



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 74



Steffen Marx, Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

**13. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN**

19. März 2025



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Steffen Marx, Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

**13. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN (SEUB)**

19. März 2025

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 74

Herausgeber der Reihe:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Prof. Dr. Robert Jockwer
Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann

Institut für Massivbau
Technische Universität Dresden
01062 Dresden

Tel. +49 351 463-3 65 68
Fax +49 351 463-3 72 89

© 2025 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten. Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung der Herausgeber. Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von Dritten frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind. Für die Inhalte sind die Autor:innen verantwortlich.

Herausgeber: Steffen Marx, Silke Scheerer, Torsten Hampel
Redaktion: Silke Scheerer
Layout: Silke Scheerer und Stefan Gröschel
Umschlag und Druckvorbereitung: Stefan Gröschel
Veranstaltungsorganisation: Claudia Seifert, Jana Strauch
IT: Matthias Zagermann
Social Media: Jana Strauch, Stefan Gröschel

Titelbild: Industriekletterer bei der Sensorinstallation (Foto: Henrik Handwerker)

Der Tagungsband ist open access auf der Homepage des Instituts für Massivbau der TU Dresden (<https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb>) und dem sächsischen Dokumenten- und Publikationsserver Qucosa® (<https://www.qucosa.de/>) verfügbar.

Druck: addprint AG · Am Spitzberg 8a · 01728 Bannewitz

Veröffentlicht: Dresden, März 2025

ISSN 1613-6934
ISBN 978-3-86780-796-8

Inhalt

Der BIM-Anwendungsfall „digitale Bauwerksdiagnostik“ Kristin Kottmeier, Chris Voigt, Martin Schickert, Marat Khairtdinov	6
Wirklichkeitsnahe Eigenfrequenzen mittels moderner Messmethoden und KI-Tools in der Brückendynamik Sarah Schäfer, Günther Grunert	18
Monitoring von Eisenbahnbrücken im Offenen Digitalen Testfeld des DZSF Andrei Firus, Michael Vospernig, Falk Angermann, Tomás Arana Villafán, Steven Lorenzen	26
Sensorgestütztes Monitoring an Stahlbrücken zur prädiktiven Wartung Moritz Schäferhoff, Kira Peper, Tina Ambrosat, Christoph Heinze, Daniel Matuszczyk, Frank Weichert, Bettina Brune, Dieter Ungermann, Michael Geist	40
Bauwerksmonitoring während der Bauarbeiten und den zerstörenden Versuchen am Bauwerk 19.04 Ronald Stein, Philipp Metsch, Felix Kaplan, Till Brauer	52
Satellitengestütztes Bauwerksmonitoring – Verformungsmessungen an der Großbrücke Schottwien als Demonstrationsprojekt Alois Vorwagner, Maciej Kwapisz, Leopold Philip, Vazul Boros, Thomas Moser	66
Verlängerung der Restnutzungsdauer von Chlorid- und AKR-geschädigten Parkbauten am Beispiel des Parkhauses am Holstentor in Lübeck Marc Gutermann, Susanne Gieler-Breßmer, Uwe Guttenberg	78
Faseroptik und Schallemission bei Spannungsrisskorrosion – eine innovative Anwendung bei einer Spannbetonbrücke in Dresden Max Fiedler, Peter Deepe, Gregor Schacht, Katarzyna Zdanowicz	90
Kabellose Sensoren zur proaktiven Strukturüberwachung Christian Steffes	102
Röntgen als Methode für die Bauwerksuntersuchung – neue Entwicklungen und Praxisbeispiele Sebastian Schulze	112
Experimentelle Tragsicherheitsbewertung an Spannbeton-Hohlkammerplatten nach einer unplanmäßigen Abweichung vom Sanierungskonzept Markus Fischer, Gunter Hahn	120
Belastungsversuche an historischen Decken mit Carbonbetonverstärkung Juliane Wagner, Sophie Uhlemann, Alexander Schumann, Sabine Liebelt, Torsten Hampel, Simeon Burkhardt	134
Erhalt von Eisenbahngewölbebrücken durch Belastungsversuche Jenny Keßler, Conrad Pelka, Steffen Marx	148

Wir sind die IGS INGENIEURE.

Ein stetig wachsendes Ingenieurunternehmen.

Innovationen Gemeinsam Schaffen



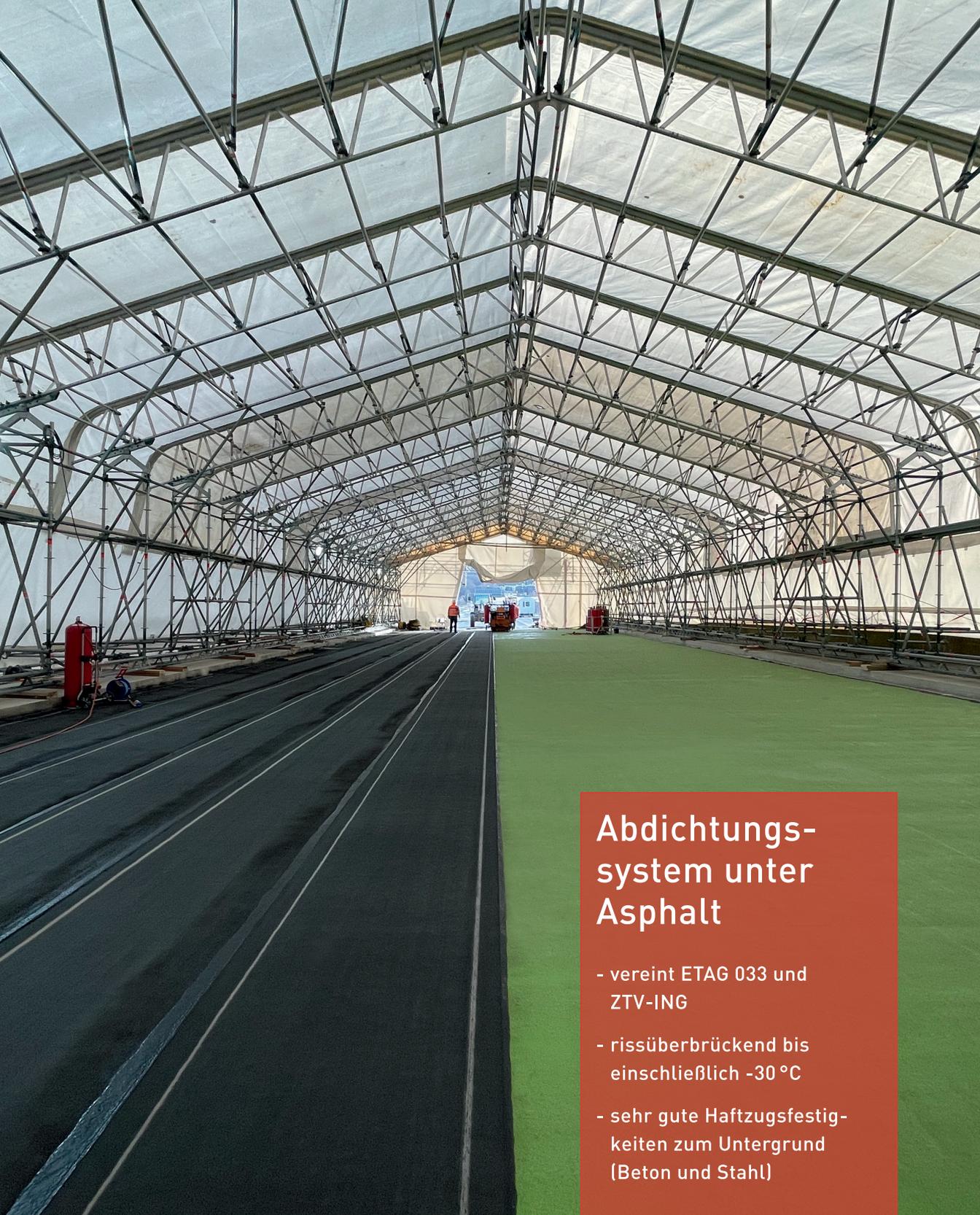
UNSERE LEISTUNGEN:

- Bauwerksprüfung nach DIN 1076
- Bauwerksdiagnostik
- Betontechnologische Sonderprüfung
- Nachrechnung
- Werkstoffprüfung im Stahl- und Spannbetonbau mit nach DIN 4871 geschultem Personal
- Werkstoffprüfung im Stahl- und Stahlverbundbau mit nach DIN EN ISO 9712 zertifiziertem Personal
- Zerstörende und zerstörungsfreie Prüfung



www.igs-ib.de

Hauptsitz:
Kantstrasse 5
99425 Weimar
weimar@igs-ib.de



Abdichtungssystem unter Asphalt

- vereint ETAG 033 und ZTV-ING
- rissüberbrückend bis einschließlich -30 °C
- sehr gute Haftzugfestigkeiten zum Untergrund (Beton und Stahl)



WestWood® Kunststofftechnik GmbH
Tel.: 0 57 02 / 83 92 -0 · www.westwood.de

 WestWood®

Der BIM-Anwendungsfall „digitale Bauwerksdiagnostik“

■ Kristin Kottmeier, M. Sc.¹, Chris Voigt, M. Eng.², Dipl.-Ing. Martin Schickert³,
Marat Khairtdinov, M. Sc.³

■ ¹ MKP GmbH, Hannover

² MKP GmbH, Weimar

³ Materialforschungs- und -prüfanstalt (MFPA) Weimar

KURZFASSUNG

Marx Krontal Partner als Ingenieurbüro und die Materialforschungs- und -prüfanstalt Weimar befassen sich im Forschungsprojekt openSIM gemeinsam mit anderen Partnern mit der Digitalisierung der Prozesse von bauwerksdiagnostischen Untersuchungen mit dem Ziel der Bewertung bestehender Bauwerke mithilfe der BIM-Methodik. Neben der Erfassung der Geometrie sollen zusätzlich Informationen aus dem Inneren der Konstruktion berücksichtigt werden. Im Beitrag werden Erkenntnisse aus dem Forschungsprojekt vorgestellt und die Chancen der konsequenten Digitalisierung im Lebenszyklus von Ingenieurbauwerken mit Schwerpunkt auf den Prozessen im Anwendungsfall „digitale Bauwerksdiagnostik“ aufgezeigt.

Anmerkung: Weite Teile dieses Beitrags einschließlich der Bilder 1, 3 und 6 wurden bereits in [1] publiziert, für den vorliegenden Beitrag teilweise abgewandelt und um alternative Anwendungsbeispiele ergänzt.

1 Einführung

Die Digitalisierung verändert alle Bereiche des Bauwesens und eröffnet neue Möglichkeiten zur Effizienzsteigerung und Qualitätssicherung im Lebenszyklus von Bauwerken. Insbesondere für die Bauwerksdiagnostik, die wesentliche Informationen für die Instandsetzung und das Erhaltungsmanagement von Bauwerken liefert, bietet die konsequente Nutzung digitaler Methoden große Potenziale. Vor dem Hintergrund eines zunehmenden Instandhaltungsbedarfs im Bereich der Infrastruktur kommt der Bauwerksdiagnostik eine zentrale Rolle zu. Sie liefert belastbare Daten und Analysen, die für die Erfassung des Ist-Zustands, die Bewertung der Tragfähigkeit sowie die Lebensdauerprognose von Bauwerken unerlässlich sind.

Im Rahmen des Forschungsprojekts „Integration und Bereitstellung von Structural-Information-Daten zur Bestandsbewertung von Infrastrukturbauelementen im BIM-Prozess (openSIM)“ wird der Anwendungsfall (AwF) „digitale Bauwerksdiagnostik“ innerhalb des *Building Infor-*

mation Modeling (BIM, dt.: Bauwerksdatenmodellierung) untersucht und entwickelt. Bisher existieren nur allgemeine Anwendungsfälle der Bestandserkundung, die üblicherweise mit einer Vermessung gleichgesetzt werden. Ziel des Projekts openSIM ist es, die Prozesse der Bauwerksdiagnostik (BWD) durch den Einsatz der BIM-Methodik zu digitalisieren und zu strukturieren. Dadurch soll eine umfassende Datengrundlage geschaffen werden, die nicht nur den aktuellen Zustand eines Bauwerks erfasst, sondern auch Informationen aus dem Inneren der Konstruktion (*structural information*) berücksichtigt. Die zentrale Herausforderung besteht darin, eine einheitliche Datenstruktur zu etablieren und die diagnostischen Ergebnisse digital verfügbar zu machen, sodass alle Beteiligten über eine gemeinsame Datenumgebung (*Common Data Environment* – CDE) auf die Daten zugreifen können.

In diesem Beitrag werden die Ziele und bisherigen Erkenntnisse aus dem Projekt openSIM vorgestellt. Anhand des Anwendungsfalls „digitale Bauwerksdiagnostik“ wird aufgezeigt, wie

digitale Verfahren und BIM-gestützte Prozesse zur Verbesserung der Erhaltungs- und Instandsetzungsplanung von Ingenieurbauwerken beitragen können. Dabei stehen die methodischen Schritte der Bauwerksdiagnostik sowie die Vorteile der BIM-Integration im Vordergrund. Die Digitalisierung dieser Prozesse bietet vielversprechende Ansätze, um die Datenqualität und die Zusammenarbeit bei der Bewertung von Bestandsbauwerken signifikant zu verbessern und die Lebensdauer von Bauwerken nachhaltig zu optimieren.

2 Mehrwert der Bauwerksdiagnostik

Die Bauwerksdiagnostik ist ein unverzichtbares Werkzeug zur Bewertung und Sicherstellung der langfristigen Nutzbarkeit und Sicherheit von Bauwerken. Sie umfasst eine Vielzahl von Methoden und Techniken, wie zerstörungsfreie Prüfverfahren (ZfP), wie bspw. Ultraschall und Radar, sowie zerstörungssarme Verfahren, wie Probenentnahmen. Durch die systematische Erfassung und Analyse des Bauwerkszustands liefert die Bauwerksdiagnostik eine solide Grundlage für fundierte Entscheidungen hinsichtlich Instandsetzung, Nachrechnung oder Rückbau eines Bauwerks.

Ein wesentlicher Vorteil der Bauwerksdiagnostik liegt in der Präzision der Daten, die zur Beurteilung des Zustands und der Tragfähigkeit des Bauwerks herangezogen werden können. Anhand gezielter Materialanalysen, wie der Ermittlung von Druckfestigkeiten oder Elastizitätsmoduln, können Ingenieure genaue Aussagen zur Qualität der verbauten Materialien und deren Zustand treffen. Diese Informationen sind für die Planung und Bewertung von Instandhaltungsmaßnahmen wertvoll, da sie die Grundlage für eine belastbare Zustandsaussage und Lebensdauervorhersage bieten.

Zusätzlich zur Materialanalyse erlaubt die Bauwerksdiagnostik die detaillierte Dokumentation und Bewertung von Schadensbildern. Durch die Verknüpfung der erhobenen Daten mit spezifischen Bauwerksdetails, wie den genauen Lagen von Spanngliedern oder Bewehrungen, können

komplexe Schadensursachen ermittelt und präzise analysiert werden. Dieser Grad an Detailgenauigkeit unterstützt den Planungsprozess erheblich, da die Informationen zu Schadensursachen und deren potenziellen Entwicklungen eine gezielte Instandsetzung oder Verstärkung ermöglichen.

Die Bauwerksdiagnostik sollte einem strukturierten, methodischen Konzept folgen, das sich in mehrere Phasen unterteilt: Aufgabenstellung, Untersuchungsplanung, Ausführung und Bewertung. In der ersten Phase wird vom Planer eine Aufgabenstellung definiert, basierend auf spezifischen Planungszielen und der bestehenden Wissenslage zum Bauwerk. Darauf aufbauend erstellt ein sachkundiger Bauwerksdiagnostiker die detaillierte Untersuchungsplanung, in der die erforderlichen Verfahren und Untersuchungsumfänge festgelegt werden. In der Phase der Ausführung werden die geplanten diagnostischen Maßnahmen am Bauwerk durchgeführt und die Ergebnisse detailliert und strukturiert dokumentiert. Schließlich erfolgen die Auswertung und Bewertung der Untersuchungsergebnisse.

Diese strukturierte, stufenweise Vorgehensweise ermöglicht es, den Diagnoseprozess bedarfsgerecht und wirtschaftlich zu gestalten und zugleich Eingriffe in die Bausubstanz möglichst zu minimieren. Auf diese Weise unterstützt das methodische Konzept der Bauwerksdiagnostik eine hohe Aussagekraft und Verlässlichkeit der erhobenen Daten. Insgesamt trägt die Bauwerksdiagnostik dazu bei, die Sicherheit und den Werterhalt von Bauwerken nachhaltig zu verbessern. Sie liefert detaillierte und belastbare Zustandsinformationen, die den Entscheidungsprozess fundieren und eine zielgerichtete, wirtschaftliche Planung ermöglichen.

3 Mehrwert der BIM-Methodik

3.1 Single Source of Truth

Informationen zu Bestandsbauwerken liegen dem Auftraggeber oder dem Anlagenverantwortlichen oft in heterogener Form vor und ha-

ben keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Durch die konsequente Digitalisierung, Strukturierung und Zentralisierung der vorhandenen Unterlagen können Dokumente besser verwaltet sowie leichter und langfristig zueinander in Bezug gesetzt werden. Dies gilt auch für bauwerksdiagnostische Daten. Aktuell liegen die Ergebnisse einer Bauwerksdiagnostik zumeist als Gutachten in Berichtsform mit umfangreichen Anlagen im PDF-Format oder papiergebunden vor. In manchen Fällen werden dem Bauherrn auch bauwerksdiagnostische Berichte aus mehreren Messkampagnen, durch unterschiedliche Auftragnehmer erstellt, übergeben. Die einzelnen Dokumente stehen dann inhaltlich häufig nicht zueinander in Bezug und dies erschwert es, den noch vorhandenen Bedarf weiterer Untersuchungen im Zuge einer Instandsetzungsmaßnahme zu identifizieren.

Wenn die Diagnostikdaten aller Messkampagnen eines Ingenieurbauwerks konsequent in eine digitale, maschinenlesbare und strukturierte Form übertragen werden, wird der Prozess der Bestandsaufnahme für alle Projektbeteiligten deutlich erleichtert [2]. Um diese Datenstruktur zu erreichen, stellt das *Building Information Modeling* eine geeignete Methodik dar. Bei der Anwendung der BIM-Methode in der Bauwerksdiagnostik werden den Nutzern alle anfallenden Daten innerhalb des gesamten Prozesses der Bestandsbewertung (*Single Source of Truth*) in der Form eines gemeinsam genutzten, virtuellen Projektraums – einer *Common Data Environment* – zur Verfügung gestellt.

3.2 Anwendungsfälle

Anwendungsfälle beschreiben die Umsetzung von Leistungen und dafür erforderliche Prozesse im BIM-Kontext. Innerhalb der Auftraggeber-Informationen-Anforderungen (AIA) werden Anwendungsfälle, bspw. in Form von Steckbriefen, beschrieben. Die AIA ist ein Bestandteil der Vertragsunterlagen. Durch sie erhält der Auftragnehmer eine vertragliche Vorgabe dazu, welche Anforderungen durch den Auftraggeber an die Art der Projektbearbeitung mit Hilfe der BIM-Methodik gestellt werden [3].

Es wird angestrebt, übergeordnete Anwendungsfälle bundesweit zu standardisieren, um in der Projektbearbeitung und -umsetzung bei allen Beteiligten ein einheitliches BIM-Verständnis zu etablieren. Eine Übersicht der aktuell bundesweit eingeführten Anwendungsfälle kann [3], [4] entnommen werden.

Für die Betriebsphase von Bauwerken befinden sich weitere Anwendungsfälle in der Entwicklung. Bauwerksdiagnostische Untersuchungen sind in diese Phase einzuordnen. Die Ausarbeitung des Anwendungsfalls „digitale Bauwerksdiagnostik“ ist Gegenstand des Forschungsprojektes openSIM. Aktuelle Erkenntnisse werden folgend erläutert.

4 Der BIM-Anwendungsfall „digitale Bauwerksdiagnostik“

4.1 Rahmenbedingungen zur Umsetzung der BIM-Methodik

Die Prozesse innerhalb bauwerksdiagnostischer Untersuchungen können übergeordnet in folgende vier Schritte unterteilt werden, welche hier schon auf ein modellbasiertes Arbeiten übertragen wurden:

- (1) Definieren der Zielsetzung und Formulieren der Aufgabenstellung einschließlich Vergabe der bauwerksdiagnostischen Leistungen,
- (2) *Modellbasiertes Erstellen* der Untersuchungsplanung,
- (3) *Modellbasierte Implementierung von Einzelergebnissen* nach Durchführung der bauwerksdiagnostischen Untersuchungen,
- (4) *Modellbasierte Implementierung* der Aus- und Bewertung der bauwerksdiagnostischen Untersuchungen für übergeordnete Untersuchungsziele.

Diese Prozessschritte wurden in die Vorgehensweise der BIM-Methodik überführt (Bild 1) und begleitend dazu die Datenformate der anfallenden digitalen Dokumente und Dateien sowie eine Datenstruktur als Grundlage zur Entwicklung eines BIM-fähigen Datenmodells erarbeitet: das Fachmodell Bauwerksdiagnostik.

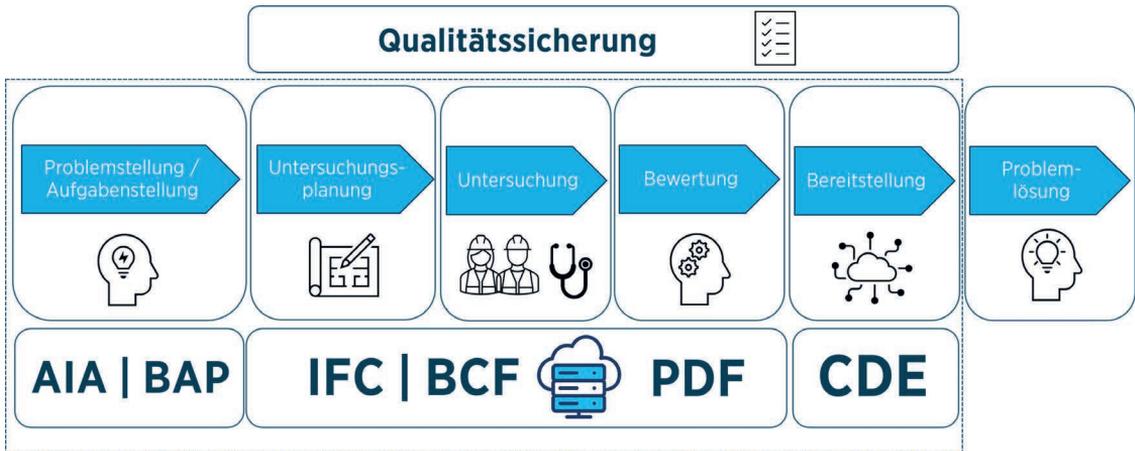


Bild 1: Schematischer Ablauf des Prozesses der digitalen Bauwerksdiagnostik

Der Anwendungsfall Bauwerksdiagnostik beschreibt die Erstellung und Umsetzung des Fachmodells Bauwerksdiagnostik. In diesem Beitrag wird schwerpunktmäßig die Umsetzung der Prozessschritte (2) bis (4) beschrieben.

4.2 Entwicklung des Fachmodells Bauwerksdiagnostik

4.2.1 Modellbasiertes Erstellen der Untersuchungsplanung

Nachdem in gemeinsamer Abstimmung zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer (in diesem Anwendungsfall der Bauwerksdiagnostiker) Untersuchungsziele innerhalb der Leistungsbeschreibung definiert wurden, erfolgt die Planung der bauwerksdiagnostischen Untersuchungen. Es werden durch einen sachkundigen Bauwerksdiagnostiker Untersuchungsverfahren ausgewählt, mit denen Erkenntnisse gewonnen werden können, die die übergeordneten Aufgaben- bzw. Problemstellungen beantworten. Im Modell erfolgt im Anschluss die Verortung der einzelnen Untersuchungsstellen sowie deren optionale Eingliederung in übergeordnete Untersuchungsbereiche. Die Verortung der Objekte erfolgt georeferenziert und/oder im Lagebezug auf eindeutig referenzierte Bauwerksteile. Dies wird durch das Einblenden des Bestandsmodells im Hintergrund des Fachmodells Bauwerksdiagnostik ermöglicht, s. Bild 2.

Die Untersuchungsstellen erhalten semantische Informationen mit Anweisungen zur geplanten Durchführung und/oder Entnahme von Proben am Bauwerk, zu den Untersuchungsverfahren und zur Nennung weiterführender Baustoffuntersuchungen. Zusammenfassend beinhaltet das Fachmodell Bauwerksdiagnostik zu diesem Zeitpunkt also die modellbasierte Darstellung der Untersuchungsplanung, primär in Form von verorteten Untersuchungsstellen.

4.2.2 Modellbasierte Implementierung von Einzelergebnissen nach Durchführung bauwerksdiagnostischer Untersuchungen

Nachdem die Bauwerksdiagnostik vor Ort durchgeführt wurde und entnommene Proben im Labor untersucht werden konnten, wird das Fachmodell Bauwerksdiagnostik fortgeschrieben. Die einzelnen modellierten Untersuchungsstellen werden in diesem Leistungsschritt um Einzelergebnisse, ggf. ergänzend modellierte Objekte und die zugrundeliegenden Roh- bzw. Metadaten der jeweiligen Untersuchungsverfahren ergänzt. Diese Rohdaten können einzelne Messwerte darstellen, aber auch Informationen zu einem eingesetzten Messgerät oder Witterungsrandbedingungen enthalten. Liegen Beprobungsergebnisse von durchgeführten Laboruntersuchungen entnommener Proben vor, werden auch diese in den entsprechenden Probeobjekten hinterlegt.

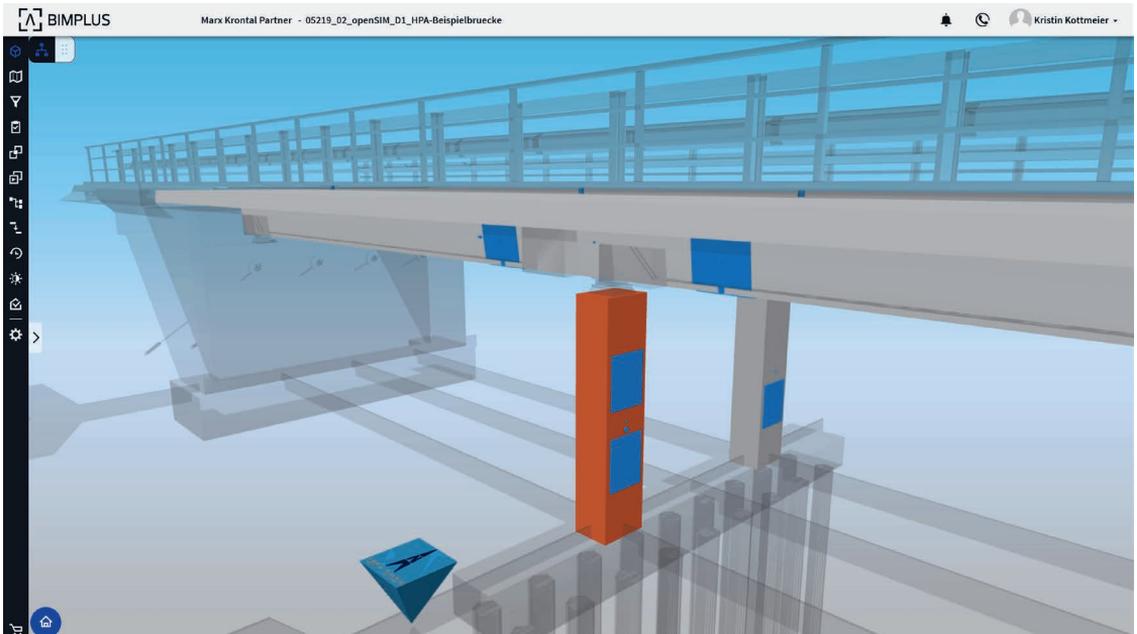


Bild 2: Darstellung eines beispielhaften Fachmodells Bauwerksdiagnostik mit verorteten Untersuchungsstellen (blaue Objekte), Untersuchungsbereichen (nicht transparente graue und orangefarbene Objekte) sowie transparenter Einblendung des Bestandsmodells im Hintergrund

Dem Auftraggeber wird weiterhin ein bauwerksdiagnostischer Bericht übergeben, der die Aufgabenstellung, die Durchführung der Untersuchungen und die vorgenommenen Bewertungen beschreibt. Verglichen mit der klassischen Berichtsform ersetzen die hinterlegten Daten an den einzelnen Objekten die üblicherweise im PDF-Bericht vorhandenen Anlagen, welche alle Einzelergebnisse auflisten, da diese direkt im Modell eingesehen und verglichen werden können.

