Dr. Gollwitzer - Dr. Linse und Partner

Beratende Ingenieure im Bauwesen mbB

Konstruktiver Ingenieurbau · Bauwerkserhaltung · Gutachten

Karlstraße 42 D · 80333 München www.gl-i.de
Tel. 0 89/1250100-20 Fax: -21 linse@gl-i.de

Stadt Erlangen, Tiefbauamt

z. Hd. Herrn Engel

Schuhstraße 40

91051 Erlangen

Brücke über den Adenauerring bei Abzweig „zur Reuth“, Erlangen

Objektbezogene Schadensanalyse der Holzbrücke

Abbildung 1: Ostansicht der Brücke

Projektnummer: 25-73

26.11.2025

Dr. Gollwitzer - Dr. Linse und Partner · Beratende Ingenieure im Bauwesen mit beschränkter Berufshaftung VBI / BYIK-Bau:
Dr.-Ing. Thomas Gollwitzer, Prüfsachverständiger und Prüfingenieur (Fachbereich Holzbau)
Prof. Dr.-Ing. Tobias Linse, ö.b.u.v. Sachverständiger für Beton- und Stahlbetonbau.
Dr.-Ing. Diethelm Linse, PR 620 Amtsgericht München

Inhaltsverzeichnis

1 Veranlassung 4

2 Grundlagen 4

2.1 Unterlagen 4

2.2 Baubeschreibung 5

3 Ausgangssituation 7

3.1 Vorgeschichte 7

3.2 Schadensdaten 7

4 Untersuchungen 9

4.1 Holzfeuchtemessung 9

4.1.1 Verfahren mit dem elektronischen Holzfeuchtemessgerät 9

4.1.2 Ergebnisse der Holzfeuchtemessung 10

4.2 Bohrwiderstandsmessung 11

4.2.1 Verfahren und Vorgehensweise bei der Bohrwiderstandsmessung 11

4.2.2 Ergebnisse der Bohrwiderstandsmessung 11

4.3 Risstiefenmessungen und Delaminierungen 13

4.3.1 Verfahren der Risstiefenmessung 13

4.3.2 Ergebnisse der Risstiefenmessung 14

4.4 Statische Untersuchungen 14

4.4.1 Vergleich des Ist-Zustands mit dem geplanten Zustand 14

4.4.2 Hauptträger 14

4.4.3 Stützen 18

4.4.4 Schlitzblechanschluss der Stützen an das Fundament 20

4.4.5 Befahrung der Brücke durch den Winterdienst 22

4.5 Sonstige festgestellte Schäden 23

4.5.1 Optische, handnahe Untersuchung der Bauteile 23

4.5.2 Festgestellte weitere Schäden und Mängel 23
5 Bewertung 24
5.1 Schadensursachen 24
5.2 Textliche Schadensbewertung 27
5.3 Empfehlung der Schadenswertung nach RI-EBW-PRÜF 29
6 Maßnahmenvarianten und Kosten 30
6.1 Notsicherung der Stützen 30
6.2 Nullvariante – „Nichtstun“ 40
6.3 Variante 1 – einfache Instandsetzung 41
6.4 Variante 2 – hochwertige Instandsetzung (technisch bevorzugte Lösung) 42
7 Zusammenfassung 45
8 Literatur und Anhänge 46
8.1 Literatur 46
8.2 Anhänge 46

1 Veranlassung

Am 05.06.2025, wurde durch die LGA Bautechnik GmbH, eine turnusmäßige Bauwerksprüfung, nach DIN 1076, bei der Brücke „zur Reuth“ über den Adenauerring durchgeführt. Im Zuge dieser Bauwerksprüfung wurde der Zustand der Brücke mit der Note 3,0 bewertet. Aufgrund dieser Bewertung, als auch wegen der bereits erfolgten Einschränkungen bei der nahezu baugleichen, benachbarten Brücke, beauftragte die Stadt Erlangen unser Büro, eine objektbezogene Schadensanalyse für die Brücke durchzuführen.

2 Grundlagen

2.1 Unterlagen

Folgende Unterlagen lagen unserem Büro zur Bearbeitung dieses Gutachtens vor:

[1.] Prüfbericht 2025 H nach DIN 1076, der LGA Bautechnik GmbH, vom 07.07.2025

[2.] Bauwerksbuch der Stadt Erlangen nach DIN 1076, Stand vom 14.07.2005

[3.] Bauwerksplan, erstellt von Obermeyer Planen + Beraten, April 1990

[4.] Übersichtsplan Holzkonstruktion, erstellt von Prof. Dipl-Ing. Erich Milbrandt, März 1991

[5.] Geprüfte, statische Berechnung, Tragwerksplaner: Prof. Dipl-Ing. E. Milbrandt, Prüfer: LGA Bayern, Februar 1991

[6.] Prüfberichte der regelmäßigen Bauwerksprüfung nach DIN 1076 aus den Jahren 2007, 2010, 2013, 2016, 2019, 2022 (siehe auch Kapitel 3)

2.2 Baubeschreibung

Bauwerksname: Geh- und Radwegbrücke zur Reuth, Geh- und Radwegbrücke Adenauerring

Lage des Bauwerks: Stadt Erlangen

BW-Art: Geh und Radwegbrücke als Schrägstielrahmen

Konstruktion: Trapezsprengwerk

Brückenklasse: 3/3 nach DIN 1072

Baujahr: 1991

Anzahl der Felder: 3

Stützweiten: 12,25 m/ 23,6 m/ 12,25 m

Gesamtlänge: 48,1 m

Die Brücke „zur Reuth“ ist eine Holzbrücke ohne Überdachung. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 48,1 m und ist in drei Felder mit 12,25 m/ 23,6 m/ 12,25 m Stützweite aufgeteilt, die lichte Gehbreite beträgt ca. 4,5m.
Die Brücke besteht aus 6 Hauptträgern, welche durch Querhölzer zu 3 Paaren gekoppelt sind. In Brückenmitte ist ein biegesteifer Stoß der Hauptträger ausgeführt. Die Endauflager stellen die Brückenwiderlager dar, als Zwischenlager sind je Seite 3 Schrägstützen unter 45° (eine Stütze je Trägerpaar) eingebaut. Die Stützen lagern auf einem Streifenfundamentbalken.
Der Brückenbelag ist aus Holzbohlen mit bxh = 16x12 cm hergestellt.
Es gibt keine Überdachung und somit keinen Witterungsschutz für die Brücke. Der Belag wurde mit einer abgesandeten Epoxidharzbeschichtung abgedichtet. Zwischen Belag und Oberkante Hauptträger, wurde eine Folie als Witterungsschutz der horizontalen Holzflächen eingelegt.

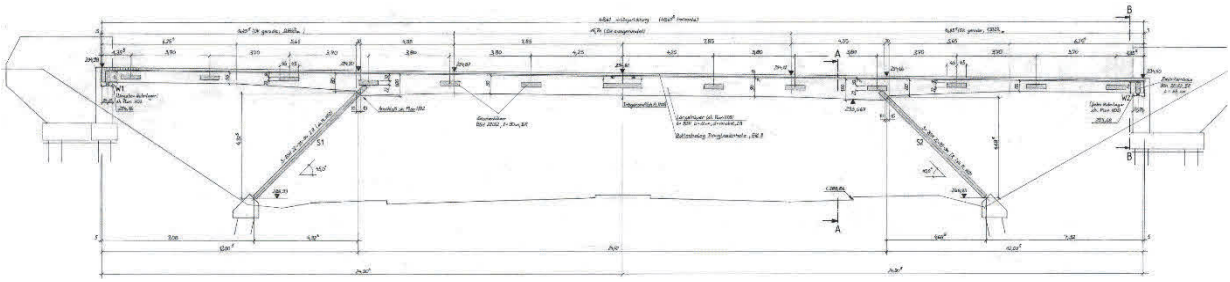


Abbildung 2 Längsschnitt Brücke

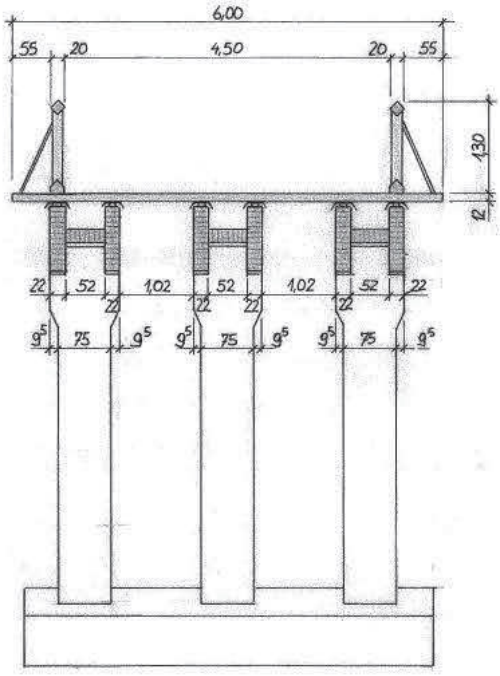


Abbildung 3 Querschnitt Brücke

3 Ausgangssituation

3.1 Vorgeschichte

Im Bauwerksbuch der Brücke ist dokumentiert, dass folgende Prüfungen durchgeführt wurden:

Datum	Art der Prüfung	Gutachten von…	Zustandsnote
12.05.1993	Einfache Prüfung	Hr. Dipl. Ing. Meckes, 02.06.1993	-
07.06.1994	Einfache Prüfung	Hr. Dipl. Ing. Meckes, 08.11.1994	-
18.09.1995	Einfache Prüfung	Hr. Dipl. Ing. Meckes, 08.01.1996	-
13.05.1997	Einfache Prüfung	Hr. Dipl. Ing. Meckes, 28.05.1997	-
29.09.2000	Einfache Prüfung	Hr. Schleicher, 18.10.2000	-
29.08.2001	Einfache Prüfung	Hr. Koch, 11.10.2001	-
04.08.2004	Hauptprüfung	Hr. Koch, 01.09.2004	-
28.11.2007	Einfache Prüfung	LGA Bautechnik, Dez. 2007	2,4
15.07.2010	Einfache Prüfung	Hr. Dipl.-Ing. Meißner, Aug. 2010	2,5
05.07.2013	Einfache Prüfung	IB Koller Bauwerksprüfung, 10.07.2013	2,5
23.08.2016	Einfache Prüfung	IB Bernd Koller, 24.08.2016	2,5
08.08.2019	Einfache Prüfung	Nothacker Engineering, 30.10.2019	3,0
21.07.2022	Einfache Prüfung	B&S Ingenieurbüro GmbH, Juli 2022	3,0
05.06.2025	Einfache Prüfung	LGA Bautechnik GmbH, Juli 2025	3,0

Für die aufgeführten Prüfungen von 1993 bis 2004, wurde im Bauwerksbuch kein Zustand hinterlegt. Da uns diese Gutachten nicht vorliegen, können wir auch keine Aussage über die Schadensentwicklung in diesem Zeitraum treffen.
Zwischen den Jahren 2007 und 2025, wurden uns die Prüfberichte der Bauwerksprüfungen vom Tiefbauamt der Stadt Erlangen zugeschickt. Seit 2007 sind daher auch die Zustandsnoten der Bauwerksprüfungen bekannt und in obenstehender Tabelle dargestellt.

3.2 Schadensdaten

- Risse:
  In den Prüfberichten von 2007 bis 2025 ist ersichtlich, dass die Risstiefe, insbesondere in den direkt bewitterten Außenflächen der Hauptträger stetig zunimmt. 2007 wurden noch Risstiefen um 1,5cm gemessen, wohingegen 2013 diese Risstiefen bereits bei ca.

2 - 2,5cm liegen und 2025 Risstiefen von bis zu 3,5 - 4cm gemessen wurden. Diese Zunahme ist auf die natürlichen Wechsel zwischen Auffeuchtung und Abtrocknung der Holzoberfläche und dem damit verbundenen Quellen und Schwinden des Holzes zurückzuführen. Je mehr Quell- und Schwindzyklen die Holzträger durchlaufen, desto tiefer werden die Risse/Delaminierungen.

- Beschädigungen:
  Einige Beschädigungen die in unserer Schadenskartierung aufgeführt werden, sind schon 2007 im Prüfbericht als Schäden aus Fremdeinwirkung aufgeführt. Da es sich nur um Schäden handelt, die die Optik beeinträchtigen, auf die Standsicherheit jedoch nur minimalen, untergeordneten Einfluss haben, wurden diese bisher nicht instandgesetzt.
- Fäulnis und Entfestigungen:
  Im Geländer und im Brückenbelag sind bereits im Bericht von 2007 lokale Fäulnisschäden ersichtlich, welche bis zum Prüfbericht von 2016 weiter fortschritten und spätestens seit 2013 erhebliche Entfestigungen in diesen Bereichen darstellten. Diese Schäden stellten zwar kein Problem für die Standsicherheit des Gesamtbauwerks dar, jedoch für die Absturzsicherung.
  Bei den Schrägstützen sind erstmals mit dem Bericht von 2013 (Schaden Nr. [52]), Fäulnisschäden äußerlich erkennbar. Wie in den folgenden Berichten sowie in diesem Bericht ersichtlich, sind diese Fäulnisschäden aufgrund von fehlendem Witterungsschutz und fortlaufendem Feuchteeintrag weiter fortgeschritten. Die mittlerweile stark geschädigten und entfestigten Anschlussbereiche der Stützen an die Stahlfüße, haben mittlerweile erheblichen Einfluss auf die Standsicherheit.
- Erhaltungsmaßnahmen:
  Zwischen den Jahren 2016 und 2019 fand eine Erneuerung des Brückenbelags statt. Im Zuge dieser Erneuerung sind, entsprechend den Fotos und der vor Ort vorgefundenen Konstruktion, das Geländer, der Bohlenbelag und die Blechabdeckungen der Zwischenhölzer zwischen den Hauptträgern erneuert worden.
  Außerdem ist offenbar in diesem Zeitraum auch der Anstrich der Hauptträger nachgebessert worden, da einige der Schrauben und Unterlegscheiben in den vorangegangenen Prüfberichten als blanker Edelstahl zu erkennen sind, die von uns vor Ort jedoch überstrichen vorgefunden wurden.

