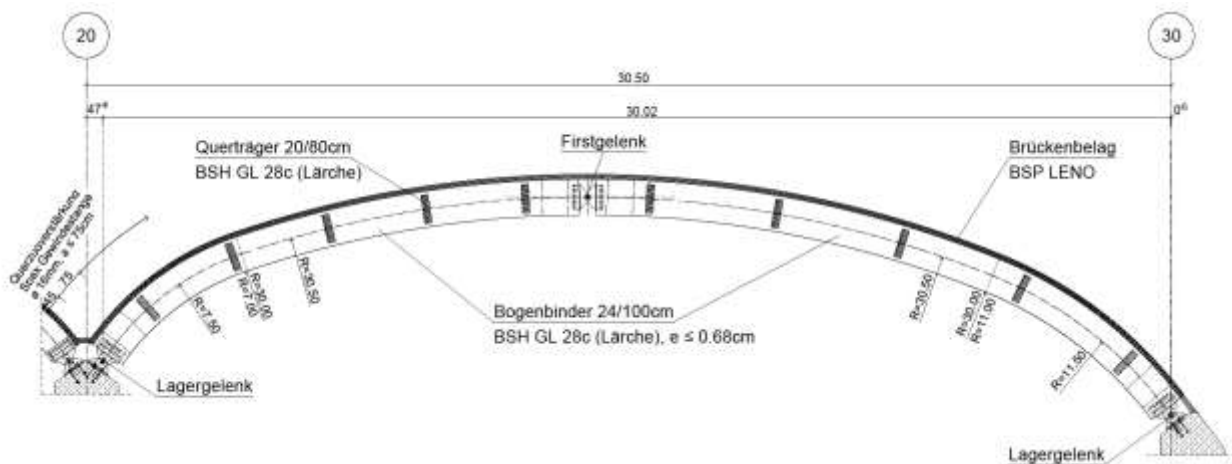


Abbildung 4.2: Querschnittsdarstellung der Bogenbinder zwischen Achse 20 und Achse 30

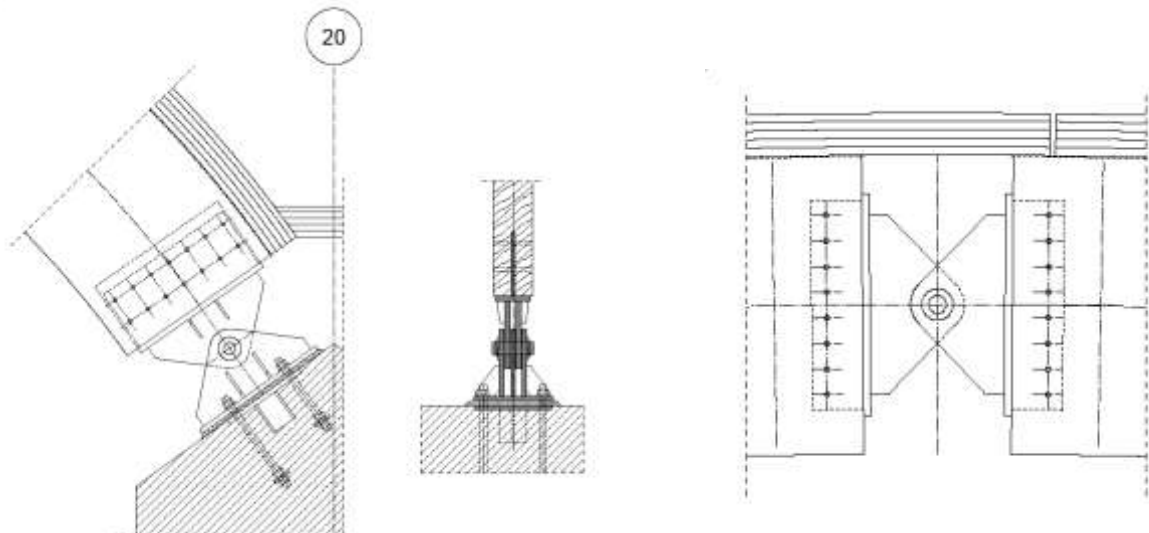


Abbildung 5: Auflagerpunkt Mittelstütze und Firstgelenk der Bogenbinder zwischen Achse 20 und Achse 30

In den Einfahrbereichen der Grünbrücke werden geneigte Portalbögen mit den Querschnittsbreiten  $b = 20$  cm (Achse 10 bis 20) bzw.  $b = 28$  cm (zwischen Achse 20 und 30) eingebaut. Die Querschnittshöhe ergibt sich aus der Beanspruchung und aus den geometrischen Randbedingungen, z.B. den Höhen der jeweiligen Bogenbinder. Die im Portalbereich einschiftenden und damit nicht durchlaufenden Bogenbinder werden über Wechsel an den Portalbögen bzw. den ersten durchlaufenden Bogenbinder angeschlossen. Diese

Wechsel haben Querschnitte von  $b/h = 20/80$  cm bis zu  $b/h = 36/100$  cm und werden über Stahlteile angeschlossen.

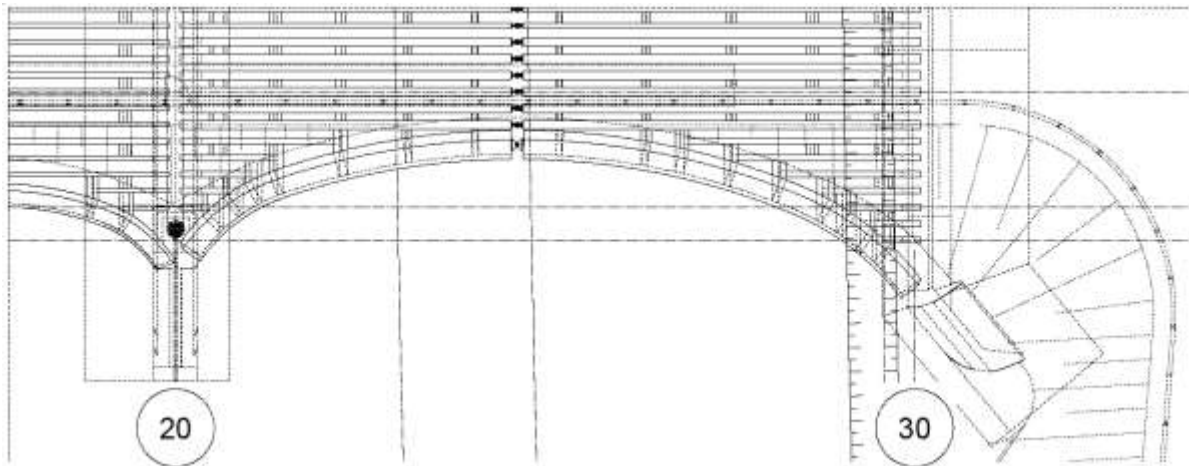


Abbildung 6: Schifterbereiche zwischen Achse 20 und Achse 30

Alle stabförmigen Holzbauteile werden aus Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL 28 c ausgeführt. Für den Portalbalken, der als Abschluss der Brettsperrholzplatte dient, wird eine Festigkeitsklasse GL 24 h gewählt. Die einzelnen Lamellen haben je nach Krümmung unterschiedliche Dicken (maximal 30 mm) und sollen aus Lärchenkernholz bestehen.

Auf den Brettschichtholztragteilen werden Brettsperrholzplatten mit einer Dicke von 140 mm als «Brückenbelag» aufgelegt. Die Brettsperrholzplatten dienen einerseits als oberer Abschluss der Bogenkonstruktion und damit der Einleitung der Beanspruchung aus der Überschüttung und andererseits der Stabilisierung der Bogentragwerke. Der Aufbau der BSP-Platten variiert, da die Bauteile gekrümmt über die Bogenbinder geführt werden.

Die gesamte Holzkonstruktion wird durch die oberseitige Abdichtung bzw. einer entsprechenden Verschalung in den Portalbereichen vor direkter Bewitterung geschützt und kann daher in die Nutzungsklasse 2 eingestuft werden.

## 2.2. Die Gründungsbauteile

Die Unterbauten in Achse 10 und 30 bestehen aus Stb.-Widerlagern. Aufgrund der großen horizontalen Lasten aus dem Überbau werden die Gründungssohlen in Brückenlängsrichtung mit einer Neigung von 15 Grad gegenüber der Horizontalen ausgeführt. Die Widerlagerwände weisen eine Breite von  $b = 1,40$  m (Achse 10) bzw.  $1,80$  m (Achse 30) auf. Die Auflagerbänke werden entsprechend den anzuschließenden Bogenbindern geneigt ausgeführt.

Der Unterbau in Achse 20 wird durch einen durchlaufenden Mittelpfeiler mit unterseitigem, ausmittigem Fundament und waagrecht verlaufender Gründungssohle gebildet. Die Breite des Mittelpfeilers variiert bereichsweise und beträgt in den Regelbereichen  $1,80$  m. Am Kopf dieser Unterbaukonstruktion verlaufen ebenfalls geneigte Auflagerbänke.

Die einzelnen Unterbauten in den Achsen 10, 20 und 30 werden in Brückenquerrichtung durch Bauwerksfugen bzw. die Widerlagerwände zusätzlich noch durch Schwindfugen unterteilt. Einzelne Blöcke werden aufgrund der Längsneigung der Bundesstraße gegeneinander abgetrept ausgeführt.

Im Mittelpfeiler Achse 20 sind fensterartige, elliptische Öffnungen vorgesehen, um die Bogenform auch in Brückenquerrichtung aufzunehmen.

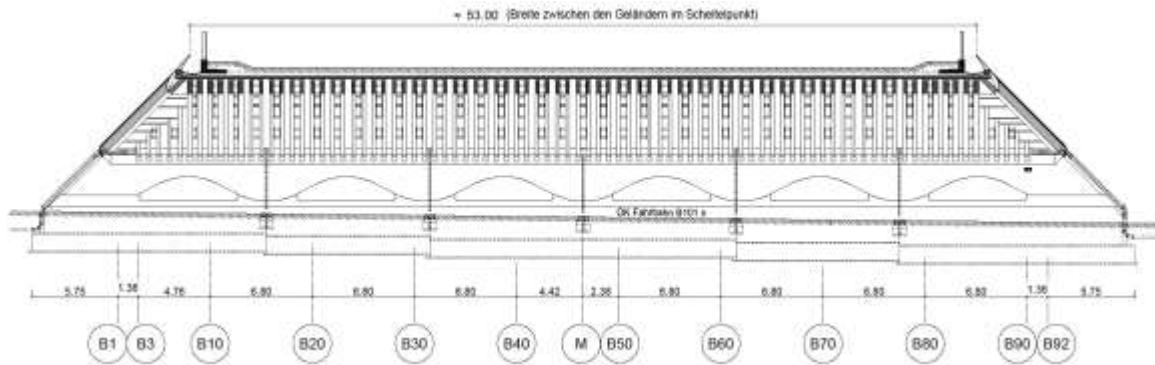


Abbildung 7: Ansicht Mittelpfeiler

### 3. Tragwerksplanung

#### 3.1. Grundlagen für die Bemessung

Wie oben schon erwähnt, kann das Bauwerk aufgrund des oberseitigen Schutzes in die Nutzungsklasse 2 eingeordnet werden.

Für die Holzbauteile wird von einer Ausgleichsfeuchte von ca. 15 % ( $\pm 3\%$ ) ausgegangen. Die Holzbauteile (BSH und BSP) sollen mit einem Feuchtegehalt von ca. 14 % eingebaut werden. Wie Langzeitmessungen an der Grünbrücke Wilmshagen gezeigt haben, stellt sich in einer Tiefe von ca. 40 mm ungefähr eben diese Holzfeuchte ein. Da dieser Wert unter der «kritischen Grenze» von 20 % liegt, besteht ein eher geringes Risiko von Pilzbefall.

Nachweise zum konstruktiven Brandschutz sind auftragsgemäß nicht zu führen.

#### 3.2. Einwirkungen

Neben den «normalen» Beanspruchungen aus Eigengewicht, Gewicht der Überschüttung und Verkehrslasten werden auch Temperatur- und Feuchteänderungen erfasst.

Windbeanspruchungen werden in Querrichtung der Grünbrücke berücksichtigt und wirken überwiegend bei der Dimensionierung der aussteifenden BSP-Scheibe ein. Windbeanspruchungen wirken auf die Irritationsschutzwände oder über Reibung entlang der Tragkonstruktion ein.

Anpralllasten aus Fahrzeuganprall auf die Bogentragwerke werden auftragsgemäß nicht angesetzt. Es ist allerdings zu überprüfen, dass der Ausfall eines Bogenbinders nicht zum Gesamtversagen der Konstruktion führt.

#### 3.3. Materialien

Die verwendeten Materialien sind in der nachfolgenden Auflistung aufgeführt:

Holzbauteile:

- |                             |                               |
|-----------------------------|-------------------------------|
| – Bogenbinder, Wechsel etc. | BSH GL 28 c nach DIN EN 14080 |
| – Portalbalken              | BSH GL 24 h nach DIN EN 14080 |
| – «Brückenbelag»            | BSP «LENO» oder gleichwertig  |

Beton und Betonstahl:

- |                         |              |
|-------------------------|--------------|
| – Unterbauten, Gründung | Beton C30/37 |
| – Sauberkeitsschichten  | Beton C12/15 |
| – Stabstahlbewehrung    | B500B        |

Baustahl:

- |                                  |         |
|----------------------------------|---------|
| – Stahleinbauteile, Bogengelenke | S355 J2 |
|----------------------------------|---------|

**Verbindungsmittel:**

- |   |                                     |
|---|-------------------------------------|
| – Stahlbauanschlüsse Geländer           | Festigkeit 70, Edelstahl A4, 1.4404 |
| – Holzbauanschlüsse (Passbolzen)        | Festigkeit 70, Edelstahl A4, 1.4404 |
| – Holzbauanschlüsse (Stabdübel)         | S235, Edelstahl A4, 1.4404          |
| – Querzugverstärkungen der Holzbauteile | galvanisch verzinkt                 |

Für die Verbindungsmittel ist ergänzend zu erwähnen, dass selbstbohrende Schrauben (TG = Teilgewinde bzw. VG = Vollgewinde) mit CUT- oder 4CUT-Spitze in der Ausführung in Edelstahl A2, Werkstoff-Nr. 1.4567, zum Einsatz kommen.

**3.4. Bemessung**

Die Bestimmung der Schnittgrößen wird an einem 3D-Modell (Bild 8) vorgenommen, um auftretende Effekte wie die Wechselwirkung aus Beanspruchung und Nachgiebigkeit der Lagerung möglichst realitätsnah abbilden zu können.

Wie oben schon erwähnt, werden alle Holzbauteile in der Nutzungsklasse 2 nachgewiesen. Das Bauwerk wird insgesamt für die Schadensfolgeklasse CC2 bemessen.

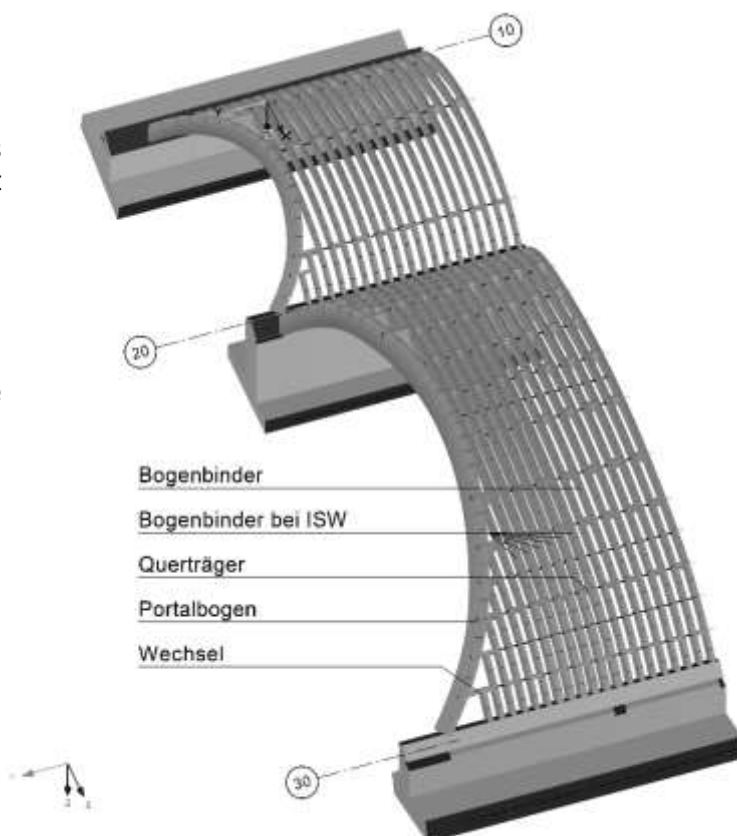


Abbildung 8: 3D-Modell für die Bemessung

Zwischen den Achsen 20 und 30 kommt ein Dreigelenksystem zur Ausführung. Dieses System birgt grundsätzliche Vorteile. Das statisch bestimmte System ist unempfindlich gegenüber Auflagerverschiebungen und unterschiedlichen Setzungen der Lagerungen. Ebenso ermöglicht die Teilung des Bogens einen unkomplizierten Transport der Bauteile bei dann schneller Montage. Darüber hinaus können einzelne Bogenhälften nach Havarien einfach ausgetauscht werden.

**3.5. Besonderheit gegenüber bisherigen Grünbrücken**

Durch die stark unterschiedliche Beanspruchung der Bögen aus der unsymmetrischen Erdüberschüttung ergeben sich «Biegestörungen» in dem ansonsten statisch gutmütigen System der Bögen. Diese Störungen führen dazu, dass die bemessungsmaßgebenden Schnittgrößen die Querkräfte am Mittelaufleger sind.

Diese Abweichung der Beanspruchung gegenüber den Lastbildern der bisherigen Grünbrücken führt damit zu etwas größeren Querschnitten des Primärtragwerks als bisher eingesetzt.

## 4. Zusammenfassung

Diese mittlerweile fünfte Grünbrücke in überwiegender Holzbauweise mit einer Brückenlänge von ca. 47,0 m bei einer Breite im Scheitel von ca. 53,0 m stellt eine Neuerung gegenüber den bisherigen Planungen dar. Die bisherigen Grünbrücken wurden für einzelne Röhren geplant und sind annähernd symmetrisch belastet.

Da hier zwei nebeneinanderliegende Straßen überbaut werden, ergibt sich die dargestellte Doppelröhre. Hier treten aufgrund der unterschiedlichen Erdüberschüttung unsymmetrische Lastzustände auf. Diese führen zu «Biegestörungen» bei der Bemessung der Bogenbinder und zu etwas größeren Holzquerschnitten als bisher in den Grünbrücken bemessen.

Das Gesamttragwerk ist in einem 3D-Modell abgebildet und dimensioniert.

Zurzeit werden die Gründungskörper erstellt und die Stahlbauteile gefertigt. Die Geometrie für die Holzbauteile ist übergeben und wird über die Werkstattplanung den fertigenden Holzbauunternehmen zur Fertigung der Bogenbinder und der Brettsperrholzplatten bereitgestellt.

## 5. Projektbeteiligte

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland c/o DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH Im Auftrag des Landes Brandenburg Zimmerstraße 54 10117 Berlin
Entwurfsplanung:	Ing.-Büro Schwesig + Lindschulte GmbH August-Bebel-Straße 10 18055 Rostock
Tragwerks- und Ausführungsplanung:	HSW-Ingenieure Prof. Schiermeyer · Dr.-Ing. Wiesner Kirchstraße 8 32547 Bad Oeynhausen
Prüfingenieur:	Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Rug Wilhemstraße 25 19322 Wittenberge
Bauüberwachung:	Ing.-Büro Schwesig + Lindschulte GmbH August-Bebel-Straße 10 18055 Rostock
Ausführung Massivbau:	Matthäi Bauunternehmen GmbH & Co. KG Niederlassung Velten Berliner Straße 7d 16727 Velten
Ausführung Holzbau:	Schmees & Lühn Holz- und Stahlingenieurbau GmbH & Co. KG Lathener Straße 69 49762 Fresenburg

# **RN19 – Aménagement à 2x2 voies de la section Amblans Lure – Construction d'un ouvrage d'art mixte bois / béton**

Laurent Remy  
DIR Est / Service d'Ingénierie Routière Alsace Franche-Comté  
Vesoul, France





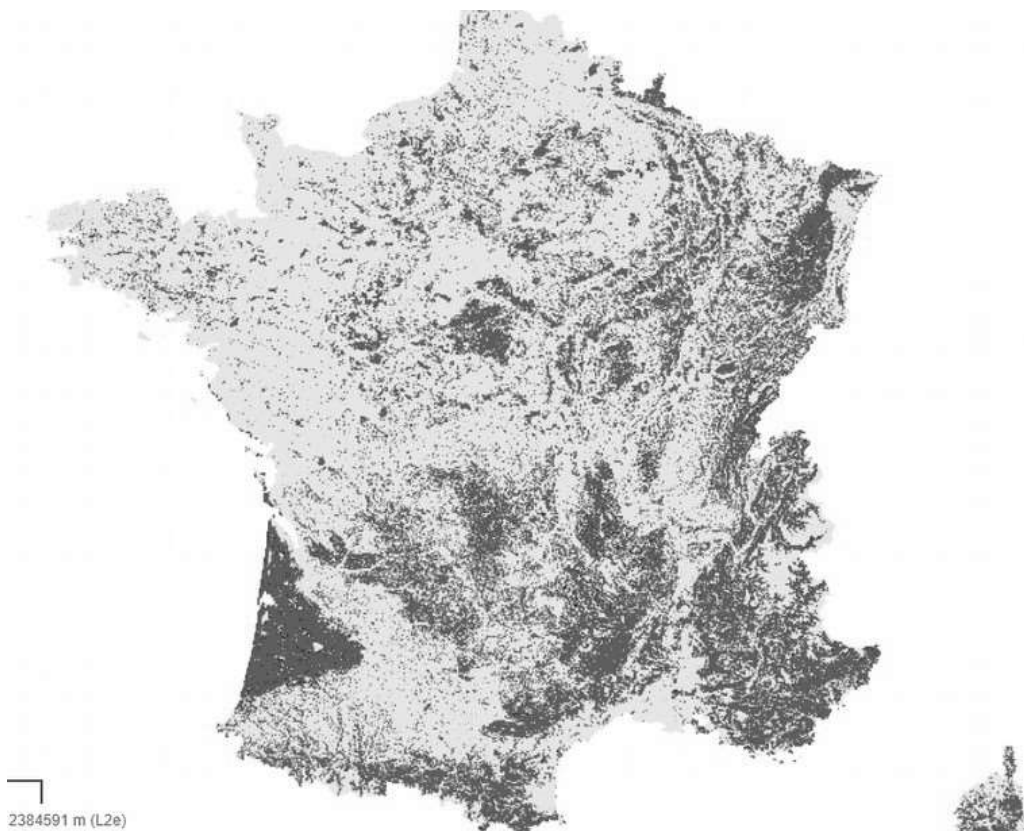


# RN19 – Aménagement à 2x2 voies de la section Amblans Lure – Construction d'un ouvrage d'art mixte bois / béton

## 1. Le bois en France

Les chiffres relatifs à la forêt en France sont les suivants :

- taux de boisement de 30% (+0,7%/an)
- 16,7 M Ha
- 2,6 milliards de m<sup>3</sup>
- 3ème pays européen
- 11ème producteur mondial
- 425 000 emplois



## 2. L'intérêt du bois dans la construction des OA

L'intérêt du bois dans la construction des ouvrages d'art est avéré car :

- c'est un matériau renouvelable
- il est présent partout dans la construction : meubles, bâtiments, maisons, immeubles, bateaux, outils, jouets, instruments de musique,...
- il est facile à travailler et peut être associé avec d'autres matériaux
- il possède des propriétés physiques (mécanique, thermique, acoustique) et sensibles intéressantes
- il est léger et facilement transportable.

### 3. L'association du bois et du béton

L'intérêt d'associer le bois et le béton repose sur le triptyque suivant :

- béton : très bonne aptitude à travailler en plaque
- bois : poutres en lamellé-collé parfaitement maîtrisées, adaptables aux besoins
- connexion : optimiser la matière en faisant fonctionner les 2 matériaux ensemble

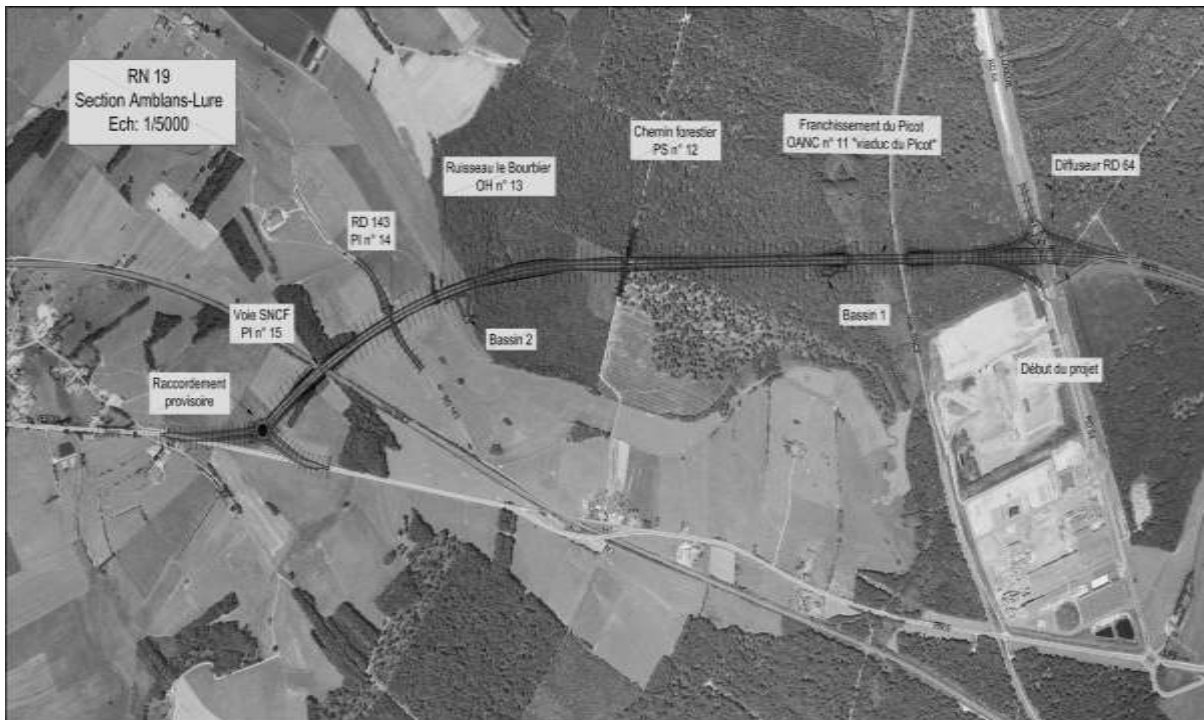
### 4. InSCRIPTION dans une démarche innovante

La construction d'ouvrage d'art routier mixte bois / béton s'inscrit dans le cadre d'une démarche innovante initiée avec le réseau scientifique et technique du ministère compétent. L'objectif est de promouvoir l'utilisation du matériau bois dans les projets routiers.

Pour cela, un guide méthodologique spécifique aux ponts mixtes bois / béton est en cours de développement dans lequel l'ouvrage présenté aujourd'hui sert de référence.

### 5. Présentation de l'opération

Dans le cadre du projet d'aménagement de la liaison Langres (A31) – Delle (frontière franco-suisse), l'aménagement à 2x2 voies de la section Amblans Lure (France – Région Bourgogne / Franche-Comté – Département de la Haute-Saône) a consisté à réaliser un tracé neuf sur la RN19 à l'est d'Amblans-et-Velotte.



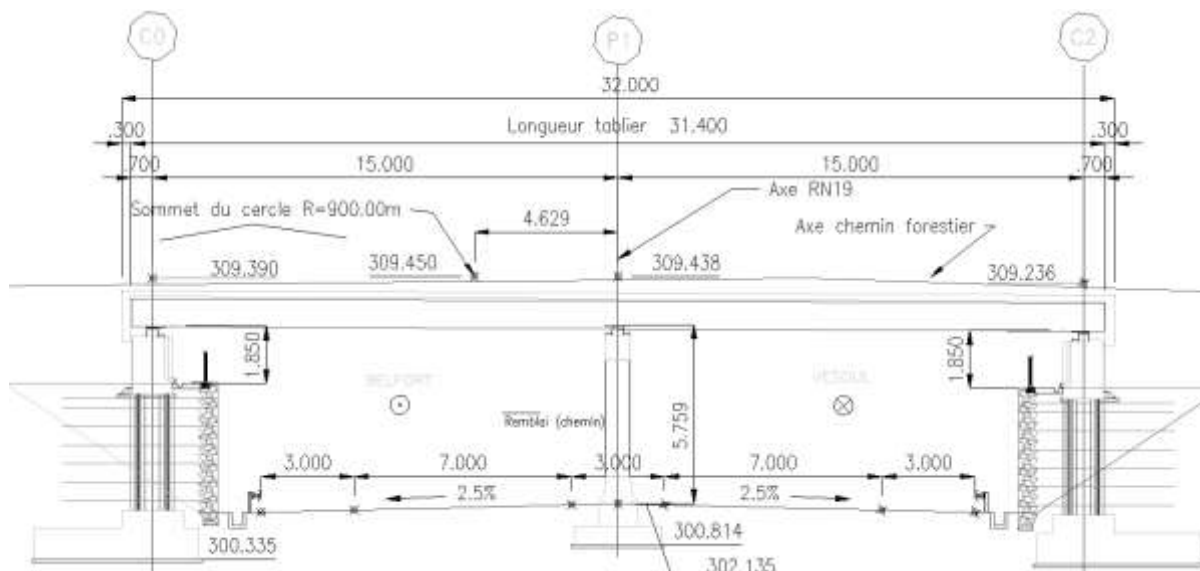
La longueur de la section aménagée est de 3,3 km. Les travaux concernent notamment la réalisation :

- d'un diffuseur RN19/RD64
- d'un raccordement provisoire sur la RN19
- d'un viaduc (franchissement du Picot et de la voie ferrée Lure-Luxeuil)
- d'un passage supérieur (mixte chemin forestier / faune)
- de trois passages inférieurs (franchissement du Bourbier, de la RD143 et de la voie ferrée Paris-Bâle)

Le présent exposé porte sur le passage supérieur mixte chemin forestier / faune (PS n°12).

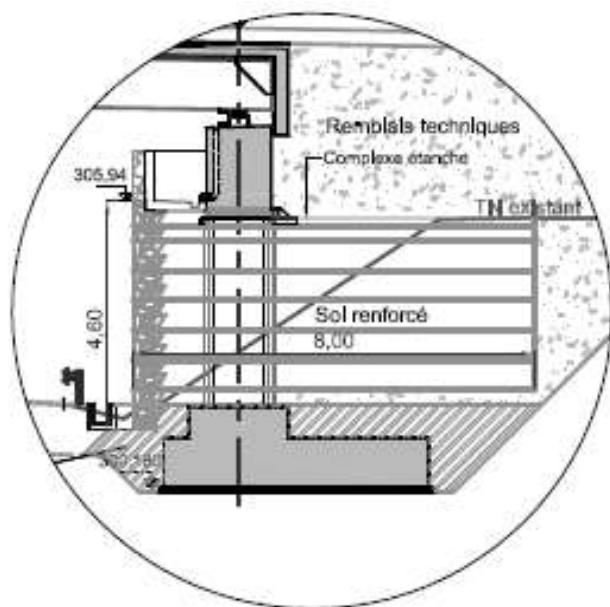
## 6. Caractéristiques de l'ouvrage

Le passage supérieur est un ouvrage de type pont multi-poutres mixte bois/béton continu à deux travées égales de 15m de portée. Le gabarit est de 5,60 m. Il franchit la 2x2 voies, soit 21 m de plate-forme routière compris 2 BAU de 3 m et un TPC de 3 m. L'ouvrage doit supporter le passage de grumiers constitués de 5 ou 6 essieux d'un poids total roulant de respectivement 520 kN et 570 kN.



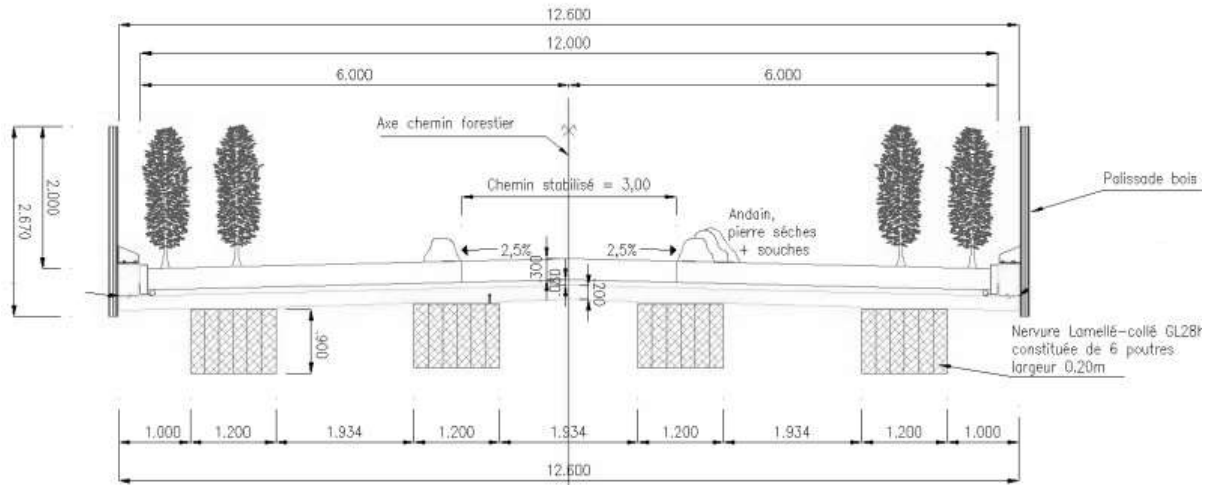
Les culées de l'ouvrage sont des culées remblayées constituées d'un sommier, de quatre poteaux de 1 000 mm de diamètre et d'une semelle de fondation. Elles sont noyées dans un massif en remblai renforcé, les poteaux étant isolés de celui-ci par des gaines en béton de 1 200 mm de diamètre intérieur.

Les culées sont fondées superficiellement dans le terrain naturel, ainsi que la pile centrale.



## 7. La structure mixte bois / béton

La charpente en bois est constituée de quatre poutres principales rectangulaires (nervures) de section 1,20 m x 1,00 m.

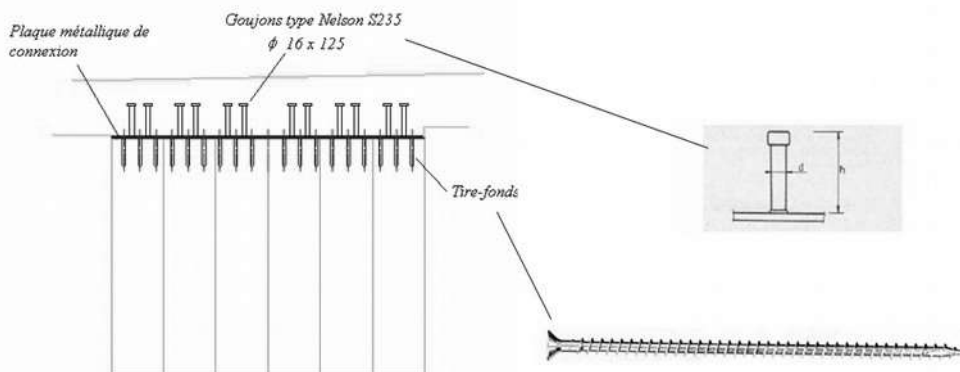


Les poutres principales sont surmontées d'un hourdis en béton armé de 20 cm d'épaisseur constante suivant le profil en travers en toit. Le hourdis présente deux encorbellements de 1,00 m. L'espacement entre les poutres est constant.

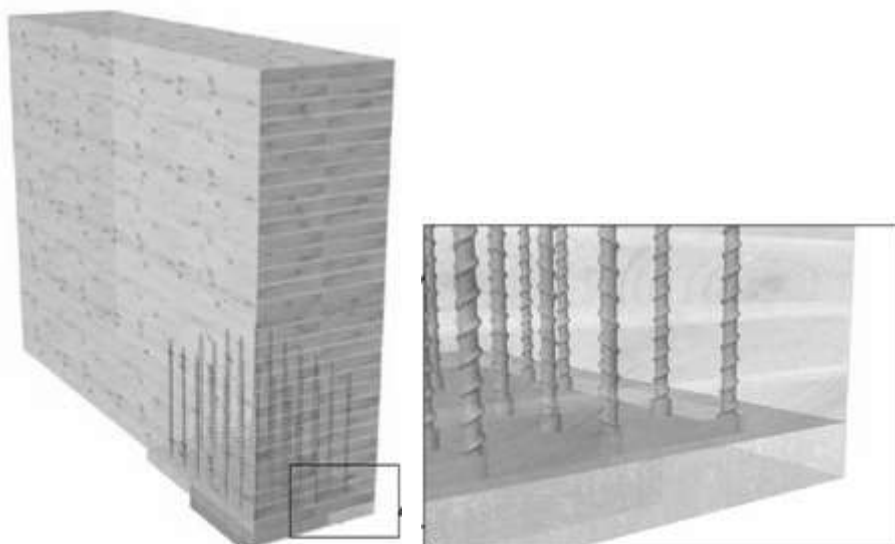
## 8. Le principe de la solution innovante

Le principe de fonctionnement repose sur les éléments suivants :

- pont mixte bois / béton à connexion partielle
- flexion essentiellement
- torsion + cisaillement
- renforcement local du bois sur appuis
- classe de trafic 2
- accidentel : fonctionne en bois seul en cas de défaillance connexion.



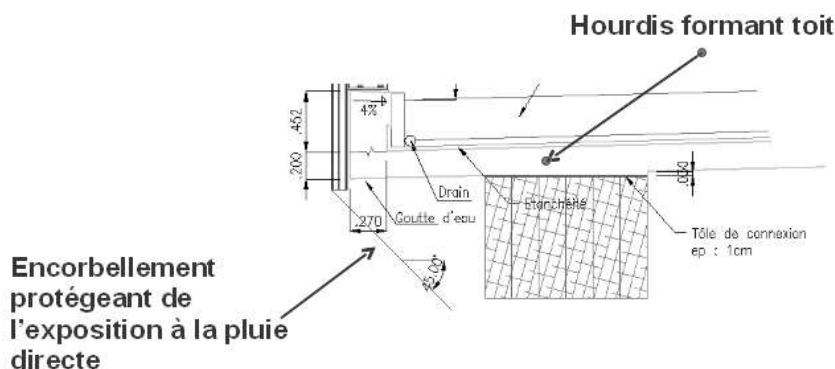
L'objectif de la connexion est de faire fonctionner de paire bois et béton selon un principe de connexion non soumis à des brevets mais dont les organes d'assemblage sont justifiables aux Eurocodes.



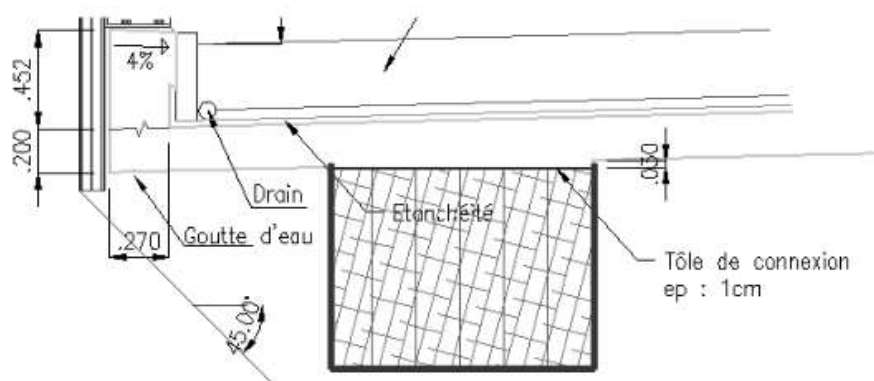
Le renforcement sous appui prend en compte la faible résistance du bois dans le sens transversal. Le renforcement du bois par vis apporte de la résistance au contact de l'appui et permet la diffusion de la charge dans le bois.

## 9. Les choix de conception pour la durabilité

L'ouvrage présente des poutres protégées des intempéries jusqu'à un angle de 55° par rapport à la verticale grâce à un encorbellement au moins égal à la hauteur de la poutre et à un écran descendant plus bas que l'intrados du hourdis.



Le choix de 4 poutres massives plutôt qu'un tablier multi-poutres permet également de diminuer significativement les surfaces exposées. Le bois à coeur est mieux protégé.



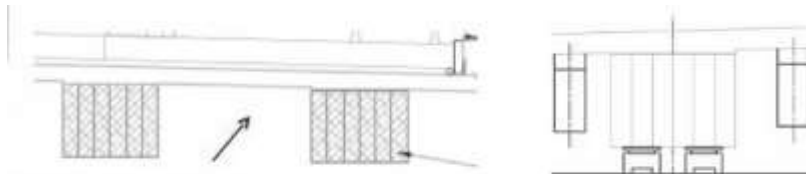
**Périmètre exposé sur section :**

\* nervure : 2.8

\* poutre : 11.1

**rapport : 4**

La poutre massive présente, de plus, les avantages suivants en termes de construction et durabilité : pas de système d'entrecroisement, bonne stabilité en torsion, meilleure résistance aux chocs.



**Absence d'éléments d'entrecroisement**

Ce que l'on a voulu éviter



Le choix d'une retombée de dalle en guise de garde-grève offre une protection supplémentaire aux abouts des poutres vis-à-vis des terres retenues et de l'humidité.

Le choix d'une poutre continue sur pile apporte les gains suivants :

- gain sur le coût de construction : tête de pile moins massive, une seule ligne d'appui sur pile, pas de système d'entrecroisement, pas de console pour le vérinage
- amélioration de l'esthétique
- gain sur l'entretien : moins d'appareils d'appui, pas de joint
- gain en durabilité : pas de systèmes d'entretien avec assemblages complexes et/ou frêles

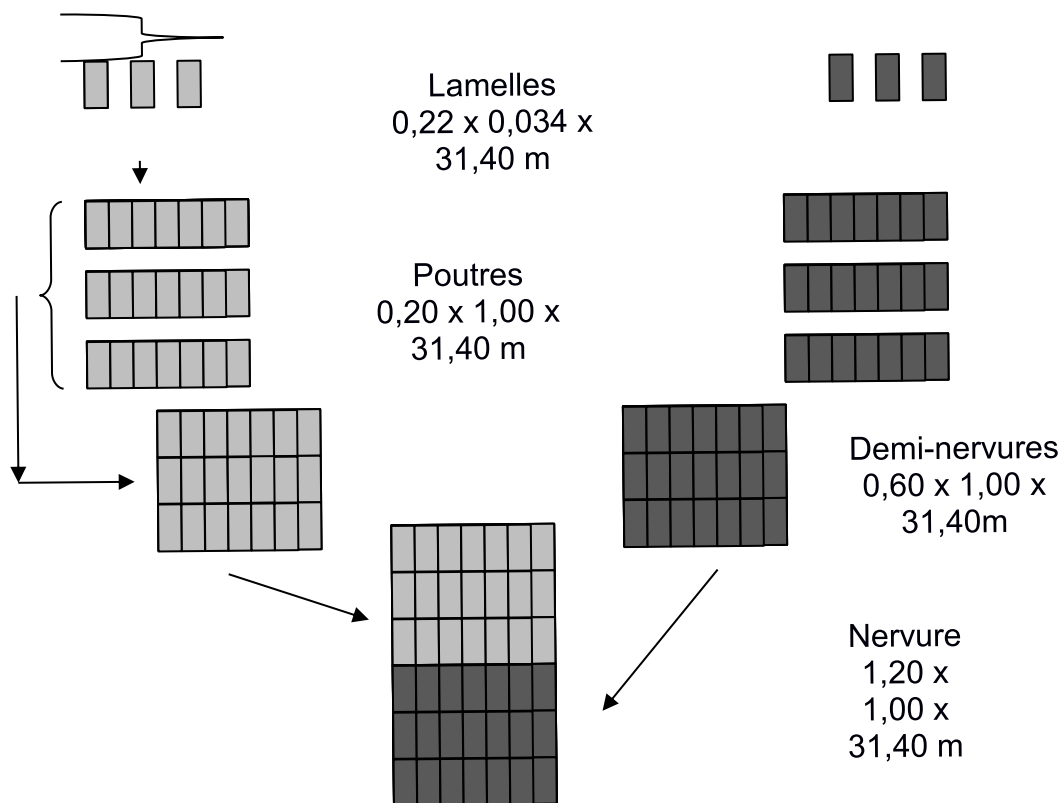
Le gabarit élevé (lié à la contrainte des transports exceptionnels) permet de mieux protéger les poutres des embruns. La protection du bois vis-à-vis de l'humidité et des de déverglaçage de la chaussée est amélioré. L'intensité du choc éventuel est également moindre.

Enfin, compte tenu des exigences de durabilité, le choix des essences de bois a été le suivant :

- pour le bois des nervures : le Douglas
- pour le bois de l'écran : le Robinier

## 10. La fabrication des poutres

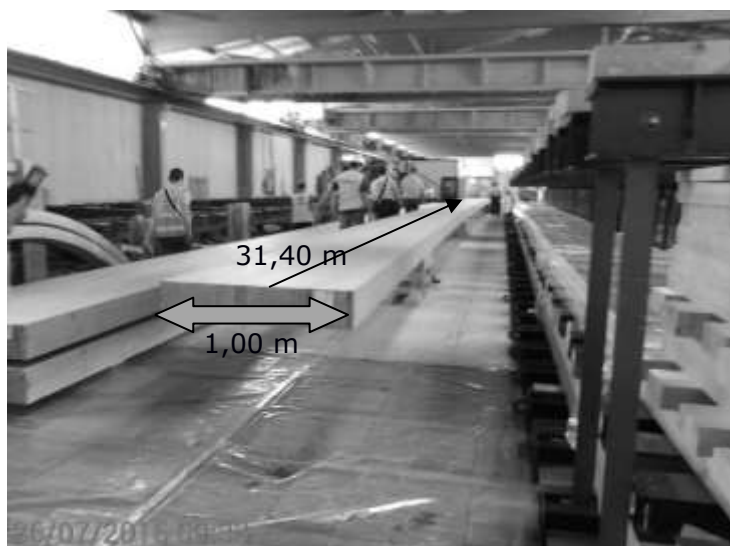
Elles sont constituées chacune de sept poutres unitaires en lamellé-collé de type GL 24h réalisées d'un seul tenant sans rabotage selon le schéma ci-après.



