

Auftraggeber:

Land Brandenburg
Ministerium für Infrastruktur und Landesplanung
Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg
Lindenallee 51
15366 Hoppegarten

*Das Dokument umfasst 72 Seiten (inkl. Deckblatt) Das Dokument darf nur ungekürzt vervielfältigt werden.
Eine gekürzte oder auszugsweise Vervielfältigung sowie eine Veröffentlichung in Druckschriften sind nur mit
vorheriger schriftlicher Genehmigung des Verfassers zulässig.*

Impressum

Herausgeber

Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg
Lindenallee 51
15366 Hoppegarten
Telefon: 03342 249-2655
LS-Bruecke@LS.Brandenburg.de
www.ls.brandenburg.de

Fachliche Koordination

Felix Kaplan, Landesbetrieb Straßenwesen (LS) Brandenburg
Till Brauer, Landesbetrieb Straßenwesen (LS) Brandenburg
Ronald Stein, GMG Ingenieurgesellschaft Dresden
André Reichardt, GMG Ingenieurgesellschaft Dresden

Forschungsteilnehmer



Finanziert durch



Satz, Layout und Druck:

LGB (Landesvermessung und Geobasisinformation Brandenburg)

Stand

März 2025

Vorwort



Liebe Fachkolleginnen und Fachkollegen,

der Rückbau einer Brücke ist eine komplexe Aufgabe, die tiefgreifende Erkenntnisse über Bauweise, Materialverhalten und mögliche Instandsetzungsverfahren liefert. In dieser Broschüre werden drei zentrale Forschungsschwerpunkte dokumentiert, die das Verhalten von Fahrbahnplatten, die Erkennung von Struktur­schädigungen durch Monitoring und die Analyse von Materialeigenschaften und Konstruktionsdetails umfassen. Die Ergebnisse dienen als Grundlage für die Weiterentwicklung nachhaltiger und effizienter Ansätze im Brückeningenieurbau.

Untersuchungsgegenstand ist die Brücke über die Bahn im Zuge der Bundesstraße B 1 – Potsdamer Straße. Sie ist das Haupteinfallstor in die Stadt Brandenburg an der Havel. Sämtlicher Verkehr, der aus Richtung Potsdam oder von der Autobahn A 2 in die Stadt hinein und herausführt, muss dieses Bauwerk passieren. Aufgrund dieser Verkehrsbedeutung wogen die Befunde aus der Bauwerksprüfung 2017 besonders schwer, da sie zu umfangreichen Sofortmaßnahmen und schließlich zum Rückbau, aber unter wissenschaftlicher Begleitung führten.

Diese Untersuchungen tragen dazu bei, nicht nur die Wissenschaft des Brückenbaus voranzutreiben, sondern auch praktische Lösungsansätze für Herausforderungen in der Bestandserhaltung zu entwickeln. Wir laden Sie ein, die Ergebnisse und Erkenntnisse dieser Studien zu erkunden und mit uns die Welt des modernen konstruktiven Ingenieurbaus weiterzudenken.

Dabei freut es mich ganz besonders, dass das Bundesministerium für Digitales und Verkehr sich bereit erklärt hat, die hier dokumentierten Untersuchungen zu finanzieren. Der Datenschatz wird im Anschluss über die Mobiltheke des Bundes frei verfügbar sein und steht somit der Straßenbauverwaltung, der Wissenschaft und allen fachlich Interessierten zur Verfügung.

Für die Durchführung der Untersuchungen bedanke ich mich beim #TeamLS und unseren Projektpartnern – der Bundesanstalt für Straßenwesen Bergisch Gladbach, der Technischen Universität Dresden, der Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden, der Schweißtechnischen Lehr- und Versuchsanstalt Halle (Saale) und den Büros GMG Ingenieurgesellschaft Dresden und SBF Ingenieure Dresden.

Dipl.-Ing. Mike Koehler
Vorstand Infrastruktur und Mobilität

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung – Veranlassung für das Untersuchungsprogramm.....	6
2	Bauwerksbeschreibung.....	8
2.1	Das Bauwerk 19.04.....	8
2.2	Bauwerkszustand und Objektbezogene Schadensanalyse.....	10
2.2.1	Sicherstellung der Verfügbarkeit bis zur Fertigstellung des Ersatzneubaus.....	11
2.3	Monitoring.....	12
2.3.1	Vorüberlegungen zum Einsatz eines Monitoringsystems.....	12
2.3.2	Konfiguration und Installation Monitoringanlage.....	12
2.3.3	Ergebnisse und Erkenntnisse aus dem Betrieb der Monitoringanlage.....	15
2.4	Erweiterung des Monitorings für die Untersuchungen während des Rückbaus.....	18
2.5	Monitoring in der Phase des Ersatzneubaus.....	22
2.5.1	Zielsetzung.....	22
2.5.2	Anpassung der Monitoringanlage:.....	22
2.5.3	Ergebnisse des Monitorings in der Bauphase:.....	22
3	Gesamtkonzeption der Bauwerksuntersuchungen.....	26
4	Arbeitspaket 1: Untersuchung der Auswirkungen von Fräsarbeiten auf orthotrope Fahrbahnen.....	27
4.1	Herausforderungen und Projektziel.....	27
4.2	Vorgehensweise.....	28
4.3	Ergebnisse.....	29
4.4	Zusammenfassung und Fazit.....	32
5	Arbeitspaket 2: Bauwerksschäden und Monitoring.....	34
5.1	Untersuchungen im Rahmen des Rückbaus.....	34
5.2	Feinplanung der Untersuchungen im Rahmen des Arbeitspakets 2.....	34
5.2.1	Strukturschädigung.....	35
5.2.2	Befüllen einer oder mehrerer Fahrbahnlängsrippen mit Wasser (Nr. 2.2).....	36
5.2.3	Reduzierung der Dicke des Asphaltbelags (Nr. 2.3).....	36
5.2.4	Fräsarbeiten am Asphaltbelag (Nr. 2.4).....	36
5.2.5	Auftrennen der Längsnaht zwischen Fahrbahnlängsrippe und Fahrbahnblech (Nr. 2.5).....	37
5.2.6	Längsschnitt Fahrbahnblech im Bereich der Schweißnaht einer Längssteife (Nr. 2.6).....	38
5.2.7	Trennen Fahrbahnlängsrippe am Querträger (Nr. 2.7).....	39
5.2.8	Trennen Anschlussnaht Querträger an Hauptträger (Nr. 2.8).....	40
5.2.9	Eintrag von Schwingungen mit einem Unwuchterreger/Shaker (Nr. 2.9).....	40
5.2.10	Sensorpositionen.....	41
5.2.11	Zeitplan.....	41

5.3	Zusätzliche Anpassungen am Monitoring-System	42
5.4	Signalanalyse-Konzept	44
5.4.1	Auswertung der eingetragenen Strukturschädigungen	44
5.5	Zusammenfassung und Ausblick.....	50
5.6	Weitere Schädigungen	52
5.6.1	Wasserbefüllung einer Trapezsteife.....	52
6	Arbeitspaket 3: Schweißtechnische Untersuchungen	55
6.1	Untersuchungskonzept.....	55
6.2	Fotografische Dokumentation	59
6.3	Ergebnisse der werkstofftechnischen Untersuchungen	61
6.4	Ergebnisse der Ermüdungsfestigkeitsuntersuchungen	63
6.5	Zusammenfassung und Fazit	65
7	Fazit und Veröffentlichung der Messdaten	66
7.1	Fazit.....	66
7.2	Veröffentlichung der Messdaten	66
8	Unterlagen und Literatur	67
8.1	Bestandsunterlagen/Gutachten/Berichte	67
8.2	Technische Regelwerke.....	67
8.3	Literatur.....	68

1 Einführung – Veranlassung für das Untersuchungsprogramm

*Felix Kaplan und Till Brauer,
Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg*

Die Erneuerung der B1 Brücke über die Anlagen der DB AG in Brandenburg an der Havel (Bw 19.04) war für den Zeitraum 2023-2026 vorgesehen. Bei dem Bw 19.04 handelt es sich um zwei getrennte, parallel liegende, schiefe Einfeldträgerbrücken, die 1971 errichtet wurden. 2017 wurden am Bauwerk umfangreiche und tragfähigkeitsrelevante Schäden festgestellt, woraufhin je Teilbauwerk (TBW) eine Fahrspur gesperrt und der Schwerverkehr eingeschränkt wurde.

Aufgrund der besonderen verkehrlichen Bedeutung des Bauwerks für die gesamte Region Brandenburg a.d.H. und in Ermangelung kurzer und leistungsfähiger Umfahrungen musste die Brücke weiterhin für den Verkehr nutzbar bleiben. Für den, trotz der vorhandenen Schäden, sicheren Betrieb des Bauwerks mit möglichst geringen Verkehrseinschränkungen wurde neben der engmaschigen Bauwerksprüfung (jährliche Sonderprüfung) ein permanentes elektronisches Monitoring installiert. Überlastungen und Systemveränderungen sollten dadurch schnellstmöglich erfasst werden, so dass adäquat gehandelt werden kann. Auch in der Phase des Ersatzneubaus des TBW 1 konnte das TBW 2 trotz deutlich gesteigerter Verkehrsbelastung und der unvermeidlichen Einflüssen des unmittelbar benachbarten Baufeldes dank einer Erweiterung der bestehenden Monitoringanlage sicher betrieben werden.

Im Rahmen des Rückbaus bestand die einmalige Möglichkeit, in Zusammenarbeit mehrerer Forschungseinrichtungen gezielte Untersuchungen am Bauwerk durchzuführen. Die Besonderheit und der große Vorteil beim Bauwerk 19.04 bestand darin, dass das spezifische statische und dynamische Systemverhalten unter Straßenverkehr und anderen veränderlichen Einwirkungen aus dem Bauwerksmo-

onitoring bereits sehr genau bekannt waren und die Untersuchungen darauf aufbauen konnten. Das Bauwerk, das konstruktionsbedingte Defizite aufweist, bei dem sich die Defizite auch in Schäden zeigten und von dem der dynamische Fingerabdruck bekannt war, bot somit die optimalen Voraussetzungen für die hier beschriebenen weitergehenden Untersuchungen.

Für die Untersuchungen wurden drei Arbeitspakete definiert.

Im ersten Arbeitspaket sollten die Einflüsse von Fräsarbeiten im Zuge von Belagserneuerungen auf Schäden an orthotropen Fahrbahnplatten untersucht werden. Hierfür sollten an ausgewählten Stellen das Fräsen mit verschiedenen großen Fräsen, unterschiedlichen Fräsengeschwindigkeiten und -tiefen durchgeführt und messtechnisch sowie durch Bauwerksprüfung vor und nach dem Versuch begleitet werden, um so den Einfluss des Fräsens auf Schadensbildung unmittelbar aufzunehmen.

Im zweiten Arbeitspaket sollten die Möglichkeiten der Erkennung von Strukturschädigungen durch Bauwerksmonitoring genauer ausgelotet werden. Dazu mussten die seit 2018 vorhandene Monitoringanlage im Bereich der orthotropen Fahrbahnplatte zunächst erweitert, und dann gezielt künstliche Schäden am Bauwerk herbeigeführt werden. Dadurch sollten allgemein gültige Erkenntnisse zur Nutzung von Structural-Health-Monitoring (SHM) gewonnen und neue Methoden der Schadensdetektion erprobt werden. Die installierte Messtechnik wurde für die Arbeitspakete eins und zwei gemeinsam genutzt. Die hierbei gewonnenen Daten sollten nicht nur die aktuellen Forschungsvorhaben mit Informationen versorgen, sondern auch zukünftig als Quelle für weitere Forschungen auf dem Gebiet des Structural-Health-Monitoring dienen.

Im Arbeitspaket drei sollte neben der Schweißprüfung des durch Oxid- und Sulfiteinschlüsse versprödeten Stahls das Ermüdungsverhalten an drei ausgewählten Konstruktionsdetails untersucht werden, um so ggf. für Bestandsbauten die ähnlich ausgeführt wurden und über ähnlichen Stahleigenschaften verfügen geeignete Instandsetzungsmöglichkeiten ableiten zu können.

Der Mehrwert der hier dargestellten Untersuchungen geht weit über das konkrete Bauwerk hinaus. Durch die systematische Auswertung der Versuchsdaten wurden Grundlagen geschaffen, die es insbesondere auf dem Gebiet des Structural-Health-Monitoring ermöglichen, leistungsfähigere und günstigere Systeme zu entwickeln. Diese können dann in größerem Umfang eingesetzt werden und ermöglichen so Bestandsbauwerke wirtschaftlicher, länger und sicherer zu betreiben.

2 Bauwerksbeschreibung

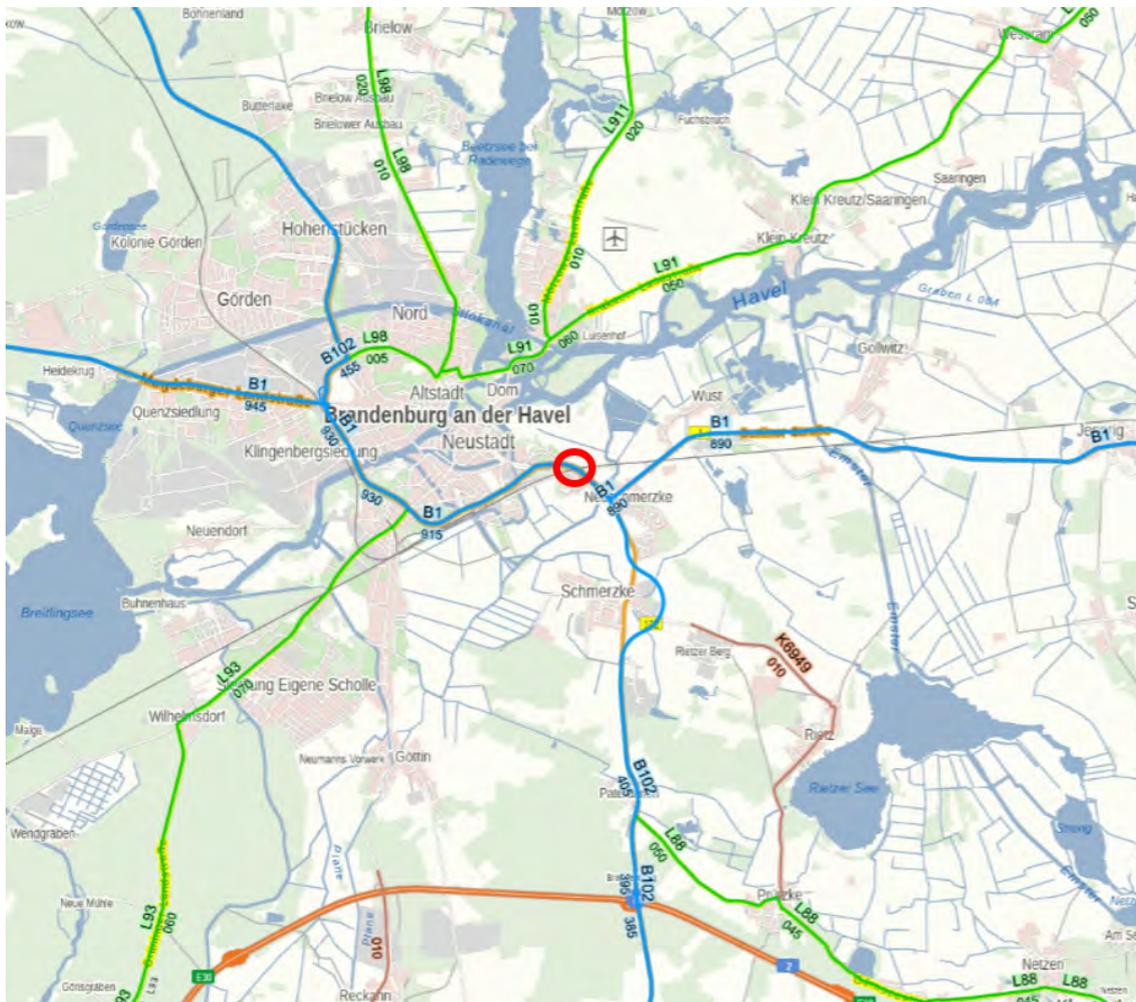
2.1 Das Bauwerk 19.04

*Felix Kaplan und Till Brauer,
Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg*

Ronald Stein und André Reichardt, GMG

Das Bauwerk 19.04 in Brandenburg überführt die Bundesstraße B1 am Ortsausgang von Brandenburg a.d.H. über Gleisanlagen der DB. Es handelt sich um 2 getrennte, parallel liegende, schiefe Einfeldträgerbrücken, Die Brücke wurde 1971 errichtet und ist für die verkehrstechnische Anbindung der Stadt in Richtung Potsdam und Berlin (BAB 2 und B1) von höchster Bedeutung, siehe Bild 2-1 . Kurze und einfache Umgehungsmöglichkeit existieren nicht.

Die beiden Teilbauwerken TBW 1: westlich, Richtungsfahrbahn (RiFa) Potsdam, und TBW 2: östlich, RiFa Brandenburg, des Bw 19.04 in Brandenburg an der Havel wurden aus Baustahl St37 und St52 gefertigt. Sie haben eine Stützweite von ca. 47 m und liegen auf massiven Widerlagern, siehe Bild 2-2. Der Kreuzungswinkel zu den Bahngleisen beträgt ca. 45°. Im Grundriss sind die Überbauten leicht gekrümmt. Im Querschnitt bestehen die Überbauten jeweils aus zwei getrennten Hohlkästen mit einer Höhe von ca. 1,70 m, siehe Bild 2-3. Der Querträgerabstand beträgt ca. 2,40 m. Die Längssteifen der orthotropen Fahrbahnplatte sind als Trapezhohlsteifen ausgeführt. Das Fahrbahnblech hat eine Stärke von nur 10 mm.



*Bild 2-1
Lage des Bauwerks,
Kartendarstellung
aus Straßennetz-
viewer Brandenburg*

Die Hohlkästen sind von der Auflagerbank auf der Brandenburger Seite zugänglich. Die Einstiegsöffnungen am Endquerträgern beträgt jedoch nur ca. 53x40 cm, die Durchstiegsöffnungen in den Querschotten betragen 70x70 cm.

Die Widerlager bestehen jeweils aus einer flachgegründeten Fundamentplatte, einer vorderen Widerlagerwand, welche in die Auflagerbank übergeht und zwei seitlichen Flügeln.

Die Lager befinden sich jeweils mittig unter den Hohlkästen. Bei zwei Lagerachsen und vier Hauptlängsträgern ergeben sich somit acht Lagerpunkte. Das Bauwerk ist statisch unbestimmt gelagert. Alle Lager sind quer-fest, die Lager am Widerlager Potsdam sind zusätzlich längs-fest gelagert. TBW 1 verfügt über drei Drucklager und ein Druck-Zuglager. Am TBW 2 sind nur Druck- und keine Zuglager vorhanden.

Beide Überbauten überführen je zwei Fahrspuren der Bundesstraße B 1 am südöstlichen Stadtrand von Brandenburg a. d. Havel über Bahngleise. Bild 2-4 zeigt die Ansicht des Bauwerks.



Bild 2-4 Ansicht Brücke Bw 19.04

Längsschnitt A-A M 1:200

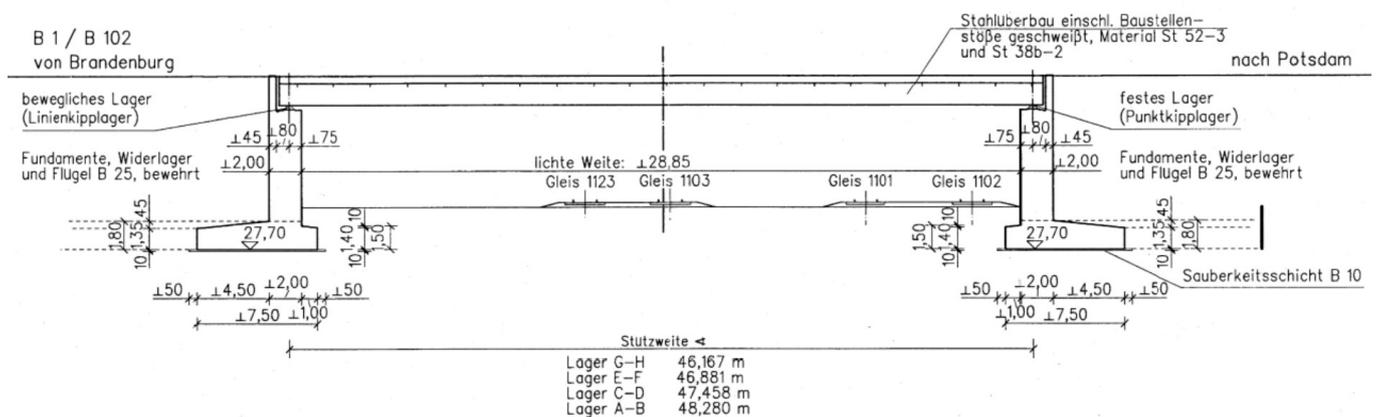


Bild 2-2 Längsschnitt

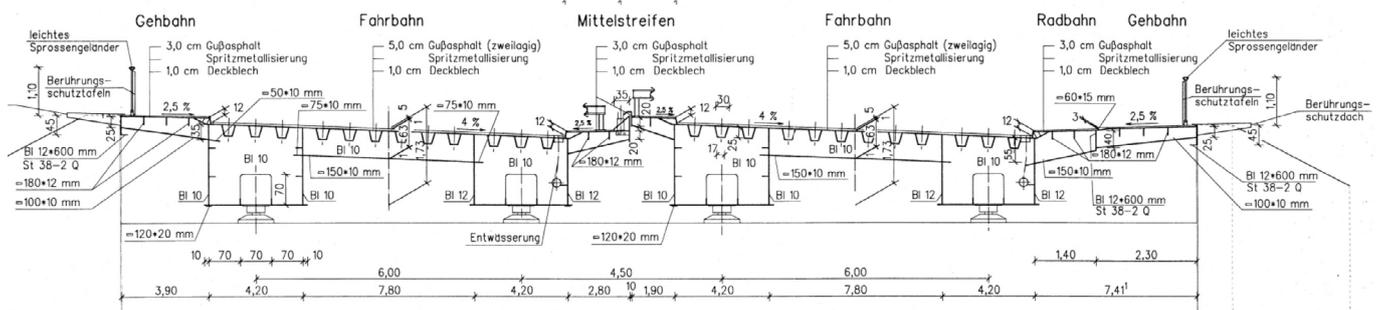


Bild 2-3 Querschnitt beider Teilbauwerke

2.2 Bauwerkszustand und Objektbezogene Schadensanalyse

*Felix Kaplan und Till Brauer,
Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg*

Ronald Stein und André Reichardt, GMG

Jahr 2017 wurde bei der Bauwerksprüfung festgestellt, dass insbesondere im äußeren Hohlkasten des TBW 1 die Entwässerung defekt und der Hohlkasten bis zu einer Höhe von 10 – 15 cm mit Wasser gefüllt war (Bild 2-5). Infolgedessen war es zu Korrosionsschäden mit massivem Querschnittsverlust an den Hauptträgern gekommen. Vollständige Durchrostungen des Bodenblechs des Hohlkastens waren noch nicht eingetreten, von außen war der desaströse Zustand im Inneren der Hohlkästen nicht zu erkennen.

Auf Grund der festgestellten massiven Schäden am Hochkasten A des TBW 1, welche zur Sperrung des darüberliegenden Fahrstreifens sowie zur Einschränkung des zulässigen Verkehrs auf Fahrzeug mit max. 16 t zGG geführt haben, wurde ein Objektbezogene Schadensanalyse (OSA) durchgeführt. Umfang der OSA waren:

- Sonderprüfung der Überbauten inkl. Dickenmessungen der korrodierten Stahlbauteile
- Tiefenmessung der Riefen im Fahrbahnblech
- Materialuntersuchungen
- Nachrechnung der beiden Überbauten unter Berücksichtigung der Materialeigenschaften und der Restblechdicken
- Sonderprüfung der Unterbauten



*Bild 2-5
Korrosionsschäden infolge
defekter Innenentwässerung
im Hohlkasten*

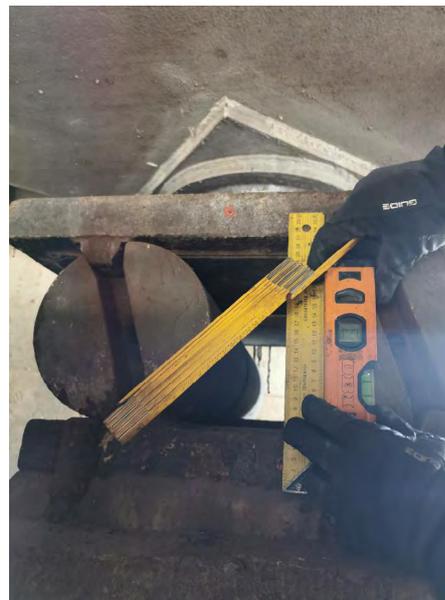


Bild 2-6 Schweißnaht an der Trapezhohlsteife, Wasser in der Trapezhohlsteife, Lagerverkippung

Im Zuge der weiteren Prüfung wurden außerdem Schweißnahttrisse an der orthotropen Fahrbahnplatte (Kehlnaht zwischen Fahrbahnblech und Trapezhohlsteife) und eine starke Schiefstellung der Rollenlager (ausgeprägte „Sommerstellung“ im November), die auf einer Verkippung der Unterbauten hindeuten, festgestellt (Bild 2-6).

Am Bodenblech und den Stegblechen wurden Stahldickenmessungen durchgeführt. Es traten Abrostungsgrade von bis zu ca. 40 % insb. am TBW 1 auf. Unter Berücksichtigung der reduzierten Materialdicken wurde eine statische Nachrechnung des Bauwerks durchgeführt. Für das stark geschädigte TBW 1 konnte die Brückenklasse 30 auf einer Fahrspur über dem ungeschädigten Hohlkasten und für das weniger geschädigte TBW 2 die Brückenklasse 30/30 nachgewiesen werden.

Dumpf klingende und teilweise ausgebeulte Trapezhohlsteifen wurden angebohrt. Dabei wurde festgestellt, dass die Steifen mit Wasser gefüllt waren. Das Eindringen des Wassers erfolgte wahrscheinlich über Ermüdungsrisse im Fahrbahnblech.

Bei den Rollenlagern zeigte sich, dass der planmäßige Verschiebeweg der Lager nahezu aufgebraucht war und dass der Abstand zwischen Überbau und Kammerwand nur noch wenige Zentimeter betrug.

Zu den o. g. massiven Schäden kommen zahlreiche weitere Schäden, wie z. B. Riefen im Deckblech, Verschleißerscheinungen des Korrosionsschutzes und Ausführungsmängel in Form von unbefriedigenden Schweißnahtausführungen im Bereich der Montage- stöße. Darüber hinaus kommt eine ermüdungskritische Ausführung der orthotropen Fahrbahnplatte mit 10 mm Deckblech und 4 mm Trapezeifen hinzu, welche die Dauerhaftigkeit des Bauwerks beeinträchtigen.

2.2.1 Sicherstellung der Verfügbarkeit bis zur Fertigstellung des Ersatzneubaus

Nach Feststellung des genauen Schadensausmaßes und der Bewertung der Tragfähigkeit wurde der Schwerverkehr auf der Brücke in begrenztem Ausmaß wieder frei gegeben. Die gerissenen Schweißnähte an den Trapezhohlsteifen wurden instandgesetzt. Die Funktionsfähigkeit der Entwässerung wurde wiederhergestellt, die Ansammlungen von Rost und Schmutz wurden aus den Hohlkästen entfernt.

Zur Gewährleistung der Verfügbarkeit und der sicheren Nutzung des Bauwerks bis zur Fertigstellung des Ersatzneubaus wurden folgende Maßnahmen veranlasst:

- Begrenzung auf eine Fahrspur pro Überbau
- Begrenzung auf StVZO-Verkehr – keine genehmigungspflichtigen Schwertransporte

- Durchführung einer jährlichen Sonderprüfung mit den Schwerpunkten Schweißnahttrisse und Lagerstellung
- Einrichten eines permanenten Bauwerksmonitorings als Ergänzung der Bauwerksprüfung

Insbesondere in der Ergänzung der Sonderprüfung und des Bauwerksmonitorings wurde ein großer Vorteil gesehen. Eintretende große Schäden können durch das Monitoring permanent erkannt werden. Gleichzeitig können die Ergebnisse der Messungen im Rahmen der Bauwerksprüfung vor Ort verifiziert werden. Beide Informationsquellen ergänzen sich bei der ständigen Verifizierung des Bauwerkszustands.

2.3 Monitoring

*Felix Kaplan und Till Brauer,
Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg*

Ronald Stein und André Reichardt, GMG

2.3.1 Vorüberlegungen zum Einsatz eines Monitoringsystems

Trotz der relativ umfangreichen Untersuchungen im Rahmen der OSA blieben bei der Bewertung der Tragfähigkeit des Bauwerkes Unsicherheiten. Die getroffenen Festlegungen und flankierenden Maßnahmen zur Gewährleistung der Verfügbarkeit stellten einen Kompromiss zwischen Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und der Gewährleistung des Verkehrs dar. Eine erneute Sperrung des Bauwerks sollte auf jeden Fall verhindert werden, deshalb bestand der Bedarf, weitere Schadensentwicklungen rechtzeitig zu erkennen.

Mit der Einrichtung eines permanenten Monitoringsystems am Bw 19.04 sollten mehrere Ziele verfolgt werden:

Das vorrangige Ziel bestand darin, das Beanspruchungsniveau der statisch bedeutsamen Bauteile permanent zu überwachen und bei Überschreitung von Grenzwerten unmittelbar Warnmeldungen zu generieren. Plötzliche gravierende Systemveränderungen sollten aus dem Signalverlauf einzelner Sensoren

erkannt werden können. Neben der direkten Messung der Beanspruchungen in den rechnerisch hoch ausgelasteten Bereichen sollten auch die Einwirkungen (Verkehrslasten, Temperatur) so gut wie möglich erfasst werden.

Aus der regelmäßigen Analyse der Messdaten sollten darüber hinaus langsam ablaufende Systemänderungen, z. B. infolge neu auftretender Risschäden, festgestellt werden. Dazu sollte die Überwachung und Feststellung von prägnanten Verschiebungen in den Frequenzspektren oder in Beanspruchungskollektiven genutzt werden.

Die Anlage sollte robust und ausfallsicher konzipiert werden, Fehlmeldungen sollten weitestgehend ausgeschlossen werden. Eine unmittelbare Kopplung der Messanlage an eine Lichtsignalanlage o. ä. wurde ausdrücklich nicht vorgesehen.

Allen Beteiligten war bewusst, dass der Sicherheitsgewinn, der für den Weiterbetrieb der Brücke von der Messanlage erwartet werden kann, stark vom Schadenszenario abhängt. Die möglichen weiteren Schadensverläufe sprachen jedoch dafür die Messanlage wie o.g. zu installieren.

2.3.2 Konfiguration und Installation Monitoringanlage

Bei der Konzeption der Messanlage war zu beachten, dass die Zugänglichkeit des Tragwerks über den Gleisen eingeschränkt ist. Eine Installation von Sensoren war deshalb nur innerhalb der Hohlkästen und in einem Bereich vor dem Widerlager auf der Brandenburger Seite sinnvoll möglich.

Für die Messung der Beanspruchungen in den Hauptträgern, Querträgern und in der Fahrbahnplatte wurden elektrische Dehnmessstreifen (DMS) verwendet. Für die Erfassung der Verkehrseinwirkungen (Achslasten) wurden ebenfalls DMS an mehreren Trapezhohlsteifen eingesetzt. Ergänzend zu den Dehnungsmessungen wurden Beschleunigungssensoren und Temperatursensoren am Tragwerk sowie Wegsensoren an den längsbeweglichen Lagern eingebaut.



Bild 2-7 Installation Dehnmessstellen an den Trapezhohlsteifen und Wegsensoren an den Lagern

Um festgestellte extreme Beanspruchungsereignisse den jeweiligen Verkehrssituationen zuordnen zu können, wurde außerdem eine Webcam eingerichtet. In beiden Bauwerken wurden insgesamt 30 DMS, 4 Beschleunigungssensoren, 4 Wegsensoren und 11 Temperatursensoren installiert. Die Anordnung der Sensoren kann Bild 2-8 entnommen werden.