4 Untersuchungen

Für die folgenden Messergebnisse, waren wir 2 Tage bei der Brücke vor Ort und haben die Bausubstanz mittels zerstörungsfreier Untersuchungsmethoden erkundet. Vor Ort waren an beiden Tagen Hr. Leonard Krusch und Hr. Hendrik Hammer unseres Büros.

4.1 Holzfeuchtemessung

4.1.1 Verfahren mit dem elektronischen Holzfeuchtemessgerät

Bei der Messung der relativen Holzfeuchte, werden 2 Elektroden in das Holz eingeschlagen. Mittels Knopfdrucks wird eine Spannung zwischen den beiden Elektroden angelegt. Das Holz wirkt als Widerstand für den Strom und kann gemessen werden.
Je größer die Holzfeuchte ist, desto geringer ist der elektrische Widerstand des Holzes. Umgekehrt, je trockener das Holz, desto isolierender ist das Holz und desto größer wird der elektrische Widerstand.
Da der Widerstand von der Holzfeuchtigkeit abhängig ist, kann so über die Messung des Widerstandes die Holzfeuchtigkeit bestimmt werden. Die Obergrenze für dieses Messverfahren, ist die Fasersättigungsfeuchte des Holzes, in diesem Fall für Fichte mit 30 – 34% (32% im Mittel).
Als Elektroden werden dünne Stahlstifte verwendet, wobei zwei Typen zu unterscheiden sind:

1. Spitzenelektroden: der Schaft der Elektroden ist isoliert, sodass die Spannung nur an der Elektrodenspitze angelegt wird
2. Schaftelektroden: der gesamte Schaft der Elektroden ist blank, sodass über die gesamte Elektrodenlänge im Holz Spannung anliegt

Der Unterschied dieser beiden Elektrodenarten ist, dass die Spitzenelektrode einen lokalen Messwert bei der Tiefe der Elektrodenspitze ausgibt, die Schaftelektrode dagegen gibt einen Mittelwert über die gesamte Eindringtiefe der Elektrode aus.
Sofern es in der Schadenskartierung nicht anders beschrieben ist, wurde die Holzfeuchte bei der vorliegenden Untersuchung immer bei 4cm Eindringtiefe der Elektroden, mit Spitzenelektroden gemessen. Dadurch wird eine bessere Bewertung der Ausgleichsfeuchte der Holzbauteile ermöglicht, da lokale Schwankungen an der Bauteiloberfläche (durch z.B. Regen oder Trockenheit der vorangegangenen Tage) nicht die Messung verfälschen/beeinflussen.
Das verwendete Holzfeuchtemessgerät ist das Modell „Hydromette H 35“ der Firma GANN Mess- und Regeltechnik GmbH.

Abbildung 4 beispielhafte Abbildung einer Holzfeuchtemessung am Haupttäger

4.1.2 Ergebnisse der Holzfeuchtemessung

Da die Holzfeuchtemessungen je nach Art und Lage des Bauteils bzw. der Messung stark unterschiedlich sind, sind die nachfolgenden Ergebnisse in der Tabelle als Übersicht und in etwa als Durchschnitt zu verstehen. Die exakten Messwerte können der Schadenskartierung im Anhang entnommen werden.

Als frei bewitterte Holzbauteile ist gemäß Nutzungsklasse 3 der DIN EN 1995-1-1, eine Holzfeuchte von $\geq$ 20 % zu erwarten.

Bauteil	Messwert
Hauptträger	Oberkante: 15 - 20% (im Schnitt ca. 18%), Unterkante: 10 - 15%
Zwischenhölzer	12 – 26,3%
Auflagerquerhölzer	13 – 21,4%
Stützen	12 - > Fasersättigung (>35%)
Belag	20 - > Fasersättigung (>35%)
Geländer	15 – 22%

Kritisch sind insbesondere Bereiche mit dauerhaften Holzfeuchten > 20% zu bewerten, da ab 20% relativer Holzfeuchte, die Randbedingungen für das Wachstum holzzerstörender Pilze gegeben ist.

4.2 Bohrwiderstandsmessung

4.2.1 Verfahren und Vorgehensweise bei der Bohrwiderstandsmessung

Die Bohrwiderstandsmessung hat sich in den letzten Jahren als eine gängige Prüfmethode herausgestellt, um tragende Holzsubstanzen, annähernd zerstörungsfrei auf ihre Festigkeit zu prüfen.

Bei diesem Prüfverfahren wird eine dünne Bohrnadel mit ca. 3mm Durchmesser und max. 40cm Länge in das Holzbauteil eingebohrt. Während dieses Vorgangs wird der Widerstand des Holzes gegen die Rotation, sowie gegen den Vorschub der Bohrnadel gemessen. Beide Widerstandskurven werden dann in einem Diagramm über die Einbohrtiefe als Kurven dargestellt.

Ein großer Widerstand ist dabei mit einer intakten Holzsubstanz gleichzusetzen, ein niedriger Widerstand oder im Extremfall kein Widerstand, lässt auf eine geschädigte Holzstruktur schließen.

Bei der Interpretation der Ergebnisse, ist wichtig zu beachten, dass der Messwert nicht direkt mit der Holzfestigkeit in Verbindung gebracht werden kann. Der Messwert bei der Bohrwiderstandsmessung ist eine relative Größe, die zwar grundsätzliche und qualitative Anhaltspunkte für die Integrität der Holzstruktur gibt, jedoch keine quantitative Holzfestigkeit ermitteln kann.

4.2.2 Ergebnisse der Bohrwiderstandsmessung

Insgesamt wurden 37 Bohrwiderstandsmessungen am Bauwerk, an verschiedenen Bauteilen und Orten durchgeführt. Beispielhaft wird hier das Ergebnis einer Messung dargestellt, die umfangreiche Dokumentation der Ergebnisse kann im Anhang und der Schadenskartierung entnommen werden.

Das Messgerät ist zum Teil recht sensibel, sodass auch Wechsel zwischen weicherem Früh- und festerem Spätholz, als wellenförmige Messkurve ersichtlich sind.

Außerdem ist sind zum Teil Bereiche von ca. 2,5cm Länge mit ausgeprägt anderem Widerstand zu erkennen, was auf eine höher oder minder Feste Lamelle im Brettschichtholz schließen lässt.

Zusammenfassend kann man folgende Aussagen für die Bohrwiderstandsmessungen treffen:

- Grundsätzlich gute Messergebnisse
- oftmals ausgeprägtem Früh- und Spätholzwechsel
- kleinere, lokale Fehlstellen, z.B. Astlöcher oder Harzgallen, sind unbedenklich
- größere Bereiche mit Fäule und Entfestigung, nur bei den Stützen festgestellt

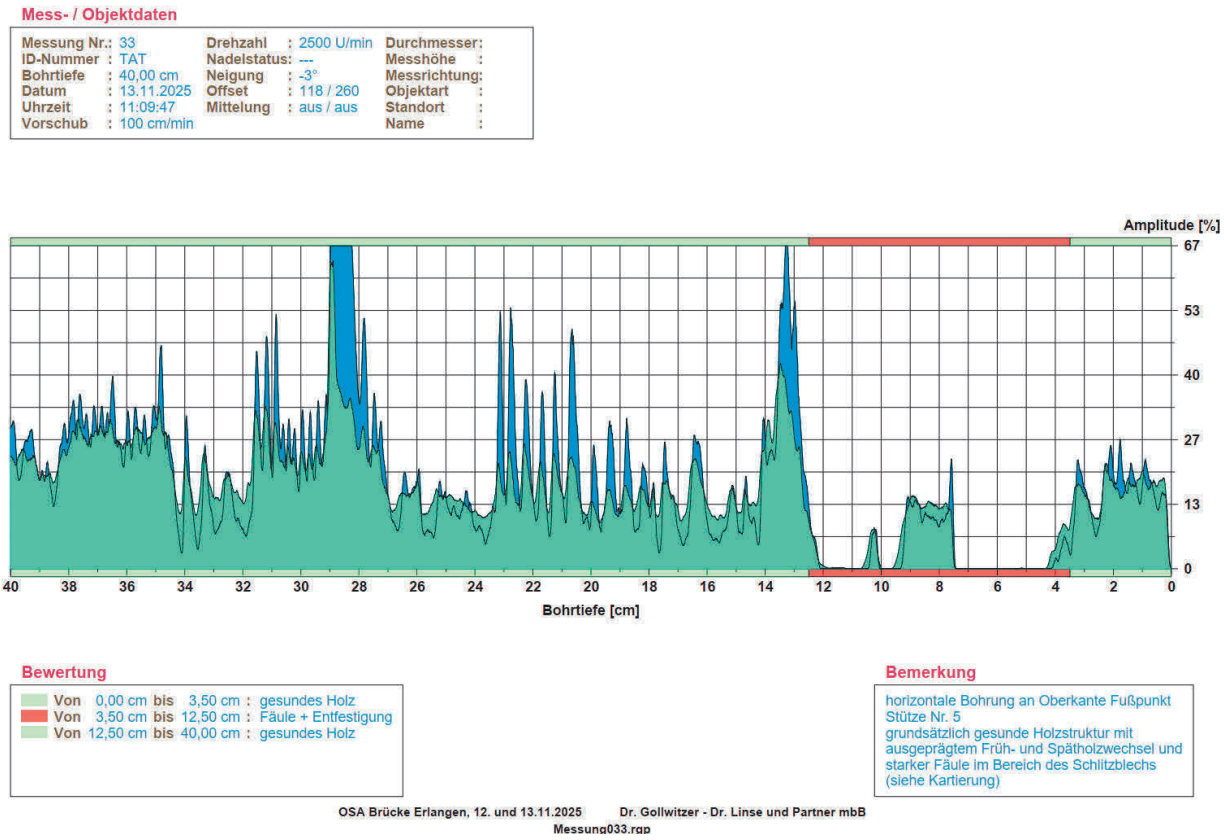


Abbildung 5 beispielhafte Auswertung der Bohrwiderstandsmessung Nr. 33, grün: Widerstandskurve gegen Rotation, blau: Widerstandskurve gegen Vorschub

4.3 Risstiefenmessungen und Delaminierungen

4.3.1 Verfahren der Risstiefenmessung

Grundsätzlich werden 2 Arten von Rissen unterschieden.

1. Risse im Holz
2. Delaminierungen

Bei Rissen ist beidseitig der Fuge Holzfaser an der Rissflanke zu erkennen. Delaminierungen hingegen, zeichnen sich durch eine Rissflanke frei von Faserausrissen des Holzes aus und die Fuge verläuft entlang einer, bzw. in der Leimfuge.

Laut Bestandsunterlagen [4.] liegt eine Verklebung im Brettschichtholz mit Resorcinharz vor. Diese Verklebung ist für den Außenbereich geeignet.

Das Vorgehen bei dieser Prüfung ist recht simpel: Mit einer Risslehre wird die Rissbreite und Risstiefe gemessen und die Ergebnisse in der Schadenskartierung notiert.

Abbildung 6 beispielhafte Abbildung eines markanten Risses mit 4,5cm Tiefe

4.3.2 Ergebnisse der Risstiefenmessung

Insbesondere die Westseite des Hauptträgers Nr. 6 und die Ostseite des Hauptträgers Nr. 1, weisen aufgrund der direkten Bewitterung und UV-Einstrahlung eine Vielzahl von Rissen auf. Zumeist wurden diese Risse als Delaminierungen festgestellt. Innenliegende Oberflächen der Hauptträger, sowie die Zwischenhölzer waren nahezu frei von Rissen.

An den Stützen und Hauptträgern sind vereinzelte Risse im Holz zu finden, deren genauen Maße und Position in der Schadenskartierung ersichtlich sind.

Aufgrund der Vielzahl an Rissen und Delaminierungen wurden nur markante Risse in der Schadenskartierung dargestellt und für die sonstigen Bereiche ein Durchschnitt ermittelt.

Markante Risse wurden bis zu 5cm Tiefe und ca. 4mm Rissbreite gemessen.

Delaminierungen waren im Schnitt 1,5 bis 2,5 cm tief und bis zu 3mm breit.

4.4 Statische Untersuchungen

4.4.1 Vergleich des Ist-Zustands mit dem geplanten Zustand

Um die Schäden, insbesondere an den Stützen besser bewerten zu können, wurde im Nachgang zu dem Ortstermin die kritischen Bauteile und Nachweise statisch betrachtet und mit dem vorgefundenen Ist-Zustand nachgerechnet.

4.4.2 Hauptträger

In der Bestandsstatik wird die Normalspannung im Knoten 6 = Brückenmitte, mit einem Ausnutzungsgrad von $\eta = 88{,}0\%$ maßgebend.

Für die Nachrechnung werden die Schnittgrößen aus der Bestandsstatik nach dem heutigen, statischen Sicherheitskonzept erhöht und mit dem Widerstand, des durch die Vielzahl von Rissen, in der Breite geschwächten Querschnitts, verglichen.