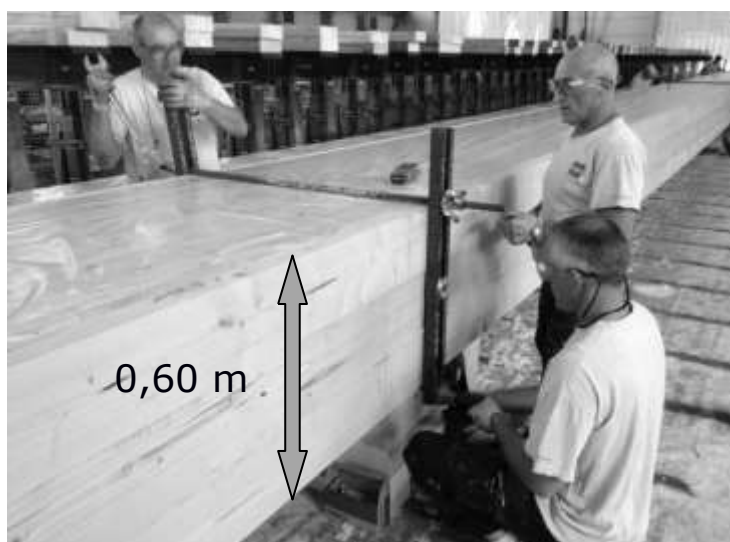
La fabrication en usine s'est déroulée en 3 phases :

- collage de 30 lamelles 0,22 x 0,034 x 31,40 m pour obtenir des poutres de 0,22 x 1,02 x 31,40 m avant rabotage



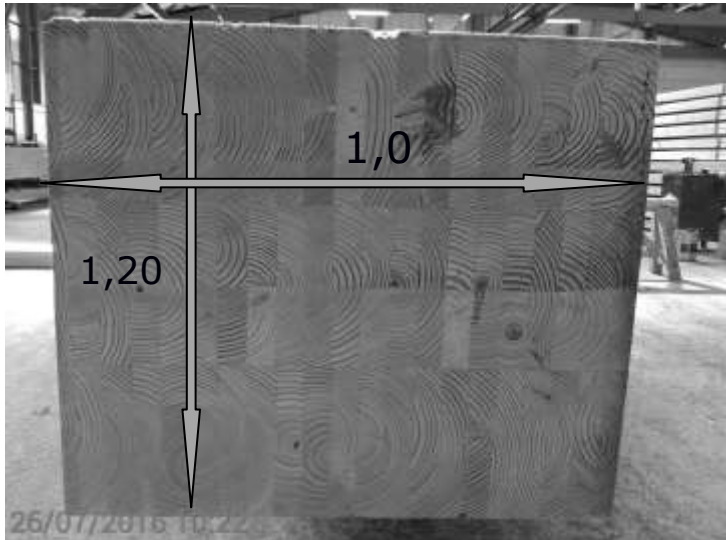


- après rabotage, recollage en bloc de 3 poutres de 0,20 x 1,00 x 31,40 m pour obtenir des demi-nervures de 0,60 x 1,00 x 31,40 m





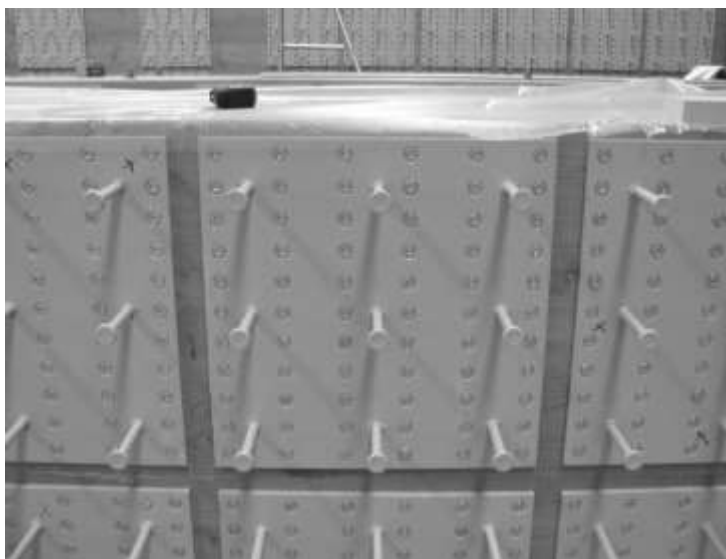
- assemblage par boulonnage de 2 demi-nervures de 0,60 x 1,00 x 31,40 m en une nervure de 1,20 x 1,00 x 31,40 m



## 11. La connexion bois / métal

La liaison de la dalle en béton armé avec la charpente en bois est assurée par :

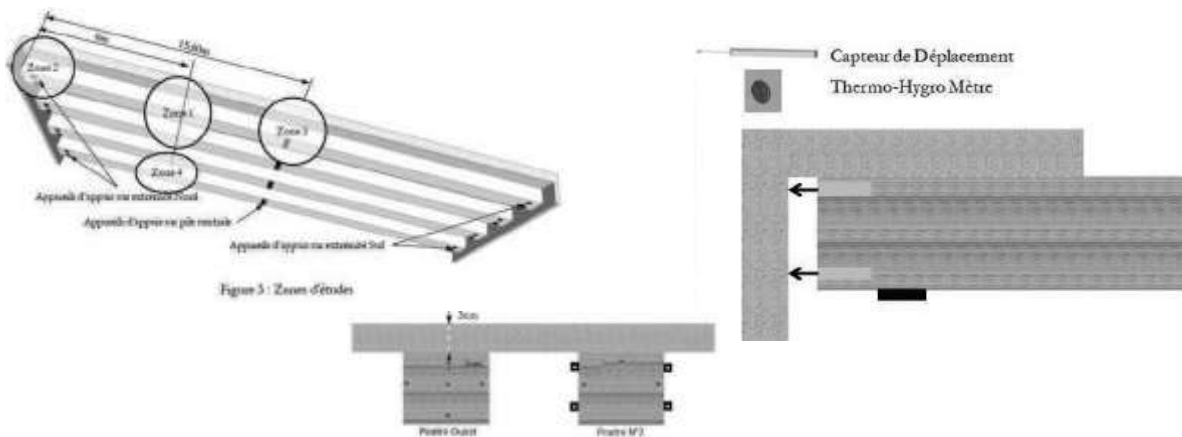
- une connexion bois/métal : La connexion des nervures à une tôle métallique est assurée par l'intermédiaire de connecteurs de type broches aux extrémités du tablier et de connecteurs de type tirefonds en travée et sur pile.
- une tôle métallique de connexion : cette tôle d'une épaisseur de 12 mm est présente sur toute la surface supérieure des poutres. Dans le sens transversal, la tôle de connexion sera réalisée à partir de 6 éléments unitaires de 20 cm de large. Dans le sens longitudinal, la tôle de connexion sera réalisée en un maximum de 5 tronçons. Dans une section de nervure, il ne sera accepté qu'une seule interruption de tôle de manière à garantir la continuité mécanique des cinq autres tôles ;
- une connexion métal/béton : La connexion de la tôle à la dalle en béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons Nelson soudés à la tôle métallique. Le diamètre nominal de ces connecteurs est de 16 mm.



## 12. L'instrumentation et le suivi de l'ouvrage

L'ouvrage a été équipé de capteurs et d'une centrale d'acquisitions permettant d'assurer :

- un suivi de l'humidité et de la température de l'ouvrage (bois et béton en lien avec la température et l'hygrométrie extérieures) ;
- un suivi dimensionnel des variations de longueur et des variations transversales des nervures, ainsi que des déformations du béton (retrait, T°C) ;
- un suivi du fonctionnement de la connexion bois / béton ;
- un suivi géométrique d'ensemble du tablier (fluage)



## 13. Fiche signalitique de l'ouvrage



**Maître d'ouvrage :** Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement de Bourgogne Franche-Comté

**Maître d'oeuvre :** Direction Interdépartementale des Routes Est / Service d'Ingénierie Routière Alsace Franche-Comté

**Entreprise génie civil :** entreprise EIFFAGE

**Entreprise charpente bois :** entreprise ARBONIS

**Coût de l'ouvrage :** 1,5 M€ TTC

Le coût de l'ouvrage mixte charpente bois / tablier béton est supérieur de 10 à 15 % par rapport au coût d'un ouvrage charpente métallique / talier béton.

# **Erhaltung und Ertüchtigung in der Umsetzung**



# **Standsicherheitsbewertung von Rissen in tragenden Brücken-Holzbauteilen – Optimierungsbedarf der RI-EBW-PRÜF**

Dr. rer. nat. Simon Aicher  
MPA Universität Stuttgart  
Stuttgart, Deutschland





# Standsticherheitsbewertung von Rissen in tragenden Brücken-Holzbauteilen – Optimierungsbedarf der RI-EBW-PRÜF

## 1. Einleitung

Vollholz und vollholzbasierte Ingenieurbaustoffe (engineered wood products) wie insbesondere Balkenschichtholz und Brettschichtholz sind anfällig für klima- und lastinduzierte faserparallele Rissbildungen. Je ausgeprägter die Klimawechsel sind (Sonneneinstrahlung, Feuchtewechsel, UV-Beanspruchungen), umso wahrscheinlicher sind Rissbildungen infolge festigkeitsüberschreitender Eigenspannungen. Die Rissbildungswahrscheinlichkeit nimmt mit der Größe der Einzelquerschnitte bei Vollholz bzw. mit der Brett- bzw. Bohlendicke von Brettschichtholz bzw. Balkenschichtholz ausgeprägt zu. Der Einfluss einer möglichen Rissbildung in vollholzbasierten Bauteilen wird in den deutschen und europäischen Sortier-, Bauprodukt- und Bemessungsnormen in vielfältigster Weise Rechnung getragen. Rissbildungen können maßgeblich abhängig von der jeweiligen Beanspruchungsart zu erheblichen bis hin zu extremen Abminderungen der Tragfähigkeit von Bauteilen und Bauwerken führen. Der Gefährdungsaspekt der Risse ist hierbei bei unterschiedlichen Baustoffen – wie Stahl, (Stahl-)Beton und Holz – völlig unterschiedlich zu bewerten; eine einheitliche Behandlung von Rissen ist weitestgehend unmöglich. Bei Vollholzquerschnitten verlaufen (Schwind/Last-)Risse nahezu durchwegs faserparallel in Längsrichtung der Bauteilachse. Ausschlaggebend hierfür ist die sehr niedrige Zugfestigkeit von Holz rechtwinklig zur Faserrichtung. Infolge des skizzierten Rissverlaufes folgt unmittelbar, dass Schwindrisse bei überwiegender Zugbeanspruchung parallel zur Faserrichtung nur unwesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben, während bei Biegung und insbesondere Schub infolge Biegung deutlich höhere Auswirkungen anzunehmen sind.

Bei der Überprüfung/Bewertung des Zustandes von Tragwerken des Hoch- und Tiefbaus spielt die Bewertung von Rissbildungen eine große Rolle [1-5]. Für Hochbauten sind regelmäßige Gebäudeprüfungen in [1] geregelt, wobei die Überprüfungszeitintervalle und der Umfang der Prüfung an das Gefährdungspotential und die Schadensfolgen gekoppelt sind. Bei den hier schwerpunktmäßig behandelten Brückenbauwerken ergibt sich die Anforderung regelmäßiger, mit unterschiedlicher Intensität durchzuführender Bauwerksprüfungen aus DIN 1076 [3]. Die genannte Norm regelt neben den zeitlichen Intervallen auch den zugeordneten Prüfungsumfang und allgemeine Aspekte der Prüfung. Detaillierte Spezifikationen zu den relevanten Prüfungen und zur expliziten Bewertung der Befunde sind in der Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerkprüfungen nach DIN 1076, Akronym RI-EBW-PRÜF, benannt. Im Folgenden wird nahezu ausschließlich auf die zeitlich jüngste Richtlinienversion [5] des Jahres 2017 Bezug genommen (vgl. auch [4], Ausgabe 2013).

Im Folgenden werden zunächst die Regelungen zu Rissen in den deutschen und europäischen Produktnormen zu Vollholz, Brettschichtholz und Balkenschichtholz erläutert. Im Anschluss wird dargelegt, wie Risse zufolge des Standes der Technik und in der europäischen Holzbau-Bemessungsnorm DIN EN 1995-1-1 [6] respektive im zugehörigen nationalen Anhang DIN EN 1995-1-1/NA [7] behandelt werden. Die Tragfähigkeitsrelevanz von Rissen in elementarstatischer, kontinuums- und bruchmechanischer Hinsicht wird erläutert. Es folgt eine Erläuterung der Standsticherheits- und Dauerhaftigkeitsbewertung von Rissen zufolge RI-EBW-PRÜF [5]. Diese für Brückenbauwerke maßgebliche Regeln werden sodann mit Bezug auf die vorstehend berichteten Produkt- und Bemessungsregeln diskutiert und es wird der notwendige Optimierungs-/Korrekturbedarf der RI-EBW-PRÜF aufgezeigt.

## 2. Riss-Regelungen in den Vollholz- und Brettschichtholz-Produktnormen

### 2.1. Allgemeines

Die Bemessung und Konstruktion der Haupttragwerksteile von Holzbrücken, somit von Holz, Holzwerkstoffen und Holz im Verbund mit anderen Baustoffen sind in DIN EN 1995-2 [8] in Verbindung mit dem nationalen Anhang DIN EN 1995-2/NA [9] geregelt. Sofern in diesen Regelwerken nichts anderes bestimmt ist, gilt das wesentlich umfassender ausgelegte Regelwerk der DIN EN 1995-1-1 [6] einschließlich relevantem nationalen Anhang [7]; in diesen Regelwerken sind abgesehen von Spannstählen alle wesentlichen Baustoffe geregelt. Dies gilt gleichermaßen für die Grundlagen der Berechnung und Bemessung der Bauteile/des Tragwerks, die in [8], [9] sodann bezüglich einiger spezieller Aspekte, z.B. Deckplatten, ergänzt werden.

In diesem Sinne regelt DIN EN 1995-1-1, dass tragende Vollholzbauteile der Norm EN 14081-1 [10] und Brettschichtholz der EN 14080 [11] entsprechen müssen. Während Brettschichtholz umfassend in [11] geregelt ist, repräsentiert EN 14081-1 im Wesentlichen ein Rahmenwerk, das die grundlegenden Voraussetzungen für die Anwendbarkeit nationaler visueller Sortiernormen vorgibt. Der Fall der maschinellen Holzsortierung wird dagegen vollständig in der EN 14081 behandelt. Bei visueller Festigkeitssortierung werden den national definierten Sortierklassen sodann über DIN EN 1912 [12] Festigkeitsklassen gemäß DIN EN 338 [13] zugeordnet. Letztlich definiert somit die nationale visuelle Sortiernorm, in Deutschland DIN 4074-1 [14] und DIN 4074-5 [15] für Nadel- bzw. Laubholz, die quantitativ zulässigen Größen von Sortiermerkmalen, z.B. von Ästen oder Schwindrissen.

### 2.2. Vollholz gemäß DIN EN 14081-1 auf Basis von DIN 4074-1

DIN 4074-1 [14] gilt für Nadelschnitthölzer für Bauteile, die anhand der Tragfähigkeit zu bemessen sind und legt diesbezüglich Sortiermerkmale und -klassen fest, wobei nach zwei Verfahren sortiert werden kann, d.h. a) rein visuell und b) visuell mit apparativer Unterstützung (hier nicht berücksichtigt). Für die weiteren Ausführungen zu Rissen in tragenden Vollholzbauteilen ist es wichtig darauf hinzuweisen, dass Schnittholz nach [14] in drei größen- und geometriemäßig unterschiedliche Schnittholzarten – 1. Latten, 2. Bretter und Bohlen sowie 3. Kanthölzer – eingeteilt wird. Tabelle 1 gibt die normativen Zuordnungen wieder.

Tabelle 1: Schnittholz-Einteilung nach DIN 4074-1 [14]

Schnittholz	Dicke $d$ bzw. Höhe $h$	Breite $b$
Latte	$d \leq 40 \text{ mm}$	$b < 80 \text{ mm}$
Brett <sup>a</sup> Bohle <sup>a</sup>	$d \leq 40 \text{ mm}^b$ $d > 40 \text{ mm}$	$b \geq 80 \text{ mm}$ $b > 3d$
Kantholz	$b \leq h \leq 3b$	$b > 40 \text{ mm}$
<p>a) vorwiegend hochkant biegebeanspruchte Bretter und Bohlen sind wie Kantholz zu sortieren und entsprechend zu kennzeichnen</p> <p>b) Dieser Grenzwert gilt nicht für Bretter für Brettschichtholz</p>		

Risse sind gemäß [14] Trennungen der Fasern in Faserlängsrichtung infolge von Beanspruchungen, die im stehenden Baum (z.B. Blitzrisse), beim Fällen oder bei der Trocknung (Schwindrisse) entstehen können. Im Folgenden werden ausschließlich Schwindrisse betrachtet; Blitzrisse und Ringschäle, d.h. ein Riss, der dem Jahrringverlauf folgt, sind grundsätzlich unzulässig.

Die Bewertung von Schwindrissen erfolgt bei zug-, druck- oder flachkant biegebeanspruchten Brettern und Bohlen im Vergleich zu Kanthölzern völlig unterschiedlich.



Schwindrisse bleiben hierbei unabhängig von ihrer Tiefe und Länge vollständig unberücksichtigt. Bei vorwiegend hochkant biegebeanspruchten Brettern und Bohlen erfolgt die Bewertung von (Schwind-)Rissen wie bei Kanthölzern.

Bei Kanthölzern ist grundsätzlich die Risstiefe zu bewerten (siehe nachfolgend), jedoch erst ab einer bestimmten Risslänge. Risse bleiben unabhängig von der Risstiefe (z.B. auch völliger Durchriss) und unabhängig der Sortierklasse bis zu einer Länge von 1/4 der Schnittholzlänge oder maximal bis 1 m Länge gänzlich unberücksichtigt. Bei Rissen mit größeren Längsausdehnungen ist als Sortierkriterium die auf die schmale Querschnittsseite projizierte Risstiefe zu bestimmen. Zur Festlegung der relevanten Risstiefe eines Risses sind hierbei die Risstiefen längs des Risses an drei Stellen, und zwar in den Viertelspunkten der Risslänge gemäß Abbildung 1a zu messen. Die Messung hat hierbei mit einer 0,1 mm dicken Fühlerlehre zu erfolgen. Die Risstiefe ergibt sich sodann als arithmetisches Mittel der drei Messungen zu

$$r = (t_1 + t_2 + t_3)/3 . \quad (1)$$

Das Sortiermerkmal – bezogene Risstiefe  $R$  – ergibt sich sodann aus der Summe der in einem Querschnitt vorhandenen Risstiefen  $r_i$  dividiert durch die kleinere Querschnittsseite  $b$  zu

$$R = \sum r_i/b \quad (2)$$

Die Abbildungen 1 b und c zeigen die Bestimmung der Risstiefen  $r_i$  und des Sortiermerkmals  $R$  zweier typischer Kantholz-Rissbeispiele, wobei sich für die Risskonfigurationen der Abbildungen 1 b und c die Riss-Sortiermerkmale

$$R = r_1/b \quad \text{bzw.} \quad R = (r_1 + r_2)/b \quad (3a,b)$$

ergeben. Die Grenzwerte der bezogenen Risstiefen  $R$  in Abhängigkeit von der Kantholz-sortierklasse sind in Tabelle 2 für trocken sortierte Hölzer aufgeführt.

Tabelle 2: Zulässige (normierte) Schwindrisstiefen in Kanthölzern, Brettern und Bohlen aus Nadelholz in Abhängigkeit von der Sortierklasse und der Beanspruchungsart gemäß [14]

Sortiermerkmal	Sortierklasse			
	Schnittholzprodukt	S7	S10	S13
Schwindrisse (R)	Kanthölzer	≤ 0,5	≤ 0,5	≤ 0,4
	Bretter und Bohlen <sup>1)</sup>	zulässig (keine Begrenzung)	zulässig (keine Begrenzung)	zulässig (keine Begrenzung)

<sup>1)</sup> vorwiegend hochkant biegebeanspruchte Bretter und Bohlen sind wie Kantholz zu sortieren; Bezeichnung sodann: S7K, S10K, S13K

Wie ersichtlich dürfen Kanthölzer der Sortierklasse S10 und S13 die nach DIN EN 1912 [12] der Festigkeitsklasse C24 bzw. C30 gemäß DIN EN 338 [13] zugeordnet sind, Risse unbeschränkter Länge mit einer Risstiefe von 50 % bzw. 40 % der Querschnittsbreite aufweisen. Die großen zulässigen Risstiefen werden im Rahmen der Bemessung mittels effektiver/wirksamer Querschnittsbreiten weitgehend kompensiert (vgl. nachstehend).

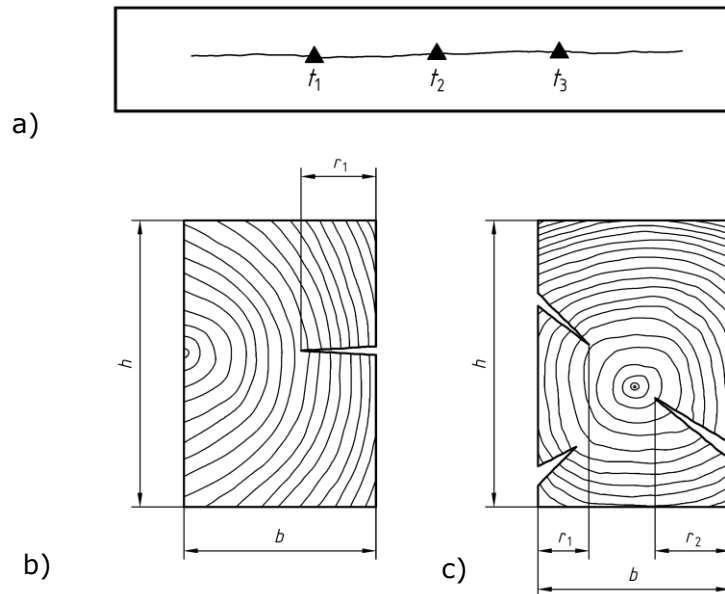


Abbildung 1: Beispiele zur Bestimmung der Risstiefe aus DIN 4074-1 [14]

- a) Position der Risstiefenmessung in den Viertelpunkten der Längsausdehnung des Risses  
 b) Messung eines horizontal verlaufenden Risses  
 c) Messung nicht horizontal verlaufender Risse

### 2.3. Brettschichtholz und Balkenschichtholz gemäß DIN EN 14080

Die Produktnorm [11] für Brettschichtholz (BSH) und Balkenschichtholz beinhaltet keine expliziten Regelungen zu Rissen. Es gelten somit im Falle von visuell nach der Festigkeit sortierter Lamellen die Vorgaben der DIN 4074-1, wonach grundsätzlich (Schwind-)Risse beliebiger Ausdehnung zulässig sind. Ausgenommen hiervon sind nach dem Stand der Technik nur die unmittelbaren Bereiche der Keilzinkenverbindungen, in denen keine Risse vorhanden sein sollten (vgl. DIN 68140-1:1998 [22]). Anmerkung: Schwindrisse sind bei Brettern ausnahmslos und bei Bohlen überwiegend auf den Breitseiten der Schnitthälften sichtbar und somit lediglich an den beiden Schmalkanten der verklebten Produkte. Risse in den Trägerseitenflächen, die überwiegend erst im Einbauzustand auftreten, werden in [6,7] behandelt.

## 3. Bewertung von Rissen im Einbauzustand

### 3.1. Bauholz

Eine der ersten und die bis heute umfassendste experimentell basierte Untersuchung zu zulässigen Risstiefen und -längen in Bauholz wurde in [16] vorgestellt. Aus den Ergebnissen wurde geschlossen, dass akkumulierte (einseitige oder beidseitig addierte Risstiefen  $t_i$  parallel projiziert auf die Kantholzschmalseite) bis zu  $0,45 b$  in Bezug auf die damals zulässige Schubspannung von Vollholz aus Querkraft (zul.  $\tau = 0,9 \text{ N/mm}^2$ ) unbedenklich sind.

Unterstellt man einen für Vollholz realistischen globalen Sicherheits-/Umrechnungsfaktor von zulässigen Spannungen auf charakteristische Festigkeitswerte von rd. 2,2, so ergibt sich eine charakteristische Schubfestigkeit  $f_{v,k}$  von  $0,9 \cdot 2,2 = 2,0 \text{ N/mm}^2$ . Dieser charakteristische Schubfestigkeitswert liegt bei erster Betrachtung um den Faktor 2 unterhalb des für Vollholz der Festigkeitsklassen C24 und C30 gemäß DIN EN 338 ausgewiesenen Wertes von  $4,0 \text{ N/mm}^2$ . Wird sodann jedoch der Riss-Einflussfaktor  $k_{cr}$  gemäß [6,7] auf dem Bemessungsniveau berücksichtigt (siehe nachfolgend), ergeben sich übereinstimmende Ergebnisse.

### 3.2. Brettschichtholz

Als Stand der Technik kann heute angesehen werden, dass faser- bzw. klebfugenparallele Risse im Holz bzw. im Klebfugenbereich von primär biege- und schubbeanspruchtem Brettschichtholz, die auf beiden BSH-Seitenflächen stochastisch verteilt sind, bis zu einer jeweiligen Risstiefe von  $b/6$  statisch unbedenklich sind. Im Falle zusätzlicher oder überwiegender Zugbeanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung, z.B. in gekrümmten Bauteilen oder in Zuglast-Einleitungsbereichen sind beidseitige Rissbildungen nur bis maximal  $b/8$  als unbedenklich anzusehen. Im Falle ausschließlich einseitiger Risse sind in primär biege- und schubbeanspruchten BSH-Bauteilen Risstiefen von bis zu  $b/3$  vertretbar und stellen zum Zeitpunkt der Riss-Feststellung keine Standsicherheitsgefährdung dar (Anmerkung: die reduzierte effektive Breite  $b_{ef} = 2b/3$  wird in der Bemessung nach [6,7] planmäßig berücksichtigt). Die vorstehende Aussage zur Vertretbarkeit einer einseitigen Risstiefe von maximal  $b/3$  bedingt jedoch zwingend, dass die gegenüberliegende Trägerseite im Bereich der rissbehafteten Querschnittshöhe eingehend handnah visuell bezüglich Rissaufkommen untersucht wurde und hier keine Rissbildungen  $\geq 5$  mm feststellbar waren. Bei einseitigen Rissen im Bereich von  $b/3$  (hierbei ist auch die Messungsunschärfe zu berücksichtigen) ist sodann sicherzustellen, dass bei zeitnahen Folgeinspektionen das mögliche Risswachstum und die mögliche Rissinitiierung auf der gegenüberliegenden Trägeroberfläche verfolgt wird. Bei merklichen Rissausweitungen z.B. auf  $b/2,5 - b/2$  liegt sodann unmittelbarer Handlungsbedarf vor.

Vor dem Hintergrund der vorstehenden Ausführungen wird seitens der MPA Universität Stuttgart speziell im Hinblick auf realistische Zeitintervalle von Folgeinspektionen bei einseitigen Rissen mit Risstiefen  $\geq b/4$  durchweg nahegelegt, die betroffenen Trägerbauteile mittels Epoxidharz-Rissinjektionsverfahren zu ertüchtigen, es sei denn, dass in zeitnahen Abständen eingehende handnahe Folgeinspektionen an beiden Trägerseitenflächen durchgeführt werden. Für den Fall, dass bei Trägern mit Rissbildungen Risse im Bereich von  $b/6$  bis  $> b/3$  festgestellt werden, und Ertüchtigungsmaßnahmen ohnehin unumgänglich sind, wird auch die Rissverfüllung von Rissen im Bereich  $b/6$  bis  $b/4$  für zweckmäßig erachtet. Die Risslänge spielt bei den meisten vorstehend genannten Risstiefen-Szenarios eine bezüglich des Standsicherheitsaspekts vergleichsweise untergeordnete Rolle. Dies gilt jedoch nicht für den Fall sehr tiefer Risse von  $b/4 < b/3$  bis  $b/2,5$ , die über große Längen (im Meterbereich) durchgerissen sind. Hier ist im Rahmen einer objektbezogenen Schadensanalyse (OSA [17]) z.B. mittels Bohrkernentnahme zu klären, ob gegebenenfalls eine großflächige Fehlverklebung vorliegt.

Im Falle zusätzlicher oder primärer Zugbeanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung ist die maximale noch als vertretbar anzusehende einseitige Risstiefe auf  $b/6$  zu beschränken [2]. Alle vorstehend genannten Ausführungen zum Stand der Technik der Bewertung von Rissen in tragenden BSH-Bauteilen berühren nahezu ausschließlich den Aspekt der Standsicherheit von Bauteilen, die im Bereich der Nutzungsklassen 1 oder 2 verbaut sind. Hier spielt die mögliche Ansammlung von flüssigem Wasser mit Ausnahme von bauphysikalisch unzureichend gelösten Kondensationsproblematiken eine untergeordnete Rolle in Bezug auf die Dauerhaftigkeit der Bauteile. Im Falle von Bestands-Holzbrücken befinden sich jedoch häufig sehr viele Primär- und Sekundärtragwerksbauteile entweder im Grenzbereich der Nutzungsklassen 2 - 3 mit möglicher Bewitterung oder sind ungeschützt voll in der Nutzungsklasse 3 angeordnet und sodann planmäßig bewittert. Die Akkumulation von flüssigem Wasser in Rissen und die damit gegebene, lokal extrem erhöhte Gefährdung durch Pilzbefall ist bei der Dauerhaftigkeitsbewertung der Bauteile speziell zu berücksichtigen.

## 4. Riss-Mechanik

### 4.1. Elementstatische Bewertung von Rissen

Mit den Mitteln der elementaren Balkenbiegetheorie lassen sich lediglich einige grundlegende Riss-Szenarios analysieren. Abgesehen von der (sehr) eingeschränkten Verallgemeinerbarkeit sind diese elementaren Ansätze jedoch hilfreich zum weiteren Verständnis. Betrachtet wird nachstehend ein Vollholz- oder Brettschichtholzbalken, der Querschnittshöhe  $H$  und der Querschnittsbreite  $b$ , der in halber Querschnittshöhe einen völligen Durchriss über die gesamte Querschnittsbreite  $b$  aufweist. Der Riss kann hierbei entweder auflagernah oder im mittleren Trägerbereich vorliegen. Es wird ein virtueller Schnitt rechtwinklig zur Trägerachse im mittleren Bereich der Risslänge betrachtet.

Für die Querkrafttragfähigkeit des ungerissenen Querschnitts der Höhe  $H$  gilt ( $f_v$  = Schubfestigkeit auf einem beliebigen Quantilniveau, z.B.  $x_{50}$ ,  $x_{05}$ , etc.)

$$V_H = 2/3 \cdot f_v \cdot b \cdot H \quad (4)$$

Für einen Teilquerschnitt der Höhe  $h = H/2$  gilt

$$V_h = 2/3 \cdot f_v \cdot b \cdot H/2 \quad (5)$$

und für die Gesamttragfähigkeit der beiden Teilquerschnitte gilt

$$2 \cdot V_h = V_H \quad (6)$$

Infolge des Querschnittsrisses ändert sich die Querkrafttragfähigkeit vom ungerissenen zum durchgerissenen Träger nicht. Die Konsequenzen für einen weiteren bruchmechanisch getriebenen Rissfortschritt und damit für einen Durchriss über eine große Länge des Trägers sind jedoch erheblich (siehe nachfolgend).

Die Momententragfähigkeit des ungerissenen Vollquerschnitts beträgt

$$M_H = f_m \cdot W_H \quad \text{mit} \quad W_H = b \cdot H^2/6 \quad (7)$$

Für einen Teilquerschnitt der Höhe  $h = H/2$  gilt

$$M_h = f_m \cdot W_h \quad \text{mit} \quad W_h = b \cdot h^2/6 = b \cdot H^2/24 \quad (8)$$

Die Gesamtbiegetragfähigkeit der beiden Teilquerschnitte ergibt sich somit zu

$$2 \cdot M_h = M_H/2 \quad (9)$$

d.h. die Momententragfähigkeit des gerissenen Querschnitts ist um den Faktor 2 reduziert. Die vorstehend erläuterten Querkraft- und Momententragfähigkeiten gelten ausschließlich mit Bezug auf die eingangs genannten Randbedingungen. Der völlige Querschnittsdurchriss repräsentiert sicherlich das „worst case“ Szenario einer Rissbildung. Risse im Holz und insbesondere für Brettschichtholz liegen üblicherweise nur bis zu bestimmten Risstiefen, z.B. von 10 – 50 % der Querschnittsbreite vor und sodann nur über bestimmte Längen von wenigen Zentimetern bis zu mehreren Metern. Elementarstatisch lassen sich die Schnittgrößenverteilungen in diesen teilgerissenen Querschnitten in grober Näherung anhand der skizzierten elementaren Verhältnisse des ungerissenen und völlig gerissenen Querschnitts abschätzen. Eingehendere Betrachtungen hierzu sind jedoch kontinuumsmechanischen Berechnungen vorbehalten.

### 4.2. Kontinuumsmechanische FEM-Berechnungen von teilgerissenen Querschnitten

Zur Veranschaulichung der Spannungsverhältnisse in teilgerissenen BSH-Querschnitten werden nachstehend exemplarisch einige typische Rissverlaufs-Szenarien untersucht. Die numerischen Berechnungen wurden mittels des Finite Elemente Programms Abaqus [18] durchgeführt. Die Träger wurden räumlich mittels quadratischer Elemente mit reduzierter Integration vom Typ C3D20R modelliert. Der Bruttoquerschnitt der Träger betrug durchweg ( $b \cdot H$ ) 140 mm · 450 mm. Die Gesamtlänge und Stützweite des Einfeldträgers mit Einzellasten in den Drittelpunkten betrug 10  $h$  bzw. 9,5  $h$ . Unter Ausnutzung der

Symmetrieverhältnisse wurde lediglich eine Trägerhälfte (Länge  $l/2$ ) berechnet. Zur Vermeidung einer Überlappung der beidseitigen Rissufer wurde der Riss mit „contact behavior“ unter Verwendung von „hard contact“ für die Richtung normal zur Rissfläche und mit einem Reibkoeffizienten von  $\mu = 0,5$  für die tangentielle Richtung verwendet.

Die Abbildungen 2 a-d zeigen neben dem ungerissenen Referenzbauteil (a) die drei exemplarisch untersuchten Risskonfigurationen; alle Risse sind parallel zur Trägerlängsachse und Faserrichtung in halber Querschnittshöhe angeordnet. Alle Risse erstrecken sich vom Trägerhirnholz über eine Länge von  $2,5 h$ . Die Rissfront liegt damit im mittleren Bereich zwischen Auflager und Laststelle. Abbildung 2 b zeigt die Konfiguration Rt100 mit vollem Querschnittsdurchriss. Abbildung 2 c zeigt den Fall eines einseitigen Risses mit einer Risstiefe von  $t = b/3$ . In Abbildung 2 d ist sodann der Fall beidseitig in gleicher Höhenlage befindlicher Risse mit einer Tiefe von jeweils  $t = b/6$  gezeigt. Mitangegeben in den jeweiligen Bildern sind die Schnitte Sec. 0, 1 und 2, für die nachfolgend Spannungsverläufe gezeigt sind.

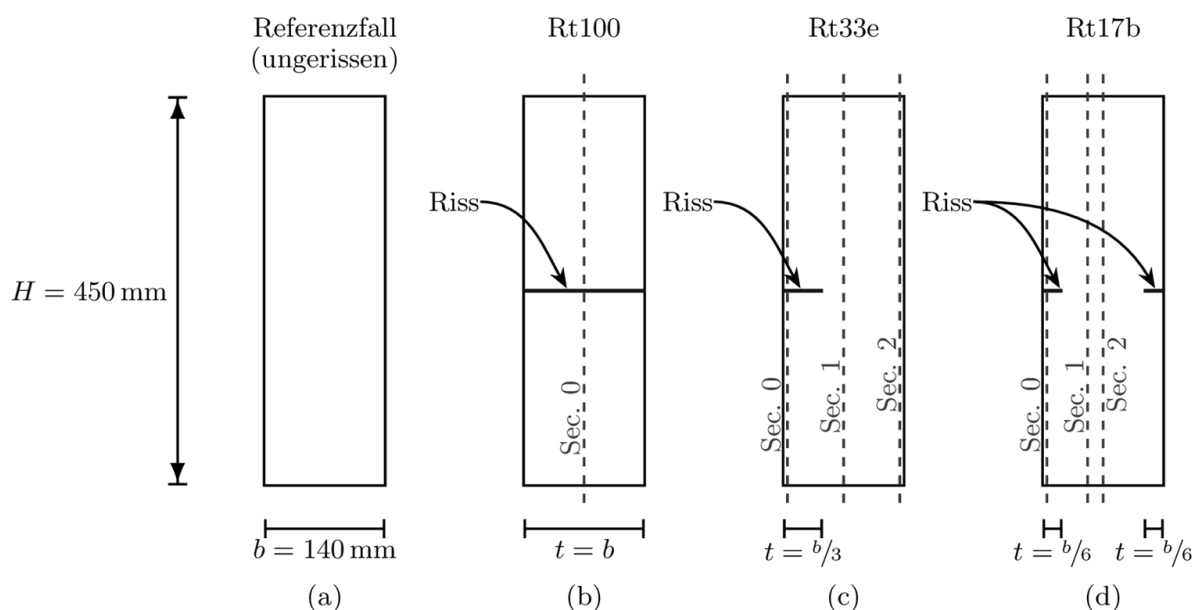


Abbildung 2: Risszenarien der durchgeführten FEM Simulationen  
a) ungerissener Querschnitt (= Referenzfall)  
b) Riss-Konfiguration Rt100 (= Durchriss über volle Querschnittsbreite)  
c) Riss-Konfiguration Rt33e (einseitiger Anriss über  $b/3$ )  
d) Riss-Konfiguration Rt17b (beidseitiger Anriss über jeweils  $b/6$ )

Die Lasten sind so gewählt, dass sich für den Referenzfall des ungerissenen rechteckigen Querschnitts die Maximalwerte der Biege- und Schubspannungen zu  $1 \text{ N/mm}^2$  ergeben. Im Fokus der nachstehenden Ausführungen stehen ausschließlich die Änderungen der Spannungsverteilungen im Vergleich zum ungerissenen Referenzfall. Die Abbildungen 3 a,b zeigen die Biege- und Schubspannungsverteilung der Referenzkonfiguration und der über die gesamte Querschnittsbreite durchgerissenen Konfiguration Rt100.

Die Biege- und Schubspannungsverteilungen entsprechen den elementarstatischen Ausführungen in Abschnitt 4.1 bzw. den Gln. (4) und (6) bzw. (7) und (9) der Querkraft- und Momententragfähigkeit des Vollquerschnitts bzw. der beiden Teilquerschnitte vollumfänglich. Bei gleicher Auflast bleiben die Extremwerte der Schubspannungsverteilungen unverändert, während die extremalen Biegespannungen der Teilquerschnitte um den Faktor 2 über denjenigen des ungerissenen Vollquerschnitts (Referenzfall) liegen. Die FEM-Ergebnisse des Referenzfalls und für den Volldurchriss dienen ausschließlich dazu, die Plausibilität der nachstehenden Ergebnisse der teilgerissenen Querschnitte, die analytisch nur sehr eingeschränkt darstellbar sind, zu untermauern.

Die Abbildungen 4 a,b und 5 a,b zeigen die Biege- und Schubspannungsverteilungen der teilgerissenen Konfigurationen Rt33e und Rt17b, die im ersten Fall für eine einseitige Einrisstiefe von  $b/3$  und im 2ten Fall für eine beidseitige gegenüberliegende Risstiefe von

jeweils  $b/6$  stehen. Es ist wesentlich darauf hinzuweisen, dass die gezeigten Spannungsverteilungen für einen Schnitt etwa in halber Risslänge zwischen Auflager und Last gelten.

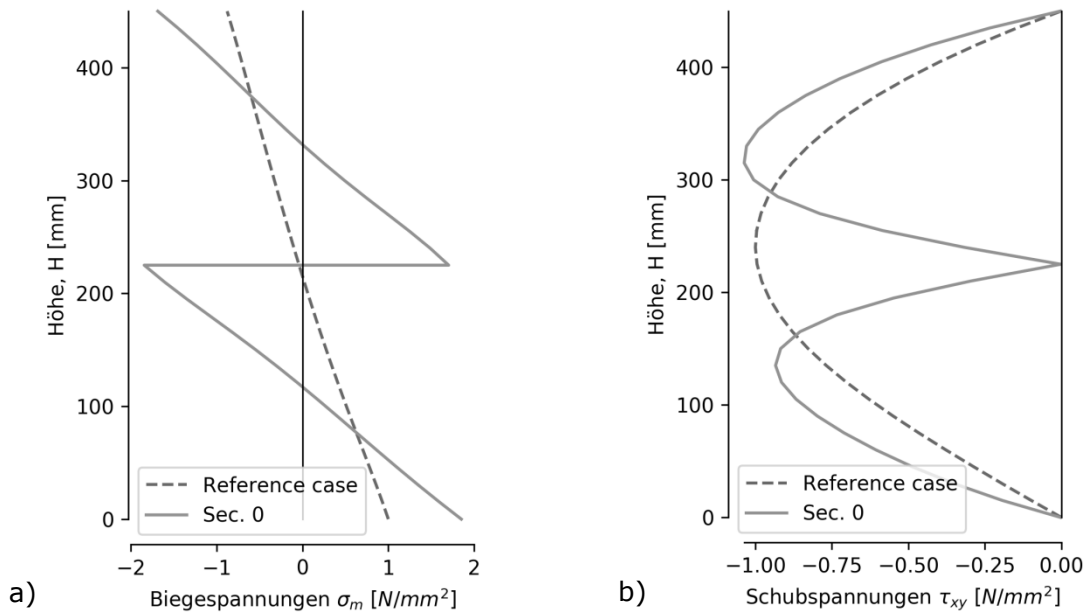


Abbildung 3: Spannungsverteilungen des ungerissenen Referenzbauteils und der über die gesamte Querschnittsbreite durchgerissenen Konfiguration Rt100 bei gleicher Belastungshöhe

a) Biegespannungen      b) Schubspannungen

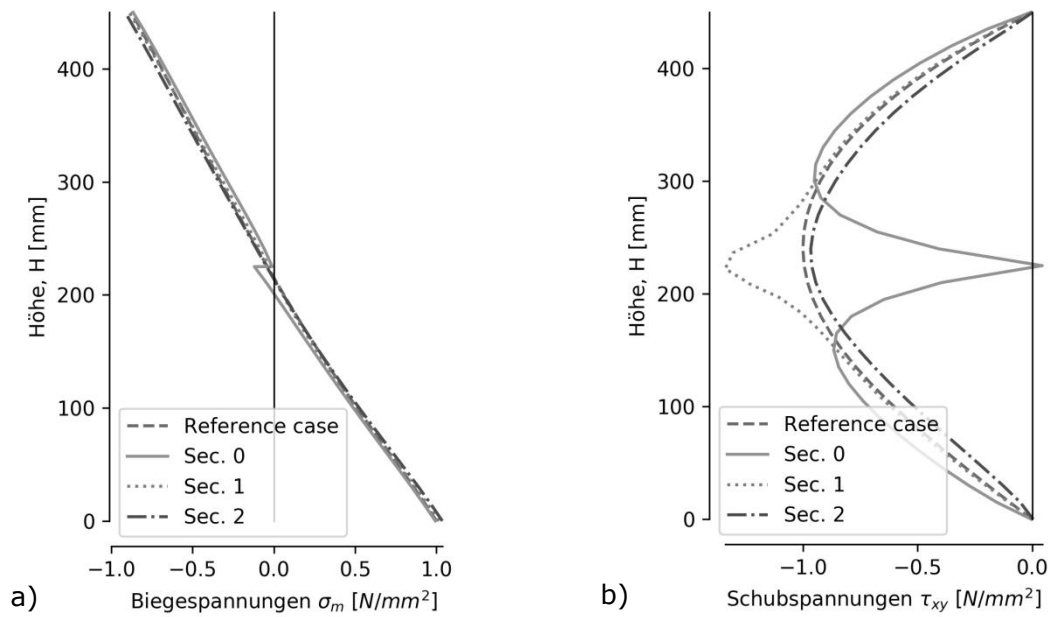


Abbildung 4: Spannungsverteilungen des ungerissenen Referenzbauteils und der einseitigen Risskonfiguration Rt33e (Risstiefe  $t = b/3$ ) bei gleicher Belastungshöhe

a) Biegespannungen      b) Schubspannungen

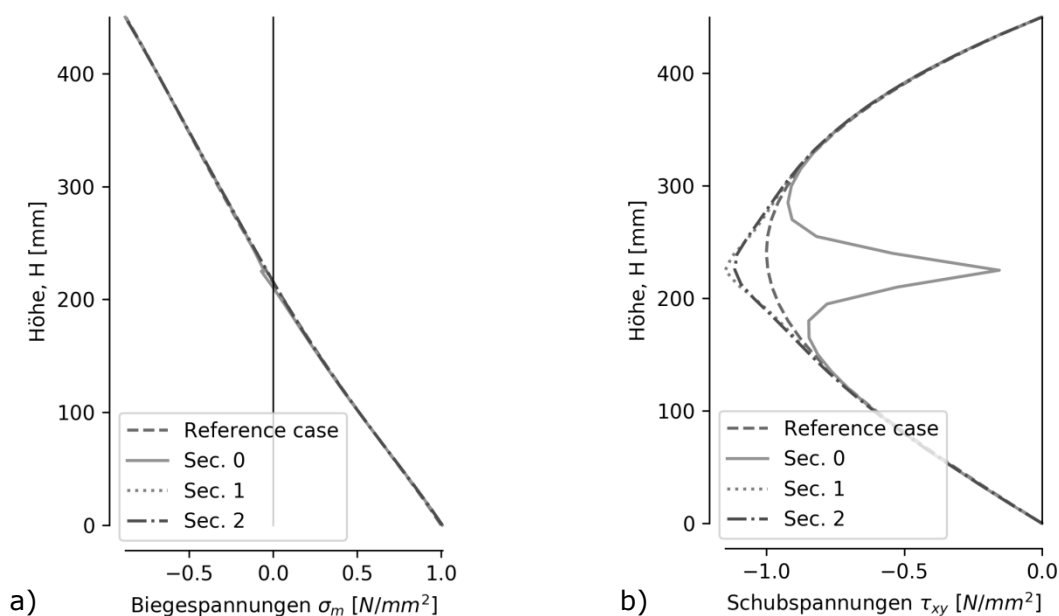


Abbildung 5: Spannungsverteilungen des ungerissenen Referenzbauteils und der beidseitigen Risskonfiguration Rt17b (Risstiefe  $t = b/6$ ) bei gleicher Belastungshöhe  
a) Biegespannungen    b) Schubspannungen

Wie ersichtlich, ändern sich die Biegespannungsverteilungen bei beiden Risskonfigurationen gegenüber dem ungerissenen Referenzfall nur unwesentlich. Dies gilt insbesondere für die Extremalwerte. Ursächlich für die hinsichtlich der Bemessung nicht relevanten Biegespannungsänderungen ist die Tatsache, dass die ungerissenen und gerissenen Teilquerschnitte eben bleiben und nahezu gleiche Dehnungen erfahren. Im Falle der Schubspannungen ergeben sich hingegen erwartungsgemäß deutlich geänderte Verhältnisse, wobei die Spannungsverteilungen nunmehr extrem von der Lage des betrachteten Schnittes insbesondere im ungerissenen Querschnitt abhängen. Rein qualitativ gilt, dass die Schubspannungen in dem/den gerissenen Querschnittsbereich(en) einen Verlauf haben, der demjenigen im voll gerissenen Querschnitt weitgehend ähnlich ist. Bei einseitiger Rissbildung liegen die Schubspannungen im ungerissenen Querschnitt am rissabgewandten Rand erwartungsgemäß etwa in gleicher Höhe wie beim ungerissenen Querschnitt, vgl. Sec. 2, Abbildung 4 b. Mit zunehmender Annäherung an den Riss, Sec. 1, liegt jedoch in Querschnittshöhenlage des Risses eine deutliche Schubspannungserhöhung von rd. 40 % gegenüber dem Referenzfall vor. Im Falle beidseitiger Rissbildungen in gleicher Querschnittshöhenlage sind die Schubspannungen im ungerissenen mittleren Bereich der Querschnittsbreite durchweg um rd. 15 – 35 % erhöht gegenüber der ungerissenen Referenzkonfiguration.