Der Messschrank wurde im Inneren eines Hohlkastens installiert. Zur Reduzierung elektromagnetischer Störungen aus den Oberleitungen der DB wurde 6-Leiter-Technik eingesetzt. Die Abtastung der Sensoren erfolgt je nach Frequenzgehalt der Signale bzw. Einflusslänge der Bauteile mit 20 bis 200 Hz. Die Daten werden auf einem Mess-PC vor Ort in Dateien von jeweils 1 h aufgezeichnet und per Mobilfunk auf einen externen Server übertragen.

Das Monitoringsystem am Bw 19.04 ist seit Dezember 2018 in Betrieb und liefert seither wertvolle Messdaten, die neben der Zustandsüberwachung und der Verkehrsanalyse mittlerweile auch der Beschreibung des Langzeitverhaltens des Brückenbauwerks dienen. Nach einigen Anpassungen und Optimierungen des Monitoringsystems in 2019 wurde die Konfiguration in den Jahren 2020 – 2023 unverändert beibehalten.

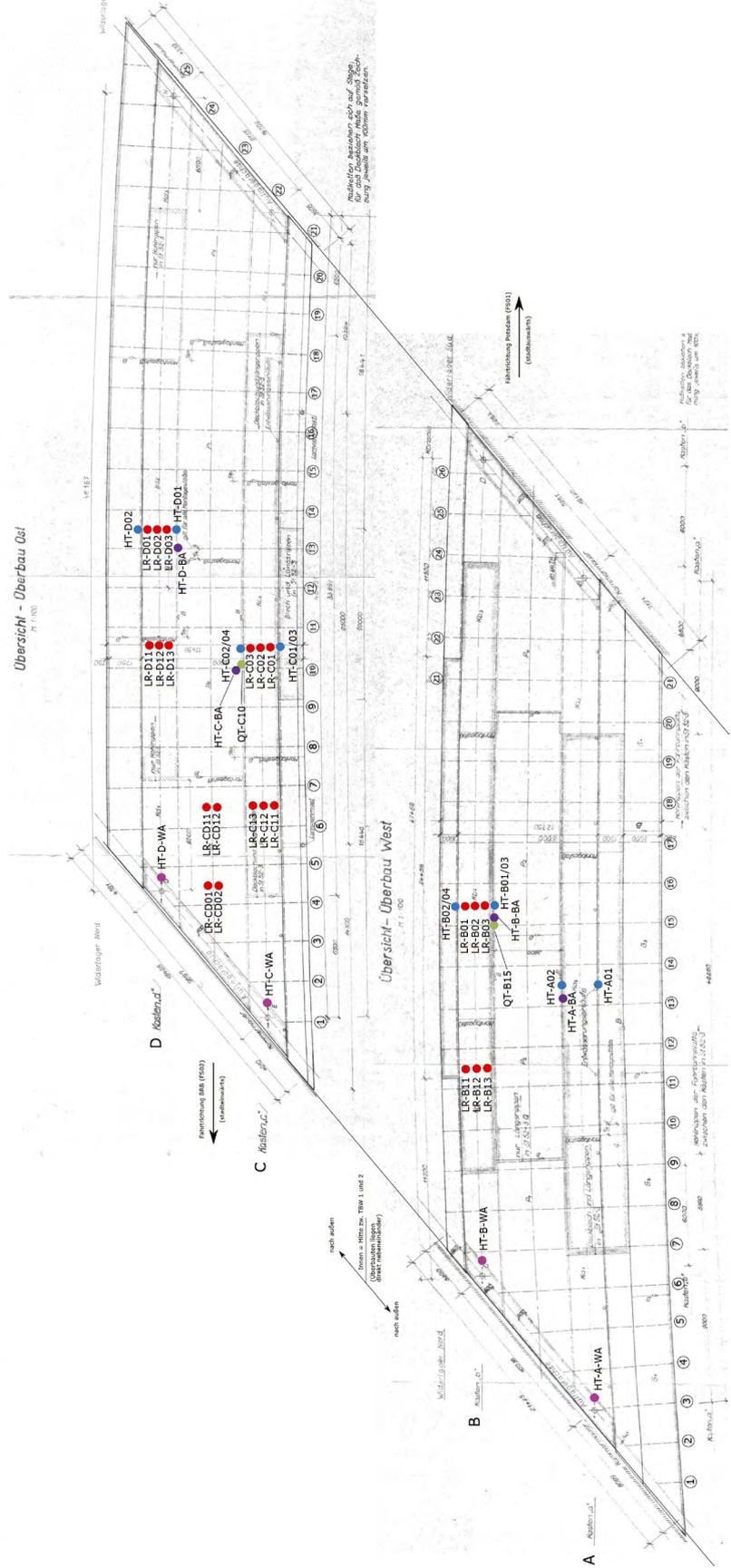
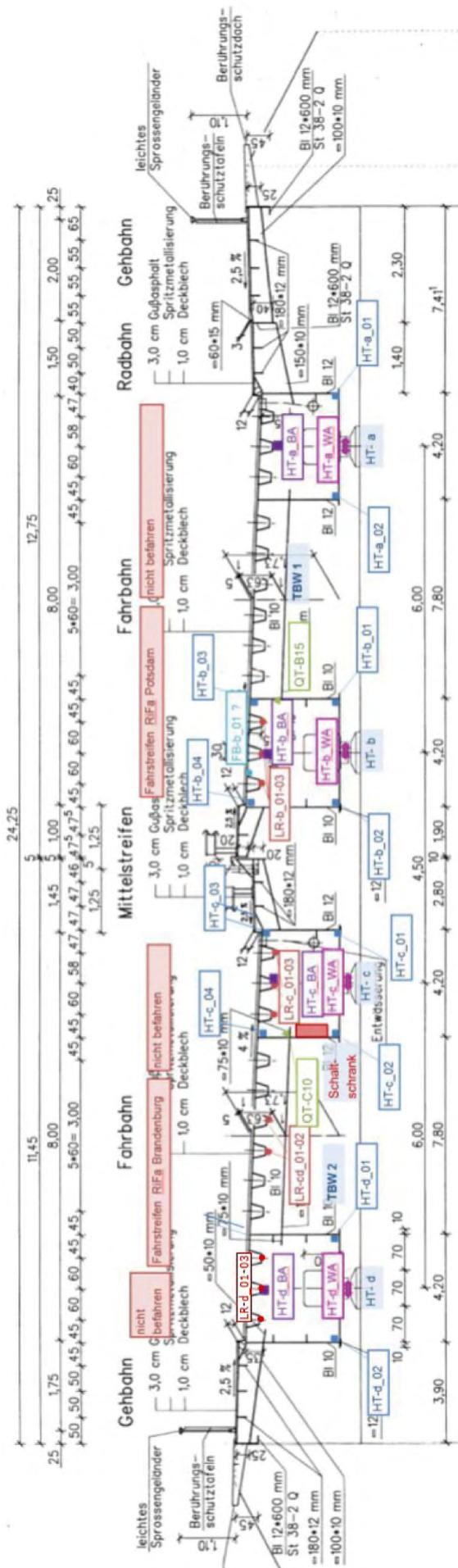


Bild 2-8
Lage der Messwertaufnehmer im Grundriss
und im Querschnitt (Teilbild), TBW 1 und 2

2.3.3 Ergebnisse und Erkenntnisse aus dem Betrieb der Monitoringanlage

Die maximalen Gesamtmassen der LKW (Sattelschlepper) betragen ca. 40 t. Die unter normalem Verkehr erfassten Beanspruchungen in den Hauptträgern liegen dennoch deutlich unterhalb der mit dem Lastmodell BK30 berechneten Beanspruchungen, obwohl die Straße stark frequentiert und der SV-Anteil vergleichsweise hoch ist. Der Grund für den Sicherheitsabstand zwischen Messung und Berechnung liegt in den Restflächenlasten, die aufgrund der Breite der Bauwerke rechnerisch einen relativ hohen Anteil liefern, aber in der Realität weitgehend lastfrei sind.

Trotz der Sperrung des Bauwerks für genehmigungspflichtigen Schwerverkehr traten zu Beginn des Monitorings einige Überfahrten von Kranfahrzeugen bis 6 Achsen und anderen Sondertransporten statt. Im Mai 2019 wurde eine Überfahrt eines Sondertransportes mit 11 Achsen und einer Gesamtmasse von ca. 100 t über das stark geschädigte TBW1 festgestellt, die Beanspruchungen lagen etwa bei 150 % der zuvor anhand von Wo-

chenmaximalwerten definierten Grenzwerten mehrerer Aufnehmer (DMS in Hauptträger-Mitte, Wegaufnehmer). Die Signalisierung erfolgte durch E-Mail, am folgenden Arbeitstag konnte das Ereignis analysiert werden.

Selbst unter dem Schwertransport mit ca. 100 t Gesamtmasse lag die maximale Beanspruchung nur relativ geringfügig unter der aus BK30. Alle Signale kehrten nach der Überfahrt auf ihr ursprüngliches Niveau zurück, so dass davon ausgegangen werden konnte, dass keine bleibenden Verformungen am Tragwerk stattfanden.

Aufgrund der genannten singulären Ereignisse wurden durch den LS die Prozesse im Bereich GST-Genehmigung evaluiert. Es ist zu vermuten, dass die Transporte auf Grundlage von älteren Dauergenehmigungen durchgeführt wurden. Ein nachträglicher Widerruf dieser Genehmigungen war nicht möglich. Aus diesem Grund wurden zusätzliche verkehrliche Beschilderung am Bauwerk angeordnet. Dies war offenbar wirksam, denn seitdem wurden kaum noch Überfahrten von schweren Sondertransporten festgestellt.

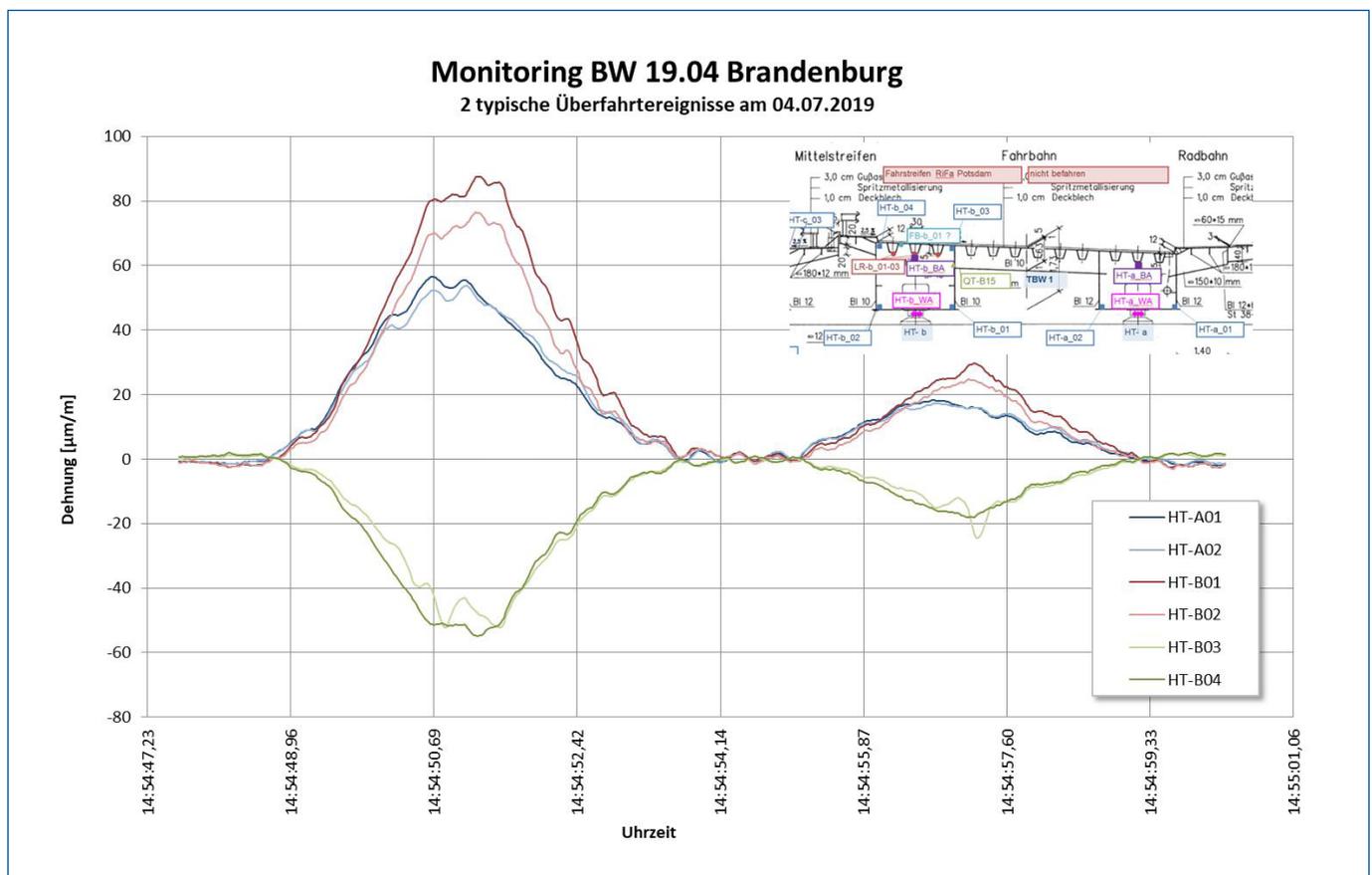


Bild 2-9 Typischer Signalverlauf der Dehnungen an den Messpunkten der Hohlkästen TBW1

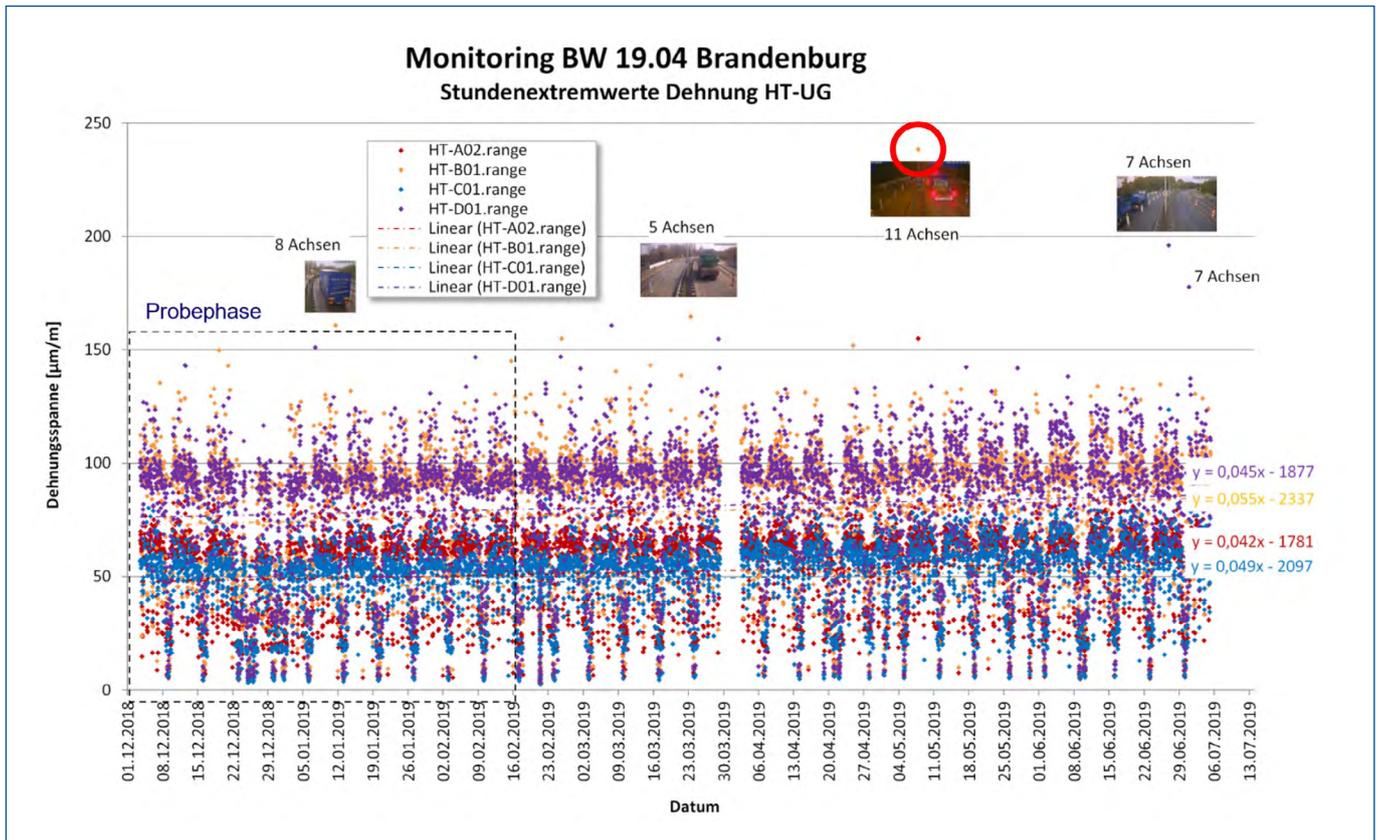


Bild 2-10 Stundenextremwerte der Dehnungsspannen im Zeitraum 12.2018 bis 06.2019



Bild 2-11
Sondertransport
mit 11 Achsen und
Gesamtgewicht von
ca. 100 t auf Bw 19.04, TBW1

Eine Verschiebung der Fahrspur auf TWB 2 nach Markierungsarbeiten um ca. 10 cm wurde aus den Signalveränderungen erkannt und konnte anhand der Kamerabilder der Ursache zugeordnet werden.

Aus der Analyse der Signale der Wegtaster an den Lagern ließ sich ableiten, dass es selbst bei maximalen sommerlichen Temperaturen zu keiner nennens-

werten Einschränkung der Lagerbewegungen kommt, alle gemessenen Verschiebungen liegen bezogen auf die mittlere Bauwerkstemperatur auf einer Geraden.

Die Lagerbewegungen im Jahresgang (-10°C bis +45°C) liegen bei ca. 32 mm. An sonnigen Tagen in der warmen Jahreszeit können innerhalb eines Tages Änderungen der mittleren Bauwerkstemperatur von

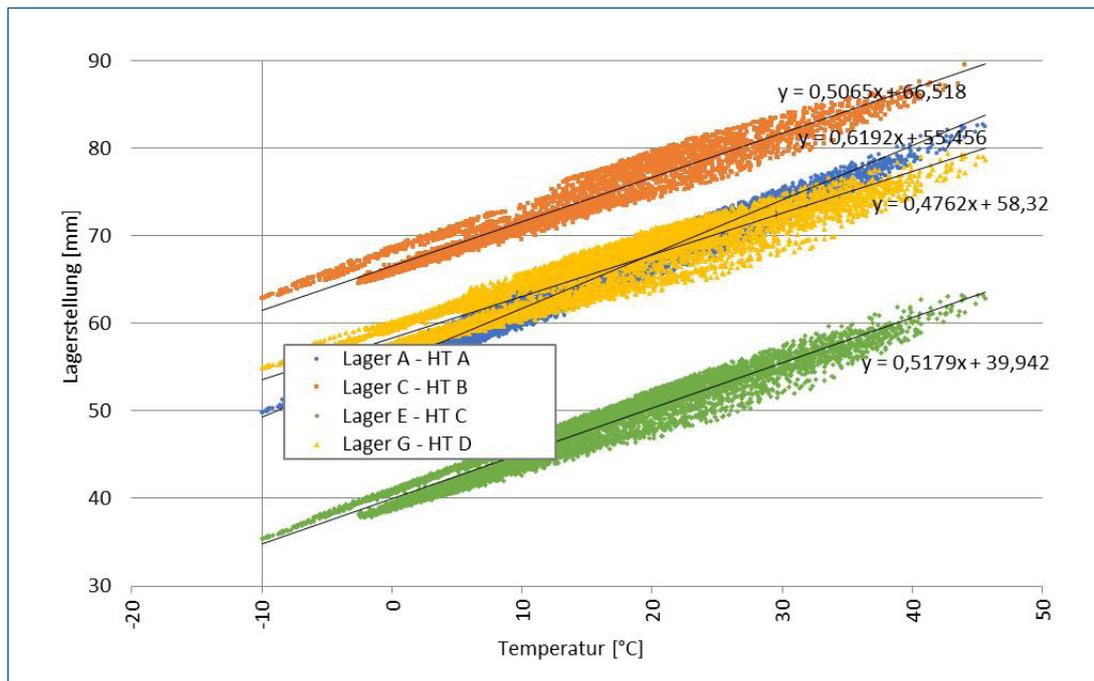


Bild 2-12
Lagerstellungen
in Abhängigkeit
der mittleren
Bauwerkstemperatur

ca. 25 K mit Lagerbewegungen von ca. 15 mm auftreten. Die maximalen Lagerbewegungen infolge Verkehr liegen bei ca. 5 mm.

Ein im Zuge der jährlich durchgeführten Sonderprüfungen festgestellter zusätzlicher Ermüdungsrisse an einer Schweißnaht der orthotropen Fahrbahnplatte, konnte durch das Bauwerksmonitoring nicht erkannt werden. Die Ausprägung dieses Schadens und damit der Einfluss auf das Tragverhalten war zu gering bzw. der Abstand der Schadensstellen von den nächstgelegenen Sensoren zu groß.

Der Vergleich der Eigenfrequenzen der beiden Teilbauwerke zeigte relativ deutliche Unterschiede, allerdings ohne über temperaturbedingte Schwankungen (Versteifung des Asphalts im Winter) hinausgehende Veränderungen im Messzeitraum. Folgende Eigenfrequenzen wurden durch die Messung festgestellt:

TBW1: 2,4 Hz (Biegung) - 3,6 Hz (Torsion)

TBW2: 2,6 Hz (Biegung) - 3,9 Hz (Torsion)

Aufgrund der konstruktiven Unterschiede zwischen beiden Teilbauwerken war ein unmittelbarer Vergleich der Eigenfrequenzen nicht sinnvoll. Eine dynamische Berechnung beider Teilbauwerke zeigte, dass die deutlich geringere Biegeeigenfrequenz von TBW1

nur mit einer Reduzierung der Dicke des Bodenblechs erklärt werden kann. Ein früheres Monitoring der Bauwerkseigenfrequenzen hätte also – zumindest theoretisch und bei richtiger Interpretation – die Schädigung des TWB 1 anzeigen können.

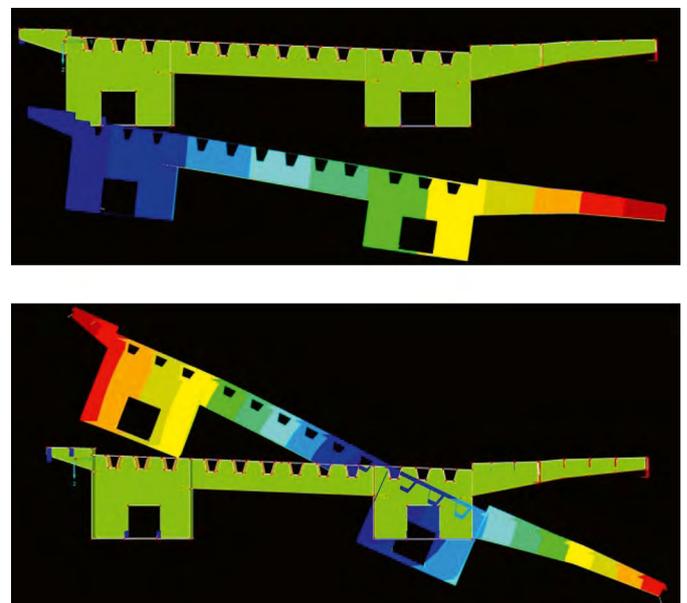


Bild 2-13 Eigenformen TBW1 (oben Biegung, unten Torsion)

2.4 Erweiterung des Monitorings für die Untersuchungen während des Rückbaus

*Felix Kaplan und Till Brauer,
Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg*

Ronald Stein und André Reichardt, GMG

Das bestehende Monitoringsystem wurde am Bauwerk belassen und für die Untersuchungen im Rahmen des Rückbaus des TBW 1 stark erweitert, um zusätzliche, die Forschung an Stahlbrücken und speziell an orthotropen Fahrbahnplatten betreffende, Fragestellungen zu beleuchten. Der Ausbau der Sensorik erfolgte in zwei Teilbereichen, die auf die Arbeitspakete des Forschungsvorhabens zugeschnitten waren.

Im Speziellen wurden für das Arbeitspaket 1 „Untersuchung der Auswirkungen von Fräsarbeiten auf orthotrope Fahrbahnen“ innerhalb des Hauptträgerkastens B insgesamt 48 Messkanäle für DMS und 8 Kanäle für Beschleunigungssensoren ergänzt. Diese wurden bereits während des noch laufenden Verkehrs in Betrieb genommen, um eine Vergleichsbasis für die finalen Beanspruchungen aus den Fräsversuchen zu erhalten.

Für das Arbeitspaket 2 „Bauwerksschäden und Monitoring“ wurde 32 weitere Beschleunigungssensoren vorgesehen, die im Bereich des rechten Rades der noch befahrenen Fahrspur zwischen den beiden HT-Kästen A und B installiert wurden. Deren einfache Montage mittels Magneten machte bei Erfordernis eine Neuplatzierung möglich. Zusätzlich wurden einzelne DMS an der Unterseite der Fahrbahnplatte angeordnet, die nahe der geplanten Schädigungen Beanspruchungsänderungen erfassen sollten. Die Erweiterung der Monitoringanlage erfolgte stufenweise. Ab dem 29.09.2023 war der Großteil der Sensorik am Bauwerk installiert.

Die große Kanalanzahl insbesondere für die eintägige Versuchsdurchführung des Asphaltfräsens (Versuch-Nr. 2.4) machte es wegen begrenzt zur Verfügung stehender Verstärkertechnik notwendig, dass von den zusätzlichen DMS- und BA-Sensoren innerhalb des

Kastens B im Vorlauf der Fräsversuche nur ein kleiner Teil permanent am Messsystem angeschlossen wurde. Erst am 07.12.2023 wurden diese Sensoren in vollem Umfang eingesetzt, jedoch auch hier in zwei Konfigurationen entsprechend abgestimmt auf das auf der Brücke ablaufende Messprogramm in den Messfeldern der Klein- und Großfräse.

In Bild 2-9 werden die für die beiden Arbeitspakete abgestimmten Sensoren hinsichtlich ihrer Lage am Bauwerk dargestellt. Bild 2-14 präzisiert die Anordnung der DMS und Beschleunigungsaufnehmer des Arbeitspakets 1 „Fräsen“. Auf Bild 2-16 sind die Sensoren des Arbeitspaketes 2 mit den zugehörigen Schäden vergrößert dargestellt.

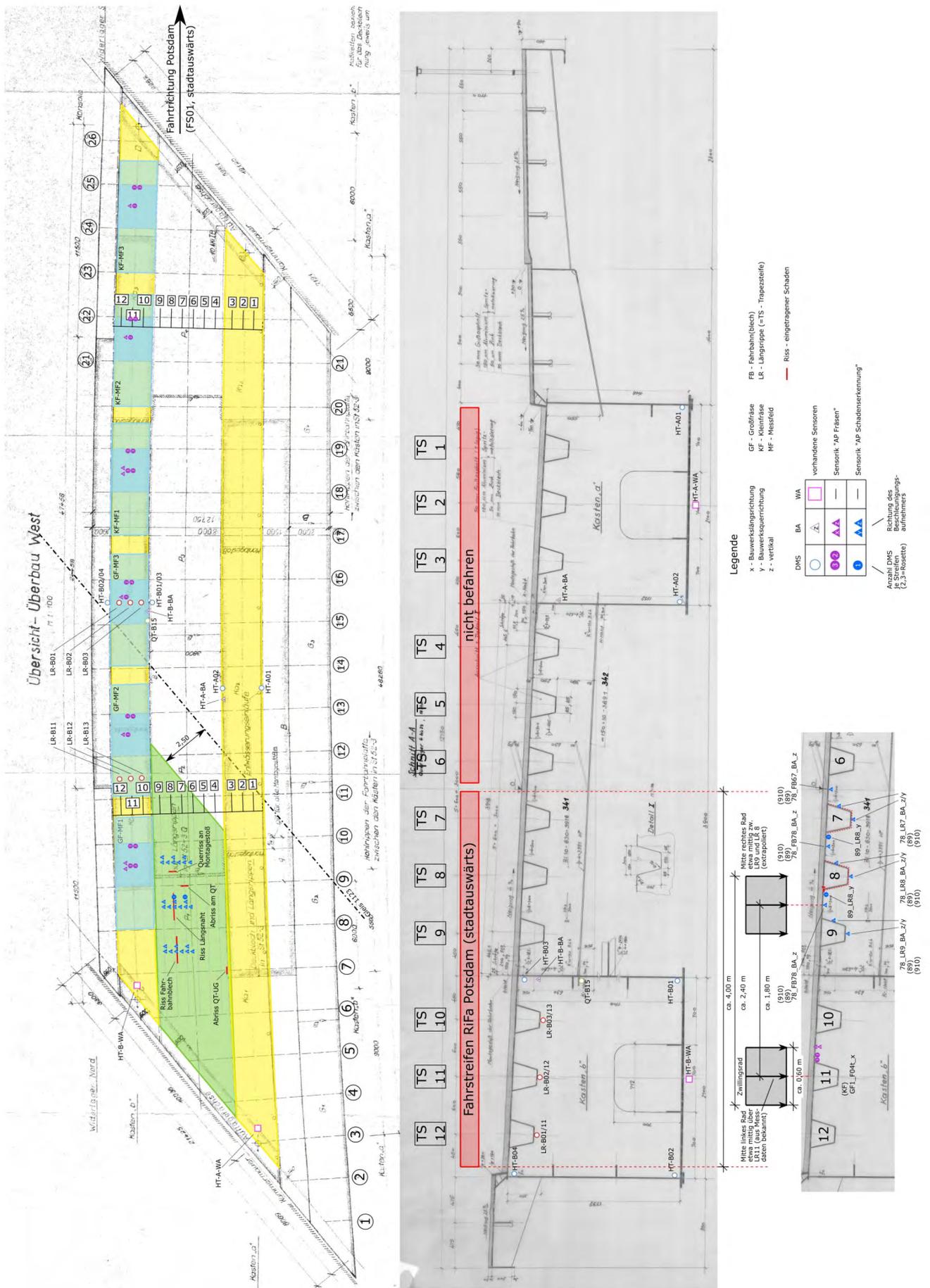
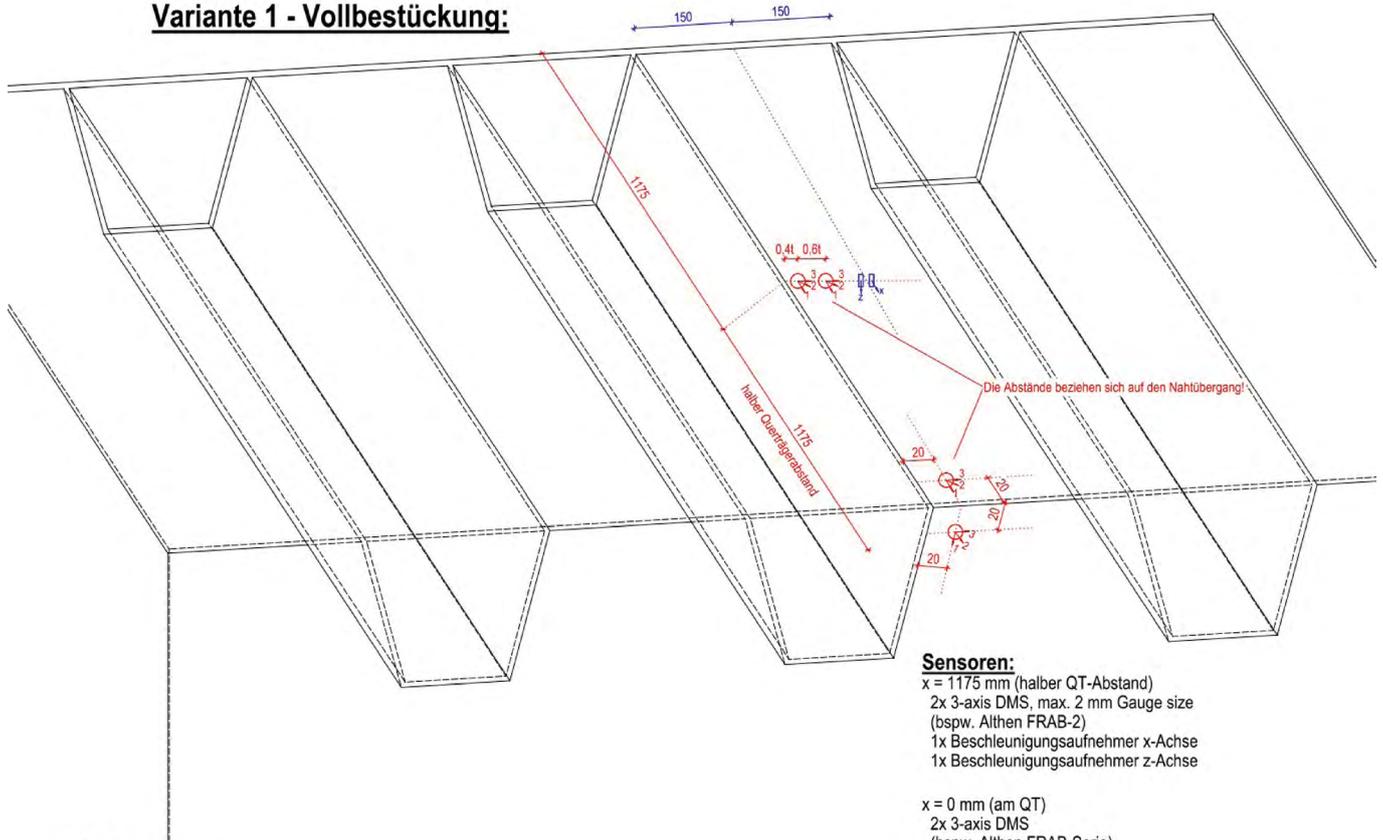