Als Hauptträger sind planmäßig in Feldmitte sechs Träger mit dem Querschnitt von bxh = 22x90cm vorhanden. Die Risse wurden hauptsächlich in den Außenflächen der Randträger festgestellt, auf den innenliegenden Flächen waren die Risse deutlich weniger tief. Die gerissenen Querschnittsbereiche beteiligen sich zwar nach wie vor geringfügig am Lastabtrag,

jedoch ist die Querschnittssteifigkeit im gerissenen Bereich deutlich geringer als im intakten Querschnitt, sodass auf der sicheren Seite liegend der gerissene Querschnitt vollständig vernachlässigt wird.

Als insgesamt vorhandene Breite wird daher auf der sicheren Seite liegend, von der Gesamtbreite 2x 5cm an den Außenoberflächen und 10x 1cm auf den Innenoberflächen, als Risstiefen abgezogen.

$$\rightarrow b_{vorh} = 6 \cdot 22cm - 2 \cdot 5cm - 10 \cdot 1cm = 112\ cm$$

Schnittgrößen aus der Bestandsstatik [5.], Seiten 39 ff.:

Lastfall	Moment	Normalkraft
Eigengewicht	584,3 kNm	- 282,1 kN
Nutzlast	430,0 + 429,6 = 859,6 kNm	- 208,1 – 70,5 = - 278,6 kN

Nach DIN EN 1995-1-1 ergeben sich somit folgende Bemessungsschnittgrößen:

$$M_{Ed} = 1{,}35 \cdot 584{,}3 + 1{,}5 \cdot 859{,}6 = 2.078{,}2\ kNm$$

$$N_{Ed} = 1{,}35 \cdot 282{,}1 + 1{,}5 \cdot 278{,}6 = 799\ kN$$

Mit dem Gesamtquerschnitt von bxh = 112x90cm ergeben sich die Normalspannungen zu:

$$\sigma_{md} = \frac{207.820\ kNcm}{112 \cdot 90^2\ cm^3} \cdot 6 = 1{,}37 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{-799\ kN}{112 \cdot 90\ cm^2} = 0{,}08 \frac{kN}{cm^2}$$

Gemäß Bestandsplanung, besteht der Hauptträger aus Brettschichtholz Güteklasse I nach DIN 1052 (Stand 1988). Nach heutiger Normung DIN EN 1995-1-1 entspricht die damalige Güteklasse I einem heutigen Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL 28c.

Als frei bewittertes Holztragwerk wird die Brücke in Nutzungsklasse 3 eingeordnet. Mit einer Lasteinwirkungsdauer KLED „kurz“ ergibt sich somit der Teilsicherheitsbeiwert $k_{mod} = 0{,}7$.

Somit können die Festigkeiten und Ausnutzung wie folgt berechnet werden:

$$f_{md} = \frac{0{,}7}{1{,}3} \cdot 2{,}8 \frac{kN}{cm^2} = 1{,}51 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{c,0,d} = \frac{0{,}7}{1{,}3} \cdot 2{,}4 \frac{kN}{cm^2} = 1{,}29 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\rightarrow \eta = \frac{0{,}08}{1{,}29} + \frac{1{,}37}{1{,}51} = 0{,}969 = 96{,}9\ \% \leq 100\%$$

Die Hauptträger sind also trotz einem großzügigen Abzug der Querschnittsbreite, zur Berücksichtigung der Risse und Delaminierungen, nach wie vor auf Biegung und Normalkraft tragfähig.

Mehr noch als auf die Biegetragfähigkeit, haben die Risse einen Einfluss auf die Schubtragfähigkeit der Hauptträger, da in den gerissenen/ delaminierten Querschnittsbereichen keinerlei Schubtragfähigkeit mehr vorhanden ist.

Im Biegenachweis wurde gezeigt, dass die aktuell vorhandene Gesamtbreite der sechs Hauptträger ca. 112cm beträgt. Nach aktueller Norm DIN EN 1995-1-1 wird im Querkraftnachweis der Beiwert k_{cr} berücksichtigt, um den klima- und altersbedingten Rissen, die über die Lebensdauer eines Holzbauteils entstehen können, Rechnung zu tragen. Dieser Beiwert reduziert die tragende Breite, im Falle von Brettschichtholz, um $k_{cr} = \frac{2{,}5}{3{,}5}$. Als tragende Breite im Querkraftnachweis wird demnach $b_{kcr} = \frac{2{,}5}{3{,}5} \cdot 6 \cdot 22 = 94{,}3\ cm$ angesetzt. Die durch den Beiwert k_{cr} reduzierte Breite ist demnach kleiner als die vor Ort vorgefundene Breite nach Abzug der Risstiefen, womit der Nachweis nach aktueller Norm mit Ansatz von k_{cr} und voller Querschnittsbreite auf der sicheren Seite liegt.

Maßgebend ist in der Bestandsstatik der Nachweis der Querkraft am Mittelauflager, jedoch wurden vor Ort am Endauflager Risse gefunden, die auf ein Schubversagen des Holzes hindeuten könnten (z.B. Fotonummer 136). Aus diesem Grund wird der Schubnachweis einmal am Endauflager (Knoten 1) und einmal am Mittellager (Knoten 4) geführt.

Endauflager – Knoten 1:

Die maßgebende Last aus Lastfällen 1 + 2 aus der Bestandsstatik beträgt $V_{Gk} = 28{,}2\ kN$ und $V_{Q,k} = 111{,}7\ kN$.

Als Gesamtbemessungsquerkraft ergibt sich somit für alle 6 Träger:

$$V_{Ed} = 1{,}35 \cdot 28{,}2\ kN + 1{,}5 \cdot 111{,}7\ kN = 205{,}6\ kN$$

Querschnitt am Endauflager: 6x bxh = 22x55 cm

Die Schubspannung und der Ausnutzungsgrad betragen somit:

$$\tau_{Ed} = \frac{1{,}5 \cdot 205{,}6\ kN}{\frac{2{,}5}{3{,}5} \cdot 6 \cdot 22 \cdot 55\ cm^2} = 0{,}06 \frac{kN}{cm^2} \leq f_{vd} = \frac{0{,}7}{1{,}3} \cdot 0{,}35 = 0{,}19 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\eta = \frac{0{,}06}{0{,}19} \cdot 100\% = 31{,}6\ \% \leq 100\ \%$$

Mittelauflager – Knoten 4:

Die maßgebende Querkraft setzt sich aus den Querkräften der Lastfälle 1 (Eigengewicht) und 2 bis 4 (Verkehrslast) zusammen:

$$V_{Ed} = 1{,}35 \cdot 175{,}3 + 1{,}5 \cdot (15{,}8 + 184{,}1 + 53{,}7) = 617{,}1\ kN$$

Als Gesamtbemessungsquerkraft für alle 6 Hauptträger.

Der Querschnitt der Hauptträger beträgt an diesem Punkt: 6x bxh = 22x100 cm, womit die Schubspannung und der Ausnutzungsgrad berechnet werden können.

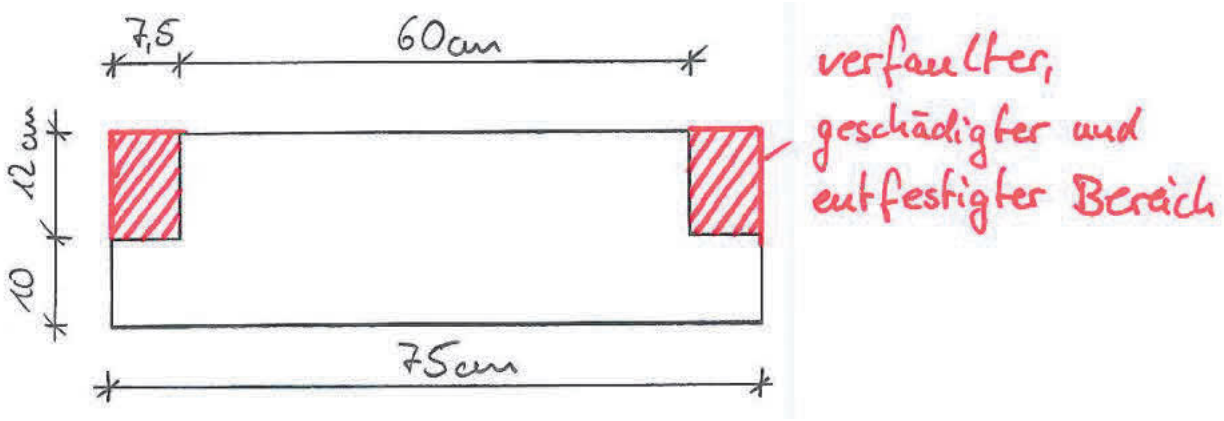
$$\tau_{Ed} = \frac{1{,}5 \cdot 617{,}1\ kN}{\frac{2{,}5}{3{,}5} \cdot 6 \cdot 22 \cdot 100\ cm^2} = 0{,}10 \frac{kN}{cm^2} \leq f_{vd} = \frac{0{,}7}{1{,}3} \cdot 0{,}35 = 0{,}19 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\eta = \frac{0{,}10}{0{,}19} \cdot 100\% = 52{,}6\ \% \leq 100\ \%$$

4.4.3 Stützen

Da die Stützen, die am stärksten geschädigte Bauteile der Brücke sind, wird im Folgenden auch für den geschädigten Stützenquerschnitt, der Nachweis nach aktueller Norm geführt.

Fäule und Entfestigung, wurden an den Stützen vor allem an den seitlichen Schlitzblechanschlüssen auf der Oberseite festgestellt, weshalb der Stützenquerschnitt wie in folgender Skizze dargestellt, für die Nachrechnung angesetzt wird.



Der reduzierte Querschnitt hat eine Querschnittsfläche von $A = 1.470\ cm^2$ und ein Flächenträgheitsmoment von $I_y = 567.600\ cm^4$.

Die in der Bestandsstatik maßgebende Bemessungskombination ist die Windlast als führende, veränderliche und die Verkehrslast kombiniert.

$$maßg.\ Komb.:\ 1{,}35 \cdot G_k + 1{,}5 \cdot W_k + 1{,}5 \cdot \psi_1 \cdot Q_k$$

Folgende, tabellarisch dargestellte und je Stütze wirkende Schnittgrößen wurden lastfallweise aus der Bestandsstatik entnommen und für die folgenden Nachweise angesetzt.

Lastfall	Moment	Normalkraft
Eigengewicht G_k	-	132,9 kN
Verkehrslast Q_k	-	79,6 kN + 131,3 kN = 210,9 kN
Windlast W_k	138,8 kNm	-

Die Bemessungsschnittgrößen errechnen sich somit nach obenstehender Kombination zu:

$$N_{Ed} = 1{,}35 \cdot 132{,}9\ kN + 1{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot 210{,}9\ kN = 400\ kN$$

$$M_{Ed} = 1{,}5 \cdot 138{,}8\ kNm = 208{,}2\ kNm$$

Auch die Stützen sind wie die Hauptträger aus einem Brettschichtholz der Güteklasse I nach DIN 1052 (Stand 1988) gefertigt und entsprechen somit einem heutigen GL 28c nach DIN EN 1995-1-1. Mit den Schnittgrößen können nun die Spannungsnachweis und die Ausnutzung berechnet werden.

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{400\ kN}{1.470\ cm^2} = 0{,}272\frac{kN}{cm^2} \leq f_{c,0,d} = \frac{0{,}7}{1{,}3} \cdot 2{,}4\frac{kN}{cm^2} = 1{,}29\frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_{md} = \frac{20.820\ kNcm}{567.600\ cm^4} \cdot \frac{75cm}{2} = 1{,}376\frac{kN}{cm^2} \leq f_{md} = \frac{0{,}7}{1{,}3} \cdot 2{,}8 = 1{,}51\frac{kN}{cm^2}$$

$$\eta_{ges} = \frac{0{,}272}{1{,}29} + \frac{1{,}376}{1{,}51} = 1{,}12 = 112\% > 100\%$$

An der obenstehenden Betrachtung, kann man deutlich sehen, dass die geschwächten Stützen zwar den Wind und die Vertikallasten einzeln aufnehmen können, in Kombination dies jedoch nicht mehr möglich ist.

Durch den überschrittenen Nachweis, wird eine Notsicherung der Stützen erforderlich. Da ein Großteil der Ausnutzung aus dem Biegemoment der Windlasten kommt, wird ein Aussteifungsverband auf den Stützen aufgebracht, der die Kragarme der Stützen in eine „aufgelöste Scheibe“ wandelt und somit das Moment vermieden wird (siehe Abschnitt 6).

Des Weiteren muss am Fußpunkt der Stützen die Horizontalkraft aus dem Wind, als Querkraft im Querschnitt ausgeleitet werden. Die horizontale Bemessungskraft je Stütze entspricht:

$$H_{Ed} = V_{Ed} = 1{,}5 \cdot 17{,}83\ kN = 26{,}8\ kN$$

Somit ergibt sich der Nachweis der Schubspannungen wie folgt.

$$\tau_{Ed} = \frac{1{,}5 \cdot 26{,}8\ kN}{\frac{2{,}5}{3{,}5} \cdot 1.470\ cm^2} = 0{,}038\frac{kN}{cm^2} \leq f_{vd} = \frac{0{,}7}{1{,}3} \cdot 0{,}35 = 0{,}19\frac{kN}{cm^2}$$

4.4.4 Schlitzblechanschluss der Stützen an das Fundament

Da die Stützen wie bereits beschrieben auch für die Windaussteifung als Kragstützen herangezogen werden und im Bereich der Stabdübelanschlüsse auf der Stützenoberseite, stark geschädigte Holzstruktur festgestellt wurde, soll hier nun noch der Stabdübelanschluss nachgerechnet werden.