Im Weiteren werden nun die Schubspannungen im Einflussbereich der Rissfront betrachtet. Die Abbildungen 6 a,b veranschaulichen die Schubspannungsverläufe der Risskonfiguration Rt33e im ungerissenen Bereich in einem Abstand von 10 mm und 30 mm vor der Rissfront jeweils längs der Schnitte Sec. 0, 1 und 2.

Wie ersichtlich, bildet sich in dem durchweg ungerissenen Bereich die bereits im Abbildung 4 b gezeigte, sodann voll entwickelte Spannungserhöhung im Schnitt 1 zunehmend aus, wobei das absolute Niveau gegenüber dem Referenzfall in grober Näherung lediglich rd. 10 % höher liegt. Völlig anders verhält es sich jedoch mit den Schubspannungen vor der Rissfront, die mit zunehmender Annäherung an die Risspitze extrem zunehmen. In den hinreichend weit von der Spannungssingularität an der Risspitze entfernten Schnitten erhöht sich das Schubspannungsmaximum um den Faktor 1,5 bzw. 2 bei 30 mm bzw.

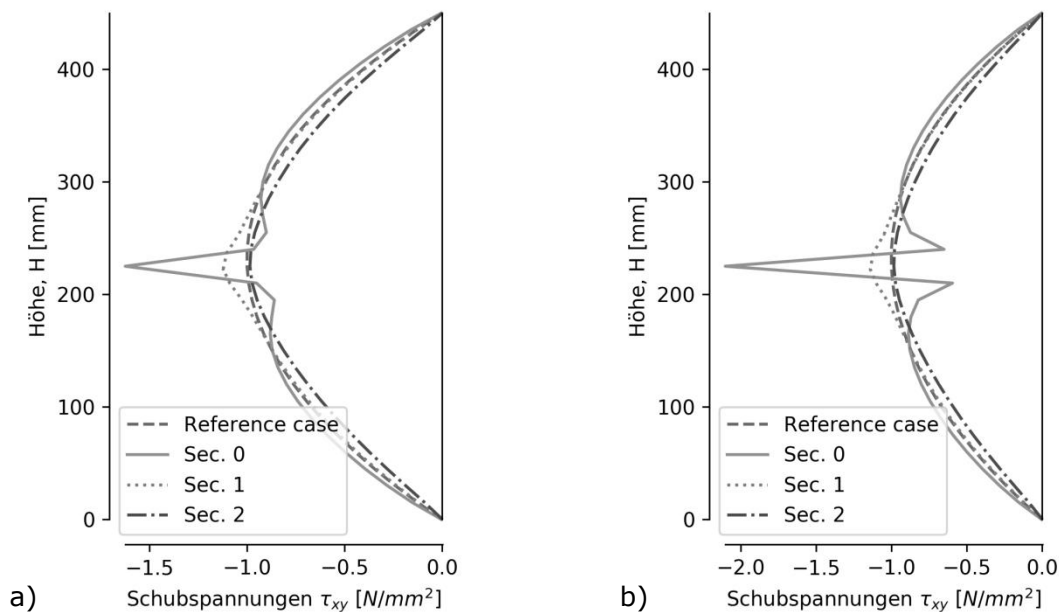


Abbildung 6: Schubspannungsverteilungen der Risskonfiguration Rt33e im intakten ungerissenen Bereich vor der Rissfront in unterschiedlicher Entfernung von der Rissfront  
a) 10 mm vor der Rissspitze    b) 30 mm vor der Rissspitze

10 mm Rissspitzenabstand. Mit zunehmender Annäherung an die Rissfront nimmt die Spannungserhöhung weiter zu, wobei diese Werte sodann zunehmend von der Vernetzungsdichte der FE-Struktur abhängen. Für eine bruchmechanische Abschätzung der Wahrscheinlichkeit eines Rissfortschritts stellt somit die Annahme der nominellen Referenzschubspannung eine deutlich zu günstige Annahme dar.

### 4.3. Bruchmechanische Tragfähigkeitsanalyse von Rissen

Elementarstatische oder festigkeitsbezogene kontinuumsmechanische Ansätze ermöglichen in Bezug auf die Tragfähigkeitsanalyse von Bauteilen mit Rissen im Allgemeinen nur sehr ungenaue Abschätzungen. Ursächlich für die Unzutreffendheit der üblichen „strength of materials“ Festigkeitshypothesen ist im Falle von Rissen die Spannungssingularität an der Rissspitze/front, die bei sehr spröden Material/Beanspruchungskombination wie z.B. Holz und Schub nur unwesentlich plastisch oder entfestigend abgebaut wird. Die in der Praxis häufig festgestellte hohe Weiter- und Durchrissgefährdung von Holz- und Brettschichtholzbauteilen bei Schubbeanspruchung parallel zur Faserrichtung und Zugbeanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung ist eine unmittelbare Konsequenz der vorstehenden qualitativen Ausführungen (Anmerkung: hier wird aus Gründen des Umfangs ausschließlich die Bruchmechanik von faserparallelen Rissen unter Schubbeanspruchung (MODE II Rissfront-Beanspruchung) betrachtet).

Der Einfluss von Rissen auf die Tragfähigkeit von Bauteilen wird am zutreffendsten mittels Methoden der Bruchmechanik abgebildet. Sofern bei dem jeweiligen Material an der Rissspitze/front ein großes plastisches oder entfestigendes Energiedissipierungspotential vorliegt, sind primär Methoden der nichtlinearen Bruchmechanik (NLFM) anzuwenden. Im Falle sehr sprödebrüchiger Materialien bzw. Material-Beanspruchungskombinationen wie z.B. bei Holz und Brettschichtholz bei faser- bzw. klebfugenparalleler Schubbeanspruchung sowie bei Zugbeanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung (letzteres hier nicht betrachtet) erlauben die Ansätze der linearen Bruchmechanik (LEFM) sehr zutreffende Tragfähigkeitsabschätzungen. Im Folgenden werden ausschließlich einige grundlegende LEFM-Aspekte zu faserparallelen Rissen in Holz angeschnitten. Unabhängig von einer letztlich z.B. im Rahmen einer objektbezogenen Schadensanalyse (OSA) [17] möglichen, exakten quantitativen Tragfähigkeitsanalyse soll hier zuvorderst der Aspekt der Bauteilgröße und der Risslänge beleuchtet werden. Wesentlich ist, dass alle bekannten, analytisch in vertretbarem Aufwand auswertbaren Ansätze ausschließlich vollständige Querschnittsdurchrisse in biegebeanspruchten Holz- und Brettschichtholzträgern umfassen. In der



grundlegenden Arbeit von Barrett und Foschi [19] wurde der Aspekt von Querschnittsdurchrissen ausgehend vom Hirnholzende in Vollholzbalken unter Einzel- und Flächenlast erstmalig umfassend evaluiert. Basierend auf nicht eingehender spezifizierten Materialsteifigkeits-Kenngrößen von kanadischem Western Hemlock wurden die Beziehungen für den Spannungsintensitätsfaktor bei Mode II Beanspruchung in Abhängigkeit von den Trägerabmessungen und Risslängen hergeleitet (Anmerkung: Die Risse liegen hierbei in halber Querschnittshöhe). In allgemeiner Schreibweise gilt für den Spannungsintensitätsfaktor (hier des einseitig stirnseitig eingerissenen Balkens):

$$K_{II} = \frac{3 \cdot V}{2 \cdot b \cdot H} \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot F, \quad (10)$$

wobei  $V$  die nominelle Schubkraft am Auflager vor dem gerissenen Bereich und  $a$  die Risslänge darstellt. Die Größe  $F$  repräsentiert eine dimensionslose Spannungsintensitätsfunktion in Abhängigkeit von der Balkengeometrie, der Risslänge und der Belastungsart (vgl. hierzu [19] und [20]).

Für den Fall eines Risses im Bereich konstanter Querkraft (Riss zwischen Auflager und nächstliegender Einzellast mit dem Auflagerabstand  $s > a$ ) wurde in [19] eine allgemeine nichtlineare Beziehung für  $F = f(a, s, H)$  angegeben. Diese lässt sich exemplarisch vereinfacht für einen Träger mit einem Stützweiten-Querschnittshöhenverhältnis von  $l/H = 9$  sowie mit Einzellastbeanspruchung in Feldmitte zu ( $\alpha = a/H$ )

$$K_{II} = \frac{V}{b \cdot \sqrt{H}} \cdot (2,92 \cdot \alpha + 0,76) \quad (11)$$

angeben. Unter Verwendung von konstitutiven Materialparametern, die für europäisches Nadelholz der Festigkeitsklasse C24 typisch sind, wurde in [20] die nicht wesentlich abweichende Beziehung

$$K_{II} = \frac{V}{b \cdot \sqrt{H}} \cdot (2,71 \cdot \alpha + 0,57) \quad (12)$$

hergeleitet. Die Bestimmung/Abschätzung der absoluten Querkrafttragfähigkeit basiert sodann auf der Gegenüberstellung des Spannungsintensitätsfaktors mit der Bruchzähigkeit  $K_{II,c}$ . Die mittlere Bruchzähigkeit von europäischem Nadelholz kann im Bereich von rd. 1600...2000  $\text{kN}\sqrt{\text{m}^3}$  angesetzt werden, wobei umfangreiche Untersuchungen in [21] Werte am unteren Rand der angegebenen  $K_{II,c}$ -Bandbreite ergaben. Wesentlich ist im Zusammenhang mit der vorliegenden Schrift, dass die Rissinitiierung und der Rissfortschritt näherungsweise linear mit dem Verhältnis von Risslänge zu Querschnittshöhe und, wesentlich mit dem Größenverhältnis  $1/\sqrt{H}$  gekoppelt sind.

## 5. Riss-Berücksichtigung in den europäischen Bemessungsnormen

DIN EN 1995-1-1 (EC5-1-1) [6] führt im Abschnitt 10 „Ausführung und Überwachung“ im Abschnitt 10.4 „Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln“ unter Allgemeines (1)P aus: „..., Risse, ... sind im Bereich einer Verbindung derart zu begrenzen, dass die Tragfähigkeit der Verbindung nicht verringert wird“. Eine vergleichbar unscharfe Formulierung findet sich im Nationalen Anhang zu DIN EN 1995-2 [9] unter NA.C.1 (NA5) „Die Rissbildung infolge Schwindverformungen sollte durch Wahl einer geeigneten Einbaufeuchte und durch geeigneten Oberflächenschutz beschränkt werden.“

Quantitative Ausführungen zu Rissen finden sich im EC5-1-1 [6] in Abschnitt 6 „Grenzstände der Tragfähigkeit“ in Bezug auf den Nachweis bei Schubbeanspruchung. Nach [6] sollte bei der Schubbeanspruchbarkeit biegebeanspruchter Bauteile der Einfluss von Rissen durch Ansatz einer wirksamen Breite des Bauteils gemäß

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b \quad (13)$$

berücksichtigt werden. Der in [6] für Vollholz und BSH gleichermaßen empfohlene Wert von  $k_{cr} = 0,67$  wurde in [7] als nationale deutsche verbindliche Vorgabe zu ( $f_{v,k}$  = charakteristische Schubfestigkeit in  $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$$k_{cr,Vollholz} = 2,0/f_{v,k} \quad \text{für Vollholz und Balkenschichtholz aus Nadelholz (NH)} \quad (14a)$$

und

$$k_{cr,BSH} = 2,5/f_{v,k} \quad \text{für Brettschichtholz aus Nadelholz} \quad (14b)$$

festgelegt. Unter Verwendung des für NH-Vollholz in DIN EN 338 [13] für die Festigkeitsklassen C24 – C50 konstant festgelegten Wertes von  $f_{v,k} = 4,0 \text{ N/mm}^2$  und des für Brettschichtholz nach DIN EN 14080 [11] für alle Festigkeitsklassen von homogen und inhomogen aufgebautem BSH konstanten Wertes von  $f_{v,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$  ergibt sich

$$k_{cr,Vollholz} = 0,5 \quad \text{und} \quad k_{cr,BSH} = 0,714. \quad (15a,b)$$

Absolut ergeben sich die Querkrafttragfähigkeiten von NH-Vollholz und Brettschichtholz damit durch Einsetzen der Gleichungen (13) und (14a,b) in Gleichung (4) zu

$$V_{H,k,Vollholz} = 2/3 \cdot b \cdot H \cdot (2 \text{ N/mm}^2) \quad \text{bzw.} \quad (16a)$$

$$V_{H,k,BSH} = 2/3 \cdot b \cdot H \cdot (2,5 \text{ N/mm}^2) . \quad (16b)$$

Die Rissabminderungsfaktoren liegen damit für Vollholz und Balkenschichtholz um 25 % unterhalb und für BSH um 7 % oberhalb der Empfehlung in [6]. Zu den vorstehend genannten  $k_{cr}$  Werten (Gln. 14a,b und 15a,b), die definitionsgemäß den Einfluss von Rissen berücksichtigen, sind letztlich noch zwei Ausführungen in [7], NPĐ zu 6.1.7(2) Schub, anzuführen:

1. „Bei Stäben aus Nadelschnittholz dürfen die Werte für  $k_{cr}$  in Bereichen, die mindestens 1,50 m vom Hirnholzende des Holzes entfernt liegen, um 30 % erhöht werden.“
2. „Anmerkung: Der  $k_{cr}$ -Faktor berücksichtigt den Unterschied der Tragfähigkeit der Bauteile nach längerer Standdauer zu Bauteilen bei Auslieferung, z.B. infolge Rissbildung unter Berücksichtigung der statistischen Verteilung über die Bauteiloberfläche. Er kann nicht mit einer zulässigen Risstiefe im Endzustand gleichgesetzt werden.“

## 6. Standsicherheits- und Dauerhaftigkeitsbewertungen von Rissen gemäß RI-EBW-PRÜF

Die Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (Akronym RI-EBW-PRÜF [5]) stellt die quantifizierende Bewertungsvorschrift für Bauwerksbefunde im Zusammenhang mit regelmäßigen und außerplanmäßigen Bauwerksprüfungen nach Maßgabe von [3] dar. Im Rahmen der Richtlinie erfolgt für die im Verlauf der Bauwerksprüfung erfassten Einzelschäden eine getrennte Schadensbewertung nach den Kriterien „Standsicherheit (S)“, „Verkehrssicherheit (V)“ und „Dauerhaftigkeit (D)“. Die Schadensausbreitung und -menge wird sodann bei der Berechnung der Zustandsnote der Bauteilgruppe berücksichtigt, welche die Schwere der Schädigung der Bauteilgruppe beschreibt. Die Stufen der (getrennten) Einzelschadensbewertung gemäß [5] sind in den Tabellen 3 und 4 für die Kriterien Standsicherheit und Dauerhaftigkeit aufgeführt.

Eine zentrale Vorgabe der RI-EBW-PRÜF besteht darin, dass gemäß [5] Abschn. 6 (3), die Schadensbewertungen in der Regel aus den im Anhang zu [5] enthaltenen und im Programm SIB Bauwerke bauteilbezogen zur Verfügung gestellten Schadensbeispielen zu übernehmen sind. In begründeten Einzelfällen können vorgeschlagene Schadensbewertungen geändert werden. Die Tabelle 5 enthält als Auszug aus diesem Anhang „Schadensbeispiele“ in [5] die Beispielschäden und -bewertungen betreffend Risse in Holz- und Brettschichtholzbauteilen von Brücken-Über- und -Unterbauten. Wie ersichtlich, sind für Vollholz und Brettschichtholz jeweils drei Rissbeispiele/-szenarios unterschiedlicher Schwere aufgeführt. Im Falle von Brettschichtholz beziehen sich die Ausführungen

Tabelle 3: Schadensbewertung von Einzelschäden in Bezug auf das Kriterium „Standsicherheit = S“ im Rahmen von Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 [3]

Bewertung	Beschreibung
0	Der Mangel/Schaden hat <b>keinen Einfluss</b> auf die Standsicherheit des <b>Bauteils/Bauwerks</b>
1	Der Mangel/Schaden <b>beeinträchtigt</b> die Standsicherheit des <b>Bauteils</b> , hat jedoch <b>keinen Einfluss</b> auf die Standsicherheit des <b>Bauwerks</b> . Einzelne geringfügige Abweichungen in Bauteilzustand, Baustoffqualität oder Bauteilabmessungen und geringfügige Abweichungen hinsichtlich der planmäßigen Beanspruchung liegen <b>noch deutlich im Rahmen der zulässigen Toleranzen</b> . <b>Schadensbeseitigung</b> im Rahmen der <b>Bauwerksunterhaltung</b> .
2	Der Mangel/Schaden <b>beeinträchtigt</b> die Standsicherheit des <b>Bauteils</b> , hat jedoch nur <b>geringen Einfluss</b> auf die Standsicherheit des <b>Bauwerks</b> . Die Abweichungen in Bauteilzustand, Baustoffqualität oder Bauteilabmessungen oder hinsichtlich der planmäßigen Beanspruchung aus der Bauwerksnutzung <b>haben die Toleranzgrenzen erreicht</b> bzw. in <b>Einzelfällen überschritten</b> . Schadensbeseitigung <b>mittelfristig</b> erforderlich.
3	Der Mangel/Schaden <b>beeinträchtigt</b> die Standsicherheit des <b>Bauteils und des Bauwerks</b> . Die Abweichungen in Bauteilzustand, Baustoffqualität oder Bauteilabmessungen oder hinsichtlich der planmäßigen Beanspruchung aus der Bauwerksnutzung <b>übersteigen die zulässigen Toleranzen</b> . Erforderliche Nutzungseinschränkungen sind nicht vorhanden oder unwirksam. Eine <b>Nutzungseinschränkung</b> ist <b>gegebenenfalls umgehend</b> vorzunehmen. <b>Schadensbeseitigung kurzfristig</b> erforderlich.
4	Die Standsicherheit des <b>Bauteils</b> und des <b>Bauwerks</b> ist <b>nicht mehr gegeben</b> . Erforderliche Nutzungseinschränkungen sind nicht vorhanden oder unwirksam. <b>Sofortige Maßnahmen</b> sind während der Bauwerksprüfung erforderlich. Eine <b>Nutzungseinschränkung</b> ist <b>umgehend</b> vorzunehmen. Die <b>Instandsetzung</b> oder <b>Erneuerung</b> ist <b>einzuleiten</b> .

Tabelle 4: Schadensbewertung von Einzelschäden in Bezug auf das Kriterium „Dauerhaftigkeit = D“ im Rahmen von Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 [3]

Bewertung	Beschreibung
0	Der Mangel/Schaden hat <b>keinen Einfluss</b> auf die Dauerhaftigkeit des <b>Bauteils/Bauwerks</b>
1	Der Mangel/Schaden <b>beeinträchtigt</b> die Dauerhaftigkeit des <b>Bauteils</b> , hat jedoch langfristig nur <b>geringen Einfluss</b> auf die Dauerhaftigkeit des <b>Bauwerks</b> . Eine Schadensausbreitung oder Folgeschädigung anderer Bauteile ist nicht zu erwarten. <b>Schadensbeseitigung</b> im Rahmen der <b>Bauwerksunterhaltung</b> .
2	Der Mangel/Schaden <b>beeinträchtigt</b> die Dauerhaftigkeit des <b>Bauteils</b> und kann <b>langfristig</b> auch zur Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit des Bauwerks führen. Die Schadensausbreitung oder Folgeschädigung anderer Bauteile kann nicht ausgeschlossen werden. <b>Schadensbeseitigung mittelfristig erforderlich</b> .
3	Der Mangel/Schaden <b>beeinträchtigt</b> die Dauerhaftigkeit des <b>Bauteils</b> und führt <b>mittelfristig</b> zur Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit des <b>Bauteils</b> . Eine Schadensausbreitung oder Folgeschädigung anderer Bauteile ist zu erwarten. <b>Schadensbeseitigung kurzfristig erforderlich</b> .
4	Durch den Mangel/Schaden ist die Dauerhaftigkeit des <b>Bauteils</b> und des <b>Bauwerks nicht mehr gegeben</b> . Die Schadensausbreitung oder Folgeschädigung anderer Bauteile erfordert <b>umgehend</b> eine <b>Nutzungseinschränkung, Instandsetzung</b> oder <b>Bauwerkserneuerung</b> .

zu Rissen ausschließlich auf Klebfugenschäden. Die in [5] getroffene Definitionen und Abgrenzungen von Rissbildungen unterschiedlicher Schwere werden nachstehend getrennt für Vollholz und Brettschichtholz diskutiert.

## 7. Diskussion der RI- EBW-PRÜF Rissbewertungen

### 7.1. Vollholz

Grundsätzlich gilt, dass die für Vollholz unter den BSP-IDs 016-01 und 033-01 aufgeführten zulässigen Risstiefenbereiche bzw. bezogenen Risstiefen  $R$  (vgl. Gln. (1) und (2)), die im Hinblick auf die Standsicherheit und Dauerhaftigkeit als unwesentlich bewertet werden ( $S = 0$ ,  $D = 0$ ), eine weitestgehende Übernahme des Standes der Technik **für BSH** darstellen (vgl. Abschn. 3.2). Diese Bewertungen greifen jedoch im Hinblick auf die Standsicherheit zu kurz (vgl. nachstehend) und mit Blick auf die Dauerhaftigkeit zu weit. Bezüglich der Dauerhaftigkeitsbewertung ist ein D-Bereich zu öffnen (0 – 2), der abhängig von der Lage des Bauteils und des Risses das Gefährdungspotential durch Wasseranreicherung und dadurch möglichen/absehbaren Pilzbefall widerspiegelt.

Tabelle 5: Auszug aus dem Anhang „Schadensbeispiele“ der RI-EBW-PRÜF [5] betreffend Risse in Holz- und Brettschichtholzbauteilen von Brücken-Überbauten und -Unterbauten

Beispiel-Kenn-Nr. BSP-ID	Bauwerksart, Hauptbauteil/ Konstruktionsteil/ Bauteilergänzung oder Hauptbaustoff/Schaden	S-V-D Bereich	S	V	D	Bemerkung
<b>016-00</b> <b>033-00</b> 016-01 033-01	<b>Brücken, Überbau/*/ Holz/Risse</b> <b>Brücken, Unterbau/*/ Holz/Risse</b> Vollholz Risse $t \leq b/3$ einseitig bzw. Risse $t \leq b/6$ beidseitig	-	0	0	0	-
016-02 033-02	Vollholz Risse $b/3 < t \leq b/2$	$S \geq 2$ ; $D \geq 2$		0		-
016-03 033-03	Vollholz Risse $t > b/2$	$S \geq 2$ ; $D \geq 3$		0		OSA=statischer Nachweis erforder- lich
016-04 033-04	Brettschichtholz Klebefuge (KF) gerissen $A_{Riss} \leq 0,03 A_{KF}$ ( $A_{Riss} = t \cdot l$ )	-	0	0	1	Risstiefe in den Viertelpunkten des Risses gemessen
016-05 033-05	Brettschichtholz Klebefuge (KF) gerissen $0,03 A_{KF} < A_{Riss} \leq 0,1 A_{KF}$	-	1	0	2	-
016-06 033-06	Brettschichtholz Klebefuge (KF) gerissen $A_{Riss} > 0,1 A_{KF}$	-	2	0	3	OSA=statischer Nachweis erforder- lich

Die pauschale Bewertung von Rissen in Vollholz mit Risstiefen im Bereich von  $1/3 < R = t/b < 1/2$  (Schadens BSP-ID: 016-02 bzw. 033-02, siehe Tabelle 5) mit Einzelbewertungsnotenbereichen  $S \geq 2$ ,  $D \geq 2$  ist im Zusammenhang mit den in Abschnitt 2.2 ausgeführten zulässigen Schwindriss-Sortiermerkmal-Niveaus von Vollholz (vgl. Tabelle 2) kritisch zu hinterfragen und stellt häufig eine deutlich zu strenge S-Bewertung und eine teilweise zu enge D-Bewertung dar. In diesem Sinne gilt, dass nach [5] bei Kanthölzern alle Rissbildungen, die nach DIN 4074 eine Einstufung in die Sortierklasse S10 und sodann gemäß DIN EN 1912 in die Festigkeitsklasse C24 ermöglichen, als Mangel bewertet werden. Bei Kanthölzern der Sortierklasse S13, die nach [14] ein  $R \leq 0,4$  aufweisen dürfen, gilt selbiges in abgeschwächter Form. Die S- und D-Bewertung von Vollholzzissen mit  $t > b/2$  (BSP-ID 016-03 und 033-03) kann mit Einschränkungen als weitgehend zutreffend bezeichnet werden. Der Sachverhalt jedoch, dass Risse in Kanthölzern mit Risslängen  $< l/4$  bzw.  $< 1$  m nach [14] überhaupt nicht bewertet werden und dass Schwindrisse in Brettern und Bohlen nach [14] generell keinen Mangel darstellen, wird in den Schadensbeispielen der RI-EBW-PRÜF bislang nicht beleuchtet und ist bei einer Überarbeitung entsprechend zu berücksichtigen.

## 7.2. Brettschichtholz

Die Bewertung von Rissen in Brettschichtholz weicht von der Klassifizierung und Bewertung von Rissen in Vollholz deutlich ab. Zum einen werden nur Klebfugenrisse betrachtet. Diese repräsentieren sicherlich das deutlich häufigere Riss-Szenario in

Tabelle 6: Normierte gerissene Klebfugen-Rissflächen von Brettschichtholz abhängig von der Risstiefe und -länge und Grenzwerte der RI-EBW-PRÜF [5]

normierte Klebfugen-Rissfläche $A_{Riss}/A_{KF} = \eta \cdot \xi$								
		normierte Risstiefe $\eta = t/b$						
		0,1	0,15	0,2	0,33	0,4	0,5	0,67
normierte Risslänge $\xi = l_{Riss}/L$	0,044							0,03
	0,06		BSP-ID 016-04 $A_{Riss}/A_{KF} \leq 0,03$ $S=0$				0,03	
	0,075					0,03		
	0,09				0,03			
	0,15			0,03	BSP-ID 016-05 $A_{Riss}/A_{KF} \leq 0,1$ $S=1$			0,1
	0,2		0,03				0,1	
	0,25					0,1		
	0,3	0,03			0,1		BSP-ID 016-06 $A_{Riss} > 0,1 A_{KF}$ $S=2$ und OSA	
	0,5			0,1				

Brettschichtholz. Es können jedoch im Einbauzustand durchaus auch Risse in den Holzlamellen selbst auftreten und es bedarf sodann einer Aussage, wie diese zu bewerten sind, z.B. gleichermaßen wie Klebfugenrisse oder wie Risse in Vollholz. Zum anderen bezieht sich die Bewertung von Klebfugenrissen in BSH abweichend von der Rissbewertung in Vollholz nunmehr auf Klebfugen-Rissflächen, die in Bezug zu Gesamtklebfugenflächen gesetzt werden. Der Begriff der ungerissenen Klebfugenfläche  $A_{KF}$  ist in der RI-EBW-PRÜF nicht näher erläutert. Vorstellbar sind jedoch lediglich zwei Definitionen:

- Der Begriff  $A_{KF}$  bezeichnet die gesamte Klebfugenfläche einer Klebfuge, womit  $A_{KF} = b \cdot L$  mit  $L =$  Bauteillänge oder
- $A_{KF} = b \cdot l$  mit  $l =$  Risslänge.

Die letztere Definition kann jedoch mit an Sicherheit grenzender Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden, da sich hiermit unrealistisch kleine Risstiefen-Grenzwerte  $A_{Riss}/A_{KF} = t \cdot l / b \cdot l = t/b$  von lediglich 3 % - 10 % ergeben würden. Im Folgenden wird somit die Definition gemäß a) verwendet.

Führt man für die normierte Risstiefe und -länge die Beziehungen

$$\eta = t_{Riss}/b = t/b \quad \text{sowie} \quad \xi = l_{Riss}/L = l/L \quad (17a,b)$$

ein, so lässt sich das Verhältnis von Rissfläche  $A_{Riss}$  zu Klebefläche  $A_{KF}$  zu

$$A_{Riss}/A_{KF} = \eta \cdot \xi \quad (18)$$

angeben.

Die normierte Klebfugenrissfläche  $A_{Riss}/A_{KF}$  ist in Tabelle 6 in Abhängigkeit der Parameter  $\eta$  und  $\xi$  angegeben. In der Grafik sind sodann die drei  $A_{Riss}/A_{KF}$ -Bereiche, die in [5] für die Bewertung von Klebfugenrissen verwendet werden, gekennzeichnet (vgl. Tabelle 5). Bedingt durch den Sachverhalt, dass in [5] für Klebfugenrisse weder die Risstiefe  $t$  noch die Risslänge  $l$  explizit begrenzt sind, zeigt Tabelle 6 anschaulich auf, dass im Rahmen der zulässigen und standsicherheitsmäßig nur geringfügig abschlägig ( $S = 1$ ) bewerteten Risskonfigurationen (BSP-ID 016-05 bzw. 033-05) Risstiefen bis zu 70 % der Querschnittsbreite bei kürzeren Rissen ( $0,04 L$ ) bzw. Risstiefen  $t$  bis zu  $0,5b$  über 20 % der Trägerlänge zulässig wären. Die vorstehenden Ausführungen zeigen in Verbindung mit den Tabellen 5 und 6 unzweifelhaft einen Überarbeitungsbedarf der RI-EBW-PRÜF in Bezug auf die Bewertung von Rissen in Brettschichtholz auf. Hierbei ist der Stand der Technik, wie in Abschn. 3.2 beschrieben, vertieft zu berücksichtigen und sodann hinsichtlich der Dauerhaftigkeitsbewertung von Rissen nach den speziellen Gegebenheiten teil- bzw. vollbewitterter Holzbauteile zu ergänzen.

## 8. Literaturverzeichnis

- [1] ARGEBAU (2006), Hinweise für die Überprüfung der Standsicherheit von baulichen Anlagen durch den Eigentümer/Verfügungsberechtigten. Bauministerkonferenz, Berlin.
- [2] Blaß, H.J., Brüninghoff, H., Kreuzinger, H., Radovic, B. und Winter, S. (2006), Leitfaden zu einer ersten Begutachtung von Hallentragwerken aus Holz. Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V., Wuppertal.
- [3] DIN 1076:1999, Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen, Überwachung und Prüfung. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- [4] RI-EBW-PRÜF:2013, Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.
- [5] RI-EBW-PRÜF:2017, Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur.
- [6] DIN EN 1995-1-1:2010, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1995-1-1:2004 + AC:2006 + A1:2008. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- [7] DIN EN 1995-1-1/NA:2013, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin.
- [8] DIN EN 1995-2:2010, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken, Deutsche Fassung EN 1995-2:2010. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- [9] DIN EN 1995-2/NA:2011, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.

- [10] DIN EN 14081-1:2011, Holzbauwerke - Nach Festigkeit sortiertes Bauholz für tragende Zwecke mit rechteckigem Querschnitt - Teil 1: Allgemeine Anforderungen; Deutsche Fassung EN 14081-1:2005+A1:2011. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- [11] DIN EN 14080:2013, Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz - Anforderungen; Deutsche Fassung EN 14080:2013. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- [12] DIN EN 1912:2013, Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen - Zuordnung von visuellen Sortierklassen und Holzarten. Deutsche Fassung EN 1912:2012+AC:2013, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- [13] DIN EN 338:2016, Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen, Deutsche Fassung EN 338:2016. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- [14] DIN 4074-1:2012, Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit - Teil 1: Nadel-schnittholz. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- [15] DIN 4074-5:2008, Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit - Teil 5: Laub-schnittholz. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- [16] P. Frech, Beurteilungskriterien für Rissbildungen bei Bauholz im konstruktiven Holzbau. Bauen mit Holz, Heft 9, S. 582-585, 1987.
- [17] OSA, Leitfaden objektbezogene Schadensanalyse OSA. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Berlin.
- [18] Abaqus 2017, Analysis user's guide. Dassault Systèmes Simulia Corp., Johnston, RI, USA.
- [19] Barrett, J.D. und Foschi, R.O. (1977), Mode II stress-intensity factors for cracked wood beams. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 9, S. 371-378.
- [20] Aicher, S., Gierl, M. und Klöck, W. (1994), A study on Mode II specimens for wood with emphasis on fracture energy determination. Otto-Graf-J., Vol. 5, S. 11-40.
- [21] Aicher, S. und Gierl, M. (1995), Mode II fracture energy of spruce in forward shear along the grain. Otto-Graf-J., Vol. 6, S. 226-245.
- [22] DIN 68140-1:1998, Keilzinkenverbindungen von Holz. Teil 1: Keilzinkenverbindungen von Nadelholz für tragende Bauteile. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.



# 10-425: Instandsetzung der König-Ludwig-Brücke in Kempten (Allgäu): Baustellenbericht

Jörg Schänzlin  
Hochschule Biberach  
Biberach a.d.R., Deutschland



Michael Kral  
Amt für Tiefbau und Verkehr, Stadt Kempten  
Kempten (Allgäu), Deutschland



Rainer Böhme  
Konstruktionsgruppe Bauen AG  
Kempten (Allgäu), Deutschland





# 10-425: Instandsetzung der König-Ludwig-Brücke in Kempten (Allgäu): Baustellenbericht

## 1. Einleitung

Die 1847 bis 1852 erbaute König-Ludwig-Brücke in Kempten (Allgäu) ist eine der wenigen erhaltenen ehemaligen Eisenbahnbrücken aus Holz in Deutschland. Durch Witterungseinflüsse wurde an einigen Stellen ein Substanzverlust festgestellt, der nach einer genaueren Betrachtung eine Instandsetzung der Brücke nach sich zieht. Im Folgenden werden ein Teil der seit 2010 laufenden Maßnahmen im Vorfeld der Instandsetzung und die aktuellen Instandsetzungsarbeiten vorgestellt.

## 2. Bauwerk

### 2.1. Historie

Im Rahmen der zwischen 1843 und 1854 durchgeführten Erweiterung des Streckennetzes der Ludwig-Süd-Nordbahn von Lindau nach Hof musste in Kempten die Iller überbrückt werden (siehe [1]). Für diese Überquerung der Iller wurde zwischen 1847 und 1851 eine damals zweigleisige Brücke als Howe'scher Träger für eine Lokomotive mit 14t hergestellt (siehe Abb. 1 und [2]).



Abbildung 1: König-Ludwig-Brücke in Kempten/Allgäu

Erste Darstellungen zeigen diese Brücke unverkleidet (siehe Abb. 2), wobei nach heutiger Einschätzung diese Darstellungen nicht die Realität, sondern die technische Ausführung der Brücke darstellen sollten.

Spätestens 1879 war die Brücke jedoch verkleidet. Ob dies aus Gründen der Erhöhung der Dauerhaftigkeit oder aus Gründen des Brandschutzes infolge des Funkenflugs der Dampflokomotiven erfolgte, kann nicht eindeutig geklärt werden. Allerdings deuten der in [4] erwähnte und an den Brückenenden angebrachte Hinweis, dass es den Heizern der Lokomotiven verboten war, auf der Brücke Kohle nach zu schüren, und Brandspuren am dreiteiligen Untergurt am westlichen Widerlager eher darauf hin, dass der maßgebende Grund für die Verkleidung die Befürchtung eines Brands der Brücke war.



(a) Unverkleidet



(b) Verkleidet

Abbildung 2: Brücke vor 1879 (siehe [3])

Aufgrund der immer größer werdenden Lokomotiven und der damit verbundenen Lasten wurde 1879 das Mittelfeld der Brücke durch ein noch heute erhaltenes Sprengwerk verstärkt, so dass als Bemessungslast 3 Lokomotiven mit je 42to angesetzt wurden (siehe Abb. 3(a)).



(a) Verstärktes Mittelfeld



(b) Brückenensemble in Kempten

Abbildung 3: Weitere Anpassungen der Brücke

Aufgrund der weiteren Lasterhöhung der Züge wurden 1902 zwei Stampfbetonbrücken errichtet, auf die der Zugverkehr geleitet wurde (siehe Abb. 3(b)). Die König-Ludwig-Brücke wurde daher in eine Straßenbrücke umgewandelt.

In den Wirren des Kriegsendes des zweiten Weltkriegs wurden die östlichen Felder sowohl der Stampfbetonbrücken als auch der König-Ludwig-Brücke gesprengt. Diese Felder wurden im Mai 1945 wieder aufgebaut, wobei bei der König-Ludwig-Brücke das gesprengte Feld durch einen Stahl-Beton-Verbundträger überbrückt wurde (siehe Abb. 4).



Abbildung 4: Gesprengtes östliches Feld (siehe [5])

1970 wurde der Kopfbahnhof in Kempten an den Stadtrand verlegt, so dass für den Schienenverkehr nur eine der beiden Stampfbetonbrücken notwendig wurde. Daher wurde der Straßenverkehr von der König-Ludwig-Brücke auf die frei werdende Stampfbetonbrücke verlegt.

1986 wurde die König-Ludwig-Brücke in eine Fußgängerbrücke umgewandelt. Um eine reine Holzbrücke zu erhalten, wurden dabei die beiden parallel laufenden Brückenträger auf einen Brückenträger reduziert und der gesprengte Teil mit einem ausgehobenen Brückenträger ersetzt (siehe Abb. 5).



(a) Abräumen der Fahrbahn



(b) Ausheben der Träger

Abbildung 5: Ausheben der Brückenträger (siehe [6])

Im Jahr 2012 wurde sie zum Denkmal der Ingenieurbaukunst ernannt (siehe [2]).

## 2.2. System

Das Tragwerk der König-Ludwig-Brücke wurde als Fachwerkträger in der sog. Howe'scher Trägerbauweise ausgeführt (siehe Abb. 1). Bei dieser Bauweise werden zwei Fachwerkträger ineinander gestellt, so dass die Belastungen in zwei voneinander getrennten Systemen übertragen werden können.

Diese Bauweise wurde von William Howe für die Erschließung Nordamerikas entwickelt, mit dem Ziel, Eisenbahnbrücken mit den vorhandenen Ressourcen und den vorhandenen Fähigkeiten der Arbeiter zu realisieren (siehe auch [7] und [4]). Da die Arbeiter oft nicht ausgebildete Zimmerleute waren, musste also ein einfaches, sich aus wiederholenden Bauteile bestehendes System verwendet werden, da durch eine Serienfertigung der einzelnen Bauteile der Einarbeitungsaufwand und damit die Anforderungen an die Fähigkeiten der Arbeiter gering gehalten werden konnten. Aus gleichem Grund mussten die Anschlüsse möglichst einfach gehalten werden.

Damit ergeben sich für das Howe'sche System an der König-Ludwig-Brücke folgende wesentlichen Bauteile (siehe Tab. 1):

- Diagonalen: Die Diagonalen sind zu den Auflagern hin als Doppeldiagonale mit einer Länge von etwa 6m ausgeführt. Von den Auflagern weg werden diese als Einzeldiagonale realisiert (siehe Abb. 6).



(a) Druckdiagonale



(b) Ansicht

Abbildung 6: Diagonale

- Unter- bzw. Obergurt: Der Ober- bzw. Untergurt besteht aus 3 Gurten aus Lärche. Die Länge der einzelnen Bauteile dieses Gurts beträgt etwa 11.5m. Der Stoß erfolgt durch seitlich angebrachte Laschen aus Metall.
- Schwellen: Um die Schwellen mit dem Untergurt zu verbinden, ist der Untergurt mit der Schwelle verblattet. Die Diagonale wurden stumpf ohne Verbindung auf den Schwellen aufgestellt (siehe Abb. 7).



(a) Schwelle



(b) Anschluss der Diagonale an die Schwelle

Abbildung 7: Detail Schwelle

- Hänger: Um die vertikalen Zugkräfte im Fachwerk zu übernehmen, werden vertikal Zugelemente aus Metall eingebaut, die durch Platten an der Oberseite des Obergurts bzw. der Unterseite des Untergurts aufgelegt werden. Diese Hänger konnten bei Bedarf nachgespannt werden (siehe Abb. 8).



Abbildung 8: Verankerung der Hänger an der Unterseite

- Schirrbalken und Büge: Im Bereich der Auflager wurde der Untergurt auf die sog. Schirrbalken aufgelegt, die wiederum auf Büge aufgelagert werden.

Tabelle 1: Wesentliche Abmessungen der Brücke

Spannweite	37,0 m / 54,8 m / 28,6 m
Höhe über Iller	≈ 30 m
Achismaß zwischen Ober- und Untergurt	5,02 m
Achismaß zwischen den Howe'schen Träger	3,07 m
Untergurt & Obergurt	b/h = 3 × 24/24 cm
Diagonale	b/h = 20/20 cm
Hänger	D=5 cm
Kopfbänder	b/h=30/30 cm
Holz	Lärche und Eiche
Metall	Schmiedeeisen
Gesamtlänge der einzelnen Holzbauteile (ohne Schwelle)	≈ 3,5 km

### 3. Bestimmung des Zustands

#### 3.1. Allgemeines

Bauwerke unterliegen einer ständigen Belastung in unterschiedlicher Höhe wie z.B. infolge

- Eigengewicht
- Verkehrsbelastung
- Witterungseinflüsse

Um ein funktionierendes Bauwerk zu gewährleisten, sind regelmäßige Bauwerksprüfungen notwendig. Dadurch sollen Schäden im Idealfall frühzeitig entdeckt werden, so dass diese durch Maßnahmen in einem geringeren Maßstab behoben werden können. Ein Schwerpunkt dieser Bauwerksprüfung zur frühen Erkennung von potentiellen Schädstellen ist die Identifikation von feuchten Stellen bzw. Bereichen, in denen einen Anstieg der Holzfeuchte zu erwarten ist (siehe u.a. [8]).

Bei der König-Ludwig-Brücke ist das Jahr 1986 als ein wesentlicher Einschnitt im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit der Brücke anzusehen, da zu diesem Zeitpunkt die Verkleidung entfernt wurde. Allerdings sind im Rahmen des Umbaus von 1986 einige Anforderungen vorhanden gewesen, die zu erfüllen waren:

- Denkmalamt: Durch das Entfernen der Verschalung konnte der ursprüngliche Zustand der Brücke wieder hergestellt werden, so dass eine möglichst originalgetreue Darstellung der Brücke nach dem Bau gegeben ist.
- Statik: Durch die Halbierung der Brücke wurde auch der Aussteifungsverband halbiert. Hinzu kommt, dass durch die Halbierung ein ungünstiges Höhen/Breiten-Verhältnis geschaffen wurde. So hat die Brücke inkl. Belag etwa eine Bauhöhe von 6m, während das Achismaß der beiden verbleibenden Fachwerkträger etwa 3m beträgt. Wird nun das Verkehrsband berücksichtigt, ergibt sich eine Windangriffsfläche von etwa 8m Höhe. Somit kann die Lagesicherheit der verkleideten Brücke nicht nachgewiesen werden. Um aufwändige Verankerungen im bestehenden Pfeiler und Widerlager aus Nagelfluhsteinen mit unbekannter Festigkeit zu vermeiden, musste die Windlast möglichst reduziert werden. Dies erfolgte einerseits durch die Entfernung der Fassade, andererseits durch spezielle Windlastansätze für diese Brücke. So wurde in Abstimmung mit der obersten bayerischen Baubehörde z.B. die Windlast ohne Verkehr nur zur Hälfte angesetzt, während kein Wind im Lastfall Verkehr angesetzt wurde.
- Holzschutz: Die Eichenbalken der Brücke können entsprechend [9] in Gefährdungsklasse 3 eingeordnet werden, so dass nach damaliger Sicht keine weiteren Holzschutzmaßnahmen für diese Bauteile notwendig werden. Für die Lärche ist diese Einteilung nicht so eindeutig, da nach [10] Lärche in Resistenzklasse 3-4 einzustufen ist. Allerdings verweist [11] darauf hin, dass „sich der Einsatz dieser beiden Holzarten in GK 2 und GK 3.1“ nach [11] „seit der letzten Ausgabe von DIN 68800-3:1990-04 in der Praxis bewährt hat“. Wie dieses bessere Verhalten von Lärchenholz in der Beurteilung des

Holzschutzes berücksichtigt wurde, lässt sich heute nicht mehr nachvollziehen. Allerdings ist anzumerken, dass an der Brücke eher die Eichenbauteile geschädigt sind, während – auch im Kontaktbereich zu geschädigten Eichenbauteilen – häufig die Lärche noch intakt ist.

Anzumerken ist, dass diese Zusammenstellung rückblickend erstellt wurde, da keine Entscheider vom Jahr 1986 am Projekt beteiligt sind. Dennoch lässt sich damit zeigen, dass die Entscheidung zum Entfernen der Fassade – rückblickend – nachvollziehbar und eigentlich auch die logische Konsequenz war, um mit einem möglichst geringem Eingriff am Bestand diese Brücke weiter nutzen zu können.

Die Weiterentwicklungen im Bereich des Holzschutzes zeigen jedoch, dass heute dieser Sachverhalt anders eingestuft wird.

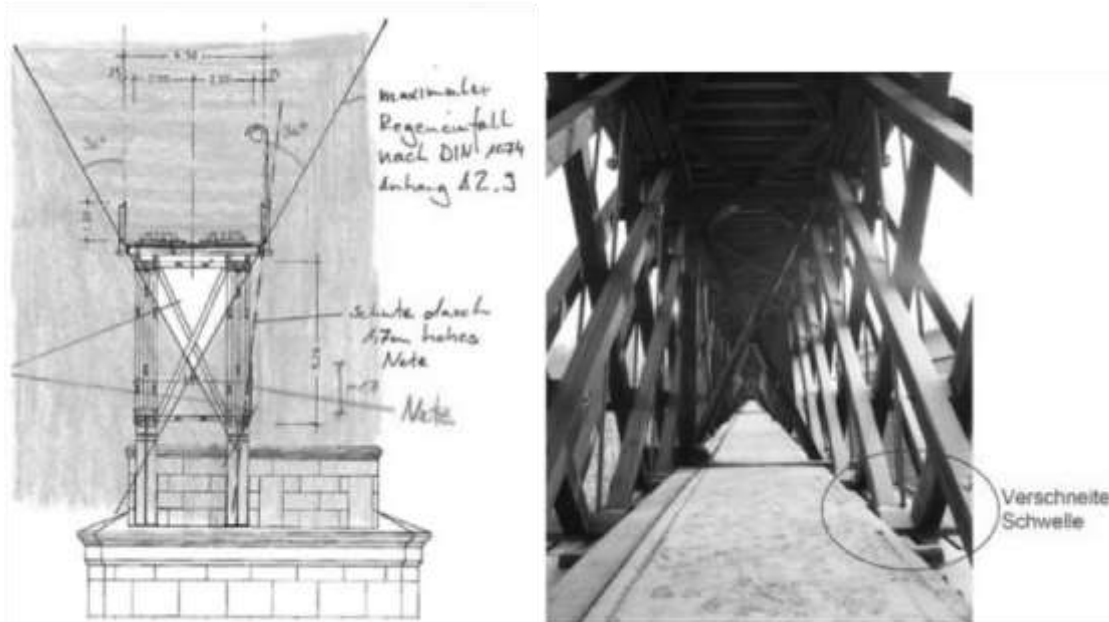


Abbildung 9: Regeneinfall basierend auf den Angaben von [12]

So ist z.B. diese Brücke als weitestgehend ungeschützte Brücke einzustufen. Nach [13] beträgt allerdings die mittlere Lebensdauer einer ungeschützten Holzbrücke etwa 30 bis 40 Jahre. Da die Brücke seit 1986 bewittert wurde, ist sie mittlerweile in einem Alter, bei dem mit Schäden aufgrund des fehlenden Schutzes zu rechnen ist.