4.2.3 Modellbasierte Aus- und Bewertung von Untersuchungsergebnissen für übergeordnete Untersuchungsziele

Die durch den Bauwerksdiagnostiker vorgenommenen ingenieurtechnischen Bewertungen der einzelnen Untersuchungen in das Fachmodell Bauwerksdiagnostik zu integrieren, stellt den vorletzten Schritt des digitalen Prozesses dar. Oftmals werden Ergebnisse lokal erkundeter Bauteilbereiche verglichen oder einer statistischen Auswertung unterzogen, um aus diesen dann übergeordnete Erkenntnisse für das Bauwerk abzuleiten. In diesem Leistungsschritt des

Fachmodells Bauwerksdiagnostik werden nicht länger einzelne Stellen modelliert, sondern der jeweilige Bereich des Bauwerks oder Bauteils, für das Erkenntnisse gewonnen wurden. Für die abzubildenden Objekte legt die Datenstruktur einen semantischen Informationsgehalt fest, Modellierungsvorgaben zur Darstellung gibt es nicht. Dies bietet dem Fachplaner der Bauwerksdiagnostik die Möglichkeit, eine individuelle Ergebnisdarstellung des Aus- und Bewertungsprozesses in Bezug auf die spezifischen Zielsetzungen bzw. Untersuchungsziele des Auftraggebers vorzunehmen.

Bspw. ist es möglich, die mit dem Ultraschallverfahren erkundete Lage eines Spanngliedes innerhalb eines Hohlkastensteiges lagegetreu nachzumodellieren und Abweichungen zu Bestandsunterlagen farblich hervorzuheben. Dies ist dann mit vertretbarem Aufwand umsetzbar, wenn ein Bestandsmodell des Bauwerks vorliegt, dessen Spanngliedlage mit der erkundeten Lage überlagert werden kann. In anderen Fällen kann es ausreichend sein, einen geometrisch weniger komplexen Hilfskörper zu modellieren, an dem semantische Informationen zur Lage

des Spanngliedes hinterlegt sind oder eine Skizze angehängt wird. Auch hier dient das Modell dazu, das Verständnis der im bauwerksdiagnostischen Bericht beschriebenen Bewertungen zu unterstützen.

5 Prozessoptimierung und -automatisierung

5.1 Datenstruktur

Die fachlichen Inhalte des im Anwendungsfall „digitale Bauwerksdiagnostik“ zu erstellenden Fachmodells wurden im vorherigen Kapitel beschrieben. Die zugrundeliegende Datenstruktur ist in dem aktuellen Entwicklungsstand in der Lage, Bezeichnungen, Eigenschaften (innerhalb der BIM-Methodik *Merkmal* oder in der Informatik auch *Attribut* genannt), Datentypen und Hierarchien für 25 ausgewählte bauwerksdiagnostische Untersuchungen an Ingenieurbauwerken aus Stahl, Stahlbeton und Spannbeton abzubilden. Dabei entsprechen die modellierten Objekte (teils fiktiven) Untersuchungsstellen oder Untersuchungsbereichen. Jedes Untersuchungs-bereichsobjekt steht dabei mindestens zu einem Untersuchungsstellenobjekt in Bezug. Innerhalb der digitalen Arbeitsweise ist es für die Umsetzung des BIM-Prozesses essentiell, eine konsistente Datenstruktur in den einzelnen Leistungsschritten vorzugeben, damit die modellierten Objekte und ihre semantische Informationstiefe in logischem Bezug zueinander stehen.

Wird die in den folgenden Unterkapiteln beschriebene Datenstruktur (einmalig) in die jeweilige Autorensoftware als Objektbibliothek implementiert, können die wiederkehrenden Prozesse zur Digitalisierung von der Untersuchungsplanung bis zur Ergebnisbereitstellung bauwerksdiagnostischer Daten effizienter gestaltet werden.

5.2 Objektübersicht und Objektkatalog

Die modellierten Objekte können innerhalb einer sogenannten Objektübersicht, die aktuell im Forschungsprojekt openSIM ausgearbeitet wird, in drei Ebenen gefiltert werden:

- Bezeichnung der Untersuchungsstelle oder des Bereiches,
- Information, ob es sich um ein geplantes, durchgeführtes oder ausgewertetes diagnostisches Untersuchungsobjekt handelt,
- Bezeichnung des dem Objekt zugehörigen Untersuchungsverfahrens oder der Laboruntersuchung.

Die semantische Informationstiefe der modellierten Objekte wird in dem sich ebenfalls aktuell im Rahmen von openSIM in der Entwicklung befindlichen Objektkatalog Bauwerksdiagnostik definiert. Dieser Objektkatalog teilt das Fachmodell Bauwerksdiagnostik entsprechend den beschriebenen Prozessschritten in drei Leistungsstufen, s. Bild 3:

- das Teilmodell Untersuchungsplanung (s. Abschnitt 4.2.1),
- das Teilmodell Einzelergebnisse (s. Abschnitt 4.2.2),
- das Teilmodell Untersuchungsergebnisse (s. Abschnitt 4.2.3).

Objektkataloge bieten projektunabhängige Vorgaben für die Erstellung von Fachmodellen in BIM-Projekten und müssen von allen Projektbeteiligten genutzt werden. Sie dienen der semantischen Detaillierung (*Level of Information – Lol*) der Fachmodelle und gewährleisten eine einheitliche Modellstruktur, die für die Abstimmung mit anderen Fachmodellen notwendig ist [5].

Je Teilmodell werden für jedes Untersuchungsverfahren Anforderungen an die semantische Informationstiefe in Form des Lol definiert. Dabei ist ein höherer Wert des Lol mit einer höheren Informationstiefe gleichzusetzen. Definiert wurden Lol-Stufen von 100 bis 500. Bspw. sind in *Lol 100* an den geometrisch verorteten Objekten lediglich eine Bezeichnung und ein Link zum diagnostischen Bericht enthalten. Bei der Attribuierung entsprechend *Lol 200* werden die Suchfunktionen im Modell erweitert, so dass Objekte bspw. nach ihrer Zugehörigkeit zu einem Bauteil, Teilbauwerk oder dem Untersuchungsziel gefiltert werden können. *Lol 300* stellt ein Integrieren von Kernwerten in das

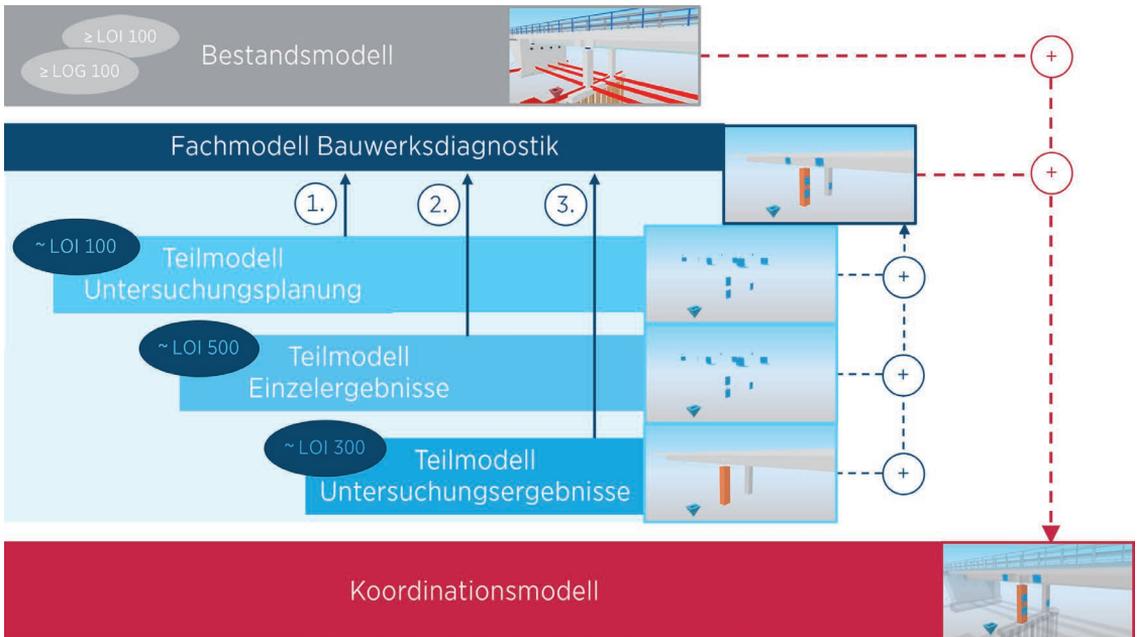


Bild 3: Definition von Fach- und Teilmodellen mit schematischer Darstellung der Zusammenführung mehrerer Fachmodelle zu einem Koordinationsmodell

Modell dar. Es werden nützliche Informationen und wesentliche Ergebnisse an den Objekten hinterlegt. Ab *Loi 400* erfolgt eine individuelle Festlegung der an die Objekte anzuhängenden Merkmale zwischen Auftraggeber und Fachplaner Bauwerksdiagnostik, um projektspezifischen Anforderungen zu begegnen. *Loi 500* entspricht in der zu übergebenden semantischen Informationstiefe *Loi 400*. Dafür werden unabhängig von der Definition des *Loi* Merkmale im Objektkatalog als erforderlich oder optional definiert. Optionale Merkmale ergänzen das Modell um zusätzliche Bemerkungen, Fotos, Videos oder Skizzen.

Die Merkmale beschreiben die einzelnen Untersuchungsverfahren, aber auch allgemeine Informationen zum diagnostischen Projekt. Sie werden innerhalb der BIM-Methodik in Eigenschaftensets (*Propertysets* – *Psets*) gruppiert. Als Beispiel seien die *Psets* *Pset_DiagnostikProjekt*, *Pset_Untersuchungsstelle* (s. Bild 4) oder *Pset_Kernbohrung* zu nennen.

Eine Herausforderung bei der Digitalisierung der Bauwerksdiagnostik innerhalb der BIM-Metho-

dik stellt das Erfordernis dar, Merkmale doppelt vergeben zu müssen. Ein realistischer Anwendungsfall ist bspw., dass an einem entnommenen Bohrkern an zwei Proben die Druckfestigkeit ermittelt wird. Dementsprechend müsste das *Pset_Druckfestigkeitspruefung* doppelt an das Bohrkernobjekt angehängen werden. Damit würde das Merkmal *_WertDerDruckfestigkeit* zweifach vergeben werden oder müsste mit zwei Inhalten an einem Objekt gefüllt werden. Dies ist in der IFC-Datenstruktur (*Industry Foundation Classes*, offener Standard zur Beschreibung von BIM-Modellen [6]) nicht umsetzbar. Beim Anlegen des Objektes „Bohrkern“ im Modell weiß dieser daher durch die Datenstruktur des Objektkataloges bereits, wie viele Proben zu welchem Zweck entnommen werden sollen.

Die entsprechenden Merkmale lösen zu modellierende dreidimensionale Probeobjekte aus, von denen jedes ein *Pset_Druckfestigkeitspruefung* enthält. Eine doppelte Merkmalsvergabe stellt hier kein Problem dar, da es sich um getrennt modellierte Objekte handelt.

Merkmalsgruppe "Domäne"		Untersuchungsstelle		BWD - US							
IFC-Klassifikation		IfcBuildingElementProxy									
Merkmalsliste (Propertyset)	Merkmal (Property)	IFC-Klassifikationen	Format	Einheit	Eintrag	Level of Information					Beispiel
						Loi 100	Loi 200	Loi 300	Loi 400	Loi 500	
Pset_Untersuchungsstelle	_AnzahlProben_US	ifcLengthMeasure	Ganzzahl	ohne	erforderlich	X	X	X	X	X	1
Pset_Untersuchungsstelle	_ArtDerPruefung_US	ifcLabel	ListBox ohne Eingabe	ohne	erforderlich	-	-	X	X	X	ZaP
Pset_Untersuchungsstelle	_BaustoffuntersuchungProbe1_US	ifcLabel	ListBox ohne Eingabe	ohne	erforderlich	X	X	X	X	X	Druckfestigkeitsprüfung
Pset_Untersuchungsstelle	_Bauteil_US	ifcLabel	Text	ohne	erforderlich	-	X	X	X	X	Pfeiler Nord
Pset_Untersuchungsstelle	_Bauteilgruppe_US	ifcLabel	Text	ohne	erforderlich	-	X	X	X	X	Pfeiler
Pset_Untersuchungsstelle	_Bemerkung_US	ifcLabel	Text	ohne	optional	-	-	X	X	X	
Pset_Untersuchungsstelle	_Beschreibung_US	ifcLabel	Text	ohne	optional	-	-	X	X	X	
Pset_Untersuchungsstelle	_Foto_US	ifcLabel	Text	ohne	optional	-	-	X	X	X	
Pset_Untersuchungsstelle	_Grundgesamtheit_US	ifcLabel	Text	ohne	optional	-	-	X	X	X	ungestörtes Gefüge
Pset_Untersuchungsstelle	_Merkblatt_US	ifcLabel	Text	ohne	optional	-	-	X	X	X	
Pset_Untersuchungsstelle	_Norm_US	ifcLabel	Text	ohne	optional	-	-	X	X	X	
Pset_Untersuchungsstelle	_Pruefanweisung_US	ifcLabel	Text	ohne	optional	-	-	X	X	X	
Pset_Untersuchungsstelle	_TechnischeVorschrift_US	ifcLabel	Text	ohne	optional	-	-	X	X	X	
Pset_Untersuchungsstelle	_Untersuchungsbereich_US	ifcLabel	Text	ohne	erforderlich	X	X	X	X	X	UB_2
Pset_Untersuchungsstelle	_Untersuchungsstelle_US	ifcLabel	Text	ohne	erforderlich	X	X	X	X	X	US_2_1
Pset_Untersuchungsstelle	_Untersuchungsverfahren_US	ifcLabel	ListBox ohne Eingabe	ohne	erforderlich	X	X	X	X	X	Kernbohrung
Pset_Untersuchungsstelle	_Untersuchungsziel_US	ifcLabel	Text	ohne	erforderlich	-	X	X	X	X	Bestimmung der Betonfestigkeits

Bild 4: Auszug aus dem sich in der Entwicklung befindlichen Objektkatalog Bauwerksdiagnostik, hier dargestellt ist das *Pset_Untersuchungsstelle* mit optionalen und erforderlichen Merkmalen zur Beschreibung der durchzuführenden Untersuchung

5.3 Digitales, automatisiertes Ultraschall-Abbildungssystem

Der entwickelte Anwendungsfall „digitale Bauwerksdiagnostik“ ist universell angelegt und generell für alle Verfahren der Bauwerksdiagnostik einsetzbar. Er beinhaltet derzeit allerdings noch zwei Herausforderungen. Zum einen benötigt der Prozess eine große Anzahl manueller Arbeiten eines BIM-Konstrukteurs wie Einfügungen, Attributierungen und Verlinkungen und ist daher hochgradig manuell. Zum anderen erfolgt die Georeferenzierung der Messpositionen bei der Bauwerksdiagnose vor Ort i. A. durch analoge Hilfsmittel wie Gliedermaßstäbe und Maßbänder, deren abgelesene Werte händisch in Protokolle eingetragen werden. Dieses Vorgehen ist feh-

leranfällig und erreicht oft nicht die notwendige Genauigkeit, um später im Bauwerksmodell geometrische Zuordnungen zwischen Messergebnis und Sollzustand sicher vornehmen zu können.

Um hier einen Lösungsweg aufzuzeigen, wird im openSIM-Forschungsprojekt ein Demonstrator entwickelt, der beispielhaft einen vollständig digitalen, automatisierten Prozess zur Messung und Integration bauwerksdiagnostischer Ultraschallbilder in ein digitales BIM-Modell implementiert. Dazu werden ein Ultraschallabbildungssystem, ein Positionstracker zur Georeferenzierung und eine proprietäre Software zur Steuerung, Datenintegration und Generierung von IFC-Ergebnisobjekten zu einem Gesamtsystem kombiniert, s. Bild 5.

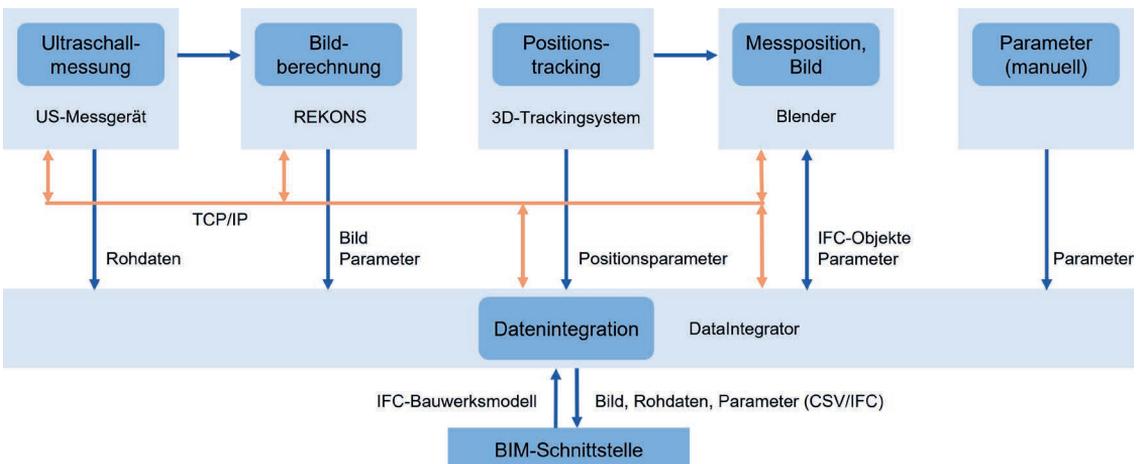


Bild 5 Funktionsblöcke des digitalen, automatisierten Ultraschallabbildungssystems

Die Messungen werden mit einem 16-Kanal-Ultraschallsystem durchgeführt. Aus den Messungen wird mit der REKONS-Abbildungssoftware der MFPA Weimar [7] ein FMC/TFM-Ultraschallbild (FMC – *Full Matrix Capture*, TFM – *Total Focusing Method*) berechnet. Die Rohdaten und das Ergebnisbild werden in der Software *DataIntegrator* [8] der MFPA Weimar und der 3D-Grafiksoftware *Blender* [9] mit der Array-Position aus dem Positionstrackingsystem verknüpft und in das Bauwerkskoordinatensystem umgerechnet. Zur Umrechnung wurde vorher ein eingemessener Referenzpunkt am Bauwerk mit dem Positionstrackingsystem erfasst. Schließlich wird das Ergebnisbild an der korrekten Position im Bauwerksmodell angezeigt. Der gesamte Mess-, Auswerte- und Visualisierungsprozess wird durch den Austausch von Nachrichten über das TCP/IP-Netzwerkprotokoll gesteuert und läuft automatisiert innerhalb von wenigen Sekunden ab. Nachdem die gewünschte Anzahl von Messungen durchgeführt wurde, wird eine IFC-Datei mit allen Objekten (Ultraschallbilder und Referenzpunkte) und den dazugehörigen Parametern generiert.

Das Ergebnis besteht aus den Ultraschallbildern, den Rohdaten und einem Parametersatz, der auch die Georeferenzierung der Ergebnisobjekte und Links zu den anderen Dateien enthält. Der Parametersatz kann über die IFC-Datei in ein Fachmodell integriert oder als CSV-Datei zur Weiterverarbeitung gespeichert werden. Die Dateien bilden die Schnittstelle von der Bauwerksdiagnostik zum BIM-Prozess, die zukünftig standardisiert werden soll.

6 Digitalisierte Ergebnisbereitstellung

Innerhalb der BIM-Methodik stellt die *Common Data Environment* (CDE) eine gemeinsame web-basierte Datenumgebung bzw. den virtuellen Projektraum dar. In der CDE werden alle spezifischen Projektdaten (Modelle, Pläne, weitere Dokumente) zentral verwaltet. Die Datennutzung bzw. Nutzungsberechtigung wird über definierte Nutzerrollen und angelegte Workflows gesteuert [10].

Aus dem Anwendungsfall „digitale Bauwerksdiagnostik“ entsteht das Fachmodell Bauwerksdiagnostik in drei Teilmodellen (s. Abschnitte 4.2 und 5.1). Nach dem Leistungsschritt der modellbasierten Untersuchungsplanung wird das Teilmodell Untersuchungsplanung auf der CDE bereitgestellt und kann dort mit dem Bestandsmodell überlagert dargestellt werden. Für den Fall, dass bspw. ein Tragwerksplaner mit der Nachrechnung des zu untersuchenden Bestandsbauwerkes beauftragt ist, erhält dieser die Möglichkeit, das Fachmodell Bauwerksdiagnostik schon zum Zeitpunkt der geplanten Untersuchungen einzusehen und mit seinen individuellen Anforderungen abzugleichen.

Für den kollaborativen Austausch werden sogenannte *Issues*, also Anfragen zwischen den Nutzern, als zentral verwaltetes Kommunikationstool genutzt. Mit Issues können festgelegte Ansichten der 3D-Modellumgebung generiert und diesen Ansichten eine Aufgabe mit Priorität, Verantwortlichkeit, Ablaufdatum und Status hinzugefügt werden. In einem Issue kann ein spezifisches Diagnostikobjekt ausgewählt und auf Attribute oder verlinkte Dokumente verwiesen werden. So ist es bspw. möglich, die geplante Lage einer zerstörungssarmen Untersuchung, mit der potenziell in das Tragwerk eingegriffen wird, modellbasiert mit dem Tragwerksplaner abzustimmen, s. Bild 6. Arbeitet der Tragwerksplaner mit einer BIM-fähigen Statiksoftware, bieten Issues in einem standardisierten Dateiformat, dem *BIM Collaboration Format* (BCF), sogar die Möglichkeit, die modellunabhängige Ansicht aus der CDE in die eigene Autorensoftware zu importieren. Damit können in der Modellumgebung verortete Untersuchungsstellen zerstörungssarmer Untersuchungen mit tragenden Bauteilbereichen aus dem Tragwerksmodell abgeglichen werden. Durch die modellbasierte Ansicht werden Übertragungsfehler minimiert und es fällt den am Projekt beteiligten Fachplanern leichter, sich auf der Grundlage ihrer aktuellen individuellen Planungsstände auszutauschen.

Mit dem Fortschreiben des Fachmodells Bauwerksdiagnostik aus dem Teilmodell der Untersuchungsplanung zu den Teilmodellen Einzeler-

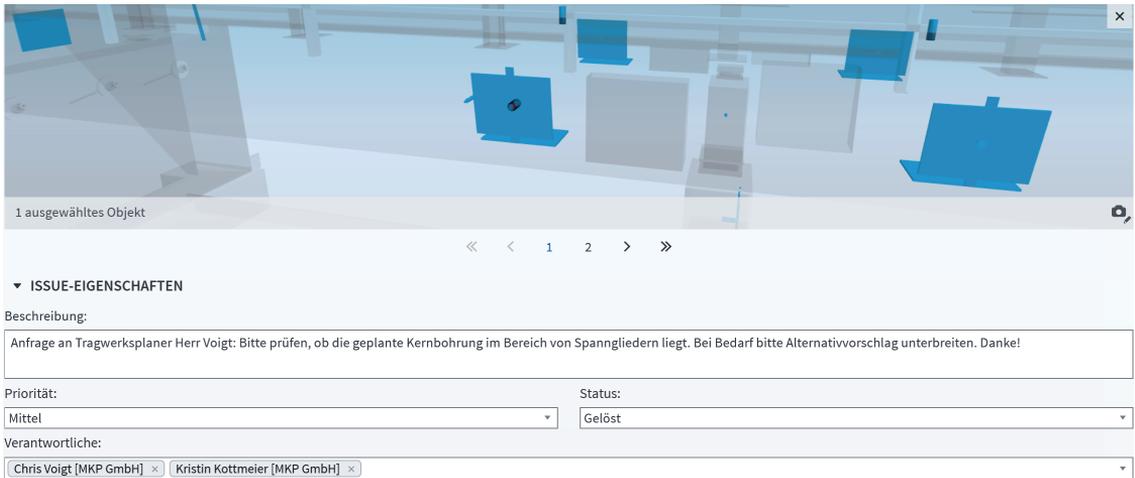


Bild 6: Issuevergabe mit Zuweisung von Verantwortlichkeiten innerhalb der CDE

gebnisse und Untersuchungsergebnisse werden alle Erkenntnisse aus der Bauwerksdiagnostik in übersichtlicher Form bereitgestellt. Bei der Beurteilung bestehender Bauwerke, dem Erhaltungsmanagement und der Instandsetzungsplanung bietet die digitalisierte Form Chancen hin zu einer übersichtlicheren Datenhaltung, da alle vorhandenen Informationen über das Bestandsbauwerk an einem Ort zentral verwaltet werden. Neben dem Fachmodell Bauwerksdiagnostik sind hier bspw. Schadstoffuntersuchungen oder Bauwerksinspektionen zu nennen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Innerhalb des Forschungsprojektes openSIM „Integration und Bereitstellung von Structural-Information-Daten zur Bestandsbewertung von Infrastrukturbauwerken im BIM-Prozess“ werden Standards entwickelt, die die Nutzung und Weiterverarbeitung von Bestands- und Zustandsdaten mit Hilfe digitaler Arbeitsmethoden ermöglichen. Bei konsequenter Arbeitsweise entsprechend der BIM-Methodik können Erkenntnisse aus der Bauwerksdiagnostik den weiteren Projektbeteiligten übersichtlicher und anschaulicher in einer modellbasierten Arbeitsumgebung bereitgestellt werden, als es im herkömmlichen analogen Prozess der Fall ist. Das koordinatengetreue Verorten und Hinterlegen semantischer Informationen aus der Bau-

werksdiagnostik ermöglichen nicht nur einen intuitiveren Erkenntnisgewinn, sondern bieten bei der Überlagerung mehrerer Fachmodelle die Möglichkeit, fachübergreifende Problemstellungen zusammenhängend zu betrachten und zu untersuchen.

Am Ende der Projektlaufzeit im Oktober 2025 soll ein detailliert ausgearbeiteter, an verschiedenen Demonstrationsbauwerken getesteter Anwendungsfall „digitale Bauwerksdiagnostik“ bereitgestellt werden, dessen Daten- und Prozessstruktur die vielfältigen Belange der Nutzer von bauwerksdiagnostischen Untersuchungen abdeckt. Schwerpunktmäßig werden dabei die Nutzersichten des Auftraggebers, des Tragwerksplaners und des Bauwerksdiagnostikers betrachtet.

Dank

Die Autorin und die Autoren danken Bau-Consult Hermsdorf, der Hamburg Port Authority, der Bauhaus-Universität Weimar und custom-Quake, Hamburg, für die Zusammenarbeit sowie dem Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMDV) für die Förderung des Projekts openSIM (FKZ 19F2217D) im Rahmen der Förderinitiative mFUND.

Literatur

- [1] Kottmeier, K.; Hackel, T.; Voigt, C.: Der BIM-Anwendungsfall „digitale Bauwerksdiagnostik“ – Mehrwert der BIM-Methodik bei der Nachrechnung von Ingenieurbauwerken. In: Müller, M. (Hrsg.): Tagungsband des 6. Brückenkolloquiums, 01./02.10.2024 an der Technische Akademie Esslingen, 2024, S. 91–100.
- [2] Voigt, C.; Fritsch, C.; Hackel, T.: Digitalisierung der Bauwerksdiagnostik zur realitätsnahen Bewertung von Ingenieurbauwerken. In: Krieger, J. (Hrsg.): Tagungsband zum 2. Fachkongress Digitale Transformation der Verkehrsinfrastruktur, 20./21.06.2023 an der Technische Akademie Esslingen, 2023, S. 261–271.
- [3] Bundesministerium für Digitales und Verkehr (Hrsg.): Anwendungsfälle – Phase II, Rahmendokument Version 2.0, BIM Bundesfernstraßen. 10/2021. online unter: Masterplan BIM Bundesfernstraßen – Rahmendokument Steckbriefe der Anwendungsfälle V 1.0 (bim-bundesfernstrassen.de).
- [4] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Masterplan BIM Bundesfernstraßen – Ergänzung zu den Rahmendokumenten: Liste der standardisierten Anwendungsfallbezeichnungen. 10/2021 – online unter: https://www.bimdeutschland.de/fileadmin/media/Downloads/Download-Liste/Strasse/BIM_RD_ergaenzung_barrierefrei.pdf.
- [5] BIM.Hamburg (Hrsg.): Objektkatalog Allgemein, Version V004. 2023 – online unter: <https://bim.hamburg.de/resource/blob/611782/9fc773a772519293b171cdeffd91cdd5/d-06-allgemein-v004-data.pdf>.
- [6] DIN EN ISO 16739-1_2021-11: Industry Foundation Classes (IFC) für den Datenaustausch in der Bauwirtschaft und im Anlagenmanagement – Teil 1: Datenschema (ISO 16739-1:2018); Englische Fassung EN ISO 16739-1:2020.
- [7] Schickert, M.: Tomographisches Abbildungsprogramm. Materialforschungs- und -prüfanstalt Weimar (MFPA Weimar), Version 7.11, 2024.
- [8] Khairtdinov, M.: Koordinations- und Integrationsprogramm., Materialforschungs- und -prüfanstalt Weimar (MFPA Weimar), Version 2.1, 2024.
- [9] Universelles 3D-Grafikprogramm: <https://www.blender.org>. Version 4.3, 2024; BlenderBIM: IFC-Authoring-Plattform, Add-on zu Blender: <https://bonsaibim.org/>. Version 0.8.0, 2024.
- [10] Bundesministerium für Digitales und Verkehr (Hrsg.): Masterplan BIM Bundesfernstraßen – Rahmendokument: Datenmanagement – Version 1.0. 10/2021 – online unter: https://www.bimdeutschland.de/fileadmin/media/Downloads/Download-Liste/Strasse/BIM_RD_Datenmanagement_V1_0_barrierefrei.pdf.