Aus 4.4.3 ist ersichtlich, dass die maximal anzuschließende Stützennormalkraft $N_{Ed} = 400\ kN$ und das maximale Moment $M_{Ed} = 208{,}2\ kNm$ beträgt.

Anschluss der Normalkraft und Druckkomponente des Moments:

Die Normalkraft soll über Pressung in die Fußplatte lxbxt = 180x190x15mm des Schlitzblechanschlusses eingeleitet werden. Abzüglich des Schlitzblechs und unter Berücksichtigung, dass die Stützenoberseite keinerlei Tragfähigkeit mehr besitzt, ergibt sich somit eine Pressfläche von:

$$A_c = \left(\frac{22\ cm}{2} - \frac{1{,}2\ cm}{2}\right) \cdot 18\ cm = 187{,}2\ cm^2$$

Da es sich um Pressung am Hirnholz handelt, kann der Nachweis wie folgt geführt werden:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{400\ kN}{2 \cdot 187{,}2\ cm^2} = 1{,}07\,\frac{kN}{cm^2} \leq f_{c,0,d} = \frac{0{,}7}{1{,}3} \cdot 24 = 1{,}29\,\frac{kN}{cm^2}$$

$$\eta = \frac{1{,}07}{1{,}29} \cdot 100\ \% = 82{,}9\ \%$$

Die Normalkraft kann also, für den Fall der max. Vertikalkraft, auch am halben Querschnitt noch über Pressung aufgenommen werden.

Im Windlastfall, wird die Drucknormalkraft zusätzlich aus der Druckkomponente des Einspannmoments vergrößert:

$$N_{Ed,Wind} = \frac{400\ kN}{2} + \frac{208{,}2\ kNm}{0{,}55\ m} = 578{,}5\ kN$$

Die Pressung im Windlastfall beträgt somit:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{578{,}5\ kN}{187{,}2\ cm^2} = 3{,}09\,\frac{kN}{cm^2} \gg f_{c,0,d} = 1{,}29\,\frac{kN}{cm^2}$$

Im Windlastfall kann die Druckkraft nicht mehr über Pressung abgetragen werden.

Anschluss der Zugkomponente des Moments:

Zum Anschluss des Moments wird dieses mittels des Hebelarmes zwischen den beiden Schlitzblechen in ein Kräftepaar aufgeteilt. Die Zugkomponente kann anschließend noch um die charakteristische Eigengewichtskraft $N_{Gk} = 132{,}9\ kN$ abgemindert werden.

$$Z_{Ed} = D_{Ed} = \frac{208{,}2\ kNm}{0{,}55m} - \frac{132{,}9\ kN}{2} = 312{,}1\ kN$$

Die Zugkraft muss über die Stabdübel in das Schlitzblech eingeleitet werden. Im Folgenden wird die Tragfähigkeit je Stabdübel, unter der Annahme ermittelt, dass nur noch ein einseitiger Stahlblech-Holz-Anschluss vorliegt, da die Oberseite der Stütze sich nicht mehr am Lastabtrag beteiligt.

Es wurden Stabdübel im Durchmesser 20mm aus dem Werkstoff 1.4571, mit einer Zugfestigkeit von $f_{u,k} = 500\frac{N}{mm^2}$ verwendet. Die verbleibende Seitenholzdicke beträgt

$t_1 = \frac{22\ cm}{2} - \frac{1{,}2\ cm}{2} = 10{,}4\ cm.$

Fließmoment Stabdübel:

$$M_{y,Rk} = 0{,}3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0{,}3 \cdot 500 \cdot 20^{2,6} = 362.050{,}6\ Nmm$$

Lochlaibungsfestigkeit:

$$f_{h,k} = 0{,}082 \cdot (1 - 0{,}01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0{,}082 \cdot (1 - 0{,}01 \cdot 20) \cdot 390\frac{kg}{m^3} = 25{,}58\frac{N}{mm^2}$$

Mit 12mm Stärke ist das Schlitzblech als dünnes, außenliegendes Blech, nach DIN EN 1995-1-1 anzusehen. Für diesen Fall ergibt sich der Stabdübelwiderstand zu:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0{,}4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ 1{,}15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} \end{cases}$$

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0{,}4 \cdot 25{,}58 \cdot 104 \cdot 20 = 21.282{,}6\ N & \rightarrow\ maßgebend \\ 1{,}15 \cdot \sqrt{2 \cdot 362.050{,}6 \cdot 25{,}58 \cdot 20} = 22.134{,}1\ N \end{cases}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}7}{1{,}3} \cdot 21{,}2826\ kN = 11{,}46\ kN$$

Erforderliche Stabdübelanzahl:

$$n_{erf} = \frac{312{,}1\ kN}{11{,}46\ kN} = 27{,}2\ Stk. \gg n_{vorh} = 12\ Stk.$$

Durch den einseitigen Anschluss der Stabdübel geht mehr als die Hälfte der Tragfähigkeit auf Zug verloren, sodass die Standsicherheit im maßgebenden Windlastfall nicht mehr gegeben ist.

4.4.5 Befahrung der Brücke durch den Winterdienst

In der Bestandsstatik wird eine Sonderverkehrslast von 2,8 to für ein Fahrzeug berücksichtig. Nach Angaben von Hr. Engel der Stadt Erlangen (Mail vom 18.11.2025), befährt der Winterdienst die Brücke derzeit mit einem Fahrzeug mit Gesamtgewicht von 5,5 to.

Gemäß DIN 1072, fällt dieses Fahrzeug in die Brückenklasse 6/6 statt in der Bestandsstatik angenommen 3/3. Die dadurch entstehende Erhöhung der Radlastbeträgt von 10kN aus der Bestandsstatik nun 20kN. Da sonst in den beiden Brückenklassen die Randbedingungen und auch die Aufstandsfläche für die Radlast gleichbleiben, kann der Nachweis aus der Bestandsstatik einfach mit dem Faktor 2 multipliziert, weiterverwendet werden.

Laut Bestandsstatik ist für das 2,8 to Fahrzeug ein erforderliches Widerstandsmoment von 94 cm³ erforderlich. Nach obenstehender Überlegung, ist somit für das verwendete 5,5 to Fahrzeug ein Widerstandsmoment von $W_{erf.,5{,}5to} = 2 \cdot 94 = 188\ cm^3$.

Die vorhandenen Belagsbohlen aus der Bestandsstatik, mit Querschnitt von bxh = 12x12 cm haben ein vorhandenes Widerstandsmoment von $W_{vorh} = 12 \cdot \frac{12^2}{6} = 288\ cm^3 > W_{erf}$

Der Bohlenbelag ist somit in der Lage, das schwerere Fahrzeug zu tragen. Sofern die Brücke bei der Befahrung durch den Winterdienst leer ist, bestehen auch keine Bedenken hinsichtlich der Gesamtstandsicherheit.

4.5 Sonstige festgestellte Schäden

4.5.1 Optische, handnahe Untersuchung der Bauteile

Während der beiden Ortstermine wurden die Bauteile mit einer Hebebühne handnah auf Schäden untersucht. Dabei sind ein paar Problemstellen aufgetreten, die in den bisherigen Bauwerksprüfungen noch nicht aufgeführt wurden.

4.5.2 Festgestellte weitere Schäden und Mängel

Bewuchs am Stützenfuß:

Auf Dauer verhindert der Bewuchs die Rücktrocknung des Holzes an den Stützenfüßen. Es sollte auf einen angemessenen Abstand von Rasen und Bewuchs geachtet werden.

Druckversagen in der Pressfläche zwischen Hauptträger und Stütze:

Bei der südlichen Stützenreihe, ist die Pressfläche zwischen Hauptträger und Stütze bei mehreren Stützen nicht vollflächig im Kontakt. Durch die reduzierte Kontaktfläche hat sich die Stütze in einer Größenordnung von ca. 3mm in den Hauptträger eingepresst, bis die Pressfläche groß genug war um die Last abzutragen.

Klaffende Fuge im Druckstoß der biegesteifen Verbindung im Stoß der Hauptträger:

Der biegesteife Hauptträgerstoß, wird mittels Schlitzblech auf Zug und Stahlwinkel und Kontaktpressung auf Druck hergestellt. Im Stoß des östlichen Hauptträgers hat der Stahlwinkel der Druckfuge eine klaffende Fuge von mehreren Millimeter Breite.

5 Bewertung

5.1 Schadensursachen

Die unter Kapitel 4 dargestellten Schäden, sind auf unterschiedliche Ursachen zurückzuführen. Es wird daher je Schaden eine eigene Betrachtung geführt.

Holzfeuchte:

Die gemessenen Werte der relativen Holzfeuchte, entsprechen im Großen und Ganzen den Erwartungen. Horizontale und direkt bewitterte Bauteile weisen eine höhere Holzfeuchte auf, als vertikale und vor direkter Bewitterung geschützte Bauteile.

An den Hauptträgern wurde an der Oberkante eine höhere Holzfeuchte ermittelt als an der Unterkante. Dies ist dadurch zu erklären, dass die Folie, welche die Oberseite der Hauptträger abdeckt, keine Tropfkante besitzt und der seitliche Überstand über den Träger nur sehr gering (ca. 1cm) ist. Abtropfendes Wasser, tropft somit sehr leicht und tendenziell weiter an der Trägeroberkante wieder an die Holzoberfläche, was die Holzfeuchte vergrößert. Des Weiteren ist die Unterkante der Träger besser von Luft umspült und es ist ein durchgängiger Luftwechsel möglich, was das zurücktrocknen des Trägers begünstigt.

Ähnlich verhält es sich bei den erhöhten Holzfeuchten, die bei den Zwischenhölzern gemessen wurden. Hier ist es im Grunde bei allen Zwischenhölzern das gleiche Problem, dass die Innenecke der Blechabdeckung kein sauberes Abtropfen des Wassers zulässt, sodass das ablaufende Wasser am Rand, entweder an den Seitenflächen des Hauptträgers oder an der Stirnfläche des Zwischenholzes herabläuft und somit das Holz dort auffeuchtet.

Bohrwiderstandsmessungen:

Kleinere Fehlstellen oder lokale Schwächungen sind in der Regel durch angebohrte Astlöcher oder Harzgallen zu erklären. Gleichermaßen können lokale Spitzen im Widerstand z.B. durch das Anbohren von einem höherfesten Ast erklärt werden.

Das zum Teil stark ausgeprägte Wellen-Muster der Widerstandslinien, ist ein Hinweis auf eine natürliche Holzstruktur und ist auf das natürliche Holzwachstum im Baum zurückzuführen. Im Frühjahr bildet der Baum großporige, dünnwandige Zellulosestrukturen, um möglichst viel Nährstoffe transportieren zu können, das sogenannte Frühholz. Das Spätholz hingegen wird vom Baum ab Spätsommer gebildet und zeichnet sich durch dickwandige, kleinporige Holzzellen aus. Das Frühholz ist aufgrund seiner offenen Struktur deutlich weniger fest als das Spätholz, was

auch mit dem Bohrwiderstandsmessgerät erfasst werden kann. Eine fehlende Wellenlinie in der Messung, kann z.B. daher auf eine Bohrung, in etwa parallel zum Jahrringverlauf gedeutet werden.
Zum Teil sind Messungen ersichtlich, bei denen die Widerstandskurven auf einer Länge von ca. 2,5 cm oder einem Vielfachen davon, der Widerstand erheblich nach oben oder unten, gegenüber der restlichen Messung abweicht. Dies ist bei Messungen der Fall, die orthogonal zu den Lamellenoberflächen des Brettschichtholzes vorgenommen wurden. Somit sind diese Messabweichungen zu erklären, dass entweder ein durch die gesamte Stärke der Lamelle laufender Ast durchbohrt wurde, oder dass die Holzlamelle insgesamt eine höhere Dichte besitzt als die benachbarten.

Risse und Delaminierungen:

Die vorgefundene Vielzahl an Rissen und Delaminierungen sind auf die wetterbedingten, hygrischen und thermischen Wechsel im Jahreszyklus zurückzuführen.
Durch Niederschlag und hohe Luftfeuchte, feuchtet das Holz auf und quillt, insbesondere in tangentialer Richtung um ca. 10% pro % Holzfeuchteänderung. Bei Trockenheit und direkter Sonneneinstrahlung auf die Bauteiloberfläche, findet die gleiche Dimensionsänderung in umgekehrter Richtung und Größenordnung als Schwinden statt.
Während jedem dieser hygro-thermischen Wechsel und damit mit jedem Schwind-Quell-Zyklus, werden die Leimfugen zwischen den einzelnen Brettlagen des Brettschichtholzes stark auf Zug/ Schub beansprucht. Insbesondere in den Randbereichen, an denen die Auffeuchtung und Austrocknung stärker stattfindet, als im Querschnittsinneren des Holzes, ist mit einem ausgeprägten Quellen und Schwinden und damit verbunden auch mit einer hohen Belastung der Leimfuge und somit schließlich auch mit Rissen und Delaminierungen zu rechnen.
Oberflächige Risse begünstigen zusätzlichen Wassereintritt, wodurch die Randbereiche mit starkem Quell- und Schwindwechsel größer werden und somit auch die Risstiefe immer weiter fortschreitet, was wiederum den weiteren Wassereintritt begünstigt. Auf Lange Zeit gesehen somit ein Teufelskreis.
Diese Schadensursache wird dadurch gestützt, dass die beiden außenliegenden Oberflächen im Osten und Westen am stärksten durch Risse geschädigt sind und die innenliegenden Oberflächen deutlich geringere Anzahl an Rissen und kleinere Risstiefen aufweisen.