### 3.2. Untersuchung des Tragwerks

Die handnahe Betrachtung der einzelnen Bauteile ist die grundlegende Voraussetzung für die Beurteilung des Zustands und daraus abgeleitet der Standsicherheit. Bei dieser Brücke stellt sich allerdings das Problem, dass infolge der begrenzten Breite und der unbekanntenen Belastbarkeit nur wenige Untersichtsgeräte verwendet werden können. Trotz intensiver Suche konnte kein Gerät gefunden werden, das die Brücke bei einer vernünftigen Belastung befahren kann und zeitgleich den Korb auf über 6 m unterhalb der Fahrbahn absenken kann. Alternativ hätte ein Rollgerüst aufgebaut werden können, mit dem die Untersicht der Fachwerkträger begutachtet werden kann. Aufgrund der dabei entstehenden Kosten wurde jedoch entschlossen, die Begutachtung durch für das Industrieklettern ausgebildete Mitarbeiter der Konstruktionsgruppe Bauen AG, Kempten durchführend zu lassen. Zusätzlich wurde ein „reiner“ Industriekletterer herangezogen, dessen Aufgabe darin bestand, die Seilsicherungen aufzubauen, zu versetzen und wieder abzubauen. Hintergrund ist, dass durch diese Aufteilung gesichert ist, dass eine Trennung der Aufgabenbereiche zwischen Begutachtung und Seilsicherung vorhanden ist, um Flüchtigkeitsfehler insbesondere bei der Seilsicherung zu verhindern. Auch wird dem begutachtenden Ingenieur ermöglicht, sich auf die eigentliche Begutachtung zu konzentrieren. Die Sicherung erfolgte entsprechend den Standards für Höhenarbeiten, die sich in wesentlichen Punkten von der Sportkletterei unterscheidet. So ist z.B. die Ausrüstung des Sportbereichs nicht im Industriebereich uneingeschränkt nutzbar.





Abbildung 10: Bauwerksprüfung durch Klettertechnik

Durch diese Methode ist es möglich, handnah auch die Untergurte der Brücke zu begutachten. So wurden im Rahmen dieses Punkts Abweichungen vom Sollzustand systematisch erfasst, katalogisiert und bewertet (siehe Abb. 10).

### 3.3. Datenverwaltung

Bei diesem Bauwerk sind Bauteile mit einer gesamten Länge von etwa 3,5 km zu untersuchen. Diese Menge an Bauteilen und auch die unterschiedlichen Methoden führen zu einer recht großen Datenmenge, die im Laufe der Bearbeitung bewältigt werden muss. Hinzu kommt, dass durch die unterschiedlichen Methoden die Ergebnisse der einzelnen Beurteilungen übereinander gelegt werden muss, um eine Entscheidung über eventuell notwendige Maßnahmen zu treffen.

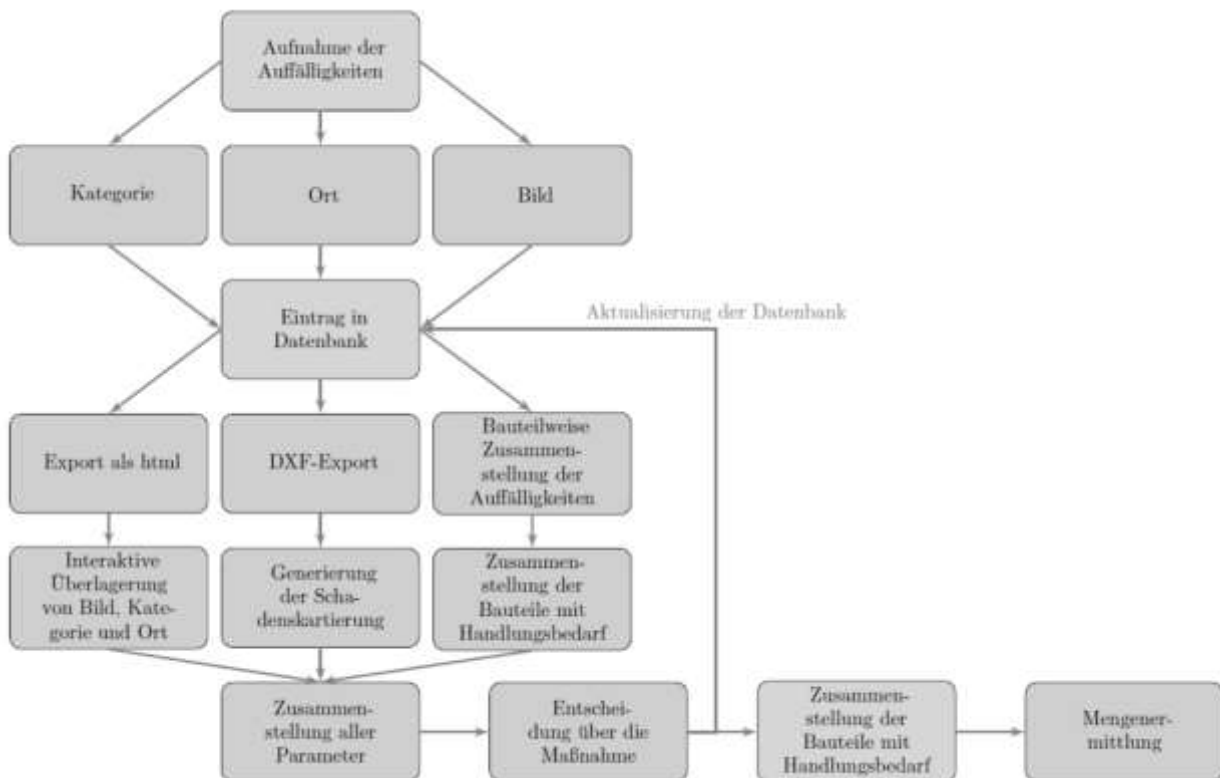


Abbildung 11: Ablauf der Aufnahme der Daten

Daher wurde für die Bauwerksprüfung eine Datenbank aufgebaut (siehe Abb. 11), in der die notwendigen Parameter abgelegt werden können. Durch die Auswertung dieser Datenbank können damit sowohl die kritischen Bauteile als auch der Umfang der Bauteile mit Handlungsbedarf ermittelt werden. Für eine weitere Verarbeitung der Daten wurden Exportfilter entwickelt, anhand derer nach den einzelnen Bauteile gefiltert werden konnte. Diese Weiterverarbeitung der Daten wurde zum gewissen Teil durch Webanwendungen realisiert (siehe Abb. 12), von dem die Baustelle heute noch profitiert, da Daten vor Ort abgefragt und überprüft werden können.

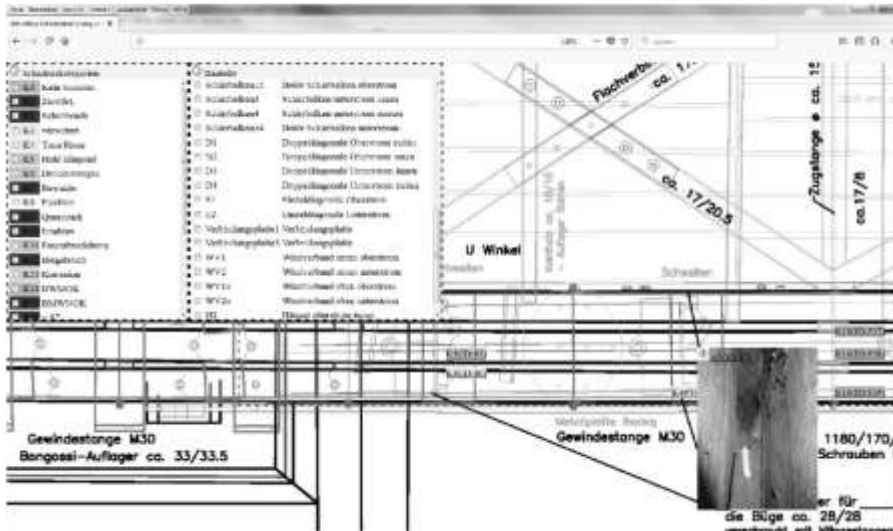


Abbildung 12: Webinterface zur visuellen Filterung der Bauteile und der Schadenstypen

Weiterhin wurde durch diese konsequente Digitalisierung der Daten erreicht, dass eine enge Verknüpfung zwischen der Auswertung der Daten und des im Nachgang zu erstellenden Leistungsverzeichnisses erreicht wurde, so dass der Verlust von Informationen über die Projektlaufzeit von nun etwa 8 Jahren minimiert werden sollen.

### 3.4. Wesentliche Schwächen der Brücke

Im Rahmen der Bauwerksprüfung zeigt sich, dass bei dieser Brücke der wesentliche Schwachpunkt der Auflagerbereich darstellt. In diesem Bereich ist der dreiteilige Untergurt auf dem zweiteiligen Schirrbalken aufgelegt. Durch den Regen dringt Wasser in diesen Bereich ein. Damit ist dieser Bereich besonders gefährdet (siehe Abb. 13).



(a) Querschnitt



(b) Untersicht

Abbildung 13: Schädigung im Schirrbalkenbereich

Durch diese Schädigung ist die Querkrafttragfähigkeit der Brücke gefährdet, so dass diese Brücke 2013 gesperrt wurde. Weiterhin wurden weitere Bauteile gefunden (siehe Abb. 14), die eine Schädigung aufweisen, so dass sie ausgetauscht werden müssen.



(a) Untergurt

(b) Schwelle

(c) Auflagerbereich

Abbildung 14: Auswahl an weiteren geschädigten Bauteilen

## 4. Statische Berechnung

Die König-Ludwig-Brücke war ursprünglich als Eisenbahnbrücke in Betrieb. Sie ist wohl eine der ersten Brücken, die statisch berechnet wurde. Damit ergibt sich heute das Problem, dass durch die damalige Berechnung bereits eine Optimierung der Querschnitt durchgeführt wurde, so dass diese Bauteile nicht aufgrund von Erfahrung bestimmt wurden. Zwar liegt die Originalstatik nicht vor, allerdings zeigen vergleichbare Objekte, dass insbesondere die Zugfestigkeit damals der Biegefestigkeit gleich gesetzt wurde (siehe z.B. [14]). Damit wird gerade bei einem Fachwerkträger die Zugseite aus heutiger Sicht überschätzt. Somit ist eine neue Berechnung der Brücke notwendig, auch wenn sie ursprünglich als Eisenbahnbrücke konzipiert wurde und heute „nur“ noch als Geh- und Radwegbrücke dienen soll.

Hinzu kommt, dass durch die Reduktion der Fahrbahnbreite die Windbelastung sich deutlich vom ursprünglichen System unterscheidet. Somit ist eine Berechnung der Brücke unumgänglich, zumal die Standdauer nicht zwingend ein Zeichen einer ausreichenden Standsicherheit darstellt (siehe z.B. [15]). Bei der Planung der Instandsetzung treten damit die gleichen Probleme wie 1986 bzgl. der Lagesicherung auf, nur mit dem Unterschied, dass eine Fassade anzubringen ist, die das Tragwerk schützen soll. Weiterhin wurde gewünscht, dass die Bauteile der König-Ludwig-Brücke weiterhin sichtbar bleiben sollen. Daher wurde eine Lamellenschalung entwickelt, die bei einer Anströmung ein zurück drehendes Moment erzeugt. Nach theoretischen Überlegungen und Überprüfung, inwieweit sich hier positive Effekte erzielen lassen, wurde die Brücke im Windkanal getestet (siehe Abb. 15).

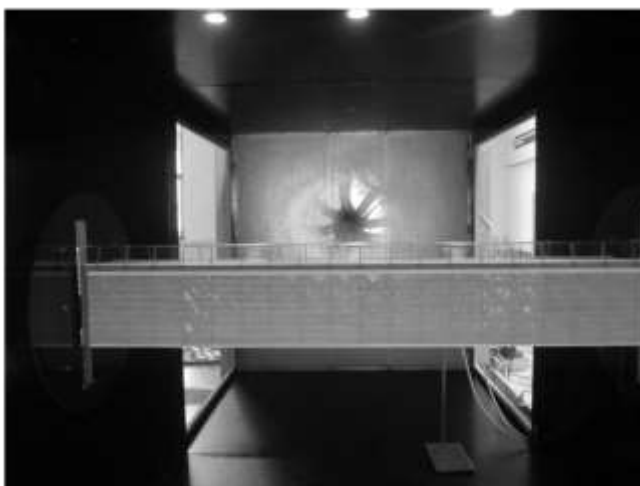


Abbildung 15: Windkanalversuch

Durch diese Ausführung konnte die Lagesicherung der Brücke nachgewiesen werden. Für die Berechnung der Brücke wurde sie als 3d-Modell basierend auf den Angaben des verformungsgerechten Aufmaßes abgebildet. Mit dieser Berechnung können dann die kritischen Bauteile identifiziert werden, die ausgetauscht oder verstärkt werden müssen.

## 5. Instandsetzung

Auf Grund der vorgefundenen Schäden ist eine Instandsetzung der Brücke notwendig. Die Schwierigkeit dabei ist allerdings, dass die Brücke teilweise auseinandgebaut werden muss und dass insbesondere die Auflagerbereiche instand gesetzt werden müssen. Daher ist es für die Instandsetzung notwendig, die Brücke flächig an jedem Hänger zu lagern, um die Bauteile so zu entlasten, dass sie ausgebaut werden können. Im ersten Konzept sollte diese Brücke vor Ort instand gesetzt werden. Dies bedeutet bei einer Instandsetzung vor Ort, dass einerseits in die steilen Ufer der Iller ein Traggerüst eingebaut und die Iller selber über ein frei spannendes Gerüst überbrückt werden müssen. Ebenso sind weitere Randbedingungen wie Naturdenkmäler im Baubereich, Hochwassergefahr durch lange Bauzeit, enges Baufeld und eingeschränkte Zugänglichkeit zu beachten.

Daher wurde ein Alternativkonzept entwickelt und umgesetzt, in dem die Brücke ausgehoben und zu einer nahe gelegenen Feldwerkstatt transportiert wird. Damit verbunden ist allerdings eine bauliche Veränderung der Brücke, da diese nicht mehr als Zweifeldträger mit angehängtem Ostfeld, sondern als eine Kette von Einfeldträgern die Lasten abträgt. Da allerdings die Bemessung der Diagonalen und damit der Querkrafttragfähigkeit und die Bemessung des Obergurts über dem westlichen Pfeiler bei der durchlaufenden Brücke maßgebend war, konnte die Tragfähigkeit der Brücke durch diese Änderung gesteigert werden, bzw. Verstärkungsmaßnahmen eingespart werden.

Am 05.-07.09.2017 wurde diese Brücke ausgehoben und zur Feldwerkstatt transportiert.



Abbildung 16: Aushubvorgang des mittleren Felds

Auf dieser Feldwerkstatt wird sie Stück für Stück instand gesetzt, indem die geschädigten Bauteile ausgetauscht und Verstärkungen eingebaut werden.



(a) Feldwerkstatt



(b) Austausch des Untergurts

Abbildung 17: Instandsetzung auf der Feldwerkstatt

Die gesamte Instandsetzung soll bis Herbst 2018 abgeschlossen sein, so dass dann die instand gesetzte Brücke wieder dem Verkehr übergeben werden kann.

## 6. Zusammenfassung und Ausblick

Die 1847 bis 1851 erbaute König-Ludwig-Brücke ist eine der wenigen noch existierenden Brücken, die als Howe'scher Träger ausgeführt wurden. Dabei war sie sowohl Eisenbahnbrücke als auch Straßenbrücke genutzt. Nach ihrem Umbau 1986 dient sie als Fußgängerbrücke.

Um den Zustand dieses Bauwerks zu ermitteln und eine weitere Nutzung sicherzustellen, wurde eine umfassende Bauwerksprüfung durchgeführt. Basierend auf dieser Bauwerksprüfung wurde eine Schadenskartierung aufgebaut und ein Instandsetzungskonzept entwickelt. Um dieses Instandsetzungskonzept zu realisieren, wurde die Brücke statisch nachgewiesen. Dabei stellt sich der Nachweis der Lagesicherheit aufgrund dem ungünstigen Höhe/Breite-Verhältnisses der Brücke als ein kritischer Nachweis dar. Aus dieser Schwierigkeit heraus wurde eine Lamellenschalung entwickelt, die nach einer theoretischen Abschätzung der Kräfte im Windkanalversuch untersucht wurde. Damit konnte die zurück drehende Wirkung durch die Lamellen nachgewiesen werden, so dass der Nachweis der Lagesicherheit entschärft werden konnte.

Im Hinblick auf die Instandsetzung ergab sich, dass die beste Lösung das Ausheben der Brücke und die Instandsetzung auf einer Feldwerkstatt darstellt. Dieses Konzept wird zurzeit umgesetzt, so dass im Herbst 2018 die Brücke dem Verkehr wieder übergeben werden soll.

## Danksagung

Die Instandsetzung der König-Ludwig-Brücke wird unterstützt durch Nationale Projekte des Städtebaus, das bayerische Landesamt für Denkmalpflege, den Bezirk Schwaben und der bayerischen Landesstiftung, wofür sich die Stadt Kempten und die Projektbeteiligten bedanken möchten.

	<b>Kempten</b> Allgäu		Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit		Nationale Projekte des Städtebaus		Bayerisches Staatsministerium für Bildung und Kultus, Wissenschaft und Kunst
<b>SANIERUNG DER HISTORISCHEN KÖNIG-LUDWIG-BRÜCKE</b>							
gefördert durch die <b>Bundesrepublik Deutschland im Zuge</b> <b>Nationale Projekte des Städtebaus</b> <b>Zukunftsinvestitionsprogramm (ZIP)</b> Projektauftrag 2015				 			
<b>BAUHERR:</b> <b>STADT KEMPTEN - AMT FÜR TIEFBAU UND VERKEHR</b>				<b>WEITERE FÖRDERGEBER:</b>			
<b>BAUZEIT:</b> <b>AUGUST 2017 - NOVEMBER 2018</b>				 <b>BAYERISCHES LANDESAMT FÜR DENKMALPFLEGE</b>		 <b>BAYERISCHE LANDESSTIFTUNG</b>	
Information: 0831-2525 628 <a href="http://www.kempten.de">www.kempten.de</a>				Gefördert mit Mitteln des Bayerischen Staatsministerium für Bildung und Kultus, Wissenschaft und Kunst		 <b>BEZIRK SCHWABEN</b>	

## Literatur

- [1] NN: *Die Geschichte der König-Ludwig-Brücke*. Webseite der Stadt Kempten. [https://www.kempten.de/de/Geschichte\\_KLB.php](https://www.kempten.de/de/Geschichte_KLB.php). Version: 06 2017
- [2] HOLZER, S. M.: *Die König-Ludwig-Brücke Kempten. Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland*. Bundesingenieurkammer. Bundesingenieurkammer, 2012. – ISBN 978-3-941867-09-3
- [3] Stadtarchiv Kempten
- [4] GEROLD, M.: *Holzbrücken am Weg*. Bruderverlag, 2001. – ISBN 3871041262 / 3-87104-126-2
- [5] DUBBERT, F.; WIEGAND, K.: *Obere Illerbrücke I in Kempten*. Konstruktionsgruppe Bauen Kempten, Bahnhofplatz 1, Kempten, [www.kb-ke.de](http://www.kb-ke.de), Umbaustudie, 1984
- [6] DUBBERT, F.; WIEGAND, K.: *Dokumentation des Umbaus der oberen Illerbrücke I in Kempten*. Konstruktionsgruppe Bauen Kempten, Bahnhofplatz 1, Kempten, [www.kb-ke.de](http://www.kb-ke.de), 1987
- [7] NN: *William Howe (Ingenieur)*. Wikipedia-Eintrag. [http://de.wikipedia.org/wiki/William\\_Howe\\_Ingenieur](http://de.wikipedia.org/wiki/William_Howe_Ingenieur). Version: 06 2017
- [8] SCHÄNZLIN, J.: *Schädigungsabläufe bei Holzbrücken / Hochschule Biberach. Unterlagen zum Aufbaukurs "Bauwerksprüfung nach DIN 1076"*, VFIB, Bayerische Bauakademie Feuchtwangen, 2018. – Forschungsbericht
- [9] *DIN 68800:1990*: DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 1990
- [10] *DIN EN 350:2016-12: Dauerhaftigkeit von Holz und Holzprodukten – Prüfung und Klassifizierung der Dauerhaftigkeit von Holz und Holzprodukten gegen biologischen Angriff – Deutsche Fassung EN 350:2016*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2016
- [11] *DIN 68800:2012-02: Holzschutz*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2012
- [12] *DIN EN 1995-2: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [13] GEROLD, M.: *Unterhaltungskosten und Lebensdauer geschützter Holzbrücken*. In: *11. Internationales Holzbau-Forum*, 2005
- [14] BARGMANN, H.: *Historische Bautabellen – Normen und Konstruktionshinweise 1870 bis 196*. Werner Verlag
- [15] BRODESSER, V.: *Ermittlung der erforderlichen Standdauer zum indirekten Nachweis der Standsicherheit von bestehenden Dachtragwerken in Holzbauweise*, TU München, Masterarbeit, 2017

# **Erhaltung u. Ertüchtigung eines Holz-Trogsteiges über den Almfluss «Der Hofmühlsteg in Scharnstein»**

HBM Franz Bammer  
Holzbau Bammer GesmbH  
Scharnstein, Österreich







# Erhaltung u. Ertüchtigung eines Holz-Trogsteges über den Almfluss «Der Hofmühlsteg in Scharnstein»

## 1. Einleitung

### 1.1. Der Fluss

Die Alm im südlichen OÖ entspringt am Almsee, am Fuße des toten Gebirges an dessen Nordseite. Das Einzugsgebiet erstreckt sich über 491 km<sup>2</sup>, die Länge des Flusses beträgt 48,2 km.

Er durchfließt 6 Gemeinden und transportiert eine Wassermenge von 2,7 m<sup>3</sup>/s bis 400 m<sup>3</sup>/s. Entlang des Flusses erstreckt sich ein ausgedehntes Erholungsgebiet mit einem Wanderweg, «Genuss am Fluss». Das Almtal ist seit jeher geprägt von Land- u. Forstwirtschaft, von der Sensenerzeugung (16. – 20. Jhd.) und von der Wasserkraft an der Alm.



### 1.2. Der Steg

An dieser Stelle führte schon seit dem Mittelalter eine Brücke über den Fluss, als Verbindung zur Burg Scharnstein, welche erstmals 1204 erwähnt wird, aber auch als Verbindungsweg für die am südlichen Brückenkopf seit dem 16. Jahrhundert betriebene Sensenschmiede, die immerhin um 1900 als die Größte der Österreichisch-Ungarischen Monarchie galt.

Diese Holzbrücke wurde bis in die 1920er Jahre verwendet. 1928 wurde eine einspurige Betonbogenbrücke anstatt dieser eröffnet, die 1978 gesprengt wurde.

Eine moderne Straßenbrücke wurde parallel errichtet. Doch an der alten Stelle fehlte etwas, ein Übergang über den Fluss und somit wurde 1983 ein Fußgängersteg in Holzbauweise (Trogkonstruktion) errichtet.

Der Zustand des Holzsteges aus Lärchenleimholz Resorcinharz-verleimt stellte sich 2016 so dar, dass er lt. Gutachten abgerissen werden sollte.



Almbrücke 1899



Betonbogenbrücke 1928



Alter Holzsteg 2016

Parallel laufende Straßenbrücke,  
die 2017 ebenfalls saniert wurde

## 2. Anforderungen

- **Dauerhaftigkeit**
- **Wirtschaftlichkeit**
- **Gestaltung**
- **regionale Wertschöpfung**
- **Ressourcenverbrauch**
- **Erhaltung und Betrieb**

Es gab verschiedene Lösungsansätze:

- eine neue Stahlkonstruktion
- eine neue Holzkonstruktion oder
- eben doch eine Ertüchtigung und ein Umbau des bestehenden Steges

### 2.1. Dauerhafte Konstruktion

Durch die Sanierung der Hauptträger (Untergurte) an den Auflagern mit Betonprothesen und durch die Einhausung und Überdachung des Steges wird eine absolut brauchbare Dauerhaftigkeit erreicht.

### 2.2. Wirtschaftlichkeit

Durch die Weiterverwendung des Bestandes fielen keine Demontage- und Entsorgungskosten an. Die Fundamente waren ausreichend dimensioniert und somit war die Sanierungs- und Umbauvariante auch gegenüber einer Stahlneubau-Variante mit teilweiser Überdachung ohne Berücksichtigung der Fundamenttragfähigkeit um ca. Euro 65.000,00 billiger.

### **2.3. Gestaltung**

Holz ist das Hauptnaturprodukt der Region. Der damit als Fachwerk mit Traditions-Dachform zur Erscheinung tretende Steg fand grossteils Gefallen und fügt sich auch harmonisch in die Landschaft ein.

### **2.4. regionale Wertschöpfung**

Der Hauptanteil des Materials konnte aus der Region bezogen werden. Die Verarbeitung erfolgte ausschließlich mit heimischen Arbeitskräften, somit wurde ein sehr hoher regionaler Wertschöpfungsgrad erreicht.

### **2.5. Ressourcenverbrauch**

Mit ca. 90 % nachwachsendem Material auf die Masse bezogen, liegt der Ressourcenverbrauch überaus günstig.

### **2.6. Erhaltung und Betrieb**

Die Erhaltung ist außer der normalen Wartung und Pflege (Reinigung) durch die Einhausung absolut problemlos. Der Betrieb ist im Winter durch die Überdachung wesentlich einfacher; keine Schneeräumung und dadurch keine mechanische Beanspruchung des Gehbelages. Durch eine durchgehende automatische Beleuchtung bietet der 60m lange Fußübergang auch bei Dunkelheit Sicherheit.

Im Falle eines Neubaus wäre die Stahlkonstruktion aus Kostengründen bevorzugt worden, denn es wäre nicht der erste Holzsteg, der durch Stahl ersetzt worden wäre.

Bei einem Neubau wären aber die Abriss- u. Entsorgungskosten – auch durch die Lage (neben Bahngleise) – erheblich gewesen. So gesehen positive Argumente für die Sanierung, aber das Hauptproblem lag darin, dass die Hauptträger an den Auflagern stark geschädigt waren.

Mein Zugang zu diesem Problem war ein einfacher, indem ich sagte:

«Wir schneiden die Holzträger einfach ab, bis sie wieder gesund sind und ergänzen sie mit Stahlbetonprothesen.»

Die Entscheidung war nicht unumstritten, aber letztendlich setzte sich die Sanierungsvariante durch.

Zeitungsausschnitt „Scharnsteiner Perspektiven, Ausgabe 1, April 2017

- Die Konstruktion ist an manchen Stellen derart massiv durchfeuchtet, dass man schon mit einem Taschenfeitel durchkommt (siehe Bild unten), teilweise ist auch ein Befall von Pilzen gegeben.



- Für eine neu gebaute Stahlbrücke kann die Lebensdauer mit ca. 100 Jahren veranschlagt werden, wird der Bestand saniert, so verringert sich diese auf etwa 30 Jahre.

**Nicht nur aus vorgenannten Gründen wurde uns von den Professionisten und Statikern ein Neubau eingehend empfohlen. Auf die Lebensdauer der Stahlbrücke gerechnet ist diese wesentlich günstiger.**

Die Bauzeit betrug 10 Wochen – Durchführung Juli bis Mitte September

**Verbaut wurden:**

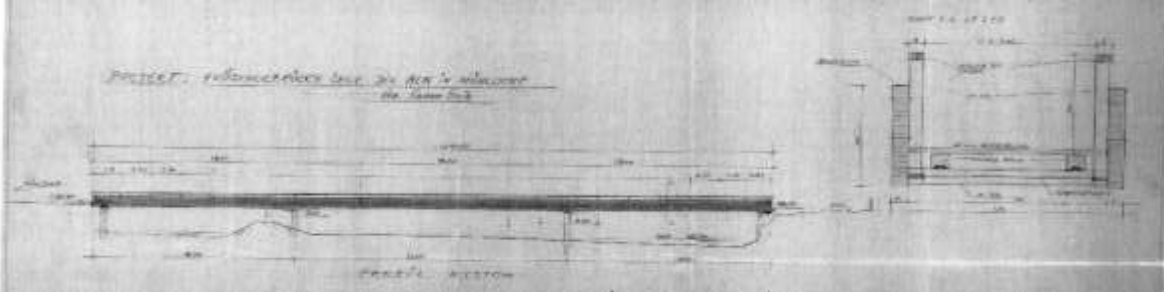
- 56,0 m<sup>3</sup> Lärchenholz gesamt
- 11,5 m<sup>3</sup> Lärche BSH
- 28,0 m<sup>3</sup> Lärche KVH
- 6,5 m<sup>3</sup> Lärchen-Schalung
- 10 m<sup>3</sup> Lärchen-Schindeln
- 95,33 kg Wevo Spezial EP 32
- 138 kg Betonrippenstahl
- 1 m<sup>3</sup> Beton C 25/30 B7
- Verbindungsmittel, Stabdübel, Schrauben, ...

Die Gesamtbaukosten betragen Euro 105.000 Netto.

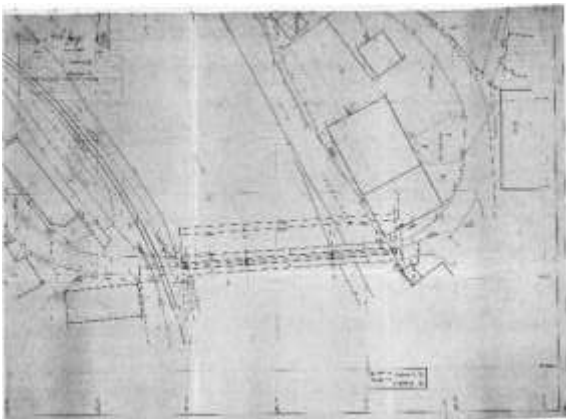
### 3. Planung u. Engineering Holzbau Bammer GmbH – MPA Stuttgart

#### 3.1. Konzept

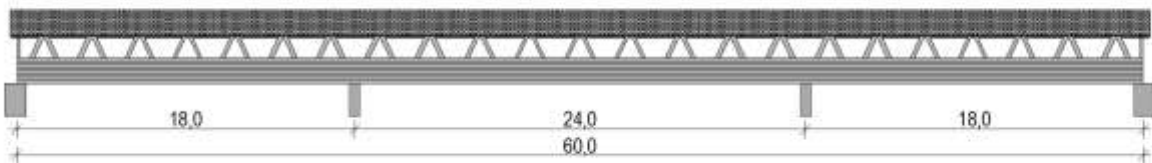
Umbau und Sanierung der bestehenden Trogkonstruktion auf ein räumlich überdachtes Fachwerk



Alter Plan

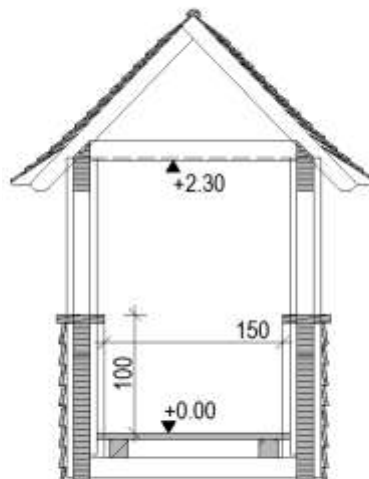


Alter Lageplan



CAD-Ansicht neuer Steg

CAD-Schnitt neuer Steg



### 3.2. Statik

Lt. Norm mit Mursoft Ruckzuck 6

### 3.3. Lehrgang

Für die Befähigung zum Einkleben von Bewehrungsstahl und der Sanierung der Leimträger, wurde der Sanierungslehrgang für tragende Holzbauteile an der MPA Stuttgart absolviert.

## 4. Umsetzung der Sanierung

Wie geht das? Ganz einfach, Brücke pölzen, abschneiden, innere Kräfte an dieser Stelle berechnen (Statik), Bewehrungsstahl bemessen und in Holz einkleben, einschalen und betonieren, fertig!

Im Übrigen waren die Leimholzträger durchgehend durch die ständige Bewitterung stark geschädigt und mussten repariert werden. Die Stegkonstruktion wurde im neuen Konzept umgebaut, in ein räumlich überdachtes Fachwerk mit 60 m Gesamtlänge auf 4 Auflagern, Stw. 2 x 18 m, 1 x 24 m.

Dadurch werden die bestehenden Hauptträger nur mehr zu 25 % belastet, die ganze Konstruktion vor Wetter geschützt. Die Brüstung wurde von außen wie eine Fassade mit Lärchenrollschalung bekleidet und mit einem Handlauf mit flexibler Wartungsfuge an den Diagonalstäben angeschlossen und abgedeckt.

Die Dacheindeckung erfolgte mit gespalteten Lärchenschindeln in 3-fach-Deckung auf Sichtlattung, Dachneigung 46°. Dieses Konzept verleiht der Anlage auf jeden Fall die doppelte Lebensdauer, wenn sie ordentlich gewartet wird.

Fassadenverkleidung und Dach werden wahrscheinlich nach ca. 40 Jahren zu erneuern sein, die Primärkonstruktion sollte aber auf jeden Fall eine Lebensdauer von mind. 60 Jahren haben. Es ist durch die Umsetzung dieses Projektes jedenfalls gelungen, das Image des Holzbrückenbaues zu verbessern.

### 4.1. Gerüstung u. Sicherheitsmaßnahmen

Es wurde an der Unterseite des Steges eine PE-Gitterfolie als Abtropfschutz für den Klebstoff aufgebracht. Als Schutz- und Arbeitsgerüst wurde ein beidseitig auskragendes Hän-gerüst ebenfalls an der Unterseite befestigt.



Eingerüstung des Steges mit Hängeausschußgerüst

## 4.2. Reinigung, genaue Schadensaufnahme u. Dokumentation

Es wurden ca. 400 Risse in den BS-Trägern aufgenommen und saniert. Die Träger wurden mit Wasserhochdruck gereinigt.



Genau Aufnahme u. Dokumentation der Schäden



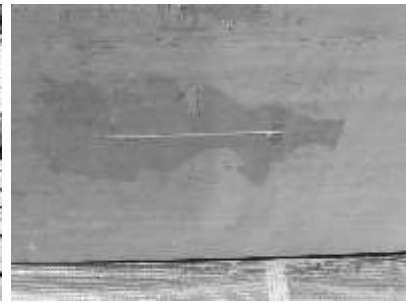
Schwer beschädigte Träger neben dem Gerberstoß an der wetterzugewandten Seite



Trägersanierung d. Einkleben von neuem Holz



Genau Rechenen d. den Chef



Die wetterabgewandte Seite ist wesentlich besser, nur geringe Schädigung



Probeschnitt am Auflager





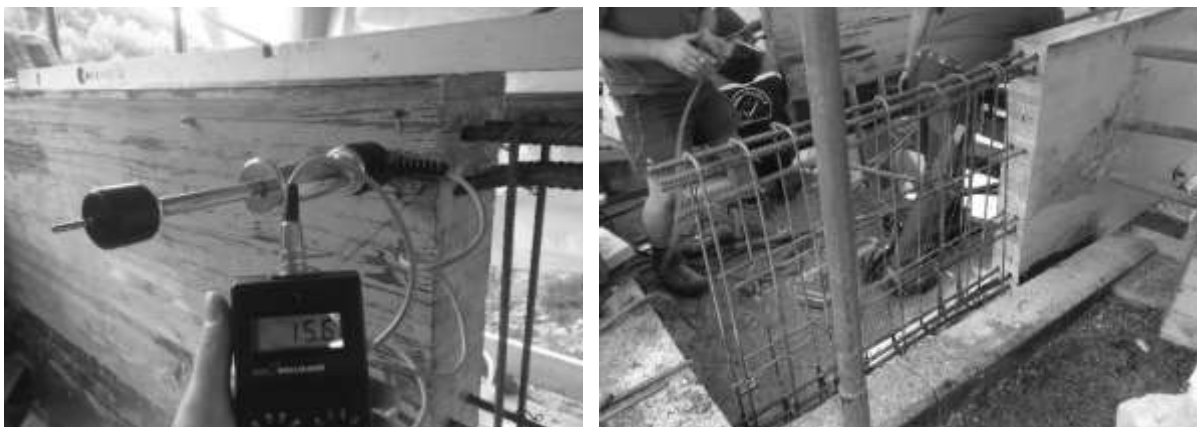
Wetter u. Klima spielten bei der Sanierung eine wichtige Rolle, die Holzfeuchte darf max. 18 %, Luft- u. Bauteiltemperatur mind. 18° - max. 35° betragen, es wurde durch eine provisorische Überdachung Abhilfe geschaffen

### 4.3. Stahlbetonprothesen

Herstellen der Stahlbetonprothesen auf den Auflagern



Kontrolle beim Einkleben der Bewehrung



Eingeklebte Stahl-Bewehrung für Betonprothesen





Fertige Schalung



Mächtiges Hochwasser während der Sanierung am 27. Juli 2017



Die Betonage



Betonprothesen an allen 4 Auflagern



#### 4.4. Umbau

Umbau auf überdachtes räumliches Fachwerk



Montage der Fachwerkstäbe



Druckstab Anschlussverstärkung



#### 4.5. Dachdeckung

Die Dachdeckung erfolgte mit Lärchenschindeln auf Sichtlattung



Schindeldeckung

## 4.6. Fassadenverkleidung

Die Fassadenverkleidung im Brüstungsbereich erfolgte mit Lärchenrollschalung



## 4.7. Stabilisierung

Zur zusätzlichen seitlichen Stabilisierung an den Mittelpfeilern, wurde der Steg mit Stahlkonsolen und Zugstäben Istor 25 mm abgespannt.

## 5. Danksagung

Am Ende möchte ich mich auch noch bei der Universität-Stuttgart MPA, bei Herrn Dr. Aicher und Herrn DI. Hezel für die hervorragende Unterstützung und Zusammenarbeit sowie Begleitung des Projektes herzlich bedanken.



## 6. Fertigstellung



Der neue Hofmühlsteg in Scharnstein:



# **Fussgänger- und Radwegbrücken I**



# Die Stuttgarter Holzbrücke – Erkenntnisse nach 2 Jahren Standzeit

Jürgen Hezel  
MPA Universität Stuttgart  
Stuttgart, Deutschland







# Die Stuttgarter Holzbrücke – Erkenntnisse nach 2 Jahren Standzeit

## 1. Einleitung

Die „Stuttgarter Holzbrücke“ ist ein im Jahr 2016 im Rahmen eines EFRE Forschungsprojektes auf dem Versuchsgelände der MPA Universität Stuttgart errichteter Prototyp einer Fuß- und Radwegbrücke. Neben stringenter Ausrichtung der Konstruktionselemente auf Robustheit und Dauerhaftigkeit ist an dem Prototyp ein Monitoring-System mit dezentral angeordneten Sensoren für vielfältige mechanische und klimatische Messwerte installiert. Die Stuttgarter Holzbrücke repräsentiert den Brückentypus einer Deckbrücke, wobei der Hauptträger als monolithischer blockverklebter Brettschichtholz-Verbundträger ausgeführt ist. Erstmals wurde bei einer Holzbrücke ein integraler voll eingespannter Widerlager-Hauptträgerübergang mit kontinuierlichem Übergangsbereich in Form eines Holz-Stahlbeton-Verbundstoßes realisiert.

Die Detailausbildungen des Brückenüberbaus, die konsequent auf einen optimalen konstruktiven Holzschutz und auf die Vermeidung von typischen Holzbrückenschäden (siehe [1]) ausgelegt sind, sind ausführlich in [2] beschrieben und werden hier nicht weiter erläutert. Betreffend weitergehender Ausführungen speziell zur Konzeption des integralen Holz-Beton-Widerlagerübergangs wird auf [3] und hinsichtlich der Möglichkeiten semi- und vollintegraler Bauweisen bei Holzbrücken auf [5] verwiesen.

Nachfolgend wird über die Erkenntnisse des Monitorings nach 2 Jahren Standzeit berichtet. Hierbei werden vor allem die Ergebnisse der Lastversuche, die an der MPA Universität Stuttgart durchgeführt wurden, exemplarisch in knapper Form dargestellt. Weiterhin werden die Messergebnisse des Feuchtemonitorings, speziell des Verlaufs der jahreszeitlichen Schwankungen der Holzfeuchten in unterschiedlichen Querschnittstiefen des blockverklebten BSH-Verbundträgers erläutert.

## 2. Monitoring an der Stuttgarter Holzbrücke

Das Monitoring Konzept verfolgt zunächst das Ziel des wissenschaftlichen Erkenntnisgewinns, wobei insbesondere die Spannungsverteilung auf Grund von Eigen- und Verkehrslasten sowie die Relativverschiebungen und die Verformungen zwischen Stahlbetonaufleger und Holzbrückenträger im Bereich des integralen Stoßes von Interesse sind.

Abbildung 1 zeigt in einer Übersichtsskizze die Anordnung der Messsensoren, die an der Stuttgarter Holzbrücke angebracht sind. Die grundsätzlichen Überlegungen die der Planung der Art und Lage der einzelnen Messsensoren zugrunde liegen sind, ausführlich in [4] dargestellt und werden nachfolgend stichwortartig erläutert.

Um ein realistisches Bild der tatsächlich im Bereich des integralen Holz-Beton-Widerlagerübergangs wirkenden Kräfte unter Belastung zu erhalten, wurden Messsensoren zur Erfassung folgender mechanischer Kenngrößen installiert:

- Die Längsdehnungen der stirnseitig im BSH-Verbundträgerquerschnitt eingeklebten Bewehrungsstäbe für Zug- und Querkraftaufnahme an insgesamt acht Stäben (jeweils 2 im Zug- und Druckbereich je Belastungsart).
- Die Schubdehnungen aus Querkraft und Torsion an den beiden vertikalen Querschnittsseiten am Ende der eingeklebten Stangen.
- Die Längsdehnungen infolge Biegemoment am oberen und unteren Rand an jeweils zwei Messstellen am Ende der eingeklebten Stangen.
- Die Querdehnungen infolge Torsionsmoment an der Oberseite und an beiden vertikalen Querschnittsseiten am Trägerende.

Die Lage und Anordnung der Messsensoren am integralen Holz-Beton-Widerlagerübergang sind schematisch in Abbildung 2 dargestellt.

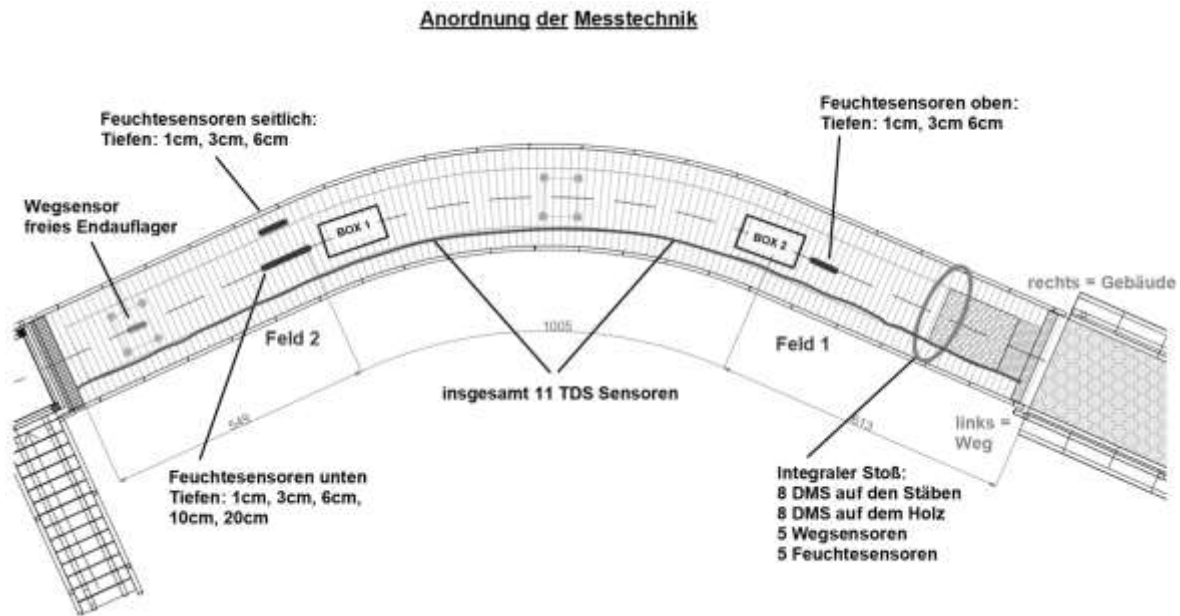


Abbildung 1: Übersichtsskizze mit Angaben zu Art und Lage der Messsensoren des Monitorings der Stuttgarter Holzbrücke

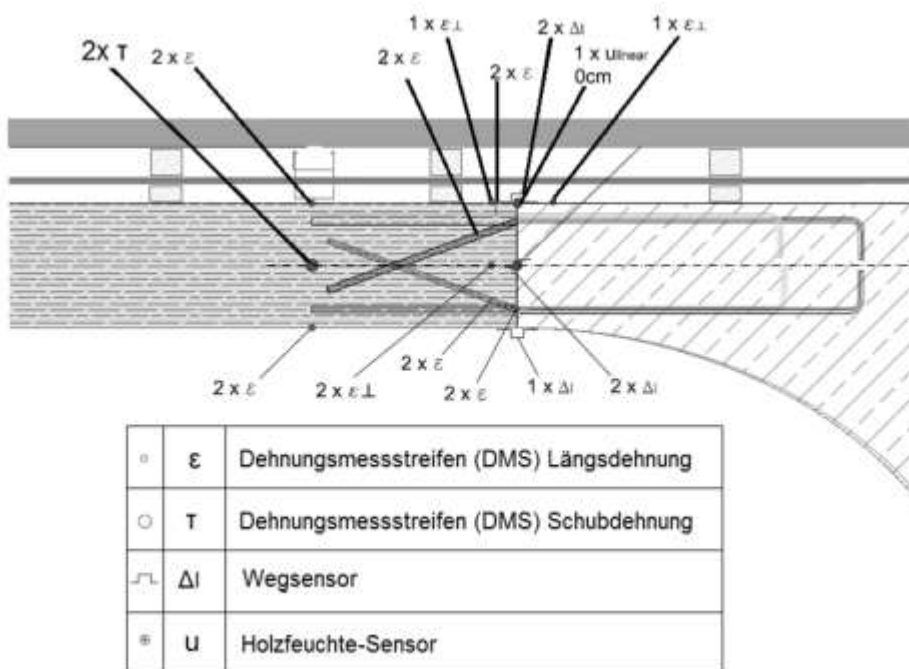


Abbildung 2: Übersicht über die Anordnung der Messsensoren im Bereich des integralen Stoßes

Weitere Informationen zur Querkraftabtragung und deren Verteilung auf Normalkräfte in den schrägen Stangen und auf Scherkräfte in allen Stangen (Schubnocken) soll die Überwachung der vertikalen Relativverschiebung zwischen Holzträger und Betonaufleger liefern. Die Überwachung der horizontalen Verschiebung bzw. der Spaltbildung zwischen Holzträger und Betonwiderlager am oberen Querschnittsrand soll indirekt Informationen über die Klebeverbindung zwischen den auf Zug belasteten Betonstahlstangen und dem Holzquerschnitt liefern.

Des Weiteren ist die Gesamtlängenänderung des gekrümmten Brückenhauptträgers infolge klimatischer und mechanischer Einwirkungen von Interesse. Hierfür wird die horizontale Relativverschiebung zwischen dem BSH-Verbundträger und dem Stahl-Schraubpfahl-Wiederlager aufgezeichnet, siehe Abbildung 3.