Bild 2-14 Übersichtsplan zur Lage der Messwertaufnehmer im Grundriss und Querschnitt (TBW 1)

Variante 1 - Vollbestückung:



Sensoren:

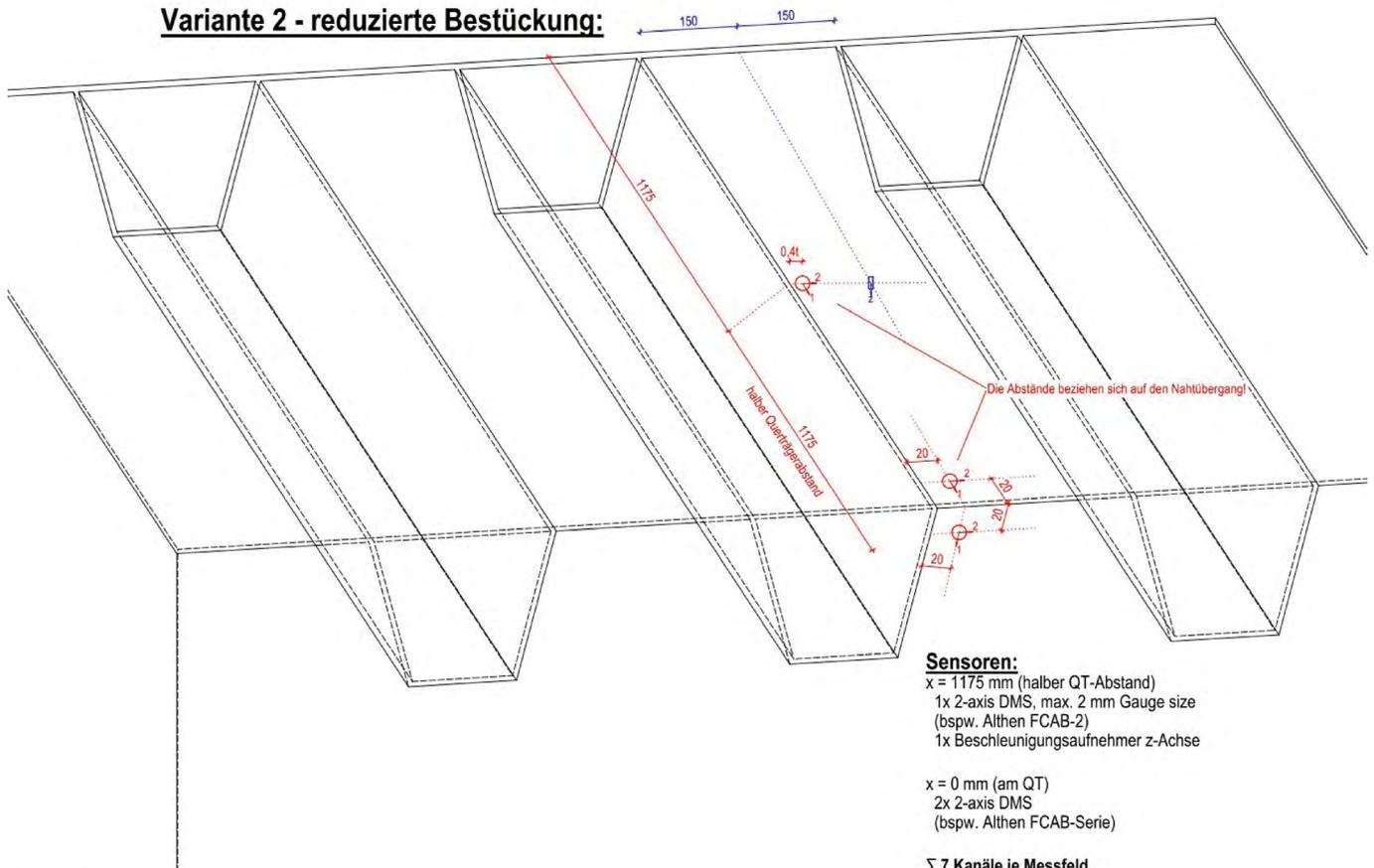
x = 1175 mm (halber QT-Abstand)
 2x 3-axis DMS, max. 2 mm Gauge size
 (bspw. Althen FRAB-2)
 1x Beschleunigungsaufnehmer x-Achse
 1x Beschleunigungsaufnehmer z-Achse

x = 0 mm (am QT)
 2x 3-axis DMS
 (bspw. Althen FRAB-Serie)

Σ 14 Kanäle je Messfeld



Variante 2 - reduzierte Bestückung:



Sensoren:

x = 1175 mm (halber QT-Abstand)
 1x 2-axis DMS, max. 2 mm Gauge size
 (bspw. Althen FCAB-2)
 1x Beschleunigungsaufnehmer z-Achse

x = 0 mm (am QT)
 2x 2-axis DMS
 (bspw. Althen FCAB-Serie)

Σ 7 Kanäle je Messfeld



Bild 2-15 Detailskizzen zur Sensorpositionierung im AP 1 „Fräsen“

2.5 Monitoring in der Phase des Ersatzneubaus

*Felix Kaplan und Till Brauer,
Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg*

Ronald Stein und André Reichardt, GMG

2.5.1 Zielsetzung

Der Ersatzneubau des Bw 19.04 wurde unter laufendem Straßen- und Bahnverkehr durchgeführt. Es waren nur wenige Sperrpausen vorgesehen. Eine Verlegung der Straßenachse war aufgrund der unmittelbaren Nachbarschaft der Brücke an ein FFH-Gebiet nicht möglich. Aus diesem Grund wurde bis zum Abschluss der Erneuerung von TBW 1 (vrsl. Mai 2025) die komplette Verkehrsführung auf das TBW 2 verlegt.

Der Ersatzneubau erforderte umfangreiche Verbaumaßnahmen, die mit Hilfe von Bohrpfählen (Längsverbau), Trägerbohlwänden (Schutzwand zu den Gleisen für den Rückbau des südlichen Widerlagers) und Spundwänden (Baugrubenverbau) realisiert wurden. Es wurde davon ausgegangen, dass sich weitere Setzungen bzw. Verkippungen des Widerlagers auf der Seite des TBW 2 infolge der Baumaßnahmen nicht vollständig verhindern lassen. Bei hohen Temperaturen könnte der ungünstige Fall eintreten, dass die Dilation des Überbaues nicht mehr gewährleistet ist, es zum Kontakt zwischen Hauptträgern und Kammerwand und zu undefinierten Beanspruchungen der Überbauten, Schäden an der Fahrbahnübergangskonstruktion (FÜK) und ggf. an den längsfesten Lagern kommt. Um rechtzeitig vor Erreichen dieses Zustandes Maßnahmen treffen zu können, wurde eine Fortführung des laufenden Bauwerksmonitorings an TBW 2 in der Phase des Rückbaus und Ersatzneubaus von TBW 1 vorgesehen.

Auf Basis des Bauablaufplans wurden Bauphasen mit hohem Risiko für das Eintreten von Bauwerksverformungen definiert, in denen eine intensivere Überwachung der Messdaten erfolgt. Aufgrund der sehr guten Erfahrungen mit der Messanlage bestehen ein hohes Vertrauen in die Zuverlässigkeit und sowie ein hohes Bewusstsein für den Mehrwert der zusätzlichen Informationen. Da die Betrachtung der Bauzustände und der Bautechnologie gezeigt hat, dass ein risikofreies Bauen aufgrund der örtlichen Randbedingungen nicht

möglich ist, sind die zusätzlichen und permanent gemessenen Informationen zwingend erforderlich. Durch die angepasste Monitoringanlage in Verbindung mit den Sonderprüfungen kann auch bei diesen Risiken ein hohes Sicherheitsniveau gewährleistet werden.

2.5.2 Anpassung der Monitoringanlage:

Um den neuen Anforderungen gerecht zu werden, wurden folgende Anpassungen vorgenommen:

- Ergänzung von Dehnmessstreifen zur besseren Erfassung der Verkehrseinwirkungen,
- Installation von Laserdistanzsensoren an den Widerlagern,
- Installation von Neigungssensoren an den Widerlagern,
- Installation einer zusätzlichen Kamera.

Die Sensoren wurden im Herbst 2023 eingebaut.

Bewegungen der Widerlager sind auch in den Signalen der Wegsensoren enthalten, die bereits seit Ende 2018 installiert sind. Allerdings sind diese durch die starken Temperaturdehnungen des Überbaues überlagert, so dass die Anwendung zusätzlicher Messverfahren sinnvoll erschien. Die o. g. Sensoren konnten in die bestehende Messanlage integriert werden und der Installationsaufwand war relativ gering.

2.5.3 Ergebnisse des Monitorings in der Bauphase:

Im November 2023 wurde der Verkehr von TBW 1 auf TBW 2 verschwenkt. Die Verbauarbeiten starteten im Februar 2024 mit dem Einbau des Längsverbau (Bohrpfahlwände, Bild 2-17). Die Bohrpfahlwand wurde bis zur Vorderkante der Widerlagerwand geführt. Zwischen den Widerlagern von TBW 1 und TBW 2 befindet sich zwar eine Trennfuge, aufgrund der Schiefe der Brücke musste jedoch auf beiden Seiten ein Teil des Sporns der Widerlager an TBW 2 durchbohrt und damit abgetrennt werden.

In den Signalverläufen v. a. der Laserdistanzsensoren war nach Beendigung der Bohrarbeiten relativ klar eine Verringerung des Abstandes der Widerlagerwände in Höhe der Auflagerbänke von ca. 2,5 mm zu erkennen. Zu diesem Zeitpunkt war aufgrund des

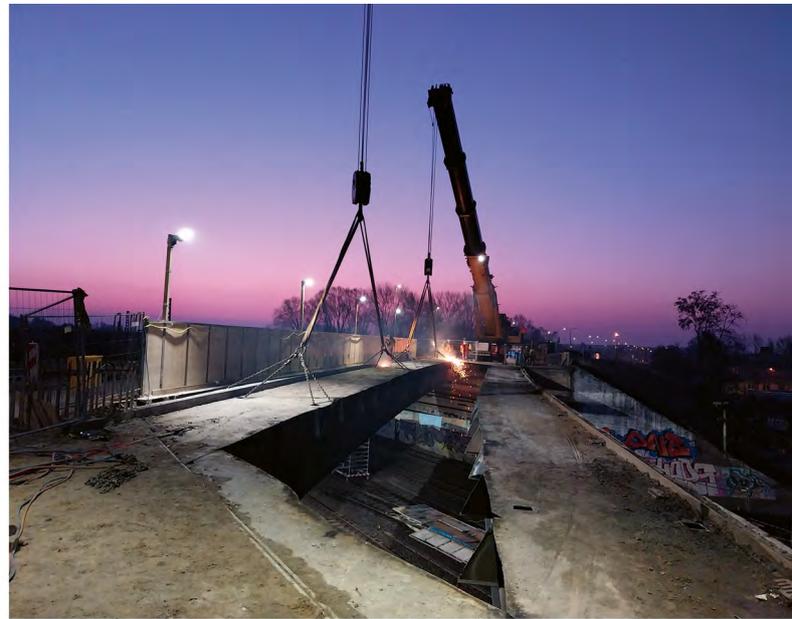


Bild 2-17

Einbau von Bohrpfehlen als Längsverbau mit Durchtrennung der Widerlagerwand; rechts: Ausheben des inneren Hohlkastens „B“ von TBW 1 am 09.03.2024

vergleichsweise kurzen Zeithorizonts der Messdaten die Trennung von temperaturbedingten Widerlagerbewegungen noch relativ ungenau.

Die nächste als kritisch eingestufte Maßnahme war das Ausheben des Überbaues von TBW 1 (Bild 2-17) bzw. das Aufstellen der dafür eingesetzten Mobilkrane auf beiden Seiten der Brücke.

Auch danach konnte eine weitere leichte Zunahme der Widerlagerverschiebungen festgestellt werden. Eine weitere Baumaßnahme mit Einfluss auf die Gründung von TBW 2 war das Einbringen von Verbauträgern zwischen den Gleisen und dem Widerlager auf der Seite Potsdam. Eine klare Zuordnung der Widerlagerverschiebung zu den einzelnen Maßnahmen war nicht in jedem Fall möglich, aber der mit dem Beginn der Verbauarbeiten einsetzende Trend war eindeutig und setzte sich fort. Offenbar traten die Widerlagerbewegungen infolge der Baumaßnahmen nicht immer sofort, sondern eher etwas zeitverzögert auf, siehe Bild 2-18.

Anfang Mai 2024 hatten sich die Widerlagerbewegungen auf ca. 10 mm akkumuliert. Zu diesem Zeitpunkt herrschten relativ hohe Temperaturen, so dass die maximalen Lagerbewegungen der vergangenen Jahre bereits überschritten wurden. Bei der anlassbezogenen Bauwerksprüfung wurde festgestellt, dass es zum

Kontakt zwischen dem Randträger des Überbaus und der Flügelwand, zu Rissbildungen an Flügel- und Kammerwand sowie zum Schließen der Dilatation und zu Verformungen des Geländers gekommen war. Es wurde beschlossen, im Rahmen einer nächtlichen Sperrpause eine Seite der Fahrbahnübergangskonstruktion abzutrennen und den Randträger sowie das Gelände zu kürzen. So konnte eine zusätzliche Bewegungskapazität von ca. 15 – 20 mm erschlossen werden.

Um die festgestellten Verschiebungen der Widerlagerwände in einen längeren zeitlichen Kontext zu stellen, wurden die seit Ende 2018 gemessenen Lagerbewegungen noch einmal gezielt ausgewertet, indem die Überbaubewegungen so gut wie möglich gefiltert wurden. Im Ergebnis zeigte sich während der Baumaßnahme ein ähnlicher Verlauf wie bei den Laserdistanzmessungen mit einer Zunahme von aktuell ca. 13 – 15 mm. Der sehr langsam ablaufende Trend in den Jahren 2019 – 2024 mit einer Zunahme der Verschiebung von insgesamt ca. 1 mm pro Jahr entspricht, einen gleichmäßigen Verlauf seit dem Baujahr 1971 vorausgesetzt, relativ gut den Lagerfehlstellungen von ca. 50 – 60 mm, siehe Bild 2-19.

Bei der bisher letzten erfolgten Maßnahme, dem Einbau von Trägern einer Schutzwand für den Abbruch des Widerlagers Seite Potsdam durch Rütteln/Vibrieren,



Bild 2-18 Relative Verschiebungen der Widerlagerwände von TBW 2 infolge der Baumaßnahmen am TBW 1;
Quelle/Urheber: GMG Ingenieurgesellschaft mbH

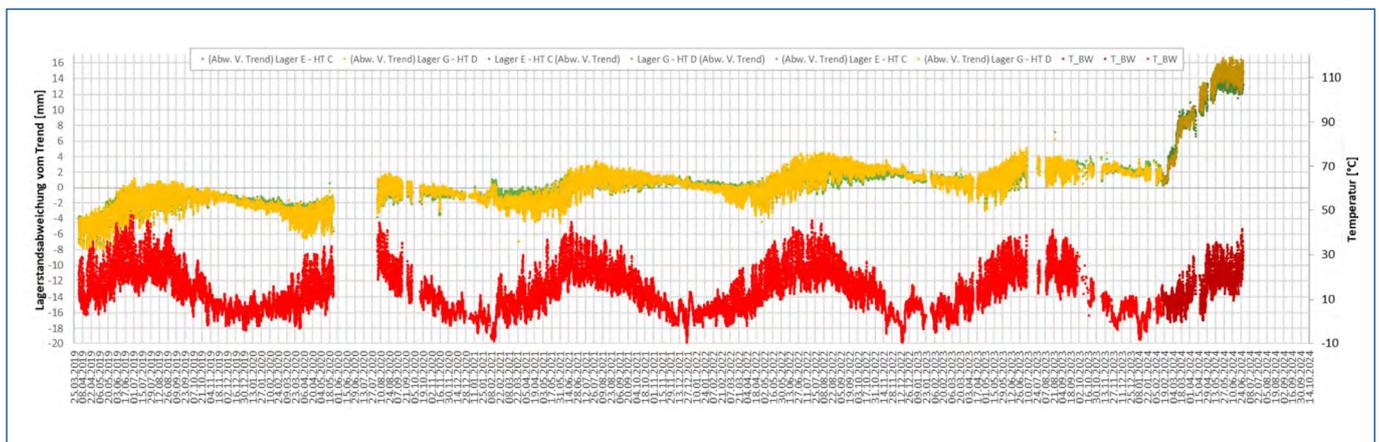


Bild 2-19 Um die Überbaubewegungen bereinigte Verschiebungen der Lager im Langzeittrend;
Quelle/Urheber: GMG Ingenieurgesellschaft mbH

konnten eine stufenweise Zunahme der Widerlagerverformung (insgesamt ca. 1,5 – 2,0 mm) beobachtet und die einzelnen Stufen von ca. 0,1 mm genau dem Einbau der einzelnen Träger zugeordnet werden, vgl. Bild 2-20. Die Zeitpunkte des Einsatzes des Rüttlers zum Einbau der Träger, der jeweils ca. 120 s andauerte, konnten im Frequenzspektrum am Auftauchen eines scharf abgegrenzten Peaks bei 39 Hz identifiziert werden.

Das Monitoring wird noch bis zum Rückbau des TBW 2 im Frühjahr 2025 fortgesetzt. Mit dem Rückgang der Temperaturen wird sich die Situation bzgl. der Funktionsfähigkeit der Lager entspannen, so dass voraussichtlich keine weiteren Maßnahmen erforderlich werden.

Das Monitoring der Verkehrsbelastung auf TBW 2 unter zweispurigem Verkehr führte ebenfalls zu

aufschlussreichen Ergebnissen. Im Zeitraum seit der Verschwenkung des Verkehrs auf TBW 2 wurde im Messpunkt am Untergurt des äußeren Hohlkastens bereits mehrfach eine maximale Dehnung von 150 – 160 $\mu\text{m}/\text{m}$ infolge Verkehr gemessen, was aber noch deutlich unter dem Spitzenwert aus 2019 unter einspurigem Verkehr mit ca. 190 $\mu\text{m}/\text{m}$ liegt. Von sechs zuletzt gemessenen maximalen Ereignissen mit jeweils 150 – 160 $\mu\text{m}/\text{m}$ resultierten fünf aus der Begegnung von zwei Fahrzeugen (Bild 2-21), das Ereignis mit der höchsten Amplitude aber aus der Überfahrt eines Einzelfahrzeugs (sieben Achsen, ca. 65 t). Dies deckt sich durchaus mit Ergebnissen von Monitorings an anderen Straßenbrücken selbst mit größerer Stützweite – oft resultieren die Monats- und Jahresextremwerte aus schweren Einzelfahrzeugen.

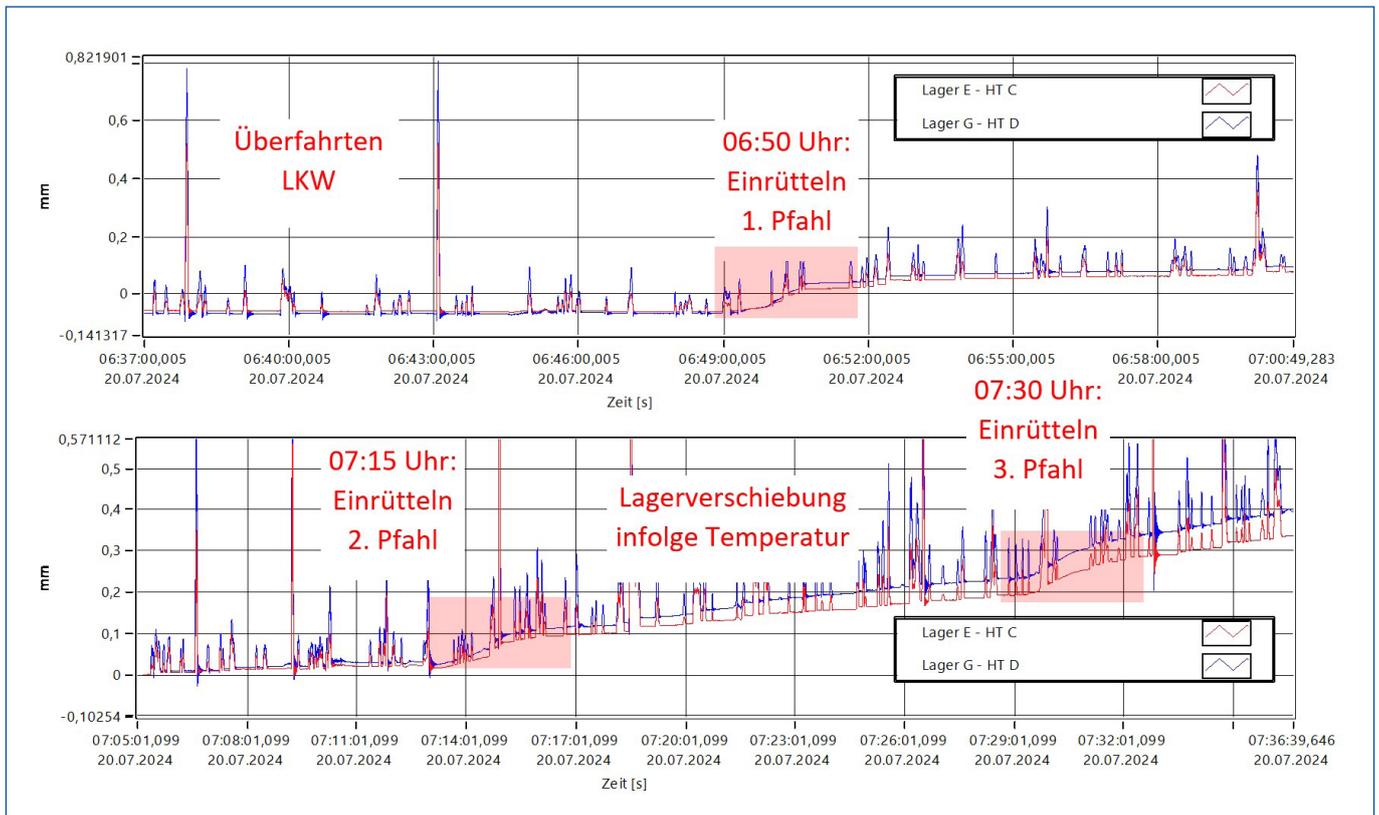


Bild 2-20 Relative Verschiebungen der Widerlagerwände des TBW 2 infolge von Baumaßnahmen am TBW 1;
Quelle/Urheber: GMG Ingenieurgesellschaft mbH



Bild 2-21 Beispiel für ein Verkehrsereignis mit maximaler Beanspruchung; Quelle/Urheber: GMG Ingenieurgesellschaft mbH

3 Gesamtkonzeption der Bauwerksuntersuchungen

*Felix Kaplan und Till Brauer,
Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg*

Ronald Stein und André Reichardt, GMG

Im Rahmen des geplanten Rückbaus des TBW 1 bot sich die seltene Möglichkeit gezielte Untersuchungen am Bauwerk durchzuführen. Die Besonderheit und der große Vorteil beim Bauwerk 19.04 bestand darin, dass das spezifische statische und dynamische Systemverhalten unter Straßenverkehr und anderen veränderlichen Einwirkungen aus dem Bauwerksmonitoring bereits sehr genau bekannt waren und die Untersuchungen darauf aufbauen konnten. Das Bauwerk, das konstruktionsbedingte Defizite aufwies, bei dem sich die Defizite auch in konkreten Schäden zeigten und von dem der dynamische Fingerabdruck bekannt war, bot somit die optimalen Voraussetzungen für die in den folgenden Kapiteln beschriebenen weitergehenden Untersuchungen.

Die Untersuchungen erfolgten in drei Arbeitspaketen, die in Zusammenarbeit mit Forschungseinrichtungen durchgeführt wurden. Das in Kapitel 4 beschriebene Arbeitspaket 1 sollten die Einflüsse von Fräsarbeiten im Zuge von Belagserneuerungen auf Schäden an orthotropen Fahrbahnplatten untersucht werden. Hierfür wurden an ausgewählten Stellen das Fräsen mit verschiedenen großen Fräsen, unterschiedlichen Fräsgeschwindigkeiten und -tiefen durchgeführt und messtechnisch sowie durch Bauwerksprüfung vor und nach dem Versuch begleitet, um so den Einfluss des Fräsens auf Schadensbildung unmittelbar aufzunehmen.

Von besonderen Interesse waren die Untersuchungen zur Erforschung der Methoden des Structural Health Monitorings (SHM), die Kapitel 5 detailliert beschrieben werden. Hier wurde sich mit der Fragestellung befasst, wie sich die Bauwerksreaktion verändert, wenn gezielt Strukturschädigungen bei zum Teil noch laufenden Verkehr eingebacht werden und dies zur Schadensdetektion genutzt werden kann.

Im dritten Arbeitspaket, das in Kapitel 6 näher beschrieben wird, wurden nach dem Rückbau des TBW 1 neben der Schweißignung des durch Oxid- und Sulfiteinschlüsse versprödeten Stahls auch das Ermüdungsverhalten an drei ausgewählten Konstruktionsdetails untersucht.

4 Arbeitspaket 1: Untersuchung der Auswirkungen von Fräsarbeiten auf orthotrope Fahrbahnen

David Schaarschmidt, sbf ingenieure

Iris Hindersmann, BASt

4.1 Herausforderungen und Projektziel

Bei der ersten Bauwerksprüfung nach dem Austausch des Fahrbahnbelags wird bei Stahlbrücken häufig eine überproportional hohe Anzahl an Schäden in der Brückenkonstruktion festgestellt. Hierbei handelt es sich um direkte Schäden in Form von Riefen im Deckblech als auch um indirekte Schäden in Form von Rissen in den Schweißnähten der orthotropen Fahrbahnplatte.

Während die direkten Schäden eindeutig dem Fräsen zugeordnet werden können, besteht bei den indirekten Schäden lediglich der Verdacht, dass die Ursache hierfür in den Belastungen beim Austausch des Brückenbelags liegen. Daher kommt als Ursache sowohl die Belastung beim Ausbau durch Fräsarbeiten als auch die Temperaturbeanspruchung beim Einbau des neuen Belags in Frage.

Für die Abschätzung des Temperatureinflusses lagen bereits Daten vor, welche im Rahmen von Belagserneuerungen auf anderen Brückenbauwerken gesammelt wurden ([Eilers et al. 2003][Friedrich et al. 2020]). Aufbauend darauf wurden im Rahmen des Projektes „Untersuchungen zum Einbau des Fahrbahnbelags auf Stahl- und Verbundbrücken“ die Auswirkungen dieser Temperaturbeanspruchung näher untersucht [Brand et al. 2024]. Im Forschungsprojekt wurde eine Methode entwickelt und validiert, mit der die mechanischen Beanspruchungen im Tragwerk zukünftig ermittelt werden können. Mithilfe detail-

lierter FE-Modelle und thermischer Simulationen wurden die Temperaturentwicklung und die damit einhergehende Spannung in den angrenzenden Bauteilen untersucht, graphisch aufbereitet und analysiert. Im Ergebnis konnte gezeigt werden, dass die Einbautemperatur, die Schutzschichtdicke und das Dichtungssystem die wichtigsten Einflussfaktoren sind. Weiterhin können klimatische Bedingungen, wie beispielsweise die Ausgangstemperatur, einen relevanten Einfluss ausüben. Daher sollten auch diese Faktoren im Rahmen der Ausführung berücksichtigt werden.

Die direkte Simulation der Spannungsentwicklung war aufgrund der Größe des Modells, der Menge an Parameterstudien und der aktuell vorhandenen Rechenkapazität im Projekt nicht umsetzbar. Deswegen wurde die der Berechnung mit zeitlich und örtlich gröber diskretisierenden kombinierten Methoden angestrebt. Es wurden hierzu Lamellen-Modelle jeweils für die Fahrbahnkonstruktion und die anschließenden Hauptträger getrennt erstellt. Das Lamellenmodell mit seinen Matrizen für Steifigkeit, Beanspruchungen und Randbedingungen wird mit der handelsüblichen Software MATLAB aufgebaut.

Die Kombination aus FE-Modell und einem Lamellenmodell ermöglicht die Berechnung lokaler und globaler Effekte. Die Methode wurde erfolgreich an der Mühlenfließbrücke im Zuge der A10 getestet und kann für andere Brückentypen weiterentwickelt werden.

Für die Untersuchungen zum Einfluss der Fräsarbeiten auf indirekte Schäden in Form von Schweißnaht- und Rissen in der orthotropen Fahrbahnplatte lagen

bisher keine Untersuchungen vor. Daher wurden im Rahmen des Rückbaus der Brücke in Brandenburg an der Havel ergänzende Untersuchungen geplant und durchgeführt. Ziel war es, die Schädigungswirksamkeit von Fräsarbeiten zu untersuchen. Das betrifft sowohl die Initiierung als auch die Fortentwicklung bei bereits vorgeschädigten Bauteilen. Dazu wurden verschiedene Fräs- und LKW-Typen sowie Fräsparameter betrachtet. Abschließend wurde die Abgrenzung zum Heißeinbau des Gussasphaltes vorgenommen.

Der Nutzen des Projektes ergibt sich aus der Formulierung von Empfehlungen für einen möglichst verträglichen Ausbau von Fahrbelägen auf Stahlbrücken. Dabei steht die Funktionalität des Brückenbelages im Vordergrund. Die Empfehlungen sollen so aufbereitet werden, dass sie sowohl in das internationale als auch in das nationale Regelwerk einfließen können.

4.2 Vorgehensweise

Es ist offensichtlich, dass es sich bei Schäden infolge der Belagserneuerung um ein Schnittstellenproblem zwischen Brückenbau und Baumaschinentechnik handelt. Daher wurden zunächst die wissenschaftlichen Grundlagen zur Asphaltbauweise, zu üblicherweise verwendeten Maschinen und zu den betroffenen Stahlbrücken eruiert sowie analysiert. Die Recherche des aktuellen Standes in Wissenschaft und Technik schuf die Basis für die weiteren Betrachtungen. Anschließend wurde ein Konzept zur Vermeidung der Riefenbildung bei direktem Kontakt der Fräswalze mit dem Stahlblech erarbeitet. Durch

technische, organisatorische und humane Kontrollmechanismen soll die unplanmäßige Bauwerksschädigung vermieden beziehungsweise auf ein Minimum reduziert werden.