Faserausrisse:

In der Schadenskartierung sind einige Faserausbrüche ersichtlich. Diese sind auf unterschiedliche Schadensursachen zurückzuführen und können zum Teil auch nicht mehr mit Sicherheit bestimmt werden.

Zum größten Teil handelt es sich voraussichtlich um Schäden, die währen der Montage beim Einheben der Bauteilte oder beim Transport geschehen sind. Kleinere Ausbrüche an den Stützen sind auf Anfahrtsschäden zurückzuführen. Eine Kerbe wurde gefunden, die voraussichtlich von einem Messer geschnitten wurde und somit vermutlich durch Vandalismus entstanden ist.

Fäule:

Ursächlich für die Fäule ist die erhöhte Holzfeuchte, insbesondere in den Bauteilen mit ungeschützten, direkt bewitterten und horizontalen Bauteiloberflächen. Ab einer dauerhaften Holzfeuchte von ≥ 20 %, sind die klimatischen Bedingungen für das Wachstum von holzzerstörenden Pilzen gegeben. Bei beginnender Pilzbildung, wo bisher noch keine Schädigung des Holzes stattgefunden hat, kann das Heruntertrocknen des Holzes auf < 20% Holzfeuchte, das Pilzwachstum und somit eine Holzschädigung stoppen. Da der Pilz jedoch auch lange Trockenperioden unbeschadet überleben kann, ist dabei jedoch sicherzustellen, dass eine Wiederauffeuchtung der betroffenen Bauteile ausgeschlossen wird, da das Pilzwachstum sonst wieder fortschreitet.

Beginnende Fäule wurde bei einigen Zwischenhölzern festgestellt. Der Befall mit Pilzen ist aufgrund der fast überall an den Zwischenhölzern beobachteten, hohen Feuchte, auch an den anderen Zwischenhölzern in naher Zukunft zu erwarten.

Fäule und entfestigte Bereiche, wurden vor Allem im Bohlenbelag und in den Stützen festgestellt. Bei den Stützen ist die erhöhte Feuchte vermutlich auch auf herabtropfendes Wasser vom Bohlenbelag der Brücke zurückzuführen. Der Niederschlag trifft auf den Bohlenbelag, läuft durch die Spalte zwischen den Bohlen durch und tropft auf die Stützen ab. Auf den 45° geneigten Stützen läuft das Wasser dann zum Fußpunkt hin ab. Auf diesem Weg zieht das Wasser dann in die Stützenoberfläche ein und verursacht somit die hohe Holzfeuchte und damit auch die Fäuleschäden. Die zum Teil beobachtete, dichte Vegetation und hohes Gras, erschwert das Rücktrocknen des Holzes am Stützenfuß und begünstigt somit ebenfalls das Pilzwachstum.

Auf eine Probeentnahme, zur Bestimmung der Pilzart, wurde verzichtet. Das Schadensbild spricht jedoch für eine klassische „Braunfäule“ bei der, der holzzerstörende Pilz, die Zellulose des Holzes

zerstört und das braune Lignin zurückbleibt, dass dann oft würfel-/ quaderartig mit glatten Bruchkanten zurückbleibt (z.B. Foto 32).

5.2 Textliche Schadensbewertung

Die Schadensbewertung soll hier je Bauteil vorgenommen werden:

Hauptträger:

Die Hauptträger sind gemäß den Bohrwiderstandsmessungen in einem guten Zustand. Hauptschädigung sind die Vielzahl an Rissen und Delaminierungen, wie bereits mehrfach beschrieben.

Wie unter 4.4.2 gezeigt werden konnte, beeinträchtigen die derzeitigen Risse und Delaminierungen der Leimfugen noch nicht die Standsicherheit der Brücke.

Zum Teil lokal vorgefundene, erhöhte Holzfeuchten, besonders im Bereich der Zwischenhölzer sind noch unkritisch und haben Potential für eine Rücktrocknung.

Die Einpressung der Stützen auf der Ostseite ist als unkritisch zu bewerten.

Da die klaffende Fuge im Druckstoß des östlichen Hauptträgers bisher nicht dokumentiert ist, ist nur schwer zu beurteilen, ob es sich hier um eine neue Schädigung handelt, oder ob es ein Herstellungsmangel war.

Zwischenhölzer:

Bei den Zwischenhölzern wurde durchgängig das gleiche Problem beobachtet, dass die Holzfeuchte aufgrund des ablaufenden Wassers zu groß ist. An einzelnen Stellen wurde beginnendes Pilzwachstum in Form von weißem Myzel festgestellt (vgl. Fotonummer 27).

Da noch keine Schädigung durch holzzerstörende Pilze eingetreten ist, liegt hier auch noch kein Schaden für die Standsicherheit vor, jedoch ein Problem der Dauerhaftigkeit. Eine weitere Zunahme der Holzfeuchte sollte verhindert werden.

Stützen:

Dauerhaft erhöhte Holzfeuchte und holzzerstörende Pilze haben den Stützenquerschnitt mittlerweile, im Bereich der Schlitzblechanschlüsse, erheblich geschwächt. Wie unter 4.4.3 gezeigt, hat der Schaden mittlerweile auch erheblichen Einfluss auf die Standsicherheit und damit natürlich auch auf Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit.

Belag:

Der Belag ist, durch die nur oberseitig vorhandene Epoxidharzbeschichtung, nur bedingt vor Niederschlag geschützt. Die über das Geländer herausstehenden Bereiche der Bohlen sind überhaupt nicht geschützt. Dementsprechend hoch sind die gemessenen Holzfeuchten und regelmäßig in Bereichen über dem Fasersättigungsbereich. Der Befall mit holzzerstörenden Pilzen ist daher nicht vermeidbar und an einigen Stellen auch bereits zu erkennen.

In der Bestandsstatik ist eine üppige Reserve in der Tragfähigkeit der Bohlen eingeplant, sodass eine gewisse „Verschleißschicht“ für den Belag berücksichtigt wurde. Erforderlich für den Bohlenbelag sind gemäß Bestandsstatik eine Dicke von 7cm, vorhanden sind 12cm. Bis zu einer Tiefe von 5cm sind Fäuleschäden somit für die Standsicherheit nicht kritisch. Da bei vorhandener Fäule und hohen Holzfeuchtigkeiten, die Schädigung des Holzes mitunter auch sehr schnell fortschreiten kann, sollte diese kritische Schadenstiefen von max. 5cm jedoch mindestens jährlich geprüft werden. Der 3-jährige Zyklus der Bauwerksprüfung ist dafür aus unserer Sicht zu lang.

Des Weiteren muss beachtet werden, dass der Winterdienst nach Angaben der Stadt Erlangen mit einem Fahrzeug mit Gesamtgewicht von 5,5 to, die Brücke befährt. In der Bestandsstatik ist nur eine Sonderverkehrslast von 2,8 to berücksichtigt. Wie unter 4.4.5 gezeigt, ist der Bohlenbelag bei intaktem Holzquerschnitt in der Lage das schwerere Fahrzeug zu tragen, doch reduziert sich in diesem Fall die zulässige Verschleißschicht/Schadenstiefe der Fäulnisstellen auf 2 cm.

Geländer:

Das Geländer weist erwartungsgemäß erhöhte Holzfeuchten auf. Offensichtliche Schäden, die die Verkehrssicherheit der Brücke beeinträchtigen würden, wurden nicht festgestellt.

5.3 Empfehlung der Schadenswertung nach RI-EBW-PRÜF

Grundsätzlich stimmen wir der Schadensbewertung der LGA aus dem Prüfbericht „2025 H“ zu, sodass hier nur abweichende Bewertungen erneut aufgeführt werden. Die Änderung zum Stand im Prüfbericht 2025 H wird in Rot dargestellt.

- Erhöhte Holzfeuchte der Zwischenhölzer – neuer Schaden
  S=0, V=0, D=2
  Maßnahme: Verbesserung der Entwässerung/Abdichtung wird empfohlen.
- [63] Holzfäule im Belag in Kombination mit schwererem Fahrzeug des Winterdienstes
  S=2, V=2, D=2
  Maßnahme: Regelmäßige Überprüfung der Schadensteifen bei den Fäulnisstellen. Ggf. Einschränkung des Gesamtgewichts des Räumfahrzeugs des Winterdienstes.
- [55] Holzfäule in den Stützenfüßen
  S=3, V=0, D=4
  Maßnahme: Notsicherung gemäß 6 muss vorgenommen werden. Austausch der Stützen innerhalb 2026 erforderlich.
- Bewuchs am Fundamentbalken der Stützenlager – neuer Mangel
  S=0, V=0, D=2
  Maßnahme: Dichter Bewuchs an den Stützenfüßen beeinträchtigt das Rücktrocknungspotential der Stützenfüße und somit die Dauerhaftigkeit des Holzes.
- Einpressungen der Stützen in den Hauptträger – neuer Schaden
  S=1, V=0, D=1
  Maßnahme: Weitere Beobachtung im Rahmen der Bauwerksprüfungen. Weitere Maßnahme nur bei Verschlechterung.
- Druckkontakt bei Hauptträger Ost nicht mehr vollflächig vorhanden – neuer Schaden
  S=2, V=0, D=2
  Maßnahme: Weitere Beobachtung im Rahmen der Bauwerksprüfungen. Weitere Maßnahme nur bei Verschlechterung.

6 Maßnahmenvarianten und Kosten

In Rücksprache mit dem Tiefbauamt Erlangen, wurde vereinbart, dass als Maßnahmenvarianten 2 Varianten untersucht werden.

1. Einfache Instandsetzung, voraussichtliche weitere Nutzungsdauer von 5 – 10 Jahren
2. Hochwertige Instandsetzung, voraussichtliche weitere Nutzungsdauer von bis zu 20 Jahren

Außerdem muss für die Stützen für den Winter 2025/2026 eine Notsicherung vorgesehen werden, welche dem Tiefbauamt Erlangen bereits am 18.11.2025 mitgeteilt wurde. Der Vollständigkeit halber, wird diese Maßnahme hier ebenfalls mit aufgeführt.

6.1 Notsicherung der Stützen

Unter Punkt 4.4.3 wurde gezeigt, dass die Stützen, vor Allem im Windlastfall, nicht mehr standsicher sind.

Aus diesem Grund ist als Notsicherung und Sofortmaßnahme eine Ertüchtigung der Queraussteifung für den Windlastabtrag zwingend für den Winter 2025/2026 erforderlich.

Grundidee der Notsicherung ist, dass derzeit jede einzelne Stütze für sich als Kragstütze angesetzt wird und als Einspannung somit nur der innere Hebelarm der Stütze angesetzt wird. Wird nun auf die 3 Stützen jeweils ein zug- und drucksteifer Z-Aussteifungsverband aufgebracht, kann der Hebelarm zwischen Zug- und Druckkraft des Windmoments erheblich vergrößert und somit die Anschlusskräfte deutlich reduziert werden.

Des Weiteren haben wir das Tiefbauamt Erlangen darauf hingewiesen und weisen hiermit erneut darauf hin, dass keine größeren Menschenansammlungen (z.B. Marathon oder Zuschauer Feuerwerk, etc.) auf der Brücke zulässig sind.

<u>Bemessung und Konstruktion des Aussteifungsverbands:</u>

In der Bestandsstatik ist als horizontale Auflagerkraft für die Stützen eine Last von 53,5 kN herauszulesen. Nach heutiger Norm entspricht dieser Wert dem charakteristischen Lastwert. Als veränderliche Kraft wird diese Auflagerkraft mit dem Teilsicherheitsbeiwert von 1,5 multipliziert um den Bemessungswert zu erhalten.

$$W_{Ed} = 1{,}5 \cdot 53{,}5\ kN = 80{,}3\ kN$$

Je Stütze wird also folgende horizontale Kraft eingeleitet, die je Stütze auch wieder in den Verband ausgeleitet wird:

$$W_{Ed,Stütze} = \frac{80{,}3\ kN}{3} = 26{,}8\ kN$$

Mit dem Diagonalen-Winkel von ca. 47,1°, ergibt sich die Diagonalkraft zu:

$$Z_{Ed,Diag} = D_{Ed,Diag} = \pm\frac{80{,}3\ kN}{\tan(47{,}1°)} = 118\ kN$$

Die Diagonalkraft ist maßgebend für den Querschnitt der Holzstäbe des Verbands. Gewählt wurde ein Querschnitt von bxh = 16x20cm, GL 24h.