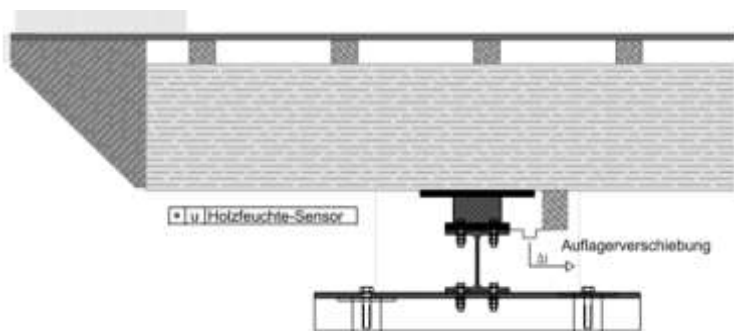


Abbildung 3: Schematische Darstellung der Anordnung des Messensors zur Aufzeichnung der horizontalen Relativverschiebung am freien Auflager

Neben den Relativverschiebungen und Verformungen ist die Holzfeuchteverteilung und -entwicklung im Inneren eines großen BSH-Blockquerschnitts, insbesondere im Fall von Nutzungsklasse 2 (bis 3) Szenarien von großem Interesse. Diese wird durch insgesamt zehn punktuelle Feuchtesensoren in verschiedenen Querschnittstiefen ständig ermittelt. Die Schemaskizze in Abbildung 4 verdeutlicht die Lage der Messstellen im Querschnitt des BSH-Verbundbauteils. Ferner findet eine Überwachung von Temperatur und relativer Feuchte der Umgebungsluft sowie der Oberflächentemperatur statt. Somit wird ein Abgleich mit den erwarteten Nutzungsklasse 2 Klimabedingungen ermöglicht.

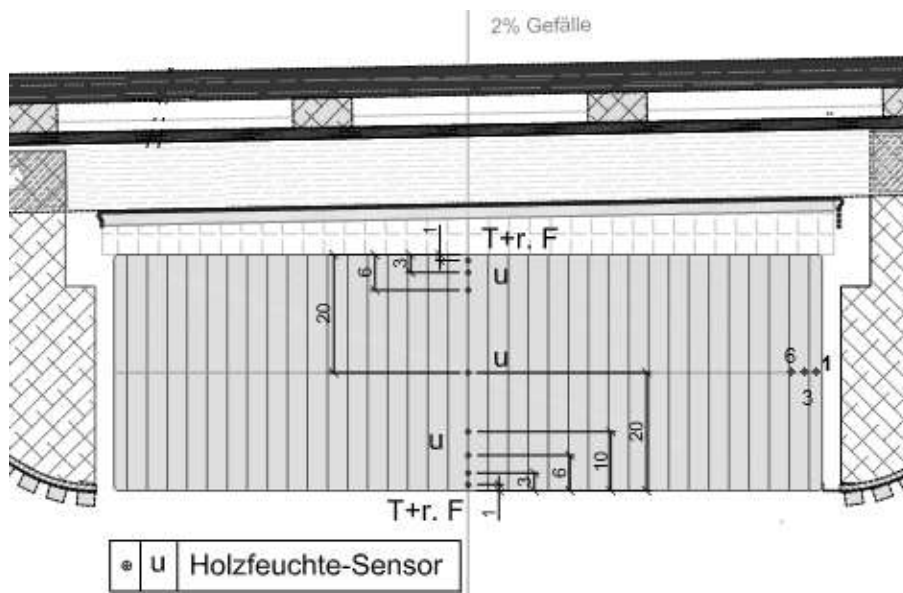


Abbildung 4: Übersicht über die Messsensoren im Bereich des integralen Stoßes

Ergänzend ist zu erwähnen, dass das Monitoring Konzept auch hinsichtlich der Eignung von elektronischen Monitoring Systemen zur Unterstützung der Bauwerksprüfung nach DIN 1076 ausgewertet werden soll. Hierzu sind noch weitere Messsensoren zur Alarmierung bei Wassereintritt durch die Abdichtungsebenen des Brückenüberbaus vorhanden:

- Die Überwachung der Holzfeuchte in der Holz-Beton-Fuge am oberen Querschnittsrand, sowohl punktuell als auch linear über die gesamte Querschnittsbreite, soll eine unmittelbare Reaktion auf einen extrem unwahrscheinlichen Wassereintritt in diesen tragfähigkeitssensiblen Bereich ermöglichen.
- Das Monitoring von freiem Wasser mittels Liniensensoren an der bezüglich der Querschnittsbreite tiefsten Stelle der unteren wasserführenden Schicht ermöglicht schnelle Reaktionen / Instandsetzungsmaßnahmen im Fall eines Dichtheitsversagens der oberen wasserführenden Schicht, womit ein Schaden der Primärtragstruktur ausgeschlossen werden kann.

### 3. Ergebnisse des Monitorings der Dehnungen und Verformungen bei Lasteinwirkungen

Zur Evaluierung der aus mechanischen Einwirkungen resultierenden Verformungen und Relativverschiebungen im Bereich des integralen Holz-Beton-Widerlagerübergangs wurden unterschiedliche experimentelle Belastungsversuche an der Stuttgarter Holzbrücke durchgeführt. Exemplarisch wird nachfolgend über die Versuchsdurchführung eines stufenweise laststeigernden Langzeitversuchs und die hieraus resultierenden Ergebnisse berichtet.

#### 3.1. Versuchsvorbereitung

Aufgrund der geometrischen Randbedingungen der Widerlageranordnung (2-Feld-Träger) ergeben sich die maximalen Schnittgrößen am integralen Holz-Beton-Widerlagerstoß bei Belastung in Feldmitte des ersten Feldes. Ziel des Versuchs war die stufenweise Aufbringung einer Einwirkung von insgesamt ca. 80 kN in Feldmitte.

Hierzu wurden Stahlplatten mit einem Gewicht von je 100 kg sowie Betonsteine mit einem Gewicht von je 35 kg zu je 4 Lastpaketen auf Europaletten gestapelt. Für die Stahlplatten ergibt sich ein Gewicht pro Paket inkl. Palette von etwa 1030 kg. Ein Paket der Betonsteine, bestehend aus 28 Steinen und einer Europalette, wiegt knapp 1010 kg. Die Paletten wurden zur Kontrolle an einer Kranwaage gewogen. Die gesamte Belastung besitzt eine Masse von 8160 kg, was einer Gewichtskraft von 80,05 kN entspricht.

#### 3.2. Lastaufbringung

Die stufenweise Erhöhung der Last wurde durch einzelnes Absetzen der insgesamt 8 Lastpaletten in Feldmitte erreicht. Bei einer rechteckigen Palettenanordnung 2 x 2 bilden die Paletten mit den Stahlplatten die untere Lage, auf denen wiederum die Paletten mit den Betonsteinen aufgesetzt wurden. Abbildung 5 zeigt die Anordnung der Lastpaletten in Feldmitte des ersten Feldes bei voller Belastung von 80 kN.



Abbildung 5: Ansicht der Lastanordnung der Langzeitversuchs mit 80 kN Lasteinwirkung in Feld 1

#### 3.3. Versuchsergebnisse

Bei der stufenweisen Lastaufbringung bis 80 kN lässt sich eine deutlich erkennbare Zunahme der Dehnungen der eingeklebten Bewehrungsstäbe beobachten. Aus den Rohdaten  $U_A$  und  $U_B$  der Dehnmessstreifen [mV/V] an den Bewehrungsstabstählen, ergeben sich die Normalkräfte in den eingeklebten Bewehrungsstabstählen am integralen Holz-Beton-Stoß zu:

$$F = \frac{1}{\frac{k}{4} * 2,6} * E * \pi * \frac{d^2}{4} * \frac{U_A}{U_B} = 26,89 * \frac{U_A}{U_B} \quad (1)$$

Die Verläufe der Normalkräfte in den faserparallel eingeklebten, geraden Bewehrungsstabstählen sind für die stufenweisen Laststeigerungen in dem Diagramm in der Abbildung 6 dargestellt. Abbildung 7 zeigt den Normalkraftverlauf für die schräg eingeklebten Stäbe.

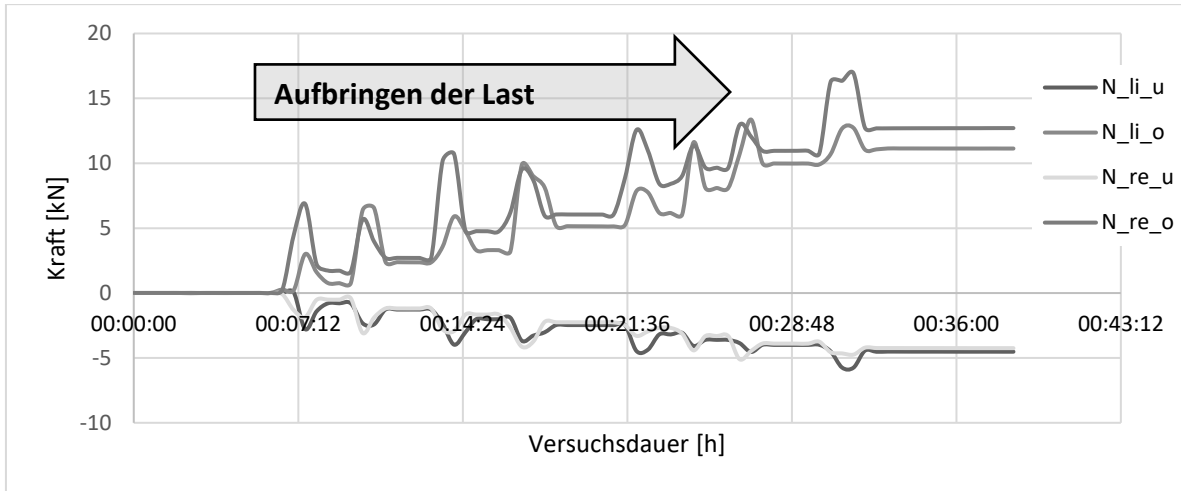


Abbildung 6: Normalkraftverlauf in den geraden Betonstahlstäben während der stufenweisen Laststeigerung

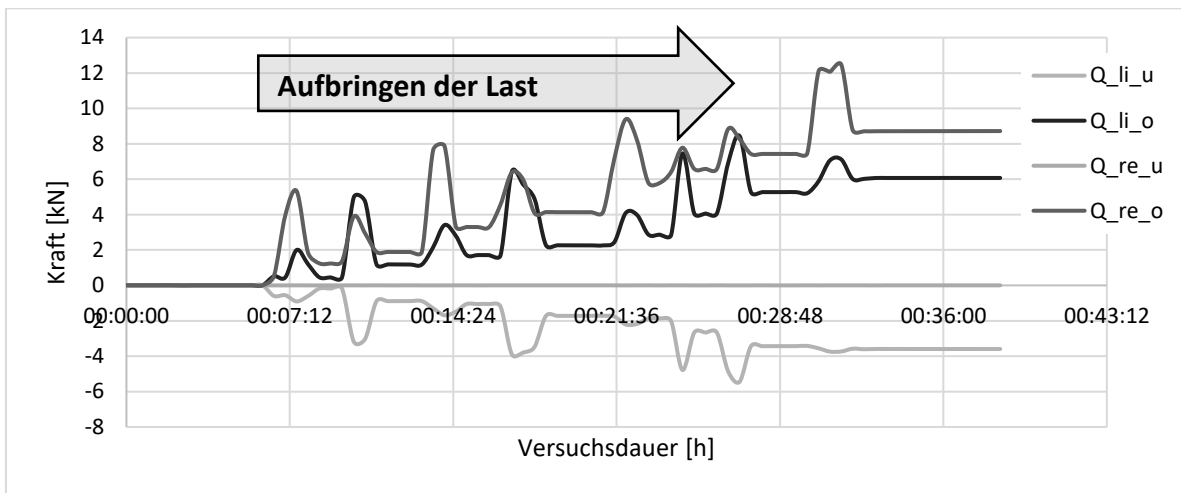


Abbildung 7: Normalkraftverlauf in den schrägen Betonstahlstäben während der stufenweisen Laststeigerung

Anhand der Verläufe kann sowohl bei den geraden als auch bei den schrägen Stäben eine deutliche Kraftsteigerung zur Ausgangslage abgelesen werden. Außerdem sieht man im Anstieg beziehungsweise Abfall der Kurven einzelne Spitzenwerte, die zum Teil über den Endwert hinausgehen. Diese Spitzenbelastungen resultieren aus dem Überfahren des Gabelstaplers über den integralen Stoß zum Absetzen der Lastpaletten. Mit einem Eigengewicht des Gabelstaplers von 26,5 kN entstehen bei der Auf- und Abfahrt wesentliche zusätzliche Querkkräfte und Momente. Man kann durch die stufenweise Veränderung sehr deutlich erkennen, dass jede der Paletten mit je einer Masse von etwa 1000 kg einzeln auf die Brücke transportiert wurde.

In Tabelle 1 sind die ermittelten Stangenkräfte in den Bewehrungsstäben bei voller Lastaufbringung von 80 kN dargestellt.

Tabelle 1: Kraftzuwachs bei Aufbringung der vollen Last von 80 kN

<b>N_li_o</b>	<b>N_re_o</b>	<b>N_li_u</b>	<b>N_re_u</b>	<b>Q_li_o</b>	<b>Q_re_o</b>	<b>Q_li_u</b>
11,13 kN	12,70 kN	-4,25 kN	-4,52 kN	6,06 kN	8,71 kN	3,60 kN

Weiterhin lässt sich aus den Messwerten deutlich ablesen, dass sich im Druckbereich die zu übertragende Druckkraft in zwei Komponenten aufteilt, wogegen die Zugkraft (oben) nur über die eingeklebten Stäbe aufgenommen wird. Im Druckbereich werden die Druckkräfte zu etwa einem Drittel durch die eingeklebten Stäbe übertragen. Die restlichen zwei Drittel werden über direkten Druckkontakt vom Holzquerschnitt in den Beton übertragen. Durch die zusätzliche Druckkomponente verändert sich der innere Hebelarm, was im Rahmen einer ersten überschlägigen Berechnung jedoch vernachlässigt wurde. Die Skizze in Abbildung 8 verdeutlicht diesen Zusammenhang.

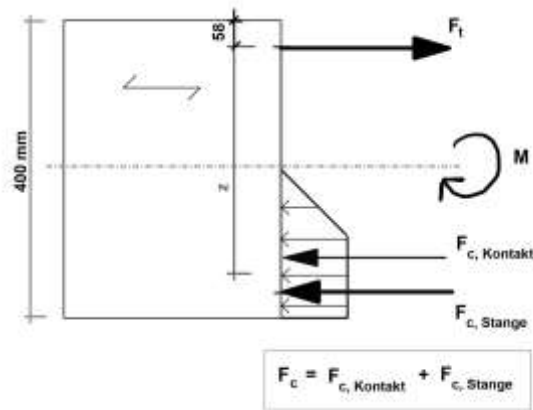


Abbildung 8: Aufteilung der Kraftkomponenten an der Holz-Betonfuge

#### 4. Monitoring der Holzfeuchteentwicklung

Die Feuchtigkeitsverteilung im BSH-Verbundträger der Stuttgarter Holzbrücke soll an mehreren Stellen und in unterschiedlichen Tiefen über die gesamte Standzeit der Brücke beobachtet und aufgezeichnet werden. Das System zum Monitoring der Holzfeuchten basiert auf dem elektrischen Widerstandsmessverfahren zur Bestimmung der Holzfeuchten. Hierfür wurden Schrauben mit unterschiedlichen Längen und jeweils bis zur gewünschten Messtiefe isoliertem Schaft verwendet. Um die Elektroden im Holz einzubringen ohne die Isolationsschicht beim Eindrehen zu beschädigen, wurden an den entsprechenden Messstellen Löcher vorgebohrt. Die Tiefe der Löcher entspricht dabei etwa der gewünschten Messtiefe. Die restlichen etwa 10mm der Schraubenspitze, welche nicht isoliert wurde, konnte durch das Gewinde in das Holz eingedreht werden und stellt an der gewünschten Tiefe einen Messkontakt her. Die Schraubenlöcher haben einen Abstand von etwa 34mm, sodass der Abstand zwischen den Elektrodenspitzen für die Widerstandsmessung die vom Hersteller vorgegeben 30 mm beträgt. Der Schraubendurchmesser beträgt in diesem Fall 4 mm. Für die längeren Schrauben wurden aufgrund der Verfügbarkeit größere Schraubendurchmesser gewählt und die Abstände entsprechend angepasst. Um ein Berühren der Schraubenköpfe mit dem Holz und somit Messfehler zu vermeiden, wurden zusätzliche Isolationsblättchen aus Teflon unter den Schraubenköpfen angeordnet. Abbildung 9 veranschaulicht die schaftisolierten Messelektroden und zeigt eine schematische Darstellung der Elektrodenkonfiguration einer Messstelle.

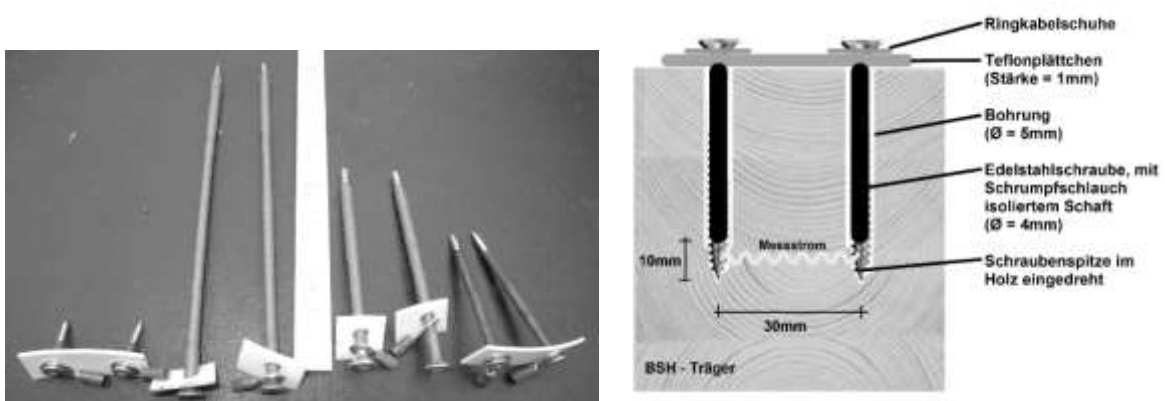


Abbildung 9: Ansicht der schaftisolierten Elektroden sowie schematische Darstellung einer Elektrodenkonfiguration

Zur Datenauswertung wurden zunächst aus den Messdaten zur weiteren Auswertung Tagesmittelwerte. Für die weitere Auswertung werden zusätzlich die Temperaturwerte und die Werte der relativen Luftfeuchtigkeit benötigt.

Die Rohwerten der Messergebnisse der Holzfeuchte müssen mittels einer Temperaturkompensation angepasst werden. Hierfür wird die nachstehende Gleichung aus der Software SoftFOX verwendet:

$$U_{comp} = U + \frac{0,2665 * U + 2,8148}{15,8} * (-T^3 * 10^{-5} + 0,003 * T^2 - 0,4905 * T + 10,517) \quad (2)$$

mit

U Holzfeuchte [Gw-%]  
T Temperatur [°C]

Für die Messwerte der Sensoren in der Tiefe von 1 cm wird zur Kompensation die Temperatur der Holzoberfläche eingesetzt. Die Werte für eine Tiefe von 3 cm werden mit dem Mittel der Temperaturwerte der Oberfläche und der Tiefe von 6 cm im Träger berechnet. Für alle anderen Tiefen wurde vereinfacht die Temperatur des Holzes in 6 cm Tiefe verwendet.

Die Graphen in den Abbildungen 10 und 11 zeigen die Feuchteverläufe in unterschiedlichen Querschnittstiefen des blockverklebten BSH-Verbundträgers über den Messzeitraum von April 2016 bis März 2018.

An den Graphen der Feuchtemesswerte ist die jahreszeitliche Schwankung zwischen den Sommer- und Wintermonaten deutlich ablesbar. Die Desorptionsphase dauerte von Messbeginn im April 2016 bis Anfang September 2016, um sodann in eine Adsorptionsphase im Winterhalbjahr überzugehen. Der periodische Wechsel zwischen Desorptions- und Adsorptionsphasen fand im Sommer- und Winterhalbjahr 2017/2018 bei vergleichbaren Holzfeuchtwerten statt.

Typisch für Holzbauteile sind die starken Differenzen der Feuchtwerte im oberflächennahen Bereich, die sich im Querschnittsinneren zunehmend abschwächen. Die Materialfeuchte in Trägermitte (Tiefe: 20 cm) war weitestgehend konstant. Leichte Schwankungen sind zwar vorhanden, diese liegen aber im Bereich der Messgenauigkeit von etwa 0,5%. Der Wert in Trägermitte beträgt im Durchschnitt rund 14%, wobei eine Zunahme im Winterhalbjahr 2017/2018 feststellbar war.

Die Messkurve für den Sensor in 10 cm Tiefe (Abbildung 10) zeigt Ende Oktober 2016 einen deutlich erkennbaren Sprung. Dies liegt daran, dass zu diesem Zeitpunkt die Elektroden in unmittelbarer Nähe neu angebracht wurden. Grund hierfür waren die stets sehr niedrigen Messwerte dieses Sensors im Zeitraum davor. Da diese 5 Sensoren sich aber alle in der gleichen Holzlamelle befinden, schien dies sehr unschlüssig. Die neueren Messwerte zeigen, dass sich die Feuchte nun im Bereich der Sensoren zwischen 6 cm und 20 cm einpendelt. Eine Erklärung für die vorherigen Werte könnte eventuell ein Ast oder eine Harzgalle im Holz sein, welche den elektrischen Widerstand beeinflusst.

Die Messergebnisse ermöglichen Aussagen über die Einflusstiefe äußerer Klimaänderungen. Während die Feuchten in den oberflächennahen Sensoren (1 cm und 3 cm Tiefe) noch ausgeprägt vom Umgebungsklima abhängen, sind in einer Tiefe von 6 cm kaum noch Veränderungen erkennbar. Nur sehr langfristige Tendenzen zeigen sich in sehr gedämpftem Ausmaß im Verlauf der drei tiefer gelegenen Sensoren. Außerdem zeigt sich, dass der Maximalwert der Materialfeuchten bei etwa 18% im Winter liegt, der Minimalwert im Sommer liegt bei ungefähr 12%.



Abbildung 10: Darstellung der Holzfeuchteentwicklung in unterschiedlichen Messtiefen an der Unterseite des BSH-Verbundträgers

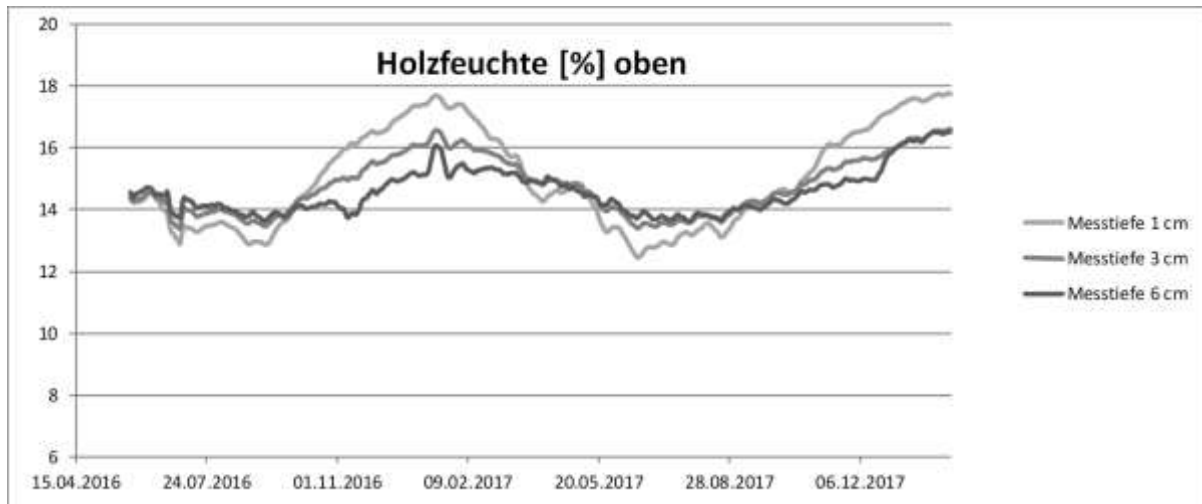


Abbildung 11: Darstellung der Holzfeuchteentwicklung in unterschiedlichen Messtiefen an der Oberseite des BSH-Verbundträgers

## 5. Ausblick

Der Prototyp der Stuttgarter Holzbrücke ist auf dem Gelände der MPA Universität Stuttgart errichtet, öffentlich zugänglich und jederzeit inspizierbar. Der bei der Brückenausführung gewählte statische Lösungsansatz eines erstmals in Holzbauweise ausgeführten integralen voll eingespannten Widerlagerstoßes unterliegt mittels des implementierten Monitoring-systems einer kontinuierlichen dezentralen Echtzeitüberwachung der Dehnungen respektive der Schnittgrößen im Verbindungsbereich. Hierbei wird unter anderem auch überprüft, ob sich bedingt durch das unterschiedliche Dehnungsverhalten von Holz und Stahlbeton rechtwinklig zur Achse der eingeklebten/einbetonierten Stäbe langfristig Rissbildungen einstellen. Die Monitoringergebnisse zur Feuchte geben Aufschluss über die Feuchteverteilung in großen Blockträgerquerschnitten und werden kontinuierlich weiter aufgezeichnet.

Über die weiteren vorliegenden Ergebnisse durchgeführter Versuchsreihen wird an anderer Stelle ausführlicher berichtet.

## 6. Literaturangaben

- [1] Aicher, S. und Leitschuh, N. (2015): Geh- und Radwegbrücken aus Holz – Ergebnisse und Konsequenzen aus 100 Brückenbegutachtungen, Tagungsband 3. Stuttgarter Holzbausymposium 2015
- [2] Hezel, J. und Aicher, S. (2016): Die Stuttgarter Brücke – ein neuer Robustheitsansatz, Tagungsband 4. Internationale Holzbrückentage IHB 2016
- [3] Hezel, J., Aicher, S. und Helbig T. (2015): Integraler, geklebter Holz-Beton-Widerlagerstoß, Tagungsband 3. Stuttgarter Holzbausymposium 2015
- [4] Stapf, G., Lehmann, F. und von Ruckteschell, N. (2015): Neuzzeitliche Bauwerksmonitoringkonzepte und Realisierungen, Tagungsband 3. Stuttgarter Holzbausymposium 2015
- [5] Aicher, S. (2016): Robuste dauerhafte Holzbrücken – die Möglichkeiten semi- und vollintegraler Bauweisen, Tagungsband Karlsruher Tage 2016 – Holzbau Forschung für die Praxis



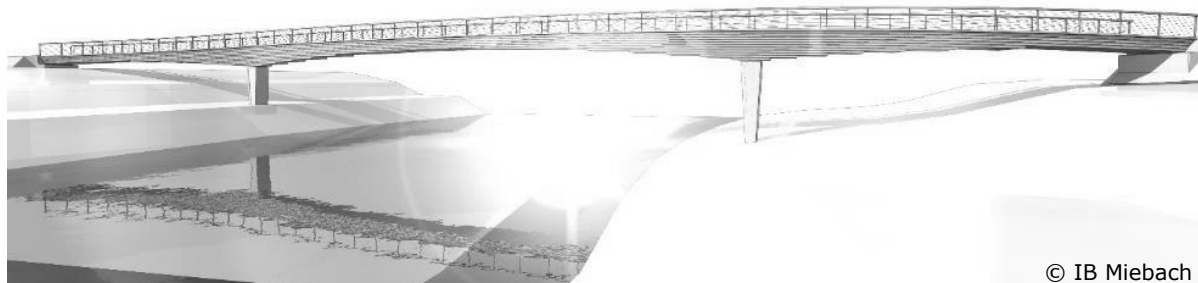
# Holzbrücke im Zuge des Neckarfernradweges – Neckartenzlingen

Jürgen Schaffitzel  
Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG  
Schwäbisch Hall, Deutschland





# Holzbrücke im Zuge des Neckarfernradweges – Neckartenzlingen



© IB Miebach

## 1. Einführung

Durch das heute sensibilisierte ökologische Bewusstsein und dank modernster Konstruktions- und Fertigungsmöglichkeiten gewinnt der Baustoff Brettschichtholz auch bei anspruchsvollsten Brückenbauten mehr denn je an Attraktivität - dies beweist u.a. die Neckartenzlinger Fußgänger- und Radwegbrücke. Diese außergewöhnliche Brücke wurde 2017 in der Gemeinde Neckartenzlingen errichtet und setzt gestalterische Maßstäbe, denn die Bauherren und Planer legten großen Wert auf eine ansprechende Architektur und Nachhaltigkeit. Unter anderem gewann die Brücke deswegen 2017 den HolzProKlima-Publikumspreis. Die Neckartenzlinger Brücke bindet mit den verbauten 255 m<sup>3</sup> Fichten-Brettschichtholz rund 207 t CO<sub>2</sub> und ist damit eine innovative, moderne Brücke mit hohem ökologischem Wert, die sich mit eigener Ästhetik in die Natur und Umgebung einfügt.

### 1.1. Ausgangslage

Die Idee einer neuen Fußgänger- und Radwegbrücke für die Gemeinde Neckartenzlingen existierte bereits jahrelang, denn die bisherige Überquerung des Neckars war für Fußgänger und Radfahrer eine Gefahrenzone, die entschärft werden sollte. Der Rad- und Fußgängerweg führte entlang einer viel befahrenen Beton-Straßenverkehrsbrücke und war für alle Beteiligten kein Vergnügen. Daher lagen bereits 2015 die ersten konkreten Baupläne für eine fußgänger- und radfahrerfreundliche Brücke vor. Zu diesem Zeitpunkt war jedoch eine geradelaufende Stahlbrücke geplant. Das Ingenieurbüro Miebach interpretierte diese vorhandene Idee jedoch neu, sodass die Gemeinde Neckartenzlingen nach einigen Gemeinderatsitzungen aus wirtschaftlichen und ökologischen Vorteilen von dem Baustoff Holz überzeugt werden konnten.

### 1.2. Projektdaten

Tabelle 1: Daten und Fakten der Neckartenzlinger Fußgänger- und Radwegbrücke

Bauherr:	Gemeinde Neckartenzlingen, 72654 Neckartenzlingen
Objekt- und Tragwerksplanung:	Ingenieurbüro Miebach, 53797 Lohmar
Generalunternehmung:	Gottlob Brodbeck, 72555 Metzingen
Holzbau und Konstruktion:	Schaffitzel Holzindustrie, 74523 Schwäbisch Hall
Bauüberwachung:	Ingenieurbüro Miebach, 53797 Lohmar und Ingenieurbüro Blankenhorn, 72622 Nürtingen
Prüfstatik:	Ingenieurbüro Braun, 75179 Pforzheim

Baujahr:	2017
Konstruktion:	S-förmiger Brücken Grundriss und im Querschnitt gestufte blockverklebte Brettschichtholz-Träger, Handläufe aus Accoya-Brettschichtholz und horizontalen Edelstahlseilen, Brückenbelag aus beschichteten Betonfertigteilen  255 m <sup>3</sup> Brettschichtholz, 96 m lang und 3 m breit, im Grundriss gebogene und im Querschnitt gestufte blockverklebte Brettschichtholz-Träger mit S-förmigem Verlauf, Durchlaufträger mit Gerbergelenken
Maße:	Brückenlänge: 96,30 m Brückenbreite: 3,60 m

## 2. Konstruktion der Neckartenzlinger Fußgänger- und Radwegbrücke

### 2.1. Entwurfsgedanke des Ingenieurbüros Miebach

Der Bauort der Brücke wurde frühzeitig im südlichen Bereich der alten Bestandsbrücke lokalisiert, da dort die günstigste und attraktivste Anbindemöglichkeit an den Fernradweg resultiert. Ein vorzeitiges Ableiten des Radweges von der Bundesstraße erlaubt eine Wegeführung auf einem Hochwasserdamm im Bereich des Neckars. Dadurch konnte der Eingriff in die gewachsene Natur geringgehalten werden, und man durchfährt dennoch den naturnahen Bereich des Flussufers.

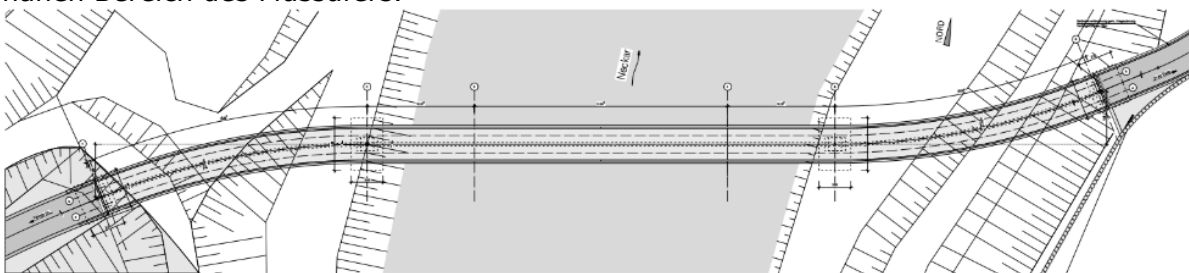


Abbildung 1: Brückenverlauf über den Neckar (Quelle: IB Miebach)

Da der Neckar im Bereich der Brücke eine Kurve beschreibt, erschien es für die harmonische Wegeführung sinnvoll, eine im Grundriss S-förmige Geometrie zu wählen.

Für das seitliche Erscheinungsbild verglich man die Variante einer abgespannten Pylonbrücke mit zwei Masten und eine Variante eines untenliegenden Durchlaufträgers in Blockträgerbauweise.



Abbildung 2 und 3: Variantenvergleich Pylonbrücke und Blockträgerbrücke (Quelle: IB Miebach)

Sowohl aus gestalterischen Gründen, aber auch wegen Aspekten des Vogelschutzes entschied man sich sehr rasch für die kompaktere zweite Variante ohne aufragende Bauteile. Hierbei sei angemerkt, dass es keine wissenschaftlichen Belege für die Gefahr für Vögel

gibt, die von derartigen Pylonbrücken ausgehen könnte. Dennoch ist man so einer weiteren Diskussion zuvorgekommen.

Eine Blockträgervariante erzeugt darüber hinaus mit einfachen Mitteln eine gestalterische Besonderheit, die durch den gestuften und gebogenen Blockträger aus Brettschichtholz noch zusätzlich erzeugt wird.

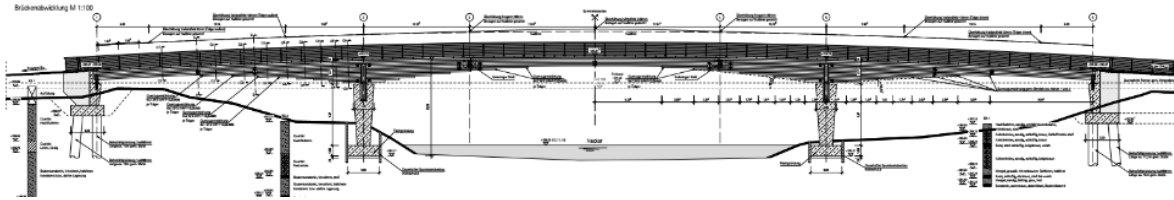


Abbildung 4: Bauweise der Neckartenzlinger Brücke (Quelle: IB Miebach)

Mit einer Gesamtlänge von 96,3 m stellte sich eine dreifeldrige Brückenaufteilung als sinnvolles System heraus, sodass der Neckar in Bauwerksmitte mit 44,5 m frei überspannt ist, und symmetrisch je ein Vorlandfeld mit knapp 25,9 m zum Ufer führt. Aus Gründen der Herstellbarkeit wurde gleich zu Beginn ein zweigeteilter Querschnitt vorgesehen, der mittig mit Distanz einen ausreichenden Platz für Leitungsführungen aufweist.

Für das Bauwerk wurde bewusst der Werkstoff Holz ausgewählt. Das Einfügen in die naturnahe Umgebung stellte dabei eines der wichtigsten Kriterien dar. Doch gerade die anspruchsvolle Geometrie durch die zweifach gebogenen Brückenelemente legte den Werkstoff nahe. Wirtschaftliches Bauen ist durch kompakt verklebte Brettschichtholz-Konstruktionen gut realisierbar.

Nicht zuletzt der historische Kontext des Baufeldes spricht einmal mehr für Holz: am Brückenstandort wurde in früheren Jahrhunderten Holz aus dem Schwarzwald in den Neckar zum Flößen verladen. Von dort gelangte das Holz dann flussabwärts in den europaweiten Holzhandel und stellte eine Lebensgrundlage von Neckartenzlingen dar. Das in Sichtweite befindliche Hotel „zum Flößer“ erinnert noch an diese ortstypische Tradition.

## 2.2. Statisches System

Die Basis der Konstruktion ist durch einen einfachen durchlaufenden dreifeldrigen Gerberträger definiert, der im Bereich der großen Stützmomente über den Pfeilern in der Querschnittshöhe angepasst ist. Die gestalterisch markante Querschnittsaufweitung orientiert sich mit der gestuften Ausformung rein an der Statik - und dem optimierten Produktionsprozess von blockverleimten Holzträgern. Denn für die Herstellung werden Brettschichtholzträger mit abnehmendem Querschnitt einfach liegend aufeinander geleimt.

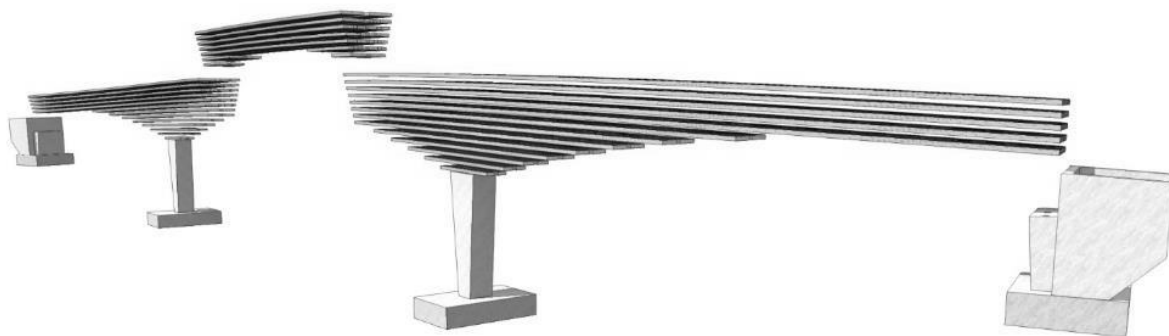


Abbildung 5: Explosionsgrafik (Ausschnitt) der Holzkonstruktion (Quelle: IB Miebach)

Eine Anlehnung an historische Holz-Kragarmbrücken wurde hierbei durchaus angestrebt. Bei diesem Brückentyp sind – Blattfedern ähnelnd – verschiedene Tragglieder am Auflagerpunkt additiv aufgeschichtet. Zum Ende des jeweiligen Kragarms reduziert sich die Anzahl der Tragglieder, sodass gestalterisch eine Verschlankeung zur Feldmitte hin resultiert.

Zur Übertragung des statischen Systems in gut zu fertigende Bauelemente mit kostengünstigen Stoßverbindungen erwies sich die Wahl von Gerbergelenkstößen als zielführend: Im Bereich des mittleren Hauptfeldes wurden in den Zonen der Biegemomenten-Nulldurchgänge gelenkige Stöße vorgesehen. Dadurch ergeben sich jeweils ein Vorlandfeld mit Kragarm mit je ca. 36m Länge sowie ein Mittel-Einhängeträger mit ca. 24m Länge. Der Kurvenbereich erzeugt durch die Außermitte, bezogen auf die Lagerpunkte, Torsionsmomente, die an den Zwischenunterstützungen durch eingespannte Stahlprofile aufgenommen werden. An den Widerlagern sind ebenfalls torsionssteife Lager ausgebildet. Die Einspannprofile übertragen nur Torsionsmomente und Horizontallasten quer zur Brückenachse. Um eine zwängungsfreie Verdrehung um die Y-Achse sicherzustellen, wurden Gleitlager auf den Flanschen der Stahlprofile angeordnet. Die Vertikallasten werden über mit Vollgewindeschrauben verstärkte Auflagerbereiche in Elastomerlager übertragen. Die Kopplung der beiden nebeneinanderliegenden Blockträger erfolgt über Querschotts, die mit Vollgewindeschrauben angeschlossen sind.

### 2.3. Konstruktiver Holzschutz

Die Basis einer vollwertigen Brücke aus Holz bildet ein Holzschutzkonzept, das die Tragstruktur vor freier Bewitterung schützt und eine hohe Lebensdauer garantiert. Bei dem zugrunde gelegten Brückenkonzept wurde dem Belag diese wichtige Funktion zugewiesen: Wasserdichte, beschichtete Betonfertigteile sind unterlüftet auf die Holzstruktur aufgelegt und garantieren durch unterseitige Wasserrinnen in den Stoßbereichen eine dauerhafte Überdachung des Holztragwerks.

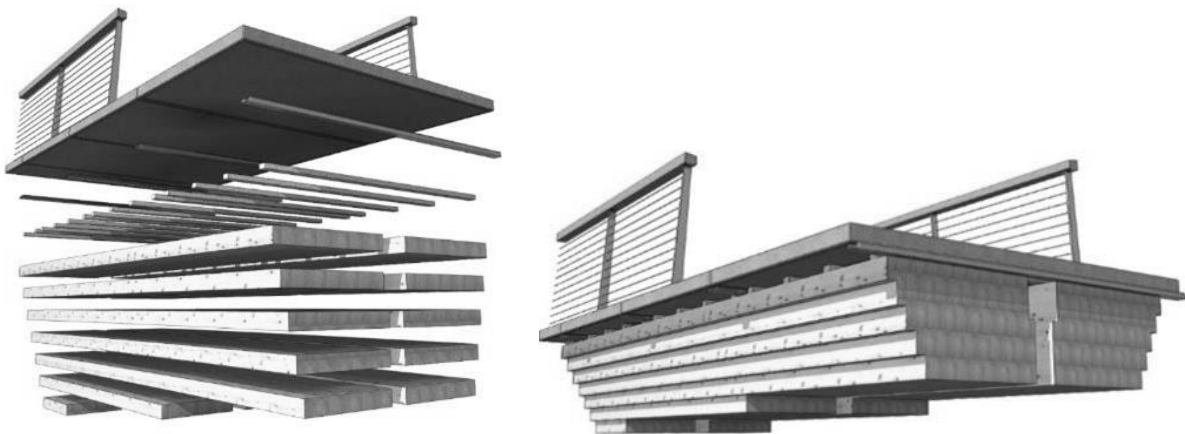


Abbildung 6: Explosionsgrafik (Ausschnitt) der Blockträgerbrücke (Quelle: IB Miebach)

Die Betonplatten weisen Einzellängen von knapp 2 m und eine Breite von 3,6 m (=Brückenbreite) auf, sodass nur Querfugen entstehen. Da die Unterlüftungsebene eine Höhe von ca. 5 cm aufweist, können die Entwässerungsrinnen dort gut und optisch unauffällig platziert werden.

Um dem seitlich angreifenden Schlagregen zu entgehen, dessen Fallwinkel normativ in DIN 68800 in Deutschland mit  $30^\circ$  zur Lotrechten angegeben wird, folgt die Tragstruktur dieser Vorgabe.

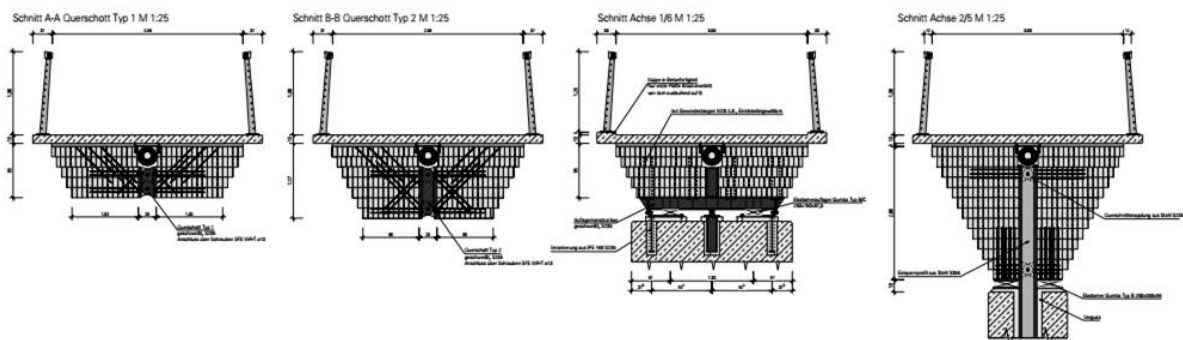


Abbildung 7: Brückenquerschnitte (Quelle: IB Miebach)

Die Verjüngung der gestuften Blockträger orientiert sich an dieser 30°-Linie, und ist durch den überkragenden Belag geschützt.

Geschützte Holzbauwerke können gemäß der Ablösebeträge-Verordnung des BMVI mit einer theoretischen Lebensdauer von 60 Jahren, gemäß einer Studie der deutschen Gesellschaft für Holzforschung sogar mit 80 Jahren angesetzt werden. Somit gewährleistet das konstruktive Holzschutzkonzept eine Gleichwertigkeit zu Stahlbetonbrücken und anderen Materialien.

Ein chemischer Holzschutz ist bei diesem Holzschutzkonzept theoretisch nicht mehr erforderlich. Es wurde lediglich ein pilz- und bläuevorbeugender, feuchte- und schmutzabweisender Grundanstrich vorgesehen, der insbesondere bei der Montage eine Verunreinigung der Träger vermieden hat.

### 3. Die Neckartenzlinger Brücke entsteht

In Summe wurden rund 255 m<sup>3</sup> Fichten-Brettschichtholz sowie 3 m<sup>3</sup> Accoya-Brettschichtholz für die Brücke benötigt. Da Schaffitzel Holzindustrie PEFC-zertifiziert ist, wurde ausschließlich Holz aus nachhaltig bewirtschafteten Wäldern verwendet.

#### 3.1. Produktion

Bereits im November 2016 begann im Werk der Schaffitzel Holzindustrie die Brettschichtholz-Produktion, bevor es mit der eigentlichen Bearbeitung und Vormontage losging.



Abbildung 8: Brettschichtholzproduktion Schaffitzel Holzindustrie

Die Produktion des Brettschichtholzes dauerte nur wenige Tage, der Abbund hingegen mehrere Wochen.

### 3.2. Abbund

Der Abbund war geprägt durch die Blockverklebungen, die aufgrund der abgetreppten Querschnitte Besonderheiten waren.



Abbildung 9: Blockverklebung der Neckartenzlinger Brücke

Herausfordernd war weiter die Bearbeitung der gebogenen und abgestuften Bauteile. Hierfür wurde jedes Brückenteil mehrfach gedreht und positioniert, sodass gesägt, gehobelt, geschraubt und Stahlteile angebracht werden konnten.