Hauptbestandteil des Vorhabens war die Erarbeitung eines Messkonzeptes für die Überwachung von Fräsarbeiten auf einer Brücke mit orthotroper Fahrbahnplatte. Das Bauwerk 19.04 bot die Möglichkeit, den Asphaltausbau messtechnisch zu begleiten und Erkenntnisse über schädigungswirksame Einwirkungen zu generieren. Auf Grund starker Korrosionsschäden wurde das noch unter Verkehr stehende TBW 1 durch Sonderprüfungen nach DIN 1076 und ein ergänzendes Bauwerksmonitoring überwacht. Im Jahr 2024 begann der Ersatzneubau. Unterschiedliche Frästypen, wie beispielsweise Groß- oder Kleinfräsen (s. Bild 4-1), weisen abweichende Kennwerte und Leistungsparameter auf, die für die Maschinen-Bauwerks-Interaktion relevant sein können.

Auch der Fräsprozess selbst kann variiert werden. Der Ausbau ist in einem Arbeitsgang oder lagenweise möglich. Darüber hinaus ergeben sich während des Asphaltausbaus unterschiedliche Belastungszustände. Im Ausgangszustand verfügt das Bauwerk über eine geschlossene Asphaltdecke, die sich auf die Steifigkeit des Überbaus und die Lastverteilung oberhalb des Fahrbelags auswirkt. Während des Ausbaus und vor allem im Endzustand fehlt diese zusätzliche Schicht und das dünne Fahrbelagblech wird direkt befahren. Um verschiedene Parameter untersuchen zu können, wurden auf dem Überbau sechs Messfelder angeordnet und folgende Messreihen durchgeführt.



Bild 4-1 Großfräse Wirtgen W2200 (links) und Kleinfräse Wirtgen W50 (rechts)

- 1) Überfahrmessung der Maschinen vor den Fräsarbeiten (Referenzmessung)
 - a. Kleinfräse und kleiner Lkw fahren über die Brücke
 - b. Großfräse und großer Lkw fahren über die Brücke
- 2) Fräsen mit einer Kleinfräse (KF)
 - a. Kleinfräse baut den Asphalt in zwei Lagen mit Frästiefen von jeweils $df = 2,50$ cm aus
 - b. Kleinfräse fräst die gesamte Asphaltsschicht $df = 5,00$ cm
 - c. Kleinfräse fräst absichtlich in das Fahrbahnblech ($df > 5,00$ cm)
- 3) Fräsen mit einer Großfräse (GF)
 - a. Großfräse baut den Asphalt in zwei Lagen mit Frästiefen von jeweils $df = 2,50$ cm aus
 - b. Großfräse fräst die gesamte Asphaltsschicht $df = 5,00$ cm
 - c. Großfräse fräst absichtlich in das Fahrbahnblech ($df > 5,00$ cm)
- 4) Überfahrmessung der Maschinen nach den Fräsarbeiten (Vergleichsmessung)
 - a. Kleinfräse und kleiner Lkw fahren über die Brücke
 - b. Großfräse und großer Lkw fahren über die Brücke

Die Datenauswertung beinhaltet vergleichende Betrachtungen zu unterschiedlichen Fräskonfigurationen. Darüber hinaus wurde der Einfluss auf eine mögliche Rissentwicklung in kritischen Konstruktionsdetails einer orthotropen Fahrbahnplatte untersucht. Anhand der messtechnisch erfassten Beanspruchungen sollte das Risswachstumspotenzial beurteilt werden. Die Belagserneuerung beinhaltet zwei Arbeits-

gänge. Nach dem Fräsen wird beim Heißeinbau der neue Asphalt bei hoher Temperatur eingebaut. Um die Schädigungswirksamkeit beider Vorgänge beurteilen zu können, wurden sie systematisch gegenübergestellt. Dabei wurden bereits abgeschlossene Forschungsvorhaben zum Heißeinbau, beispielsweise an der RWTH Aachen [Brand et al. 2023] in die Betrachtungen inkludiert.

Abschließendes Ziel des Vorhabens war die Ableitung von Empfehlungen für einen verträglichen Asphaltausbau auf Straßenbrücken. Dabei wurden alle beteiligten Fachgebiete vom Stahlbrückenbau, über die Baumaschinenteknik bis hin zur Ausführung auf der Baustelle berücksichtigt.

4.3 Ergebnisse

Bild 4-2 stellt die Beanspruchungen am Deckblech neben einer Trapezsteife bei Überfahrt einer Großfräse dar. Die Längsspannung σ_x entlang der Trapezsteife nimmt signifikant zu, wenn sich die Großfräse der Überbaumitte nähert. Dagegen steigt die durch Querbiegung induzierte Spannung σ_y erst bei unmittelbarer Überfahrt. Die Querbiegung ist also ein vorrangig lokales Phänomen und hängt deutlich weniger von der Laststellung auf dem Einfeldträger ab. Das Gewicht der Großfräse lastet nicht gleichverteilt auf den vorderen und hinteren Antriebsketten. Auf Grund des Motorblocks und des Förderbandes wirkt es asymmetrisch.

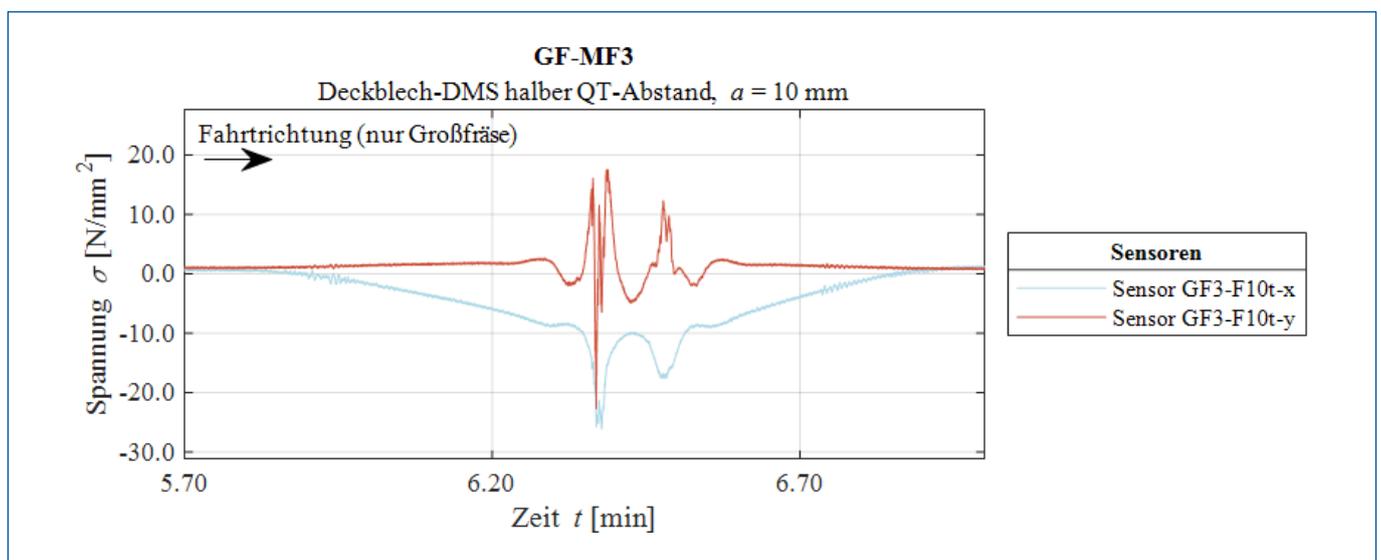


Bild 4-2 Exemplarische Überfahrt der Großfräse über den Überbau – DMS am Deckblech zwischen den Querträgern (GF-MF3)

Aus dieser Vorbetrachtung lässt sich ableiten, dass die Querspannungen eine probate Vergleichsgröße für die Gegenüberstellung der unterschiedlichen Versuchsreihen sind. Die folgende Abbildung stellt die maximal gemessenen Querspannungen auf der Deckblechunterseite im Abstand von 10 mm von der Trapezsteife dar.

Durch Auswertung und Vergleich der Daten können folgende Schlüsse gezogen werden:

- 1) Das Fräsen selbst ist ein hochdynamischer Vorgang, der eine Vielzahl von Spannungsamplituden erzeugt. Den größten Einfluss auf die maximale Beanspruchung hat jedoch die quasi-statische Einwirkung infolge Betriebsgewicht der Fräsmaschine. Zwar erzeugt die Fräswalze ein breites Frequenzspektrum und hohe Überbaubeschleunigungen, doch diese gehen nicht mit großen und sich wiederholenden Spannungsamplituden einher. Daher sind hohe und lokal über die Räder oder Ketten eingeleitete Lasten zumeist maßgebend.
- 2) Fachgerecht durchgeführte Fräsarbeiten führen gegenüber einfachen Überfahrten der Baumaschinen auf dem blanken Deckblech nicht zu größeren Spannungsspitzen.

- 3) Die Verwendung einer Kleinfräse führt nicht zwangsläufig zu geringeren Beanspruchungen in der orthotropen Fahrbahnplatte. Zwar weist diese ein deutlich geringeres Eigengewicht und eine kleinere Fräswalze auf, doch auf Grund der kleinen Vollgummireifen ergeben sich hohe lokale Flächenpressungen. Außerdem wirkt sich der signifikant größere Zeitaufwand gegenüber einer Großfräse mit breiter Fräswalze negativ aus.
- 4) Der Ausbau der Asphaltdecke in zwei Arbeitsgängen (lagenweiser Ausbau) führt nur bedingt zu einer Beanspruchungsreduktion gegenüber dem Komplettausbau. Die Unterschiede sind äußerst gering und rechtfertigen nicht den wesentlich größeren Arbeits- sowie Zeitaufwand.
- 5) Dagegen erzeugt ein unplanmäßiger Deckblechkontakt neben den bekannten Riefen auch signifikant größere Beanspruchungen. Daher sollte der Kontakt zwischen Walze und Deckblech möglichst durch entsprechende Maßnahmen vermieden werden.
- 6) Neben der konzentrierten Lasteinleitung (s. Punkt 1) spielt auch der Wegfall der lastverteilenden Asphalttschicht eine maßgebliche Rolle. So erzeugen zumeist die reinen Überfahrten aller Baumaschinen auf dem blanken Deckblech die bemessungsmaßgebende Belastungssituation.

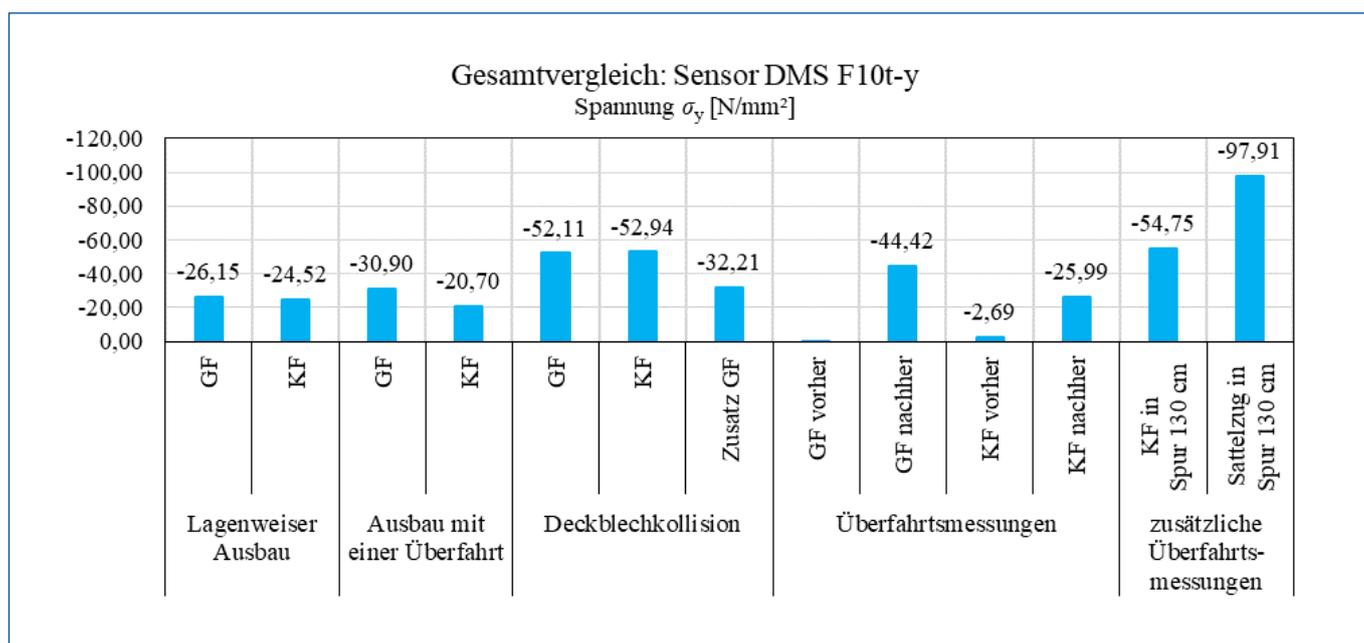


Bild 4-3 Gegenüberstellung der maßgebenden Querbiegespannungen der Sensoren F10t-y aller durchgeführten Versuchsreihen

7) Die Versuchsergebnisse sind im Kontext der Umweltrandbedingungen zu bewerten. Auf Grund der niedrigen Temperaturen um den Gefrierpunkt wies der Asphalt eine sehr hohe Steifigkeit auf. Das wiederum wirkt sich auf die mittragende Wirkung und die dynamischen Eigenschaften des Überbaus aus.

Weiterführende Untersuchungen auf Basis der linearen Schadensakkumulationstheorie sowie der linear elastischen Bruchmechanik (LEBM) deuten darauf hin, dass der Asphaltaußbau weder in der Rissinitiierungs- noch in der Risswachstumsphase einen nennenswerten Einfluss hat. Ausnahme sind stark vorgeschädigte Konstruktions- und Anschlussdetails. Daher sind gefährdete Bauwerke vorab zu prüfen. Dazu sind vorrangig hoch beanspruchte Bereiche, beispielsweise unterhalb von Schwerlastverkehrsspuren, in Augenschein zu nehmen. Bei Erfordernis sollten ergänzend zerstörungsfreie Prüfverfahren angewendet werden.

Neben den vorgefundenen Rissen in der orthotropen Fahrbahnplatte stehen die Deckblechriefen bei direktem Kontakt der Fräswalze mit dem Überbau im Fokus. Generell ist zu erwähnen, dass das Auftreten von Riefen dem Fräsprozess selbst geschuldet

und damit planmäßig ist. Abstand und Tiefe können zwar in Abhängigkeit der gewählten Fräsmeißel und deren Linienabstand variiert werden, jedoch kann mit dem Verfahren keine gänzlich riefenfreie und glatte Oberfläche hergestellt werden. Deshalb gilt es beim Asphaltaußbau auf Stahlbrücken nicht das generelle Auftreten von Riefen zu vermeiden, sondern den Kontakt der Fräswalze mit dem Stahlblech zu verhindern. Als mögliche Ursachen für den unplanmäßigen Deckblechkontakt kommen unter anderem ein unebenes Deckblech unter der Asphaltdecke, eine ungleichmäßige Asphaltdecke selbst oder eine falsch ausgerichtete Fräswalze in Frage. Es ist also essenziell, dass die tatsächliche Bestandssituation bekannt ist. Oft weicht sie jedoch, auf Grund der jahrelangen Verkehrsbelastung oder sich ändernden Schichtaufbauten, von den Bestandsunterlagen ab.

Tabelle 4-1 fasst mögliche Verfahren zur Erkundung der Asphaltdeckendicken vor den Fräsarbeiten zusammen. Diese können sowohl einzeln als auch in Kombination einsetzen. Insbesondere die optische Kontrolle sollte bereits jetzt Anwendung finden. Diese Überwachung ist durch geschultes und sensibilisiertes Personal schnell umsetzbar. Zudem ist eine vorherige, zerstörungsfreie oder zerstörende, Schichtdickenmessung anzuraten. Die beschriebenen

Tabelle 4-1 Anwendungshorizonte der beschriebenen Konzepte zur Riefenvermeidung in Deckblechen

Anwendungsreife	Konzept	Anmerkung
umsetzbar	<ul style="list-style-type: none"> • Optische Kontrollen • Schichtdickenpuffer • Mehrstufiges Fräsverfahren • Zerstörende Schichtdickenmessung • zerstörungsfreie Schichtdickenmessung mittels Puls-Induktionsverfahren/Wirbelstromverfahren 	-
mittelfristig umsetzbar	<ul style="list-style-type: none"> • mobile, zerstörungsfreie Schichtdickenmessung 	Erprobung von GPR-Systemen auf Stahlbrücken erforderlich → die prinzipielle Eignung ist festzustellen
langfristig umsetzbar	<ul style="list-style-type: none"> • Kontrolle der Fräsleistung 	die prinzipielle Eignung der Systeme ist festzustellen; zusätzlicher Forschungs- und Entwicklungsaufwand notwendig; Einbeziehen der Baumaschinenhersteller unerlässlich

Konzepte weisen unterschiedliche Entwicklungs- und Komplexitätsstufen auf, was sich auf ihren Einsatzhorizont auf der Baustelle auswirkt. Einige Verfahren erfordern die Mitwirkung der Fräsmaschinenhersteller.

Es wird darauf hingewiesen, dass der Asphaltausbau nur ein Teilprozess im Zuge der Belagserneuerung ist. Wie die vergleichenden Untersuchungen zeigen, führt auch der Heißeinbau zu relevanten und teilweise wesentlich höheren Beanspruchungen. Derart hohe Zwangsspannungen infolge Temperatur sind relevant für die Tragfähigkeit ausgewählter Konstruktionsdetails und können insbesondere in vorgeschädigten Bereichen zum (Rest-)Bruch führen. Die ermittelten Deckblechspannungen betragen gemäß Liu und Hu [Liu & Hu, 2018] bis zu $\sigma_x = 207 \text{ N/mm}$. Das entspricht näherungsweise einem Faktor von 2 gegenüber den maximalen Längsspannungen infolge des Fräsens. Noch einmal größer ist die Differenz am Querträger. Vor allem im sehr steifen Endquerträger steigen die Spannungen infolge Temperatur bis auf $\sigma_y = 236 \text{ N/mm}$ [Fan, Yang, & Li, 2021]. Eine Großfräse hingegen erzeugt lediglich $\sigma_y = -62,84 \text{ N/mm}$ in der Spitze.

4.4 Zusammenfassung und Fazit

Besonders an älteren Stahlbrücken mit orthotroper Fahrbahnplatte, die nicht nach aktuellen konstruktiven Vorgaben geplant und errichtet wurden, werden im Zuge der ersten Hauptprüfung nach der Asphaltenerneuerung gehäuft Schäden im Bereich der orthotropen Fahrbahnplatte vorgefunden. Während der Heißeinbau von Asphalt bereits in einigen nationalen und internationalen Forschungsvorhaben untersucht wurde, existiert für das Fräsen keine Datenbasis. Dieser Forschungslücke wurde sich mit diesem Projekt erstmalig angenommen. Dafür wurde sich der Thematik sowohl experimentell im Feldversuch als auch rechnerisch genähert.

Als Testfeld für die messtechnisch begleiteten Fräsarbeiten wurde das Bw 19.04 – eine Stahlbrücke mit orthotroper Fahrbahnplatte – gewählt. Es wurden insgesamt sechs Versuchsreihen durchgeführt. Verglichen wurden unterschiedliche Fräsparameter und Fräsentypen. Grundsätzlich lässt sich festhalten,

dass das Fräsen ein hochdynamischer Vorgang mit einer Vielzahl an hochfrequenten Schlägen ist. Doch trotz der spürbaren Vibration und dem hörbaren Brummen des Überbaus konnten keine zyklischen Beanspruchungen mit großen Spannungsamplituden nachgewiesen werden. Es dominiert die Beanspruchung aus lokaler Flächenpressung bei unmittelbarer Überfahrt. Diese Spannung wird von kleineren Amplituden infolge des Fräsens überlagert. Auf Grundlage der linearen Schadensakkumulation sowie der LEBM konnte für ausgewählte Details des Längsrippenanschlusses gezeigt werden, dass das Fräsen nicht maßgeblich zur Rissinitiierung und zum Rissfortschritt beiträgt. Lediglich bei großen Vorschädigungen – beispielsweise tiefe und lange Risse am Nahtfuß – kann das Fräsen zum stabilen Risswachstum führen. Eine weitere wesentliche Beobachtung ist, dass der Wirkungsbereich einer Fräse sehr begrenzt ist. Überbaubereiche in wenigen Metern Entfernung werden zwar in Schwingung versetzt, aber nicht nennenswert beansprucht.

Trotz ihrer Größe und dem deutlich höheren Eigengewicht erzeugen Großfräsen keine höheren lokalen Spannungen in der Fahrbahnplatte als Kleinfräsen, was auf die größere Aufstandsfläche durch den Kettenantrieb zurückzuführen ist. Vollgummierte Räder mit kleinem Radius, wie sie bei Kleinfräsen oft verbaut sind, führten bei den Untersuchungen zu den maßgebenden Spannungsspitzen. Es kann also weiter auf Großfräsen zurückgegriffen werden, was gleichzeitig einen schnelleren Arbeitsfortschritt ermöglicht. Auch bringt der mehrlagige Asphaltausbau keine messbaren Vorteile gegenüber dem Fräsen der kompletten Schicht. Während die erste Fräsüberfahrt noch niedrigere Beanspruchungen im Überbau hervorruft, erzeugt die zweite Überfahrt ähnliche hohe Werte. Vorab wurde der lagenweise Ausbau als aufwändigere, aber gegebenenfalls schonendere Variante vermutet. Das hat sich nicht bestätigt, sodass darauf in vielen Fällen verzichtet werden kann. Bei sehr welligen, unebenen und mit Spurrinnen durchzogenen Oberflächen kann ein zusätzlicher Fräsvorgang jedoch dazu genutzt werden, eine glatte Arbeitsebene herzustellen.

Die Versuchsergebnisse sind im Kontext der Umweltrandbedingungen zu bewerten. Auf Grund der

niedrigen Temperaturen um den Gefrierpunkt zum Versuchszeitpunkt wies der Asphalt eine sehr hohe Steifigkeit auf. Das wiederum wirkt sich auf die mittragende Wirkung, die Lastverteilung und die dynamischen Eigenschaften des Überbaus aus.

Der Kontakt der Fräsmeißel mit dem Deckblech sollte durch entsprechende Maßnahmen vermieden werden. Dieser schädigt die Blechoberfläche in Form von Riefen und kann die Beanspruchungen in den angrenzenden Bauteilen um den Faktor 2,5 erhöhen. Essenziell für die Vorbeugung ist eine möglichst exakte Kenntnis des bestehenden Asphaltaufbaus und dessen Dicke. Dazu wurden unterschiedliche zerstörende und zerstörungsfreie Verfahren vorgeschlagen. Diese reichen von gerasterten Probebohrungen zur Schichtdickenmessungen bis zur Überfahrt mit dem Georadar zur flächigen Aufnahme. Die derzeit effizienteste Methode zur flächigen Aufnahme der Asphaltdecke stellt aktuell die zerstörungsfreie Schichtdickenmessung dar.

Abschließend wurde ein Vergleich mit recherchierten Veröffentlichungen zum Thema Heißeinbau von Asphalt durchgeführt. Die hohen Einbautemperaturen führen zu Bauteiltemperaturen von bis zu 120 °C im Deckblech. Gerade an Verbindungsdetails und Bauteilstößen mit großen Steifigkeitssprüngen führt das in der Spitze zu Beanspruchungen von etwa 200 N/mm². Derart hohe Beanspruchungen konnten durch das Fräsen weder experimentell noch rechnerisch nachgewiesen werden.

5 Arbeitspaket 2: Bauwerksschäden und Monitoring

5.1 Untersuchungen im Rahmen des Rückbaus

Philipp Metsch, TUD

Im Rahmen des geplanten Rückbaus des TWB 1 bestand die seltene Möglichkeit gezielte Untersuchungen zur Erforschung von Methoden des Structural-Health Monitorings am Bauwerk durchzuführen. Von besonderem Interesse war dabei die Veränderung der Bauwerksreaktionen, wenn gezielte Strukturschädigungen bei z. T. laufendem Verkehr eingebracht werden.

Aufbauend auf das bestehende Monitoring-System, aus dem das spezifische statische und dynamische Systemverhalten des Gesamtbauwerkes bereits sehr genau abgeschätzt werden kann, standen im Rahmen der Untersuchungen insbesondere die folgenden Fragestellungen im Vordergrund:

- Welches Ausmaß müssen Schäden haben, um zuverlässig erkannt werden zu können?
- Welche Sensoren in welcher Entfernung vom Schaden liefern die wertvollsten Ergebnisse?
- Lassen sich kostengünstige Messaufgaben ableiten, um viele Brücken instrumentieren zu können?
- Welche Indikatoren und Auswertungsmethoden sind zur Anomalie-Erkennung geeignet?

Da eine Beantwortung dieser Kernfragen bauwerksunabhängig auch für zukünftige Konzepte des Structural-Health-Monitorings von Bauwerken relevant ist, wurde innerhalb der Untersuchungen ein besonderer Fokus auf die Akquise und Bereitstellung hochwertiger Messdaten gelegt. Die angeschlossene Datenaufbereitung und Datenauswertung unterliegt der Anforderung einer hohen Flexibilität bezüglich der Anwendbarkeit auf verwandte Problemstellungen bei einer gleichzeitig guten Automatisierbarkeit. Der In-

formationsgehalt der abgeleiteten Kenngrößen muss hoch aber einfach interpretierbar sein, um Veränderungen am Bauwerk zielgerichtet zu identifizieren und deren Ursprung in der Folge analysieren zu können.

5.2 Feinplanung der Untersuchungen im Rahmen des Arbeitspakets 2

Ronald Stein und André Reichardt, GMG

Zur Verifizierung von AI-basierten Methoden des Structural-Health-Monitorings besteht von Seiten der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) ein großes Interesse an hochwertigen Messdaten. Von besonderem Interesse ist dabei die Untersuchung von Veränderungen der Signalverläufe bzw. der Bauwerksreaktionen, wenn künstlich Strukturschädigungen herbeigeführt werden.

Die Untersuchungen am TBW 1 des Bw 19.04 sollten in mehreren Phasen erfolgen:

- Phase 1: Erfassung des „Normalzustandes“ über einen ausreichend langen Zeitraum. Diese Phase lief bezüglich der bereits installierten Messtechnik seit Ende 2018. Die zusätzlich am Bauwerk zu installierende Messtechnik sollte vor Eintragung der ersten künstlichen Strukturschädigung mindestens für 4 Wochen Daten unter normalem Verkehr erfassen
- Phase 2: Eintragung von künstlichen Strukturschädigungen bei laufendem Verkehr. Der Begriff „Strukturschädigung“ ist dabei weit gefasst und beinhaltet alle Maßnahmen, die zu einer messbaren Veränderung der statischen und dynamischen Eigenschaften des Bauwerkes führen, z. B. Befüllung einer Trapezhohlsteife mit Wasser, temporäres Festsetzen eines Lagers, Trennen einer Schweißnaht im nicht befahrenen Fahrbahnbereich. Der Vorzug

dieser Phase besteht darin, dass die Anregung der Brücke genau wie in Phase 1 durch regulären Straßenverkehr stattfindet. Die Möglichkeiten der Eintragung von Strukturveränderungen ist jedoch stark begrenzt, die Standsicherheit muss statisch nachgewiesen werden. Zeitraum: 4–8 Wochen.

- Phase 3: Eintragung von künstlichen Strukturschädigungen und Beprobung nach Verlegung des Verkehrs. Die Brücke lag zu diesem Zeitpunkt noch auf den Lagern. Da sich kein regulärer Straßenverkehr mehr auf dem Bauwerk befand, konnten etwas weitergehende Strukturschädigungen eingebracht werden. Die Belastung bzw. Schwingungsanregung des Bauwerks erfolgte durch Baufahrzeuge und Unwuchterreger. In dieser Phase erfolgen auch die Untersuchungen des AP „Fräsen“. Zeitraum: 4–8 Wochen.
- Phase 4: Ausheben und Rückbau des Überbaues auf dem Montageplatz. Eine Messung im Sinne des AP Bauwerksschäden und Monitoring war in dieser Phase nicht vorgesehen. Der Aufwand, eine planmäßige Lagerung herzustellen und vor allem die Anregung des Bauwerks wurden als zu hoch

angesehen. Grundsätzlich bestand aber die Möglichkeit, in dieser Phase zumindest lokal begrenzt ergänzende Messungen zu platzieren und starke Strukturschäden einzutragen. In dieser Phase wurden letztendlich nur die Materialentnahmen für das AP „Schweißuntersuchungen“ durchgeführt.

Die einzutragenden Strukturschädigungen sollten dazu dienen, typischerweise an Stahlbrücken auftretende Schäden nachzubilden und diese, wenn möglich, messtechnisch zu detektieren.

5.2.1 Strukturschädigung

In Vorbereitung der Messkampagnen und der neu in das Bauwerk einzutragenden Schäden wurde eine Orientierung an den typischen Schadensbildern von Stahlbrücken vorgenommen. Dabei konnte auf die bestehenden Gefährdungskategorien der BAST zurückgegriffen werden. Je nach möglicher Schadensfolge werden vier Kategorien unterschieden, in aufsteigender Reihenfolge dem Lastabtrag am Bauwerk folgend von lokalen hin zu globalen Bauteilen:

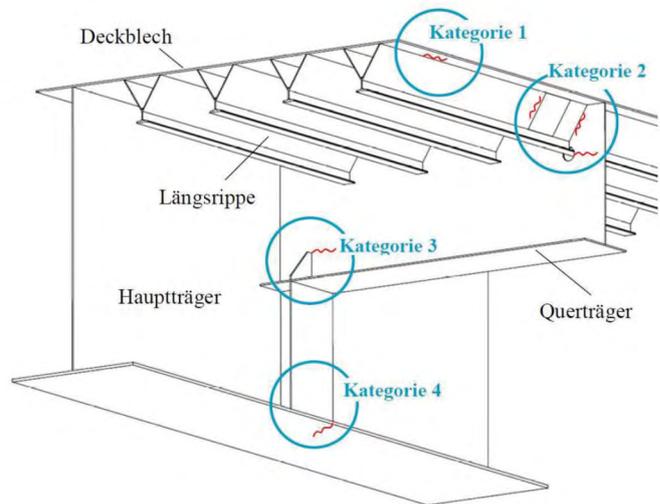
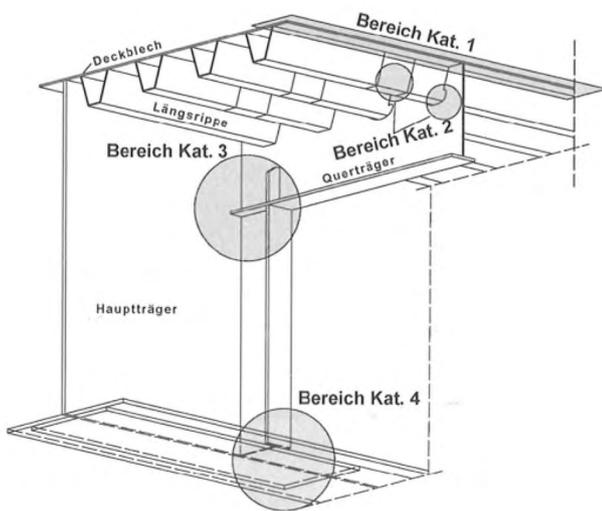


Bild 5-1 Gefährdungskategorien nach BAST ([Heft B76: 2011],[Heft B128: 2016])

Kategorie	Bauteile	Schadensfolge
1	Sekundäre Tragelemente	Deckblech
2		Längsrippe/QT
3	Quertragelemente	Querträger
4	Haupttragglieder	Hauptträger

Tabelle 5-1
Einordnung der Bauteile
in die Kategorien nach BAST

Mit seiner orthotropen Fahrbahnplatte eignete sich das Bw 19.04 sehr gut für die Erprobung an künstlichen Strukturschädigungen der Kategorien 1 und 2. Ein Kategorie 3-Schaden konnte ebenfalls realisiert werden. Wegen des zeitweise noch unter Betrieb stehenden Bauwerks (Phasen 1 und 2) und der unterhalb der Brücke auch nach dessen Außerbetriebnahme (Phase 3) verkehrenden Eisenbahnzüge wurde von Schäden der Kategorie 4 abgesehen. Vor Anlaufen der Messkampagne und der Herstellung der künstlichen Schäden wurde ein Schädigungskonzept erstellt, welches als Entscheidungsgrundlage für die Abstimmung mit dem eigens für die Untersuchungen hinzugezogenen Prüfsachverständigen diente. Je nach Erfordernis wurden statische Nachweise geführt, die bei der Einschätzung der Schadensfolgen und der Resttragfähigkeiten nicht geschädigter Bauteile halfen.