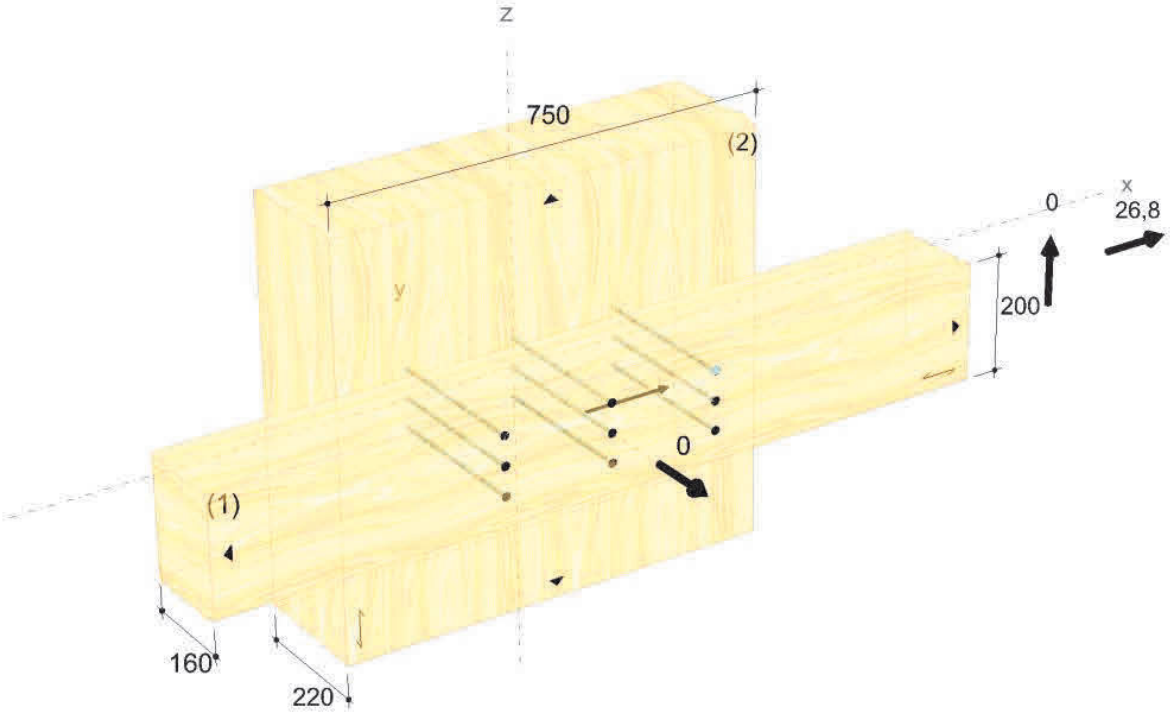
$$\sigma_{t,0,d} = \frac{118\ kN}{16 \cdot 20\ cm^2} = 0{,}37\frac{kN}{cm^2} \leq f_{t,0,d} = \frac{0{,}7}{1{,}3} \cdot 1{,}92\frac{kN}{cm^2} = 1{,}03\frac{kN}{cm^2}$$

Sowohl der horizontale Verbindungsbalken als auch die Diagonale sollen mittels Vollgewindeschrauben auf Abscheren an die Stützen angeschlossen werden. Die Anschlüsse werden im Folgenden bemessen.

Anschluss Horizontalstab an Stütze:

Eingabedaten

Gewähltes Verbindungsmittel	**9 x ASSY® plus VG 4 CSMP Ø8 x 280 mm**
	Vollgewinde | Senkkopf
Artikelnummer	verzinkt, blau 0150 108 280 (VE 75 Stück)
Bewertung	ETA-11/0190 gültig ab 23.07.2018
System	Queranschluss
Bauteil 1	horizontal
	Nadelholz / Vollholz | Fichte, Kiefer, Tanne | C24
	Breite = 160 mm | Höhe = 200 mm
Bauteil 2	Brettschichtholz homogen | Fichte, Kiefer, Tanne | GL24h
	Breite = 220 mm | Höhe = 750 mm
Lasteinwirkung	$F_{v,x,d}$ = 26,80 kN | Lasteinwirkungsdauer = lang
	Nutzungsklasse 1
Verbindungsmittel	Bauteil 1 nicht vorgebohrt
	Bauteil 2 nicht vorgebohrt
	gerade Einzelschrauben 90 ° | bündig Träger
	Sicherheitsabstand Schraubenspitze = 5 mm



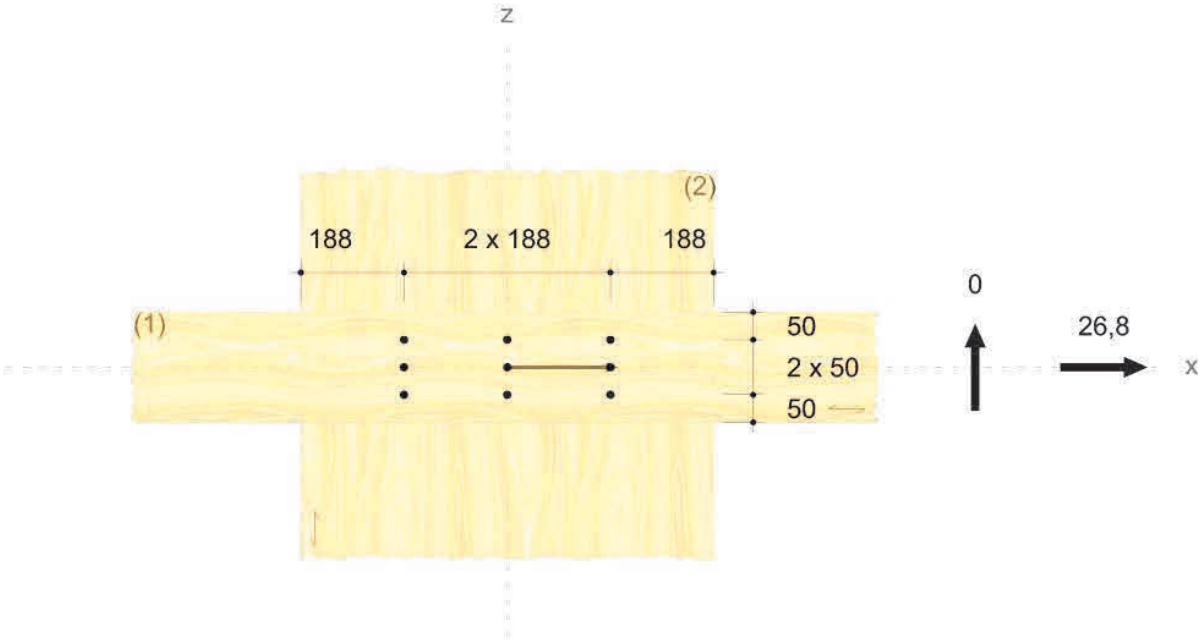
Die Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Würth übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender.

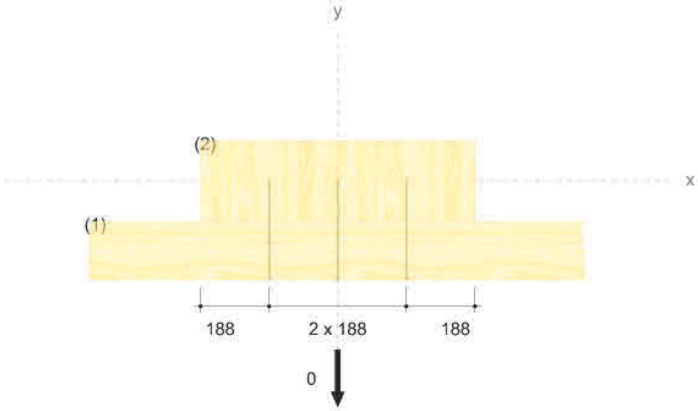
Montagedaten

Abstände - Bauteil 1 [mm]		Minimum	vorhanden	
a_1	$(4+\lvert cos\alpha\rvert)\,d = (4+\lvert cos0°\rvert)\,d$	40	188	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2
$a_{4,c}$	$3\,d$	24	50	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2
a_2	$(3+\lvert sin\alpha\rvert)\,d = (3+\lvert sin0°\rvert)\,d$	24	50	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2

Abstände - Bauteil 2 [mm]		Minimum	vorhanden	
$a_{4,c}$	$3\,d$	24	188	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2
a_2	$(3+\lvert sin\alpha\rvert)\,d = (3+\lvert sin90°\rvert)\,d$	32	188	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2
$a_{4,t}$	$(3+4sin\alpha)\,d = (3+4sin90°)\,d$	56	188	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2
a_1	$(4+\lvert cos\alpha\rvert)\,d = (4+\lvert cos90°\rvert)\,d$	32	50	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2

Die Minimalwerte können von den Mindestabständen nach EN 1995-1-1 Tabelle 8.2 aufgrund der Festlegungen der ETA-11/0190, der Bedingung DIN EN 1995-1-1 Abs. 8.3.1.2 (7) oder baukonstruktiver Randbedingungen abweichen.





Nachweise

Übersicht

Bemessungsvorschriften

EN 338 (2016-07) + EN 14080 (2013-09)
EN 14374:2004 + EN 14374:2016 Draft
EN 338 (2016-07) + EN 14081-1 (2016-06)
EN 636 (2015-05) + EN 13968 (2015-05) + DIN 20000-1 (2017-05)
EN 1990 (2010-12) + DIN EN 1990/NA (2010-12) + DIN EN 1990/NA/A1 (2012-08)
EN 1991-1-1 (2010-12) + DIN EN 1991-1-1/NA (2010-12)
EN 1993-1-1 (2010-12) + DIN EN 1993-1-1/NA (2010-12)
EN 1993-1-8 (2010-12) + DIN EN 1993-1-8/NA (2010-12)
EN 1995-1-1 (2010-12) + EN 1995-1-1/A2 (2014-07) + DIN EN 1995-1-1/NA (2013-08)
ETA-11/0190 (2018-07-23)

Quellen

[1] Blaß H.J. und Laskewitz B. (2003). Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschichten. Bauen mit Holz.
[2] Blaß H.J. und Sandhaas C. (2016). Ingenieurholzbau - Grundlagen der Bemessung. KIT Scientific Publishing, Karlsruhe.

Zusammenfassung

Lastkombinationen

Bemessungslast in Richtung x-Achse $F_{v,x,d} = 26,80\,kN$

Nachweise	Ausnutzung
Verbindungsmittel	98,74 %

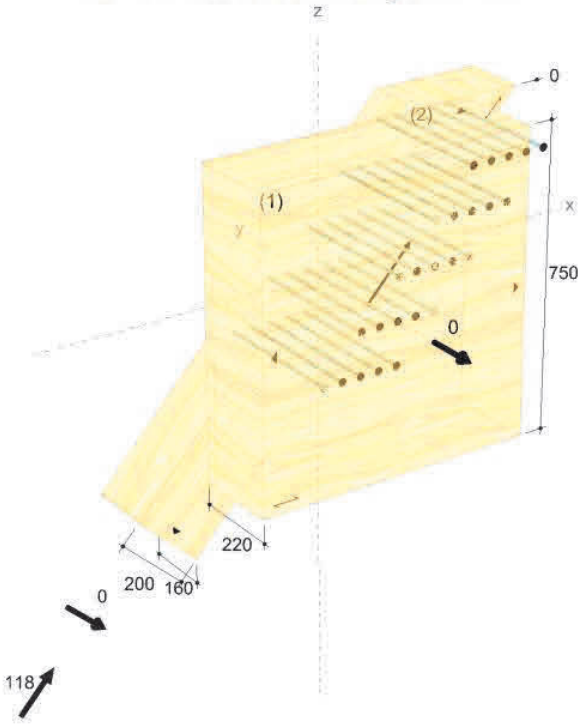
Nachweise erfolgreich durchgeführt!

Die Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Würth übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender.

Anschluss Diagonalstab an Stütze:

Eingabedaten

Gewähltes Verbindungsmittel	**25 x ASSY® plus VG 4 CS Ø10 x 360 mm**
	Vollgewinde | Senkkopf
Artikelnummer	verzinkt, blau 0150 110 360 (VE 50 Stück)
Bewertung	ETA-11/0190 gültig ab 23.07.2018
System	Anschlusstyp = Schräganschluss | Anschlusswinkel = 47 °
Bauteil 1	horizontal
	Brettschichtholz homogen | Fichte, Kiefer, Tanne | GL24h
	Breite = 220 mm | Höhe = 750 mm
Bauteil 2	Brettschichtholz homogen | Fichte, Kiefer, Tanne | GL24h
	Breite = 160 mm | Höhe = 200 mm | Rand oben = 0 mm
Lasteinwirkung	$F_{v,z(\alpha),d}$ = 118,00 kN | Lasteinwirkungsdauer = mittel
	Nutzungsklasse 1
Verbindungsmittel	Bauteil 1 nicht vorgebohrt
	Bauteil 2 nicht vorgebohrt
	bündig Träger
	Sicherheitsabstand Schraubenspitze = 5 mm



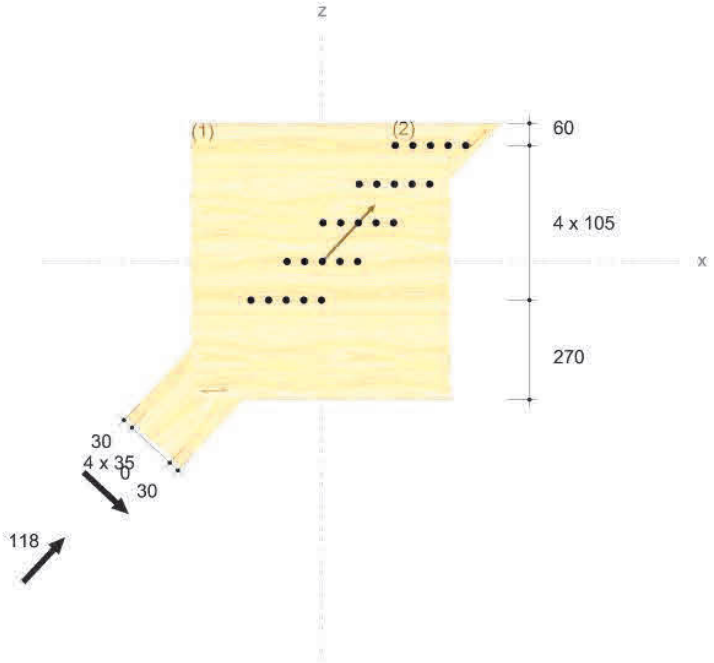
Die Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Würth übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender.