Bildquellen

Bilder 1, 3, 4, 6: MKP GmbH

Bild 2: Beispielbrücke BIM.Hamburg, MKP GmbH

Bild 5: Martin Schickert, MFPA Weimar



ECHTERHOFF

Weniger ist mehr!

Die vielen Vorteile der ECHTERHOFF Expressbrücken!

Unsere Expressbrücken verkürzen dank der von uns entwickelten Betonfertigteile die Bauzeiten von Straßen- und Eisenbahnbrücken erheblich. Dadurch erzielen wir Bestwerte wie eine Gesamtbauzeit von **sensationellen 18 Kalendertagen** statt einer üblichen Bauzeit von 15 Monaten (EÜ-Vellinghauser Straße in Dortmund), **verfahrenstechnische Kosteneinsparungen von 2,0 Mio. Euro** (Straßenbrücke in Dülmen), oder eine **Einsparung von 53.650 Tonnen CO₂** durch weniger Stau (bei geschätzten 16 Monate Stau à 30 Minuten/Tag, 120.000 Fahrzeuge). Deutschlandweit einmalig ist unser 45 m Spannbetonbinder ohne Mittelpfeiler (und neues Widerlagersystem) für den sechsstreifigen Autobahnausbau.



- › Weniger Bauzeit
- › Weniger Stau
- › Weniger Zugausfälle
- › Weniger volkswirtschaftliche Schäden
- › Weniger CO₂-Emissionen

INGENIEURBAU | TIEF- UND SPEZIALBAU | SCHLÜSSELFERTIGES BAUEN | PROJEKTENTWICKLUNG

Mehr erfahren? echterhoff.de



Wirklichkeitsnahe Eigenfrequenzen mittels moderner Messmethoden und KI-Tools in der Brückendynamik

- M. Eng. Sarah Schäfer¹, Dipl.-Ing. Günther Grunert²
- ¹ Ingenieurgesellschaft Müller + Hirsch mbH, Magdeburg
- ² DB InfraGO AG, Brückenbau u. LS-Anlagen Technik, Berlin

KURZFASSUNG

Für Problemstellungen in der Brückendynamik können moderne Messmittel im Zuge der Brückenhauptprüfung eingesetzt werden. Die Verarbeitung der Messergebnisse kann dabei durch ein KI-gestütztes Tool erfolgen. Das Ergebnis ist ein verbessertes Verfahren zum Nachweis der Resonanz für Bestandsbauwerke nach DB-Handbuch 80500. Ein Ziel ist dabei ein Nachweis zur Erhöhung der Streckengeschwindigkeit. Die Validierung kann über gemessene Brücken der DB AG erfolgen.

Anmerkung: Teile dieses Beitrages wurden bereits im Rahmen der 20. Fachtagung Konstruktiver Ingenieurbau 2024 der VDEI Akademie als Vortrag vorgestellt.

1 Problemstellung

Die Nachweise zur Überprüfung des Resonanzrisikos von Eisenbahnbrücken nach Ril 804.3301 [1], [2] (Handbuch 80500 [3] verweist für Nachweise auch im Bestand auf die Neubausvorschrift Handbuch 80400) bereiten gerade bei Bestandsbauwerken Probleme, bspw. bei einer geplanten Anhebung der örtlichen Geschwindigkeit. Die Überprüfung des Resonanzrisikos kann in drei Stufen erfolgen. Zunächst erfolgt in Stufe 1 die Überprüfung, ob der Nachweis entfallen kann, s. Ril 804.3301, Abs. 3 (2) [2]. Stufe 2 ist ein Nachweis zur Überprüfung der Eigenfrequenz und Stufe 3 dann schlussendlich die dynamische Berechnung. Ist ein Nachweis in Stufe 1 nicht erfolgreich, wird in der Planung ein Nachweis über die Größe der Grundeigenfrequenz, also Stufe 2, präferiert, da dann eine aufwändige dynamische Berechnung in Stufe 3 entfallen kann. Leider ergeben sich rechnerisch bei bestimmten Bauwerkstypen wie bei Walzträgern in Beton (WiB) oftmals zu geringe Eigenfrequenzen. Es zeigte sich jedoch, dass in situ gemessene Eigenfrequenzen höher sind als berechnete, d. h. das Bauwerk verhält sich günstiger als berechnet. Da die Gründe hierfür

noch nicht abschließend geklärt sind, besteht zurzeit keine Möglichkeit, diesen Effekt ohne Messung am Bauwerk zu nutzen. Auch bei einer Messung ist eine Extrapolation der Messergebnisse auf weitere Brücken aufgrund der zahlreichen Einflussfaktoren schwer möglich und nach dem bisher eingeführten Regelwerk auch nicht zulässig.

2 Einsatz von KI-Methoden

2.1 Aufbau des neuronalen Netzes

Der Einsatz von künstlicher Intelligenz (KI), hier beispielhaft an einem neuronalen Netz vorgestellt, ist ein Werkzeug zur Lösung von Regressionsaufgaben. Mit der KI wird es möglich, eine Vorhersage für Ergebnisse in Abhängigkeit einer Vielzahl von Eingangsgrößen zu erhalten. Allerdings setzt dies eine ausreichende Zahl von Fallbeispielen, in diesem Fall gemessene Brücken mit bekannten Eingangsdaten, voraus, um eine ausreichend genaue Vorhersage zu erhalten.

Das neuronale Netz (Bild 1) besteht aus einer Eingabeschicht, einer oder mehreren versteckten Schichten von Neuronen und einer Ausgabe-

schicht [1]. Die Eingabeschicht stellt die Eingangsgrößen X_i für das neuronale Netz zur Verfügung. Die Gewichte w_{ji} verknüpfen die Eingangsgrößen mit der ersten versteckten Neuronenschicht N_i . Die Neuronen erhalten zusätzlich noch einen Bias B_i . Die Neuronen ermitteln dann für das Eingangssignal ein Ausgangssignal, welches über weitere Gewichte an die nächste Neuronenschicht übermittelt wird. Die letzte versteckte Neuronenschicht übergibt ihr Ausgangssignal an die Ausgabeschicht, in der der Fehler C_i , d. h. die Abweichung zum erwarteten Ergebnis, hier der gemessenen Eigenfrequenz, berechnet wird. Dieser Fehler soll für alle Fallbeispiele minimiert werden.

Die Verarbeitung des Eingangssignals in den Neuronen kann über verschiedene Funktionen erfolgen. Im vorliegenden Fall wird eine logistische Regressionsfunktion, ein sogenannter Sigmoid, auch Schwanenhals- oder S-Funktion (S_i , in Bild 1 und Funktionsgraph in Bild 2), verwendet.

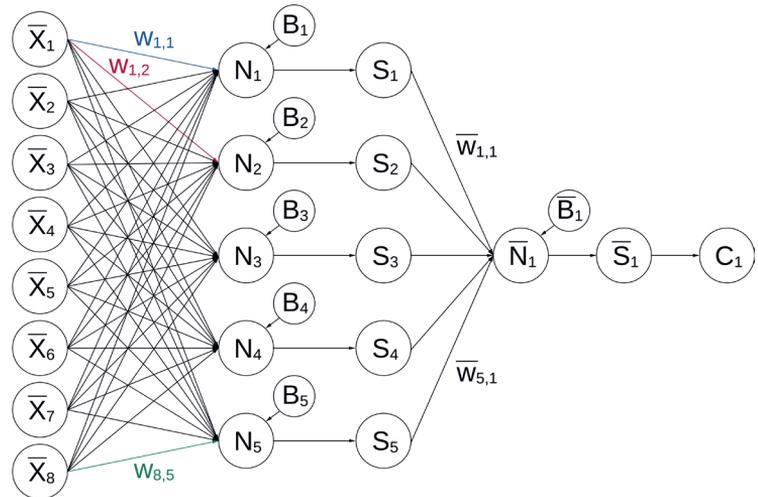


Bild 1: Neuronales Netz

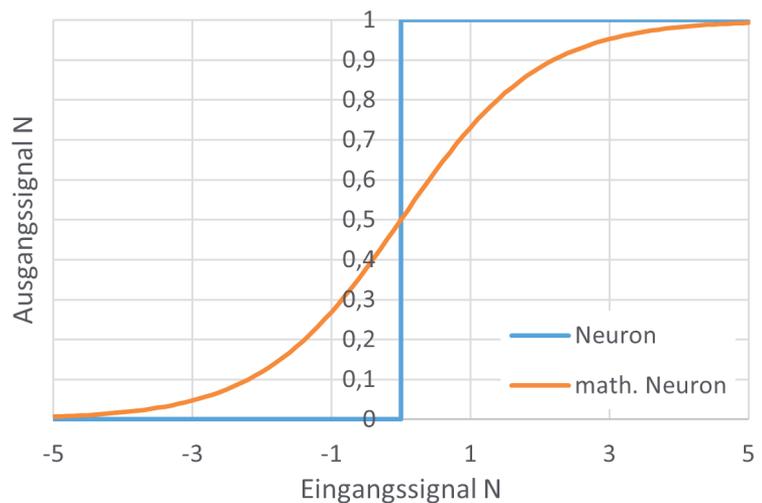


Bild 2: Idealisierung des Neurons mittels logistischer Regression, hier in Form einer Sigmoidfunktion

2.2 Eingangsparameter

Zunächst muss festgelegt werden, welche Werte als Eingangsgrößen verwendet werden sollen. Erstes Kriterium ist selbstverständlich die Frage, welche Daten überhaupt in möglichst großer Zahl vorliegen. Entscheidend dabei ist, dass es sich bei allen berücksichtigten Brückenbauwerken um gemessene Bauwerke handeln muss, da ansonsten kein zu minimierender Fehler berechnet werden kann. Zwar gibt es Techniken zur Datenergänzung, indem die fehlenden Daten durch statistische Streuungsgrößen ersetzt werden, jedoch sollten diese, schon aus

Sicherheitsgründen, nicht verwendet werden. Weiterhin sollten keine Eingangsdaten verwendet werden, die eine lineare Abhängigkeit von anderen Daten aufweisen, da diese keine zusätzlichen Informationen liefern. Eine beliebige Verknüpfung von Eingangsdaten ist dagegen zulässig und häufig auch sinnvoll. Es kann z. B. neben der Stützweite, der Steifigkeit und der Masse auch als verknüpfte Größe die rechnerische Eigenfrequenz verwendet werden.

Im folgenden Beispiel wurden als Eingangsdaten verwendet:

- Stützweite L ,
- rechnerische Biegesteifigkeit EI_{cal} ,
- Massenbelegung m ,
- Schlankheit L/h_{kr} ,
- Konstruktionshöhe h_{kr} ,
- Konstruktionsbreite b ,
- rechnerische Grundeigenfrequenz n_0 ,
- Anzahl der seitlichen Kragarme n_{Kap} .

Die Eingangsgrößen müssen dabei normiert werden, um ein schnelles Anlernen der Neuronen zu ermöglichen, da die Sigmoidfunktion den größten Gradienten im Bereich betragsmäßig kleiner Eingangssignale aufweist.

Da es sich bei dem neuronalen Netz um ein Regressionswerkzeug handelt, gilt das angelernte Netz nur für den Definitionsbereich der Fallbeispiele. Um dies zu gewährleisten, wurde mit Hilfe des *k-nearest-Neighbor*-Verfahrens (KNN) [4] der euklidische Abstand der Eingangsgrößen jedes Fallbeispiels zu allen Eingangsgrößen der anderen Fallbeispiele berechnet. Mittels eines Vergleichs mit der 5%-Quantile aller Abstände ergibt sich eine Kontrollgröße für die Zulässigkeit der Anwendung des neuronalen Netzes.

2.3 Lösung des Optimierungsproblems

Für das in Bild 1 dargestellte einfache neuronale Netz ergeben sich insgesamt 51 Unbekannte, davon 45 Gewichte und sechs Werte für den Bias. Diese Werte müssen so festgelegt werden, dass der Gesamtfehler für alle Fallbeispiele minimiert wird. Dies erfolgt über das *Backpropagation*-Verfahren [6], für das die partiellen Ableitungen des Fehlers in Bezug auf die Gewichte und den Bias berechnet werden, Gln. (1)–(4), [6]. Damit werden die unbekannt GröÙen iterativ angepasst. Zur Optimierung des Netzes werden dabei zufällig ausgewählte Neuronen abgeschaltet.

$$\frac{\partial C}{\partial w_{ji}} = \frac{\partial C}{\partial S_1} \cdot \frac{\partial \bar{S}_1}{\partial N_1} \cdot \frac{\partial \bar{N}_1}{\partial w_{ji}} \quad (1)$$

$$\frac{\partial C}{\partial B_i} = \frac{\partial C}{\partial S_1} \cdot \frac{\partial \bar{S}_1}{\partial N_1} \cdot \frac{\partial \bar{N}_1}{\partial B_i} \quad (2)$$

$$\frac{\partial C}{\partial w_{ji}} = \frac{\partial C}{\partial S_1} \cdot \frac{\partial \bar{S}_1}{\partial N_1} \cdot \frac{\partial S_i}{\partial N_i} \cdot \frac{\partial N_i}{\partial w_{ji}} \quad (3)$$

$$\frac{\partial C}{\partial B_i} = \frac{\partial C}{\partial S_1} \cdot \frac{\partial \bar{S}_1}{\partial N_1} \cdot \frac{\partial S_i}{\partial N_i} \cdot \frac{\partial N_i}{\partial B_i} \quad (4)$$

mit:

C	Fehler
w_{ji} / \bar{w}_{ji}	Gewichte der versteckten Schicht/ der Ausgabeschicht
S_i / \bar{S}_1	Sigmoid der versteckten Schicht/ der Ausgabeschicht
N_i / \bar{N}_1	Neuron der versteckten Schicht/ der Ausgabeschicht
B_i / \bar{B}_i	Bias der versteckten Schicht/der Ausgabeschicht

Das neuronale Netz wird nur mit einem Teil der verfügbaren Fallbeispiele trainiert. Eine übliche Aufteilung der Daten erfolgt in 80 % Trainingsdaten und 20 % Kontrolldaten. Beim Training werden die Gewichte sowie der Bias zunächst mit Zufallszahlen belegt und dann mittels *Backpropagation* angepasst. Zudem muss darauf geachtet werden, dass kein *Overfitting* auftritt, d. h., dass das Netz zwar die Trainingsdaten perfekt „auswendig lernt“, jedoch für die Untersuchung weiterer Testdaten unbrauchbar wird.

Falls die Überprüfung des neuronalen Netzes mit Hilfe der Kontrolldaten eine ausreichende Genauigkeit ergibt, kann für nicht gemessene Bauwerke angegeben werden, welche Messergebnisse sich ergeben würden. Wie hier ein Übergang ins Regelwerk erfolgen kann, wird im Abschnitt 4 diskutiert.

3 Einsatz von Handymessungen

3.1 Messtechnik

Voraussetzung für die Anwendung von KI ist stets, dass eine ausreichend große Zahl an Fallbeispielen vorhanden ist. Messungen mit konventionellen Messmitteln bedeuten einen sehr hohen Aufwand und dadurch auch sehr hohe Kosten, zudem ist die Auswahl von Anbietern begrenzt. Da die Messstellen üblicherweise auf

dem Überbau angebracht und verkabelt werden, sind Brückensperrungen und der Einsatz von Sicherungsposten erforderlich. Um die Messkosten zu reduzieren und damit die Anzahl der verfügbaren Fallbeispiele zu erhöhen, können handelsübliche Smartphones verwendet werden. Jedes Smartphone ist mit Beschleunigungssensoren ausgestattet, um bspw. die Bewegungssteuerung zu ermöglichen. Die Daten dieser Sensoren können mit verschiedenen Apps ausgelesen und aufgezeichnet werden.

Apps dazu haben z. B. die TU Kaiserslautern mit „iDynamics“ [4] und die RWTH Aachen mit „phyphox“ [5] entwickelt. Dort werden die Daten der verschiedenen Sensoren erfasst und können abgespeichert werden. Die Daten werden entweder als Sammelmessung gespeichert und nach der Messung auf einen Computer übertragen, oder die Messung kann durch Zugriff auf das Smartphone mit einem Computer gesteuert und direkt gespeichert werden. Dies ermöglicht eine Fernauslösung und die Kopplung mit einer Lichtschranke, um bspw. sich nähernde Züge zu erkennen. Die Daten können mittels Tabellen-

kalkulation später ausgewertet werden. Die App iDynamics bietet auch eine kurze Auswertung direkt in der App an.

Aus den Messschrieben der Apps können Daten wie die Eigenfrequenz und die Dämpfung herausgefiltert und für die Verarbeitung im neuronalen Netz verwendet werden. Die ausgelesenen Daten werden im csv-Format gespeichert und können dann in einen Datenscrieb zur Weiterverarbeitung mittels Tabellenkalkulation umgewandelt werden. Die Abtastrate ist entweder festgelegt – phyphox – oder abhängig vom Smartphone einstellbar – iDynamics. Die Dämpfung kann jedoch nur mit geringer Genauigkeit ermittelt und die Ergebnisse sollten mit Vorsicht betrachtet werden. Voraussetzung ist stets eine ausreichend große Verformungsamplitude der Brückenschwingung. Es können jedoch nicht nur aus dem Ausschwingverlauf (Bild 3, unten) Daten entnommen werden. Die Daten der Überfahrt (Bild 3, oben) können ebenfalls hinsichtlich der Zugeigenschaften wie Achslast und Achsabstand sowie der wirksamen Bauwerkssteifigkeit untersucht werden.

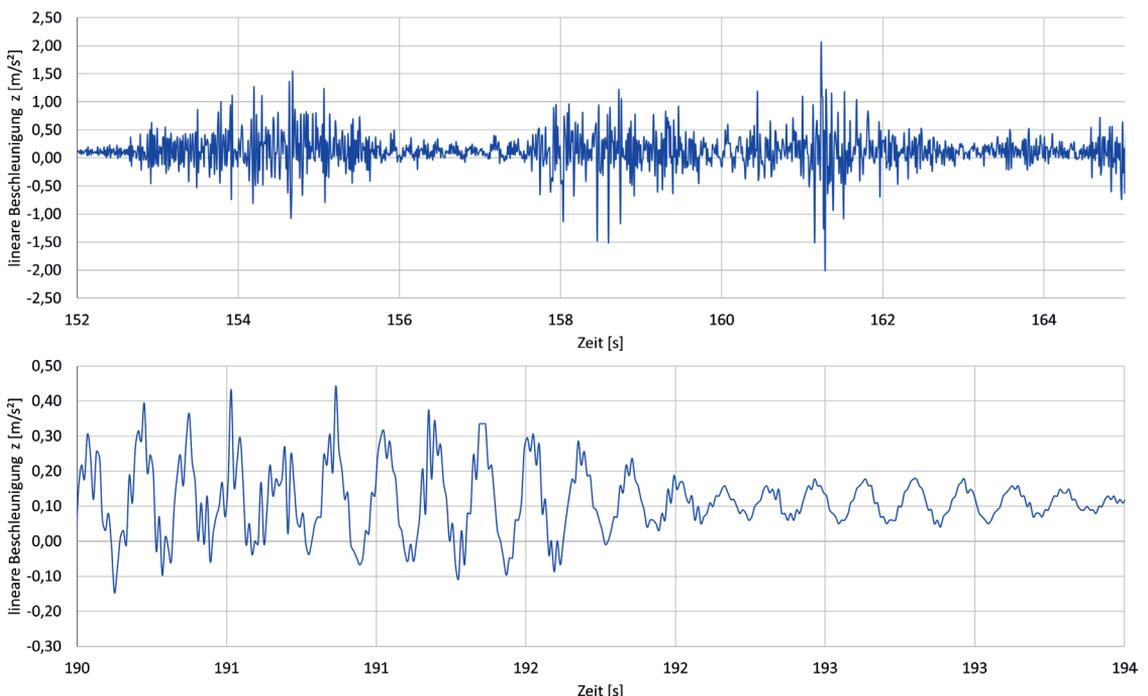


Bild 3: Lineare Beschleunigung z über die Zeit; oben Ausschnitt aus der Überfahrt und unten Ausschnitt aus dem Ausschwingen nach einer Güterzugüberfahrt über eine Stahlbrücke



Bild 4: Messaufnehmer



Bild 5: Messaufnehmer unter einer WiB-Brücke

3.2 Applikation des Messmittels am Bauwerk

Für die Messdurchführung wird das Smartphone mittels eines Aufnehmers an der Brückenkonstruktion befestigt. Der Aufnehmer ist mit einem Ansatzstück am Unterteil, s. Bild 4, ausgestattet, damit dieser mittels eines langen Metallmessstabes an der Brücke befestigt werden kann. Bild 5 zeigt den Messaufnehmer, angebracht in Feldmitte am Untergurt einer WiB-Brücke. Mit Hilfe starker Magnete hält der Aufnehmer mit dem Smartphone ohne weitere mechanische Befestigungsmittel an Brücken in Stahl- oder WiB-Bauweise. Die Messung wird durch die Magnete nicht gestört.

Bild 6 zeigt das Anbringen eines Messaufnehmers mit dem Metallmessstab an der Unterseite einer Brücke in Feldmitte. Der Messaufnehmer ermöglicht den Einsatz mehrerer Smartphones gleichzeitig. Diese Methode der Applikation des Messmittels erlaubt eine schnelle Messung ohne den Einsatz von Sicherungsposten und erfordert keine Verkabe-

lung auf dem Überbau. Dynamisch besonders anfällige Stahl- und WiB-Überbauten sind damit leicht messbar. Auch eine Störung der Messtechnik durch elektromagnetische Einflüsse aus einem überfahrenden Zug ist damit praktisch ausgeschlossen. Die Messung kann im Zuge der alle sechs Jahre erforderlichen Bauwerksprüfung erfolgen, sodass bereits nach kurzer Zeit eine Vielzahl von Brückenmessungen vorliegen würden. Die Umsetzung in der Fläche stellt noch eine gewisse Herausforderung dar und soll im nächsten Schritt gelöst werden.



Bild 6: Montage bzw. Demontage des Messmittels

4 Sicherheitsbetrachtungen

DIN EN 1990 [9] gibt in Anhang D (informativ) Vorgaben zur versuchsgestützten Bemessung. In jedem Fall sollte versucht werden, eine nicht vermeidbare Abweichung zwischen dem tatsächlichen und dem prognostizierten Messwert zu minimieren und deren Größe rechnerisch abzuschätzen. Neben der Möglichkeit eines zusätzlichen Teilsicherheitsbeiwertes kann der Weg über eine Clusterung der Abweichungen in den Kontrolldaten des Netzes erfolgen. Ein beispielhafter Auszug aus einer Clusterung ist in Tabelle 1 angegeben. Aufgetragen sind jeweilig die Einzelwerte für die berechnete Eigenfrequenz $n_{0,cal}$, die gemessenen Werte $n_{0,MESS}$, die Vorhersagen des neuronalen Netzes $n_{0,pre,k}$ sowie die Differenzen zwischen Messwert und Vorhersage. Wird die Differenz zwischen der gemessenen und der prognostizierten Eigenfrequenz für einen vorgegebenen Frequenzbereich statistisch ausgewertet, so kann ein erforderlicher Abschlag (Sicherheitsabzug) der Erhöhungswerte ermittelt werden.

5 Praktische Anwendung

Die praktische Anwendung kann über ein Excelesheet erfolgen, in dem die optimierten Werte für die Gewichte und den Bias hinterlegt sind. Bild 7 zeigt das Auswertungssheet für das gewählte neuronale Netz mit acht Eingangsparametern. Eingetragen werden vom Anwender die

$n_{0,cal}$	$n_{0,mess}$	$n_{0,pre,k}$	$n_{0,mess} - n_{0,pre,k}$
3,91	6,50	5,88	0,62
4,22	5,40	5,46	-0,06
4,32	7,10	7,33	-0,32
...
5,17	6,30	7,60	-1,30
5,44	8,50	6,49	2,01

Tabelle 1: Beispielhafter Auszug aus der Clusterung für die Einzelwerte der berechneten Eigenfrequenz $n_{0,cal}$, die Messwerte $n_{0,MESS}$ und die Vorhersagen $n_{0,pre,k}$ aus dem neuronalen Netz sowie die Differenzen zwischen Messwert und Vorhersage

Eingangsdaten des Bauwerkes. Die hinterlegten Daten des neuronalen Netzes ermittelten den Erhöhungsfaktor sowie den erforderlichen Abschlag als vorgegebenen Quantilwert, hier als Sicherheitsabzug bezeichnet, aus der vorher genannten Clustermethode. Durch das in Bild 7 dargestellte Auswertungssheet wird direkt der Erhöhungsfaktor und der zugehörige Sicherheitsbeiwert zu jedem Brückenbauwerk, welches innerhalb des Definitionsbereiches des neuronalen Netzes liegt, ausgegeben. Dieser kann für die Beurteilung des Bauwerkes hinzugezogen werden. Der Definitionsbereich wurde, wie oben beschrieben, durch die Anwendung des KNN-Verfahrens gesichert.

Neben dem hier beispielhaft vorgestellten neuronalen Netz gibt es weitere Varianten der KI-Methodik. Auf eine in [7] dokumentierte Variante soll besonders verwiesen werden.

Vorhersage Eigenfrequenz $n_{0,pred,d}$

Bauwerk:	Strecke	XXXX
	Streckennummer	9999
	Streckenkilometer	7,553
	ID Nummer	99999

Eingangsdaten:	Brückentyp		WIB
x_1	Stützweite	L	12,30 m
x_2	Steifigkeit	EI	3.595 MNm ²
x_3	Massenbelegung	m	15,83 t/m
x_4	Schlankheit	L/h _k	21,58
x_5	Konstruktionshöhe	h _k	0,57 m
x_6	Konstruktionsbreite	b	5,17 m
x_7	Eigenfrequenz	$n_{0,cal}$	4,95 Hz
x_8	Anz. Kragarme/Kappen	n_{Kap}	1

Ausgabedaten:	Datenbasis ausreichend		Ja
	Eigenfrequenz (berechn.)	$n_{0,cal}$	4,95
	Eigenfrequenz (vorherg.)	$n_{0,pred,k}$	7,47
	Erhöhungsfaktor ohne Abz.	$f_{n0,k}$	1,51
	Sicherheitsabzug	$\Delta n_{0,pred}$	-0,97

	Eigenfrequenz (vorherg.)	$n_{0,pred,d}$	6,50
	Erhöhungsfaktor	$f_{n0,d}$	1,31

Bild 7: Beispielhaftes Auswertungssheet mit Eingangsdaten des Bauwerkes und Ausgabe des Erhöhungsfaktors sowie des Sicherheitsabzuges, basierend auf dem vorab angelernten neuronalen Netz

Dabei handelt es sich um die XGBoost-Methode, kurz für *Extreme Gradient Boosting*. Diese gehört auch zum überwachten Lernen und stellt eine erweiterte Variante von Entscheidungsbaum-gestützten Modellen dar. Es werden mehrere Entscheidungsbäume ange-lernt und schrittweise opti-miert. Zur Ergebnisvorhersage werden ein gewichteter Durch-schnitt der trainierten Bäume gebildet und Regularisierungstechniken verwendet. Dieses Verfahren wurde wegen seiner Robustheit und guter Eignung für tabellarische Datensätze angewandt. Über den in [8] angegebenen Link kann ein Pythonskript heruntergeladen werden, das die Schätzung einer gemessenen (ersten Biege-)Eigenfrequenz auf Basis von bestimmten, für das Training genutzten Bauwerksdaten ermöglicht. Das trainierte Modell der optimierten XGBoost-Methode ist dort hinterlegt.

In Bild 8 sind die Ergebnisse aus diesem Modell für zahlreiche WiB-Überbauten aus einer DB-Datenbank dargestellt. Im Einzelnen sind dies:

- a) die berechnete Eigenfrequenz $n_{0,3}$,
- b) berechnete Eigenfrequenzen, für die ein Messwert vorliegt $n_{0,3}$ superseded,
- c) die mit XGBoost vorhergesagte Eigenfrequenz $n_{0,4}$ ML,XGBoost inkl. einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,0,
- d) die gemessenen Eigenfrequenzen $n_{0,4}$ sowie
- e) nicht verwendbare gemessene Eigenfrequenzen $n_{0,4}$ unused.