Im Folgenden werden die eigens herbeigeführten Strukturschädigungen beschrieben und die hierfür genutzten Stellen am Tragwerk des Bw 19.04 benannt. Die in Klammern angegebene Schadensnummer (2.x) bezieht sich auf die Kapitelnummer im Schädigungskonzept und wurde während der Versuche beibehalten, weshalb sie hier zusätzlich angegeben ist.

5.2.2 Befüllen einer oder mehrerer Fahrbahnlängsrippen mit Wasser (Nr. 2.2)

Beschreibung: Das Phänomen mit Wasser vollgelaufener, eigentlich dicht geschweißter, Hohlkästen tritt in der Praxis immer wieder auf, häufig in Verbindung mit dem Schadenstyp 1b/c. Am Bw 19.04 gelangte Wasser über Schäden an der orthotropen Fahrbahnplatte in mehrere Trapezhohlsteifen¹. Ein absichtliches Befüllen einer oder mehrerer Steifen ist einfach realisierbar und reversibel.

Ort: LR 7 (= TS 7), Befüllung und Ablassen über Füllstutzen im Bereich WL Seite Brandenburg (=Tiefpunkt); Befüllung über Anschluss einer Druckleitung (Entnahme aus öffentlichem Netz, Nutzung des Anschlusses der Baustelleneinrichtung)

¹ Max. Wasseraustritt am TBW 1 an TS 5 (2. TS neben Kasten „a“ in Richtung Kasten „b“) und TS 3 (innerhalb Kasten „a“, zw. QS 14 und 15)

Sonstiges: Ein zwischengeschalteter Wasserzähler diente als Kontrolleinrichtung für die tatsächlich eingefüllte Wassermenge.

Sensorische Erfassung auf zwei Wegen:

- Auswertung der Beschleunigungssignale → Schwingungsanalyse → Veränderungen im Frequenzspektrum der Brücke
- Thermografie: Temperaturdifferenzen zw. befüllten und unbefüllten Trapezhohlsteifen unter Ausnutzung von Tag-/Nacht-Temperaturschwankungen

Zeitpunkt: Die maximalen Temperaturschwankungen im Tagesgang treten im Sommerhalbjahr auf (vgl. Auswertungen in Jahresberichten [Jahresbericht Monitoring 2019] bis [Jahresbericht Monitoring 2021]). Aus organisatorischen Gründen musste der Versuch im November stattfinden, jedoch noch innerhalb der Phase 2 mit bestehender Verkehrsbelastung des Teilbauwerks 1.

- Befüllung ab: 08.11.2023, 13:11 Uhr
- Ablassen ab: 09.11.2023, 12:00 Uhr

Durchführung: Die Befüllung wurde an der FBLR 7 vom Brückende (WL-Achse 20 Seite BB) bis knapp hinter QT 9 vorgenommen. Ein weiteres Befüllen darüber hinaus gelang nicht, weil die FBLR an den Montagestößen mittels Dichtschotten in Abschnitte unterteilt waren.

5.2.3 Reduzierung der Dicke des Asphaltbelags (Nr. 2.3)

vgl. Abschnitt 5.2.4: Überfahrt eines LKW (bekannter Masse) (vor und) nach den Fräsarbeiten, um den Einfluss geminderter Fahrbahnbelagsdicke (bzw. deren vollständiger Wegfall) messtechnisch zu erfassen.

5.2.4 Fräsarbeiten am Asphaltbelag (Nr. 2.4)

Beschreibung: Das Abfräsen des Asphaltbelags stellt ein eigenes Arbeitspaket innerhalb des Forschungsvorhabens im Rahmen des Rückbaus der Brücke dar (Arbeitspaket 1, siehe Kapitel 4). Mittels speziell hierfür platzierter Sensorik und auch der übrigen am Bauwerk befindlichen Messtechnik werden die Aus-

wirkungen des Fräsens überwacht. Dabei sind sowohl die höherfrequenten Schwingungen aus der Rotation der Fräsrollen interessant als auch die möglichen, impulsartigen Schäden, die in Form von Fräsriefen in das Deckblech der orthotropen Platte eingetragen werden.

Sensorische Erfassung: Dehnungsmesstreifen und Beschleunigungsaufnehmer in mehreren Bauwerksabschnitten entsprechend des geplanten Messprogramms (2 x 3 = 6 Messfelder für Klein- und Großfräse in unterschiedlichen Frästiefen)

Ort: Fahrbahnblech im Bereich des Kastens B auf ganzer Bauwerkslänge

Zeitpunkt: 07.12.2023, ca. ab 07:45 Uhr bis 12:00 Uhr

5.2.5 Auftrennen der Längsnaht zwischen Fahrbahnlängsrippe und Fahrbahnblech (Nr. 2.5)

Beschreibung:

- Schadenskategorie 1a nach BASt
- Phase 2 der Untersuchungen (unter laufendem Verkehr)

Ziel war nicht, einen Initialriss für den Beginn der Ermüdung zu provozieren, sondern es sollte ein fortgeschrittenes Rissbild abgebildet werden, um dessen Auswirkungen mittels Sensorik zu erfassen.

Ort: LR 8 (= TS 8), zwischen QT 8 und 9, Seite zu LR 9, Schnitt der 4 mm Kehlnaht, Trennlänge ca. ½ QT-Abstand, Lage mittig zw. den QT (siehe Bild 5-2)

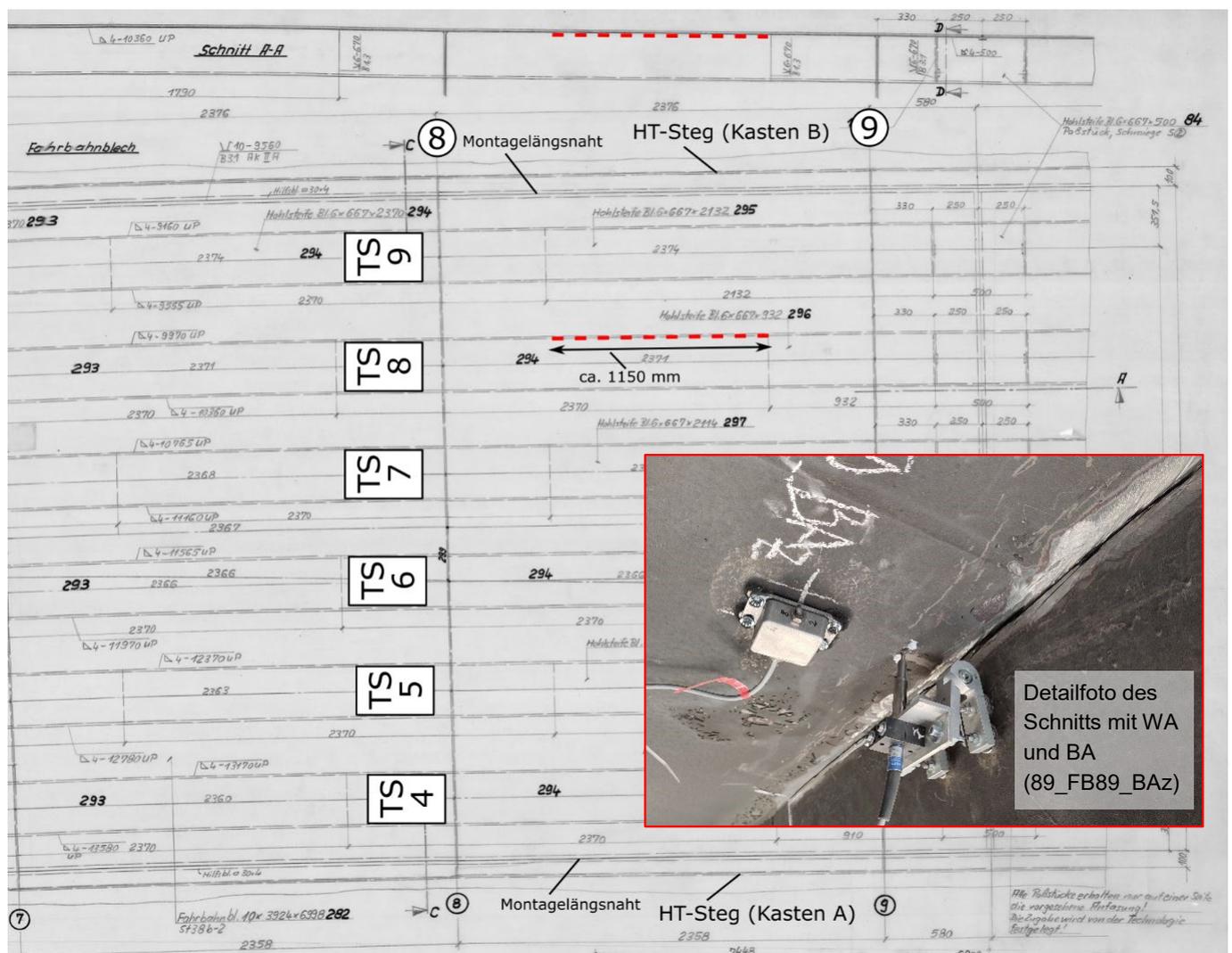


Bild 5-2 Planauszug der Fahrbahnplatte (Werkstattplan Nr. 13) mit künstlichem Längsriss

Durchführung: Winkelschleifer (tSteife = 6 mm), frei Hand nah an der Längsnaht geführt

5.2.6 Längsschnitt Fahrbahnblech im Bereich der Schweißnaht einer Längssteife (Nr. 2.6)

Zeitpunkt:

- Schnitt am 17.10.2023, ca. 13:00 bis 14:00 Uhr
- Zuschweißen des Längsschnitts am 23.11.2023, ab ca. 10:12 Uhr

Beschreibung:

- Schadenskategorie 1b/c nach BAST
- Phase 3 der Untersuchungen (kein regulärer Verkehr mehr auf TBW 1, nach Entfernung des Asphaltbelags im Rahmen der Shaker-Versuche)

Ort: LR 8 (= TS 8), zwischen QT 7 und 8, Schnitt im Deckblech parallel zum Steg der Steife, Trennlänge ca. ½ QT-Abstand, Lage mittig zw. den QT (siehe Bild 5-3)

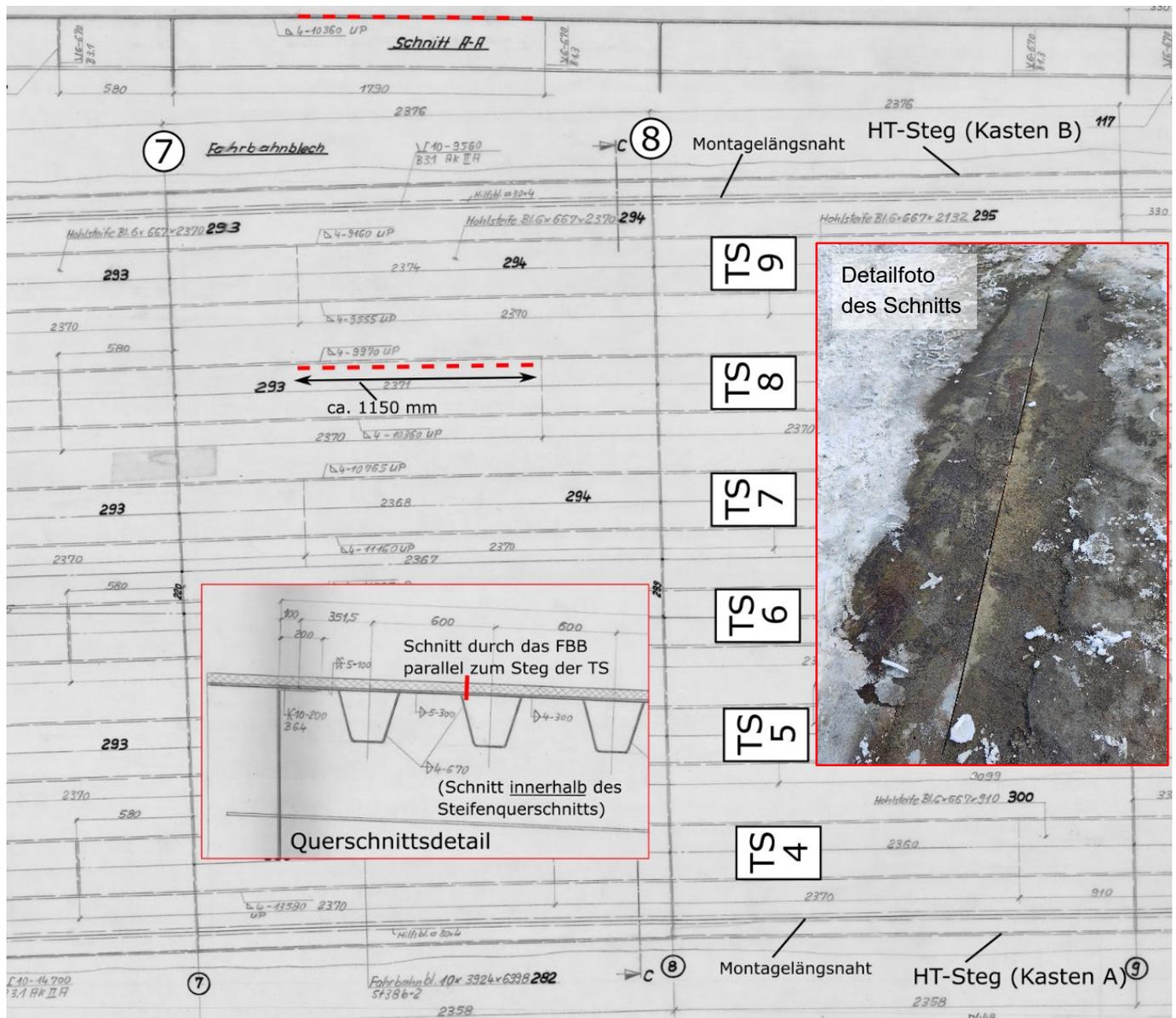


Bild 5-3 Planauszug der Fahrbahnplatte (Werkstattplan Nr. 13) mit künstlichem Längsriß

Durchführung: Winkelschleifer ($t_{\text{Steife}} = 6 \text{ mm}$), frei Hand nah an der Längsnaht geführt

Zeitpunkt: 18.01.2024, zw. 11:23 bis 11:35 Uhr

5.2.7 Trennen Fahrbahnlängsrippe am Querträger (Nr. 2.7)

Beschreibung:

- Schadenskategorie 2 nach BAST
- Phase 2 der Untersuchungen (mit regulärem Fahrzeugverkehr)

Der Schnitt wurde im Anschlussbereich der Trapezsteife nahe des QT-Stegs gesetzt, um einen Trennriss der Steife zu simulieren. Die Ausführung erfolgte wenige Zentimeter neben dem QT-Steg, die Anschluss-

naht selbst wurde nicht durchtrennt. Die Ausführung erfolgte zeitlich nach dem Zuschweißen des Schadens 2.5 (vgl. Abs. 5.2.5).

Ort: LR 8 (= TS 8), nahe QT 9, Durchtrennung gesamte Steife (siehe Bild 5-4)

Durchführung: Winkelschleifer ($t_{\text{Steife}} = 6 \text{ mm}$), frei Hand geführt

Zeitpunkt: 24.11.2023, ca. 08:00 Uhr

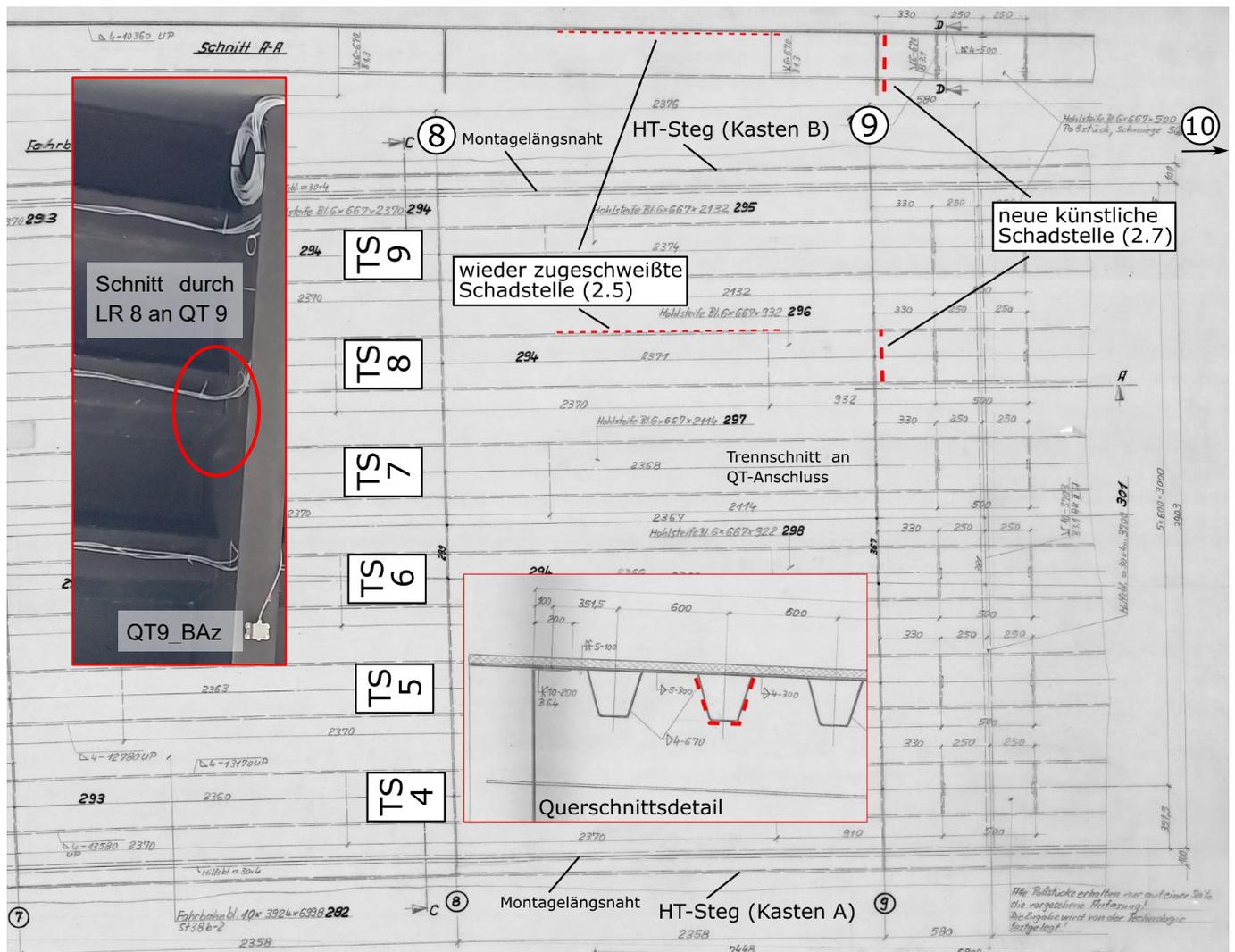


Bild 5-4 Planauszug der Fahrbahnplatte (Werkstattplan Nr. 13) mit künstlichem Querriss

Zeitlicher Ablauf der Versuche: 18.01.2024

- Tests ab ca. 10:08 Uhr
- 1. Durchlauf (ohne neuen Schaden) ab ca. 10:48 bis 11:19 Uhr
- Radlader-Überfahrten (hin und zurück) um ca. 11:20 Uhr
- Schadenseintrag Nr. 2.6 zw. 11:23 bis 11:35 Uhr
- Radlader-Überfahrten (hin und zurück) um ca. 11:37 Uhr (langsam)
- Radlader-Überfahrten (hin und zurück) um ca. 11:39 Uhr (schneller)
- 2. Durchlauf (inkl. Schaden 2.6) ab ca. 11:40 bis 12:08 Uhr
- Schadenseintrag Nr. 2.8 ab 12:13 Uhr
- Radlader-Überfahrten (hin und zurück) ab ca. 12:28 Uhr (schneller)
- 3. Durchlauf (inkl. Schaden 2.6 und 2.8) ab ca. 12:32 bis 13:02 Uhr
- Verladearbeiten des Shakers ab ca. 13:25 Uhr (mit Radlader)

5.2.10 Sensorpositionen

Die Auswahl der Sensoren und deren genaue Platzierung erfolgte in enger Abstimmung mit den Projektpartnern sbf Ingenieure und TU Dresden durch die GMG Ingenieurgesellschaft. Die Anordnung der Sensoren unterlag den folgenden Randbedingungen:

- Erreichbarkeit unabhängig vom Bahnbetrieb
 - über gesamte Brückenlänge für AP 1 nur innerhalb des Kastens B möglich
 - verdichtetes Messfeld für AP 2 im Bereich zwischen Widerlager und Rangiergleis (vgl. grüne Markierung in Bild 2-14)
- Kanalanzahl durch Messverstärker limitiert → sukzessives Zuschalten bestimmter, vorinstallierter Sensorik in verschiedenen Messkonfigurationen
- Sensorplatzierung anhand vorab festgelegter Schadensbilder/-orte

Grafische Darstellungen zu den angeordneten Sensoren befinden sich in Kapitel 5.2.

5.2.11 Zeitplan

Bild 5-6 fasst die wesentlichen Ereignisse des Messprogramms zusammen. Die vier Untersuchungsphasen sind in der Grafik markiert.

Jahr	2023																2024																					
Monat	August				September				Oktober				November				Dezember				Januar			Februar		März												
Woche	KW 31	KW 32	KW 33	KW 34	KW 35	KW 36	KW 37	KW 38	KW 39	KW 40	KW 41	KW 42	KW 43	KW 44	KW 45	KW 46	KW 47	KW 48	KW 49		KW 50	KW 51	KW 52	KW 1	KW 2	KW 3	KW 4	KW 5	KW 6	KW 7	KW 8	KW 9	KW 10	KW 11	KW 12	KW 13		
Datum				22.08.2023					29.09.2023			17.10.2023				08.11.2023		24.11.2023		05.12.2023	07.12.2023						18.01.2024								09.03.2024			
Ereignis				Beginn Install. zusätzl. Sensoren					zusätzliche Sensorik in Betrieb			Schnitt-Anschlussnaht LR (2.5)				Wasserbefüllversuch (2.2)		Durchtrennung Längsrippe (2.7)		Verkehrsverlegung auf TBW 2	Fräsversuche (2.3, 2.4)														Ausheben des Überbaus TBW 1			
Messphase	Phase 1								Phase 2				Phase 3				Phase 4																					

Bild 5-6 Zeitablaufplan mit wesentlichen Ereignissen (in Kalenderwochen)

5.3 Zusätzliche Anpassungen am Monitoring-System

Philipp Metsch, TUD

Um diesen Anforderungen zu genügen, wurden umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Sie verfolgten das Ziel Veränderungen des dynamischen Bauwerkverhaltens – insbesondere anhand eines veränderten Schwingverhaltens seiner Substrukturen – zu untersuchen. Die dafür notwendige, hohe örtliche Auflösung der erfassten Messdaten wurde durch eine Verdichtung des bestehenden Sensornetzwerkes erreicht. Dabei erfolgte die Ermittlung von Ausrichtung und Position der installierten Beschleunigungsaufnehmer simulationsgestützt. Letztlich wurden, im Einklang mit dem für die Untersuchungen erarbeiteten Strukturschädigungskonzept, 27 zusätzliche Sensoren zwischen den Querträgern 7 – 10 und den Trapezhohlsteifen 7 – 9 appliziert, vgl. Bild 5-7.

Da die Untersuchung von Strukturschwingungen des TBW 1 einerseits erhöhte Anforderungen hinsichtlich der Frequenzauflösung der verwendeten Beschleunigungsaufnehmer mit sich bringt, die Verdichtung des Sensornetzwerkes andererseits aber einen erheblichen Kostenfaktor für den Betrieb des Monitoring-systems darstellt, wurden im Rahmen vorbereitender Maßnahmen vergleichende Untersuchungen zwi-

schen bewährter Industrie-Sensortechnik und kostengünstigeren, MEMS-basierten Beschleunigungsaufnehmern durchgeführt. Die Durchführung des Vergleiches der betreffenden Sensoren erfolgte unter Laborbedingungen im Rahmen einer umfangreichen Messkampagne mithilfe eines servohydraulischen Prüfstandes. Wie in Bild 5-8 gezeigt, wurden die Sensoren zur Gewährleistung einer hohen Vergleichbarkeit der Messdaten auf eine gemeinsame Platte aufgebracht, welche an der Kolbenstange des Prüfzylinders befestigt ist. Der Betrieb des Prüfzylinders erfolgte in Wegregelung mit einer Reihe unterschiedlicher Anregungssignale: die Synchronität der Daten aller Sensoren wurde dabei durch die Verwendung eines externen Messverstärkers sichergestellt.

Im Ergebnis der Untersuchungen zeigt sich, dass zwei der drei untersuchten MEMS-Sensoren vor allem im Bereich höherer Frequenzen eine deutliche Tiefpass-Charakteristik aufweisen, welche mit intolerablen Amplitudenverfälschungen und Phasenverschiebungen einhergeht. Lediglich der letztlich für die am TBW 1 vorgenommenen Untersuchungen verwendete MEMS-Sensor ADXL354 2g/8g ist von diesem Verhalten nicht betroffen und liefert durchgehend Ergebnisse, die zu denen der Industrie-Sensoren vergleichbar sind, vgl. Bild 5-9. Eine Eignung des Sensors für die Verdichtung des Sensornetzwerkes ist damit uneingeschränkt gegeben.



Bild 5-7 Zur Verdichtung des Monitoringsystems zusätzlich installierte Beschleunigungsaufnehmer



Bild 5-8
 Untersuchte Beschleunigungssensoren (links)
 und Laborprüfstand zum Aufprägen
 der Beschleunigungssignale (rechts)

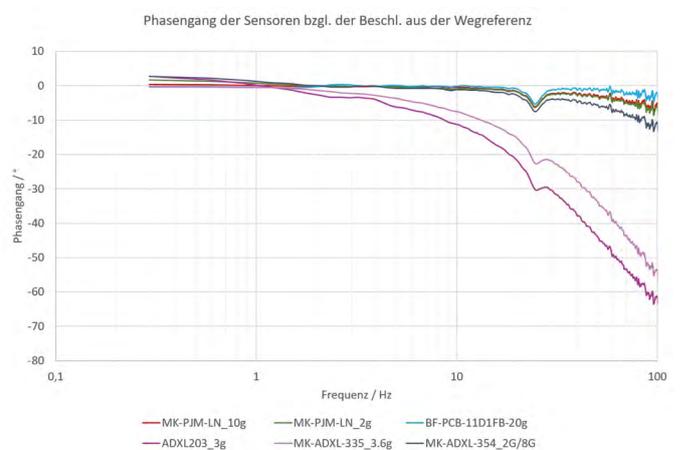
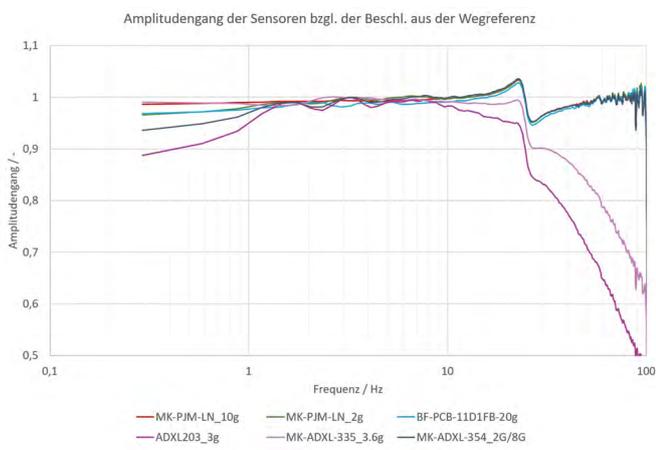


Bild 5-9 Amplituden- und Phasen-Frequenzgang zwischen gemessenen Beschleunigungssignalen und Referenzsignal bei Rauschanregung

5.4 Signalanalyse-Konzept

Philipp Metsch, TUD

Die Analyse der während der Messkampagnen aufgezeichneten Daten erfolgt gemäß einer Black-box-Beschreibung der Brücke als MIMO-System mit Eingängen \underline{x} und Ausgängen \underline{y} . Um mithilfe des Signalanalyse-Konzeptes auf schädigungsbedingte Änderungen des lokalen Schwingverhaltens von Brücken-Substrukturen schließen zu können, war eine Betrachtung geeigneter Kenngrößen im Frequenzbereich notwendig. Dazu eignet sich im Rahmen einer linearen Modellbeschreibung vor allem eine Ermittlung des diskreten Frequenzganges $\underline{H}(j\omega_n)$, welcher die Fourier-Transformierten $\underline{X}(j\omega_n)$ und $\underline{Y}(j\omega_n)$ von Ein- und Ausgangssignalen gemäß der Beziehung $\underline{Y}(j\omega_n) = \underline{H}(j\omega_n) \cdot \underline{X}(j\omega_n)$ miteinander verknüpft.