Montagedaten

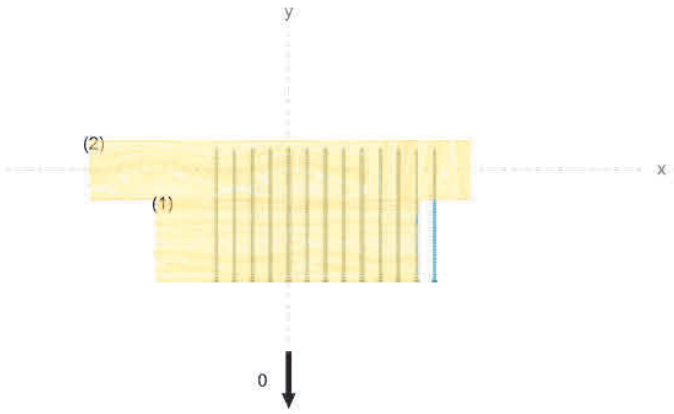
Abstände - Bauteil 1 [mm]		Minimum	vorhanden	
a_1	$(4+\lvert cos\alpha\rvert)\,d = (4+\lvert cos47°\rvert)\,d$	47	48	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2
$a_{4,t}$	$(3+4\lvert sin\alpha\rvert)\,d = (3+4\lvert sin47°\rvert)\,d$	59	60	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2
a_2	$(3+\lvert sin\alpha\rvert)\,d = (3+\lvert sin47°\rvert)\,d$	37	105	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2
$a_{4,c}$	$3\,d$	30	270	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2

Abstände - Bauteil 2 [mm]		Minimum	vorhanden	
$a_{4,c}$	$3\,d$	30	30	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2
a_2	$(3+\lvert sin\alpha\rvert)\,d = (3+\lvert sin0°\rvert)\,d$	30	35	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2
$a_{3,c}$	$7\,d$	70	82	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2
a_1	$(4+\lvert cos\alpha\rvert)\,d = (4+\lvert cos0°\rvert)\,d$	50	144	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2

Die Minimalwerte können von den Mindestabständen nach EN 1995-1-1 Tabelle 8.2 aufgrund der Festlegungen der ETA-11/0190, der Bedingung DIN EN 1995-1-1 Abs. 8.3.1.2 (7) oder baukonstruktiver Randbedingungen abweichen.



Die Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Würth übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender.



Nachweise

Übersicht

Bemessungsvorschriften

EN 338 (2016-07) + EN 14080 (2013-09)
EN 14374:2004 + EN 14374:2016 Draft
EN 338 (2016-07) + EN 14081-1 (2016-06)
EN 636 (2015-05) + EN 13968 (2015-05) + DIN 20000-1 (2017-05)
EN 1990 (2010-12) + DIN EN 1990/NA (2010-12) + DIN EN 1990/NA/A1 (2012-08)
EN 1991-1-1 (2010-12) + DIN EN 1991-1-1/NA (2010-12)
EN 1993-1-1 (2010-12) + DIN EN 1993-1-1/NA (2010-12)
EN 1993-1-8 (2010-12) + DIN EN 1993-1-8/NA (2010-12)
EN 1995-1-1 (2010-12) + EN 1995-1-1/A2 (2014-07) + DIN EN 1995-1-1/NA (2013-08)
ETA-11/0190 (2018-07-23)

Quellen

[1] Blaß H.J. und Laskewitz B. (2003). Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschichten. Bauen mit Holz.
[2] Blaß H.J. und Sandhaas C. (2016). Ingenieurholzbau - Grundlagen der Bemessung. KIT Scientific Publishing, Karlsruhe.

Zusammenfassung

Lastkombinationen

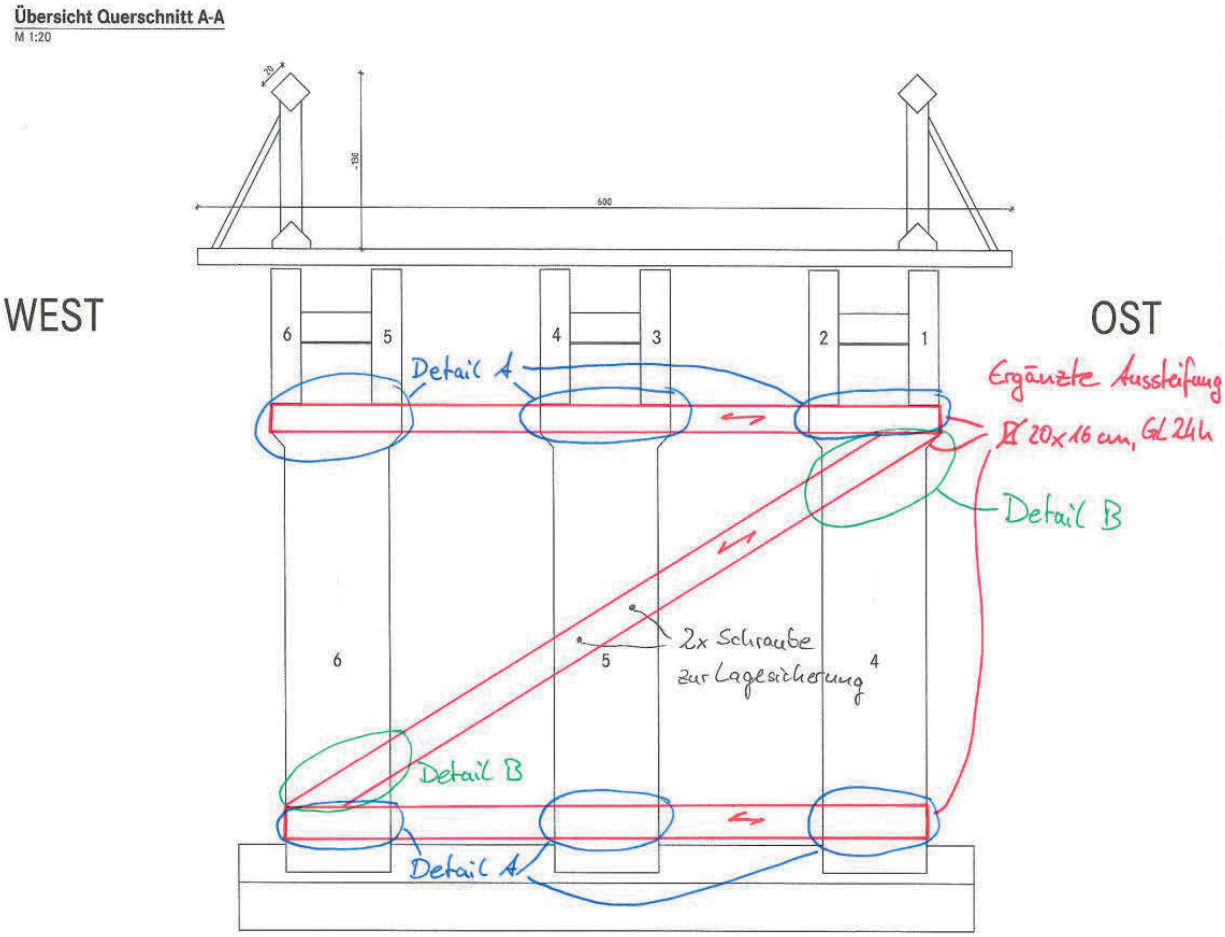
Bemessungslast in Richtung z-Achse $F_{v,z\omega,d} = 118{,}00\,kN$

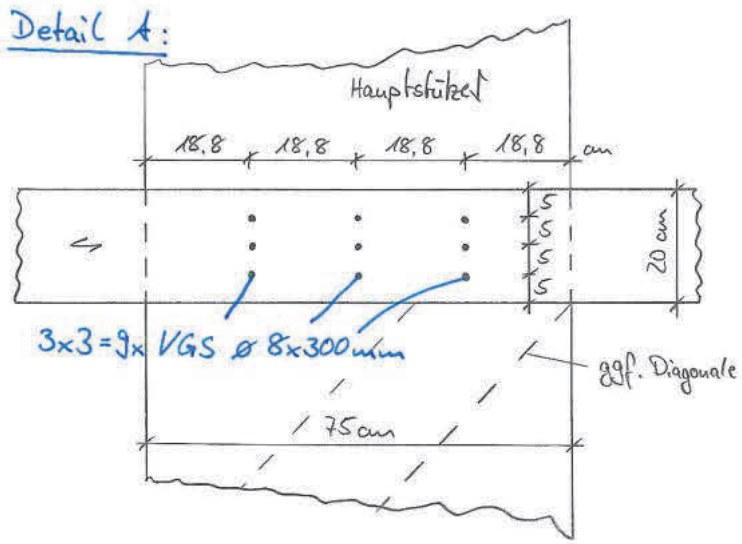
Nachweise	Ausnutzung
Beanspruchung rechtwinklig zur Verbindungsmittelachse Abscheren der Schrauben	98,80 %

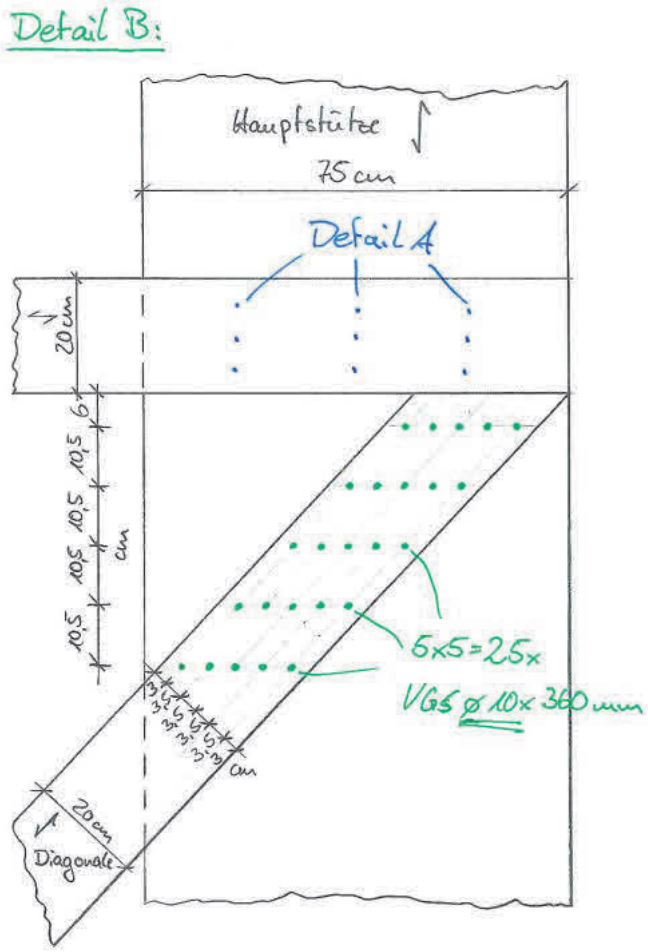
Nachweise erfolgreich durchgeführt!

Die Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Würth übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender.

Aus den vorangegangenen Betrachtungen ergeben sich folgende Konstruktionsdetails:







Nachweis der Stützen mit Notsicherung:

Durch den Aussteifungsverband wird der innere Hebelarm der Stützen von ca. 55cm auf 3,95m vergrößert. Das Windmoment teilt sich daher nun wie folgt in Zug und Druck auf:

$$max.\ D_{Ed} = \frac{400\ kN}{2} + \frac{208{,}2\ kNm}{3{,}95\ m} = 252{,}7\ kN$$

$$max.\ Z_{Ed} = \frac{208{,}2\ kNm}{3{,}95\ m} - \frac{132{,}9\ kN}{2} = -13{,}7\ kN \rightarrow Zugkraft\ \text{überdrückt}$$

Da die Zugkraft nun überdrückt ist, wird auch der Stabdübelanschluss nicht mehr für den Lastabtrag benötigt. Es folgt daher nur der Nachweis der Pressung für die Druckkraft:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{252{,}7\ kN}{187{,}2\ cm^2} = 1{,}38\frac{kN}{cm^2} \leq f_{c,0,d} = \frac{0{,}7}{1{,}3} \cdot 2{,}4\frac{kN}{cm^2} = 1{,}29\frac{kN}{cm^2}$$

$$\eta = \frac{1{,}38}{1{,}29} = 1{,}07 = 107\%$$

Die 7% Überschreitung sind temporär vertretbar, unter der Voraussetzung, dass die volle Verkehrslast auf der Brücke nicht eintritt und die verbleibende Stabdübeltragfähigkeit den Lastabtrag unterstützen kann. Der Querschnittsnachweis der Stützen entfällt, da es durch den Verband, keine Momentenbelastung für die Stützen gibt.

Kostenschätzung für die Notsicherung:

Produkt	Menge	EP	Gesamtpreis
BSH, GL 24h, bxh = 16x20cm	2 x 0,522 m³	1.675 €/m³	1.748,70 €
Vollgewindeschraube ⌀8x300mm	108 Stk.	3,50 €/Stk.	378,00 €
Vollgewindeschraube ⌀10x360mm	104 Stk.	5,00 €/Stk.	520,00 €
Summe:			2.646,70 €

6.2 Nullvariante – „Nichtstun“

Die Nullvariante hätte in diesem Fall die Konsequenz, dass die Brücke mit der Notsicherung noch für den Winter genutzt werden kann und spätestens ab April nächsten Jahres für die Nutzung komplett gesperrt und zeitnah rückgebaut werden muss.