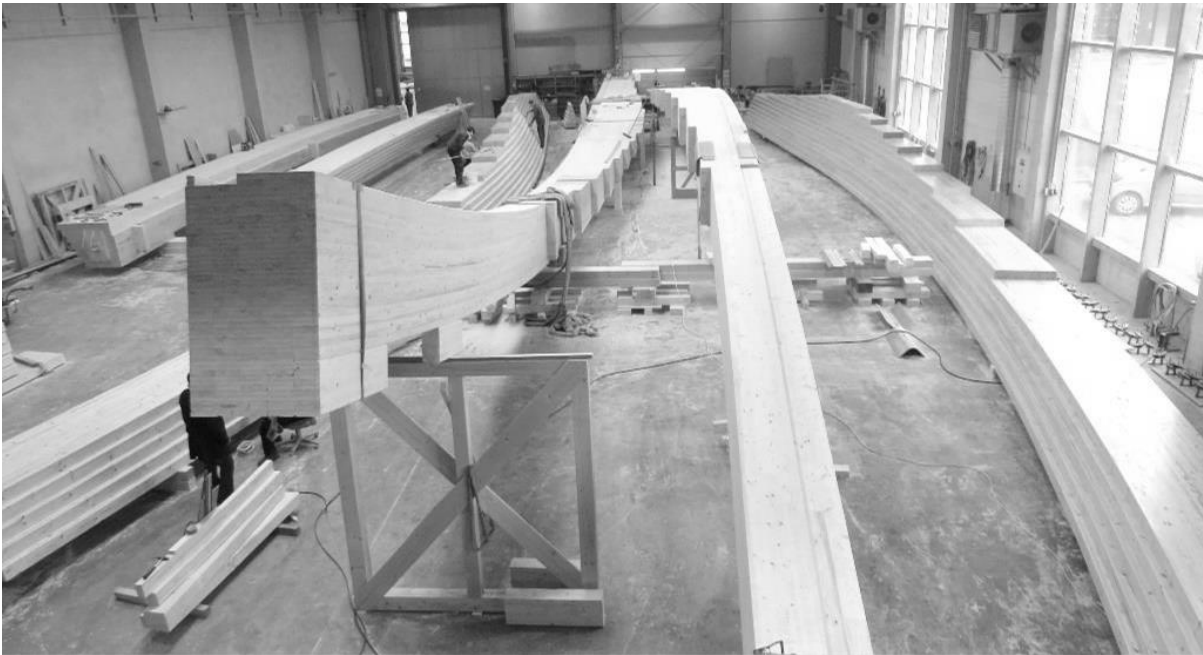


Abbildung 10: Abbund der Neckartenzlinger Brücke



Abbildung 11 und 12: Abbund der Neckartenzlinger Brücke



### 3.3. Transport

Den komplexen Transport zum Montageort übernahm eine Spedition, die auf Schwertransporte spezialisiert ist. Im Vorfeld wurden umfangreiche Strecken-erkundungen durchgeführt, um eine reibungslose Anlieferung zu gewährleisten. Es wurde zudem geprüft, ob einzelne Ampelanlagen umgelegt werden müssen, was aber nicht der Fall war. Die Brücke wurde in 5 Einzelteile zerlegt. Die gebogenen 36 m langen Teile wurden jeweils in zwei Teile produziert und das Mittelstück wurde komplett fertig geliefert. Am ersten Abend verließen drei Schwertransporte das Firmengelände. Davon waren es zwei Transportteile mit einer Länge von 36 m sowie das gerade Mittelstück mit einer Transportteillänge von 24 m.



Abbildung 13 und 14: Verladen und Transport eines gebogenen Elementes

In der zweiten Nacht wurden nochmals zwei 36 m lange gebogene Teile transportiert. Die LKWs mussten in Neckartenzlingen in einem Firmenhof wenden und den restlichen Kilometer komplett – über die B297 und die Neckarbrücke – rückwärtsfahren, da sie sonst nicht richtig „In die Steige“ gekommen wären, denn von dort aus wurde montiert. Allein der Transport war eine wahre Meisterleistung.

## 4. Montage der Neckartenzlinger Brücke

Die Zugangsstraße zum Neckar wurde bereits im Vorfeld gesperrt und auch Anwohner konnten die schmale Zufahrt nur begrenzt nutzen. Doch aufgrund des hohen Vorfertigungsgrades dauerte die reine Brückenmontage lediglich drei Tage. Zur Montage standen an den Uferseiten zwei Schwerlastkräne mit einer Hublast von 380 t bzw. 500 t bereit, die einzelne Brückenelemente über die Dächer von Neckartenzlingen hoben.



Abbildung 15: Brückenelement über den Dächern Neckartenzlingens



Abbildung 16: Einheben eines gebogenen Brückenelementes

Ein entscheidender Kostenfaktor sind die Schwerlastkräne, daher ist eine schnelle und saubere Brückenmontage unabdingbar. Ein weiterer wichtiger Faktor für diese wirtschaftliche Brückenmontage war, dass die Brückenteile ohne große Lagerzeiten vor Ort auskamen und nach dem Eintreffen des ersten LKWs direkt mit der Montage begonnen werden konnte. Die weiteren LKWs warteten nur kurze Zeit „In der Steige“ bis die Brückenelemente nach und nach in Richtung Neckar gehoben und eingebaut wurden. Trotz des starken Regens und Windes an den zwei Hauptmontagetagen verlief die Brückenmontage problemlos. Die Zusammenarbeit zwischen Montageteam und Kranführer ist dabei entscheidend, denn die Brückenelemente mussten punktgenau in die Betonpfeiler eingesetzt werden.

Beim Brückenschlag war Baden-Württembergs Minister für Ländlichen Raum und Verbraucherschutz Peter Hauk dabei. Er lobte die Schaffitzel Holzindustrie für ihre Pionierarbeit in Sachen Holzbau ausdrücklich und appelliert, dass wir alles dafür tun sollten, dass der Holzbau wieder Standard wird. „Ziel der Landesregierung ist es, die Position Baden-Württembergs als Holzbauland Nummer Eins in Deutschland zu stärken“, so Minister Hauk.



Abbildung 17 und 18: Brückenschlag mit Minister Peter Hauk, Bürgermeisterin Melanie Gollert und Jürgen Schaffitzel (von links)

Die Wochen darauf fanden Arbeiten wie bspw. Verlegen von Betonplatten, Einbau der Leitungsführungen, Anbringen der Handläufe aus Accoya-Brettschichtholz oder Montage der Handlauf-Beleuchtungen statt.

## 5. Schlussworte



Abbildung 19 bis 20: Fertiggestellte Fußgänger- und Radwegbrücke in Neckartenzlingen  
(Fotos: Schaffitzel Holzindustrie / Burkhard Walther)

Die 96 m lange und 3 m breite Holzbrücke wurde 2017 ca. 100 m oberhalb der bestehenden Neckarbrücke errichtet und dient der Verbesserung des Neckartalradweges.

Die Brücke zeichnet sich durch einen raffiniert gestuften blockverklebten Brett-schichtholzträger aus, der durch diese spezielle Form konstruktiv geschützt ist. Der S-förmige Brückengrundriss orientiert sich zudem an dem anschließenden Wegeverlauf, sodass für Fußgänger und Radfahrer ein natürlicher Zugang gegeben ist. Die Neckartenzlinger Bürger sind mit der fertigen Fußgänger- und Radwegbrücke sehr zufrieden, denn sie schafft einen absoluten Mehrwert – Fußgänger und Radfahrer können nun endlich wieder gefahrenlos den Neckar überqueren und dabei die Natur genießen.

Da die Bauherren und Planer großen Wert auf eine ansprechende Architektur und Nachhaltigkeit legten, ist die Neckartenzlinger Brücke sowohl technisch, planerisch als auch optisch gesehen ein weiterer Meilenstein im Holzbrückenbau.



# **Geschützte Fachwerkbrücken über den Gewässern Wiese und Enz**

Josef Schmees  
Zimmermeister  
Schmees & Lühn GmbH & Co.KG  
Fresenburg, Deutschland





# Geschützte Fachwerkbrücken über den Gewässern Wiese und Enz

## 1. Brücke im Zuge eines Gehweges über die B 317 und die Wiese bei Lörrach

1983 wurde im Rahmen der Landesgartenschau im baden-württembergischen Lörrach als Zuwegung zum Grütt-Park vom Stadtteil Lörrach-Haagen eine Fuß- und Radwegbrücke über den Fluss Wiese und die Bundesstraße 317 errichtet. Als größte von derzeit 29 Holzbrücken im Regierungsbezirk Freiburg ist das Bauwerk in Fachkreisen noch heute weitläufig bekannt. Die Brücke wurde damals als überdachte Fachwerkbrücke, jedoch ohne seitlichen Witterungsschutz, konzipiert und überspannt mit einer Durchgangsbreite von 2,8 m und einer Gesamtlänge von 84 m die Straße und den Fluss. Ein lamellenförmiger Schutz der Fachwerkträger wurde erst zu einem späteren Zeitpunkt angebracht, konnte jedoch nicht alle Bauteile ausreichend schützen. Nach der Feststellung umfangreicher Schäden am Haupttragwerk stand 2016 der Ersatzneubau an.



Abbildung 1: Ansicht Brücke neu, Quelle: Markus Ruf

### 1.1. Bestand

Schon beim Bau der Brücke im Jahr 1983 wurde über einen seitlichen Witterungsschutz nachgedacht. Aus architektonischen Gründen wurde dieser zur Eröffnung der Landesgartenschau jedoch nicht ausgeführt. Erst 17 Jahre nach der Landesgartenschau hatte sich das Regierungspräsidium Freiburg dazu entschlossen, das tragende Fachwerk auch seitlich vor Witterung zu schützen.

Dieser Entschluss kam jedoch zu spät. Der Untergurt der seitlichen Fachwerkträger war vor allem im Bereich der Anschlüsse nachhaltig durch die ständige Bewitterung geschädigt. In einer der turnusmäßigen Hauptprüfungen wurden an den Fachwerkknoten im Untergurt massive Fäulnisschäden im Bereich der Anschlusspunkt festgestellt. Eine genauere Untersuchung des Schadensumfanges im Jahr 2000 ergab, dass die Bewitterung des Untergurtes ausreichend war, um den ansetzbaren Restquerschnitt um mehr als 50% zu reduzieren. Als Sofortmaßnahmen wurde die Spannweite über die Wiese durch Notunterstützungen reduziert und ein Monitoring System zur Sicherstellung der Tragfähigkeit umgesetzt. Zudem wurde erst jetzt ein seitlicher Schutz der Fachwerkträger angebracht.



Abbildung 2: Untergrund alt, Quelle: Schmees &amp; Lühn



Abbildung 3: Untergrund alt, Quelle: Schmees &amp; Lühn

## 1.2. Planung der neuen Brücke

Die Planung der Instandsetzung der maroden Brücke sah drei zu untersuchende Varianten vor.

1. Variante: Sanierung und Ertüchtigung einzelner, beschädigter Bauteile am bestehenden Objekt
2. Variante: Sanierung und Austausch einzelner, beschädigter Bauteile nach Aushub der Brücke
3. Variante: Neubau des Überbaus unter Wiederverwendung der Widerlager

Nach einer umfangreichen Kosten-Nutzen-Analyse entschied sich das Regierungspräsidium Freiburg letztlich für die Variante 3, den Neubau des Überbaus.

Es war dabei jedoch sofort klar, dass die Architektur des Bauwerkes erhalten bleiben sollte. Jedoch wurde aus architektonischen, statischen und konstruktiven Gründen die Konstruktion optimiert und dem heutigen Stand der Technik angepasst. An vorderster Stelle stand dabei ein verbesserter konstruktiver Holzschutz, der die theoretische Lebensdauer von 60 Jahren gemäß Ablöserichtlinie erfüllt. Zudem sollte die Architektur des Bauwerkes leichter und transparenter wirken.

## 1.3. Konstruktiver Holzschutz

Um das Fachwerk besser vor Witterung zu schützen und die Höhe des seitlichen Witterungsschutzes zu reduzieren, wurde der Dachüberstand von ursprünglich 70 cm auf 95 cm vergrößert. Das Pfettendach mit sichtbarer Dachkonstruktion wurde mit einer auf 20 mm Lärchenschalung aufgebrachten Stehfalzeindeckung abgedichtet. Die Dachkonstruktion schützt somit komplett die obenliegende horizontale Aussteifung sowie die seitlichen Fachwerke bis zu einem Maß von 2,16 m unterhalb der Dachdeckung. Durch den vergrößerten Dachüberstand konnte der seitliche Witterungsschutz auf einer Höhe von 1,3 m ab OK Belag angebracht werden statt zuvor auf ca. 1,9 m.

Die seitliche Schalung wurde aus schräg angebrachten Lamellen auf einer Unterkonstruktion aus Lärchenholz hergestellt. Die Lamellen bestehen aus einer 27 mm x 240 mm Dreischichtplatte aus Lärche. Die Befestigung der Lamellen auf der Unterkonstruktion erfolgt mit sichtbaren Schrauben, so dass jede einzelne Lamelle ohne größeren Aufwand ausgewechselt werden kann. Den oberen Abschluss bildet ein Brüstungsbrett aus Lärchenholz, das zwischen die Pfosten des Fachwerkes montiert wurde.



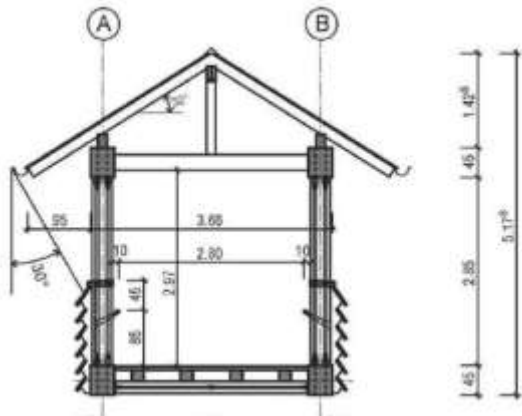


Abbildung 4: Wetterschutz DIN 1995-2, Quelle RPF

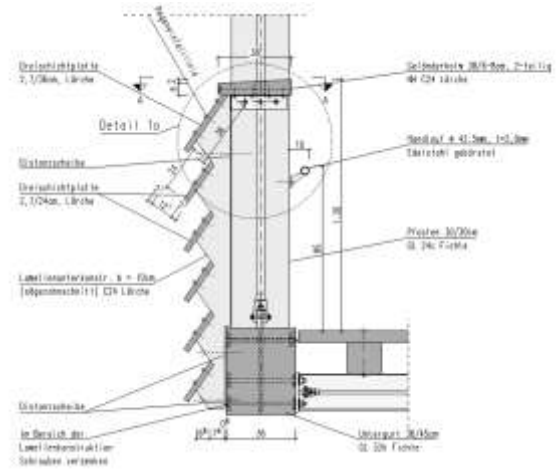


Abbildung 5: Details Wetterschutzlamelle, Quelle: Schmees & Lühn

### 1.4. Konstruktion

Die überdachte Fachwerkbrücke ist als 3-Feld-System gerechnet und hat zwischen dem Fluss Wiese und der Bundesstraße 317 einen Auflagerbock aus Stahlprofilen. Bei dem vertikalen Fachwerk als Haupttragwerk bestehen die Ober- und Untergurte aus BSH GL 32h in den Abmessungen 36/45 bzw. 2x 17/45. Die Pfosten wurden aus BSH GL 24c in den Abmessungen 30/30 hergestellt. Um die gewünschte Leichtigkeit des Bauwerkes zu realisieren, wurden die ursprünglich aus Holz stammenden Diagonalen aus 1 bzw. 2 Stahl-diagonalen M36 als Zugstabsystem ausgeführt. Für den oben liegenden Verband wurden zwischen den Obergurten des Haupttragwerkes Druckpfosten aus BSH GL 24c mit dem Querschnitt 10/24 und Diagonalen aus BSH GL 24c/GL32h eingebaut. Der unten liegende Verband besteht aus Querträgern HEA 200, S235 und kreuzweise angeordneten Stahldiagonalen M20 bzw. M27 als Zugstäbe. Dieser Verband wurde zwischen die Untergurte des Haupttragwerkes ausgeführt. Im Bereich der Bundesstraße wurde der Untergurt zur Aufnahme der Anpralllasten zusätzlich durch einen HEB 240 S235 verstärkt. Auf den Querträgern sind Längsträger aus Lärche 16/18 und ein Bohlenbelag aus Lärche 6/18 aufgebracht. Als Einwirkung auf das Bauwerk wurde neben den üblichen Beanspruchungen aus Eigengewicht, Schnee, Wind und den Verkehrslasten auch die Einflüsse durch Temperatur- und Feuchteänderung und einseitige Erwärmung durch Sonneneinstrahlung berücksichtigt. Zusätzlich musste der Brückenteil über die Bundesstraße auf Anprall von Fahrzeugen nachgewiesen werden. Da das Bauwerk in der Erdbebenzone 3 liegt, musste auch dieser Lastfall berücksichtigt werden.

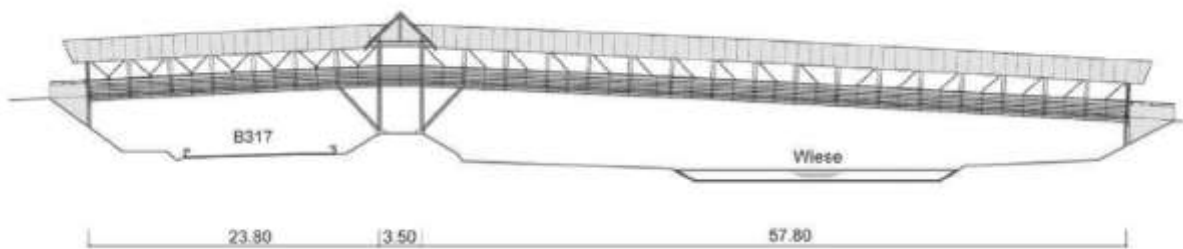


Abbildung 6: Übersichtsplan, Quelle: HSW-Ingenieure

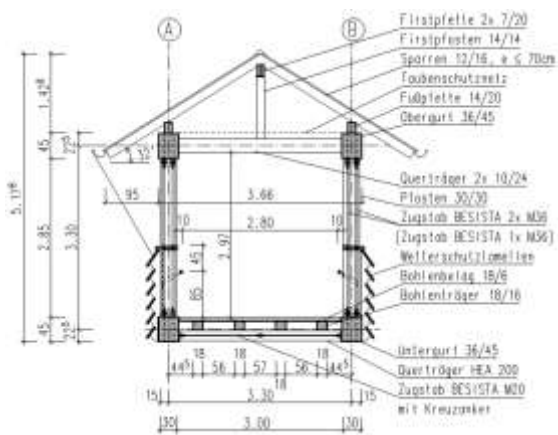


Abbildung 7: Regelquerschnitt über Wiese, Quelle: HSW-Ingenieure

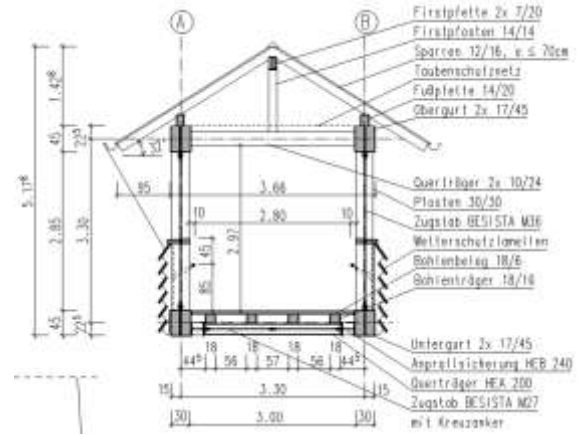


Abbildung 8: Regelquerschnitt über B 317, Quelle: HSW-Ingenieure

### 1.5. Fertigung

Das Montagekonzept sah vor, die Brücke in drei Abschnitten einzuheben. Diese drei Abschnitte mit Einzellängen von 23,8 m, 22,1 m und 39,1 m wurden im Herstellungswerk im emsländischen Fresenburg in 7 Teilsegmenten mit Längen zwischen 10,0 m und 13,5 m und einem Auflagerbock vorgefertigt.

Bevor die Fertigung starten konnte, mussten Versuche zur Ausführung eines praktikablen verformungsarmen Gurtanschlusses für die in Teilen hoch belastete Zuggurte durchgeführt werden. Die Statik sah vor, diesen Anschluss mit jeweils 2 seitlichen 20 mm dicken Stahlblechen und passgenau eingeschraubten Vollgewindeschrauben 12 x 350 mm auszuführen. Die Schraubenlöcher der seitlichen Bleche wurden entsprechend der Kopfgeometrie der Vollgewindeschraube geplant und gefertigt, um den Schlupf der Schraubenverbindung auf ein Minimum zu reduzieren. Mit der Unterstützung des Schraubenherstellers Spax wurden verschiedene Versuche zum Eindrehen der Schrauben durchgeführt. Mit Hilfe eines handgeführten Akku-Schraubers mit Drehmoment- und Drehwinkelsensor und einer Messeinrichtung zur Aufzeichnung des Schraubvorganges konnte schließlich sichergestellt werden, dass jede Schraube passgenau in die Blech abschließt und die notwendige Vorspannung erhält.

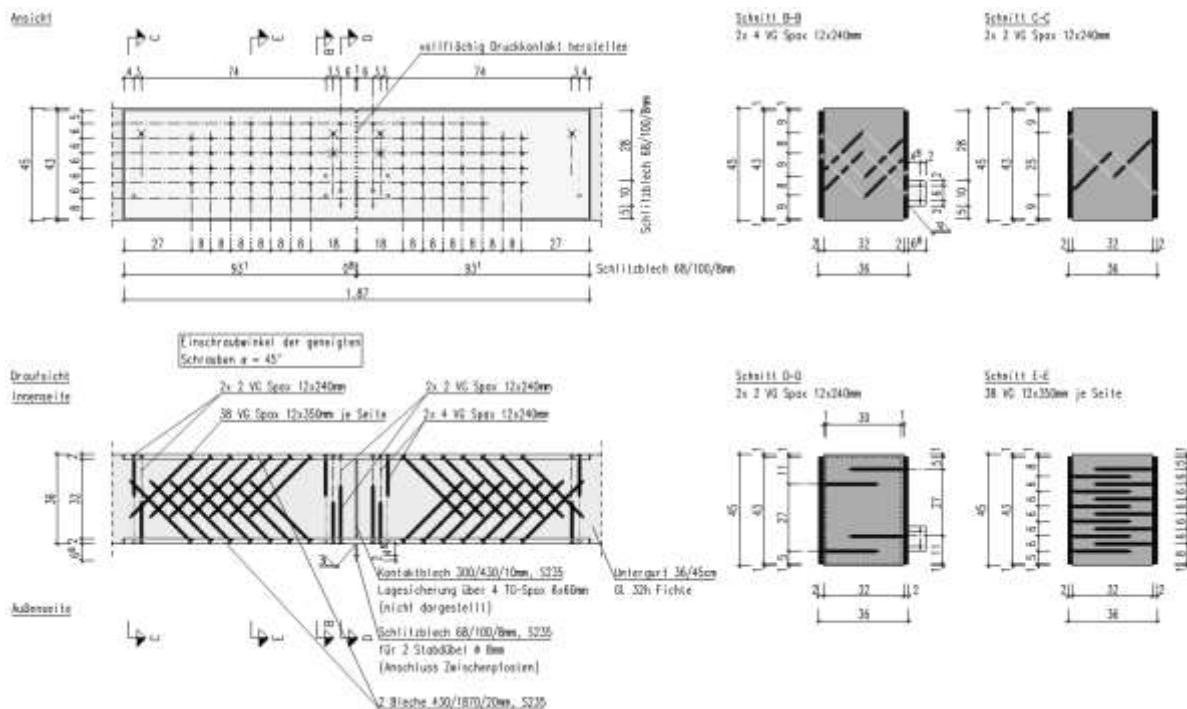


Abbildung 9: Zuganschluss Untergurt, Quelle: Schmees & Lühn



Abbildung 10: Versuche Zuganschluss,  
Quelle: Schmees & Lühn



Abbildung 11: Fertiger Zuganschluss,  
Quelle: Markus Ruf

Die Reduktion der Verformung in den hoch belasteten Zuganschlüssen war vor allem notwendig, da der gesamte Überbau mit einer gleichmäßigen Krümmung entworfen wurde. Jedes Teilsegment wurde mit einer Überhöhung von bis zu 5 cm ausgeführt. Die Holzteile wurden CNC-gesteuert angebunden. Alle 7 Teilsegmente und der Auflagerbock wurden in den Werkhallen vormontiert. Dabei bestand ein Teilsegment aus den seitlichen Tragwerken und den oberen und unteren Verbänden inkl. aller Stahlbauteile sowie größtenteils dem Belag und dem seitlichen Witterungsschutz. Lediglich das Dach konnte aufgrund der Abmessungen für den Transport nicht vormontiert werden. Zur Überprüfung des gesamten Brückenzuges mit der Gesamtüberhöhung wurden die Teilsegmente und der Auflagerbock probeweise in den Werkhallen zusammengefügt und vermessen. Erst nach dieser Überprüfung wurden die einzelnen Segmente verladen und abtransportiert.



Abbildung 12: Fertigung Stahlbau,  
Quelle: Schmees & Lühn



Abbildung 13: Vormontage, Quelle: Schmees & Lühn

## 1.6. Montage

6 Woche vor der Montage des neuen Überbaus wurde der alte Überbau demontiert. Bei dem längeren Brückenteil über den Fluss Wiese wurden die zur Sicherung des Bauwerkes hergestellten Notunterstützungen mit weiteren Stützen und Verbänden ertüchtigt. Dieser ca. 58m lange Brückenteil wurde in 3 Teilsegmente zerlegt und mittels eines 500-Tonnen-Krans ausgehoben. Der vierte und letzte Aushub war das Segment über die Bundesstraße B317. Dieser Aushub wurde unter Vollsperrung der B317 inkl. der Dachkonstruktion durchgeführt. Alle Segmente wurden zu einer naheliegenden Fläche transportiert und dort zur Entsorgung vorbereitet.



Abbildung 14: Demontage, Quelle: Schmees &amp; Lühn

Die Montage begann mit dem Segment über die Bundesstraße 317. Für dieses 24 m lange Segment wurden zwei Teilsegmente auf dem Montageplatz vormontiert, die Dacheindeckung aufgebracht und der seitliche Witterungsschutz vervollständigt. Dadurch war der Teilbereich über die viel befahrene Straße annähernd fertiggestellt, und eine längere Verkehrsbehinderung konnte vermieden werden. Für die Montageabschnitte 2 und 3 über den Fluss wurde ein Montagegerüst am Ufer des Flusses aufgebaut. Der Montageabschnitt 2 bestand ebenfalls aus zwei Teilsegmenten und wurde ohne Dachkonstruktion und Deckung eingehoben. Gelagert wurde das zweite Montagesegment auf dem Auflagerbock sowie dem Montagegerüst am Ufer der Wiese. Mittels Pressen konnte das Montagesegment 2 am temporären Auflager des Montagegerüsts in der Höhe feinjustiert werden, um die Höhenlage des Überbaus einstellen zu können. Das dritte und mit 39,1 m längste Montagesegment bestand aus drei Teilsegmenten und überspannt den Fluss Wiese. Dieses Segment wurde als letztes, ebenfalls ohne Dachkonstruktion, eingehoben und auf dem vorhandenen Widerlager und dem Montagegerüst abgelassen.

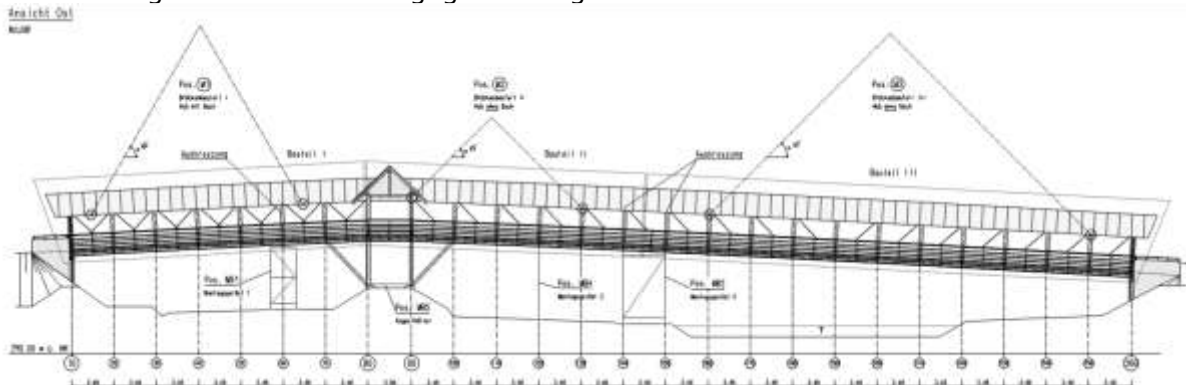


Abbildung 15: Übersichtsplan Montage, Quelle: HSW-Ingenieure



Abbildung 16: Montage 1. Segment,  
Quelle: HSW-Ingenieure



Abbildung 17: Montage 3. Segment,  
Quelle: HSW-Ingenieure

Die Kranarbeiten dauerten lediglich zwei Tage, und nach weiteren sieben Wochen konnte die Brücke für den Fuß- und Radverkehr wieder geöffnet werden. Somit betrug die Dauer von Demontage bis Wiedereröffnung nur 14 Wochen. Die Gesamtprojektlaufzeit von Beginn der Ausführungsplanung bis zur Fertigstellung betrug rund neun Monate.



Abbildung 18: Ansicht Wiese, Quelle: Markus Ruf



Abbildung 19: Ansicht B317, Quelle: Markus Ruf



Abbildung 20: Eingang Brücke, Quelle: Markus Ruf



Abbildung 21: Innenansicht, Quelle: Markus Ruf

### **Bauwerksdaten**

Gesamtlänge zwischen Endauflager:	85,1m
Einzelstützweiten:	23,8m; 3,5m; 57,8m
Gesamtbreite:	5,5m
Breite zwischen Handläufen:	2,8m
Gesamthöhe:	5,178m
Durchgangshöhe:	2,85m
Kreuzungswinkel:	100 gon

## 2. Neubau Geh- und Radwegbrücke über die Elsenz in Bammental BW-Nr. 6618-733

Quelle: Baubeschreibung der Ausschreibung; RP Karlsruhe

Es ist der Neubau einer Geh- und Radwegbrücke im Zuge der Landesstraße L 600 über die Elsenz in Bammental vorgesehen. Danach wird von der L 600 bis an die neue Holzbrücke ein Radweg gebaut.

Die vorhandene Friedensbrücke ist für den Geh- und Radverkehr zu schmal. Derzeit ist selbst der Begegnungsverkehr zweier PKW nur mit Einschränkungen (langsames Vorbeifahren) möglich. Es wird aktuell geprüft, ob die Friedensbrücke unter Denkmalschutz steht und daher nicht verbreitert werden darf, sodass die Entscheidung zum Neubau einer separaten Geh- und Radwegbrücke zur Schaffung einer sicheren fußläufigen Verbindung gefallen ist.

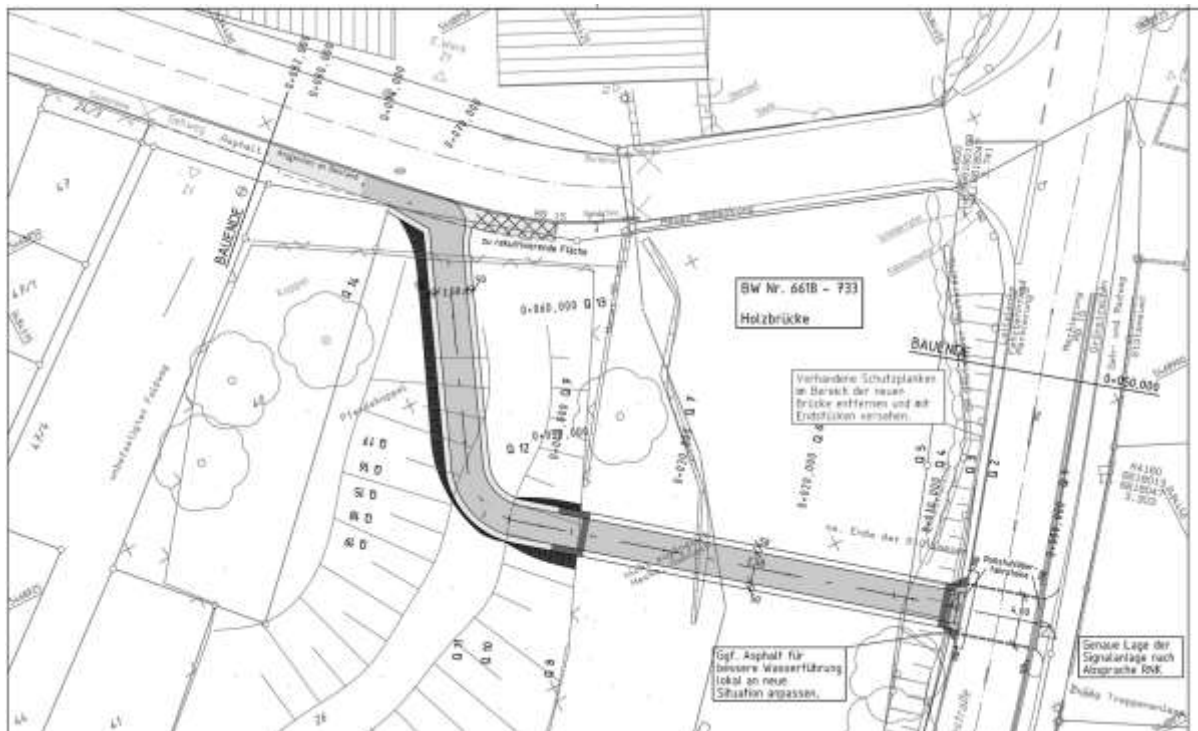


Abbildung 22: Lageplan, Quelle: Ausschreibungsunterlagen

Das neue Brückenbauwerk befindet sich oberstromseitig in einer Entfernung von ca. 30 m südlich der Friedensbrücke.

### 2.1. Ausschreibungsentwurf

Die Brücke wird als Holzkonstruktion mit einer Überdachung ausgebildet. Die lichte Breite des Verkehrsraumes beträgt 2,50 m, als lichte Höhe ist eine Mindesthöhe von 2,50 m vorgesehen. Die lichte Weite der Brücke wird 28,50 m betragen. Aufgrund der Überdachung wird im Brückenbereich keine Querneigung vorgesehen. Die Längsneigung beträgt 1,65 %. Das Längstragsystem besteht aus einem unterspannten Träger mit Zugstangen. Das Haupttragwerk liegt auf 4 Stahlbetonstützen auf und ist in Querrichtung über Unter- und Obergurterverbände gegen Wind und Seitenlasten ausgesteift. Die Brücke wird gemäß DIN EN 1991-2, Abs. 5.3 als reine Fuß- und Radwegbrücke bemessen. Ein Befahren der Brücke mit motorisierten Fahrzeugen / Kraftwagen ist aus Standsicherheitsgründen nicht zulässig und wird durch geeignete, dauerhafte Absperrvorrichtungen verhindert. Lasten aus Dienstfahrzeugen werden nicht angesetzt.

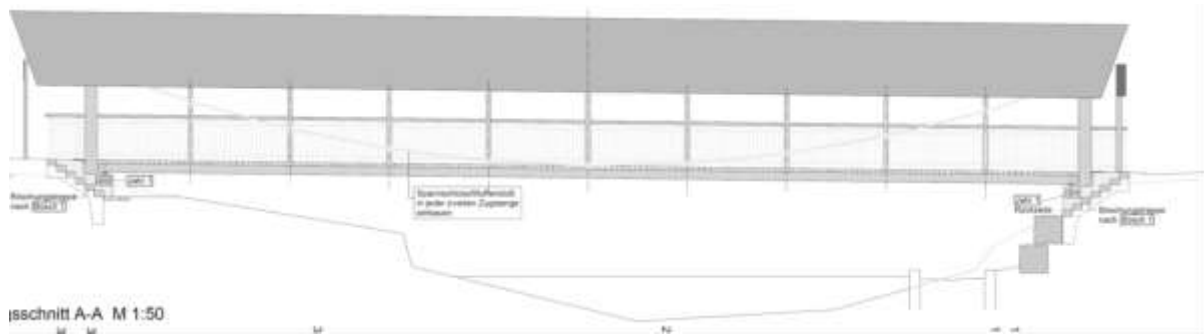


Abbildung 23: Ansicht, Quelle: Ausschreibungsunterlagen

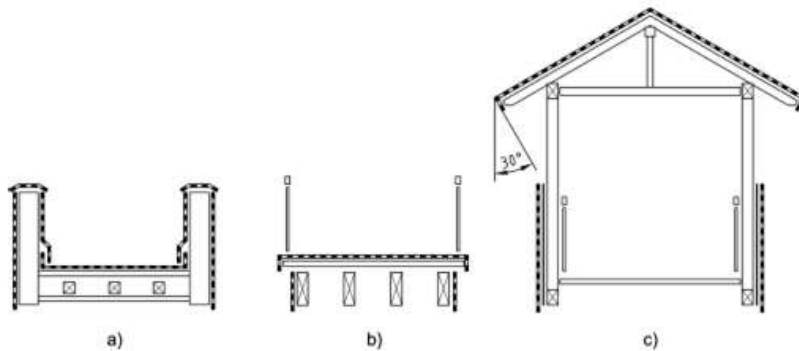
Die Gesamtabmessungen der Brücke betragen in der Breite ca. 6 m in der Höhe 4,6 m. Die Brücke erhält ein Satteldach mit einer Dachneigung von 35°. Die Dachüberstände werden im Hinblick auf den konstruktiven Holzschutz soweit nach außen gezogen, dass eine Bewitterung, unter einem Winkel von 30°, der darunterliegenden Holzkonstruktion verhindert werden soll. Gemäß DIN EN 1995-2/NA: 2011-08 NA.1.5.2.6 gilt der Untergurt somit als geschütztes Bauteil.

Auszug aus den Empfehlungen der DIN EN 1995-2/NA: 2011-08:

#### NA.1.5.2.6

##### Geschütztes Bauteil

Bauteile, bei dem eine direkte Bewitterung durch Niederschläge oder durch Eintrag von Feuchte ausgeschlossen ist



#### Legende

- a) Brücke mit unten liegender Verkehrsbahn
- b) Brücke mit oben liegender Verkehrsbahn
- c) gedeckte Brücke

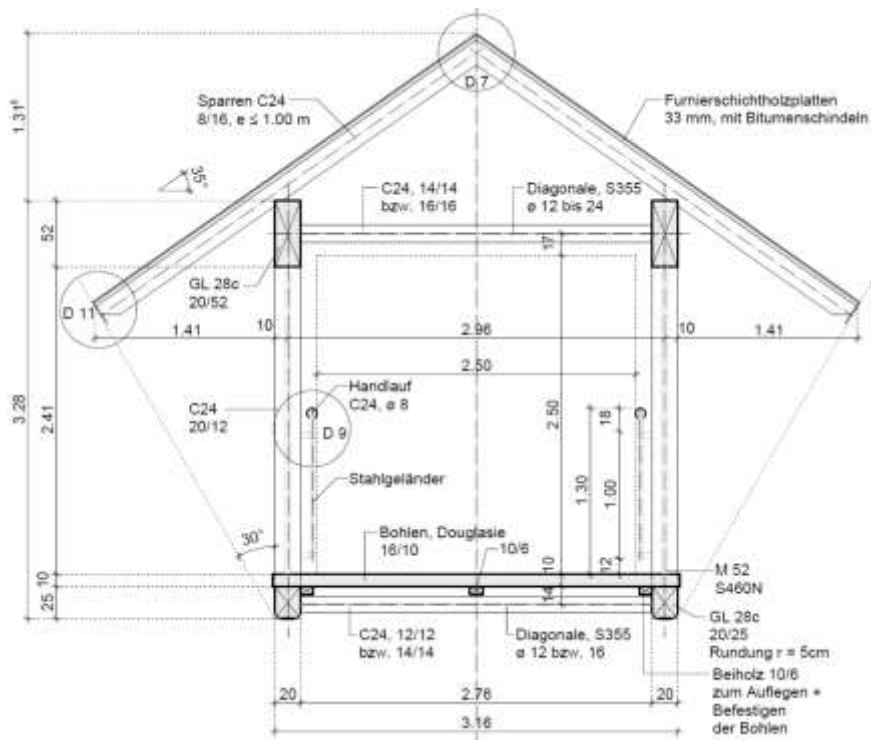


Abbildung 24: Querschnitt, Quelle: Ausschreibungsunterlagen

Jüngste Erfahrungen aus anderen, vergleichbaren Projekten, bei denen ebenfalls der oben benannte Ansatz für den konstruktiven Holzschutz angewendet wurde, haben jedoch gezeigt, dass die Funktionsfähigkeit der 30°-Regel stark abhängig von der jeweiligen Topographie und dem Mikroklima des Standortes ist.

Sämtliche Querschnittsabmessungen wurden durch eine Vordimensionierung festgelegt. Der Belag wird mit profilierten Holzbohlen ausgeführt. Der Bohlenbelag mit einer Stärke von 10 cm, aus Douglasie, splintfreies Kernholz C24, wird auf die Untergurte der Hauptträger aufgelegt und erhält in Feldmitte einen zusätzlichen Querbalken zur Verhinderung ungleichmäßiger Durchbiegungen. In der Ober- und Untergurtebene sind feuerverzinkte Windverbände mit Stahl diagonalen S355 zur Aussteifung vorgesehen. Um die Aufbauhöhe des Untergurtes aus Gründen des Gewässerschutzes so gering wie möglich zu halten, wird der Hauptträger als unterspannter Träger mit Zugstangen aus Stahl ausgeführt.

Der Hauptträger besteht aus einem tragenden Obergurt mit einer Unterspannung durch Stahlstäbe S460 N, Pfosten C24 sowie einem Untergurt. Die Ober- und Untergurte sind Brettschichtholzträger mit der Festigkeitsklasse GL28c. Der Systemabstand der vertikalen Pfosten beträgt 2,85 m, die Systemhöhe des Hauptträgers beträgt 3,20 m. Der Untergurt wird unten abgerundet und soll dadurch ein Hängenbleiben von Treibgut an der Brücke reduzieren. Die Anschlüsse der einzelnen Holz- und Stahlbauteile erfolgt durch Knotenbleche aus Stahl S235 und S355 sowie Verbindungsmitteln des Holzbaus. Die Hauptträger werden mit einer werksseitigen Überhöhung von 50 mm ausgeführt. Für den Überbau wurde eine Schwingungsuntersuchung gemäß DIN EN 1995-2 Anhang B durchgeführt. Da die Grundfrequenz des Überbaus für Vertikalschwingungen  $\leq 5$  Hz ist, ist ein Nachweis des Komfortkriteriums erforderlich. Die maximale Beschleunigung für vertikale Schwingungen  $\leq 0,7$  m/s<sup>2</sup> ist eingehalten.

Die Obergurte der Hauptträger sind auf eingespannten Stahlbetonstützen gelagert. Sie werden durch Einbauteile fest mit der Betonstütze verbunden. Die Untergurte leiten nur eine sehr geringe Last in das Widerlager ein. Sie werden durch ein Montagelager mit Rollen auf das Widerlager aufgesetzt. Zur Aufnahme der Brückenlängskräfte werden auf der östlichen Widerlagerseite Knaggen eingebaut. Der Windverband in der Untergurtebene wird in der Widerlagermitte ebenfalls durch eine Knagge angeschlossen. Diese dient auch zur Abhebesicherung der Untergurtebene im Hochwasserfall.



Derzeitig werden die technischen Unterlagen für die eigentliche Bauausführung (Ausführungsstatik, Ausführungsplanung und Werkstattplanung) erstellt.

In diesem Zusammenhang werden auch Vorschläge zur Optimierung des konstruktiven Holzschutzes, insbesondere bei der Anwendung der 30°-Regel, als Diskussionsgrundlage vorbereitet.

### **Bauwerksdaten**

Bauwerkslänge_	32,04m
Gesamtlänge zwischen Endauflager:	28,50m
Gesamtbreite:	6m
Breite zwischen Handläufen:	2,5m
Gesamthöhe:	4,6m
Durchgangshöhe:	2,5m

### **Projektbeteiligte:**

#### **Brücke Lörrach:**

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch das Regierungspräsidium Freiburg
Planung:	Regierungspräsidium Freiburg Ref. 43 Ingenieurbau
Prüfingenieur:	Dipl.-Ing Rouven Erhardt, Pforzheim
Tragwerks- und Ausführungsplanung:	HSW-Ingenieure, Bad Oeynhausen
Ausführung:	Schmees & Lühn, Holz- und Stahl Ingenieurbau GmbH & Co. KG, Fresenburg

#### **Brücke Bammental:**

Bauherr:	Regierungspräsidium Karlsruhe; Ref. 43 Ingenieurbau
Planung:	Ingenieurbüro Braun GmbH & Co. KG, Pforzheim
Prüfingenieur:	Dipl.-Ing Rouven Erhardt, Pforzheim
Tragwerks- und Ausführungsplanung: (Überbau)	HSW-Ingenieure, Bad Oeynhausen
Tragwerks- und Ausführungsplanung: (Unterbauten)	Ulshöfer, Ingenieurbüro für Tragwerksplanung GbR, Bad Mergentheim-Edelfingen
Ausführung Überbau:	Schmees & Lühn, Holz- und Stahl Ingenieurbau GmbH & Co. KG, Fresenburg
Ausführung Unterbauten:	Albert Amos GmbH & Co. KG; Brackenheim



# **Fussgänger- und Radwegbrücken II**



# Geschwungene Fussgängerbrücke über die A6

Richard Thürler  
Bereichsleiter Kunstbauten  
Emch+Berger AG Bern  
Bern, Schweiz



Jean-Pascal Ammann  
Projektingenieur Kunstbauten  
Emch+Berger AG Bern  
Bern, Schweiz



Johannes Natterer  
Fachexperte Holzbau  
Emch+Berger AG Bern  
Bern, Schweiz





# Geschwungene Fussgängerbrücke über die A6

## Schwungvoll über die Autobahn

### 1. Einleitung

In Rubigen entstand im Frühling 2017 eine Holzbrücke über die Nationalstrasse A6, welche von der Emch+Berger AG in Bern konzipiert und geplant worden war. Sie dient Fussgängern und Radfahrern als Übergang zwischen der Gemeinde Rubigen und der Aare. Das Projekt ist aussergewöhnlich: Holzbrücken, die Autobahnen überqueren, sind in der Schweiz eine Seltenheit. Das Bundesamt für Strassen, ASTRA, war als Bauherr von Projektbeginn an sehr offen gegenüber dieser Materialwahl und hat den Vorschlag in Projektierung und Planung aktiv unterstützt.

### 2. Umgestaltung Autobahnanschluss Rubigen

Beim Autobahnanschluss Rubigen gehörten Rückstaus auf der Kantonsstrasse, die quer über die Autobahn führt, zum Alltag. Mit lediglich drei Fahrspuren verfügte die Brücke über eine ungenügende Kapazität. Die beiden äusseren Spuren dienten der Geradeausfahrt, der mittlere Streifen nahm zwei (zu) kurze Linksabbiegespuren auf. Diejenigen Fahrzeuge, welche die Grünphase für das Abbiegen abwarteten, blockierten somit oft auch jene, die geradeaus fahren wollten.

Um die Kapazität des Anschlusses zu erhöhen wurde im Rahmen dieses Projektes der Gehsteig auf der bestehenden Brücke rückgebaut und an dessen Stelle eine vierte Fahrspur realisiert. Der Langsamverkehr wird somit nicht mehr über die bestehende Strassenbrücke geführt, sondern über die parallel dazu erstellte Holzbrücke geleitet. Seit Juni 2017 wird die Verbindung rege genutzt und verbindet die Gemeinde Rubigen mit dem Naherholungsgebiet entlang der Aare in deutlich attraktiverer Weise.