Für einfache Systeme gelingt eine Berechnung der Komponenten $H_{x_i y_j}$ der Frequenzgangmatrix bereits mithilfe der Kreuz- und Autoleistungsdichtespektren \underline{S}_{xy} bzw. \underline{S}_{xx} . Der dazu verwendete Zusammenhang

$$H_{x_i y_j}(j\omega_n) = \frac{S_{x_i y_j}(j\omega_n)}{S_{x_i x_i}(j\omega_n)}$$

für die Übertragungstrecke $x_i \rightarrow y_j$ berücksichtigt für komplexe MIMO-Systeme jedoch nicht die im Ausgangssignal y_j enthaltenen Einflüsse aller anderen Eingänge $x_p \forall p \neq i$. Den Ideen in der Literatur folgend ([Bendat & Piersol, 2010][Otnes & Enochson, 1978]) lässt sich mit

$$H_{x_i y_j}(j\omega_n) = \frac{\sum_{x_i} \underline{S}_{x_i y_j}(j\omega_n)}{\sum_{x_i} \underline{S}_{x_i x_i}(j\omega_n)}$$

jedoch eine adäquate, alternative Berechnungsvorschrift finden, in der anstelle der einfachen Leistungsdichtespektren, bedingte Leistungsdichtespektren verwendet werden, die den linearen Einfluss aller nicht betrachteten Eingänge der Übertragungstrecke $x_i \rightarrow y_j$ eliminieren. Die Berechnung der Elemente $\underline{S}_{x_i y_j}(j\omega_n)$ erfolgt mit der erweiterten Matrix der Leistungsdichtespektren, welche hier – abweichend von der in der Literatur gebräuchlichen Nomenklatur – vereinfachend mit $\underline{S}(j\omega_n)$ bezeichnet wird und sich mit der Bedingung $q \in \{1, \dots, m\}$; $q \neq i$ über die Darstellung

$$\underline{S}(j\omega_n) = \left[\begin{array}{cc|c} S_{y_j y_j} & S_{y_j x_i} & S_{y_j x_q} \\ S_{x_i y_j} & S_{x_i x_i} & S_{x_i x_q} \\ \hline S_{x_q y_j} & S_{x_q x_i} & S_{x_q x_q} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c|c} \underline{S}_{y_j y_j} & \underline{S}_{y_j x_i} \\ \underline{S}_{x_i y_j} & \underline{S}_{x_i x_i} \end{array} \right]$$

in die vier Submatrizen $\underline{S}_{y_j y_j}$, $\underline{S}_{y_j x_i}$, $\underline{S}_{x_i y_j}$ und $\underline{S}_{x_i x_i}$ unterteilen lässt. Während in der Literatur zumeist ein aufwändiger, rekursiver Algorithmus zur Bestimmung der bedingten Leistungsdichtespektren aus $\underline{S}(j\omega_n)$ vorgeschlagen wird [Bendat & Piersol, 2010], geben Otnes und Enochson in [Otnes & Enochson, 1978] eine geschlossene Lösungsformel an, in der sich die bedingten Leistungsdichten $\underline{S}_{x_i y_j}(j\omega)$ und $\underline{S}_{x_i x_i}(j\omega)$ aus den Elementen der Matrix der bedingten Leistungsdichten $\underline{S}(j\omega)$ mittels

$$\underline{S}(j\omega) = \underline{S}_{y_j y_j} - \underline{S}_{y_j x_i} \underline{S}_{x_i x_i}^{-1} \underline{S}_{x_i y_j} = \left[\begin{array}{c|c} \underline{S}_{x_i x_i} & \underline{S}_{x_i y_j} \\ \underline{S}_{y_j x_i} & \underline{S}_{y_j y_j} \end{array} \right]$$

ergeben. Damit sind alle Kenngrößen für die Analyse von Übertragungstrecken $x_i \rightarrow y_j$ gemäß der definierten Frequenzgangmatrix $\underline{H}(j\omega_n)$ und seiner Komponenten $H_{x_i y_j}(j\omega_n)$ bestimmt. Ergänzend lässt sich die partielle Kohärenz als reelles Maß für die lineare Abhängigkeit des Ausgangssignals y_j vom gewählten Eingangssignal x_i definieren. Sie kann mithilfe der bedingten Leistungsdichtespektren gemäß folgender Gleichung berechnet werden:

$$y^2 x_i y_j(f_n) = \frac{|\underline{S}_{x_i y_j}(j\omega_n)|^2}{\underline{S}_{x_i x_i}(j\omega_n) \cdot \underline{S}_{y_j y_j}(j\omega_n)}$$

5.4.1 Auswertung der eingetragenen Strukturschädigungen

Mit der abgeschlossenen Verdichtung des bestehenden Monitoring-Systems standen seit Ende September 2023 die, für eine Bewertung von erfassbaren Signaländerungen infolge eingebrachter Strukturschädigungen besonders relevanten, 27 zusätzlichen Beschleunigungssensoren zur Verfügung. Um den Ausgangszustand der Brücke zu erfassen, sowie eine korrekte Funktionsweise der applizierten Sensortechnik zu garantieren, erfolgte zunächst eine Sichtung der Ausgangsdaten sowie – für jede der eingebrachten Strukturschädigungen – die Festlegung einer geeigneten Referenzmessung. Unterschieden wurde

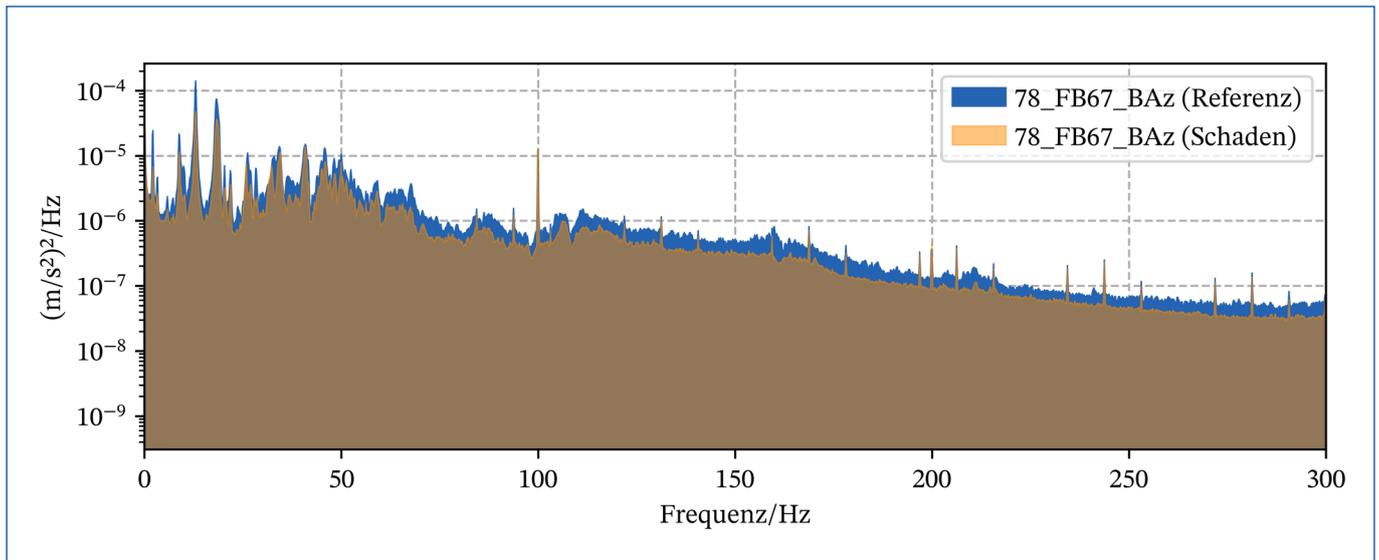


Bild 5-10 Spektrale Leistungsdichten des Fahrbahnanregungs-Sensors 89_FB89_BAz für die Messdaten vom 29.09.2023 (blau) und 01.10.2023 (orange)

dabei zwischen Schädigungen, welche bei laufendem Verkehr eingetragen wurden, sowie solchen, die nach der Umschwenkung des Verkehrs auf das TBW 2 erfolgten und damit eine zusätzliche, externe Erregung benötigten. Für erstere wurden 2 Messungen am 29.09.2023 und 01.10.2023 zur Hauptverkehrszeit betrachtet; bei Letzteren erfolgte die Aufzeichnung eines Referenzsignals unmittelbar vor Eintrag der Schädigungen durch Erregung des noch nicht weiter geschädigten Bauwerkes mit demselben Signal, wie nach dem Schadenseintrag. Die Auswertung der Referenzsignale erfolgte dabei gemittelt über eine Gesamtdauer von jeweils ca. 1 h Messdauer, vgl. Bild 5-10 für eine Darstellung der Leistungsdichtespektren der Referenzsignale bei laufendem Verkehr.



Bild 5-11 Vom Fahrbahndeckblech abgetrennte Trapezhohlsteife im Rahmen des Schadens 2.5

Für die bei laufendem Verkehr eingebrachten Strukturschädigungen soll im Folgenden beispielhaft das Auftrennen der Längsnaht zwischen Fahrbahnlängsrippe und Fahrbahnblech dienen. Der Schaden wurde am 17.10.2023 an der Trapezhohlsteife 8 zwischen den Querträgern 8 und 9 in das TBW 1 eingetragen und zeigte in den begleitend durchgeführten FE-Simulationen ein besonders hohes Potential zu einem veränderten Strukturschwingungsverhalten, da der erhöhte Freiheitsgrad des abgetrennten Teils der Steifen-Seitenwand zu einer signifikanten Verringerung der zugehörigen Strukturschwingungsfrequenzen führt. Eine Darstellung des eingebrachten Schadens ist Bild 5-11 zu entnehmen.

Als relevante Übertragungstrecken wurden vor allem die Zusammenhänge der Fahrbahnanregung am Sensor 89_FB89_BAz zu den Vertikal- und Querschwingungen der Trapezhohlsteife 8, welche mit den Sensoren 89_LR8_BAz und 89_LR8_BAy erfasst werden, identifiziert. Da die für die Querschleunigungen relevanten Sensoren im Rahmen der Verdichtung des Monitoring-Systems an der rissabgewandten Seite der Trapezsteife angebracht wurden, siehe Bild 5-7, bietet sich eine zusätzliche Betrachtung der Signale des Beschleunigungsaufnehmers 89_LR9_BAy der benachbarten Trapezhohlsteife 9 an.

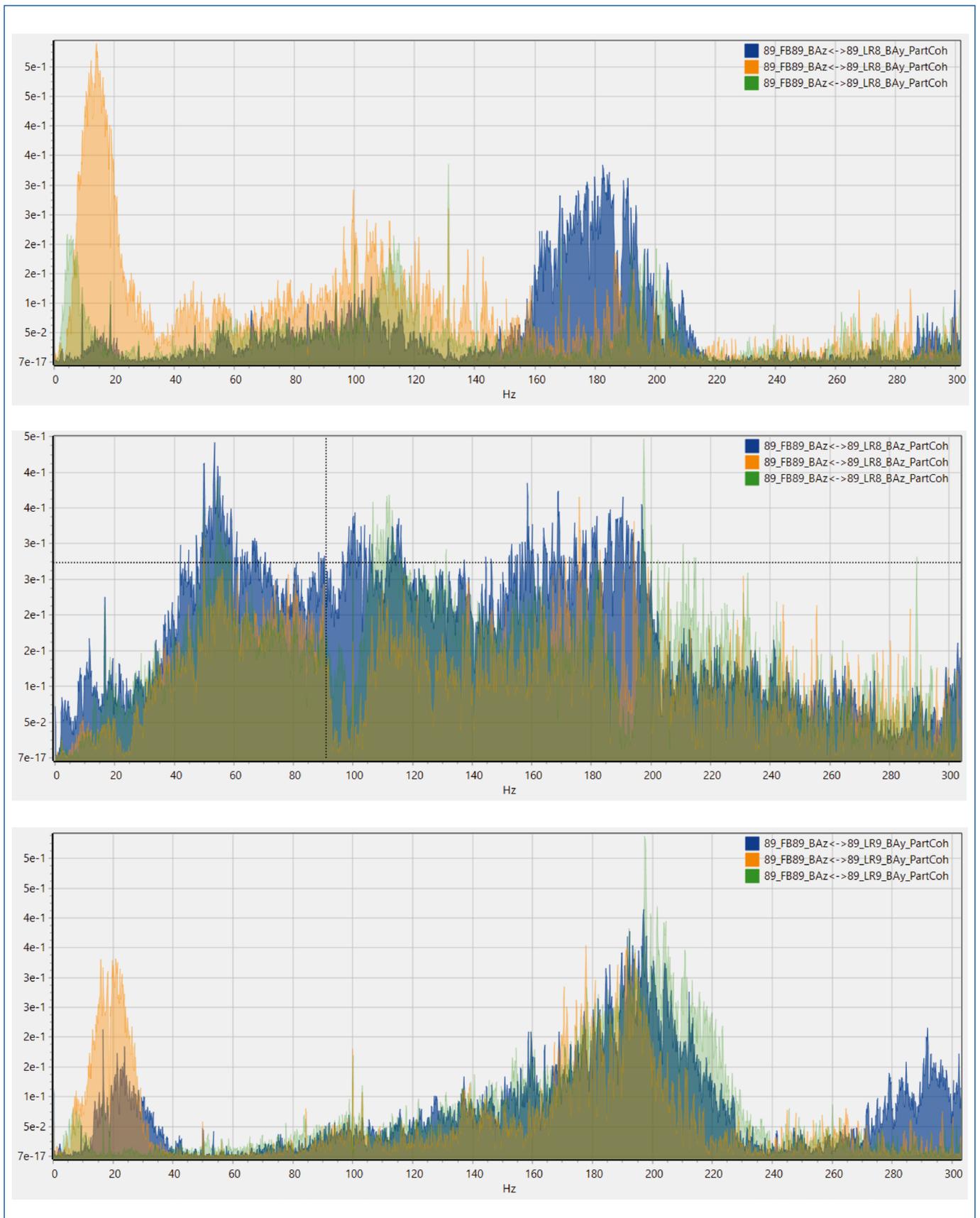


Bild 5-12 Partielle Kohärenzen bezüglich des Übertragungsweges des Eingangssensors 89_FB89_BAz zu den Ausgangssensoren 89_LR8_BAy, 89_LR8_BAz und 89_LR9_BAy für die Messdaten vom 29.09.2023 (blau), 18.10.2023 (orange) und 19.10.2023 (grün)

Wird eine Analyse der primären Übertragungsstrecke von der Fahrbananregung anhand des Sensorsignals 89_FB89_BAz zu den betrachteten Ausgängen vorgenommen, zeigt sich in Bild 5-12 folgende Besonderheit: Während die Übertragungsstrecke zum Sensor 89_LR9_BAy auf der risszugewandten Seite annähernd unverändert bleibt – die partielle Kohärenz ändert sich im Bereich zwischen 180 Hz – 200 Hz kaum – zeigen die Sensoren auf der rissabgewandten Seite einen Einbruch des Übertragungsverhaltens. Dieser kann darauf hinweisen, dass die Fahrbananregung, welche von der risszugewandten Seite her erfolgt, einen weniger dominanten Einfluss auf das Schwingverhalten der Strukturen auf der rissabgewandten Seite hat. Ein ähnliches Bild ergibt sich für das Übertragungsverhalten des Sensors 89_LR8_BAy im Bereich zwischen 90 Hz und 110 Hz. Angesichts der Tatsache, dass das Ausgangsniveau der partiellen Kohärenz hier jedoch ausgesprochen niedrig ist – partielle Kohärenzen von lediglich 0,4 deuten insbesondere für die erste Beobachtung darauf hin, dass das Verhalten der Ausgangskanäle bereits für die Referenzmessungen vom 29.09.2023 nicht vollständig durch die Fahrbananregung seitens des Sensors 89_FB89_BAz zu erklären ist – wirkt diese Beobachtung jedoch allenfalls vage.

Zwar lassen sich anhand der einzelnen Signale Unterschiede zwischen Ausgangs- und Schadensmessung feststellen, jedoch weichen diese bereits für die beiden Schadensmessungen voneinander ab. Damit ist davon auszugehen, dass eine aufgrund veränderter Anregungssituationen an den Messtagen (18.10.2023 und 19.10.2023) auch stark veränderte Systemantwort vorliegt. Im Rahmen des verwendeten Signalanalyse-Konzeptes lassen sich derartige Nichtlinearitäten jedoch nur hinreichend genau abbilden, wenn Messkampagnen in einem viel umfangreicheren Ausmaß vorgenommen werden: Einflüsse der Anregung auf die Systemantwort müssen in systematischer Art und Weise von den Einflüssen eines eingebrachten Schadens getrennt werden. Da eine solche Trennung mithilfe der vorliegenden Messdaten nicht vorgenommen werden kann – die Anregung durch den Verkehr erfolgte stochastisch und ohne vorgeschriebene Systematik – lässt sich hier lediglich feststellen, dass Änderungen der Signalverläufe in den Messdaten aufgrund der eingebrachten Schädigung durch-

aus erkennbar sind, jedoch eine Zuordnung zu einem genauen Schadensort oder sogar einem zugehörigen Schadensbild unmöglich erscheint.

Für die nach der Verschwenkung des Verkehrs auf das TBW 2 vorgenommenen Messungen, bei denen die Fahrbananregung mithilfe eines Unwuchterregers erzeugt wurde, ist die Ausgangslage eine bessere: Da die Anregungssituation vor und nach dem Eintrag des Schadens identisch ist, sind etwaige Probleme bezüglich einer Trennung von veränderter Anregung und ein durch Schadenseintrag verändertes Systemverhalten a priori ausgeschlossen. Alle erfassten Änderungen innerhalb der Signalanalyse sind ausschließlich einem veränderten Schwingverhalten der Brücke zuzuordnen.

Als relevanter Schadenseintrag wird im Folgenden der in Bild 5-13 dargestellte Längsschnitt des Fahrbanndeckbleches betrachtet. Dieser erfolgte am 18.01.2024, nachdem die Asphaltdecke vollständig abgetragen worden ist, im Bereich der Schweißnaht der Trapezhohlsteife 8. Für die Analyse von Veränderungen des Strukturschwingverhaltens wurden vor und nach dem Schadenseintrag Anregungen mithilfe des Unwuchterregers aufgebracht, welche zu Anregungsfrequenzen von bis zu 9,8 Hz bei einer vertikalen Kraftamplitude von maximal 6,6 kN führten.

Als Eingangskanal wurde beim vorliegenden Schaden der Sensor 78_FB67_BAz aufgrund seiner Lage in einer Achse mit, jedoch einigem Abstand zum Unwuchterreger definiert, während als betrachtete Ausgänge die in unmittelbarer Nähe zum Riss liegenden Sensoren 78_FB78_BAz, 78_LR8_BAz sowie 78_LR8_BAy verwendet wurden. Bereits eine Betrachtung der für die maximale Anregungsfrequenz erhaltenen Leistungsdichtespektren in Bild 5-14 zeigt, dass die Anregungssituation für die Analyse als wohldefiniert gelten kann: die Spektren des Eingangssensors 78_FB67_BAz weisen vor und nach dem Schadenseintrag über nahezu den gesamten Frequenzbereich von 0 Hz bis 300 Hz einen identischen Verlauf mit lediglich geringen Pegelunterschieden für einzelne Frequenzlinien auf. Die im Vergleich der Referenz- und Schadensmessungen für die Ausgangskanäle ersichtlichen Änderungen der Leistungsdichtespektren sollten damit einer sichtbaren Änderung des



Bild 5-13 Anregung des TBW 1 mithilfe eines an der Fahrbahn befestigten Unwuchterregers (links) und eingebrachter 1 m langer Längsschnitt des Fahrbahndeckbleches gemäß Schaden 2.6 (rechts)

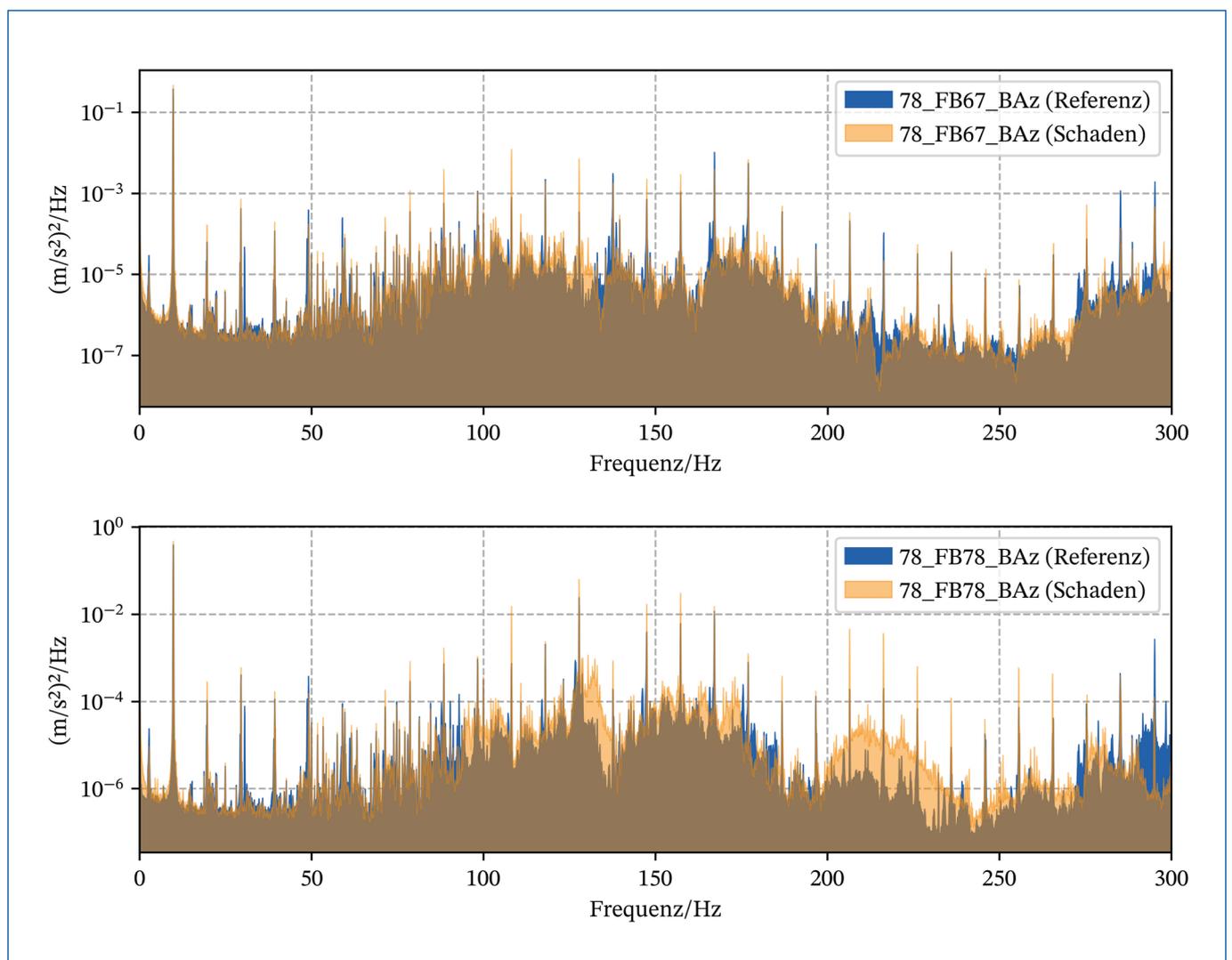


Bild 5-14 Leistungsdichtespektren des Eingangskanals 78_FB67_BAz und des Ausgangskanals 78_FB78_BAz bei maximaler Anregung für die Referenzmessung (blau) und nach Schadenseintrag (orange)

Strukturverhaltens entsprechen. Diese Aussage wird zusätzlich unterstützt, da alle Ausgänge – in Bild 5-14 ist beispielhaft der Sensor 78_FB78_BAz dargestellt – bei der Gegenüberstellung von Referenz- und Schadensmessung sowohl Bereiche mit einer erhöhten Anregung auf Seiten der Ausgangskonfiguration, als auch solche mit einem höheren Ansprechen im geschädigten Zustand aufweisen. Eine Verschiebung angeregter Frequenzbereiche infolge der eingetragenen Schädigung liegt damit Nahe.

Eine tiefgründigere Analyse des veränderten Signalverhaltens gelingt mithilfe der in Bild 5-15 dargestellten (partiellen) Kohärenzen für die Übertragungsstrecke vom Eingangssensor 78_FB67_BAz zum schon zuvor betrachteten Ausgangssensor 78_FB78_BAz. Anders als bei der Analyse der verkehrsbedingten Anregung für den zuvor betrachteten Schaden zeigt sich sofort, dass über einen großen Frequenzbereich eine hohe Kohärenz zwischen Eingang und Ausgang herrscht. Das Verhalten des Ausganges kann also im Rahmen eines linearen Modells größtenteils durch den Eingang beschrieben werden, ohne dass ausgeprägte Nichtlinearitäten sowie ein unbekannter Einfluss nicht bekannter/berücksichtigter Anregungssignale eine Rolle spielen. Aus der verwendeten Differenzdarstellung wird ersichtlich, dass signifikante Einbrüche der Kohärenz – wie teilweise bereits aus den PSDs ableitbar – vor allem im Bereich um 92 Hz und 212 Hz bis 218 Hz sowie in relativ schmalen Bändern um 134 Hz, 161 Hz und 166 Hz vorzufinden sind. Demgegenüber stehen, unter anderem, deutliche Erhöhungen des linearen Zusammenhangs zwischen Eingangs- und Ausgangssensor im Bereich um 129 Hz sowie 222 Hz.

Wird für eine unterstützende Bewertung einer möglichen Ursache des veränderten Systemverhaltens der zugehörige Amplituden-Frequenzgang in Bild 5-16 zurate gezogen, liegt die Vermutung nahe, dass es sich hierbei um eine schädigungsbedingte Verschiebung der angeregten Frequenzbereiche handelt: eine Identifikation als Strukturschaden, bei dem gemäß der begleitend durchgeführten dynamischen FE-Simulationen eine Verschiebung hin zu niedrigeren Frequenzen zu erwarten ist, erscheint zunächst nicht intuitiv, wirkt aber angesichts des zu Vergleichszwecken in Bild 5-17 zusätzlich dargestellten Amplituden-Frequenzganges der Übertragungsstrecke des Einganges 78_FB67_BAz zum benachbarten Ausgang 78_LR8_BAy folgerichtig. Auch eine genauere Eingrenzung des Schadensortes scheint anhand der aus Bild 5-17 ableitbaren Informationen möglich: da die Übertragungsstrecken zwischen Eingang und den die geschädigte Trapezsteife umgebenden Längsrippen 7 und 9 sehr viel kongruenter zur Ausgangsmessung liegen und ein – in einem großen Frequenzbereich – verringertes Ansprechverhalten aufweisen, ist eine Zuordnung des Schadens in der Bereich der Trapezhohlsteife 8 zwar nicht eindeutig, aber wahrscheinlich.

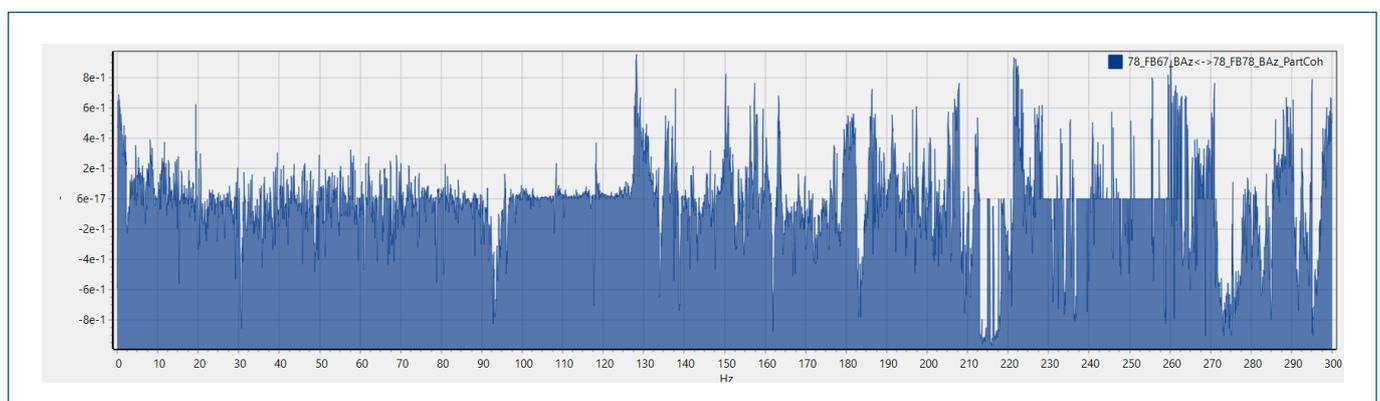


Bild 5-15 (Partielle) Kohärenz der Übertragungsstrecke 78_FB67_BAz 78_FB78_BAz. Differenzdarstellung zwischen Schadens- und Referenzmessung

5.5 Zusammenfassung und Ausblick

Philipp Metsch, TUD

Zusammenfassend ist damit festzustellen, dass die im Rahmen des Rückbaus von TBW 1 aufgenommenen Messdaten in Verbindung mit dem entwickelten Signalanalyse-Konzept, vor allem für die determinierten Anregungen nach der Verschwenkung des Verkehrs auf das TBW 2, eine Detektion von schadensbedingten Veränderungen des Strukturschwingverhaltens der Brücke zulassen und damit das hohe Potential von Methoden des Structural-Health-Monitorings an Brücken unter Beweis stellen.

Für eine Anwendung auf existierende Bauwerke in seiner jetzigen Form ist das vorgestellte Konzept jedoch noch nicht geeignet und bedarf daher weiterer Forschungsarbeiten. Insbesondere eine Charakterisierung des Einflusses der Bauwerksanregung auf das Strukturverhalten sowie eine grundlegende Klassifizierung unterschiedlicher Schadensarten, -orte und -ausprägungen sind im Rahmen dieser zusätzlichen Arbeiten von höchster Relevanz. Um das Analyse-Konzept dahingehend zu spezifizieren, dass nicht nur Veränderungen detektiert, sondern auch Aussagen über die zugrundeliegenden Schädigungen und wahrscheinliche Schadensorte getroffen werden können, bietet sich dabei zunächst eine abgeleitete Forschungsaufgabe anhand kleinerer Brückenmodelle mit signifikant erhöhter Sensordichte und Messdauer an. An ihnen lassen sich alle relevanten Effekte

zunächst grundlegend studieren und so Kenngrößen für eine sichere Schadensdetektion ableiten. Eine Übertragbarkeit auf existierende Bauwerke sowie eine nachgelagerte Entwicklung eines datengetriebenen Modells zur automatisierten Schadenserkenkung auf Basis von, beispielsweise, einer Mustererkennung, erscheint im Anschluss an diese grundlagenorientierten Arbeiten durchführbar.