Zusätzlich sind die Grenzen n_{01} und n_{02} aus der Ril 804.3101 [2] Bild 3 sowie faktorisierte Grenzen $1,2 \cdot n_{01}$ und $0,6 \cdot n_{02}$ dargestellt. Der rot eingerahmte Bereich zeigt den gesetzten Anwendungsbereich.

Im Auswertungssheet in Bild 9 sind die Eingabedaten für die Anwendung des XGBoost-Modells

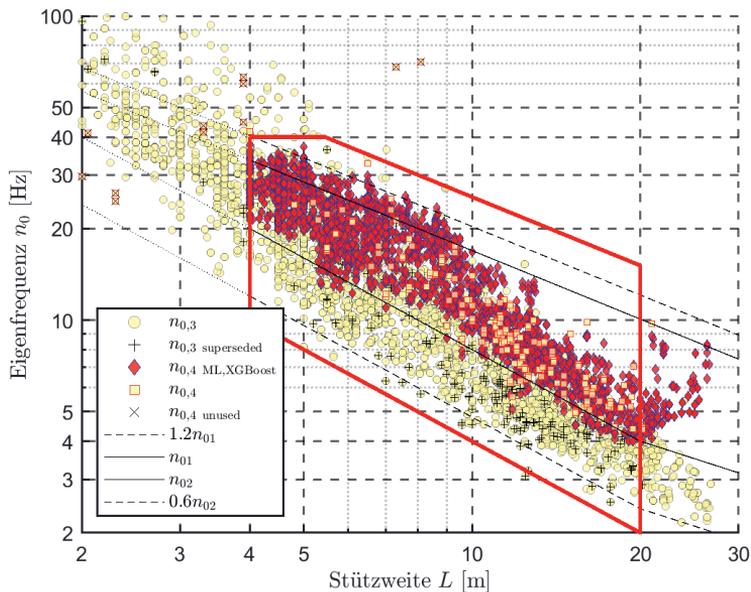


Bild 8: Darstellung der Daten für die Eigenfrequenz n_0 in Abhängigkeit der Stützweite

dargestellt, im Block Ausgabedaten die ermittelten Eigenfrequenzen. Gegenüber der Variante mit Excel wurden hier elf statt acht Eingangsparameter verwendet und statt eines Sicherheitsabzuges ein Teilsicherheitsbeiwert festgelegt.

6 Offene Fragen

Die Anwendung von KI-Methoden ist bisher im bautechnisch eingeführten Regelwerk nach EITB [10] nicht vorgesehen. Neben der Überprüfung der KI-Methode selbst ist dafür auch die Überprüfung der Eingangsdaten, die auf Brückenmessungen und Bauwerksdaten beruhen, erforderlich. In einer Überprüfungsphase werden mit Sicherheit weitere Kontrollmessungen erfolgen müssen, um die Ergebnisse der KI-Methoden abzusichern. Da die dynamischen Einwirkungen durch eine Absenkung der Fahrgeschwindigkeit stets reduziert werden können, stellt dies in Bezug auf die Standsicherheit kein Risiko dar.

7 Zusammenfassung

Mit KI als Regressionsmethode können wirklichkeitsnahe Eigenfrequenzen für Eisenbahnbrücken durch Auswertung bereits gemessener Brücken ermittelt werden. Wichtig ist dabei neben der Einhaltung des Definitionsbereichs, der

Vorhersage Eigenfrequenz $n_{0,pred,d}$

Bauwerk:	Strecke	Augsburg Hbf - Nördlingen
	Streckennummer	5300
	Streckenkilometer	2,028
	ID Nummer	23

Eingangsdaten:	Brückentyp		WIB	
x_1	Eigenfrequenz	$n_{0,cal}$	5,57	Hz
x_2	Stützweite	L	9,32	m
x_3	Steifigkeit	EI	1647	MNm ²
x_4	Massenbelegung	m	17,36	t/m
x_5	Baujahr	BJ	1996	
x_6	örtl. Geschwindigkeit	v_0	140	km/h
x_7	Belastbarkeitswert	$\beta_{71,My}$	1,0	
x_8	Konstruktionshöhe	h_k	0,45	m
x_9	Anz. Kragarme/Kappen	n_{Kap}	0	
x_{10}	Wandschiefe		14,49	°
x_{11}	Lagerungsart		0	

Ausgabedaten:	Filter ok?		Ja
	Eigenfrequenz (berechn.)	$n_{0,cal}$	5,57
	Eigenfrequenz (vorherg.)	$n_{0,pred,k}$	13,70
	Erhöhungsfaktor ohne TSB	$f_{no,k}$	2,46
	Teilsicherheitsbeiwert	γ	1,10
	Eigenfrequenz (vorherg.)	$n_{0,pred,d}$	12,45
	Erhöhungsfaktor	$f_{no,d}$	2,24

Bild 9: Beispielhaftes Auswertungssheet mit Eingangsdaten des Bauwerkes und Ausgabe des Erhöhungsfaktors sowie des Teilsicherheitsbeiwertes (XGBoost hinterlegt)

hier im Falle des neuronalen Netzes mit einem *K-nearest-Neighbor*-Algorithmus abgesichert wird, auch eine sich anschließende Sicherheitsbetrachtung, da bei einer Regression stets mit Abweichungen zu rechnen ist. Um die praktische Umsetzung erläutern zu können, wurde ein neuronales Netz kurz vorgestellt und danach auf das hier noch zielgenauer einsetzbare XGBoost-Verfahren hingewiesen. Die Software für ein solches Verfahren ist frei verfügbar. Da die Regression mittels KI auf eine große Anzahl an vorhandenen Daten aufbauen muss, wird die innovative und kostengünstige Messung mittels Smartphone vorgestellt. Eine probeweise Anwendung zeigte, in Übereinstimmung mit Versuchen an der RWTH Aachen und der TU Kaiserslautern, gute Ergebnisse an realen Strukturen.

Dank

Wir bedanken uns für die Unterstützung bei Brückenmessungen besonders bei Herrn Dr. Nordmann und Kollegen in der Abteilung Brückenmessung der DB InfraGO AG Zentrale.

Literatur

- [1] Lippert, P.: 804.3101 Nachweise unabhängig von der Bauart. In: DB InfraGO AG (Hrsg.): Handbuch 80400: Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten, 2023, S. 1–10.

- [2] Grunert, G.: 804.3301 Dynamische Effekte bei Resonanzrisiko. In: DB InfraGO AG (Hrsg.): Handbuch 80400: Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten, 2023, S. 1–13.
- [3] DB InfraGO AG (Hrsg.): Handbuch 80500:2024-07: Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken.
- [4] Bruce, P.; Bruce, A.; Gedek, P.: Praktische Statistik für Data Scientists – Deutsche Übersetzung von M. Fraaß. Heidelberg: O'Reilly, 2021.
- [5] Grunert, P.: Machine Learning und Neuronale Netze. Berlin: BMU Media GmbH, 2021.
- [6] Perrotta, P.: Machine Learning für Softwareentwickler. Heidelberg: dpunkt.verlag GmbH, 2020.
- [7] Sadegh-Azar, H.; Feldbusch, A.; Agne, P.; Kögel, C.: Schwingungsuntersuchungen mit dem Smartphone und Tablet. Bauingenieur 92 (2017) 5, S. 200–211 – <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2017-05-46>.
- [8] Staacks, S.; Hütz, S.; Heinke, H.; Stampfer, C.: Advanced tools for smartphone-based experiments: phyphox. Physics Education 53 (2018) 4 – <https://doi.org/10.1088/1361-6552/aac05e>.
- [9] DIN EN 1990:2021-10: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010.
- [10] EITB:2025-01: Eisenbahnspezifische Technische Baubestimmungen.

Bildquellen

- Bilder 1–7, 9: Sarah Schäfer
Bild 8: Günther Grunert

Monitoring von Eisenbahnbrücken im Offenen Digitalen Testfeld des DZSF

■ Dr.-Ing. Andrei Firus¹, DI Michael Vospernig², Dr.-Ing. Falk Angermann³,
Dr.-Ing. Tomás Arana Villafán³, Prof. Dr.-Ing. Steven Lorenzen¹

■ ¹ isea tec GmbH, Friedrichshafen

² REVOTEC zt gmbh, Wien

³ Deutsches Zentrum für Schienenverkehrsforschung beim Eisenbahn-Bundesamt, Dresden

KURZFASSUNG

Mit dem Forschungsprojekt „Messstellen für Ingenieurbauwerke im Offenen Digitalen Testfeld“ erschafft das Deutsche Zentrum für Schienenverkehrsforschung (DZSF) beim Eisenbahn-Bundesamt eine wichtige Datenquelle zur Analyse des langfristigen Tragverhaltens sowie der Betriebs- und Umwelteinflüsse auf Eisenbahnbrücken. Neben einer umfangreichen Ausstattung zur Erfassung des Überbauverhaltens (Schwingungs-, Dehnungs-, Temperatur- und Verschiebungssensoren) liegt ein besonderer Fokus auf der Untersuchung des Oberbauverhaltens auf Brückenbauwerken, auch unter Berücksichtigung klimatischer Einflüsse. In der ersten Projektphase im Juli und August 2024 wurden zwei Spannbetonbrücken mit jeweils ca. 300 Sensoren instrumentiert, davon jeweils ca. 100 im Oberbaubereich. Dieser Aufsatz gibt eine Übersicht über das Projekt und stellt einen Beitrag zur Planung und Umsetzung derartiger Monitoringprojekte dar.

1 Einleitung

Eisenbahninfrastrukturen weisen generell eine lange Lebensdauer auf und können bei ordnungsgemäßem Betrieb und Wartung viele Jahrzehnte genutzt werden. Im Laufe der Zeit ändern sich jedoch Betriebsprofile und Umweltbedingungen, auch durch den Klimawandel. Ein steigendes Verkehrsaufkommen und veränderte Umweltaforderungen erfordern daher eine belastbare und robuste Infrastruktur, um die Lebensdauer von Bauwerken zu sichern und Verschleiß zu minimieren.

Ein Brückenmonitoring umfasst die systematische Überwachung von Strukturantworten und Einwirkungen mithilfe eines Messsystems über bestimmte Zeiträume [1]. Es wird zwischen Kurzzeitmonitoring (Tage), Langzeitmonitoring (Wochen bis Jahre) und Dauermonitoring (permanent) unterschieden. Während Kurzzeitmonitoring seit Jahrzehnten etabliert ist, ermöglichen erst aktuellere Fortschritte der letzten

Jahre in der Messtechnik eine kontinuierliche Datenerfassung, -übertragung, -speicherung, -auswertung und -analyse im Kontext des Langzeit- und Dauermonitorings. Dadurch eröffnen sich bisher kaum erforschte Anwendungsbereiche und neue Potenziale für die Weiterentwicklung in Bezug auf die kontinuierliche digitale Zustandsüberwachung von Infrastrukturanlagen.

Der Gesamtprozess wird durch ein Monitoringkonzept beschrieben [2]. Dieses definiert die Messaufgabe, die geeigneten Geräte und Sensoren, die Messabläufe sowie die Analyse- und Bewertungsmethoden. Im Vergleich zu einer Kurzzeitmessung zielt das Monitoring nicht darauf ab, einen einzelnen Wert zu erfassen, sondern die zeitliche Entwicklung einer oder mehrerer physikalischer Größen zu bestimmen [1]. Normative Vorgaben für Anwendungen des Monitorings an Ingenieurbauwerken fehlen, doch Hinweise zur Durchführung von Messungen während der Herstellung und der Instandsetzung von Brückenbauwerken finden sich etwa in ZTV-ING [3].



Bild 1: Ansicht der Elbeflutbrücke II

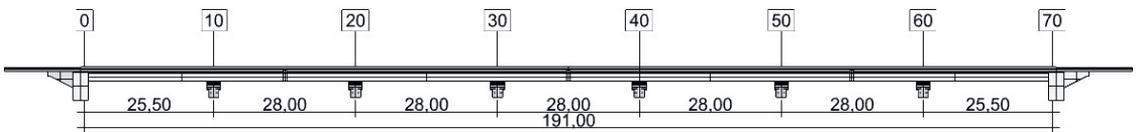


Bild 2: Längsschnitt der Elbeflutbrücke II

Im Brückenbau wird das Monitoring sowohl im Neubau, z. B. zur Überwachung während der Bauphase [4]–[7] oder bei der Inbetriebnahme [8], [9], als auch bei bestehenden Bauwerken eingesetzt, etwa zur messwertgestützten Nachrechnung von Brücken [10]–[12], zur Schadens- [2], [13] und Einwirkungsüberwachung [14], [15] oder zur Bauwerksprüfung [16], [17].

Die Identifikation von Korrelationen auf Basis eines gesamtheitlichen Langzeitmonitorings von Tragwerksantworten, Einwirkungen und Umwelteinflüssen ist ein noch wenig erforschter Bereich [18], wodurch auch die Notwendigkeit des vorliegenden Forschungsprojekts „Messstellen für Ingenieurbauwerke im Offenen Digitalen Testfeld“ mit einer Laufzeit von April 2024 bis März 2027 begründet ist. Dieses zielt darauf ab, langfristige Messdaten von drei Eisenbahnbrücken zu erhalten. Diese Daten bilden eine Basis für die Analyse des langfristigen Verhaltens von Ingenieurbauwerken unter Berücksichtigung von Betriebs- und Umwelteinflüssen, inklusive der erforderlichen Klimawandelanpassungen. Die erfassten Daten sollen auch Erkenntnisse zur dynamischen Interaktion zwischen Fahrzeugen und Infrastruktur sowie zum zeitabhän-

gigen Trag- und Ermüdungsverhalten liefern. Projektbestandteil ist zudem die Entwicklung von Strategien zur automatisierten Datenübertragung und -auswertung.

Der vorliegende Beitrag gibt eine Übersicht über das Projekt und stellt eine Umsetzungsbeschreibung für die ersten zwei Monitoringsysteme vor. Er zielt darauf ab, das Projekt samt Umfang und Art der Messdaten der Fachwelt über den Bahnsektor hinaus zu präsentieren.

2 Messobjekte

In den Abschnitten 2.1 bis 2.3 werden die drei zu untersuchenden Bauwerke kurz vorgestellt, um einen Überblick zu den untersuchten Bauarten zu geben. Der Beitrag selbst konzentriert sich dann auf die ersten zwei Bauwerke, die bisher umgesetzt wurden. Diese befinden sich allesamt im Offenen Digitalen Testfeld des Deutschen Zentrums für Schienenverkehrsforschung (DZSF) im geografischen Raum zwischen Halle (Saale), Cottbus und Niesky. Die Bauwerke wurden aufgrund verschiedener Randbedingungen ausgewählt. Dazu zählen nicht nur bauwerkspezifische Parameter, sondern ins-



Bild 3: Ansicht der Muldebrücke

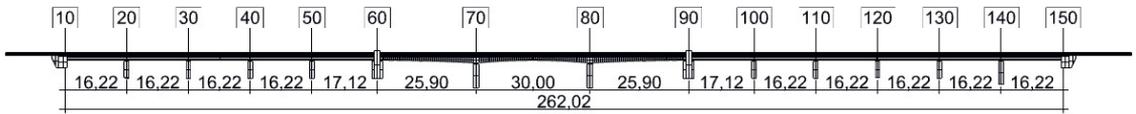


Bild 4: Längsschnitt der Muldebrücke

besondere auch bahntechnische und betriebliche Bedingungen. Zwei Bauwerke dienen der Gewässerquerung, ein drittes kreuzt eine Straße. Zwei Bauwerke befinden sich in geraden Abschnitten der freien Strecke, ein Bauwerk in einem Bogen. Die Bahnstrecken sind allesamt zweigleisig, elektrifiziert und mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten von 120 km/h und 200 km/h befahrbar.

2.1 Elbeflutbrücke II

Die Elbeflutbrücke II befindet sich auf der Strecke 6132 bei km 97,086 zwischen den Orten Prataua und Lutherstadt Wittenberg. Es handelt sich um ein zweigleisiges Spannbetonbauwerk mit sieben Feldern und einer Gesamtlänge von 191,00 m (Bild 1). Die Randfelder weisen eine Länge von 25,50 m auf, während alle anderen Felder 28 m weit spannen (Bild 2). Das statische System der Brücke ist ein Durchlaufträger. Allerdings weist das Bauwerk einen Trennpfeiler bei Achse 40 auf, wodurch sich die Struktur aus statischer Sicht in zwei Durchlaufsysteme mit drei bzw. vier Feldern unterteilt. Der Querschnitt ist als Hohlkasten ausgebildet.

2.2 Muldebrücke

Die Muldebrücke befindet sich ebenfalls auf der Strecke 6132, bei km 127,858 zwischen den

Orten Muldenstein und Bitterfeld. Bei der Muldebrücke handelt es sich um ein zweigleisiges Spannbetonbauwerk mit 14 Feldern und einer Gesamtlänge von 262,02 m (Bilder 3 und 4). Das Bauwerk weist drei Stromfelder auf (Bild 5). Diese haben die Längen 25,90 m – 30,00 m – 25,90 m. Die daran angrenzenden Felder sind 17,12 m lang, während alle anderen Felder Spannweiten von 16,22 m aufweisen. Auch die Muldebrücke besitzt Trennpfeiler, konkret in den Achsen 60 und 90, wodurch die Struktur aus statischer Sicht in drei Durchlaufsysteme mit unterschiedlicher Anzahl an Feldern unterteilt ist. Der Querschnitt ist als Vollquerschnitt ausgebildet und unterteilt sich in einen Regelbereich, der den Vorlandfeldern (äußere Teilbauwerke) zugeordnet ist, und in einen ge-



Bild 5: Stromfelder der Muldebrücke



Bild 6: EÜ Forster Straße in Guben

vouteten Bereich, der für die Stromfelder (das mittlere Teilbauwerk) vorgesehen wurde.

2.3 Eisenbahnüberführung Forster Straße

Die Eisenbahnüberführung (EÜ) Forster Straße (Bild 6) befindet sich auf der Strecke 6345 bei km 209,020 in der Stadt Guben. Bei der Brücke handelt es sich um ein zweigleisiges, schiefwinkliges und zweifeldriges Bauwerk in Walzträger-in-Beton-Bauweise (WiB-Bauweise) mit schwimmender Lagerung. Die Spannweiten betragen 9,14 m und 10,50 m (Bild 7). Das längere Feld überquert den Straßenteil für Kraftfahrzeuge, während das kürzere Feld über einen Fuß- und Radweg verläuft. In diesem Zusammenhang sei erwähnt, dass beide Gleise im Querschnitt nicht symmetrisch angeordnet sind.

3 Messaufgabe und Lösungsansatz

Die Messaufgaben des vorliegenden Projekts unterscheiden sich in statische Langzeitmessun-

gen für die Bereiche an Oberbau und Überbau (z. B. Lagerverschiebungen, Gleislagemessung) sowie dynamische Messungen am Überbau (z. B. Beschleunigungen, Dehnungen). Die Sensorik ist aber nicht nur in der Lage, die Reaktion der Brücke aufzuzeichnen, sondern auch die Einwirkungen. Daher werden die Wetterdaten, Achslasten sowie, auf experimenteller Basis, die Lagerkräfte erfasst. Die Messpunkte sind gleichmäßig über die gesamte Tragwerkslänge verteilt. Für die Datenerfassung wird ein modulares System verwendet, das auf elektrischer und digitaler Technologie basiert (z. B. elektrische Spannung, Strom, Brückenschaltungen, Bussignale). Dieses ermöglicht es, die Analog-Digital-Wandler in der Nähe der Sensoren zu positionieren und eine einfache Vernetzung durch Reihenschaltung zu realisieren. Auf allen Messkanälen wird zeitsynchron mit unterschiedlichen Abtastraten je Messpunkt gemessen. Die Zeitinkremente liegen bei statischen Messaufgaben im Bereich von 1 bis 60 s (z. B. Lagerverschiebungen), bei hochdynamischen

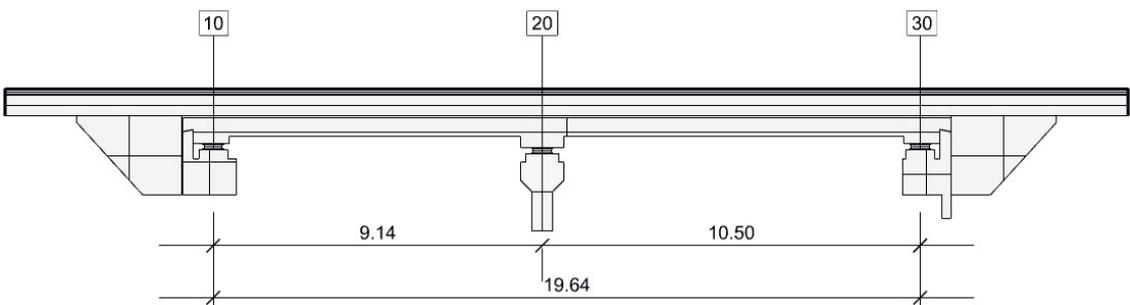


Bild 7: Längsschnitt der Eisenbahnüberführung Forster Straße in Guben

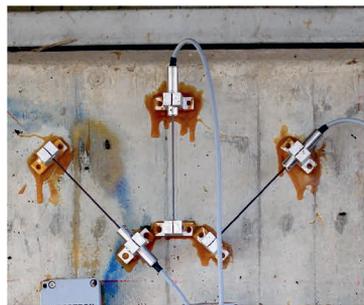
Messpunkten werden bis zu 2.400 Werte pro Sekunde aufgezeichnet (z. B. bei den Dehnungsmessungen an der Schiene). Bei der Auswahl der gesamten Sensorik und Messtechnik war darauf zu achten, dass ein ausreichender Schutz gegen klimatische Einflüsse gegeben ist, um die Langlebigkeit unter dem Einfluss von Feuchtigkeit, Staub und Temperatur zu gewährleisten. Dies kann durch die Auswahl der Sensoren erfolgen, die eine entsprechende Bauweise (z. B. mit Schutzklasse IP67 bis IP68 [19]) aufweisen, oder die Sensoren werden durch geeignete Maßnahmen

(z. B. Gehäuse, Abdeckungen) geschützt. Im Folgenden werden die einzelnen Messaufgaben und die Umsetzung erläutert. Ausgewählte dazugehörige Sensorbilder zeigt Bild 8.

Lagerverschiebungen. Die Messung erfolgt an den in Längsrichtung verschieblichen Lagern mittels induktiver Wegaufnehmer (s. Bild 8 a). Bei der Auswahl der Messlänge ist auf den zu erwartenden Messweg auf Grund der Temperaturdehnungen des Überbaues zu achten. Die Installation erfolgte am Lager, möglichst weit ent-



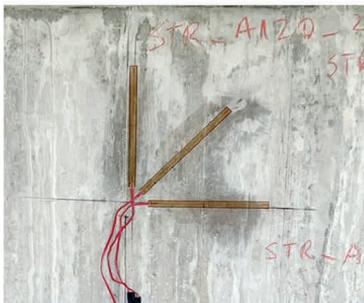
a) Lagerverschiebungen



b) Dehnungsmessung Lagersockel



c) Durchbiegungs-, Beschleunigungs-, Bauteiltemperatur- und Biegedehnungssensoren



d) DMS zur Erfassung von Schubdehnungen



e) Pegelsensor



f) Temperatur-, Dehnungs- und Beschleunigungssensor Schiene



g) Lagermessung Gleisrost



h) Achslastmessstelle

Bild 8: Ausgewählte Sensorinstallationen

fernt vom Temperaturnullpunkt (z. B. Festlager längsfest), um die Längsbewegungen gut aufzulösen. Von einer zum Temperaturnullpunkt symmetrischen Temperaturdehnung ist nicht auszugehen [18], daher werden die Verschiebungen an beiden Enden des Überbaues gemessen. Zusätzlich zur Messung in Längsrichtung wird auch das vertikale Einsinken der Elastomergelager bei Überfahrt gemessen. Dadurch kann einerseits die Steifigkeit des Elastomers bei unterschiedlichen Außentemperaturen evaluiert werden, weiter wird im Nachgang der Versuch unternommen, daraus die anteilige Lagerkraft zu ermitteln.

Dehnungsmessung am Lagersockel. Diese Messaufgabe hat experimentellen Charakter, da durch die Messung des ebenen Verzerrungszustandes am Lagersockel versucht wird, die anteilige Lagerkraft zu erfassen. Die Evaluierung der Ergebnisse soll mit Hilfe der Achslastmessung an den Schienen erfolgen. Die Machbarkeit dieser Analyse sowie die Genauigkeit der Messergebnisse ist zum gegenwärtigen Zeitpunkt unbestimmt. Die Messung der Dehnungen am Beton erfolgt mittels hochpräziser induktiver Wegaufnehmer mit einem Messweg von 1 mm und einer Referenzlänge von 120 mm (s. Bild 8 b). Damit lassen sich kleinste Dehnungen im Bereich von unter 1 $\mu\text{m}/\text{m}$ auflösen.

Vertikale Durchbiegung in Feldmitte. Eine besondere Herausforderung ist die Messung der Durchbiegung bei Zugüberfahrt, da eine Referenzierung des ausgelenkten Punktes am Tragwerk auf Grund der exponierten Lage i. d. R. sehr schwierig ist. Realisiert wird die Messaufgabe durch Laserdistanzmessungen zwischen der Tragwerksunterkante und einem Festpunkt lotrecht unter dem Tragwerk (s. Bild 8 c). Die Sensoren sind in der Lage, diesen absoluten Abstand hochgenau zu messen. Änderungen werden hochfrequent mit ausreichender Genauigkeit aufgelöst. I. d. R. lässt sich diese Anwendung bei Brücken mit festem Untergrund sehr leicht umsetzen. Befindet sich der Überbau über einem Gewässer, wird ein Ziel im Bereich des Ufers bzw. am nächstgelegenen Pfeiler zur Messung der absoluten schiefen Distanz zwischen Feld-

mitte und Pfeilerfuß herangezogen. Die vertikale Durchbiegung wird durch eine entsprechende trigonometrische Umrechnung ermittelt.

Überbaubeschleunigungen. Die Beschleunigungen werden an der Tragwerksunterseite in drei Richtungen (vertikal, längs und quer) gemessen (s. Bild 8c). Die Messunkte liegen i. d. R. in Feldmitte, nahe der Durchbiegungsmessung. Bei einem repräsentativen Feld (z. B. dem Feld mit der größten Spannweite) werden die Beschleunigungen auch in den Viertelpunkten gemessen. Dadurch kann das dynamische Verhalten des Überbaues analysiert werden, bspw. durch die Ermittlung von Eigenfrequenzen und -formen sowie der Lehrschen Dämpfung beim Ausschwingen des Tragwerkes. Für die kurzzeitigen Durchbiegungen bei Zugüberfahrt kann durch doppelte Integration auch die Verschiebung ermittelt werden. Die Aussagekraft dieser Messung kann sehr gut mit der Durchbiegungsmessung an der gleichen Stelle evaluiert werden. Die Sensoren auf piezoelektrischer Basis sind in der Lage, Frequenzen von 0,4 bis 3.000 Hz exakt aufzulösen.

Biegedehnungen am Überbau. Am Überbau in Feldmitte und über der Stütze werden die Dehnungen in Längsrichtung infolge Biegung ermittelt. Die Sensoren wurden möglichst nahe der Unter- oder Oberkante des Überbaus installiert. So ist ein ausreichender Abstand zur Nullfaser vorhanden, um möglichst hohe Dehnungswerte erfassen zu können. Die Dehnungsmessungen geben Aufschluss über die Änderungen des Spannungszustandes bei Zugüberfahrt. Gemessen wird auf Stahloberflächen mittels gekapselter Dehnungsmessstreifen (DMS) mit ca. 5 mm Messgitter und auf Beton mittels hochpräziser induktiver Wegaufnehmer mit einer Messlänge von 120 mm (s. Bild 8 c), um eine mittlere Dehnung aus gerissenem und ungerissenem Material zu erhalten.

Schubdehnungen am Überbau. Im Bereich der Stützen oder Widerlager mit hohen Querkräften werden die Schubdehnungen am Steg gemessen. Der ebene Verzerrungszustand wird durch eine dreiaxiale Rosette erfasst, um die

Hauptdehnungsrichtungen zu ermitteln. Die Messung erfolgt durch hochpräzise induktive Wegaufnehmer oder Folien-DMS (s. Bild 8 d) mit einer Messlänge von mindestens 120 mm. Durch die Anordnung der Messrichtungen 0°, 45° und 90° je Sensor ergibt sich für jede Rosette ein Schnittpunkt in einem Punkt. Die Position in Längsrichtung am Steg entspricht ungefähr der Querschnittshöhe von der Lagerachse aus.