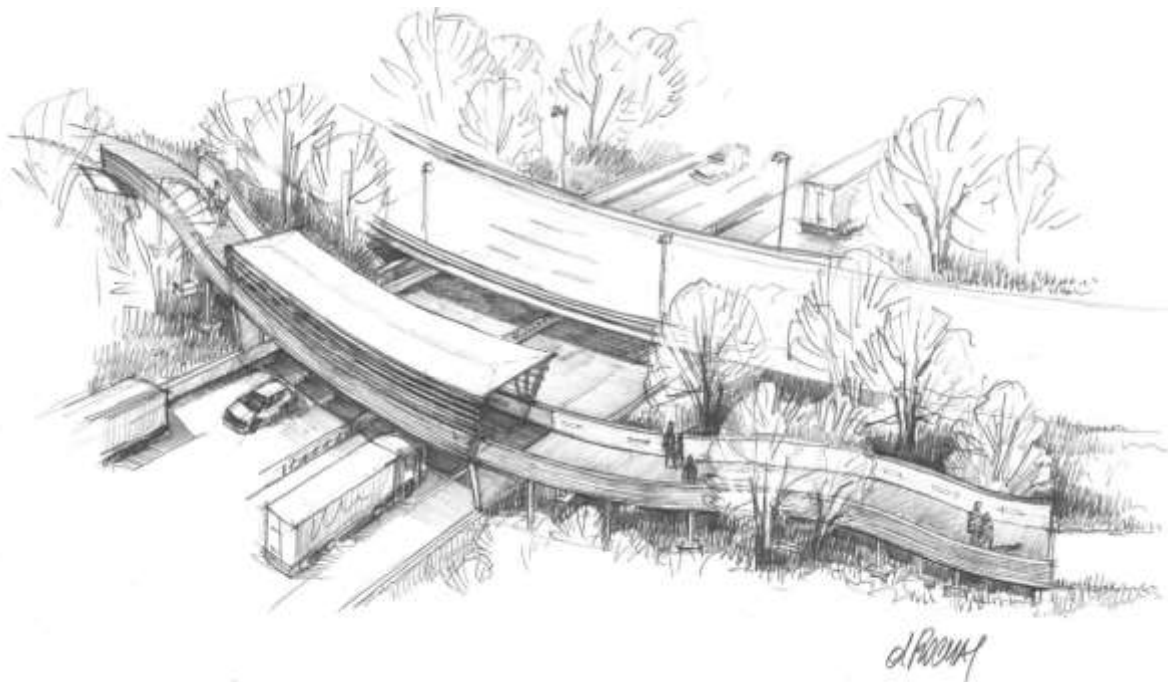


Abbildung 1: Anstatt wie früher quert der Langsamverkehr die Autobahn nicht mehr über die Stahlbetonbrücke, sondern schwungvoll über die neue Holzkonstruktion. Durch den Rückbau des ehemaligen Gehsteiges und Schaffung einer zusätzlichen Verkehrspur konnte die Kapazität der Strassenverbindung wirkungsvoll erhöht werden (Visualisierung D. Rochat).

### 3. Konzept

#### 3.1. Eine gedeckte Holzbrücke und mehrere Stege

Die neue Verbindung setzt sich aus einer rund 30m langen, gedeckten Holzbrücke über der Autobahn, zwei als Vorlandbrücken ausgebildeten Holzstegen von 33 respektive 53m Länge sowie einem weiteren Holzsteg von über 80m Länge entlang der Kantonsstrasse zusammen. Die Brücke und die drei Stege sprechen eine gemeinsame Formsprache und zeichnen sich gestalterisch durch eine glatte Innen- und eine strukturierte Aussenseite aus.



Abbildung 2: Die Brücke mit den beiden Vorlandstegen. Am rechten Bildrand folgt nach dem Übergang über die Ausfahrtsrampe der Autobahn ein weiterer 80m langer Holzsteg (Quelle JP. Ammann).

#### 3.2. Mit Schwung über die Autobahn

Dank der Materialisierung und der sanft geschwungenen Linienführung, die gemeinsam mit 3B Architekten Bern entwickelt wurde, grenzt sich die Konstruktion klar von der aus Beton bestehenden Brücke der Kantonsstrasse ab und hebt die Nutzung als Langsamverkehrsverbindung hervor. Durch den Schwung wird die Geschwindigkeit der Radfahrer gedrosselt und ein sicheres Nebeneinander gewährleistet. Damit auch im Winter und bei nasser Fahrbahn eine ausreichende Griffigkeit sichergestellt ist, erfolgte der Aufbau der 4.20m breiten Fahrbahn mit bituminösem Belag inklusive abgestreutem Splitt.



Abbildung 3: Die geschwungene Linienführung lädt zu einem gemächlichen Überqueren ein. In Richtung Süden öffnet sich der Blick hin zu den spektakulären Berner Alpengipfeln (Quelle W. Vogelsang).



### 3.3. Fachwerkkonstruktion über dem Strassenraum

Die gedeckte Überführung besteht aus einem in der Situation leicht gebogenen, als Einfeldträger ausgebildeten Kastenquerschnitt. Die Krümmung erforderte die Ausbildung zweier Stahlportale an den Brückenenden. Die Fachwerkträger in Längsrichtung setzen sich aus Zugstangen aus Stahl und Streben sowie Gurten aus Brettschichtholz zusammen. Eine Fassade aus Lärchenholz schützt die Tragkonstruktion und kann durch ihren modularen Aufbau problemlos an einzelnen Stellen ausgetauscht werden.



Abbildung 4: Das sichtbare Fachwerk mit den in ihrer Neigung variierenden Diagonalen sowie den Zugstangen aus Stahl lädt zum Verständnis des statischen Systems und seiner Wirkungsweise ein (Quelle JP. Ammann).

### 3.4. Trogquerschnitt über dem Naturraum

Die Stege sind als Durchlaufträger konzipiert und weisen einen Trogquerschnitt auf, in den, wie bei der Hauptbrücke, direkt Beleuchtungskörper integriert sind.



Abbildung 5: Der Trogquerschnitt nimmt teilweise enge Radien auf. Die Tragkonstruktion wird durch Lärchenkeile vor der Witterung geschützt (Quelle JP. Ammann).

## 4. Statik

### 4.1. Ausbildung und Stabilisierung des Tragwerks

Das Fachwerk lädt durch seine konstruktive Durchbildung zum aktiven Verständnis seiner Tragwirkung ein. Die vertikalen Zugstangen signalisieren, durch ihre Materialisierung in Stahl, dass sie Lasten hochziehen, während die Diagonalstreben augenscheinlich Druckkräfte aufnehmen.

Wie in Abbildung 6 ersichtlich, variieren die Druckstreben zudem in ihrer Neigung. Während sie in Brückenmitte mit rund  $45^\circ$  äusserst flach ausgebildet sind, werden sie zu den Auflagern hin steiler und häufen sich ihre Abfolge. Intuitiv lässt sich durch diese Konzentration der Querkraftverlauf und die Krafteinleitung in die Auflager nachvollziehen. Durch eine iterative Optimierung der Neigungen unter Berücksichtigung von Belastungen und Knicklängen, verfügen die Diagonalen stets über den gleichen Querschnitt (GL24h, 200/200) und wirken so in ihrer Ansicht als Einheit.



Abbildung 6: Die Holzbrücke in ihrer Ansicht mit der Variation der Druckstreben (Quelle JP. Ammann).

Die Anschlüsse der Diagonalen an die gekrümmten Ober- und Untergurten (GL32h, 240/500) sind bewusst individuell ausgebildet und stehen stellvertretend für die konstruktive Vielfalt des Holzbaus. In Brückenmitte können durch asymmetrische Lastfälle leichte Zugkräfte in den Diagonalen auftreten. Folglich wurden sie an dieser Stelle mit einem Schlitzblech angeschlossen. Hin zu den Auflagern erfolgt bei mehreren Diagonalen der Anschluss über einen einfachen Versatz, während im Auflagerbereich durch die steilen Streben und die hohen Kräfte Eichensättel zur Krafteinleitung notwendig wurden.



Abbildung 7: Vielfältige Verbindungen mit Schlitzblechen in Brückenmitte, über einen einfachen Versatz im Verlauf der Brücke bis hin zu Eichensätteln im Auflagerbereich (Quelle JP. Ammann).

## 4.2. Stabilisierung des Tragwerks

Durch die Krümmung der Brücke im Grundriss von fast einem Meter treten grosse Torsionsbelastungen auf. Die dafür notwendige Steifigkeit wird einerseits durch zwei stählerne Portale an den Brückenden und andererseits durch den Verbund der Querträger unter der Fahrbahn und im Dachbereich mit einer Kertoplatte (Schraubpressklebung) erreicht. So wirken die Querträger als T-Träger und entfalten gemeinsam mit der Kertoplatte eine Scheibenwirkung.

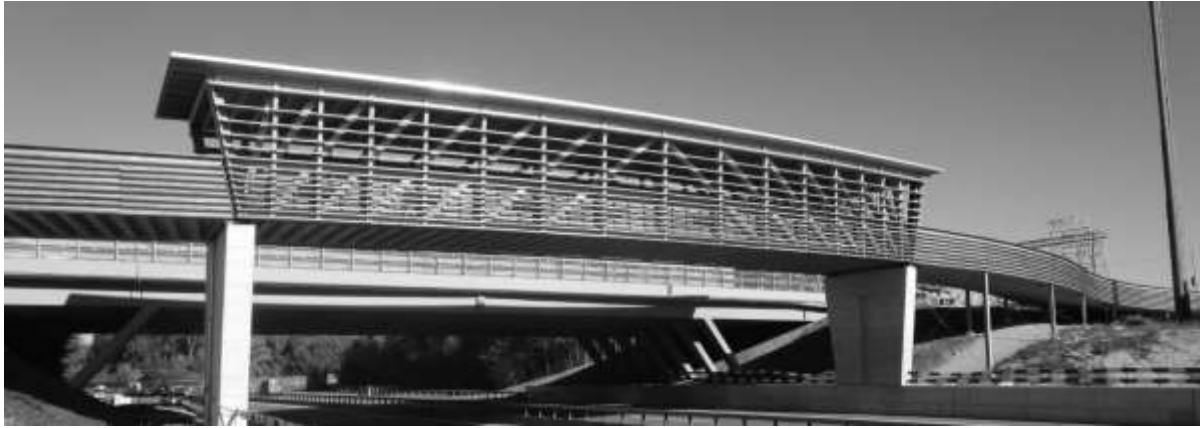


Abbildung 8: Links und rechts an den Brückenden sorgen Stahlportale für die notwendige Torsionssteifigkeit (Quelle JP. Ammann).

## 5. Fertigung der Brücke

### 5.1. Montage im Werk

Im Februar 2017 startete die Herstellung der Holzbrücke. Die rund 40 Tonnen schwere Holzkonstruktion der Hauptbrücke wurde in lediglich einem Monat im Werk der Zaugg AG Rohrbach gefertigt. Die Fertigung im Werk erlaubte konstante Arbeitsbedingungen und damit eine bessere Arbeitsqualität sowie einfachere Kontrollmöglichkeiten. Durch die Krümmung war eine Ausführungsplanung in 3D unerlässlich, da jeder Anschluss und jedes Holzelement eine individuelle Geometrie erhielten.

Einen Schwerpunkt in der Ausführungsplanung bildete die Ausgestaltung der Fassadenelemente für den konstruktiven Holzschutz. Wie in Abbildung 9 ersichtlich, wurden diese Fassadenelemente aus Lärchenholz als einzelne Module hergestellt, um dem Bauherren bei Bedarf die Auswechselbarkeit einzelner Teilbereiche zu ermöglichen.



Abbildung 9: Blick in die Montagehalle mit dem gekrümmten Brückenträger (links) und einem Fassadenelement (rechts) (Quelle JP. Ammann).

## 5.2. Spektakulärer Transport nach Rubigen

In einem spektakulären Nachttransport wurde die Brücke anschliessend Ende März nach Rubigen gebracht; keine Selbstverständlichkeit bei einer 30m langen, fast 6m breiten und 5m hohen Struktur! Der Transport war aufgrund der zahlreichen Kreisel, Dorfdurchfahrten und Bahnübergänge eine Herausforderung, verlief jedoch reibungslos.



Abbildung 10: Der spektakuläre Brückentransport verfolgt von zahlreichen Schaulustigen (Quelle Zaugg AG Rohrbach).

Auf einem Installationsplatz in der Nähe der Autobahn wurde die Brücke anschliessend mit den Fassadenelementen komplettiert und das Dach mit dem System Sarnafil der Firma Sika abgedichtet.

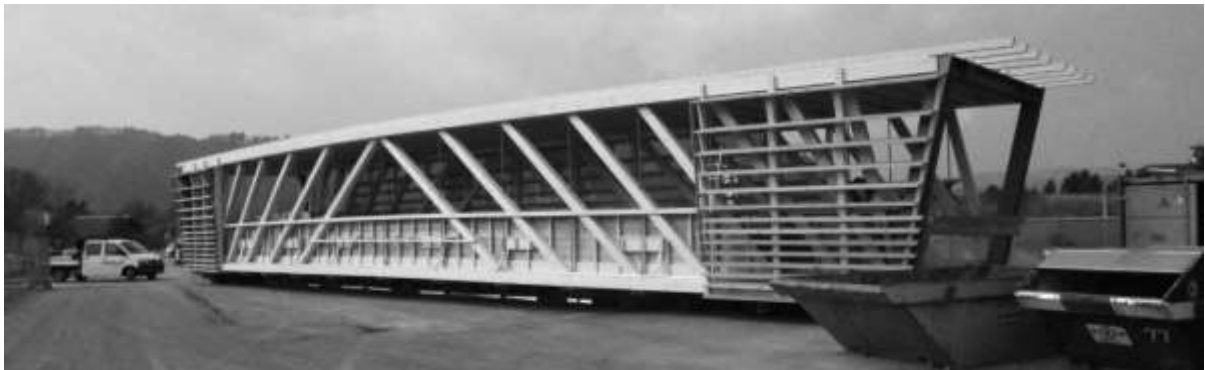


Abbildung 11: Kompletierung der Brücke auf dem Installationsplatz (Quelle JP. Ammann).



Abbildung 12: Montage der Fassadenelemente in Modulbauweise (Quelle JP. Ammann).

### 5.3. Einhebevorgang von 10 Minuten

Der Einhebevorgang der Hauptbrücke erfolgte in einer Aprilnacht und wurde durch die Emch+Berger AG Bern koordiniert. Auf Wunsch des Bauherrn durfte die Autobahn während lediglich 10 Minuten gesperrt werden. Ab 20h00 wurde die Kantonsstrasse über der Autobahn bis auf einen wechselseitig befahrbaren Korridor gesperrt. Bis um 23h00 wurden zwei Mobilkräne, mit einer Traglast von je 400 Tonnen, installiert und mit fast 280 Tonnen Ballast ausgerüstet. Da sich die vorderen Kranfüsse auf der bestehenden Stahlbetonbrücke befanden, wurden spezielle Lasteinleitplatten vorfabriziert, um die Punktlasten von über 100 Tonnen pro Kranfuss in den Bestand einzuleiten. Kurz nach 0h30 erfolgte die Freigabe durch die Polizei und die Brücke konnte vor zahlreichen Schaulustigen planmässig eingeschwenkt und gleich im ersten Versuch passgenau platziert werden.



Abbildung 13: Einhebevorgang der Holzbrücke. Vom Start der Arbeiten in der Montagehalle bis zum Versetzen vergingen nur rund zwei Monate (Quelle W. Vogelsang).

### 5.4. Fertigstellung der Brücke und der Vorlandstege

Nach dem Einheben der Hauptbrücke, wurden von April bis Mai 2017 die Vorlandstege und die Fahrbahn ergänzt.



Abbildung 14: Einbau der Querträger im Bereich der Vorlandstege (Quelle JP. Ammann).

Ein wichtiges konstruktives Detail des Trogquerschnittes bildete die Einspannung der Querträger in die Längsträger. Durch das hohe Einspannmoment entstehen wesentliche Querkzugsspannungen in den Längsträgern. Diesen wurde mit 70cm langen Holzschrauben begegnet, die von unten in die beiden Längsträger eingebohrt worden sind. Die hohen Einspannmomente resultieren unter anderem aus dem Lastfall «Unterhaltsfahrzeug», für welchen auf Wunsch des Bauherrn ein 5.5 Tonnen schweres Fahrzeug berücksichtigt werden musste.

Nach dem Einbau von mit Dampfdruck-Löchern versehenen Kertoplatten erfolgte deren Abdichtung. Auf Ölpapier wurde eine PBD-Abdichtung aufgebracht und an den Rändern rund 20cm hochgezogen.



Abbildung 15: Erstellung der PBD-Abdichtung (links), Erstellung der Stege im Bereich Mühle Hunziken (rechts) (Quelle JP. Ammann).

Um eine dauerhafte und rutschfeste Fahrbahn zu gewährleisten, erfolgte anschliessend der Einbau von zwei Schichten Gussasphalt. Direkt anschliessend an das Einbringen der obersten Schicht wurde diese mit gewaschenem Splitt abgestreut. Die Entwässerung erfolgt über ein durch den Gussasphalt eingebrachtes Dachgefälle in Querrichtung. In Längsrichtung sind in regelmässigen Abständen Entwässerungsschächte integriert.



Abbildung 16: Handeinbau des Gussasphalts (Quelle JP. Ammann).

Im Juni 2017, rund vier Monate nach dem Start der Arbeiten in der Montagehalle, konnte die Brücke dem Verkehr übergeben werden.

## 6. Fazit

### 6.1. Holzkonstruktionen im Infrastrukturbereich

Um eine langjährige und zufriedenstellende Nutzung von Holzkonstruktionen im Infrastrukturbereich zu gewährleisten, erscheinen abschliessend zwei Faktoren zentral:

- **Konstruktiver Holzschutz:** Sämtliche tragenden Elemente wurden in Rubigen konstruktiv, in einem Winkel von mindestens 30° zur Vertikalen, vor der Witterung geschützt. Nebst dem Witterungsschutz ist gleichzeitig auf eine ausreichende Hinterlüftung zu achten. Die als Witterungsschutz eingesetzten Bauteile müssen in der Nutzungsvereinbarung explizit als Verschleissteile mit einer Nutzungsdauer von rund 10-20 Jahren klassifiziert sein. Dem Bauherrn muss bewusst sein, dass jene Elemente nach diesem Zeitraum ausgetauscht werden müssen. Bei der Holzbrücke Rubigen erfüllen nebst Fassadenelementen auch die seitlich und an den Brückenden auskragenden Dachflächen die Funktion des Witterungsschutzes. Der konstruktive Holzschutz ist dabei nicht bloss als Mittel zum Zweck zu betrachten, denn er eröffnet gleichzeitig die Chance ein ansprechendes Gestaltungselement auszubilden.
- **Unterhaltsplanung:** Gemeinsam mit dem Bauherrn sollten regelmässige Inspektionsintervalle festgelegt und durchgeführt werden. Durch modulare Fassaden und einfach ausbaubare Lattungen müssen wichtige Details auf simple Weise zugänglich und prüfbar sein.

Diese beiden Punkte begleiteten die Planer während des gesamten Projektierungsprozesses. Die konstruktive Ausbildung und Überlegungen zum Unterhalt nehmen im Verhältnis zu statischen Überlegungen beim Holzbau einen viel grösseren Raum ein als bei anderen Materialisierungen.



Abbildung 17: Das Zusammenspiel von Licht, Tragwerk und Fassade an der Holzbrücke Rubigen (Quelle W. Vogelsang).



## 6.2. Neuentwicklungen und Knowhow-Gewinn

Die Emch+Berger AG Bern konnte durch dieses einmalige Projekt viel spezifisches Knowhow erarbeiten. Es handelt sich um die erste räumlich gekrümmte Holzbrücke dieser Art in der Schweiz, was die Neuentwicklung diverser Details erforderte. Das zukunftsweisende Projekt zeigt die Vielfalt und das Potential auf, die der Werkstoff Holz bietet und verbindet regionales, traditionelles Handwerk mit einer dynamischen, modernen Struktur.



Abbildung 18: Die Holzbrücke Rubigen wird seit Juni 2017 rege von Spaziergängern benutzt (Quelle JP. Ammann).



# Die neuen Remstalbrücken – die Umsetzung des Konzepts der Stuttgarter Holzbrücke

Thorsten Helbig  
Knippers Helbig  
Stuttgart, Deutschland





# Die neuen Remstalbrücken – die Umsetzung des Konzepts der Stuttgarter Holzbrücken

## 1. Das Konzept ‚Stuttgarter Holzbrücke‘

### 1.1. Holzbrücken – Status Quo

Aus Holz gebaute Brücken machen heutzutage einen verschwindend geringen Anteil der Bestands- und Brückenneubauten in Deutschland aus. Seit dem Beginn der Industrialisierung und noch gefördert durch die stetige Weiterentwicklung der ‚neuen‘ Baustoffe Stahl und Beton hat der Werkstoff Holz im Brückenbau im Wettkampf um größere Spannweiten, wirtschaftliche Lösungen und die Weiterentwicklung effizienter Tragwerkssysteme immer mehr an Boden verloren.

Das liegt nicht zuletzt auch am dem schlechten Ruf der Holzbrücken bei den mit Brückenunterhalt befassten Kommunen und Verwaltungen, bedingt durch die große Anzahl an Schadensfällen an den in den 1970er bis in die 1990er Jahre gebauten Holzbrücken. Zwar haben die Schäden meist mit mangelhafter konstruktiver Durchbildung, die leicht zu vermeiden sind. Die Schadenshäufigkeit verstellt aber wohl auch den Blick auf die Chancen und Möglichkeiten des Holzbrückenbaus angesichts des sich beim Bauen durchsetzenden Paradigmenwechsels.

Nicht mehr nur aus einer angestrebten technisch-wirtschaftlichen Effizienz werden die maßgeblichen Parameter für Entwurf und Optimierung abgeleitet. Nun sind vor allem auch der bewusste Einsatz der Ressourcen, die aus Herstellung, Betrieb und aus dem Umgang nach der Nutzung resultierende Emissionen; also die Betrachtung über den gesamten Lebenszyklus wesentlich.

Daraus ergeben sich neue Chancen für den Holzbrückenbau; wenn die Entwurfsansätze konsequent auf die geänderten Parameter ausgerichtet werden.



Abbildung 1: Illustration Konzept Stuttgarter Holzbrücke

## 1.2. Die Stuttgarter Innovationen im Brückenbau

Das Entwerfen, Forschen und Entwickeln im Bereich Brückenbau hat eine lange Tradition in Stuttgart. So haben Fritz Leonhardts Entwürfe, unter anderem für die Köln - Düsseldorfer ‚Schrägseilbrückenfamilie‘ eine weltweite Renaissance dieses effizienten Brückentyps ausgelöst. Fritz Leonhardt, hat im Verbund mit Spezialfirmen Entwicklungen neuartiger Spannverfahren und zum Beispiel des Taktschiebeverfahrens betrieben und so die Entwicklung von Spannbetonbrücken in Deutschland und auch international maßgeblich geprägt.

Die vom Stuttgarter Jörg Schlaich seit den 1980er Jahren entworfenen Fußgängerstege sind ‚*Brücken zum Anfassen und Begreifen*‘(1). Die vielen gebauten Brücken zeigen seine Experimentierfreude mit neuartigen Materialien und Tragwerkstypen. So hat Schlaich konsequent die Entwicklung der integralen Brücken vorangetrieben, die eine eigene Formensprache entwickeln konnten.

Der Begriff ‚Stuttgarter Holzbrücke‘ ist somit für uns nicht nur den Hinweis auf die an der Entwicklung Beteiligten in und um Stuttgart, sondern auch Reminiszenz an die Stuttgarter (Brückenbau-) Ingenieurtradition; häufig praktiziert in interdisziplinärer Zusammenarbeit von Ingenieuren und Architekten mit Partnern aus Wissenschaft und Industrie.

## 1.3. Paradigmenwechsel als Entwurfsansatz

Neuartige Entwicklungen im Brückenbau werden bedingt und angeregt durch die Gegebenheiten und Erfordernisse der jeweiligen Zeit.

Die von Fritz Leonhardt entwickelten technisch und wirtschaftlich effizienten Schräg-seilbrücken wurden dringend beim zügigen Wiederaufbau der Infrastruktur im Nach-kriegsdeutschland gebraucht.

In der Zeit der beginnenden Wahrnehmung der Ressourcenknappheit demonstrieren die in den 1980er und 90er Jahren nach Leichtbauprinzipien entworfenen Brücken von Jörg Schlaich beispielhaft materialeffiziente Konstruktionen. Und die für Stahlbetonbrücken entwickelte integrale Bauweise minimiert den Unterhaltsaufwand, der die Haushalte der Brückenbetreiber, und somit der öffentlichen Hand belastet.

Nun haben sich die Entwurfsparameter grundlegend geändert.

Das Bauen ist verantwortlich für ein Drittel des Energieverbrauchs und ein Drittel der Emissionen, insbesondere des Treibhausgases Kohlendioxid. Seit den 1990er Jahren besteht wissenschaftlicher Konsens, dass die gegenwärtige globale Erwärmung vom Menschen verursacht wird. Wesentliche neue Parameter für Entwurf und Entwicklung, (auch) von Brückentragwerken, sind nun die Energiemenge über die gesamte Lebensdauer und die Bilanz der Treibhausgasemissionen.

Damit sind auch die klassischen Optimierungsmuster des Ingenieurs obsolet. Ein nur technisch effizientes Tragwerk bedingt häufig den Einsatz von Hochleistungswerkstoffen, die einen immens hohen Energieaufwand bei der Herstellung verursachen. Und Leichtbaukonstruktionen sind eben nicht nachhaltig, wenn zum Beispiel die sichtbare Leichtigkeit mit aufwändigen Gründungen erkauft werden muss. Dieser Paradigmenwechsel in der Beurteilung des Gebauten stellt unsere Herangehensweise an das Entwerfen, (auch) von Brücken, grundlegend in Frage.

## 2. Experimentierfeld Wettbewerb

Bei unseren Wettbewerbsentwürfen, die wir als entwerfende (Brücken)Ingenieure auch als Experimentierfeld verstehen, haben wir uns schon seit mehr als zehn Jahren mit diesem Paradigmenwechsel auseinandergesetzt.

### 2.1. Wettbewerb Brücke Ruhr-Uferstrasse, Arnsberg, 2005

Im Jahr 2005 richtete die Stadt Arnsberg einen Realisierungswettbewerb zum Bau der Fuß- und Radwegbrücke Ruhr-/Uferstraße in Alt-Arnsberg aus. Gemeinsam mit den Architekten Cheret Bozic, Stuttgart wurde eine im Grundriss geknickte, zweifeldrige Brücke mit einem massiven Korpus entwickelt.



Abbildung 2: Querschnitt / Modell der Arnsberger Brücke

Die geplante Brücke befindet sich innerhalb eines innerstädtischen Bereiches, der wie kein anderer in Arnsberg für die Wiederentdeckung der Ruhr als Stadtfluss steht. Es handelt sich hier um einen Naherholungsraum, der durch die Renaturierung der Ruhr sowie die wichtigen Rad- und Wanderrouten intensiv genutzt wird. Die Brücke ist somit nicht ausschließlich verbindendes Element, sondern soll die Funktionen Aussichtspunkt, Aufenthalt und Landschaftssignet mit der verkehrlichen Funktion verbinden (1).

Unter den 15 teilnehmenden Teams (eine Zusammenarbeit von Bauingenieuren mit Architekten wurde empfohlen) wählte das Preisgericht unter Vorsitz von Prof. Stefan Polonyi den Entwurf von Knippers Helbig mit den Architekten Cheret Bozic auf den 2. Platz.

Aus dem Erläuterungsbericht: *Der sich aus dem bogenförmigen Profil ergebende Hochpunkt in der Brückenmitte bietet den Fußgänger Aussicht über die Ruhraue und lädt Verweilen ein. Der Brückenkörper ist ein im Grundriss geknickter Zweifeldträger, der sich aufgrund der nahezu gleichen Seitenspannweiten von 30 und 27 m als ‚Waagebalken‘ einstellt. Der Trägerquerschnitt ist affin zum Biegemomentenverlauf abgestuft. Ausgehend von der maximalen Querschnittshöhe über dem Mittelaufleger reduziert sich die Trägerhöhe zu den seitlichen Auflagern hin. Der Brückenkörper ist aus blockverleimten Brettchichtholz hergestellt. Der massive Block wird dabei entsprechend der über den Querschnitt variierenden Spannungsausnutzung zusammengesetzt.*

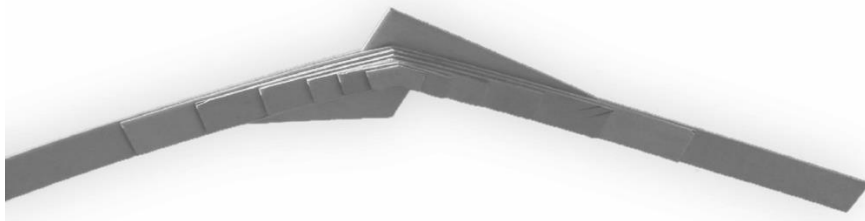


Abbildung 3: Querschnitt / Modell der Arnsberger Brücke

Die auf einem Richtpreisangebot einer ausführenden Firma unterlegte Kostenschätzung konnte nachgewiesen, dass der vorgegebene Kostenrahmen (325.000 €) sogar unterboten werden kann.

Die Entwurfsverfasser betonen dabei die Neuartigkeit des konstruktiven Entwurfs: *‚Das hölzerne Tragwerk ist mit der Verwendung massiver flächiger Elemente anspruchsvoll und wäre im Fall der Realisierung das erste seiner Art. Alle baulichen Details sind konstruktiv wie gestalterisch auf das Minimum der funktionalen Anforderungen reduziert.‘ (3).*

## 2.2. Wettbewerb Brücke über den Margaretengürtel, Wien, 2009

Mit dem im Jahr 2009 von der Magistratsverwaltung der Stadt Wien EU-weit ausgelobte, zweistufige und offene Realisierungswettbewerb sollte eine barrierefreie Fuß- und Radwegverbindung über den Margaretengürtel im Bereich des Bruno-Kreisky-Parks geschaffen werden.

Mit dem einzigen in Holzbauweise entwickelten Brückenentwurf konnte das Team von Knippers Helbig Ingenieure mit Knight Architects, High Wycombe (GB) unter mehr als 30 Teilnehmern den 1. Preis erringen.

In der Konstruktionsbeschreibung werden die wesentlichen statisch-konstruktiven Parameter so beschrieben:

*Das statische System des Durchlaufträgersystems ist auf hohe Redundanz und damit verbundene Robustheit im Gebrauch ausgelegt. Ohne Fuge und die üblichen Lagerkonstruktionen ist das Tragwerk als integrale Brückenkonstruktion ausgelegt. Durch die im Grundriß geschwungene Trägerführung können sich Ausdehnungen / Verkürzungen des Baukörpers vorrangig über Auslenkungen realisieren. Die verbleibenden geringen Zwängungskräfte werden an den Endauflagern durch die mit Erdreich belasteten Flügelstützwänden aufgenommen. Somit sind keine wartungsanfälligen Lager- und Detailkonstruktionen notwendig. Die Konstruktion ist als massive blockverleimte Brettschichtholzkonstruktion konzipiert. Dabei werden einzelne Segmente der Brücke als Brettschichtholzkorpus werkseitig voll-ständig vorgefertigt. Es werden im Inneren des Korpus Lamellen geringwertiger Sortierung verarbeitet, die Aussenlagen mit hochwertigen Lamellen, um eine robuste und ungestörte Oberfläche zu erzielen.*

Für eine Bewertung der Kohlenstoffbilanz wurden vereinfachte Annahmen getroffen:

Die Masseholzkonstruktion ist in niedriger Verarbeitungstiefe hergestellt. In dem für den Steg am Margaretengürtel eingesetzten Holzvolumen von circa 960 m<sup>3</sup> sind ca. 795 Tonnen CO<sub>2</sub> gebunden. Zum Vergleich: dies entspricht ungefähr den CO<sub>2</sub>-Emissionen, die ein durchschnittliches Auto auf einer Strecke von 6.100.000 km (einer angenommenen circa 150-fachen Erdumrundung) ausstößt. Legt man durchschnittliche Werte für CO<sub>2</sub>-Emissionen zur Energiegewinnung und den Energieansatz zur Herstellung von Holzkonstruktionen auf niedrigem Verarbeitungsniveau zugrunde, ergibt sich eine dreifach höhere CO<sub>2</sub>-Speichervolumen als bei der Herstellung freigesetzt.

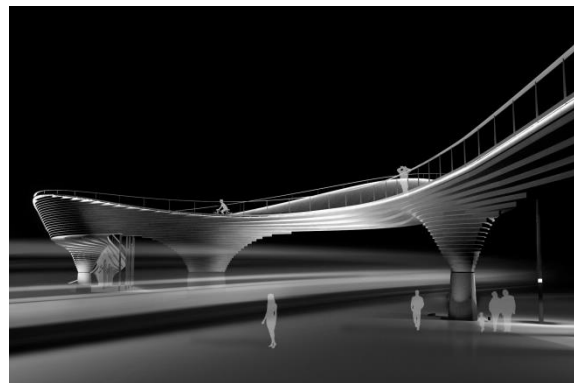


Abbildung 4 + 5: Renderings KH/KA Wettbewerbsentwurf

Beim Entwurf für den Margaretengürtel wurden erstmalig eine robuste Massivholzkonstruktion als integrale Brückentragwerk konzipiert. Die Konstruktion wurde bis zum Entwurf weiterentwickelt.

### 2.3. Wettbewerb Lechsteg, Landsberg, 2011

An dem 2011 durchgeführten internationalen, nichtoffenen einstufigen Realisierungswettbewerb „Fußgänger- und Radfahrersteg über den Lech“ in Landsberg nahmen 15 Arbeitsgemeinschaften aus Ingenieuren und Architekten teil. Die neue Wegeverbindung über den Lech soll die beiden Uferseiten und damit der Mutterturm mit dem denkmalgeschütztem Park als eine der Attraktionen von Landsberg, aber auch der Bahn- und Busbahnhof sowie die westlich gelegenen Stadtviertel besser mit dem historischen Stadtkern von Landsberg verknüpfen.

Mit dem einzigen in Holzbauweise konzipierten Entwurf belegte die Arbeitsgemeinschaft Knippers Helbig mit den Architekten Birk Heilmeyer und Frenzel den 1. Preis. Die Jury unter dem Vorsitz von Peter Brückner führt aus: *„Der Steg stellt ein spannendes konstruktives Unikat dar. Er verbindet traditionelle Materialien, die in Landsberg verwendet werden, auf moderne Weise. Das Spiel mit Holz, Stahl und Asphalt ist gelungen, besonders bemerkenswert ist auch die Untersicht der Brücke.“*

Im Zuge der weiteren Bearbeitung des Entwurfs wurden in der Kostenberechnung Herstellkosten von circa 1.800 Euro je Quadratmeter Brückenfläche ermittelt.

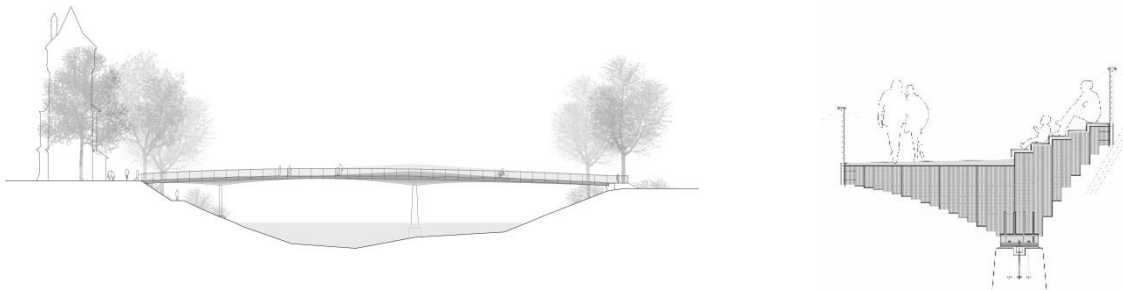


Abbildung 6 + 7: Lechsteg – Ansicht / Querschnitt

## 3. Forschung und Entwicklung

### 3.1. F&E-Projekt ‚Die Stuttgarter Holzbrücke‘, 2013-2015

Angeregt durch das Team der Abteilung Holzkonstruktionen an der MPA der Universität Stuttgart um Dr. Aicher wurde 2013 das vom Cluster Holz BW geförderte Forschungs- und Entwicklungsprojekt ‚Die Stuttgarter Holzbrücke‘ mit den Kooperationspartnern Knippers Helbig, Cheret Bozic Architekten und Schaffitzel Holzindustrie, Schwäbisch Gmünd gestartet. Das Team der MPA konnte umfassende, im Zuge vieler Brückenuntersuchungen gewonnene Erfahrungen mit Schäden an Holzbrücken sammeln. Gemeinsam mit den Planern und den Holzbrückenexperten von Schaffitzel sollten Grundlagen für dauerhafte, robuste und bezüglich Herstell- und Unterhaltskosten konkurrenzfähige Holzbrücken entwickelt werden. Basierend auf einer Analyse der häufigsten Schadensursachen an bestehenden Holzbrücken wurden mögliche Konstruktionsansätze hinsichtlich technischer Machbarkeit und resultierender Herstellkosten untersucht und einfach anwendbare Monitoringkonzepte entwickelt.



Abbildung 8: F+E Projekt: Skizze Prototyp Weinstadt

Die gewonnenen Erkenntnisse sind in einem prototypischen Projekt an einem realen Standort in Weinstadt mit folgenden Merkmalen umgesetzt:

- massiver / robuster Holzüberbau aus blockverleimten Brettschichtholz in transportabler und somit vollständig vorfertigbarer Größe,
- ausreichender Schutz vor Bewitterung durch den auskragenden Gehbelag,
- einsehbare Hinterlüftung der Fuge zwischen Überbau und Gehbelag,
- zugängliche und vom Feuchteintritt geschützte bzw. unempfindliche Auflager,
- mit Blockverleimung herstellbarer Holzbrückenkörper aus Brettschichtholz, der eine eigenständige Gestaltsprache ermöglicht.



Abbildung 9: F+E Projekt: fotorealistische Darstellung

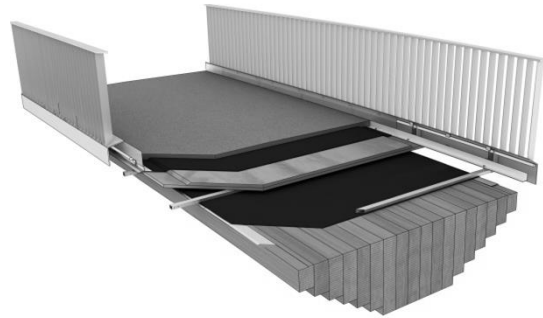


Abbildung 10: F+E Projekt: Isometrie Überbau

Im Zuge des F+E-Projekts wurde auch die Idee einer integralen Ausführung der robusten Holzbrücke diskutiert. Jedoch wurde die Ausführung hinsichtlich einer Risikoabschätzung von den Beteiligten sehr unterschiedlich bewertet und wurde daher nicht als Teil des F+E-Projekts bearbeitet.

### 3.2. Masterarbeit J. Birke, HfT Stuttgart, 2014

In der Masterarbeit von Johannes Birke (2014) an der Hochschule für Technik Stuttgart, betreut von Professor Hartmann in Kooperation mit Knippers Helbig, wurde die Machbarkeit einer integralen Brücke aus Holz untersucht. Dabei wurde die Übertragbarkeit der Grundlagen integraler Massivbrücken auf Holzbrücken untersucht. Besonderes Augenmerk galt den holzbautypischen Besonderheiten wie behindertes Schwinden und Quellen sowie der Feuchteverteilung innerhalb blockverleimter Querschnitte.

Die Interaktion des Bauwerks mit dem Baugrund wurde durch zwei Grenzwertbetrachtungen untersucht. Durch unterschiedliche Steifigkeiten wurden die Bodeneigenschaften in das Bemessungsmodell implementiert. Bei der Anwendung der Nachweisformate nach DIN EN 1995-1-1 konnten spezifische Problemstellungen identifiziert und Lösungsvorschläge aufgezeigt werden.

Das dynamische Verhalten wurde analysiert, die Eigenfrequenzen stellen sich oberhalb des kritischen, durch fußgängerinduzierte Schwingungen anregbaren Bereichs ein. Darüber hinaus kann aufgrund des verwendeten Werkstoffes Holz und der Anschlussausbildung von einer vergleichsweise hohen Systemdämpfung ausgegangen werden.

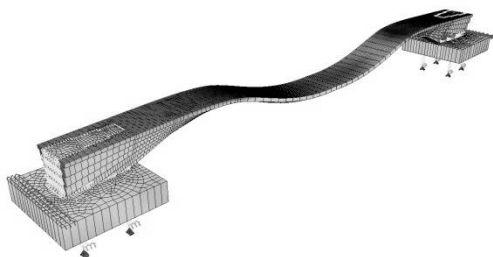


Abbildung 11: Eigenform 1 (4,3 Hz),

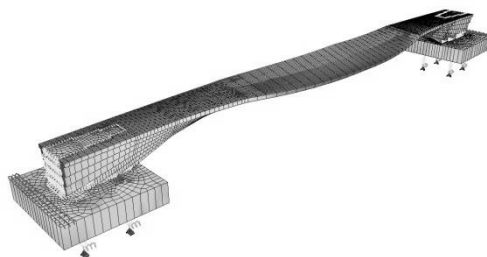


Abbildung 12: 2. Eigenform (6,5 Hz)

Die aus dem integralen Brückensystem resultierenden Zwangsschnittkräfte sind dabei gering: abgesehen von den aus den Baugrundverhältnissen resultierenden Einflüssen auf das Bauwerk ergeben sich aus Feuchteänderung oder Temperaturdifferenzen nur geringe Beanspruchungen (der Temperaturexpansionskoeffizient von Holz ist weniger als halb so groß verglichen mit Beton oder Stahl).



Abschließend wurden mögliche Varianten zur Ausbildung eines quasi-monolithischen Übergangs vom Überbau zum Widerlager vorgestellt und bewertet.

### 3.3. Großbauteilversuche MPA Stuttgart, 2015

Angeregt durch die intensiven Diskussionen über die Machbarkeit eines ‚quasi-monolithischen‘ Übergangs vom Holzüberbau zum Stahlbetonwiderlager im Zuge des Forschungs- und Entwicklungsprojekts stellte das Team der MPA Stuttgart um Dr. Aicher grundlegende Untersuchungen zum Einkleben einer großen Anzahl von Bewehrungsstäben in vergleichsweise enger Anordnung in einem Holzquerschnitt an.

Durch den Verguss der Stangen im Stahlbeton werden im Übergangsbereich Holz/Beton schwind- und quellbedingte Formänderungen des Holzes einschließlich der hierin eingeklebten Stangen vollständig behindert, woraus Zwangsspannungen und ggf. Rissbildungen rechtwinklig zur Faserrichtung mit Ausdehnung in Brücken-längsachse entstehen können (5).

Zur experimentellen Validierung des Trag- und Rissverhaltens eines Momenten- und Querkraftanschlusses von großformatigen BSH und Stahlbetonbauteilen mittels eingeklebter / vergossener Betonrippenstähle wurden von der MPA zwei Großbauteilversuche durchgeführt. Bei beiden Prüfkörpern betragen die Querschnittsabmessungen (Höhe x Breite) jeweils 54 cm x 60 cm. Das Holzbauteil bestand jeweils aus einem Verbundbauteil aus BSH, aufgebaut aus drei BSH-Einzelteilen. Die BSH-Verbundbauteile wiesen nominal die Güteklasse GL24h auf. Die Längen der Holzbauteile betragen im Falle des Prüfkörpers P1 4 m und im Falle des Prüfkörpers P2 3,5 m. An jeweils eine der beiden Stirnseiten der BSH-Verbundbauteile wurden mittels Betonstabstählen unterschiedlich lange und unterschiedlich dimensionierte Stahlbetonteile aus Ort beton anbetoniert.

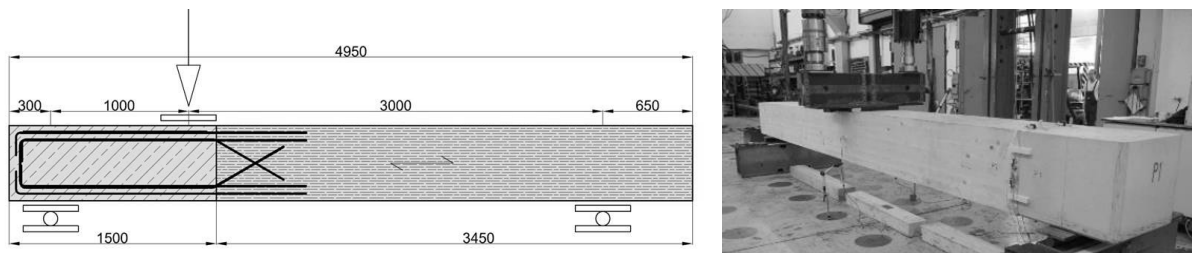


Abbildung 13: Schematische Darstellung des Prüfkörpers 2 / Vorbereitung Testkörper (MPA Stuttgart)

Die Prüfkörper wurden so ausgelegt, dass anzunehmend im Bruchzustand die Fließgrenze der Stahlstäbe mit Sicherheit erreicht wird und die charakteristische Biegefestigkeit des Brettschichtholzes im Nettoquerschnitt nicht überschritten wird.

Beide Prüfkörper versagten mit extrem duktilem Verhalten durch Fließen der Betonstabstähle und bei dem Prüfkörper P1 in einem sehr hohen Lastbereich durch Aufspalten des Holzes. Alle Versuche wurden nach Überschreiten der Höchstlast auf dem abnehmenden Last-Verformungsast bei sehr großen Verformungen abgebrochen. Keiner der beiden Prüfkörper desintegrierte; beide Prüfkörper wiesen sehr hohe Resttragfähigkeiten auf.

## 4. Deutscher Holzbaupreis 2017

Das Konzept der Stuttgarter Holzbrücke wurde mit dem Deutschen Holzbaupreis 2017 (Kategorie Komponenten/Konzepte) ausgezeichnet.

Die Jury würdigt insbesondere den interdisziplinären Ansatz und hebt die konstruktiven und gestalterischen Besonderheiten hervor: *das beeindruckende Ergebnis eines offensichtlich intensiven Formfindungsprozesses zeigt eine materialgerechte Konstruktion, die auch besonders die wichtigen Aspekte des konstruktiven Holz-schutzes bis hin zu einem qualitätssichernden Monitoring für ein frei bewittertes Holz-bauwerk berücksichtigt. Die Ausrichtung einer Systemlösung auf verschiedene Standorte und damit variierende Entwurfparameter bleibt flexibel, so dass der Wiedererkennungswert sowohl im Erscheinungsbild als auch bei der technischen Umsetzung sichergestellt ist. ...'*

## 5. Realisierung

Bei unseren Wettbewerbsentwürfen, die wir als entwerfende (Brücken)Ingenieure auch als Experimentierfeld verstehen, haben wir uns schon seit mehr als zehn Jahren mit diesem Paradigmenwechsel auseinandergesetzt.

### 5.1. Vier Brücken im Zuge der Remstal Gartenschau 2019

Im Zuge der interkommunalen Remstal Gartenschau 2019, die sich über 80km von der Quelle der Rems bis zur Mündung in den Neckar erstreckt, sind fünf Fuß- und Radwegbrücken geplant. Knippers Helbig führt die Planung der Brücken in Arbeitsgemeinschaft mit Cheret Bozic Architekten aus.

Die Brücken in den Gemeinden Weinstadt (Birkelspitze und Sportpark), Schorndorf und Urbach sind nicht nur notwendige Querungen der Rems, sie sollen auch erkennbar eine Brückenfamilie bilden, in der sich Zugehörigkeit und Zusammenhalt der ‚Remstaler‘ formuliert.