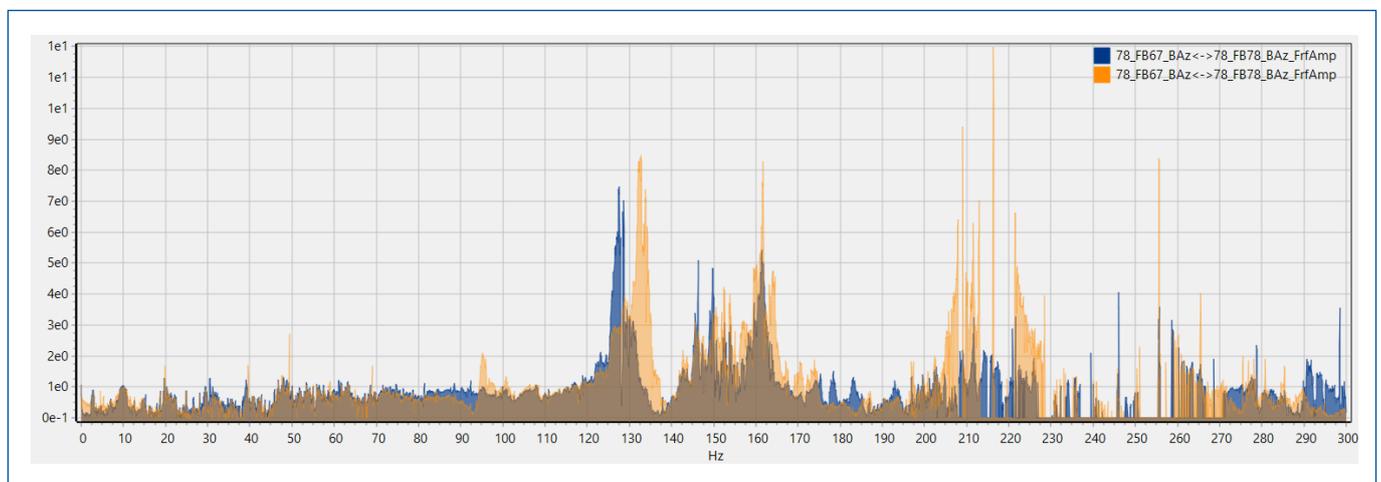


Bild 5-16 Amplituden-Frequenzgang der Übertragungsstrecke 78_FB67_BAz -> 78_FB78_BAz. Vergleich von Referenz- (blau) und Schadensmessung (orange)

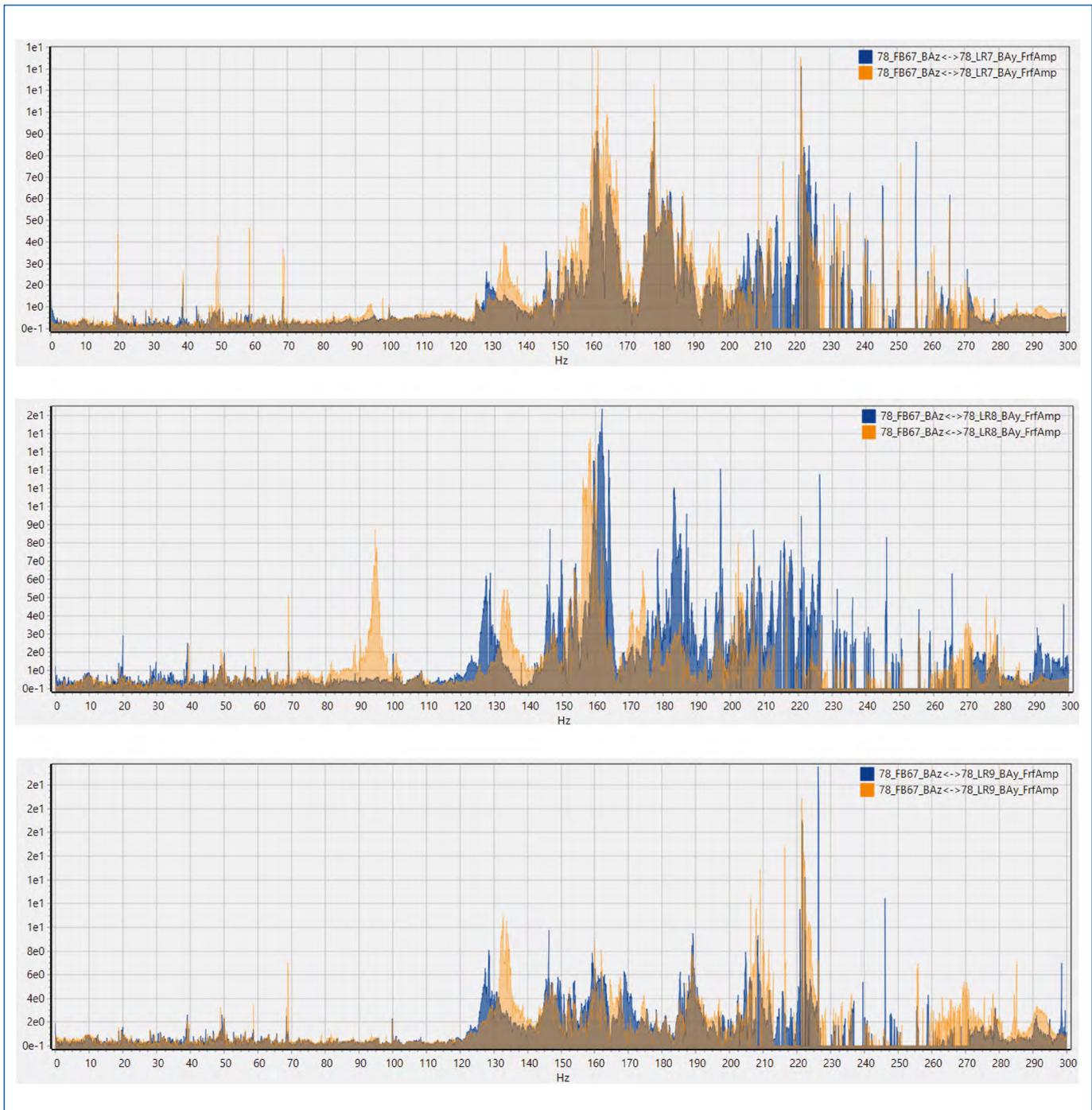


Bild 5-17 Amplituden-Frequenzgänge der Übertragungsstrecken 78_FB67_BAz 78_LR_X_BAy. Vergleich von Referenzmessung (blau) und Schadensmessung (orange)

5.6 Weitere Schädigungen

André Reichardt, GMG

5.6.1 Wasserbefüllung einer Trapezsteife

Mit Schadensnummer 2.2 wurde ein Schadensbild simuliert, wie es an Brückenbauwerken sehr häufig vorkommt: nicht einsehbare, dichtgeschweißte Hohlräume sind aus verschiedenen Ursachen mit Wasser gefüllt. Die Folge sind unentdeckte Korrosion und Strukturschwächungen. Ziel war es, verschiedene Methoden auf ihre Eignung zur Entdeckung der Wasserfüllung hin zu testen. Genutzt wurden eine Schallanalyse, die Beschleunigungssensoren an der Fahrbahn sowie thermografische Aufnahmen.

Die Schallanalyse basierte auf einfachster Sensorik handelsüblicher Smartphones und entsprechender Software auf dem Gerät. Mittels Anschlagen der gefüllten und ungefüllter Trapezsteifen mit einem Gummihammer wurden Schallereignisse erzeugt. Die Auswertung der Töne führte jedoch nicht zu eindeutigen Ergebnissen und wurde nicht intensiver verfolgt.

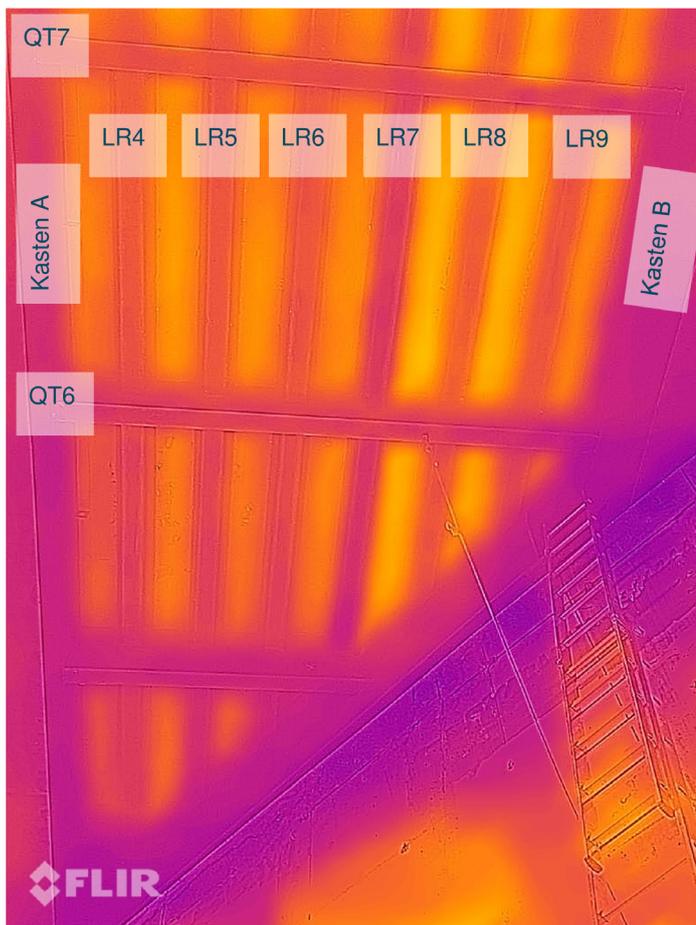
Die Beschleunigungssignale ließen erwarten, dass eine Frequenzverschiebung nach der Wasserbefüllung zu erkennen sein würde. Die Frequenzspektren zeigten jedoch keine klaren Unterschiede. Zum einen ist festzustellen, dass die Fahrbahntafel, im durch Fahrzeugverkehr auf der Brücke angeregten Frequenzbereich, noch keine Eigenfrequenzen einzelner Längssteifen aufweist, sondern dass hier immer gemeinsame Eigenformen vorliegen. Auf die gesamte Fahrbahntafel jedoch ist die Auswirkung der Füllung lediglich einer Steife marginal und somit schwer identifizierbar. Zum anderen wurden in der Auswertung nicht die tiefgründigeren Analysen mittels partieller Kohärenzen (vgl. Kapitel 5.1) angewandt, die ggfs. Frequenzverschiebungen auffinden ließen.

Als dritte Methode kam die Thermografie zum Einsatz. Im Sinne einfacher, kostengünstiger und leicht verfügbarer Technik wurde auch hier ein handelsübliches Smartphone eingesetzt, welches neben der Fotokamera ein zusätzliches Thermo-

grafiegerät enthält. Es zeigte sich, dass trotz der für den Versuch ungünstigen Witterung im November (geringe Sonneneinstrahlung) und damit geringer Temperaturdifferenzen zwischen den Bauteilen deutliche Unterschiede zwischen der befüllten und den benachbarten Trapezsteifen zu erkennen sind. Der Versuchsablauf bestand aus der Befüllung am 08.11.2023 ab ca. 13:11 Uhr (vollständige Füllung ab ca. 14:00 Uhr) und dem Wiederablassen des Wassers am 09.11.2023 um ca. 12:00 Uhr. Es wurden insgesamt ca. 450 Liter kaltes Wasser aus dem öffentlichen Netz eingespeist (Druckleitung). Wegen vorhandener Montagedichtschotte innerhalb der Steifen war die Befüllung vom Bauwerksende her nur bis kurz hinter dem QT 9 möglich, so dass insgesamt vier Fahrbahnblech-Felder ab dem Widerlager Seite Brandenburg gefüllt waren. In Bild 5-18 werden zwei Thermografie-Fotos vom Bauwerk dargestellt (Blickrichtung gegen das Widerlager Seite Brandenburg, Untersicht).

Die dunkleren, violetten Farbtöne stellen tiefere Temperaturen dar; gelb steht für die höchsten Temperaturen innerhalb des Bildes. Anhand der gegebenen Bauteiltemperaturen aus Bild 5-18 zeigt sich, wie klein die Temperaturdifferenzen innerhalb des betrachteten Bildausschnitts des Bauwerks ausfielen. Dennoch lässt sich die gefüllte Trapezsteife Nr. 7 deutlich von den benachbarten Längssteifen unterscheiden. Beide Beispielbilder zeigen Aufnahmen, in denen die Steife Nr. 7 kälter als die umgebenden Fahrbahnbauteile war. Zum Zeitpunkt des Einfüllens war das Wasser aus dem öffentlichen Netz, wie zu erwarten, kälter. Am folgenden Tag mittags konnte sich das Bauwerk aus der kalten Phase nachts bereits wieder erwärmen, wobei die wassergefüllte Steife aufgrund des Mehrbedarfs an Wärme bei der absoluten Temperatur noch hinter den übrigen Fahrbahnbauteilen hinterherhinkte und dementsprechend ca. 1 K kälter war. Das nachfolgende Bild 5-19 zeigt die umgekehrte Situation in den Abendstunden des 08.11.2023 (wegen der vorherrschenden Dunkelheit ist das überblendete Lichtbild nicht scharf).

Die wassergefüllte Steife ist wieder gut zu erkennen, die Temperaturdifferenz zu den Nachbarsteifen liegt erneut bei ca. einem Kelvin.



08.11.23, 13:16 Uhr (nach 5 min)

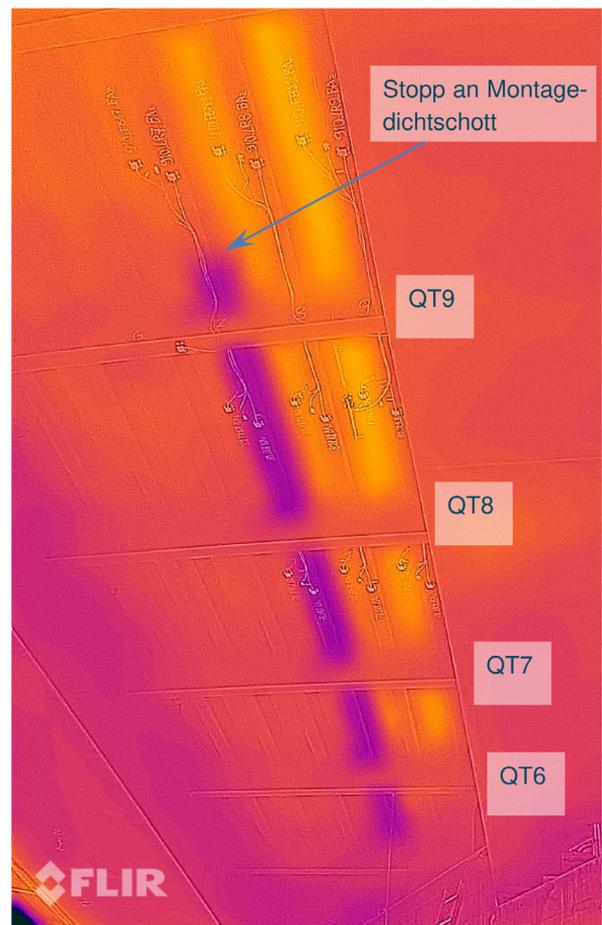
$$T_{\text{Steife}} \approx 12,2^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\text{Nachbarsteife}} \approx 12,6^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\text{Fahrbahnblech}} \approx 14,0^{\circ}\text{C} (= \text{Maximalwert})$$

Bild 5-18 Thermografiebilder am 08. und 09.11.2023, jeweils mittags

Die Auswertung des Versuchs Nr. 2.2 hat gezeigt, dass mit vergleichsweise günstiger Technik eine einfache Bewertung hinsichtlich der Temperaturunterschiede an Bauteilen erfolgen kann, welche Hinweise auf wassergefüllte Hohlräume darstellen können. Trotz kleiner Temperaturdifferenzen ist eine eindeutige Zuordnung der befüllten Steife möglich gewesen. Der Versuch beinhaltet einen vollgefüllten Steifenquerschnitt; bei realen Schadensfällen werden vermutlich eher geringer ausgefüllte Hohlräume anzutreffen sein. Dennoch kann bei entsprechend günstiger Witterung (z. B. starke Sonneneinstrahlung am Morgen nach kühler Frühjahrsnacht) eine einfache Lokalisierung von Schadensfällen erfolgen. Diese Art der thermografischen Begutachtung eines Bauwerks kann somit schnell



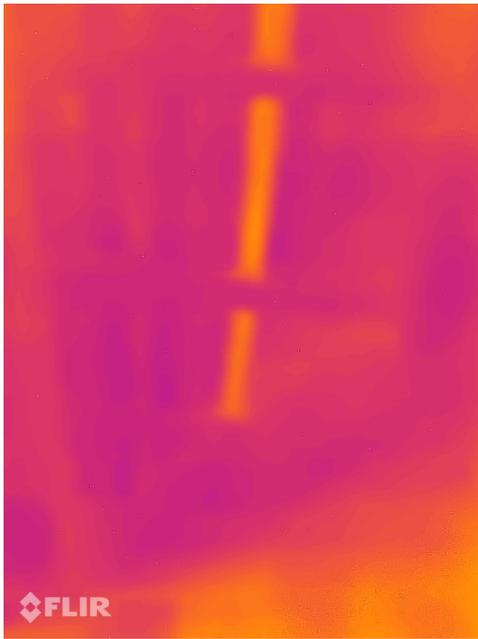
09.11.23, 11:43 Uhr (Tag 2)

$$T_{\text{Steife}} \approx 9,9^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\text{Nachbarsteife}} \approx 11,0^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\text{Fahrbahnblech}} \approx 12,0^{\circ}\text{C} (= \text{Maximalwert})$$

und kostengünstig eingesetzt werden und der Auffindung wassergefüllter Hohlsteifen oder -kästen dienen, bevor aufwändigere Maßnahmen (z. B. Anbohren) getroffen werden.



08.11.23, 17:46 Uhr

$T_{Steife} \approx 12,6^{\circ}C$ (Maximalwert)

$T_{Nachbarsteife} \approx 11,5^{\circ}C$

$T_{Fahrbahnblech} \approx 11,2^{\circ}C$



08.11.23, 17:49 Uhr (Blickrichtung quer zur Fahrbahn)

$T_{Steife} \approx 12,0^{\circ}C$ (Maximalwert)

$T_{Nachbarsteife} \approx 11,0^{\circ}C$

$T_{Fahrbahnblech} \approx 10,8^{\circ}C$

Bild 5-19 Thermografiebilder am 08.11.2023, abends

6 Arbeitspaket 3: Schweißtechnische Untersuchungen

Christoph Gajda, SLV Halle

Die werkstofftechnischen Untersuchungen hatten das Ziel, zum einen die werkstofftechnischen Besonderheiten des Bauwerkes zu charakterisieren und zum anderen die Beanspruchbarkeit gegenüber statischer und zyklischer Last unter Berücksichtigung der schweißtechnischen Ausführung sowie möglicher Ertüchtigungsmethoden zu bewerten.

Der Untersuchungsumfang setzte sich wie folgt zusammen:

- Schweißbeignungsuntersuchungen an ausgewählten Stellen (siehe [Untersuchungsbericht SLV: 2025])
- Ermüdungsfestigkeitsuntersuchungen in Form von Wöhlerlinien an drei ausgewählten Kerbdetails

6.1 Untersuchungskonzept

Bei dem am Bauwerk verwendeten Werkstoff handelt es sich nach gegenwärtigem Verständnis um einen historischen, nicht mehr dem aktuellen Regelwerk entsprechenden und möglicherweise alterungsversprödeten unlegierten Baustahl, dessen Hersteller und Erzeugungsart nicht weiter definiert sind. Die damit verbundenen Eigenschaftsveränderungen sowie die werkstofftypischen Merkmale bewirken eine besondere Beachtung hinsichtlich der Abschätzung der Gefahr von Sprödbrüchen, insbesondere bei der schweißtechnischen Reparatur von Ermüdungsschäden. Eine zentrale Rolle nehmen dabei die Untersuchungen auf die Neigung zum Terrassenbruch bei Beanspruchung in Dickenrichtung sowie auf versprödungsinduziertes vermindertes Rissauffangvermögen ein. Demzufolge bestehen die werkstofftechnisch-analytischen Untersuchungen zunächst auf Schweißbeignungsprüfungen, wel-

che zerstörend am Restmaterial aus unterschiedlichen Bereichen durchgeführt werden. Darüber hinaus gilt es zu klären, ob und wie der Werkstoff auf eine schweißtechnische Verarbeitung reagiert und welche besonderen Vorkehrungen dabei möglicherweise zu treffen sind. Zusätzlich können mechanisch-technologische Kennwerte aus den Untersuchungen abgeleitet werden, welche für den statischen und ermüdungstechnischen Standsicherheitsnachweis von Nutzen sind.

Gleichzeitig sollten durch metallographisch-fraktographische Untersuchungen geklärt werden, welchen möglichen Ursprung detektierte Bauwerksschäden haben und welche Empfehlungen es für eine fachgerechte Instandsetzung gibt.

Weiterhin sollten durch Ermüdungsfestigkeitsuntersuchungen in Form von Wöhlerlinien der Widerstand des Werkstoffes an ausgewählten Schweißverbindungen gegenüber zyklischer Beanspruchung unter Berücksichtigung der gegebenen Kerbfälle charakterisiert werden. Dazu war es notwendig, an ausgewählten Schweißbaugruppen entsprechende Proben zu entnehmen und im Wöhlerversuch zu untersuchen. Im Ergebnis konnten dadurch die Restnutzungsdauer des gegebenen Kerbfalls bestimmt werden, wenn ein Vergleich mit real am Bauwerk ermittelten Beanspruchungskollektiven erfolgte.

Die Untersuchungen wurden am rückgebauten TBW 1 durchgeführt.

Der Untersuchungsumfang setzte sich wie folgt zusammen:

- Schweißbeignungsuntersuchungen an ausgewählten Stellen (siehe [Untersuchungsbericht SLV: 2025])

- Ermüdungsfestigkeitsuntersuchungen in Form von Wöhlerlinien an drei ausgewählten Kerbdetails
- Bewertung der Restnutzungsdauer für ausgewählte Kerbfälle

Das Vorgehen der Untersuchungen wird im Folgenden kurz dargestellt:

- Erstellung eines Probenplanes gemäß Versuchsmatrix
- Probennahme für Schweißleistungsuntersuchungen an ausgewählten Stellen
- Bestimmung der chemischen Zusammensetzung mittels optischer Funkenemissions-spektrometrie (F-OES)
- Ermittlung der mechanisch-technologischen Eigenschaften im Zugversuch in Längs- und Querrichtung sowie durch Härteprüfungen
- Bewertung des Mikrogefüges im metallographischen Mikroschliff
- Bewertung des Makrogefüges im Makroschliff
- Ermittlung des Versprödungsgrades des Werkstoffes im Kerbschlagbiegeversuch bei unterschiedlichen Temperaturen (ggf. Ermittlung der Übergangstemperatur)
- Fraktographische Untersuchungen im Rasterelektronenmikroskop (REM) zur Ermittlung der Ursache detektierter Strukturschäden
- Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit im Wöhlerversuch an zwei Kerbfällen (parallel zu dort gemessenen Beanspruchungen) im Perlschnurverfahren

Mit dem hier beschriebenen Vorgehen der Untersuchungen sollten die folgenden Schlussfolgerungen zum Bauwerk sowie zum verwendeten Werkstoff getroffen werden können:

- Ermittlung der Stahlsorte, Erschmelzungsart und Vergießungsart (Flussstahl, unberuhigt / beruhigt vergossen)
- Untersuchung auf Anisotropie der Festigkeitseigenschaften
- Auffinden von Seigerungszone(n), FRY'schen Kraftwirkungsfiguren, Oxid- und Sulfidzeiligkeiten
- Beurteilung des Alterungs-/Versprödungsgrades sowie Ermittlung der Übergangstemperatur, falls vorhanden
- Beurteilung der Schweißleistung (prinzipiell schweißgeeignet, bedingt schweißgeeignet, nicht schweißgeeignet)

Eine Übersicht der gesamten Beprobung enthält Tabelle 6-1. Die Erläuterung der Probenbezeichnung ist dem ausführlichen Untersuchungsbericht der SLV Halle GmbH zu entnehmen.

Eine detaillierte Beschreibung der Untersuchungsumfänge ist nachfolgend gegeben. Hierbei ist zu bemerken, dass nicht alle Positionen realisierbar waren. So konnten beispielsweise keine Proben aus dem unteren Bereich des Hohlkastens b entnommen werden, da dieser zum Zeitpunkt der Beprobung nicht zugänglich war (ausgehobene Brücke lag auf dem Hohlkasten).

Pos. 01 - Ermüdungsuntersuchungen FAT_01

Die zu untersuchenden Schweißverbindungen betreffen den Kreuzungsstoß zwischen Untergurt des Querträgers (QT-UG) und dem Steg des Hauptträgers (HT-Steg; Bild 6-1). Insbesondere die schweißtechnische Ausführung und die teilweise hohe Ausnutzung mit potenzieller Rissgefahr stehen hier im Fokus. Gemäß DIN EN 1993-1-9 [DIN EN 1993-1-9 2010] ist für diese Stoßart eine FAT-Klasse mit einer Schwingbreite von 36 MPa angegeben.

Zu beachten ist die Zugänglichkeit zur Beprobung im Zuge des Rückbaus. Hier sollten idealerweise 200 – 300 mm freies Ende am Querträger verbleiben. Auf der Gegenseite stand die Blechlänge von 250 mm als Einspannung zur Verfügung. Bild 6-2 verdeutlicht die Probenlage exemplarisch. Pro QT-Anschluss konnten maximal 2 Proben entnommen werden, sodass nach Aushub 6-7 QT-HT-Stöße für die Probenentnahme vorbereitet werden mussten.

Pos. 02 - Ermüdungsuntersuchungen FAT_02

Diese werkstofftechnische Untersuchung betrifft den Eckstoß zwischen Fahrbahnplatte und Längsrippen-Trapezhohlsteife (LR). Hier kommt es im Betrieb zu Anrissen im oberen Bereich (Deckblech zur Fahrbahnseite), die aus den Verformungen der Fahrbahnplatte infolge Verkehrsbelastung resultieren. Ein weiterer Aspekt kann in der messtechnischen Erfassung

Tabelle 6-1 Probenbezeichnungsplan

Position	Beschreibung	Untersuchungen	Proben Nr.
01-1	Kreuzstoß QT-UG an HT-Steg (→ FAT_01)	Schwingversuche à 12 Proben	M24-015-01-1-F1...F12
01-2		Schweißseignung an BI 10 (UG-QT15)	M24-015-01-2-A1
01-3		Schweißseignung an HAT-b	M24-015-01-3-S1 M24-015-01-3-A1
02-1	Eckstoß LR_b an FB-Platte (→ FAT_02)	Schwingversuche à 12 Proben	M24-015-02-1-F1...F12
02-2		Schweißseignung an Fahrbahnplatte	M24-015-02-2-S1 M24-015-02-2-A1 M24-015-02-2-H1 M24-015-02-2-Z1...Z3 M24-015-02-2-K1...K9
02-3		Schweißseignung an LR_b	M24-015-02-3-S1 M24-015-02-3-A1 M24-015-02-3-H1 M24-015-02-3-Z1...Z3 M24-015-02-3-K1...K9
03-1	Stoß Querträger-Steg und Längsrippen-Unterblech im Bereich des Hohlkastens „b“ (→ FAT_03)	Schwingversuche à 12 Proben	M24-015-03-1-F1...F12
03-2		Schweißseignung an QT Steg	M24-015-03-2-S1 M24-015-03-2-A1 M24-015-03-2-H1 M24-015-03-2-Z1...Z3 M24-015-03-2-K1...K9
03-3		Schweißseignung an LR_b	M24-015-03-3-S1 M24-015-03-3-A1 M24-015-03-3-H1 M24-015-03-3-Z1...Z3 M24-015-03-3-K1...K9
06	Detail_03 Schweißverbindung unter Verkehr hergestellt	Metallographische Schweißnahtbewertung mit GW- Analyse	M24-015-06-S1 M24-015-06-S2 M24-015-06-A1 M24-015-06-A2
07	Untersuchung am St 38 Bodenblech HKa, QT1	Makro- und Mikroschliffe, chemische Analyse	M24-015-07-S1 M24-015-07-S2 M24-015-07-A1 M24-015-07-A2

der Beanspruchungen mittels Bauwerkmonitoring gesehen werden, so sind im Hohlkasten „b“ DMS-Rosetten zur Bestimmung der Hauptspannungsrichtung appliziert worden. Im EC3 entspricht der sich ergebende Stoß der FAT-Klasse mit einer Schwingbreite von 50 MPa. Bild 6-3 zeigt die beabsichtigte Stelle der Beprobung.

Zu beachten ist, dass alle Proben die gleichen Werkstoffkombinationen aufweisen. Wenn bspw. bei der Beanspruchungsmessung die Kombination St 37 (Fahrbahn) – St 52 (Trapezsteife LR) vorlag, so sollte auch ausschließlich eine solche Kombination zur Prüfung kommen. Die prüftechnische Umsetzung erfolgte durch Aufbringen eines Biegemomentes (siehe Prüfbericht SLV). Die Abstimmung über die prüftechnische Umsetzung dieses Kerbfalls erfolgte in enger Absprache mit der Ingenieurgesellschaft GMG GmbH, die auch die Beanspruchungsmessung durchgeführt hat.

Pos. 03 - Ermüdungsuntersuchungen FAT_03

Diese Untersuchungen stellen eine veränderte Variante von FAT_02 dar und beabsichtigten die Prüfung des Stoßes zwischen Längsrippe-Unterblech und Querträger-Steg (Bild 6-4). Pro LR konnten jeweils 3 Schwingproben gewonnen werden. Es wurden insgesamt 6 Längsrippen für die Untersuchungen herangezogen.

Pos. 04 und Pos. 05 – Detailuntersuchungen 1 und 2 an detektierten Dopplungen – konnten nicht umgesetzt werden

Pos. 06 – Detailuntersuchungen 3 an unter Verkehr hergestellten Reparaturschweißungen

Mittels metallographisch-analytischer Untersuchungsmethoden sollte eine Reparaturschweißung beurteilt werden, die unter laufendem Verkehr hergestellt wurde. Dabei standen die Bestimmung der Grundwerkstoffe, die Ausführung der Naht sowie mögliche innere Unregelmäßigkeiten im Fokus. Vorgesehen waren sowohl Makro- als auch Mikroschliffpräparationen.

Pos. 07 – Grundwerkstoffuntersuchung am St 37

Da die orthotropen Fahrbahnplatten aus einer deterministischen Mischung aus Werkstoffen der Sorte St 37 und St 52 hergestellt wurden und die Kerbfalluntersuchungen durchweg einen Stahl der Sorte St 52 voraussetzten, sollten metallurgisch-analytische Untersuchungen an Komponenten aus St 37 durchgeführt werden. Hierzu wurden ausgewählte Bereiche der Fahrbahnplatte aus dem Bereich Hohlkasten a – QT 1 untersucht.

6.2 Fotografische Dokumentation



Bild 6-1
Übersichtsaufnahme über die Probenlage für FAT_01 (angrenzende Fügepartner für Schweißseignungsuntersuchungen vorgesehen)

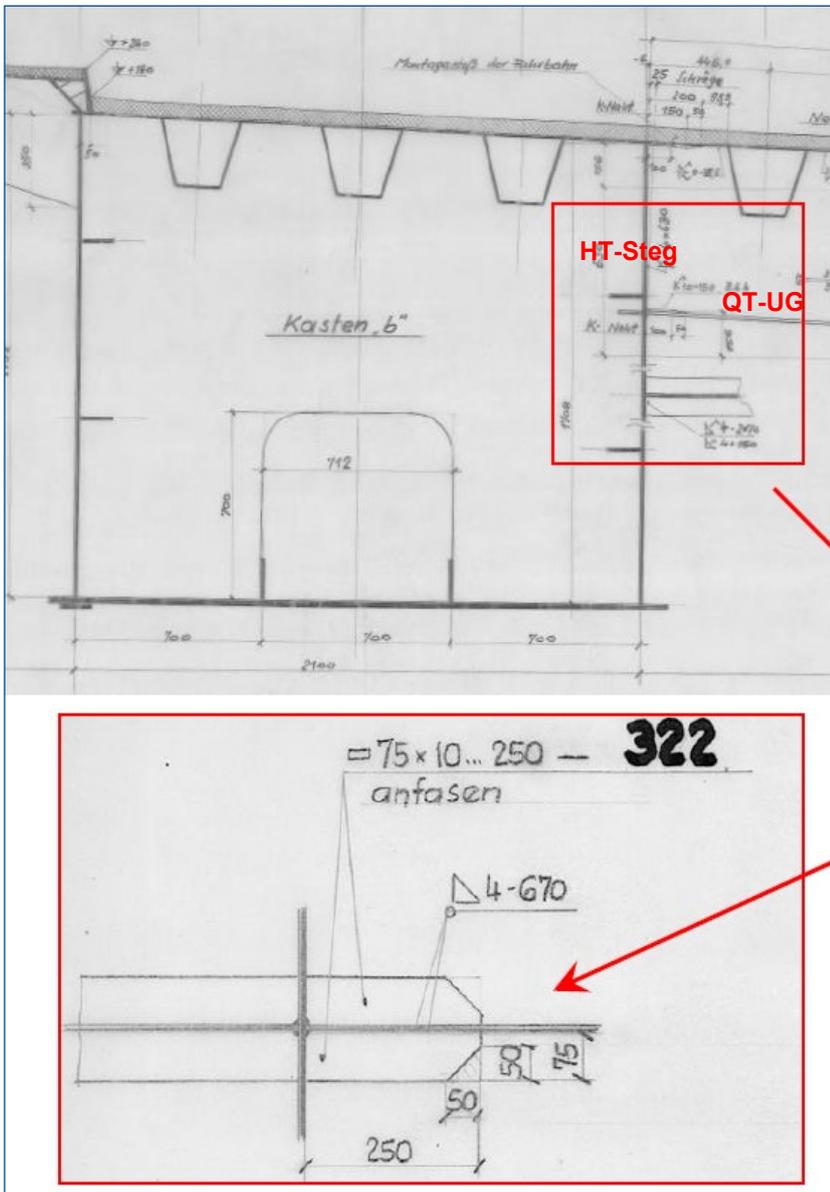


Bild 6-2
Detail der Position von Stoß FAT_01
(Bild: GMG)



Bild 6-3
Übersichtsaufnahme über die Probenlage für FAT_02 (angrenzende Fügepartner für Schweißbeignungsuntersuchungen vorgesehen)



Bild 6-4
Übersichtsaufnahme über die Probenlage für den FAT_03 (angrenzende Fügepartner für Schweißbeignungsuntersuchungen vorgesehen)

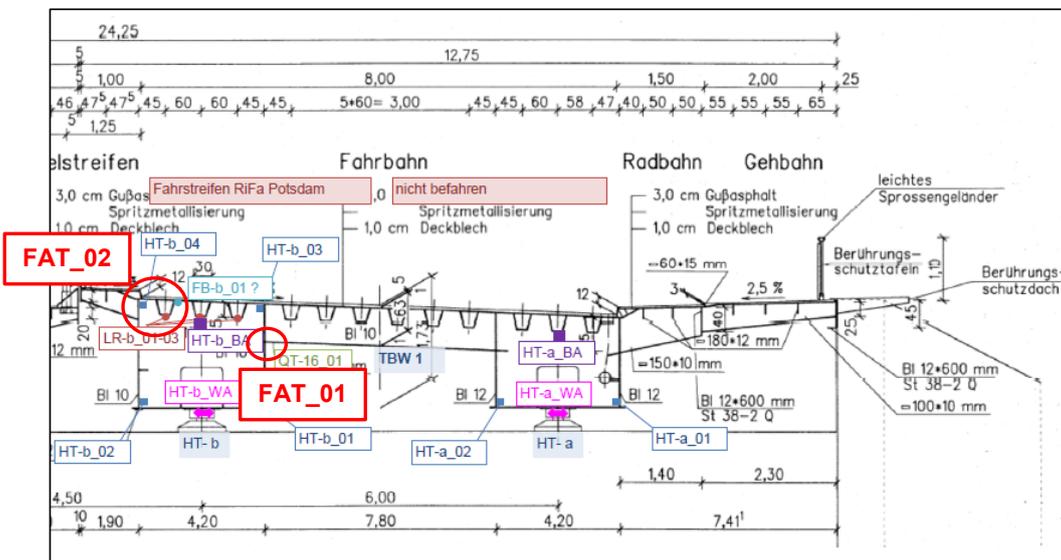


Bild 6-5
Lage der im Schwingversuch zu untersuchenden Kerbfälle für das TBW 1

6.3 Ergebnisse der werkstofftechnischen Untersuchungen

Die Untersuchungen der Grundwerkstoffe lassen sich wie in Tabelle 6-2 dargestellt zusammenfassen.