Bauteiltemperaturen. Die Messung der Bauteiltemperaturen mittels PT1000-Sensoren erfolgt i. d. R. an jedem Dehnungsmesspunkt an Überbau und Oberbau, um den Einfluss der Temperatur auf die Sensordaten zu quantifizieren (s. Bild 8 c). Grundsätzlich sind DMS durch ihre Bauart temperaturkompensiert, sodass nur mechanische Dehnungen gemessen werden. Es empfiehlt sich trotzdem, das Temperaturverhalten im Langzeitverhalten zu evaluieren. Die induktiven Wegaufnehmer für die Dehnungsmessung messen sowohl die Temperatur- als auch die mechanischen Dehnungen. Für kurzzeitige Dehnungsänderungen bei Zugüberfahrt sind die Effekte aus Temperatur vernachlässigbar, da sich die Bauteiltemperaturen kurzzeitig nicht ändern. Durch die gleichmäßig verteilten Temperaturmesspunkte am Tragwerk kann das inhomogene Temperaturfeld der Brücke aufgelöst und auf eventuelle Zwänge rückgeschlossen werden.

Wasserpegelmessung. Quert die Brücke ein Gewässer, so wird der Pegelstand mittels Radarsensor von der Tragwerksunterkante lotrecht auf den Wasserspiegel gemessen (s. Bild 8 e). Dies ist sowohl bei der Elbeflutbrücke als auch bei der Muldebrücke der Fall. Besonders von Interesse ist die Pegelmessung bei der Elbeflutbrücke, da sich diese im Überschwemmungsgebiet der nahen Elbe befindet. Der Pegel kann in diesem Bereich mehrere Meter schwanken.

Dehnungen an der Schiene. Im Bereich der Übergänge von der freien Strecke auf die Brücke werden die Dehnungen mittels DMS in der Schwerachse der Schiene in Längsrichtung gemessen (s. Bild 8 f), um Änderungen der Normalkraft in der Schiene infolge Temperatur zu

ermitteln. Bei den ausgewählten Brücken gibt es keine Schienenauszüge, sodass ein hoher Zwang durch die Temperaturänderungen entsteht. Dieser Zwang kann sich kaum abbauen, da Bewegungen in Längs- oder Querrichtung kaum möglich sind. Die Anordnung der Dehnungsmessung im Bereich der Widerlager beruht auf der Beurteilung der Interaktion zwischen Oberbau und Brücke. Es wird zu evaluieren sein, wie sich der Überbau unter dem Oberbau infolge Temperatureinfluss bewegt und welche Relativverformungen mit zusätzlichen Dehnungen in der Schiene einhergehen.

Beschleunigungen an der Schiene. Auf einer Widerlagerseite werden auf beiden Gleisen die Schienenbeschleunigungen in drei Richtungen am Schienenfuß gemessen (s. Bild 8 f). Die Messsensoren auf piezoelektrischer Basis müssen sehr hohe Beschleunigungen aufnehmen können, da durch den Rad-Schiene-Kontakt stoßartige Beschleunigungen hervorgerufen werden. Von Interesse sind Änderungen der Beschleunigung bei Zugüberfahrt über die Zeit. Der Oberbau verändert seine Eigenschaften im Jahreszyklus und durch die Abnutzung des Schotters. Mit den Beschleunigungsmessungen kann z. B. untersucht werden, ob anhand eines Musters auf eine Änderung der Oberbaueigenschaften geschlossen werden kann.

Lagemessungen am Gleisrost. Ziel ist die Erfassung der Interaktion zwischen Tragwerk und Oberbau. Die Lagemessungen am Gleisrost erfolgen relativ zur Randkappe der Brücke. Dafür werden Ausleger an den Randkappen befestigt, die bis zu den Schwellen reichen. Zwischen der Spitze des Auslegers und der Schwelle wird mittels induktiver Wegaufnehmer die Bewegung der Schwelle in Längs- und Querrichtung relativ zur Brücke gemessen (s. Bild 8 g). Die Anordnung der Messpunkte entlang der Brücke erfolgt ca. alle 15 m auf beiden Seiten. Hauptsächlich werden Bewegungen in Längsrichtung erwartet. Bei der Elbeflutbrücke sind durch die Bogenlage auch Bewegungen in Querrichtung zu erwarten.

Achslastmessung an der Schiene. Die Achslasten werden je Gleis ca. 10 m vor der Brücke

auf der freien Strecke gemessen. Die dehnungs-basierten Messungen an den Schienen erfolgen über mindestens drei Schwellenfächer (s. Bild 8 h). In einer automatisierten Auswertung werden die Achslasten, Achsabstände und Zuggeschwindigkeiten ermittelt. Mittels einer Mustererkennung werden die Züge auch klassiert, so dass Personen- und Güterzüge gleicher Baureihen identifiziert werden. Dies hilft besonders bei der Evaluierung einer Vielzahl von Überfahrten, da gleiche Zugtypen und die zugehörigen Tragwerksantworten miteinander verglichen werden können.

Wetterstation. Bei jeder Brücke wird im Bereich des Widerlagers auf einem ca. 3 m hohen Mast über der Randkappe eine meteorologische Wetterstation installiert. Damit werden klimatische Änderungen im Messzeitraum dokumentiert. Auszugsweise genannt seien die Lufttemperatur, Niederschlag, Windgeschwindigkeit, Windrichtung und Sonneneinstrahlung. Die Daten dienen der Erfassung von Umgebungsbedingungen und damit der Verknüpfung von Tragverhalten und Umwelteinflüssen.

Faseroptische Dehnungsmessung. Zur Evaluierung unterschiedlicher Messverfahren werden

an der Elbeflutbrücke ergänzend auch zwei faseroptische Messsysteme appliziert. Die Dehnungsmessungen mit DFOS (*Distributed Fiber Optic Sensors*) werden an zwei Schienen im Widerlagerbereich über 10 m und am Überbau in einem Feld über 35 m angewendet. Die Messwerte werden den elektrischen Messpunkten gegenübergestellt, um die Auflösung und die Stabilität der Messprinzipien zu vergleichen. Der Vorteil des DFOS-Systems liegt darin, dass die Dehnungen über die gesamte Messlänge aufgezeichnet werden, während die elektrische Messung nur diskret erfolgt. An der Schiene kann somit der Bereich der Interaktion zwischen Oberbau und Tragwerk besser evaluiert werden. Im Bereich des Überbaues wird die gesamte Biegedehnung in einem Feld auf der Tragwerksunter- und -oberseite aufgelöst.

Die gesamten Messdaten werden an einem Punkt, konkret einem Mess-PC, am Ende der Messkette zusammengeführt und über eine Messsoftware kontinuierlich gespeichert. Aufgezeichnet werden die Daten i. d. R. getriggert bei Zugüberfahrt. Die Abtastrate wird zwischen den Überfahrten reduziert. Die Messdaten werden mobilfunkbasiert an eine Datenplattform übertragen, wo sie gespeichert, prozes-

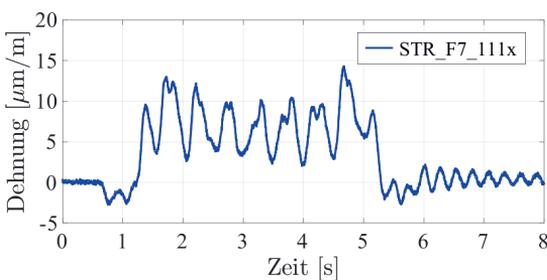


Bild 9: Muldebrücke: Längsdehnungen Feld 7 Mitte

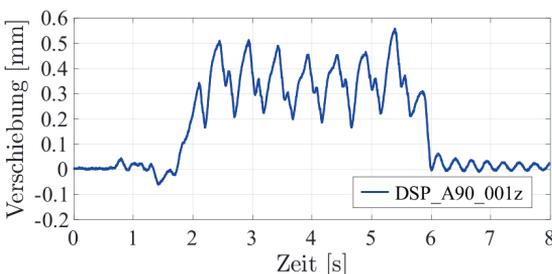
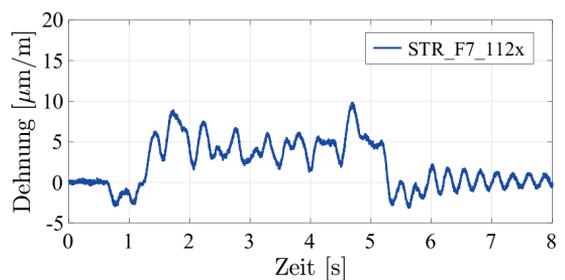
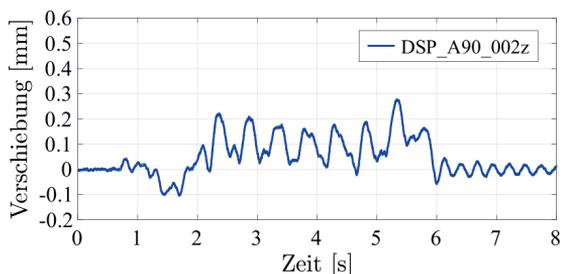


Bild 10: Muldebrücke: vertikale Einsenkung Lager Achse 90



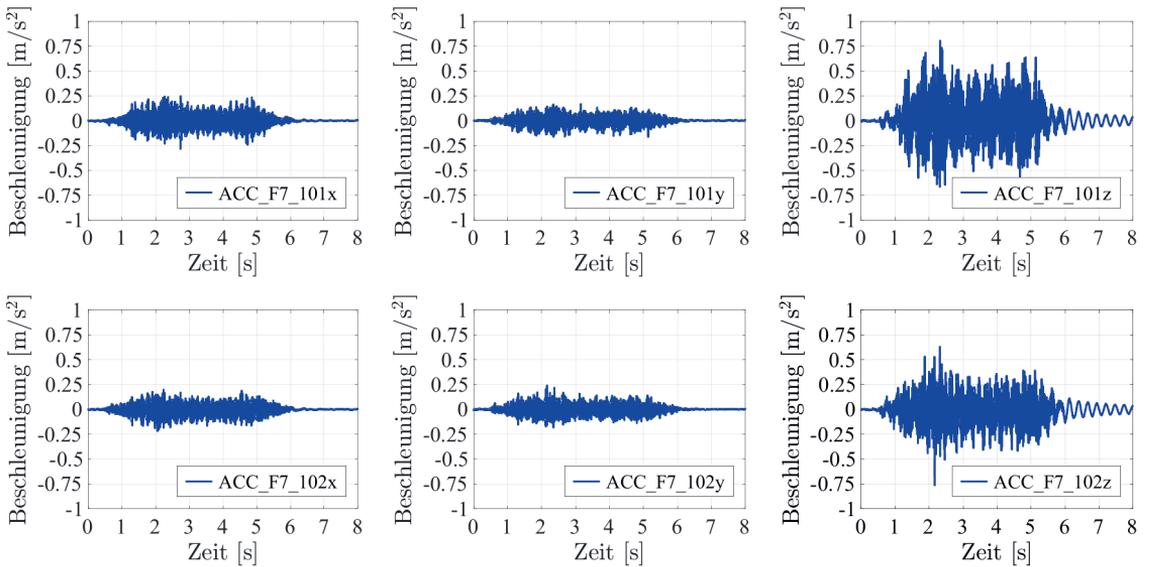


Bild 11: Muldebrücke: Beschleunigungen Feld 7 Mitte

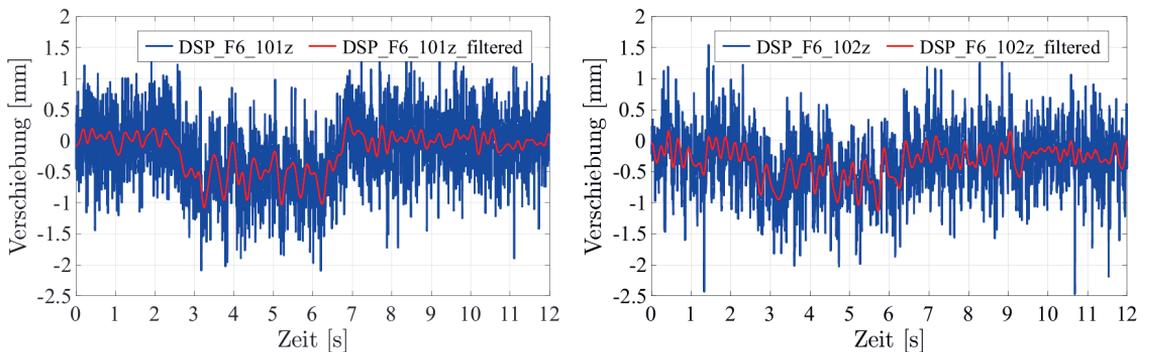


Bild 12: Muldebrücke: vertikale Durchbiegung Feld 6 Mitte; die Signalfilterung erfolgte durch einen Butterworth-Tiefpassfilter 5. Ordnung mit einer Grenzfrequenz von 10 Hz

siert und visualisiert werden. Die Auswertungen werden individuell nach Messaufgabe und Datenkorrelation gestaltet. In den Bildern 9 bis 12 sind beispielhaft Messdatenverläufe von einer Zugüberfahrt über die Muldebrücke dargestellt.

4 Herausforderungen im Planungs- und Umsetzungsprozess

Die erfolgreiche Umsetzung derartiger Monitoringprojekte an Infrastrukturanlagen im deutschen Eisenbahnnetz erfordert eine sorgfältige Installationsplanung und Vorbereitung. Die Installationsplanung umfasst u. a.:

- die Organisation der Arbeitsabläufe,
- die Auswahl der Zugangstechnik und der einzusetzenden Geräte und Maschinen,
- die Einholung von Genehmigungen (z. B. für Straßensperrungen),
- die Abstimmung mit Beteiligten sowie die Planung der Sicherungstechnik und des benötigten Personals.

Im Zusammenhang mit dem Monitoring von Eisenbahninfrastrukturanlagen spielt zudem das wichtige Thema der Gleisbetretung eine zentrale Rolle. Im Folgenden werden ausgewählte Aspekte, die sich auf den Ablauf des vorgestellten Projekts maßgeblich ausgewirkt haben, diskutiert.

Arbeiten im Gleisbereich. Ist es notwendig, Messtechnik im Gleisbereich zu installieren, sollte möglichst frühzeitig im Projektverlauf mit der für den Bahnbetrieb zuständigen Stelle (BzS) geklärt werden, ob im relevanten Zeitraum bereits Sperrpausen durch andere Maßnahmen geplant sind. Angesichts der hohen Netzauslastung und der langen Vorlaufzeiten für die Anmeldung von Gleissperrungen empfiehlt es sich, eventuell vorhandene Sperrpausen für die Installation zu nutzen. Dies erfordert eine gewisse Flexibilität seitens der Installationsteams, die jedoch durch den damit verbundenen Nutzen gerechtfertigt ist. Die entsprechenden Sicherungsmaßnahmen werden in jedem Einzelfall durch die BzS in einem Sicherungsplan festgelegt.

Im vorliegenden Projekt wurde für den Zeitraum vom 26.07.2024 bis zum 15.08.2024 eine ca. dreiwöchige Sperrung der Strecke 6132 in den Bereichen der Elbeflutbrücke II und der Muldebrücke für andere Baumaßnahmen eingeplant. Da das Projekt jedoch offiziell erst am 01.04.2024 begonnen hat, mussten die Planungs- und Vorbereitungsphase sowie die erforderlichen betrieblichen Anmeldungen erheblich beschleunigt werden, um die vollständige Gleissperrung effektiv nutzen zu können. Dank dieser Maßnahmen konnten die Installation und der Probebetrieb an den beiden ersten Objekten mit dem Ende der Gleissperrung erfolgreich abgeschlossen werden. Um dieses Ziel zu erreichen, waren auch kurzfristige Kapazitätsanpassungen erforderlich.

Energieversorgung. Die Digitalisierung im Bauwesen erfordert beim Einsatz von Sensorik, Datenverarbeitungsrechnern und funkbasierten Datenüberträgern eine verfügbare elektrische Energieversorgung. Zahlreiche Brücken im deutschen Eisenbahnnetz sind nicht mit einer elektrischen Energieversorgung (bspw. 1AC 230 V 50 Hz) ausgestattet, die üblicherweise für den Betrieb von Mess- und Monitoringanlagen benötigt wird.

Eine dezentrale Energieversorgung am Messort der Brücke ist wünschenswert. Solche Varianten waren hier jedoch aufgrund von Leistungsbedarf

und Messdauer nicht geeignet. Die zusätzlichen Anforderungen aus Stellflächen und ggf. aus Betriebsstoffen sind zudem konträr zur Installation in Hochwasserschutzgebieten. Bei einer Anbindung an die zentrale Energieversorgung gibt es neben den technischen Anforderungen weitere regulatorische Anforderungen aus Sicht der Netzbetreiber. Bei einer bahnsysteminternen Variante wird die Stromversorgung bspw. über einen Übergabepunkt der Infrastrukturbetreiberin bereitgestellt. Diese Lösung umfasst auszugsweise folgende Prozessschritte:

- Klärung der Grundlagen, u. a. technische Anschlussmöglichkeiten und damit jeweils eingehende Verfahrensbeteiligte,
- Erörterung zur vorhandenen Leistungsreserve am Anschlusspunkt,
- Prüfung der Kapazitäten im vorhandenen Kabeltrog, technische Einschätzung zur Rückwirkungsfreiheit,
- Erstellung einer Ausführungsplanung inkl. Bindung eines/einer Prüfers/in,
- Bindung eines/einer Bauvorlageberechtigten gemäß Verwaltungsvorschrift für die Bauaufsicht über Signal-, Telekommunikations- und elektrotechnische Anlagen (VV BAU-STE),
- Bindung 50-Hz-Abnahmeprüfer/in,
- Durchführung der Bauleistung (Anschluss samt Kabelverlegung, möglichst im Kabeltrog der Infrastrukturbetreiberin).

Die Energieversorgung über Fahrleitungsanlagen (1AC 15 kV 16,7 Hz) oder Anlagen zur Energieversorgung der Leit- und Sicherungstechnik sei ergänzend erwähnt. Diese ist technisch grundsätzlich möglich. Gegenüber anderen Varianten ist aber der Aufwand zur Nutzung dieser Anlagen vergleichsweise hoch. Bei der Erfassung von Langzeitdaten sollte (bei Verfügbarkeit) der Anschluss an eine bestehende zentrale elektrische Energieversorgung genutzt werden.

Bei der Muldebrücke und der Elbeflutbrücke wurde 2024 der Lösungsansatz über Baustrom- und Hausanschlüsse an die zentrale Energieversorgung gewählt. Die Verwendung von Baustromanschlüssen ist zeitlich begrenzt.



Bild 13: Steiniger Boden im Bereich der Elbeflutbrücke II

Zugangstechnik. Ein weiterer zentraler Aspekt bei der Planung eines Monitorings ist die Auswahl der geeigneten Zugangstechnik, wobei die Arbeitshöhe eine entscheidende Rolle spielt. Darüber hinaus müssen auch die Eigenschaften der Bodenoberfläche berücksichtigt werden. Im vorliegenden Projekt war dies besonders bei der Elbeflutbrücke II relevant, deren Untergrund aus in Magerbeton eingebetteten Steinen besteht (Bild 13). Diese Konstruktion dient u. a. dazu, die Fließgeschwindigkeit im Überflutungsfall zu reduzieren. Aufgrund dieser Gegebenheiten konnten Hebefahrzeuge mit Luftreifen oder Kunststoffketten nicht eingesetzt werden. Stattdessen wurde auf Arbeitsbühnen mit Vollgummireifen zurückgegriffen, obwohl diese hinsichtlich der erforderlichen Arbeitshöhe überdimensioniert waren.

Auch bei der Muldebrücke ergaben sich besondere Anforderungen an die Zugangstechnik, insbesondere für die Installation der Sensoren an der Strombrücke (den mittleren drei Feldern über Wasser). Grundsätzlich standen hierfür drei Optionen zur Verfügung: Brückenuntersichtgeräte, Schwimmpontons und Industriekletterer. Der Einsatz von Brückenuntersichtgeräten war im vorliegenden Projekt aufgrund betrieblicher Einschränkungen, insbesondere

zur Vermeidung zusätzlicher Verkehrsbehinderungen auf der Baustelle, nicht umsetzbar. Schwimmpontons wären zwar prinzipiell eine Option gewesen, jedoch bestehen bei deren Planung stets Unsicherheiten hinsichtlich des Wasserspiegels. Sowohl ein zu niedriger als auch ein zu hoher Wasserstand kann ihre Einsatzfähigkeit einschränken, was die Installation innerhalb des vorgesehenen Zeitraums hätte verhindern können. Deshalb wurde die Montage der Sensoren an den betreffenden Feldern der Muldebrücke von Industriekletterern durchgeführt (Bild 14). Diese Variante ist sehr zuverlässig, erfordert jedoch zusätzlichen Aufwand bei der Qualitätssicherung, da die eigentliche Installation i. d. R. von fachfremden Personen durchgeführt wird.

Sensoranbringung und Kabelverlegung. Eine gängige Methode zur Befestigung von Sensoren und Kabeln auf Betonoberflächen ist das Andübeln von Sensoren bzw. von Sensor- und Kabelhalterungen. Alternativ kann eine Nagelpistole verwendet werden, die eine besonders zeitsparende Montage ermöglicht. Bei beiden Verfahren kann durch den Einsatz von Bewehrungssuchgeräten sichergestellt werden, dass weder Bewehrungsstäbe noch Spannglieder getroffen werden. Eine leichte Beschädigung der



Bild 14: Industriekletterer bei der Sensorinstallation

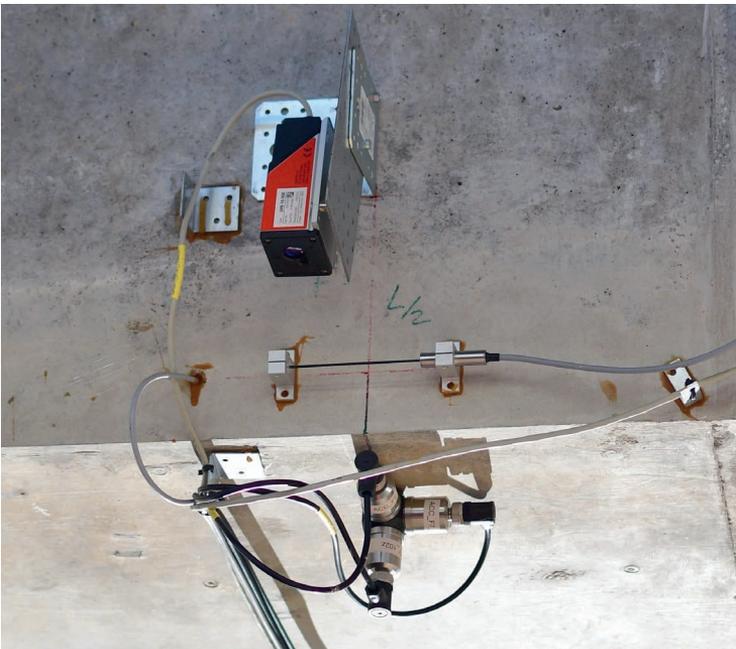


Bild 15: Geklebte Sensoren und Kabelhalterungen

Eine alternative Methode ist das Kleben von Sensoren und Kabelhalterungen. Dafür muss ein wetterfester Klebstoff mit ausreichender Dauerhaftigkeit und angemessener Erhärtungszeit verwendet werden. Im vorliegenden Projekt wurde die Klebemethode von den Anlagenverantwortlichen vorgegeben. Ein Beispiel dafür zeigt Bild 15. Es ist zu beachten, dass für das Kleben i. d. R. eine Mindesttemperatur von 5 °C erforderlich ist, was die Anwendung dieser Methode während der Wintermonate einschränkt.

5 Fazit

Betonoberfläche ist aber unvermeidbar. Diese potenziellen Schäden und deren mögliche Folgen verringern die Akzeptanz dieser Methoden bei Infrastrukturmanagern, insbesondere bei groß angelegten Monitoringprojekten mit mehreren Hundert Sensoren und mehreren Kilometern Kabel wie in den vorliegenden Fällen.

Im Rahmen des Projektes werden Langzeitdaten an drei Eisenbahnbrücken erhoben. Dafür wurden 2024 bereits zwei Spannbetonbrücken mit jeweils ca. 300 Messpunkten instrumentiert. Eine dritte Brücke befindet sich in der Vorbereitung für die Installation. In weiterer Folge werden die Messdaten aller drei Brücken für mindestens ein Jahr von den Auftragnehmerinnen isea tec GmbH,

Friedrichshafen, und REVOTEC zt gmbh, Wien, aufgezeichnet, um einen Jahreszyklus abzubilden. Im Anschluss übernimmt der Auftraggeber DZSF die Datenerfassung. Die Datengrundlage wird im Rahmen von weiteren Analysen zu Langzeiteinwirkungen auf die Brücken unter Berücksichtigung von Betriebs- und Umwelteinflüssen verwendet werden. Diese Daten sollen dem Verkehrssektor bei Planung, Bau und Betrieb von Ingenieurbauwerken dienen.

Die gesamte Messkampagne dient zudem der Evaluierung von Messkonzepten für Eisenbahnbrücken im Allgemeinen und der Umsetzungsmöglichkeiten für eine spezifische Aufgabe. Zusätzlich werden Erkenntnisse für die Gestaltung und den Dauerbetrieb von Messstationen gewonnen.

Perspektivisch soll der Standardisierungsgrad für Messstationen erhöht werden. Dies umfasst auch Planungs- und Genehmigungsprozesse sowie zukünftige Varianten der Energieversorgung von Messstationen. Die Installation an weiteren Bauwerken wird angestrebt.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich an dieser Stelle für die Unterstützung bei DB InfraGO (Netz Cottbus und Netz Leipzig) und der Firma BB-Konrad GmbH, Leipzig. Erst die erfolgreiche Zusammenarbeit von Auftragnehmern, Auftraggeber, Infrastrukturbetreiberin und Dritten ermöglicht die Erfassung von übergreifenden Daten. Das Projekt ist das erste infrastrukturbezogene Projekt im Offenen Digitalen Testfeld des DZSF.

Literatur

- [1] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. (DBV, Hrsg.): Merkblatt Brückenmonitoring: Planung, Ausschreibung und Umsetzung. Berlin, 2018.
- [2] Zilch, K.; Weiher, H.; Gläser, C.: Monitoring im Betonbau. In: Bergmeister, K.; Fingerloss, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2009, Berlin: Ernst & Sohn, 2009, S. 135-183 – <https://doi.org/10.1002/9783433600344.ch8>.
- [3] Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt, Hrsg.): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING). 01/2018, Download unter <https://www.bast.de/DE/Publikationen/Regelwerke/Ingenieurbau/Baudurchfuehrung/ZTV-ING.html>.
- [4] Lebet, J.-P.: Viaduc des Vaux – Krafteinleitungsfragen beim Brückeneinschub. Stahlbau 71 (2002) 8, S. 558-563 – <https://doi.org/10.1002/stab.200201880>.
- [5] Marx, S.; Krontal, L.; Tamms, K.: Monitoring von Brückenbauwerken als Werkzeug der Bauüberwachung. Bautechnik 92 (2015) 2, S. 123-133 – <https://doi.org/10.1002/bate.201500002>.
- [6] Wenner, M.; Käding, M.; Marx, S.: Messtechnische Überwachung bei Brückenbaumaßnahmen. Bautechnik 95 (2018) 1, S. 44-52 – <https://doi.org/10.1002/bate.201700101>.
- [7] Bluhm, J.: Der König ist tot. Lang lebe der König – Sprengabbruch der alten Sinnthalbrücke bei Bad Brückenau (Deutschland). Bautechnik 91 (2014) 2, S. 134-138 – <https://doi.org/10.1002/bate.201300103>.
- [8] Geißler, K.; Graße, W.; Schmachtenberg, R.; Stein, R.: Zur meßwertgestützten Ermittlung der Verteilung der Brems- und Anfahrkräfte an der Eisenbahnhochbrücke Rendsburg. Stahlbau 71 (2002) 10, S. 735-747.
- [9] Geier, R.; Menge, M.; Mack, T.; Petrascheck, T.: ÖBB Steyrtalbrücke – Belastungsprobe und Langzeitmessungen. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016) 8, S. 505-515 – <https://doi.org/10.1002/best.201600025>.
- [10] DB Netz AG (Hrsg.): Richtlinie 805 – Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken. Frankfurt am Main: Deutsche Bahn AG, 2008.
- [11] Sanio, D.; Ahrens, M. A.; Mark, P.; Rode, S.: Untersuchung einer 50 Jahre alten Spannbetonbrücke zur Genauigkeitssteigerung von Lebensdauerprognosen. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 2, S. 128-137 – <https://doi.org/10.1002/best.201300079>.
- [12] Vospernig, M.; Reiterer, M.: Evaluierung der dynamischen Systemeigenschaften von einfeldrigen Stahlbeton-Eisenbahnbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 115 (2020) 6, S. 424-437 – <https://doi.org/10.1002/best.201900093>.
- [13] Weiher, H.; Runtemund, K.; Ullerich, C.: Monitoringbasierter Nachweis der Spannstahlermüdung an den Koppelfugen der Köhlbrandbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) 8, S. 529-538 – <https://doi.org/10.1002/best.201500029>.
- [14] Geißler, K.: Die Elbebrücke Blaues Wunder in Dresden – Tragwerk und Maßnahmen zur weiteren sicheren Nutzung. Stahlbau 73 (2004) 3, S. 139-150.
- [15] Mack, T.; Geier, R.; Kahl, T.; Kasper, M.: Monitoring der neuen Schrägseilbrücke über

- den Chao Phraya, Nonthaburi, Thailand. Bau-
technik 93 (2016) 10, S. 730–741 –
<https://doi.org/10.1002/bate.201600070>.
- [16] Bundesministerium für Verkehr und Digitale In-
frastruktur (BMVI, Hrsg.): Richtlinie zur einheitli-
chen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und
Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprü-
fungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF). 2017.
- [17] Bolle, G.; Mertzsch, O.; Marx, S.: Messtechnische
Dauerüberwachung zur Absicherung der Restnut-
zungsdauer eines Spannungsrisskorrosionsge-
fährdeten Brückenbauwerks. Beton- und Stahl-
betonbau 112 (2017) 2, S. 75–84 –
<https://doi.org/10.1002/best.201600067>.
- [18] Vill, M.; Vospernig, M.; Reiterer, M.; Eichinger-Vill,
E.M.; Kari, H.: Untersuchungen zur tatsächlichen
Temperaturbeanspruchung von Massivbrücken,
Ermittlung dehnungswirksamer Temperaturen.
Beton- und Stahlbetonbau 116 (2021) 4, S. 262–27
– <https://doi.org/10.1002/best.202000101>.
- [19] DIN EN 60529:2014-09: Schutzarten durch Gehäu-
se (IP-Code) (IEC 60529:1989 + A1:1999 + A2:2013);
Deutsche Fassung EN 60529:1991 + A1:2000 +
A2:2013.