Die fehlende Querschnittsfläche im Bereich der Stützenanschlüsse ist kurzfristig nicht mehr gegeben sodass eine weitere Nutzung ohne Instandsetzung nicht mehr möglich ist.

Kostenschätzung für die Nullvariante:

Maßahme	Menge	EP	Gesamtpreis
Notsicherung siehe oben	1x pausch	2.646,70 €	2.646,70 €
Rückbau	1x pausch	200.000 €	200.000 €
Summe:			202.646,70 €

6.3 Variante 1 – einfache Instandsetzung

Für die erste und etwas einfachere Instandsetzungsvariante, wird als Zielsetzung, eine zusätzliche Lebensdauer für die Brücke von ca. 5 bis 10 Jahre angesetzt.

Kurzfristig (im Jahr 2026) müssen bei jeder Instandsetzungsvariante die Stützen erneuert werden. Um den Holzschutz für die Stützen zu verbessern, sollte auch ein Witterungsschutz für die bewitterten Oberflächen der Stützen eingeplant werden.

Der Austausch der Stützen sollte mit der gleichen Brettschichtholzgüte GL 28c, wie im derzeitigen Bestand ausgeführt, erfolgen. Als Holzart sollte wieder Lärche oder Douglasie gewählt werden. Aus bisher durch unser Büro geplanten Holzbrücken-Instandsetzungen, hat sich für den Witterungsschutz, eine hinterlüftete Blechverkleidung bewährt. Hierzu wird mit Abstandshaltern eine zementgebundene Faserplatte mit ≥ 1 cm Abstand zur Holzoberfläche eingebaut und die Blechabdeckung anschließen auf der zementgebundenen Faserplatte montiert. Es folgen 2 Bilder aus dem genannten Referenzprojekt.

Abbildung 7 Hinterlüftete, zementgebundene Faserplatte und rechts fertige Blechabdeckung

Mittelfristig wird im Laufe der nächsten 5 bis 10 Jahre auch der Austausch des Bohlenbelags noch einmal erforderlich werden. Wann der Belag auszutauschen ist, ist unter anderem auch davon abhängig, wie mit der Befahrung durch den Winterdienst, mit dem deutlich schwereren Fahrzeug weiter verfahren wird.

Kostenschätzung – Variante 1:

Maßahme	Menge	EP	Gesamtpreis
Instandsetzungsplanung + Bauleitung	1x pausch	8.000 €	8.000 €
Baustelleneinrichtung	1x pausch	8.000 €	8.000 €
Stützentausch + Verbindungsmittel	1x pausch	54.000 €	54.000 €
Witterungsschutz + Verblechung	1x pausch	10.000 €	10.000 €
Erneuerung Belag	1x pausch	90.000 €	90.000 €
Summe:			170.000 €

6.4 Variante 2 – hochwertige Instandsetzung (technisch bevorzugte Lösung)

Im Gegensatz zur Variante 1 soll im Folgenden eine hochwertigere Instandsetzungsmöglichkeit erarbeitet werden, bei der eine weitere Lebensdauer der Brücke von ca. 10 bis 20 Jahren zu erwarten ist.

Allgemein bleiben die Maßnahmen aus Variante 1, insbesondere hinsichtlich der Stützen, bestehen und werden noch um zusätzliche Maßnahmen ergänzt.

Die Brücke besitzt derzeit ein planmäßiges Längsgefälle von ca. 1%. Bei der Instandsetzung nach der hochwertigen Variante sollte die Entwässerung so verbessert werden, dass das Längsgefälle mindestens 2 % beträgt. Ein ggf. erforderlicher Höhenausgleich am Widerlager, für einen barrierefreien Zugang ist zu beachten und einzuplanen. In diesem Zuge sollte auch der Belag ausgetauscht werden. Da während des Austauschs des Belags, die Hauptträger oberseitig zugänglich sind, sollte vor dem Wiedereinbau des Belags, eine Blechabdeckung über jeweils ein Hauptträger-Paar erfolgen und nicht wie bisher erfolgt jeder Hauptträger einzeln. Dadurch wird die problematische Verbindung und Abdichtung im Übergang der Zwischenhölzer zu den Hauptträgern verbessert und eine Rücktrocknung der Bauteile mit erhöhter Feuchte ermöglicht. Die Entwässerung sollte dabei von einem fachkundigen Planer geplant werden.

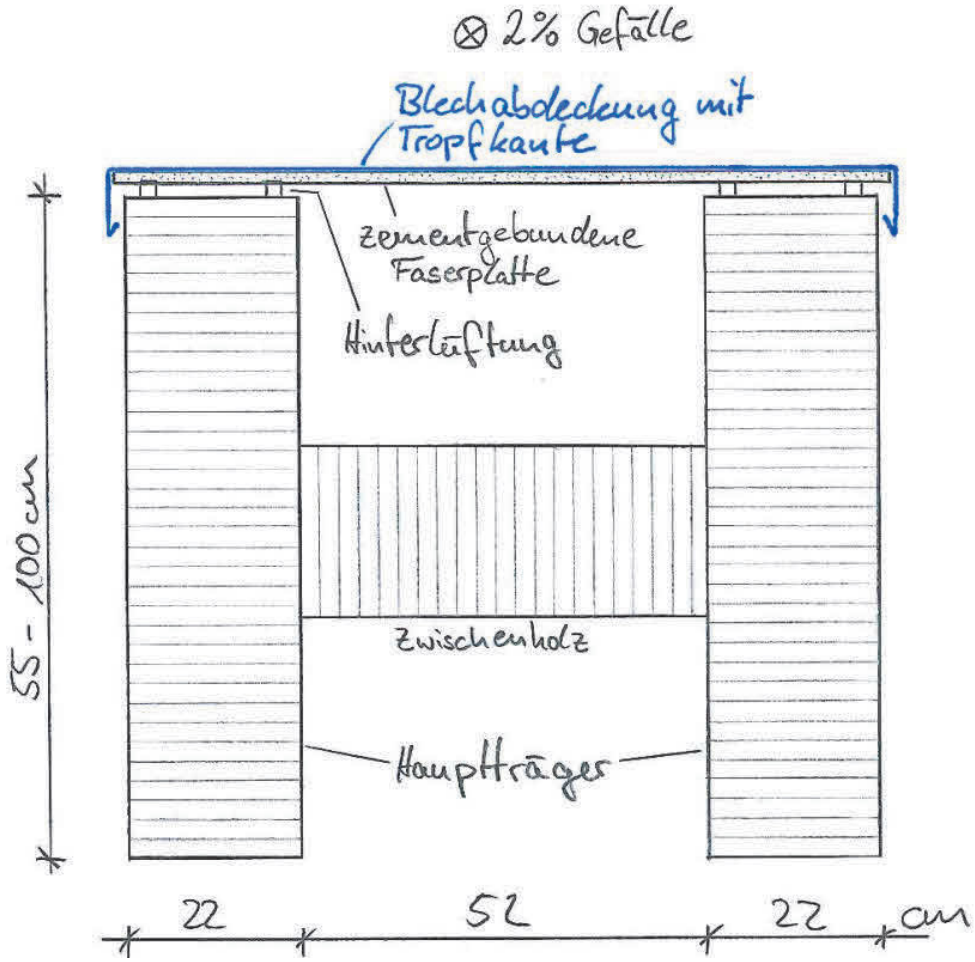


Abbildung 8 Skizze der verbesserten Blechabdeckung über den Hauptträgern

Es sollte im Zuge der Ausführungsplanung dieser Variante auch eine Möglichkeit gefunden werden, wie die östlichste und westlichste Hauptträgeroberfläche vor direkter Bewitterung geschützt werden kann. Hier sollte die Abdeckung aus Blech oder Ähnlichem jedoch einfach demontabel sein, damit die Oberflächen für die 3-jährige Bauwerksprüfung, einfach zugänglich bleiben.

Sinnvoll wäre auf lange Sicht auch ein Verpressen der Risse. Es gibt mittlerweile Produkte auf dem Markt, die für eine pressfreie, tragende Verklebung von Holzbauteilen zugelassen sind. Solch ein Klebstoff wäre das richtige Produkt, um die Vielzahl an Rissen an den beiden außenliegenden Hauptträgeroberflächen instand zu setzen. Problematisch bei solchen Verklebungen ist, dass diese sehr aufwändig in der Herstellung auf der Baustelle sind. Die Klebstoffe benötigen sehr exakt eingehaltene Rahmenbedingungen für die Aushärtung, welche vor Ort auch während der Aushärtezeit dokumentiert sichergestellt werden müssen.

Dies betrifft unter Anderem Holzfeuchte, Lufttemperatur und Luftfeuchte. Durch diese Anforderungen muss die Brücke vollständig, nahezu luftdicht in ein Foliengerüst eingepackt werden, Bauteile mit erhöhter Holzfeuchte über längeren Zeitraum ausgetrocknet werden, und die Luft im Inneren des Foliengerüstes mittels Lüftungs- und Befeuchtungsanlagen genau gesteuert werden.

Unter Kapitel 4.4.2 wurde nachgewiesen, dass sowohl der Biegespannungsnachweis, als auch der Schubspannungsnachweis im Hauptträger trotz Rissen noch Reserven in der Tragfähigkeit haben. Es handelt sich somit nicht um eine akute Maßnahme, allerdings sollte auch der Rissfortschritt, wie in Kapitel 5.1 beschrieben nicht außer Acht gelassen werden. Es ist nicht möglich, die Geschwindigkeit des Rissfortschritts vorherzusagen, jedoch kann ein praktikabler Grenzwert genannt werden, ab dem die Biegetragfähigkeit der Hauptträger in einen kritischen Bereich kommt. Spätestens ab einer Gesamtrisstiefe von 25 cm über die gesamte Querschnittsbreite von 6x22cm = 132cm verteilt, oder von ca. 6,5cm Tiefe an einem Träger über mehr als 10cm Risslänge, sollte genauer über diese Instandsetzungsmaßnahme in Betracht gezogen werden, oder zumindest noch einmal eine OSA durchgeführt werden, um genau diese Fragestellung zu beurteilen.

Der Belag wird ein Verschleißbauteil bleiben, da die Bestandsstatik nicht genug Lastreserven aufweist, um auf einen geschlossenen Fahrbahnbelag mit Holzplatte und Gussasphaltschicht, zu wechseln. Mit Eichenbohlen könnte ggf. bei der nächsten Belagserneuerung, gegenüber der Lärchenbohlen, eine verlängerte Lebensdauer ermöglicht werden.

Kostenschätzung – Variante 2:

Maßahme	Menge	EP	Gesamtpreis
Instandsetzungsplanung + Bauleitung	1x pausch	8.000 €	8.000 €
Baustelleneinrichtung	1x pausch	8.000 €	8.000 €
Stützentausch + Verbindungsmittel	1x pausch	54.000 €	54.000 €
Verblechung Stützen + Hauptträger	1x pausch	35.000 €	35.000 €
Erneuerung Belag + Herstellen Gefälle	1x pausch	125.000 €	125.000 €
Potentielle Rissverpressung	1x pausch	250.000 €	250.000 €
Summe:			480.000 €

7 Zusammenfassung

Für die bisherige Lebensdauer von 34 Jahren der Brücke, ist der Zustand insgesamt nicht schlecht und aus unserer Sicht erhaltenswert.

Problematisch sind wie bei Holzbrücken üblich, die direkt bewitterten, ungeschützten Holzoberflächen. In diesem Fall die beiden außenliegenden Oberflächen des östlichen und des westlichen Hauptträgers, sowie die Oberseite der Holzstützen.

Die statische Nachrechnung nach heute gültiger Norm DIN EN 1995-1-1, hat ergeben, dass die Hauptträger trotz der Vielzahl an Rissen und einem großzügigen Abzug der Querschnittsfläche aufgrund dieser Risse, nach wie vor standsicher sind. Die Stützen können die Normalkräfte in Folge der vertikalen Eigengewichts- und Nutzlasten oder die Biegespannungen aus der Horizontalaussteifung in Folge Windlasten nur noch einzeln aufnehmen, als Lastkombination aus Normal- und Biegespannung, sind die Stützen jedoch überlastet. Des Weiteren sind auch die Anschlusspunkte der Stützen zum Fundamentbalken aufgrund der starken Schädigung durch Holzfäule an dieser Stelle, nicht mehr in der Lage, die in der Bestandsstatik vorgesehenen Kräfte abzutragen.

Aus diesen Gründen, muss für die Stützen eine Notsicherung in Form eines Z-förmigen Aussteifungsverbands, nach Kapitel 6.1, schnellstmöglich hergestellt werden.

Soll die Brücke weiterhin genutzt werden, ist es mindestens erforderlich, die Stützen im nächsten Jahr (2026) auszutauschen. Es wurden hierfür 2 Vorschläge für ein „einfaches“ und ein „hochwertiges“ Instandsetzungskonzept ausgearbeitet. Aus technischer/statischer Sicht ist natürlich das hochwertigere Konzept vorzuziehen, jedoch ist dies auch eine Frage der gewünschten, weiteren Nutzungsdauer und somit eine Zielentscheidung des Bauherrn/ Betreibers.

Prof. Dr.-Ing. Tobias Linse

Hendrik Hammer, M.Eng.

BAYERISCHE INGENIEUREKAMMER-BAU KÖRPERSCHAFT DES ÖFFENTLICHEN RECHTS
Dr.-Ing. Tobias Linse
BaylkaBau
Beratender Ingenieur
14255

Leonard Krusch, B. Eng., Zimmerermeister