Gemäß diesen Ergebnissen kann zusammengefasst werden, dass fast durchgängig Grundwerkstoffe der Sorten St 52-3 bzw. St 42-3 nach TGL 7960 verwendet wurden. Das bedeutet, dass die Halbzeuge für die Schweißbaugruppen des Unterbaus sowie der orthotropen Fahrbahnplatten im normalisierten bzw. nachträglich normalgeglühten Zustand vorlagen (siehe Bild 6-6). Die Vergießungsart war mindestens beruhigt vergossen, in Fällen der Verwendung von St 52-3 teilweise auch besonders beruhigt. Die Schweißseignung wird auf Grundlage dieser Untersuchungen für die geprüften Werkstoffe als „bedingt“ eingeschätzt, da folgende Sachverhalte gelten:

- Für die Werkstoffe existiert kein gültiger Hersteller im Sinne der aktuellen europäischen Bauprodukteverordnung
- die Werkstoffe liegen im gealterten Zustand vor

- die Werkstoffe haben einen teilweise kritischen Kohlenstoffgehalt oder ein kritisches CEV und müssen ggf. vorgewärmt werden
- die Werkstoffe weisen eine starke Sulfidzeiligkeit auf, unabhängig von Stahlsorte und Vergießungsart (Terrassenbruchgefahr, Bild 6-7).

Eine generalisierte Aussage zur Schweißseignung der verwendeten Werkstoffe kann nicht getroffen werden. Im Allgemeinen lässt sich jedoch zusammenfassen, dass die Werkstoffe den zeittypischen Anforderungen der 1970er Jahre entsprechen und im Gegensatz zu anderen zeitgenössischen Stählen durchaus mit aktuellen Werkstoffen vergleichbar sind. So ist insbesondere das Makrogefüge durchweg frei von Seigerungen oder auf Alterungsvorgänge zurückzuführende Kraftwirkungsfiguren. Im Zuge einer schweißtechnischen Verarbeitung zu Reparaturzwecken kann daher von einer geringen Sprödbruchgefahr ausgegangen werden, wenn Schweißzusätze verwendet werden, die ein zähes Schweißgut ergeben (z. B. basisch umhüllte Stabelektroden) sowie Beanspruchungen in Dickenrichtung vermieden werden. Eine Vorwärmung von ca. 120°C wird empfohlen. Reparaturschweißungen sind durch Arbeitsproben (z. B. in Anlehnung an DIN EN 15 613) zu verifizieren.

Tabelle 6-2 Ergebnisübersicht der Schweißseignungsuntersuchungen

Pos.	Bauteil	Stahlsorte nach TGL 7960	Vergießung	Schweißseignung	Streckgrenze R_e [N/mm ²]	Bruchdehnung A_5 [%]	Kerbschlagarbeit KV [J] bei -20°C
01-2	QT-UG_b (QT15)	St 52-3	FN	bedingt	-	-	-
01-3	HT-Steg_b	St 52-3	FF	bedingt	-	-	-
02-2	FB_b	St 52-3	FF	bedingt	376	27	52
02-3	LR_b	St 52-3	FF	bedingt	389	28	51
03-2	QT-Steg	St 52-3	FN	bedingt	287	33	25
03-3	LR_b	St 42-3	FN	bedingt	284	32	57
06	LR 8 (QT8-9)	-	-	bedingt	-	-	-
07	Blech HK-a, QT1	St 38 oder St 38-3*	FN	bedingt	291	33	54

* entspricht ebenfalls den Anforderungen an St 42-3, wurde aber gegen Vorgaben des St 38 geprüft

Tabelle 6-3 sind ausgewählte mechanisch-technologische Eigenschaften sowie Vorgaben hinsichtlich der chemischen Zusammensetzung für historische Werkstoffe aus dem Geltungsbereich der Technischen Güte- und Liefervorschriften (TGL) der DDR zu entnehmen. In der TGL 7960 in der Ausgabe vom November 1967 ist vorgegeben, dass allgemeine Baustähle mit Ausnahme des Werkstoffes St 38 S ausschließlich im Siemens-Martin-Verfahren zu erschmelzen sind [TGL 7960, Gruppe 275: 1967]. Die damit verbundene Güte sowie der Reinheitsgrad

lassen sich sowohl in der funkenspektrometrischen Analyse sowie im Mikroschliff nachweisen. Die Stahlmarken St 38-3, St 42-3 und St 52-3 sind zusätzlich normalgeglüht und damit feinkornbehandelt, auch wenn der Kohlenstoffgehalt nach heutigen Maßstäben nicht mit dem normalisierter Feinkornbaustähle zu vergleichen ist. Letzterer (St 52-3) ist mit Wirksamkeit der TGL 22426 vom August 1974 [TGL 22426, Gruppe 12100: 1974] als „höherfester schweißbarer Baustahl“ mit der Bezeichnung H 52-3 standardisiert, wobei seine Eigenschaften denen der normalgeglüht-

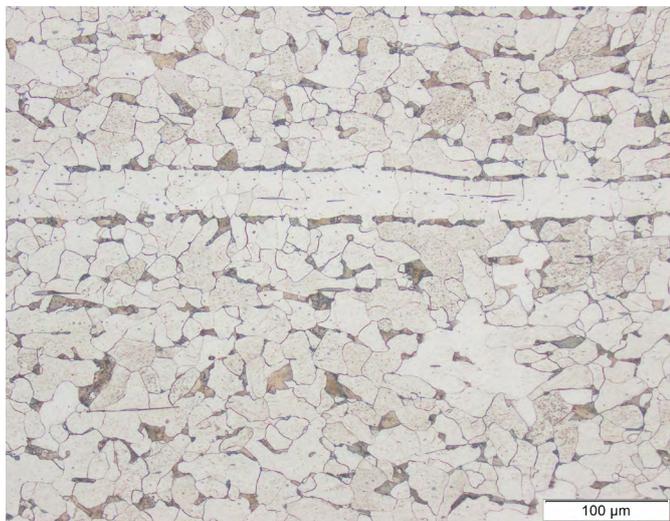


Bild 6-6 Mikrogefüge des Werkstoffes vom QT-Steg (FAT-03): normalisiertes ferritisch-perlitisches Gefüge mit zeiligen MnS-Ausscheidungen und isolierter Ferritzeile.

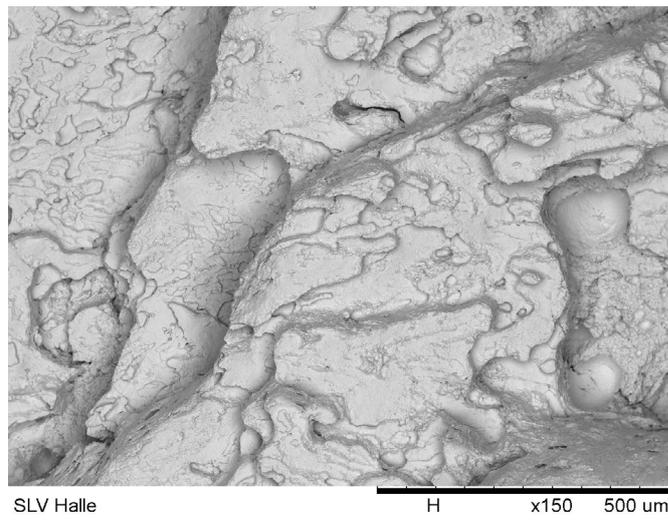


Bild 6-7 Bruchfläche an terrassenbruchartig geschädigter WEZ am HT-Steg (FAT-01) aufgrund Anisotropie und Sulfidzeiligkeit.

Tabelle 6-3 Ausgewählte Lieferbedingungen der verwendeten Werkstoffe mit Angabe der Norm

Werkstoff			mech.-techn. Eigenschaften*			chemische Zusammensetzung				
TGL 7960:1967	TGL 7960:1981	DIN EN 10 025-2	R _e [N/mm ²]	R _m [N/mm ²]	A [%]	% C	% Si	% Mn	% P	% S
St 38-3	St 38-3	S235J2+N	235	373	25	0,12 - 0,18	0,12 - 0,30	0,40 - 0,65	≤ 0,045	≤ 0,045
St 42-3	St 42-3	S275J2+N	256	413	23	0,15 - 0,22	0,12 - 0,30	0,45 - 0,70	≤ 0,45	≤ 0,045
St 52-3	- **	S355J2+N	354	511	19	0,14 - 0,20	0,40 - 0,55	1,20 - 1,50	≤ 0,040	≤ 0,040

*bezogen auf eine Nenndicke von < 20 mm, ausschl. nach TGL, ** ab 1974 als H 52-3 in TGL 22426 genormt

ten allgemeinen Baustähle entsprechen. Die sich damit ergebenden Festigkeits- und Dehnungseigenschaften können als gut beschrieben werden. In Bezug auf die Schweißbeignung sind diese Werkstoffe, insbesondere im teilweise nachgewiesenen sonderberuhigten Vergießungszustand, prinzipiell zum Schmelzschweißen geeignet, auch wenn die formale Einordnung im Sinne der DIN 8528-2 [DIN 8528-2: 1975] als „bedingt schweißgeeignet“ definiert werden muss. Es sind Vorwärmtemperaturen von ca. 120°C zu empfehlen [Untersuchungsbericht SLV: 2025].

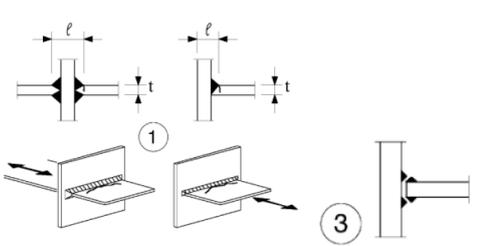
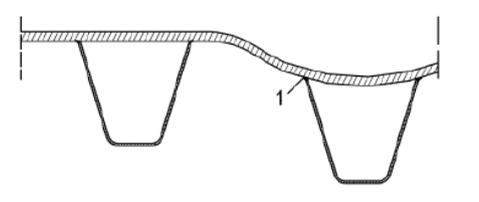
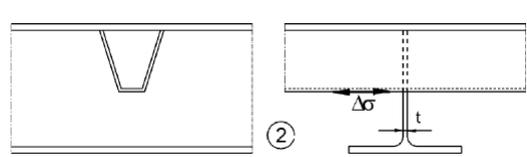
Da für die verwendeten Werkstoffe eine Bruchdehnung von mindestens 19 bis 25 % nachgewiesen werden konnte, kann von einer ausreichenden Plastifizierungsfähigkeit bei Spannungsüberhöhungen (z. B. an Kerben) und zyklischer Beanspruchung ausgegangen werden.

6.4 Ergebnisse der Ermüdungs- festigkeitsuntersuchungen

Die Schwingfestigkeitsuntersuchungen in Form von Wöhlerlinien wurden an ausgewählten Stoßarten durchgeführt und in Vergleich zu aktuellen Anforderungen, die sich aus der Beachtung der DIN EN 1993-1-9 ergeben, gesetzt. Wie den Ausführungen zur Bewertung der Ermüdungsfestigkeit zu entnehmen ist, lässt sich eine hauptsächlich von geometrischer Kerbwirkung abhängende Ermüdungsfestigkeit feststellen. Dabei wurden Wöhlerlinien erzeugt und im Perlschnurverfahren ausgewertet, wobei der (teilweise umgerechnete) Wert der ertragbaren Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_C$ bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel dem Wert der „Dauerfestigkeit“ entspricht. Diese Werte sind Tabelle 6-4 zu entnehmen.

Im Folgenden soll auf die Ermüdungsuntersuchungen an ausgewählten Kerbdetails eingegangen werden.

Tabelle 6-4 Ergebnisse der Ermüdungsfestigkeitsuntersuchungen

Pos.	Kerbfall	Kerbfall nach DIN EN 1993-1-9	$\Delta\sigma_C$ bei $N = 2 \cdot 10^6$ ($R = 0,5$) [N/mm ²]	Bemerkungen
01	FAT-01	36 (80)	22	
02	FAT-02	80	498*	
03	FAT-03	80	147	
* idealisierter Wert aufgrund steifer Einspannung ohne Verformung der Längsrippen				

Insbesondere der in Tabelle 6-4 dargestellte Stoß zwischen Hauptträger-Steg und Querträger-Untergurt ist gemäß DIN EN 1993-1-9 (EC3) [] mit einer Schwingbreite von $\Delta\sigma = 36 \text{ N/mm}^2$ bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel definiert (FAT 36). Dieser Wert ergibt sich aus der Kombination des Kreuzungsstoßes aus einer Kehlnaht ($a = 4 \text{ mm}$) zwischen Hauptträger und weitergeführter Untergurtkonsole sowie dem Vollanschluss (K-Naht) zwischen Hauptträger und Querträger-Untergurt. An dieser Stelle sind aufgrund der Betriebslasten des Bauwerkes kritische Beanspruchungen mit potenzieller Rissgefahr aufgrund der Nahtqualität der Montagenähte zu erwarten. Die makroskopische Untersuchung dieser Stoßart ergab, dass teilweise sehr starke Ausführungsmängel in Form von Kanten- und Winkelversatz sowie metallurgisch bedingte Gefügetrennungen in Form von Terrassenbrüchen nachweisbar sind. Diese wirken sich jeweils sehr nachteilig auf die ertragbare Spannung im Schwingversuch aus und lassen den Rückschluss zu, dass auch die anderen im Bauwerk verbliebenen Stöße dieser Art nicht den Anforderungen gemäß EC3 entsprechen. Dies betrifft höchstwahrscheinlich auch die Schweißverbindungen im noch bestehenden TBW 2. Als Streckgrenze für diese Verbindung wurden 254 N/mm^2 ermittelt. In den durchgeführten Schwingversuchen konnte nachgewiesen werden, dass für diese Stoßart eine maximal ertragbare Schwingbreite (bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel) von $\Delta\sigma = 22 \text{ N/mm}^2$ vorliegt. Dies ist hauptsächlich auf die geometrischen Abweichungen der realen Prüfstücke mit Kanten- und Winkelversatz sowie auf den

inhomogenen Grundwerkstoff zurückzuführen. Die experimentell ermittelte Wöhlerlinie unter Einbeziehung aller Probenbrüche ist Bild 6-10 zu entnehmen.

Weiterhin konnten bei allen 14 Proben großflächige Bindefehler im Bereich der Nahtflanken sowohl auf der Kehlnaht- als auch auf der K-Naht-Seite detektiert werden. Diese Arten der Unregelmäßigkeiten können für die genannte Verbindung als systematisch angesehen werden, da davon auszugehen ist, dass auch die in dem noch in Betrieb befindlichen TBW 2 verbliebenen Stöße diese Ausführungsmängel aufweisen. Von besonderem Interesse dürfte hierbei die Tatsache sein, dass alle Schweißverbindungen dieses Kreuzungsstoßes nicht den Anforderungen an die Bewertungsgruppen B und C nach DIN EN ISO 5817 entsprechen, wovon auch bei den übrigen noch verbauten Stößen auszugehen ist. Eine Besonderheit konnte bei der Schwingprobe M24-015-01-1-S1 festgestellt werden. Hier zeigte sich eine lamellare Gefügetrennung in Form eines schweißinduzierten Terrassenbruches (siehe Bild 6-8 und Bild 6-9 sowie [Untersuchungsbericht SLV: 2025]). Dieser ist vermutlich herstellungsbedingt entstanden und ist zurückzuführen auf eine starke Perlit- und Sulfidzeiligkeit im Mikrogefüge des Hauptträger-Steges. Bei Herstellung der Kehlnähte kam es infolge der Schrumpfungshinderung zur Beanspruchung in Dickenrichtung, die aufgrund der starken Anisotropie folglich zum nachweisbaren Schaden geführt hat. Es ist nicht auszuschließen, dass derartige Schädigungen auch in den verbliebenen Schweißverbindungen zu finden sind.



Bild 6-8 Übersicht über Kreuzstoß FAT-01 an Probe M24-015-01-1-S1 mit Kantenversatz von ca. 12 mm sowie Bindefehler und Terrassenbruch



Bild 6-9 Detail aus Abbildung 2, Terrassenbruch infolge Erstarungsschrumpfschpannungen im HT-Steg, herstellungsbedingt

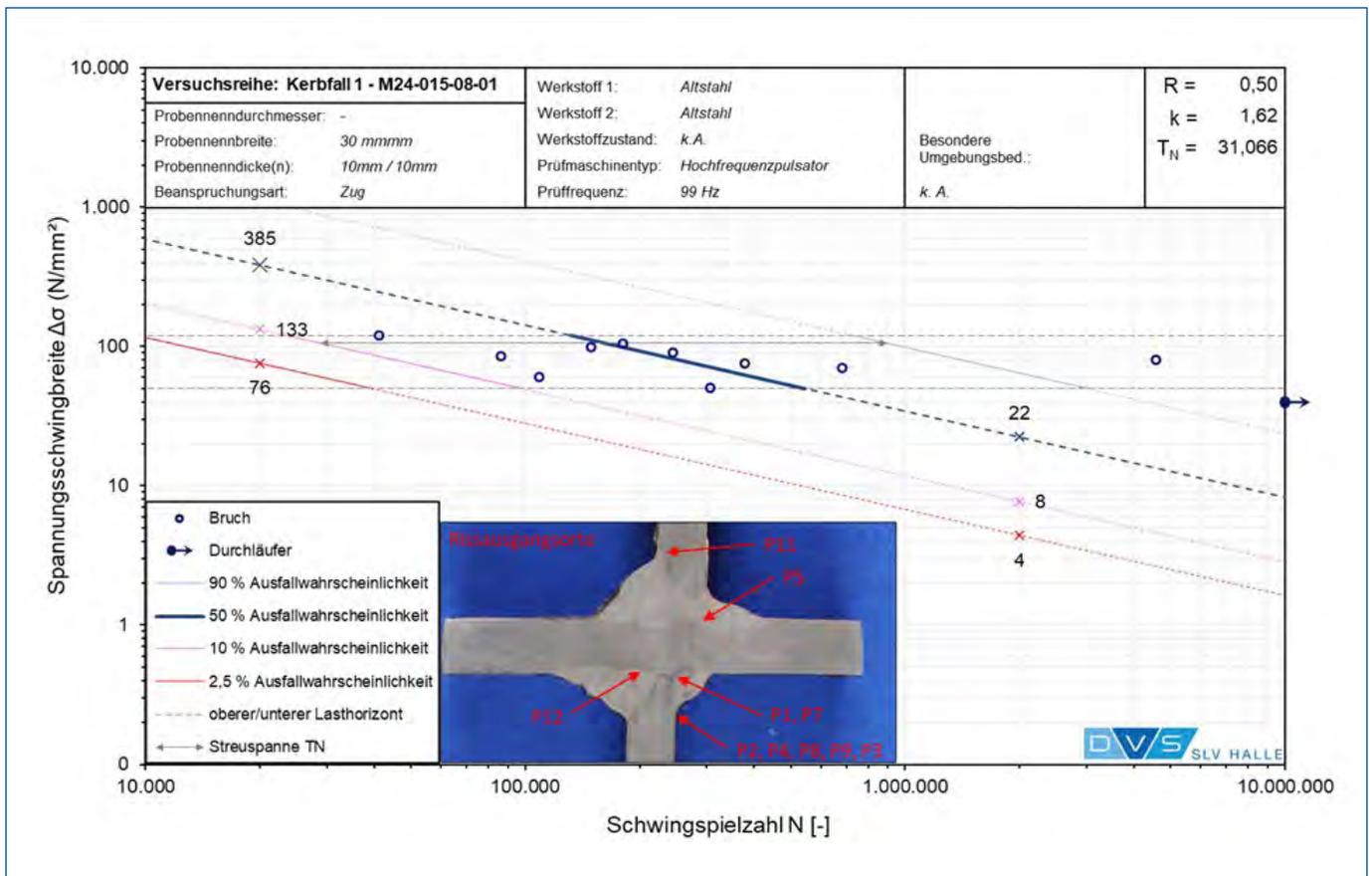


Bild 6-10 Wöhlerlinie Wöhlerlinie – FAT-01 mit Einbezug aller aufgetretenen Ermüdungsbrüche

6.5 Zusammenfassung und Fazit

Abschließend sind die Grundwerkstoff- und Ermüdungsfestigkeitsuntersuchungen der Schweißverbindungen am Brückenbauwerk Bw 1904 in Brandenburg (Havel) folgendermaßen zusammenzufassen:

- Die verwendeten Grundwerkstoffe entsprechen in ihren metallurgischen und mechanisch-technologischen Eigenschaften dem Stand der Technik zur Zeit der Herstellung und sind mit aktuellen Werkstoffen hinsichtlich ihrer Schweißseignung vergleichbar.
- Es ist kein einheitlicher Zusammenhang zwischen verwendeter Stahlmarke des Halbzeuges und der Vergießungsart feststellbar.
- Der metallurgische Zustand entspricht den charakteristischen Eigenschaften historischer Siemens-Martin-Stähle, ohne dass auffällige Alterungserscheinungen nachweisbar waren.
- Es konnten massive Korrosionsschäden (Ab- und Durchrostungen) nachgewiesen werden

- Die konstruktiven Details der Schweißverbindungen entsprechen dem Stand der Technik zum Zeitpunkt der Errichtung (1971).
- Die Ausführungsqualität der Schweißnähte, insbesondere der Montagenähte, entspricht teilweise nicht den heutigen Anforderungen gemäß DIN EN ISO 5817 (Bewertungsgruppe B).
- Die Ermüdungseigenschaften der ausgewählten Kerbfälle hängt sehr stark von der Ausführungsqualität der Stoßarten ab und entspricht nicht den Anforderungen gemäß DIN EN 1993-1-9.

Detaillierte Darstellungen zu den durchgeführten Untersuchungen sowie deren Spezifikationen und weiterführende Informationen sind dem vollständigen Untersuchungsbericht [Untersuchungsbericht SLV: 2025] zu entnehmen.

7 Fazit und Veröffentlichung der Messdaten

Felix Kaplan und Till Brauer, Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg

7.1 Fazit

Mit dem über mehrere Jahre laufenden Bauwerksmonitoring am Bw 19.04 konnten – zusätzlich zur permanenten Überwachung der Beanspruchungen – sehr detaillierte Informationen über die Tragwerksreaktionen unter Verkehrs- und Temperaturbeanspruchungen sowie über die Verkehrseinwirkungen gewonnen werden.

Mit der Fortführung des Monitorings in der Phase des Ersatzneubaus bekam die Überwachungsfunktion der Monitoringanlage noch einmal eine deutlich größere Bedeutung. Auf Basis der aus dem Monitoring gewonnenen Informationen über den Einfluss der Bautätigkeiten auf die Verschiebungen der Widerlager konnten die erforderlichen Maßnahmen zur Sicherstellung der Funktionsfähigkeit der Lager rechtzeitig getroffen und umgesetzt werden.

Anhand des Beispiels zeigt sich sehr gut, wie die Bauwerksprüfung durch Informationen aus einer Dauermeßanlage ergänzt werden kann. Hierdurch wird ein deutlich höheres Zuverlässigkeitsniveau bei geschädigten Bauwerken erreicht.

Im Rahmen des Rückbaus wurden zahlreiche Messdaten erhoben, die zu einer Optimierung von SHM-Konzepten angewendet werden können. Diese können unter dem in Kap. 7.2 beschriebenen Weg nebst einer umfangreichen Erläuterung zu den Messdaten heruntergeladen werden.

7.2 Veröffentlichung der Messdaten

Die Metadaten zu den Messdaten können auf der Mobilithek unter folgendem Link: <https://mobilithek.info/offers/834767382929883136> eingesehen werden. Der Eintrag in der Mobilithek verweist auf die zur Verfügung gestellten Messdaten. Diese können über einen Link zum BAST Open-Data-Server heruntergeladen werden.

8 Unterlagen und Literatur

8.1 Bestandsunterlagen/Gutachten/Berichte

[OSA 2018]	Objektbezogene Schadensanalyse Bw 19.04 B1 Brandenburg 2018, GMG Ingenieurgesellschaft, Berlin, 26.06.2019
[Jahresbericht Monitoring 2019]	Bauwerksmonitoring Bw 19.04 B1 Brandenburg – Jahresbericht 2019, GMG Ingenieurgesellschaft, Dresden, 27.07.2020
[Jahresbericht Monitoring 2020]	Bauwerksmonitoring Bw 19.04 B1 Brandenburg – Jahresbericht 2020, GMG Ingenieurgesellschaft, Dresden, 09.02.2021
[Jahresbericht Monitoring 2021]	Bauwerksmonitoring Bw 19.04 B1 Brandenburg – Jahresbericht 2021, GMG Ingenieurgesellschaft, Dresden, 18.01.2022
[Untersuchungsbericht SLV: 2025]	SLV Halle GmbH: Bericht über Schweißignungsuntersuchungen im Zuge des Rückbaus der B1 Brücke in Brandenburg (Havel) DB AG-Bw 1904. Prüfbericht im Auftrag LS Brandenburg, Nr. 21571024015-00 vom 05.02.2025

8.2 Technische Regelwerke

[TGL 7960, Gruppe 275: 1967]	Allgemeine Baustähle. Stahlmarken. Allgemeine technische Bedingungen. Ausgabe: 1967-11
[TGL 22426, Gruppe 12100: 1974]	Höherfeste Schweißbare Baustähle. Stahlmarken. Allgemeine technische Anforderungen. Ausgabe: 1974-08
[TGL 7960, Gruppe 12100: 1981]	Allgemeine Baustähle. Stahlmarken. Allgemeine technische Bedingungen. Ausgabe: 1981-06
[DIN 8528-2: 1975]	Schweißbarkeit – Schweißignung der allgemeinen Baustähle zum Schmelzschweißen Ausgabe: 1975-03
[DIN EN 10 025-2: 2019]	Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen. Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle. Ausgabe: 2019-10
[DIN EN 1993-1-9 2010]	DIN EN 1993-1-9 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung. Ausgabe: 2010-12

8.3 Literatur

[Stein et al. 2024]	Ronald, Stein; Felix, Kaplan; Till, Brauer; (2024): Bauwerksmonitoring im Zuge des Ersatzneubaus einer Straßenbrücke in Brandenburg an der Havel. In: Matthias Müller (Hrsg.): Tagungsband zum 6. Brückenkolloquium TAE am 01.10.2024 in Ostfildern, 2024, S. 351 – 362
[Stein et al. 2025]	Ronald, Stein; Philipp, Metsch; Felix, Kaplan; Till, Brauer; (2025): Bauwerksmonitoring während der Bauarbeiten und den zerstörenden Versuchen am Bauwerk 19.04: Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen (SEUB) 2025
[Eilers et al. 2003]	Eilers, Manfred; Küchler, Eberhard; Quaas, Bert (2003): Temperaturen an der Unterseite orthotroper Fahrbahntafeln beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht. Bremerhaven: Wirtschaftsverl. NW Verl. für neue Wiss (Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen B, Brücken- und Ingenieurbau, 41).
[Friedrich et al. 2020]	Friedrich, Heinz; Eilers, Manfred; Quaas, Bert; Robrecht, Frederik; Schamne, Dmitri; Staeck, Michael (2020): Beanspruchung orthotroper Fahrbahnplatten infolge der Erneuerung des Brückenbelags (Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau Bremen (Deutschland) Fachverlag NW, B158).
[Brand et al. 2024]	Brand, Richard; Feldmann, Markus; Geßler, Achim; Händeler, Damian; Kenny, Ciara; Krumpen, Anna-Lea et al. (2024): Untersuchungen zum Einbau des Fahrbahnbelags auf Stahl- und Verbundbrücken.
[Liu & Hu, 2018]	Liu, Y., & Hu, J. (2018). Temperature Behavior and Stability Analysis of Orthotropic Steel Bridge Deck during Gussasphalt Pavement Paving. <i>Journal of Bridge Engineering</i> , 23(1), S. 1 – 13.
[Fan, Yang, & Li, 2021]	Fan, L., Yang, W., & Li, Z. (2021). Temperature Distribution and Mechanical Response of Orthotropic Steel Bridge Deck During Paving of Gussasphalt Pavement. <i>International Journal of Steel Structures</i> , 21(1), S. 315 – 328.
[Bendat & Piersol, 2010]	Bendat, J. S., & Piersol, A. G. (2010). <i>Random Data</i> . Hoboken: John Wiley & Sons.
[Brand et al. 2023]	Brand, R., Geßler, A., Kenny, C., Krumpen, A.-L., Schröder, C., & Schulze, C. (2023). Untersuchungen zum Einbau des Fahrbahnbelags auf Stahl- und Verbundbrücken. Abschlussbericht zu FE 15.0655. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen.
[Otnes & Enochson, 1978]	Otnes, R. A., & Enochson, L. (1978). <i>Applied Time Series Analysis</i> . New York: John Wiley & Sons.

[Heft B45: 2004]	Heft B45 – Erfahrungssammlungen: Schäden an Stahlbrücken (Teil 1), Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 01/2004
[Heft B76: 2011]	Heft B76 – Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 01/2011
[Heft B127: 2016]	Heft B127 – Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 03/2016
[Heft B128: 2016]	Heft B128 – Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 03/2016
[Heft B136: 2017]	Heft B136 – HANV als Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-1-Schäden, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 05/2017
[Schuster 2023]	Schuster, J., Gajda, Ch.: Die Schweißbeignung historischer Eisenwerkstoffe, ihre Prüfung und Bewertung. DVS Media, Wissen kompakt Band 7. Düsseldorf, 2023

Bildnachweis:

Titelbild, Bild 2-1, Bild 2-2, Bild 2-3, Bild 2-4, Bild 2-17, Bild 5-11 © LS

Bild 2-5, Bild 2-6, Bild 2-7, Bild 2-8, Bild 2-9, Bild 2-10, Bild 2-11, Bild 2-12, Bild 2-13, Bild 2-14, Bild 2-15, Bild 2-16, Bild 2-18, Bild 2-19, Bild 2-20, Bild 2-21, Bild 5-2, Bild 5-3, Bild 5-4, Bild 5-5, Bild 5-6, Bild 5-18, Bild 5-19 © GMG Ingenieurgesellschaft

Bild 4-1, Bild 4-2, Bild 4-3 © sbf Ingenieure

Bild 5-1 © BAST Helf B76 und B128

Bild 5-7 © GMG Ingenieurgesellschaft / TU Dresden

Bild 5-8, Bild 5-9, Bild 5-10, Bild 5-12, Bild 5-13, Bild 5-14, Bild 5-15, Bild 5-16, Bild 5-17 © TU Dresden

Bild 6-1, Bild 6-2, Bild 6-3, Bild 6-4, Bild 6-5, Bild 6-6, Bild 6-7, Bild 6-8, Bild 6-9, Bild 6-10 © SLV Halle

Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg
Lindenallee 51
15366 Hoppegarten
www.ls.brandenburg.de