Zum Holz haben die an der Rems liegenden Gemeinden schon immer einen engen Bezug: bis in die Mitte des 19. Jahrhunderts wurde der Fluss auch zum Holz-Flößen genutzt.

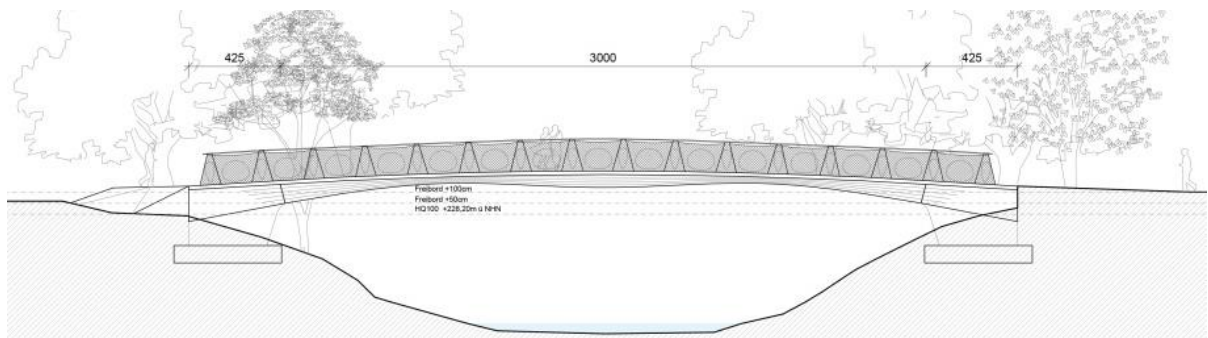


Abbildung 14: Brücke Weinstadt Birkelspitze, Vorentwurf

Die Rems bietet sehr günstige Voraussetzungen für den Einsatz der Stuttgarter Holzbrücke. Im Regelfall ergeben sich zu überbrückende Spannweiten zwischen 15 und 30 Metern, daher kann der Holzüberbau in gut transportabler Länge komplett vorgefertigt und vor Ort eingehoben werden.

Mit der schon im Forschungs- und Entwicklungsprojekt untersuchten Brücke am Standort an der Birkelspitze in Weinstadt soll das Radwegenetz im Remstal um eine wichtige Verknüpfung ergänzt werden. Aus der Einbindung in die Geländetopographie unter Berücksichtigung des einzuhaltenden Freibords für die extremen Hochwasserereignisse der Rems ergibt sich eine sehr schlanke Überbaugeometrie. Der Holzüberbau weist an der Einspannstelle am Übergang zum Widerlager eine Bauteilhöhe von ca. 90 cm auf, die sich an den Einschnürungen der Seitenbereiche auf ca. 30 cm reduziert und im Mittelbereich auf circa 60 cm aufgeweitet ist.

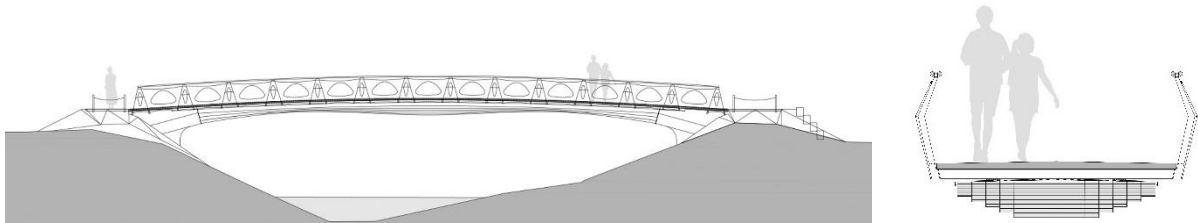


Abbildung 15: Entwurf Brücke Schorndorf – Ansicht / Querschnitt

Im Zuge der weiteren Planung werden Bauteilkataloge für die Brückenausstattung entwickelt, die den Kommunen eine Auswahl an Brückengeländern, integrierter Beleuchtung und Belagsarten zur Verfügung stellt.

Dabei wird auch der Einsatz einer textilbetonbewehrten Gehbelageebene weiter untersucht. Eine rein mit Glas- oder Kohlefaser bewehrte Ebene aus Feinkornbeton lässt eine deutlich höhere Lebensdauer erwarten als die bislang meist eingesetzten Gußasphaltbeläge, die im Regelfall nach circa 20-25 Jahren ausgewechselt werden müssen. Sehr positive Erfahrungen zur Dauerhaftigkeit konnten bereits bei der Realisierung der ersten ‚stahlfreien‘ (kohlefaserbewehrten) Betonbrücke in Ebingen gesammelt werden (7). Für die Gehbelagplatte, können Dicken von nur 4-6cm erreicht werden. So wie in Ebingen bereits ausgeführt (Fertigstellung 2015), benötigt die der Gehbelag keine Beschichtung. Der Beton ist aufgrund der sehr engmaschigen Textilbetonbewehrung auch sicher gegen Risse geschützt.



Abbildung 16: Textilbeton-Fertigteilbrücke Ebingen

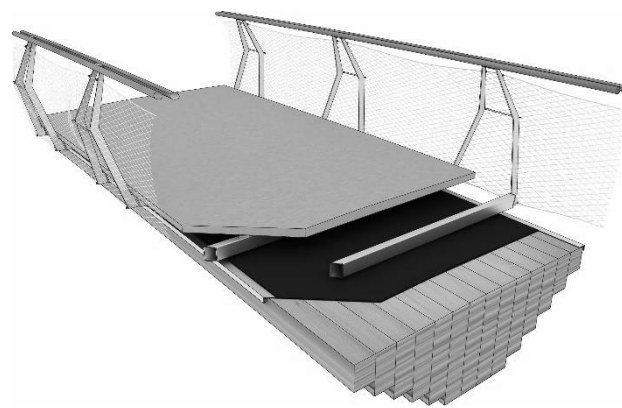


Abbildung 17: Isometrie Überbau mit Textilbeton-Gehbelag

## 5.2. Zwei Brücken im Zuge der Landesgartenschau Wangen 2024

Für die Neugestaltung der Wegeverbindung ‚Am Argenwuhr‘ im Zuge der Landesgartenschau in Wangen (2024) werden zwei ‚Stuttgarter‘ Holzbrücken vorgeschlagen. Die Brückenentwürfe wurden von Knippers Helbig in Arbeitsgemeinschaft mit Cheret Bozic vorgeschlagen.



Abbildung 18: Standort ‚Am Argenwuhr‘ – fotorealistische Darstellung

### ‚Glemsbrücke im Gässle‘ Ditzingen, 2019

Beim Ersatzneubau der ‚Glemsbrücke im Gässle‘ in Ditzingen wird ein Holzbrückenträger auf eine zu ertüchtigendes Bestandsfundament aufgesetzt. Der nur circa 7m lange Holzüberbau soll über eingeleimte Gewindestangen in entsprechend vorbereitete Ausnehmungen im Fundamentkörper eingesetzt werden. Bei diesem Projekt wird vor allem die Verwendbarkeit des Konzepts für den Ersatz bestehender Brücken und Fundamente weiterentwickelt.

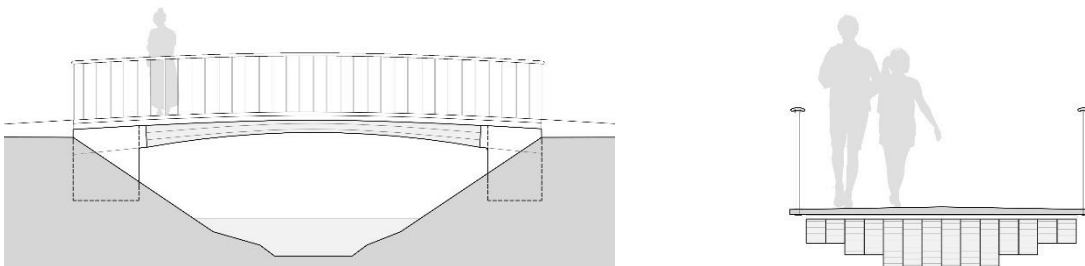


Abbildung 19 + 20: Glemsbrücke am Gässle - Ansicht / Querschnitt

- 1) [http://www.dbz.de/artikel/dbz\\_Standpunkt\\_Bruecken\\_Joerg\\_und\\_Maik\\_Schlaich\\_962022.html](http://www.dbz.de/artikel/dbz_Standpunkt_Bruecken_Joerg_und_Maik_Schlaich_962022.html)
- 2) <http://www.arnsberg.de/stadtentwicklung/bruecke-uferstrasse.php>
- 3) <https://www.arnsberg.de/stadtentwicklung/auslobungsbroschuere.pdf> (Sep-tember 2005)
- 4) Wettbewerb Fuss- und Radwegsteg über den Margaretengürtel, Protokoll der Sitzung des Preisgerichts 2. Stufe, MA 29 Wien, 2010
- 5) Birke, Johannes; Masterarbeit: Die Integrale Holzbrücke - Eine neuartige robuste Vollholzbrücke mit monolithischem Anschluss zum Widerlager; Juli 2014
- 6) Aicher, S.; Hezel, J; Helbig, T (2015): Integraler, geklebter Holz-Beton-Widerlagerstoß, 3. Stuttgarter Holzbausymposium. 08./09. Oktober 2015
- 7) Helbig, T; Rempel, S; Unterer, K; Kulas, C; Hegger, J: Fuß- und Radwegbrücke aus Carbonbeton in Albstadt-Ebingen. Die weltweit erste ausschließlich carbonfaserbewehrte Betonbrücke. Beton- und Stahlbetonbau. Oktober 2016. Volume 111, Issue 10. Pages 676 – 685. DOI: 10.1002. ISSN: 0005-9900. Oktober 2016

# Der neue Rheinsteg in Rheinfelden

Frank Miebach  
Ingenieurbüro Miebach.  
Lohmar, Deutschland





# Der neue Rheinsteg in Rheinfelden

## Holzbrückenentwurf setzt sich bei internationalem Projektwettbewerb durch

Die Gemeinden Rheinfelden Aargau (CH) und Rheinfelden Baden (DE) haben im Rahmen eines internationalen Ingenieurwettbewerbs über 50 Bewerbungen für die Planung einer neuen Fuß- und Radwegbrücke über den Rhein erhalten, davon wurden acht Büros zur Entwurfsbearbeitung vorausgewählt. Der Entwurf des Planer-Teams IB-Miebach mit Swillus Architekten konnte sich hierbei mit einem filigranen, aber zugleich prägnanten Entwurf einer Hängebrücke in Stahl-Holzbauweise durchsetzen. Dieser Positiv hat die Jury neben den technischen Details hervorgehoben, dass sich das Holz-Bauwerk gut in die Landschaft einpasst.



Abbildung 1: Visualisierung Brückenentwurf

© Render-Manufaktur

## Vorgeschichte

Das eine Rheinfelden liegt im Schweizer Kanton Aargau, das andere im deutschen Baden. Zwischen beiden Gemeinden fließt der Rhein. Im Zuge des Rückbaus eines alten Wasserkraftwerks wurde vor etwa fünf Jahren die Dammkonstruktion, aber auch eine alte Stahlbrücke abgerissen. Für Fußgänger und Radfahrer ging damit eine wichtige Verbindung zwischen den Schwesterstädten über den Fluss verloren. Die beiden Gemeinden planen nun, eine neue Brücke zu bauen. In einem ersten Schritt haben sie dazu 2015 einen Projektwettbewerb ausgelobt. Seit März 2015 wurden die Gewinner der ersten drei Preise prämiert. Unter den mehr als 50 Einsendungen von namhaften Büros aus Deutschland und der Schweiz haben die Planungen des auf Holzbrückenbau spezialisierten Ingenieurbüros Miebach die hochkarätig besetzte Jury am meisten überzeugt.

## In guter Nachbarschaft

Möglicherweise ist für die Akzeptanz des Werkstoffs Holz auch die Tatsache maßgebend, dass in ca. 25km Entfernung eine der ältesten Holzbrücken Deutschlands steht: Die Holzbrücke von Bad Säckingen, die ebenfalls über den Rhein verläuft und noch überwiegend aus dem Jahr 1699 stammt, obschon sie schon 1272 urkundliche erwähnt wurde.



Abbildung 2: Holzbrücke über den Rhein in Bad Säckingen (D)

Die beachtliche Holzbautradition im Rheintal ist besonders im Alpen- und Hochrhein ausgeprägt, so dass der Werkstoff seine Eignung vielerorts unter Beweis gestellt hat.

## Holzbrücke mit Wahrzeichenpotenzial

Für den Wettbewerb holte sich das Ingenieurbüro die Berliner Landschaftsarchitektin Inga Hahn sowie den Berliner Architekten Joachim Swillus zusätzlich in das Team. Das Ergebnis der gemeinsamen Planungen ist eine filigrane, circa 208 Meter lange und 4,50 Meter breite Hängebrücke mit blockverleimten Brettschichtholzträgern als Fahrbahnträger. Markant wirkt der Entwurf durch seine außergewöhnlichen etwa 30 Meter hohen Stahlpylone. Sie sind zum Rhein hin geknickt und sehen aus wie ein umgedrehtes „Y“. Durch das Hineinragen über den Rhein wird das Ufer kaum gestört und die Länge der Hauptseile kann reduziert werden. Die Brückensymmetrie soll die besondere Verbundenheit der beiden Gemeinden zum Ausdruck bringen. Eine symmetrische Konstruktion eingebettet in ein asymmetrisches Flussprofil berücksichtigt die länderübergreifende Gleichberechtigung der beiden Schwesterstädte Rheinfelden.

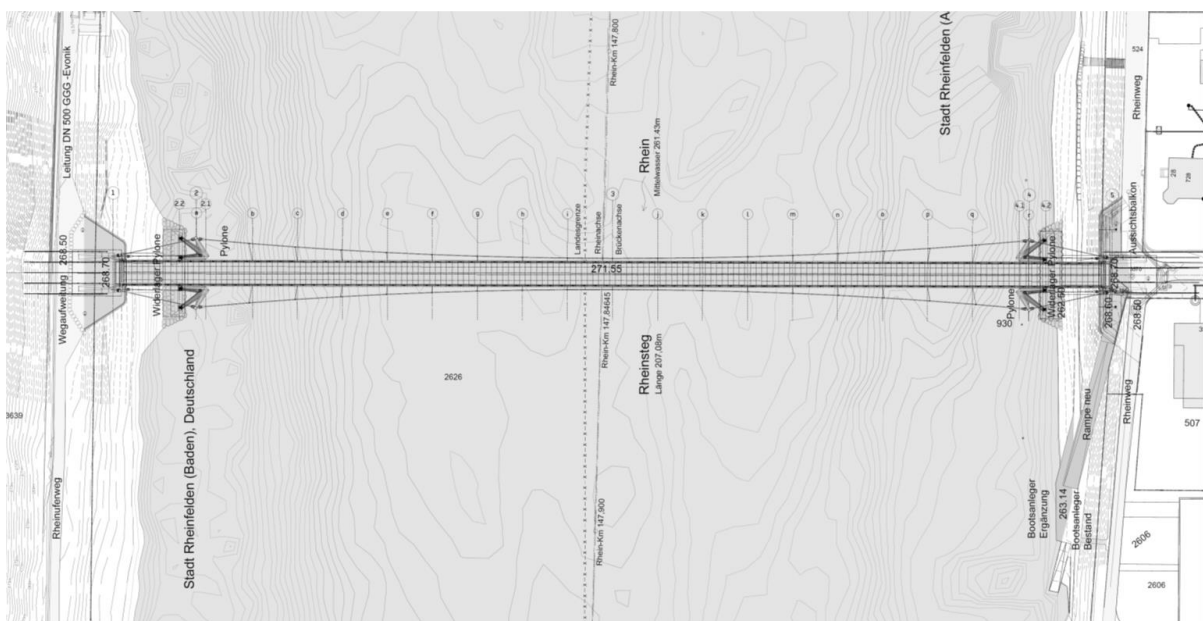


Abbildung 3: Brückengrundriss



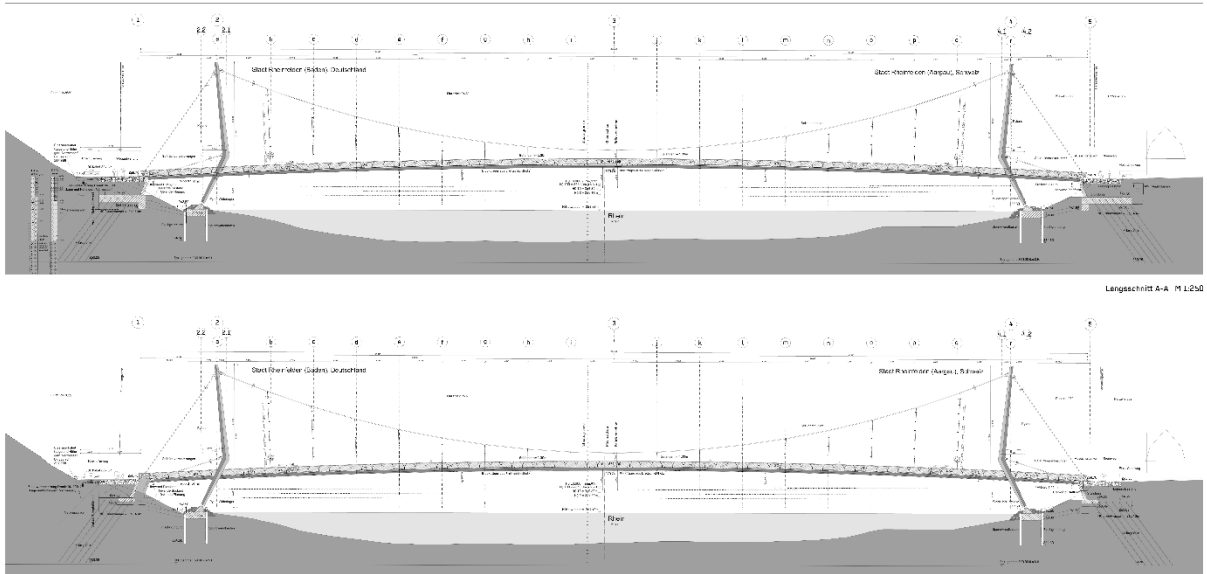


Abbildung 4: Längsschnitt und Ansicht

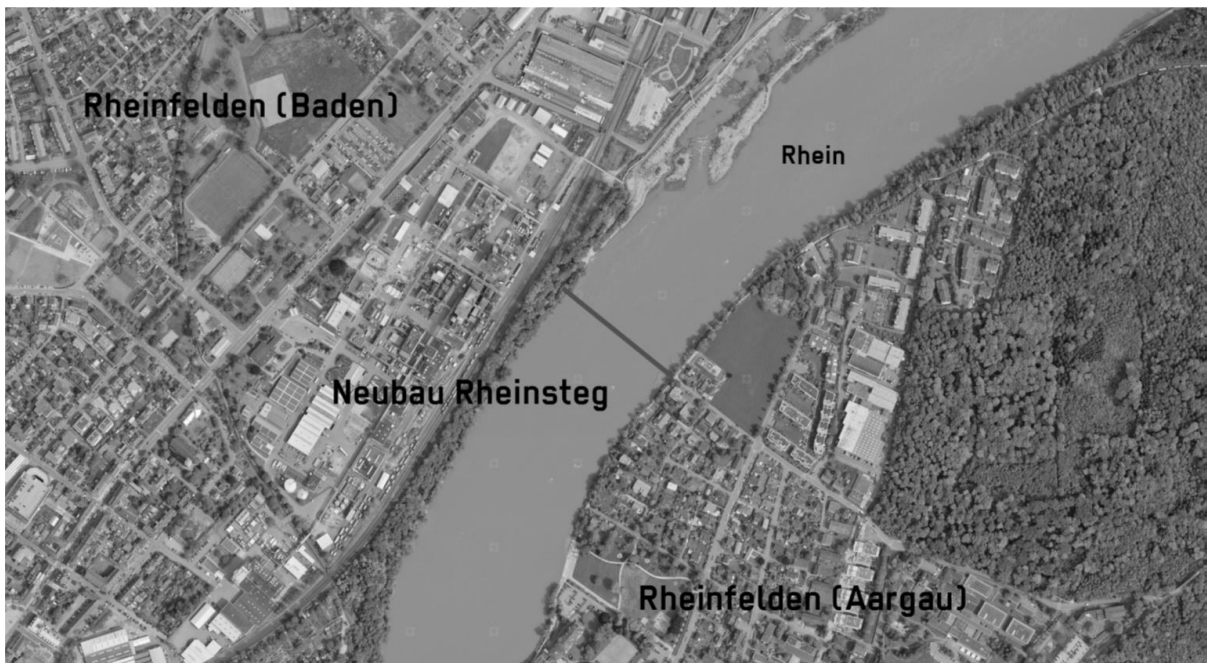


Abbildung 5: Lage im Luftbild



Abbildung 6: Fotomontage Rheinsteg

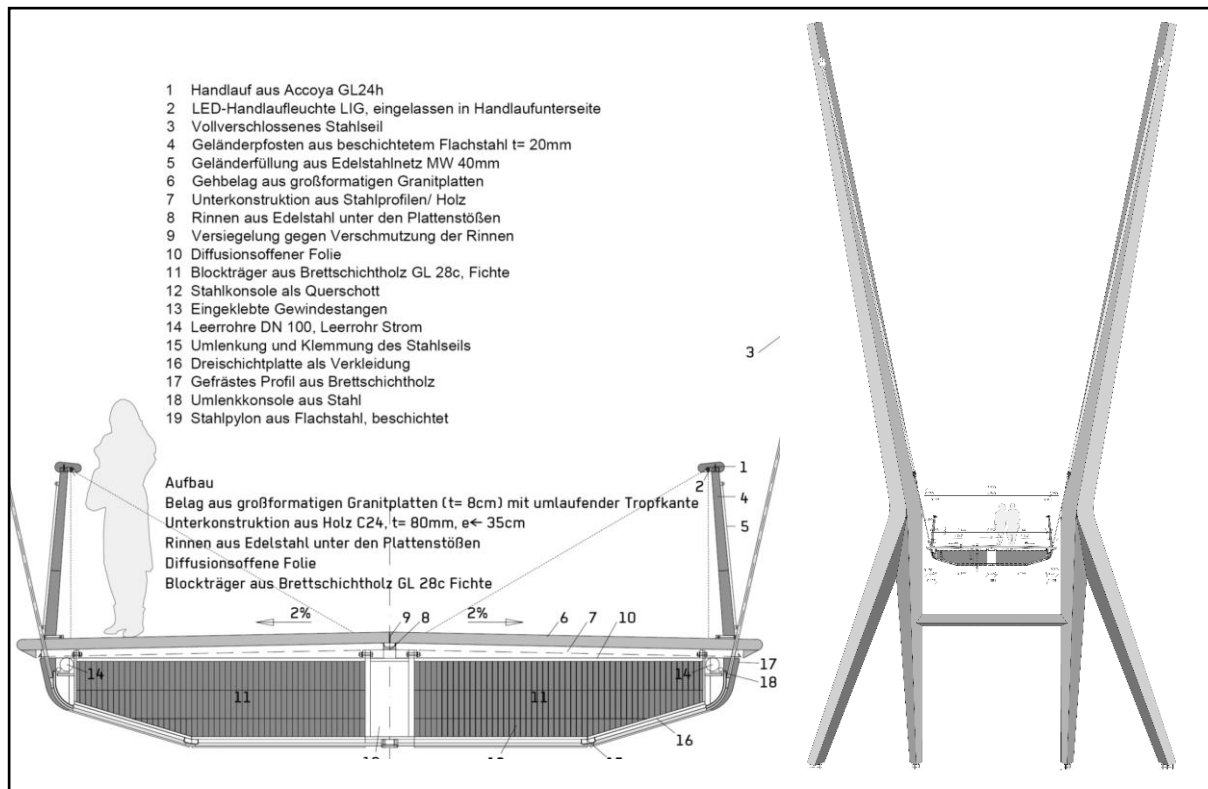


Abbildung 7: Brückenquerschnitt und Pylon

## Statisches System

Die tragende Struktur ist eine Hängeseilkonstruktion mit zwei Pylonen, die im Uferbereich rückverankert sind. Zwischen den Pylonen misst das freie Feld rund 174m. Die Pylone sind geknickt ausgeführt, um den engen Platzverhältnissen insbesondere am Schweizer Ufer Rechnung zu tragen. Denn durch den Knick wird die notwendige Systemlinie der Seile eingehalten ohne mit dem Fundament zu weit in den Fluss zu ragen. Im Knickbereich sind ebenfalls rückverankernde Seile angeordnet.

An dem Hauptseil sind in einem Abstand von rund 10m kleinere Seile als Hänger angeordnet, die wiederum den eigentlichen Holz-Gehbahnträger umschlaufen. Der Holzträger besteht wiederum aus zwei blockverklebten BSH-Trägern der Holzart Fichte. Mit Einzelelementen von ca. 20m - 30m wird das Holz-Band über biegesteife Stöße als Durchlaufträger konzipiert.

Diese Konstruktion hat den statischen Vorteil, dass die Pylonkonstruktion keine Unterstützung im Rhein benötigt. Außerdem zeichnet sie sich durch einen geringen Materialeinsatz aus.

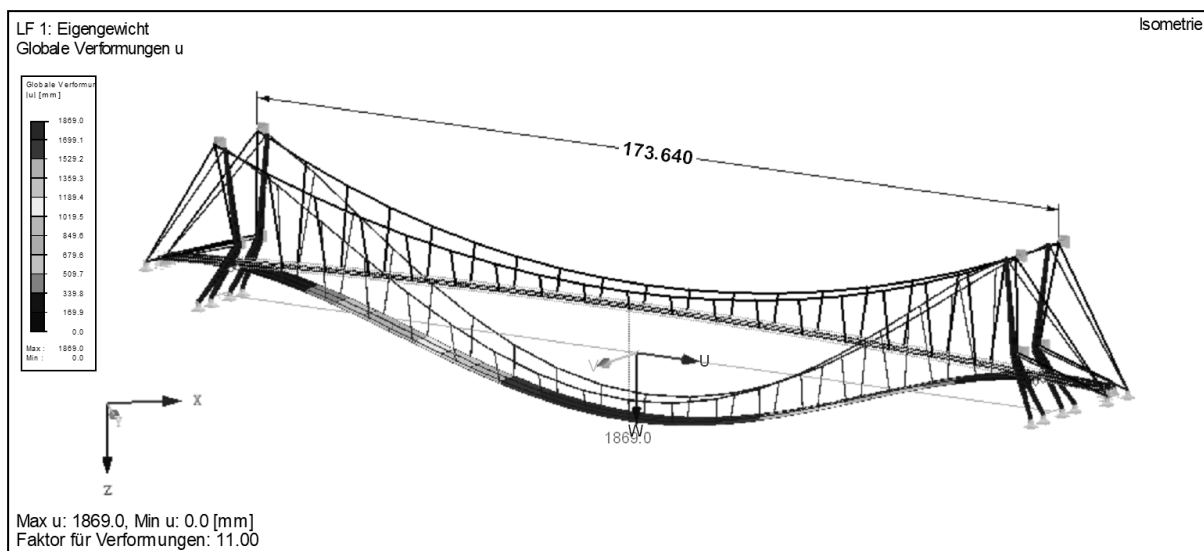


Abbildung 8: Stabwerksmodell in RFEM - Globale Verformung

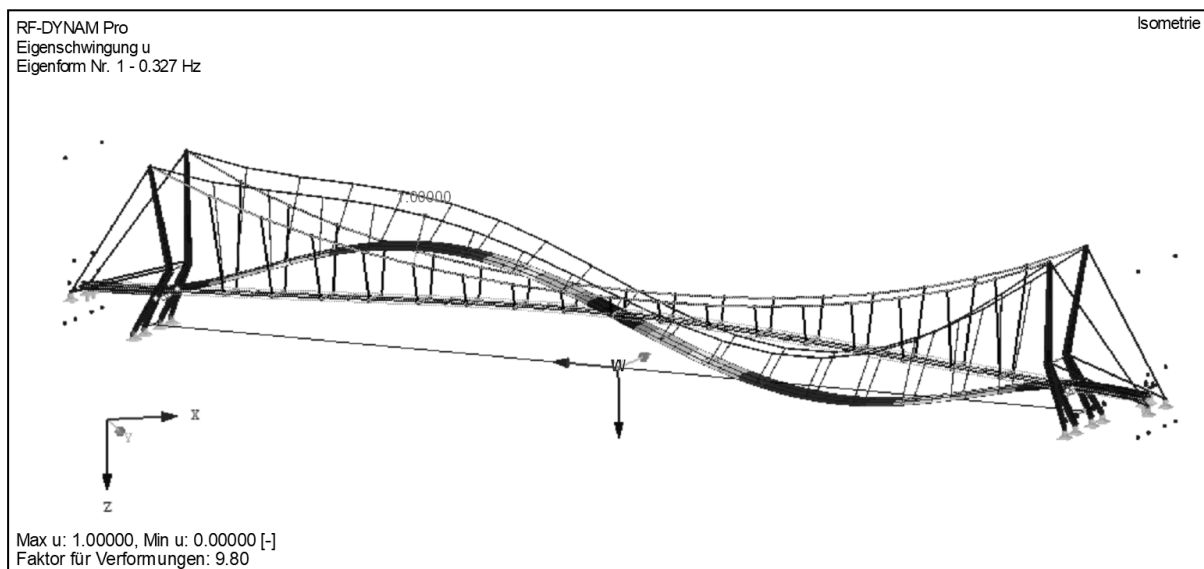


Abbildung 9: Schwingungsuntersuchungen in RFEM

## Dynamisches System

Neben der Untersuchung der Standsicherheit kommt bei derartigen Spannweiten der dynamischen Beanspruchung eine beachtliche Bedeutung zu. Die Kriterien der Gebrauchstauglichkeit lassen sich mit einem Statikprogramm gut simulieren. Im vorliegenden Fall wurde durch das Programm RFEM von Dlubal eine Schwingungsuntersuchung vorgenommen.

Durch die filigrane Bauweise ist eine Empfindlichkeit gegenüber Schwingungen gegeben, die sowohl durch Fußgänger als auch durch Wind induziert werden können.

Im Gegensatz zu fußgängerinduzierten Schwingungen, die im Wesentlichen nur die Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigen, können windinduzierte Schwingungen auch einen Verlust der Stabilität verursachen.

Aktuell sind theoretische Simulationen für aerodynamische Untersuchungen noch nicht ausreichend geeignet, um eine praxisnahe Aussagen zu liefern. Daher wurden umfangreiche Windkanaluntersuchungen (statische Versuche zur Bestimmung der Windlasten, dynamische zur Gewährleistung der Aerodynamischen Stabilität) an einem Sektionsmodell der Brücke vorgenommen.

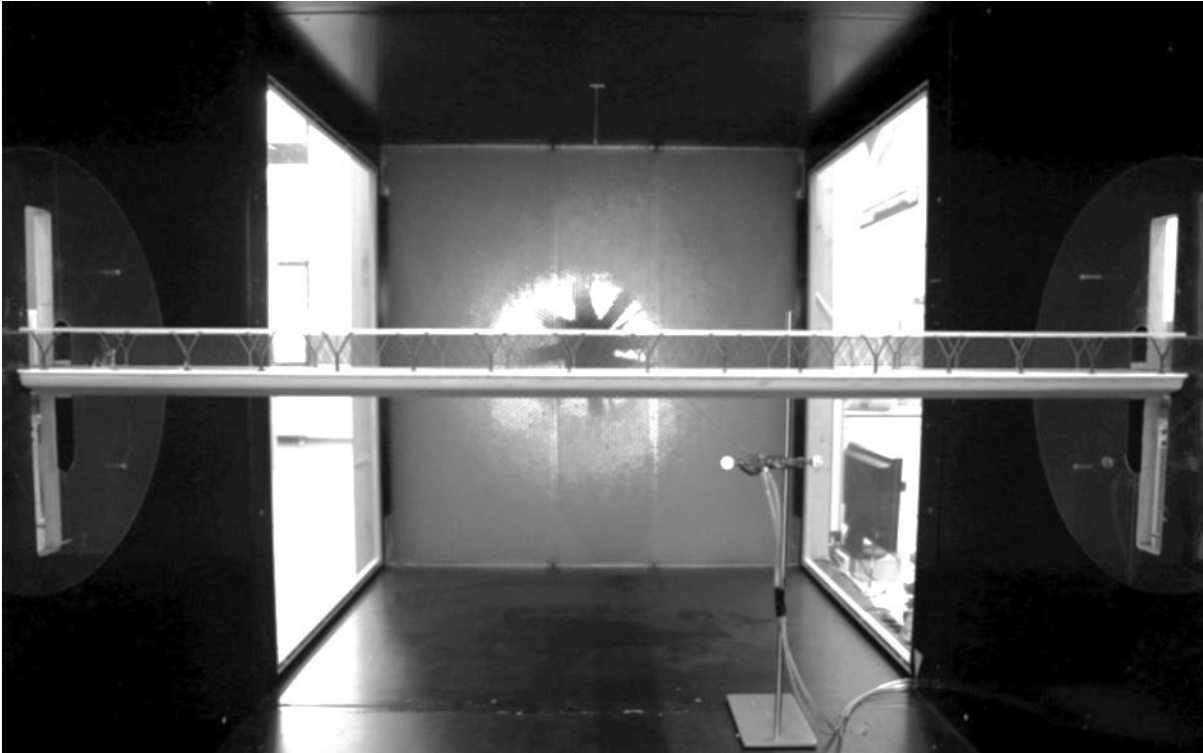


Abbildung 10: Brückenmodell im Windkanal (Foto: Wacker Ingenieure)

## Pluspunkte für das Material Holz

Die Ausbildung des Überbaus in Holzbauweise wurde vom Preisgericht besonders hervorgehoben. Sie greife zurück auf die Holzbrückentradition beider Länder, sei nachhaltig und innovativ. Holz eignet sich aufgrund seiner positiven Eigenschaften besonders für dieses Brückenbauwerk. Das gute Verhältnis von Eigengewicht und Tragfähigkeit macht das Material sehr wirtschaftlich. Um eine hohe Lebensdauer zu gewährleisten ist das Tragwerk oberseitig mit einem Belag aus sandgestrahlten Granitplatten wasserdicht abgedeckt und zusätzlich seitlich verkleidet. Der geschlossene Natursteinbelag wirkt wie ein Dach für das Tragwerk und schützt vor direkter Bewitterung.

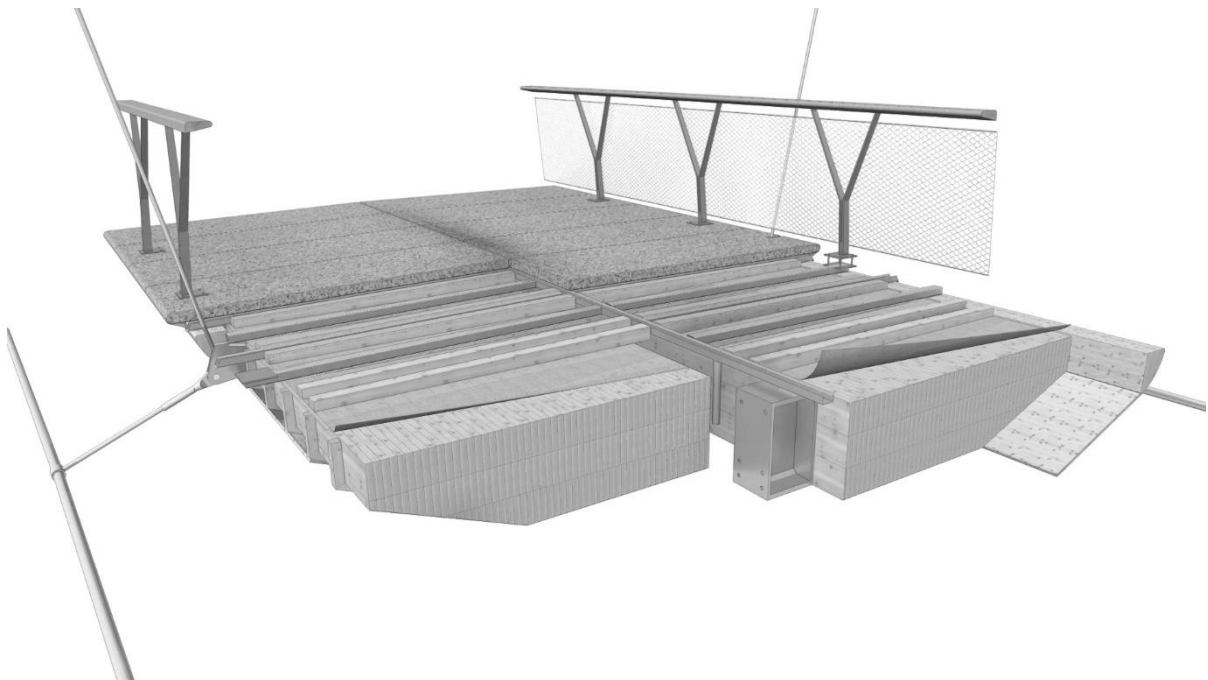


Abbildung 11: Visualisierung Brückenquerschnitt (Wettbewerbsstand)



## **Sponsoren und Aussteller**





# HASSLACHER NORICA TIMBER

From **wood** to **wonders**.



[hasslacher.com](https://www.hasslacher.com)





# THE RIGHT SOLUTION FOR ALL YOUR NEEDS

## SUPPORT

Technical consultancy and tools for designers as My Project and BIM/CAD libraries, to get the maximum from our solutions

## PRODUCTS

Fastening, Airtightness and Waterproofing, Soundproofing, Fall protection, Tools and Machines

## INNOVATION

Innovative solutions as the X-RAD connection system, that is a true revolution within the CLT construction

For further information:  
[www.rothoblaas.com](http://www.rothoblaas.com)

**rothoblaas**

Solutions for Building Technology





# STEICO – Das Naturbausystem

## STEICO *G LVL* Furnierschichtholz

Verklebte Querschnitte für höchste Belastbarkeit z.B. für Hauptträger (z.B. Unterzüge, Fensterstürze), Deckenelemente mit Fineline-Optik sowie als Schwellenmaterial für höchsten Lastabtrag

### VORTEILE

- Verklebte Querschnitte aus STEICO *LVL R* oder STEICO *LVL X* Furnierschichtholz
- Hochbelastbare, trockene und formstabile Bauteile
- Alternative zum Einsatz von Stahlträgern (bis zu 50% Gewichtsersparnis)
- Höhen bis 40 cm, Breiten bis 100 cm, Längen bis 18 m
- Einfache Verarbeitung – vergleichbar mit Nadel-Vollholz
- Reduzierter Materialeinsatz



Das Zeichen für verantwortungsvolle Waldwirtschaft



Premium Partner Forum **HOLZ** | Bau



### 1. Schwelle und Rähm

- Reduzierung von Stützenquerschnitten
  - Außenwand: dünne Querschnitte = Geringe Wärmebrücken durch Materialreduzierung
  - Innenwand: Schlanke Konstruktion = Gewinn an Wohnfläche
- Setzungssicherheit durch hohe Drucksteifigkeit
- Ideal für mehrgeschossigen Wohnungsbau

### 2. Fenstersturz

- Freie Fassadengestaltung – Fensteröffnungen bis 6,0 m und mehr
- Ersatz von Stahlträgern und einfachere Anschlussdetails
- Reduzierte Trägerhöhen und verringerte Auflagerlängen (Stützenbreiten) als bei Brettschichtholz

### 3. Unterzug

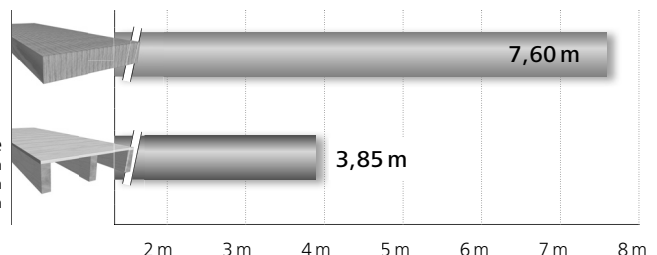
- Freie Grundrissgestaltung mit großen, offenen Räumen
- Einfacher Brandschutznachweis
- Ersatz von Stahlträgern inkl. wirtschaftliche Holzbauanschlüssen

### 4. Massivdecken

- Großformatige Elemente (bis zu 18 m Länge, 1,00 m Breite)
- Große Spannweiten selbst bei geringer Konstruktionshöhe
- Steife Elemente (Schwingungsnachweis)
- Fineline-Optik
- Robust im Brandschutz

STEICO *G LVL R*  
Massivdecke  
h = 300 mm

C24 Rippe  
h = 240 mm  
b = 60 mm  
e = 625 mm



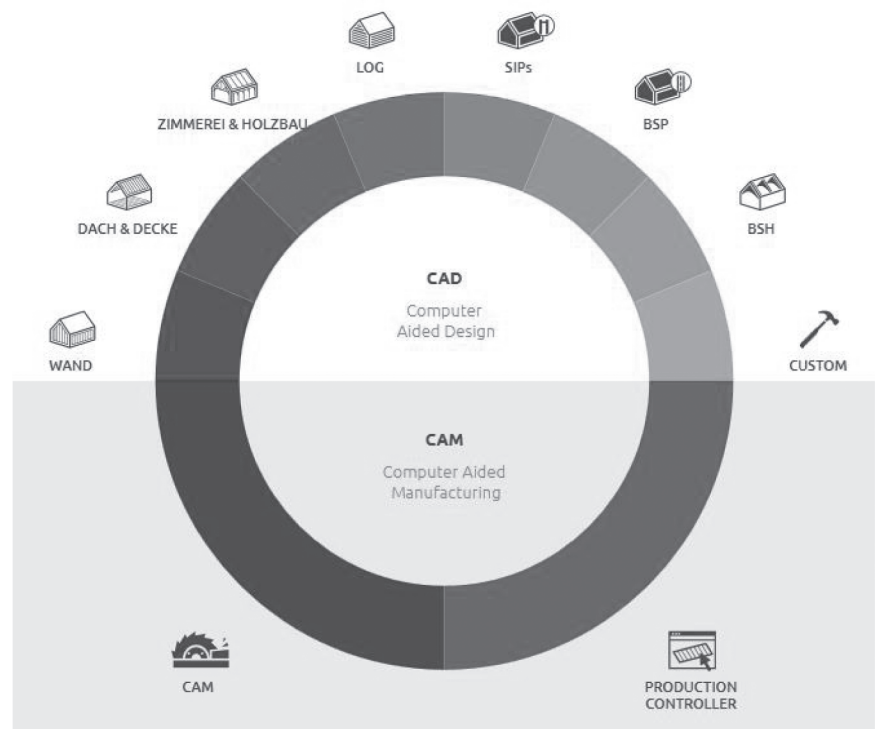
## Einfach CAD

hsbcad – CAD/CAM für den  
Holzbau auf der Basis von  
AutoCAD Architecture®

hsbcad ist die intelligente 3D-CAD-Lösung für alle Bereiche des Holzbaus. hsbcad basiert auf AutoCAD Architecture® - der mit über 9 Millionen Installationen weltweit führenden CAD-Plattform. Auf der Grundlage von AutoCAD Architecture® vereint **hsbcad** den **gesamten Planungsprozess** im Holzbau und HolzFertighausbau **in einer Lösung** und in einem einzigen dynamischen und durchgängigen Konzept: **BIM** (Building Information Modeling). BIM unterstützt Sie dabei, Ihr 3D-Modell intelligent, konsequent und produktiv zu nutzen. Denn hsbcad bietet **Datenfluss** von der Architektur über den Verkauf bis hin zur Arbeitsvorbereitung und CNC-Fertigung – **eine Lösung für alles!**

## 1 Lösung für alle Bereiche

hsbcad bietet innerhalb einer  
Oberfläche für alle Bereiche des  
Holzbaus eine einheitliche Lösung



## wir sind wieder für SIE da

5. Internationale Holzbrückentage 2018  
Filderstadt/ Stuttgart (DE)


Besuchen Sie unseren Stand im Foyer.  
Wir freuen uns auf ein Gespräch mit Ihnen!





**prefere**®  
by dynea

**K**omplette  
Lösungen für  
konstruktive  
Holzverklebung.  
Vollsortiment  
nach EN, DIN,  
JAS, ASTM



**D**ynea -  
Partner in allen  
Fragen der  
Holzverleimung



Norway / Europe  
Dynea AS  
Svelleveien 33  
N-2001 Lillestrøm  
Tel: +47 63 89 71 00  
Tel: +47 951 46 741  
dynea@dynea.com

Österreich / Deutschland:  
Dynea Austra GmbH  
Hafsenstrasse 77  
A-3500 Krems  
Tel: +43 664 811 5340  
Tel: +49 174 3965223  
dynea@dynea.com

[www.dynea.com](http://www.dynea.com)

## Brücken und Brückendecks

günstig | dauerhaft | schnell

Das dauerhafte Holzbrückensystem **SYNBOS** der LeichtbauWeis AG

Dauerhafter als Stahl und Beton	Bis zu 30% günstiger		Alle Vorteile des Werkstoffes Holz genutzt
	Bis zu 80% leichter	In weniger als 20 Minuten installiert	
Wartungsarm		Annähernd CO <sub>2</sub> -neutral	Für weitere Informationen scannen Sie den QR-Code mit Ihrem Smartphone

**Unser System SYNBOS** besteht aus einer tragenden Holzkonstruktion, meist aus BSH GL 24, das wir mit einer 3 oder 6mm dicken GFK-Schicht komplett ummanteln und somit hermetisch vor allen Umwelteinflüssen abschotten und quasi konservieren. Auf dieser robusten GFK-Schicht kann ein rutschfester Dünnschichtbelag oder ein Walzasphalt aufgebracht werden. Alle anderen Seiten werden mit einer UV-stabilen Beschichtung in individuellem Farbton gestrichen





Hallenbau • Brückenbau • Kreativbau • Brettschichtholz

# SCHAFFITZEL

*Bauen mit Holz und Ideen*



*Fußgänger- und Radwegbrücke in Neckartenzlingen*

Photo: Bernhard Wälter



*Tragwerk einer Schaffitzel Logistikhalle*



*Kantine t.kitchen des Musikhauses Thomann*

Photo: Günther Heine

Als Partner für innovative und außergewöhnliche Ideen im Bauen mit Holz lösen wir Ihre Herausforderung mit allerhöchster Qualität, Kompetenz und Flexibilität. Als moderner Brettschichtholzhersteller fertigen wir Projekte mit besonderen Maßstäben und bieten Ihnen Lieferungen oder komplette konstruktive sowie bauliche Ausführungen.

Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG • 74523 Schwäbisch Hall  
07907 / 9870 - 0 • [Holzbau@Schaffitzel.de](mailto:Holzbau@Schaffitzel.de)  
[www.Schaffitzel.de](http://www.Schaffitzel.de)





## Die besten Verbindungen sind die, die lange halten.

▲ Brücke in Roermond, NL

▼ Brücke in Oelsnitz, Sachsen

▼ Brücke in Almere, NL



Ein längeres Leben muss nicht teurer sein: Die Wahl des richtigen Materials reicht aus, denn gutes Brückendesign überzeugt immer auch durch Stabilität, Funktionalität und Alltagstauglichkeit. Gut, dass Materialwahl eine unserer Kernkompetenzen ist.



Unsere Website bietet unter „Referenzen“ Inspiration und Information – und unsere Definition von Design:

[www.schmees-luehn.de](http://www.schmees-luehn.de)

**100 % Baukompetenz. 100 % FSC®-zertifiziert. Und europaweit aktiv.**