Bildquellen

Bilder 1, 3, 4, 6, 9–13: Andrei Firus

Bilder 2, 5, 7: Jonas Mattern

Bilder 8 a–e, 15: Matthias Urstöger

Bild 8 f: Michael Vospernig

Bilder 8 g, h, 14: Henrik Handwerker

Sensorgestütztes Monitoring an Stahlbrücken zur prädiktiven Wartung

■ M.Sc. Moritz Schäferhoff¹, M.Sc. Kira Peper¹, Dr.-Ing. Tina Ambrosat², Dr.-Ing. Christoph Heinze², M.Sc. Daniel Matuszczyk³, PD Dr. Frank Weichert³, Prof. Dr.-Ing. habil. Bettina Brune¹, Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungermann¹, Prof. Dr.-Ing. Michael Geist^{2,4}

■ ¹ Lehrstuhl Stahlbau, Technische Universität Dortmund

² Fraunhofer-Institut für Großstrukturen in der Produktionstechnik IGP, Rostock

³ Lehrstuhl für Computergraphik, Technische Universität Dortmund

⁴ Professur 3D-Messung, Auswertung und Monitoring im Produktionsumfeld, Universität Rostock

KURZFASSUNG

Der Erhalt und der sichere Betrieb des deutschen Brückenbestands stellen eine große Herausforderung für Baulastträger dar. Zur langfristigen Erleichterung von Bauwerksprüfung und Instandsetzung sowie für eine längere Lebensdauer der Bauwerke sind die sensorbasierte Überwachung und Zustandserfassung als zentrale Werkzeuge zur Schadensvorhersage in Verbindung mit BIM essenziell. Während für Massivbaubridgen Monitoringlösungen verfügbar sind, gibt es für Stahlbrücken bisher wenige vergleichbare Konzepte. In diesem Beitrag werden Ansätze zur Zustandsüberprüfung von Stahlbrücken konzipiert, um periodisch den Zustand zu bewerten. Faseroptische und optische Sensorsysteme werden kombiniert, um die Daten in ein BIM-fähiges 3D-Modell zu aggregieren. Dies ermöglicht die langfristige Analyse und Dokumentation von Schäden sowie die Optimierung von Reparaturen und damit das Potenzial zur Verlängerung der Brückenlebensdauer. Dieses Vorgehen wurde an Balkenbrücken beispielhaft erprobt, wobei ein terrestrischer Laserscanner und Faser-Bragg-Gitter in Kombination mit KI-Methoden genutzt wurden, um die Brückenbelastung und Schädigungen zu identifizieren.

1 Motivation und Zielsetzung

Der Zustand vieler Brücken in Deutschland ist unzureichend, mehr als 25 % der Straßenbrücken, die infolge der stark zugenommenen Güterverkehrsleistungen hohen Verkehrslasten [1] und Materialermüdung ausgesetzt sind, weisen eine Zustandsnote von „ausreichend“ oder schlechter auf [2]. Besonders Stahlbrücken zeigen oft erhebliche Abnutzungserscheinungen, die ihre Verkehrssicherheit und Tragfähigkeit beeinträchtigen [1]. Dies verdeutlichen die eindrucksvollen Schadensfälle der Autobahnbrücke Rahmede (BAB 45) und der Rheinbrücke Leverkusen (BAB 1). Der Erhalt und die sichere Weiternutzung von Bestandsbrücken sind aber unerlässlich.

Die aktuellen Inspektionsintervalle von Straßenbrücken werden angesichts der weiter steigen-

den Verkehrsbelastung als zu lang bewertet [3]. Gleichzeitig sind Brückenprüfer mit der aktuellen Situation bereits ausgelastet [4]. Um aufwendige und kostspielige Brückeninstandsetzungen zu vermeiden, können kontinuierliche Monitoringsysteme genutzt werden. Durch die laufende Erfassung von Zustandsdaten sind Schäden frühzeitig erkennbar und präventive Instandsetzungsmaßnahmen können gezielt und effizient geplant werden. Dies minimiert die Sicherheitsrisiken und die Instandhaltungskosten gleichermaßen. Ein Vorschlag für ein solches Monitoringsystem wird in diesem Beitrag vorgestellt.

2 Stand der Bauwerksüberwachung in Deutschland

Die DIN 1076 [5] beinhaltet Vorgaben zur Bauwerksprüfung von Brücken und anderen Inge-

nieurbauwerken. Zudem wird das Bauwerksmonitoring als eine mögliche Ergänzung zur Bauwerksprüfung und Bauwerksüberwachung aufgefasst. Dazu werden zwei verschiedene Anwendungsszenarien definiert: das Monitoring zur kontinuierlichen Zustandsüberwachung und das Monitoring aus besonderem Anlass.

Das Monitoring zur kontinuierlichen Zustandsüberwachung zielt darauf ab, die Zuverlässigkeit der Zustandsbewertung durch eine fortlaufende Überwachung zu erhöhen. Hingegen soll das Monitoring aus besonderem Anlass die bautechnische Zuverlässigkeit direkt gewährleisten.

Eine im Jahr 2020 durchgeführte Erhebung des Bundesministeriums für Digitales und Verkehr ergab, dass der derzeitige Einsatz von Monitoringsystemen bei Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen primär auf bestehende Schäden und Defizite begrenzt ist. Der überwiegende Teil der Maßnahmen dient der Erfassung der Bauwerksreaktion unter Anwendung von Verformungs- und Temperatursensoren an Spannbeetonbrücken nach ersten Schadensfällen [6]–[8]. Ein Sensornetz zur Analyse der Zustandsveränderung, das sich über die gesamte Struktur erstreckt, ist an Stahlbrücken die Ausnahme [6].

Für Brücken in Massivbauweise existieren bereits kommerzielle Monitoringlösungen und weltweit wird eine Vielzahl an Forschungs- und Entwicklungsprojekten durchgeführt, s. z. B. [7] oder [8]. Im Bereich der Stahl- und Verbundbrücken hingegen sind bisher nur wenige vergleichbare Aktivitäten dokumentiert [6].

3 Generalisiertes Konzept für das Monitoring von Stahl- und Verbundbrücken

3.1 Vorbereitung

In dem Forschungsprojekt „BIM-gestütztes Lebenszyklusmanagement von Brücken – Vision einer automatisierten virtuellen Bestandsanalyse“ (kurz BIM-LeB) ist das Ziel die Entwicklung eines generalisierten Vorgehens zur Überwachung von Stahlbrücken mit adäquater Sensorik, um Bauzustandsveränderungen frühzeitig zu erfassen, zu analysieren und zu verifizieren. Dazu werden die Instrumentierung einer Brücke sowie die Methoden zur Sensordatenauswertung nach Bild 1 vorbereitet.

Die Vorbereitung zum Monitoring von Stahlbrücken folgt einem systematischen Ansatz, der die Grundlage für das Monitoring und eine prädiktive Wartung bildet. Da der Fokus auf der Überwachung von Parametern liegt, die unmittelbar zur Beurteilung der strukturellen Zustände beitragen und Anzeichen für Verschleiß oder beginnende Schäden aufzeigen, muss eine zuverlässige Datenbasis mit ausreichend Referenzdatensätzen des ausgewählten Bauwerks und vergleichbarer Bauwerke geschaffen werden.

Zu Beginn wird die grundsätzliche Eignung der Brücke analysiert, indem Konstruktion, Ausführung, Materialbeschaffenheit und vorhandene Bestandsdokumentationen, wie Prüfberichte und Nachrechnungen, einer detaillierten Un-

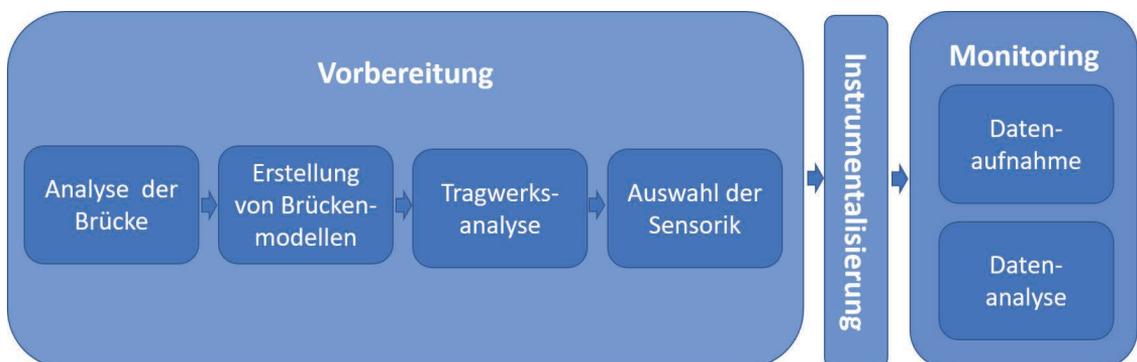


Bild 1: Ablaufschema zum Konzept für das Monitoring

tersuchung unterzogen werden. Aufgrund der Materialeigenschaften von Stahlbrücken, etwa in Bezug auf Materialermüdung, Korrosionsanfälligkeit und Ausführungsqualität, sind Konstruktionsdetails besonders zu berücksichtigen.

Weitere Kriterien zur Instrumentierung der Brücke sind u. a. die Befliegbarkeit und allgemeine Erreichbarkeit zur visuellen Inspektion und 3D-Erfassung, die Zugänglichkeit des Bauwerks, um Messtechnik anzubringen, und das Verkehrsaufkommen. Der Verkehr bestimmt einerseits die Belastung der Brücke und beeinflusst mögliche Schädigungen, andererseits ist der Verkehr unterhalb der Brücke für die Installation und Wartung der Sensorik relevant.

Da gerade im Bestand eine limitierte digitale Datengrundlage vorhanden ist, folgt die Modellierung der Brücke als numerisches Tragwerks- und geometrisches Volumenmodell. Durch die Tragwerksanalyse werden die kritischen Stellen der Brücke ermittelt, die aufgrund der auftretenden Beanspruchung als besonders relevant gelten. Die identifizierten Punkte werden bei der Instrumentierung gezielt mit Sensorik ausgestattet, um eine repräsentative Datenbasis zum Abgleich zwischen Modell und Realbauwerk zu erhalten. Das geometrische Volumenmodell bildet die Grundlage für die strukturierte Verteilung der Sensorik, unterstützt eine präzise Visualisierung der Messergebnisse und dient als Basis für die Überführung in Modelle, die für *Building Information Modeling* (BIM) geeignet sind.

Auf Basis der Tragwerks- und Brückenkonstruktionsanalyse werden die Messgrößen definiert. Es wird zwischen Größen wie Dehnung, Neigung, Schwingung, Temperatur oder Verschiebung differenziert. Die Auswahl der Messgrößen wird an die Eigenschaften und Anforderungen der Stahlkonstruktion angepasst und aufeinander abgestimmt.

In Abhängigkeit der zu erfassenden Messgrößen und -positionen sowie der erforderlichen Messdauer und der äußeren Randbedingungen, wie Zugänglichkeit und Wettereinflüsse, werden ein

Messkonzept entwickelt und die Messhardware konkretisiert. Hierzu gehören neben der Sensorauswahl auch der Aufbau des Netzwerks (Kabelführung, ggf. Funk), die Messverstärker, die Stromversorgung, Systeme zur Datenspeicherung und die Schnittstelle zum Datenabruf zur Weiterverarbeitung. Bei der Instrumentierung der Brücke sind neben den bereits genannten Einflüssen auch notwendige Sperrungen und die Messstellenvorbereitung einzuplanen.

3.2 Methodiken zur Datenauswertung

Entscheidend für die Aussagekraft des erarbeiteten Konzepts ist die Plausibilität des Sensorsystems. Dementsprechend werden die erfassten Daten hinsichtlich ihrer Nachvollziehbarkeit exploriert sowie erste Verfahren zur Datenauswertung mit Bezug auf die allgemeine Anwendbarkeit von *Deep-Learning* (DL)-Modellen untersucht. Hierbei gilt es, Abhängigkeiten der Sensordaten untereinander zu identifizieren, wodurch bedingte Aussagen über das Sensorverhalten getroffen werden können. Um Zusammenhänge zwischen den zeitbezogenen Daten zu identifizieren, werden diese hinsichtlich ihrer Korrelation zueinander untersucht. Der lineare Zusammenhang $r_{x,y} \in [-1,1]$ zwischen zwei Signalen $\mathbf{x}, \mathbf{y} \in \mathbb{R}^n$ mit der Länge $n \in \mathbb{N}$ wird im Folgenden über den Korrelationskoeffizienten

$$r_{x,y} = \frac{\sum_{i=0}^{n-1} (x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=0}^{n-1} (x_i - \bar{x})^2} \cdot \sqrt{\sum_{i=0}^{n-1} (y_i - \bar{y})^2}}$$

berechnet [9]. Hierbei zeigen Werte von 1 bzw. -1 einen positiven bzw. negativen und 0 keinen linearen Zusammenhang zwischen den Vektoren.

Weiterhin wird untersucht, inwiefern Korrelationen zwischen zeitverschobenen Signalen $\mathbf{x}, \mathbf{y} \in \mathbb{R}^n$ bestehen. Hierfür wird das Ergebnis als Vektor $\mathbf{z} \in \mathbb{C}^d$ für eine Verschiebung $k \leq d \in \mathbb{N}$ (mit d gleich die summierten Längen von \mathbf{x}, \mathbf{y} verringert um 2) mittels Faltung über die Gleichung

$$z[k] = (\mathbf{x} \cdot \mathbf{y}) \cdot (k - N + 1) = \sum_{i=0}^{n-1} x_i \cdot y_{i-k+N-1}^*$$



Bild 2: Eisenbahnbrücke EÜ ESB in Rostock

mit $N \in \mathbb{N}$ als Zentrierung und $y_{|k+N-1}^*$ als komplex Konjugierte berechnet [10].

Um die aufgenommenen Werte zu bereinigen, zu rekonstruieren und zu komprimieren, wird untersucht, inwieweit Autoencodermodelle etabliert werden können. Ein Autoencoder besteht aus zwei Modulen, dem Enkodierer und dem Dekodierer [11]. Über den Enkodierer lernt das Modell, Eingabesignale in einen komprimierten Raum zu projizieren. Analog lernt der Dekodierer, das Signal aus dem Raum zu rekonstruieren. Über den Vergleich zwischen Eingabe und Rekonstruktion wird die Identifikation von Ausreißern und Anomalien über die Abweichung ermöglicht. Dabei wird das Eingabesignal in festgelegte Zeitfenster unterteilt und die Ausschnitte als Eingabe für den Autoencoder genutzt.

4 Umsetzung an einer realen Brücke

4.1 Analyse der Brücke

Das vorgestellte Konzept wird in einer ersten Anwendung an der Eisenbahnüberführung (EÜ) Erich-Schlesinger-Straße in Rostock (ESB, s. Bild 2) erprobt. Die Brücke wurde als genietete Balkenbrücke im Jahr 1924 erbaut und weist laut Nachrechnung eine Restnutzungsdauer von ca. 30 Jahren auf. Die zwei Hauptträger überspannen die Erich-Schlesinger-Straße mit einer Spannweite von ca. 16,5 m und sind, wie die drei Längs- und elf Querträger, aus Flusstahl 37 gefertigt.

Aufgrund der geringen Spannweite und des einfachen statischen Systems als einfeldrige Balkenbrücke bietet sich die Brücke zur Erprobung des Überwachungskonzepts an. Das Brückensystem als Trägerrost mit Längs- und Querträgern sowie Buckelblechen ist konstruktiv einfacher als eine Alternative mit orthotroper Platte und eignet sich so auch für die 3D-Erfassung. Auch lassen sich die Spannungen an Haupttraggliedern besser analysieren und verifizieren.

Die Brücke überführt ein Gleis der Regionalbahnlinie RB 11/12 über eine zweispurige innerstädtische Straße. Durch die offene Bauweise als Trägerrost und den Fakt, dass sich die zu instrumentierenden Haupttragglieder primär an der Unterseite des Tragwerks befinden, ist eine Einschränkung des Zugverkehrs bei der Installation nicht erforderlich. Jedoch musste die Straße unterhalb einseitig gesperrt werden.

Nach Analyse der vorliegenden Prüfberichte und Nachrechnungen kann von einem tragwerkstechnisch guten Zustand der Brücke ausgegangen werden. Relevante Schäden wurden nicht identifiziert, große bauliche Änderungen wurden bislang nicht vorgenommen.

Für die Verzeichnung der Monitoringergebnisse wird ein 3D-Modell der Brücke benötigt. Da bisher keines vorlag, galt es, die Brücke zunächst messtechnisch zu erfassen und anhand der 3D-Messdaten zu rekonstruieren. Von einer

Erfassung mittels UAV (*Unmanned Aerial Vehicle*) wurde abgesehen, da dies eine umfangreiche Sperrung erfordert hätte. Stattdessen wurde die Geometrie mit einem terrestrischen Laserscanner (Z+F Imager 5010) von zwölf Standpunkten aus aufgenommen. Aus der resultierenden Punktwolke wurden die relevanten Bereiche segmentiert und polygonisiert. Anschließend erfolgte auf Basis der aus dem Polygonmodell ableitbaren Maße die Nachkonstruktion des Bauwerks. Anhand dieses Modells werden außerdem die Messstellen visualisiert.

Als Grundlage für die Positionierung und Wahl der Sensorik diente eine Tragwerksanalyse der Brücke. Mit der Software Dlubal RSTAB 8 [12] und auf Basis der Planunterlagen und Nachrechnungen aus den Jahren 1996 und 2015 wurde ein idealisiertes Stabwerkmodell der Brücke erstellt, welches mit den 3D-Scans des Bestandes abgeglichen wurde. Die zusammengesetzten Stahlquerschnitte der Brücke wurden mittels Dlubal DUENQ [12] implementiert. Die Anschlüsse und Auflager wurden zunächst als ideal gelenkig bzw. verschieblich oder fest modelliert.

Die Tragwerksanalyse belegte, dass durch die Überfahrten der Züge insbesondere die Querträger und Längsträger, abhängig von der Stellung des Zuges, hoch beansprucht werden (s.

Bild 3). Die Hauptträger unterliegen deutlich geringeren Spannungen. Die Anschlussstellen der Träger erwiesen sich aufgrund der idealisierten gelenkigen Modellierung nicht als die meistbelasteten Stellen, sie sind jedoch real anfällig für Schäden, erfahren lokale Spannungskonzentrationen und sind daher in jedem Fall zu instrumentieren. Im Allgemeinen ist die Spannungsausnutzung der Brücke gering, da die Berechnung auf Gebrauchslastniveau stattfindet. Die zusätzliche Bemessung der Brücke auf Ermüdung ist obligatorisch. Sie ist i. d. R. bemessungsrelevant.

Durch die Tragwerksanalyse wurde deutlich, dass eine Überwachung lokaler Spannungen mittels Sensoren erforderlich ist, um das statische Bauwerksverhalten zu verifizieren und Veränderungen des Tragverhaltens, welche auf Schäden hinweisen können, zu identifizieren. Da auf Basis der Prüfberichte keine Schadstellen bekannt waren, wurde die Positionierung anhand der berechneten Spannungen als ausreichend erachtet. Die Schwingung wurde als wichtige Kenngröße zur Beurteilung des Verhaltens der Brücke bei Zugüberfahrten in Relation zur auftretenden Belastung aufgezeichnet. Durch einen Temperatursensor kann der Einfluss der Umgebungstemperatur auf die Dehnungen beurteilt werden.

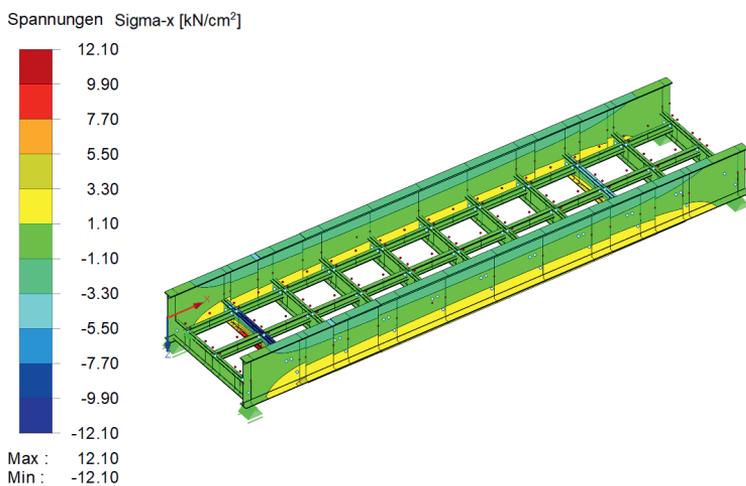


Bild 3: Normalspannungsverteilung als Ergebnis der Tragwerksanalyse für eine Zugüberfahrt auf Gebrauchslastniveau

4.2 Instrumentierung

Parallel zur Analyse wurde ein Sensorkatalog erstellt, in dem über 40 verschiedene Sensoren hinsichtlich ihrer Eignung zur Detektion kritischer Schäden bewertet wurden. Die Differenzierung erfolgte bezüglich globaler und lokaler Überwachung: Globale Sensoren geben Aufschluss über das Tragverhalten des gesamten Bauwerks, während lokale Sensoren, gezielt in Schadensnähe positioniert, die kritischen Stellen überwachen.

Um potenzielle Veränderungen durch Überbeanspruchungen und Schäden zu erkennen und angesichts fehlender relevanter Beeinträchtigungen wie in Form von Rissen oder ähnlichen Defekten an der untersuchten Brücke ESB, wurde ein globales Sensornetzwerk bestehend aus Dehnungs-, Schwingungs- und Temperatursensoren installiert.

Im Vergleich der Dehnungssensoren erwiesen sich Faser-Bragg-Gitter (FBG) als faseroptische und Dehnmessstreifen (DMS) als mechanisch-elektrische Sensoren hinsichtlich Funktionalität und Kosten als die geeignetsten Optionen. Da ein FBG-Interrogator beim Forschungspartner IGP zur Verfügung steht und aufgrund der Kabelführung eine einheitliche Messtechnik bevorzugt wurde, fiel die Wahl auf ein System mit FBG-Sensoren. Der verwendete Interrogator besitzt vier optische Kanäle, die jeweils bis zu zehn FBG unterschiedlicher Wellenlänge integrieren können. Die FBG ermöglichen zudem die Signalübertragung über Glasfaserkabel.

Durch die unmittelbare Nähe der Brücke zum Fraunhofer IGP kann das Sensorkabel vom Institut über 200 m direkt zur Brücke geführt werden. Dadurch entfällt die Stromversorgung für Messhardware direkt an der Brücke. Die empfindliche Hardware kann geschützt im Institut installiert werden, während die Glasfaserkabel das Signal verlustfrei übertragen. Die Wahl von

DMS und elektrischen Signalleitungen hätte eine aufwändige Installation zusätzlicher Verstärker-, Auswerte-, Speicher- oder Funkhardware erfordert.

Anhand der Tragwerksanalyse wurden elf Messstellen definiert, die jeweils mit einem Sensor an Stegüber- und -unterseite ausgestattet wurden (s. Bild 4). Diese befinden sich zum einen am Hauptträger in Feldmitte bzw. an den Auflagern sowie am Querträger nahe dem Widerlager, jeweils an den Übergängen zu angrenzenden Trägern. Zusätzlich wurde am fünften Querträger (Feldmitte) ein Dehnungssensor installiert, der als Referenz für die übrigen Dehnungssensoren die Schwingungen erfassen soll. Hierzu wurde der Sensor in der Stegmitte an einer Stelle ohne nennenswerte Normalspannung platziert. Die Messwerte dieses Sensors werden daher von den Schwingungen infolge der Überfahrt dominiert. Die Abtastung der Dehnungssensoren erfolgt mit 100 Hz, während die Schwingung mit 1.000 Hz digitalisiert wurde.

Die zwei Sensoren einer Messstelle wurden möglichst nahe am Übergang zum angrenzenden Tragelement installiert, da hier die größten Zug- und Druckspannungen zu erwarten sind. Aufgrund des erforderlichen Arbeitsraums und der einzuhaltenden minimalen Biegeradien der Fasern musste ein Abstand von wenigen Zentimetern von den genieteten Anschlüssen eingehalten

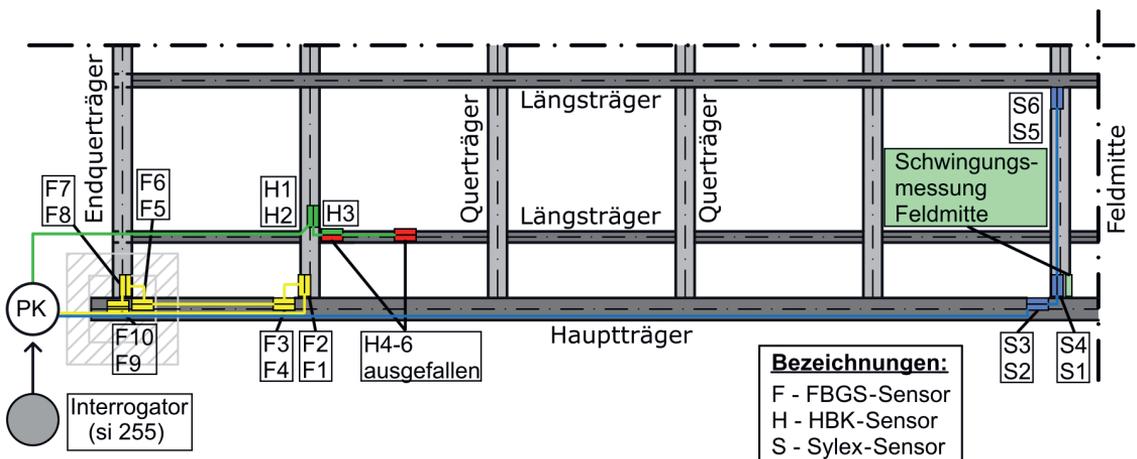


Bild 4: Messplanung der EÜ ESB, Ausschnitt (ein Viertel) des Tragsystems mit 22 Dehnungssensoren und einem Schwingungssensor (Hellgrün) aufgeteilt auf drei Glasfasern von den Herstellern FBGS (Gelb), HBK (Grün) und Sylex (Blau)



Bild 5: Sensorinstallation an der EÜ ESB; links optische Faser mit temporärer Fixierung am Rand und ausgehärteter Klebung in der Mitte; rechts drei abgedeckte Sensorpositionen am Übergang zwischen Haupt- und Querträger

ten werden (s. Bild 5 links). Nach der Säuberung und dem Aufräuen der Oberfläche wurden die Fasern temporär fixiert. Die Beschichtung des Stahls wurde intakt belassen, da kein Vergleich absoluter Dehnungen geplant ist, sondern eine Analyse der räumlichen Abhängigkeiten und zeitlichen Veränderungen der Brückenreaktion. Für die Klebung wurde ein schnellhärtender Zweikomponentenkleber eingesetzt, der speziell für die Applikation von Dehnungssensoren vorgesehen ist. Ein Andrücken mittels Teflonfolie sorgt nach dem Aushärten für eine gleichmäßige und dünne Klebschicht. Anschließend wurden die Sensoren mit Abdeckmittel geschützt (s. Bild 5 rechts).

4.3 Messdatenexploration

Um die Plausibilität der aufgenommenen Messdaten zu überprüfen, ist die Betrachtung des globalen Dehnungsverlaufs über mehrere Tage sowie der einzelnen Zugüberfahrten nötig. In Bild 6 werden exemplarisch die Messdaten eines Dehnungssensors und des Temperatursensors sowie der jeweils zugehörige gleitende Mittelwert über den Verlauf von vier Tagen dargestellt. Es wird die Korrelation zwischen der gemessenen Dehnung und der Temperatur sichtbar, da Temperaturschwankungen unmittelbar zu Dehnungsänderungen der Stahlbauteile führten. Die Korrelation schwankt, da sich die Temperatur-

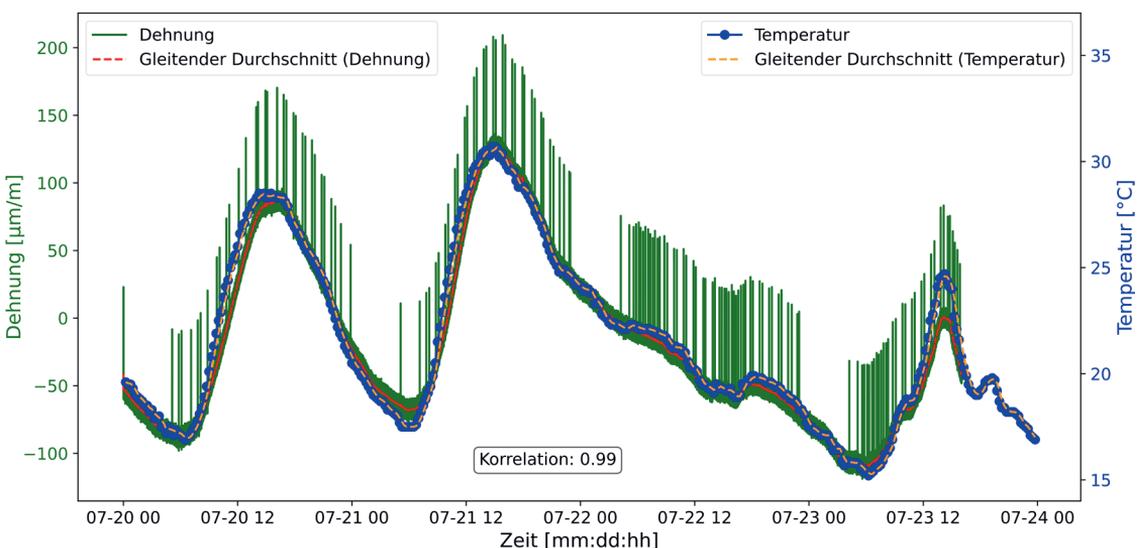


Bild 6: Korrelation der Dehnungsmessung mit der Temperatur beispielhaft am Sensor Sylex-S5

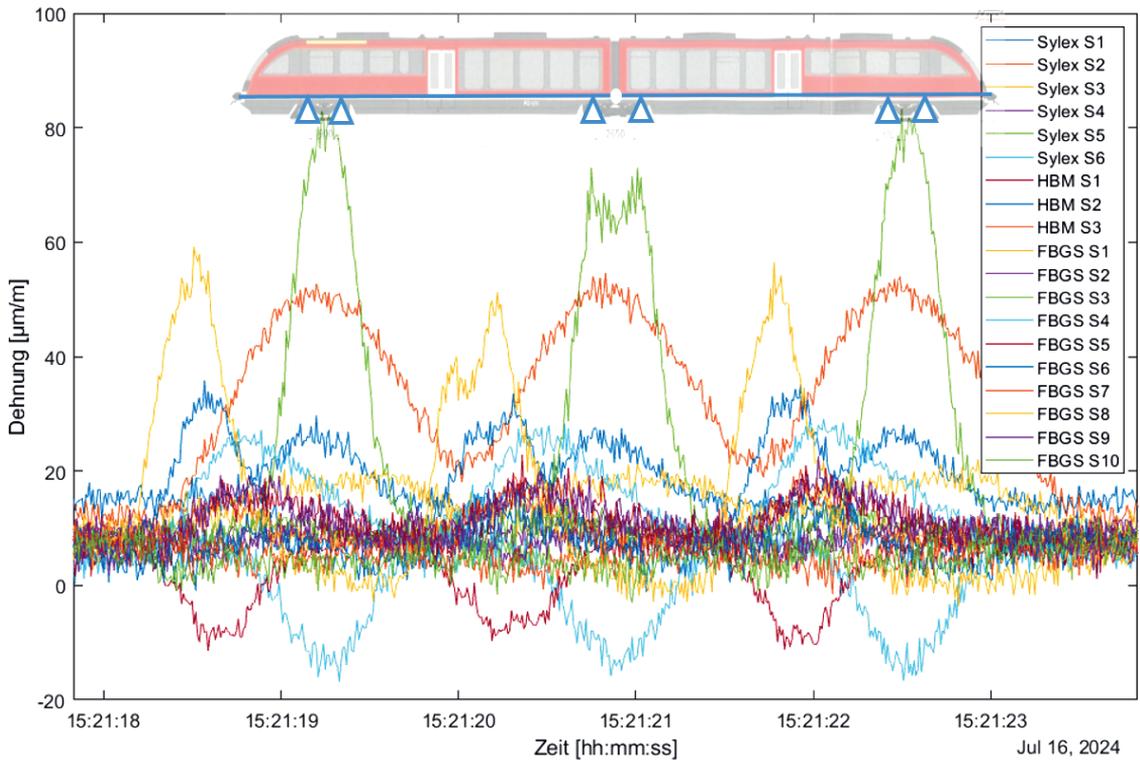


Bild 7: Messwerte aller Dehnungssensoren (drei Ausfälle) für die Überfahrt eines Zuges

schwankung an den einzelnen Sensoren je nach Ort und Beschattungssituation unterscheidet. Sie liegt jedoch für alle Sensoren bei etwa 0,99.

Die globale Betrachtung verdeutlicht die einzelnen Überfahrten der Züge. Hierbei sind die Fahrzeiten mit Nachtpausen, Stoßzeiten und Fahrplänen entsprechend des Wochentags ablesbar.

Der Dehnungsverlauf bei Betrachtung einzelner Überfahrten spiegelt den dreiachsigen Aufbau der Regionalbahn wider, welche über die EÜ ESB fährt (s. Bild 7). Die großen Dehnungen wurden an den Querträgern der Brücke beobachtet. Die Abfolge der Ausschläge der Sensoren entspricht der Fahrtrichtung des Zuges. Der Vergleich der Zeitintervalle zwischen den Peaks lässt einen Rückschluss auf die Geschwindigkeit zu. Während Überfahrten in Richtung Osten erreichen die Züge durchgehend Geschwindigkeiten von 70–80 km/h, während die Überfahrten in Richtung Westen (Einfahrt in den Bahnhof) mit 40–50 km/h deutlich langsamer erfolgten.

Zur Kausalitätsüberprüfung der Sensordaten wurden die in Abschnitt 3.2 beschriebenen Methoden auf die aufgenommenen Sensorwerte angewendet. Exemplarisch wird die Analyse für einen Tagesausschnitt der drei Sensoren Sylex-S3, -S4 und -S5 (s. Bild 8) dargelegt. Hierbei zeigt sich, dass ein Zusammenhang zwischen den Sensoren besteht. Damit können fehlerhafte Bereiche identifiziert werden. So ist in Bild 9 (a) die Korrelationsmatrix zwischen den Sensoren Sylex-S3, -S4 und -S5 dargestellt. Es wird ersichtlich, dass Sylex-S3 und -S5 einen starken linearen Zusammenhang aufweisen. Dies ist nachvollziehbar, da sich Ausschläge durch Überfahrten auf beide Sensoren gleichermaßen auswirken. Da der Sensor Sylex-S4 eine geringe Korrelation aufweist, kann auf eine fehlerhafte Werteerfassung in dem ausgewählten Zeitfenster geschlossen werden.

Diese Sensordatenanalyse ist auf die weiteren angebrachten Sensoren übertragbar. Weiterhin wurde über eine Kreuzkorrelation die Korrelation mit zeitlicher Verschiebung der Sensor-

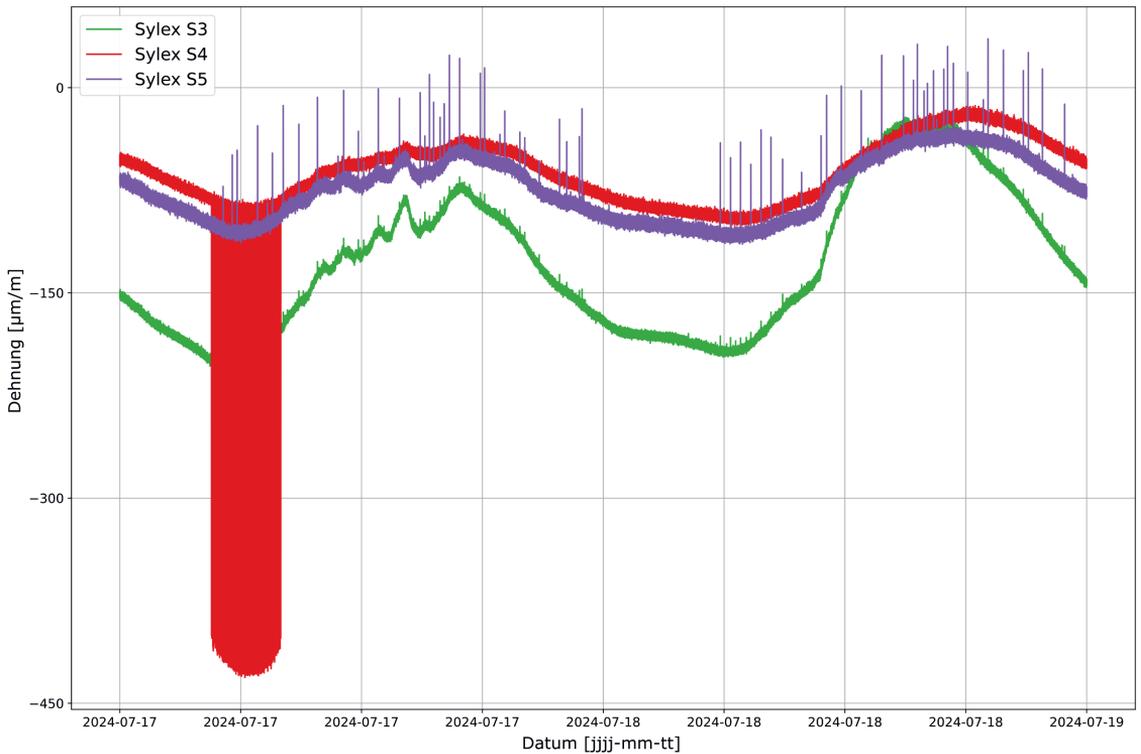


Bild 8: Sensorwertverlauf von drei Sylex-Sensoren; temperaturbedingte Schwankungen sowie Zugüberfahrten sind an den kleinen Spitzen erkennbar, für den Sylex-S4-Sensor ist ein Anomaliebereich am Morgen des Tages zu erkennen

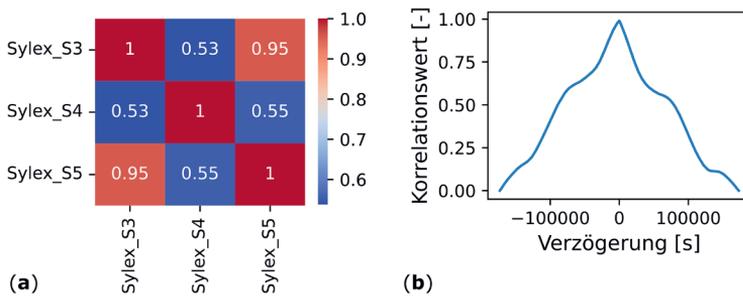


Bild 9: (a) Korrelationsmatrix zwischen drei Sensoren über eine feste Zeitspanne, starke Korrelation zwischen den Sensoren Sylex-S3 und -S5; (b) Kreuzkorrelation über die Verschiebung des normierten Signals zwischen den Sensoren Sylex-S3 und -S5, Korrelation bedingt durch die Temperaturschwankungen im Tagesverlauf erkennbar

werte zueinander analysiert. Dabei ergab sich, dass wiederkehrende Muster im Tagesverlauf entstehen (s. Bild 9 (b)). Diese sind vor allem durch die temperaturbedingten Schwankungen zu erklären.

Insgesamt wird die Korrelation der Sensorwerte vor allem durch die große Anzahl der aufgenommenen Sensorwerte ohne Zugüberfahrt

dominiert. Die Korrelation kann so als Indikator für einzelne fehlerhafte Sensorwerte in Zeitfenstern herangezogen werden.

Durch das in Abschnitt 3.2 eingeführte Autoencodermodell wird eine Signalrekonstruktion ermöglicht. In Bild 10 (a) wird verdeutlicht, dass durch die Etablierung des Modells eine Rauschreduktion eines Eingangssignals erzielt werden

kann. Hierbei lernt das Modell, den grundsätzlichen Trend der Sensorwerte wiederzugeben, jedoch werden die als kleine Balken auftretenden Zugüberfahrten herausgerechnet, da diese in der Wertemenge als Ausreißer auftreten. Ebenso werden Messfehler oder Anomalien geglättet, wodurch deren Identifizierung über den Vergleich von Ein- und Ausgangsdaten möglich ist. Weiterhin wirkt sich die Wahl der Fenstergrö-

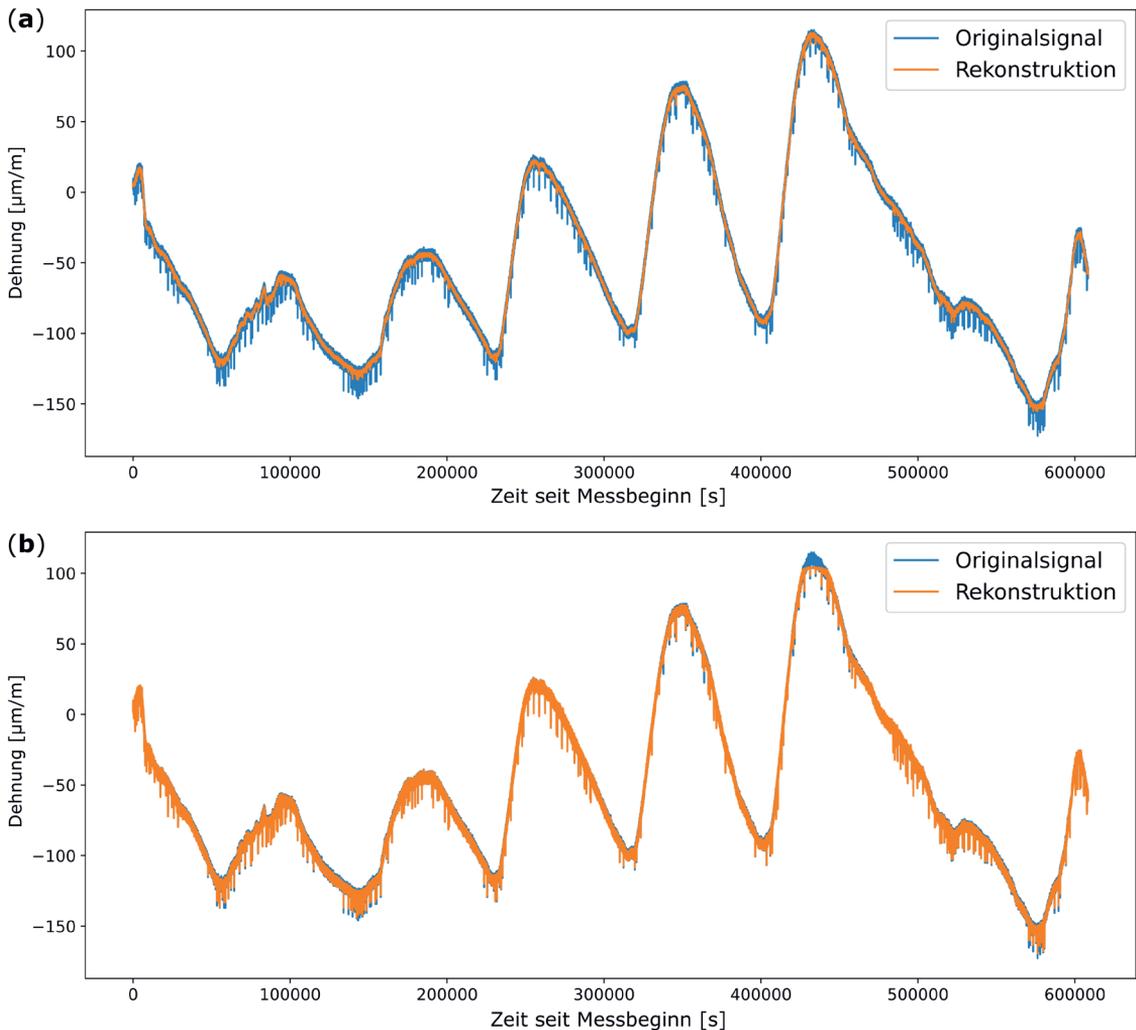


Bild 10: (a) Werteverlauf eines Sensors (blaue Kurve) und rauschverminderte Rekonstruktion (orange); (b) Originalsignal (blau) mit einer kleineren Fenstergröße rekonstruiert (orange), Zugüberfahrten als kleine Spitzen besser erfasst, allerdings dadurch auch das Rauschen im Signal

ße auf die Rekonstruktion von Zugüberfahrten aus. So wird in Bild 10 (b) verdeutlicht, dass bei geringerer Fenstergröße die Überfahrten besser rekonstruiert werden können. Allerdings wird so die Rauschreduktion vermindert.

Insgesamt gilt für die DL-basierte Messdatenexploration, dass grundsätzlich eine Analyse der Werte möglich ist, jedoch eine größere Datenmenge für aussagekräftigere Modelle benötigt wird. Dementsprechend können Anomalien und Ausreißer über den Vergleich mit dem rekonstruierten Signal erkannt werden. Weiterhin kann eine Rauschreduktion erzielt werden.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Im Beitrag wurde gezeigt, dass das Zusammenwirken von 3D-Laserscanning, faseroptischer Sensorik und der Datenauswertung mit Hilfe künstlicher Intelligenz erfolgreich zur Überwachung von Stahlbrücken genutzt werden kann.

Die entwickelte Methodik umfasst eine Analyse der Bauwerksdaten und die Erstellung eines 3D-Modells zur Lokalisierung kritischer Stellen. Hier werden Sensoren für relevante Messgrößen wie Dehnung und Temperatur angebracht.

An dem Brückenbauwerk EÜ ESB wurde das generalisierte Konzept zum Monitoring von Stahlbrücken umgesetzt und erprobt. Nach den ersten Wochen der Datenaufnahme wurden die aufgenommenen Dehnungs- und Temperaturdaten analysiert. Die Messdatenexploration zeigte eine hohe lineare Korrelation (ca. 0,99) zwischen Temperatur und Dehnung an Stahlbauteilen, wodurch Temperaturschwankungen als Hauptursache für Dehnungsänderungen bestätigt wurden. Ein Autoencodermodell zur DL-basierten Analyse reduzierte Rauschen und rekonstruierte Signale. Dies ermöglichte die Erkennung von Anomalien und Messfehlern durch Vergleich mit dem rekonstruierten Signal, wobei kleinere Fenster die Erfassung von Überfahrten verbesserten, jedoch mehr Rauschen verursachten.

Mit dem entwickelten Monitoringkonzept wurde durch gezielte Datenauswertung die Erkennung von Abweichungen möglich. Das Konzept dient als Grundlage für die Umsetzung einer BIM-gestützten prädikativen Wartung. Ein nächstes Ziel ist es, die untersuchten Brücken in BIM-Modelle zu überführen, in denen neben den einzelnen Bauteilen auch die Sensoren als Element vermerkt sind. Über diese Schnittstelle können Sensordaten eingebunden und den Baulastträgern übersichtlich übermittelt werden. Zusätzlich sind Schäden aus Bauwerksprüfungen in das BIM-Modell zu integrieren. Mit Hilfe der gemessenen Daten können die bestehenden Schäden überwacht und neu bewertet werden. Anvisiert wird, das bestehende Bewertungssystem durch die DIN 1076 [5] um eine Zustandsnote basierend auf der Schadensentwicklung zu ergänzen. Grundlage hierfür sind neben festgelegten Grenzwerten der aufgenommenen Sensordaten auch KI-gestützte Bewertungen der Daten, welche nicht nur die Schäden im aktuellen Zustand beurteilen, sondern ebenfalls im Sinne der prädikativen Wartung (*predictive maintenance*) eine Vorhersage über eine erwartete Schadensentwicklung treffen.

Durch sensorgestützte Bauzustandsüberwachung lassen sich die Bauwerksinstandhaltung erleichtern, die Prüfintervalle an die jeweiligen

Bauzustände anpassen und die Lebenszeit von Stahlbrücken verlängern.

Dank

Wir danken der DB InfraGO AG für die Unterstützung, insbesondere den Zugang zur Infrastruktur und die Möglichkeit der Sensorinstallation. Weiterhin danken wir dem Beraterkreis aus Wirtschafts- und Behördenvertretern. Das Projekt „BIM-gestütztes Lebenszyklusmanagement von Brücken – Vision einer automatisierten virtuellen Bestandsanalyse“ wird im Rahmen des Programms „Industrielle Gemeinschaftsforschung“ durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Dieses IGF-Vorhaben 01IF22252N / P 1634 der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V., Düsseldorf, wird am Fraunhofer IGP – Institut für Großstrukturen in der Produktionstechnik, Rostock zusammen mit den Lehrstühlen Stahlbau und Informatik VII (Computergraphik) der TU Dortmund durchgeführt.

Gefördert durch:



Bundesministerium
für Wirtschaft
und Klimaschutz

aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

IGF
INDUSTRIELLE
GEMEINSCHAFTSFORSCHUNG



Forschungsvereinigung
Stahlanwendung e. V.

Literatur

- [1] Kaschner, R.: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 2009.
- [2] Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt, Hrsg.): Brückenstatistik 03/2024. <https://www.bast.de/DE/Statistik/Bruecken/Brueckenstatistik.pdf> (geprüft am 07.11.2024).
- [3] Homepage des Umweltbundesamtes: <https://www.umweltbundesamt.de/bild/gueterverkehrsleistung-nach-verkehrstraegern-in>. (geprüft am 11.11.2024).

- [4] Professor Sedlacek und Partner GmbH. Interview Dr.-Ing. J. Kalameya (15.01.2021).
- [5] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung.
- [6] Hindersmann, I.: Anwendung von Monitoring bei Brücken der Bundesfernstraßen und zukünftige Monitoringstrategien. In: Krieger, J. (Hrsg.): Fachkongress Digitale Transformation im Lebenszyklus: Tagungshandbuch 2021, Tübingen: Expert Verlag, 2021, S. 137–145.
- [7] Sakiyama, F.: Real-size structural health monitoring of a pre-stressed concrete bridge based on long-gauge fiber Bragg grating sensors. Dissertation, Universität Stuttgart, 2021 – <https://doi.org/10.18419/OPUS-11681>.
- [8] Bień, J.; Kuźawa, M.; Kamiński, T.: Strategies and tools for the monitoring of concrete bridges. *Structural Concrete* 21 (2020) 4, S. 1227–1239 – <https://doi.org/10.1002/suco.201900410>.
- [9] Steland, A.: *Basiswissen Statistik*. Berlin, Heidelberg: Springer, 2016.
- [10] Virtanen, P. et al.: SciPy 1.0: fundamental algorithms for scientific computing in Python. *Nature methods* 17 (2020), S. 261–272 – <https://doi.org/10.1038/s41592-019-0686-2>.
- [11] Matuszczyk, D.; Tschorn, N.; Weichert, F.: Deep Learning Based Synthetic Image Generation for Defect Detection in Additive Manufacturing Industrial Environments. In: Proc. of 7th Int. Conf. on Mechanical Engineering and Robotics Research (ICMERR) 2022, 09.–11.12.2022 in Krakau (Polen), IEEE, 2022, S. 209–218 – <https://doi.org/10.1109/ICMERR56497.2022.10097812>.
- [12] Homepage von Dlubal, Statik-Software für Statiker und Tragwerksplaner: <https://www.dlubal.com/de/produkte/altere-produkt>. (geprüft am 11.11.2024).

Bildquellen

Bild 1: Tina Ambrosat, IGP Rostock

Bilder 2, 5: Christoph Heinze, IGP Rostock

Bilder 3, 6, 7: Kira Peper, TUDO STB

Bild 4: Moritz Schäferhoff, TUDO STB

Bilder 8–10: Daniel Matuszczyk, TUDO LS7

Bauwerksmonitoring während der Bauarbeiten und den zerstörenden Versuchen am Bauwerk 19.04

■ Dipl.-Ing. Ronald Stein¹, Philipp Metsch², Felix Kaplan³, Till Brauer⁴

■ ¹ GMG Ingenieurgesellschaft Dresden

² Institut für Festkörpermechanik, Technische Universität Dresden

³ Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg, Sachgebiet Bauwerksbewertung, Hoppegarten

⁴ Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg, Sachgebiet Bauwerksbewertung, Potsdam

KURZFASSUNG

Am Ortseingang von Brandenburg an der Havel befindet sich die Brücke 19.04. Sie wurde 1971 errichtet und überführt die B 1 über die Anlagen der DB. 2017 wurden Korrosionsschäden an den Hauptträgern, Ermüdungsrisse und starke Widerlagerverkipnungen festgestellt. Damit das Bauwerk weiterhin für den (eingeschränkten) Verkehr zur Verfügung steht, wurden jährliche Sonderprüfungen und ein permanentes Monitoring umgesetzt. Seit 2023 läuft der Ersatzneubau. In der ersten Bauphase wird der Verkehr vollständig über einen der alten Überbauten geführt, wofür Ertüchtigungen am Überbau und den Lagern notwendig wurden. Zur Überwachung der teilweise sehr komplexen Bauzustände – insbesondere Herstellung der Baugruben inkl. Verbaumaßnahmen, Ausheben des westlichen Überbaues, Bohren von Pfählen durch die Widerlagerwände, Spannen von Rückverankerungen und Einrütteln von Pfählen – wurde die vorhandene Messanlage um Laserdistanzsensoren und Neigungssensoren ergänzt. Es wurden Grenzwerte für Bauwerksverformungen definiert, bei deren Überschreiten Maßnahmen zur Sicherstellung der Sicherheit und Verfügbarkeit des Brückenbauwerks eingeleitet werden müssen. Zusätzlich konnten im Rahmen eines Forschungsprojektes verschiedene Methoden des Structural-Health-Monitorings am Bauwerk 19.04 erprobt werden, wofür zusätzliche künstliche Schäden eingebracht wurden.

1 Bauwerk 19.04 in Brandenburg

1.1 Tragwerk

Bei den beiden Teilbauwerken (TBW) 1: westlich, Richtungsfahrbahn (RiFa) Potsdam, und 2: östlich, RiFa Brandenburg, des Bauwerks 19.04 in Brandenburg an der Havel handelt es sich um zwei 1971 erbaute und für die Brückenklasse 60/30 bemessene Balkenbrücken aus Baustahl St37 und St52 mit Stützweiten von ca. 47 m auf massiven Widerlagern, s. Bild 1. 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, s. Bild 2. Der Quertträgerabstand beträgt ca. 2,40 m. Die Längssteifen der orthotropen Fahrbahnplatte sind als

Trapezhohlsteifen ausgeführt. Das Fahrbahnblech hat eine Stärke von nur 10 mm. Weitere Beschreibungen des Bauwerks sind auch in [1] zu finden.

Beide Überbauten überführen je zwei Fahrspuren der Bundesstraße B 1 am südöstlichen Stadtrand von Brandenburg a. d. Havel über Bahngleise. Das BW 19.04 ist für die verkehrstechnische Anbindung der Stadt Brandenburg in Richtung Potsdam und Berlin von höchster Bedeutung, da keine leistungsfähigen Umfahrungsmöglichkeiten bestehen. Bild 3 zeigt die Ansicht des Bauwerks.

1.2 Bauwerkszustand

Nach dem Übergang der Zuständigkeit für die Baulastträgerschaft von der Stadt auf den

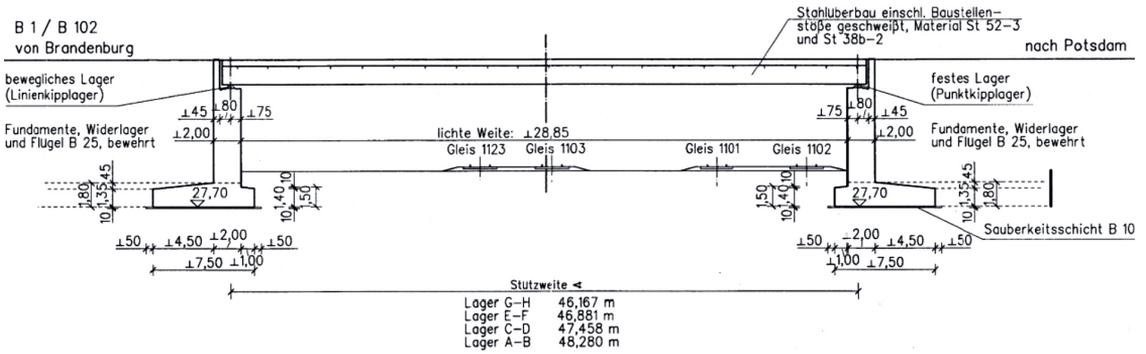


Bild 1: Längsschnitt

Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg im 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 4). 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.

Im Zuge der weiteren Prüfung wurden außerdem Schweißnahttrisse an der orthotropen Fahrbahnplatte, konkret an der Kehlnaht zwischen Fahrbahnblech und Trapezhohlsteife, und eine starke Schiefstellung der Rollenlager festgestellt (ausgeprägte „Sommerstellung“ im November), die auf eine Verkipfung der Unterbauten hindeuten (Bild 5).

Am Bodenblech und den Stegblechen wurden Stahldickenmessungen durchgeführt. Es traten Abrostungsgrade von bis zu ca. 40 % auf. Unter Berücksichtigung der reduzierten Materialdi-

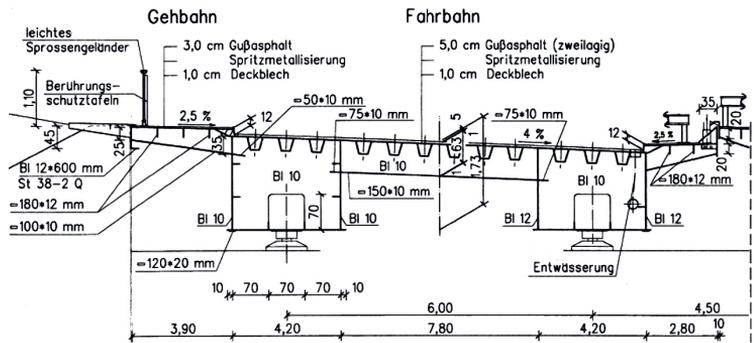


Bild 2: Querschnitt Teilbauwerk 1 – östlicher Überbau



Bild 3: Ansicht Brücke BW 19.04 in Brandenburg

cken 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.



Bild 4: Korrosionsschäden infolge defekter Innenentwässerung im Hohlkasten



Bild 5: Schweißnaht an der Trapezhohlsteife (links), Wasser in der Trapezhohlsteife (Mitte), Lagerverkipfung (rechts)

1.3 Sicherstellung der Verfügbarkeit bis zur Fertigstellung des Ersatzneubaus

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 Verkehr nach Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung (StVZO, d. h. keine genehmigungspflichtigen Schwertransporte),
- Durchführung einer jährlichen Sonderprüfung,
- Einrichten eines permanenten Bauwerksmonitorings.

Insbesondere in der Ergänzung der Sonderprüfung und des Bauwerksmonitorings wurde ein großer Vorteil gesehen. Eintretende große Schäden können durch ein 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 Langzeitmonitoring bis zum Beginn der Baumaßnahme

Trotz der relativ umfangreichen Untersuchungen im Rahmen der objektbezogenen Schadensanalyse (OSA) blieben bei der Bewertung der

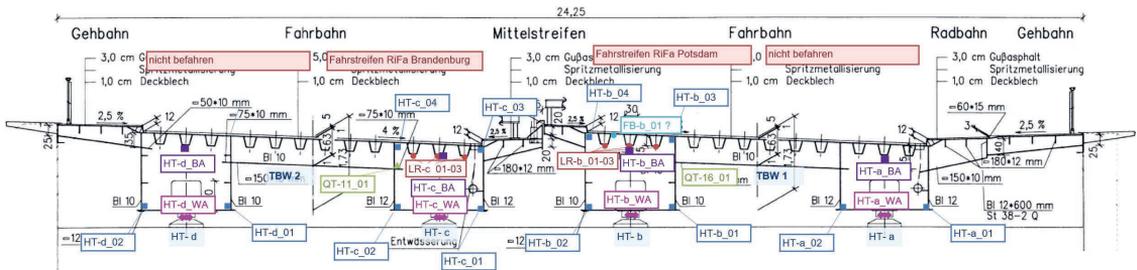


Bild 6: Konfiguration der Monitoringanlage am BW 19.04 (links: TBW 2, rechts: TBW 1)

Tragfähigkeit des Bauwerks Unsicherheiten. Die getroffenen Festlegungen und flankierenden Maßnahmen zur Gewährleistung der Verfügbarkeit stellten einen Kompromiss zwischen Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und Gewährleistung des Verkehrs dar. Eine Sperrung des Bauwerks sollte auf jeden Fall verhindert werden. Deshalb bestand der Wunsch, 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. Allen Beteiligten war bewusst, dass der Sicherheitsgewinn, der für den Weiterbetrieb der Brücke von der Messanlage erwartet werden kann, stark vom Schadenszenario abhängt.

Insgesamt wurden 30 Dehnungsmessstreifen (DMS), vier Beschleunigungssensoren, vier Wegsensoren und elf Temperatursensoren installiert (Bild 6). 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 übertragen.

Die Installation der Monitoringanlage erfolgte Ende 2018, seitdem läuft das Bauwerksmonitoring am BW 19.04 kontinuierlich. In dieser Zeit wurden zahlreiche, sehr wertvolle Informationen zum Bauwerkszustand generiert. Exemplarisch lässt sich das anhand der Auswertung der Lagerbewegungen darstellen (Bild 7). Aus der Analyse der Signale der Wegtaster an den Lagern ließ sich ableiten, dass es selbst bei maximalen Temperaturen zu keiner nennenswerten Einschränkung der Lagerbewegungen kommt. Alle gemessenen Verschiebungen liegen bezogen auf die mittlere Bauwerkstemperatur auf einer Geraden. Eine deutlich umfangreichere Darstellung der Ergebnisse enthalten [1] und [2].

3 Monitoring in der Phase des Ersatzneubaus

3.1 Ziele des Monitorings

Der Ersatzneubau des BW 19.04 wird unter laufendem Straßen- und Bahnverkehr durchgeführt. Es sind nur wenige Sperrpausen vorgesehen. Eine Verlegung der Straßenachse war

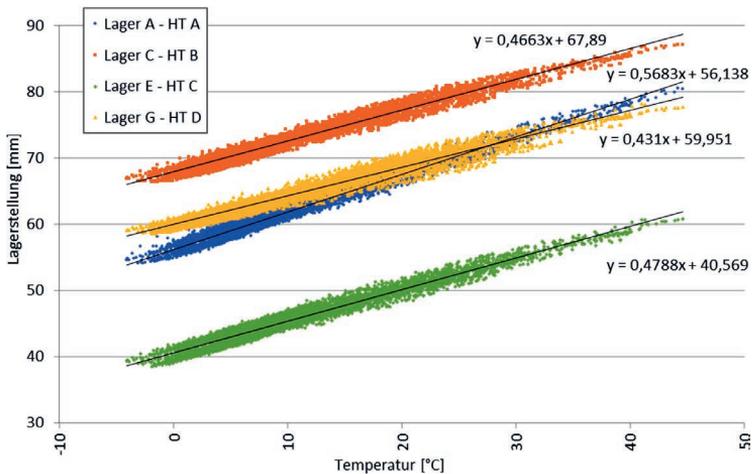


Bild 7: Lagerstellungen in Abhängigkeit der mittleren Bauwerkstemperatur

aufgrund der unmittelbaren Nachbarschaft der Brücke zu einem FFH-Gebiet nicht möglich. Deshalb wurde bis zum Abschluss der Erneuerung von TBW 1 (voraussichtlich 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 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 gewonnenen Informationen zwingend erforderlich. Durch

die angepasste Monitoringanlage in Verbindung mit den Sonderprüfungen kann auch bei diesen Risiken ein hohes Sicherheitsniveau gewährleistet werden.

3.2 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. Trotz Schutzmaßnahmen kam es zu Schäden an der Anlage (Sensor beschädigt und Spannungsversorgung mehrfach unterbrochen). Die Ausfälle konnten jedoch kurzfristig behoben und das Monitoring fortgesetzt werden.

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 sinn-

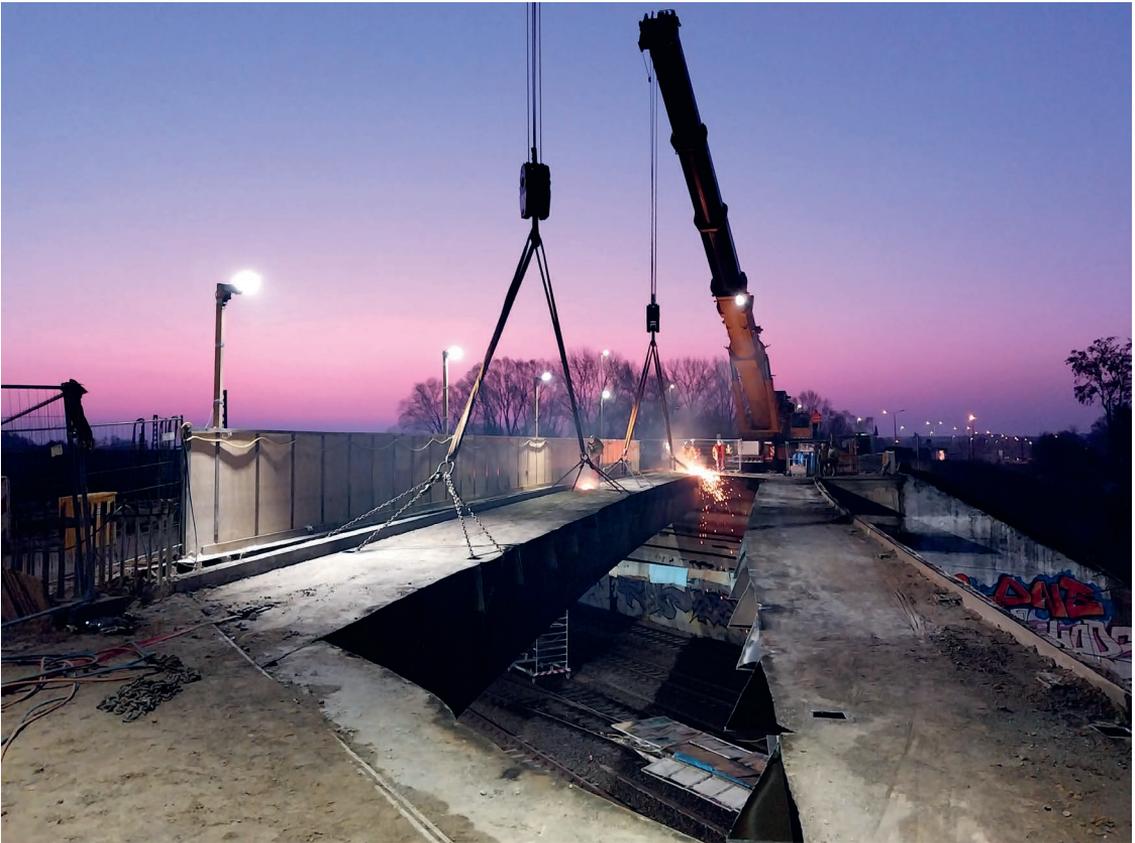


Bild 8: Ausheben des inneren Hohlkastens „B“ von TBW 1 am 09.03.2024

voll erschien. Die o. g. Sensoren konnten in die bestehende Messanlage integriert werden. Der Installationsaufwand war relativ gering.

3.3 Ergebnisse des Monitorings in der Bau-phase

Im November 2023 wurde der Verkehr von TBW 1 auf TBW 2 verschwenkt. Die Verbauarbeiten starteten im Februar 2024 mit dem Einbau des Längsverbaus (Bohrpfahlwände). 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 relativ 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 8) 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

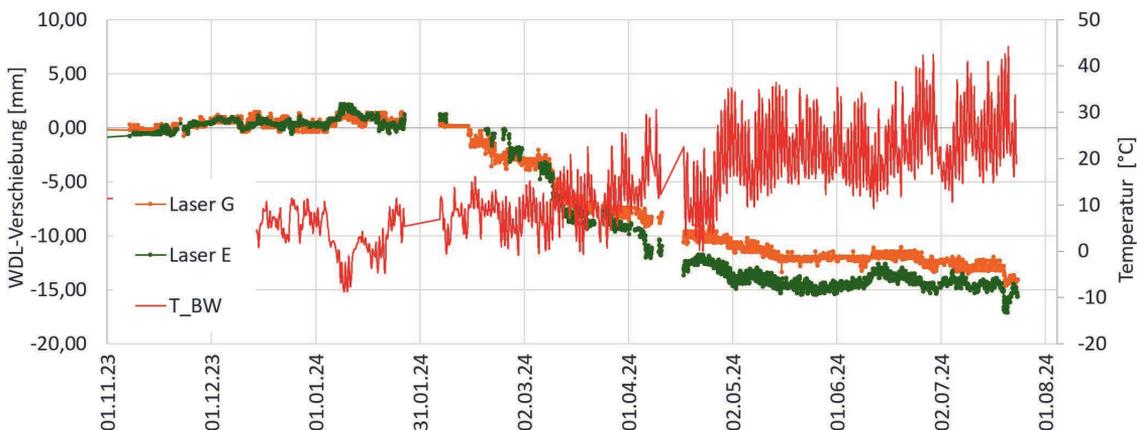


Bild 9: Relative Verschiebungen der Widerlagerwände von TBW 2 infolge der Baumaßnahmen am TBW 1

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, s. Bild 9.

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 Baumaßnah-

me 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, s. Bild 10.

Bei der bisher letzten erfolgten Maßnahme, dem Einbau von Trägern einer Schutzwand für den Abbruch des Widerlagers Seite Potsdam durch Rütteln/Vibriieren, 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 11. 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 Sommer 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

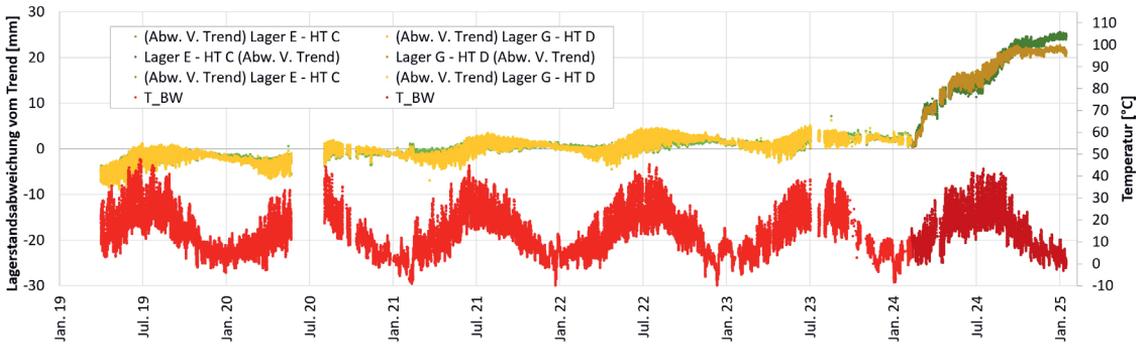


Bild 10: Um die Überbaubewegungen bereinigte Verschiebungen der Lager im Langzeittrend

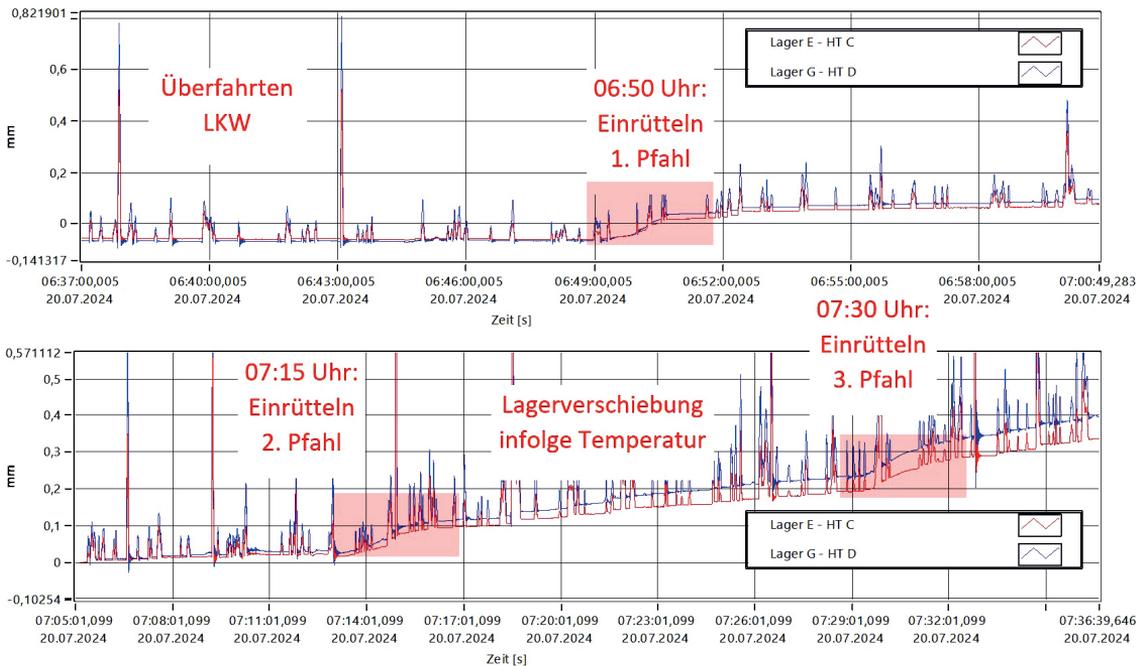


Bild 11: Relative Verschiebungen der Widerlagerwände des TBW 2 infolge von Baumaßnahmen am TBW 1

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 12), 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.

4 Untersuchungen im Rahmen des Rückbaus

4.1 Vorüberlegungen

Im Rahmen des geplanten Rückbaus von TBW 1 bestand die seltene Möglichkeit, gezielte Untersuchungen zur Erforschung von Methoden des

Structural Health Monitorings (SHM) am Bauwerk durchzuführen. Von besonderem Interesse war dabei die Veränderung der Bauwerksreaktionen, wenn gezielte Strukturschädigungen bei zum Teil noch laufendem Verkehr eingebracht werden.

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus dem bestehenden Monitoringsystem, mit 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 Schädigungen des Bauwerkes haben, um zuverlässig erkannt werden zu können?
- Welche Sensoren in welcher Entfernung von einer Schadensstelle liefern die wertvollsten Ergebnisse?
- Lässt sich eine kostengünstige Messaufgabe ableiten, um viele Brücken instrumentieren zu können?
- Welche Indikatoren und Auswertungsmethoden sind für die Anomalieerkennung geeignet?

Da eine Beantwortung dieser Kernfragen bauwerksunabhängig auch für zukünftige Konzepte des SHM 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 Informationsgehalt der abgeleiteten Kenngrößen muss hoch, aber einfach interpretierbar sein, um Veränderungen am Bauwerk zielgerichtet identifizieren und deren Ursprung in der Folge analysieren zu können.



Bild 12: Beispiel für ein Verkehrseignis mit maximaler Beanspruchung

4.2 Anpassungen am Monitoringsystem

Um den Anforderungen zu genügen, wurden umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Diese 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 zusätzlich zu installierenden Beschleunigungsaufnehmer simulationsgestützt. Letztlich wurden, im Einklang mit dem für die Untersuchungen erarbeiteten Strukturschädigungskonzept, 27 zusätzliche Sensoren appliziert, s. Bild 13.

Da die Untersuchung von Strukturschwingungen des TBW 1 erhöhte Anforderungen hinsichtlich der Frequenzauflösung der verwendeten Beschleunigungsaufnehmer mit sich bringt und die Verdichtung des Sensornetzwerkes einen erheblichen Kostenfaktor für den Betrieb des Monitoringsystems darstellt, wurden zunächst vergleichende Untersuchungen zwischen bewährter Industriesensortechnik und verschiedenen kostengünstigeren, auf einem mikro-elektromechanischen System (MEMS) basierten Beschleunigungsaufnehmern durchgeführt. Die Durchführung des Vergleiches der betreffenden Sensoren erfolgte unter Laborbedingungen im Rahmen einer umfangreichen



Bild 13: Zusätzlich installierte Beschleunigungsaufnehmer zur Verdichtung des Monitoringsystems an den Längssteifen 7, 8 und 9 an der Unterseite der Fahrbahn am TBW 1

Messkampagne in einem servohydraulischen Prüfstand, s. Bild 14.

Im Ergebnis der Untersuchungen zeigte sich, dass sich von den Alternativvarianten lediglich der MEMS-Sensor ADXL354 2g/8g, der bereits für die an TBW 1 vorgenommenen Untersuchungen verwendet worden war, eignete. Er lieferte durchgehend Ergebnisse, die zu denen der Industriesensoren vergleichbar sind. Eine Eignung des Sensors für die Verdichtung des Sensornetzwerkes ist damit uneingeschränkt gegeben.

4.3 Auswertung der eingetragenen Strukturschädigungen

Die Analyse der während der Messkampagnen aufgezeichneten Daten erfolgt gemäß einer Blackbox-Beschreibung der Brücke als MIMO-System (MIMO - *Multiple Input Multiple Output*). Nähere Angaben zum Konzept der Datenauswertung sind in [2] enthalten.

Mit der abgeschlossenen Verdichtung des bestehenden Monitoringsystems standen seit Ende September 2023 die für eine Bewertung von erfassbaren Signaländerungen infolge eingetragener 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 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 die nach der Verschwenkung des Verkehrs auf das TBW 2 vorgenommenen Messungen



Bild 14: Untersuchte Beschleunigungssensoren

ist die Anregungssituation vor und nach dem Eintrag des Schadens identisch. Hier 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 15, links, dargestellte Längsschnitt im Fahrbahndeckblech betrachtet. Dieser erfolgte am 18.01.2024 im Bereich der Schweißnaht der Trapezhohlsteife 8, nachdem die Asphaltdecke vollständig abgetragen worden war. Für die Analyse von Veränderungen des Strukturschwingverhaltens wurden vor und nach dem Schadenseintrag Anregungen mithilfe eines Unwuchterregers aufgebracht (Bild 15, rechts).

Als Eingangskanal wurde beim vorliegenden Schaden der Sensor 78_FB67_BAz aufgrund seiner Lage in einer Achse mit dem Unwuchterreger, jedoch mit einigem Abstand zu diesem, definiert, während als Ausgänge die in unmittelbarer Nähe zum Riss liegenden Sensoren 78_FB78_BAz, 78_LR8_BAz sowie 78_LR8_BAy verwendet wurden. Die Bezeichnungen der jeweiligen Sensoren beziehen sich hierbei auf ihre Lage und Orientierung in Bezug auf die Brücke. So identifiziert die Bezeichnung 78_FB67_BAz ei-

nen Beschleunigungssensor in z-Richtung (BAz) zwischen den Querträgern 7 und 8 (78), welcher an der Fahrbahn zwischen den Längsrippen 6 und 7 (FB67) angebracht ist. Die Lage und Bezeichnung der Sensoren lässt sich Bild 13 entnehmen.

Bereits eine Betrachtung der für die maximale Anregungsfrequenz erhaltenen Leistungsdichtespektren 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 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 Strukturverhaltens entsprechen. Diese Aussage wird zusätzlich unterstützt, da alle Ausgänge 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 tiefgründige Analyse des veränderten Signalverhaltens gelingt mithilfe der in Bild 16 dargestellten (partiellen) Kohärenzen für die Übertragungsstrecke vom Eingangssensor 78_FB67_BAz zum schon zuvor betrachteten Ausgangssensor 78_FB78_BAz. Es 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 so-



Bild 15: Eingebrochener 1 m langer Längsschnitt im Fahrbahndeckblech (links) und Anregung des TBW 1 mithilfe eines an der Fahrbahn befestigten Unwuchterregers (rechts)

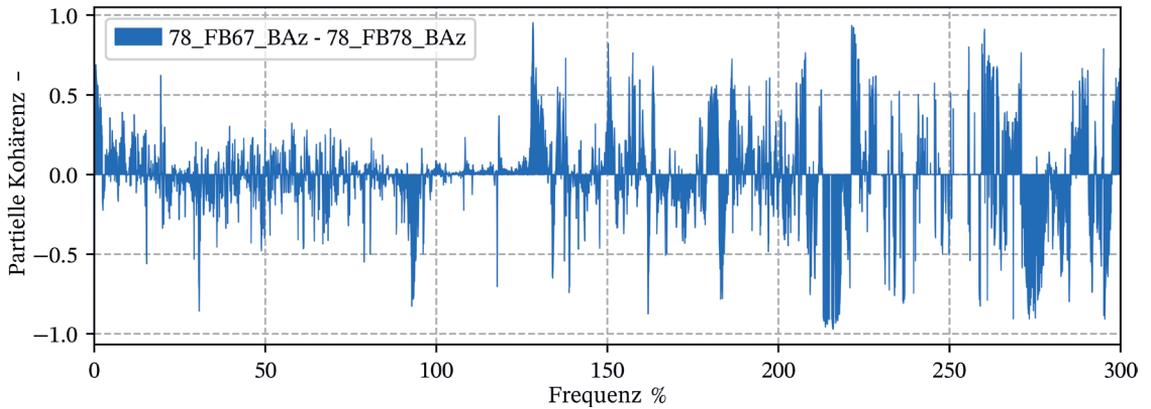


Bild 16: (Partielle) Kohärenz der Übertragungsstrecke von Sensor 78_FB67_BAz zu Sensor 78_FB78_BAz; Differenzdarstellung zwischen Schadens- und Referenzmessung

wie ein unbekannter Einfluss nicht bekannter/berücksichtigter Anregungssignale eine Rolle spielen. Aus der verwendeten Differenzdarstellung wird ersichtlich, dass signifikante Einbrüche der Kohärenz vor allem im Bereich um 92 Hz und 212–218 Hz sowie in relativ schmalen Bändern um 134, 161 und 166 Hz vorzufinden sind. Demgegenüber stehen u. a. deutliche Erhöhungen des linearen Zusammenhangs zwischen Eingangssensor und Ausgangssensor im Bereich um 129 Hz sowie 222 Hz.

Wird für eine unterstützende Bewertung einer möglichen Ursache des veränderten Systemverhaltens der zugehörige Amplitudenfrequenzgang in Bild 17 zurate gezogen, liegt die Vermutung nahe, dass es sich hierbei um eine schädigungsbedingte Verschiebung der angelegten Frequenzbereiche handelt: eine Identi-

fikation als Strukturschaden, bei dem gemäß der begleitend durchgeführten dynamischen FE-Simulationen eine Verschiebung hin zu niedrigeren Frequenzen zu erwarten ist, erscheint zunächst nicht intuitiv. Durch die Auswertung der vorhandenen Messdaten, bspw. auch in Bild 17, lässt sich dieser Effekt jedoch nachvollziehen und zur Schadenserkennung und -lokalisierung nutzen.

Zusammenfassend ist damit festzustellen, dass die im Rahmen des Rückbaus von TBW 1 aufgenommenen Messdaten in Verbindung mit dem entwickelten Signalanalysekonzept, v. a. für die determinierten Anregungen nach der Verswenkung des Verkehrs auf das TBW 2, eine Detektion von schadensbedingten Veränderungen des Strukturschwingverhaltens der Brücke zulassen und damit das hohe Potential von Me-

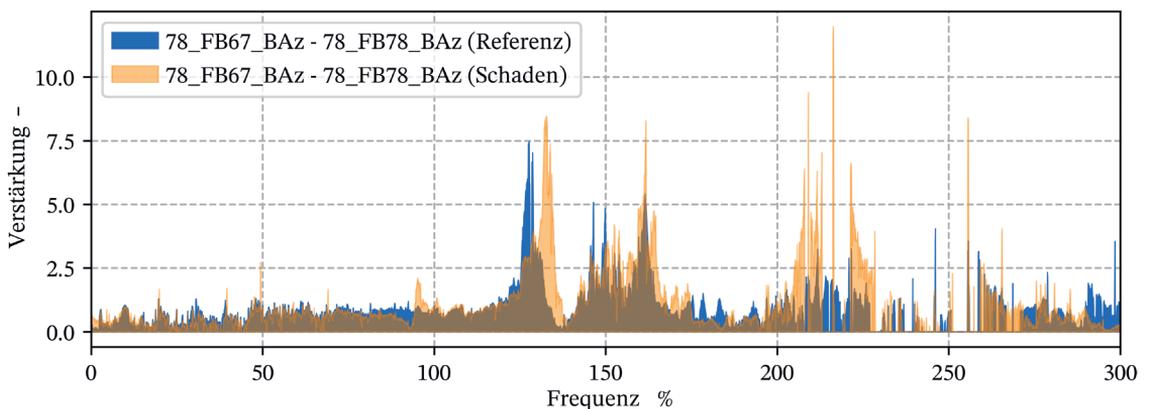


Bild 17: Amplitudenfrequenzgang der Übertragungsstrecke von Sensor 78_FB67_BAz zu Sensor 78_FB78_BAz; Vergleich von Referenz- (blau) und Schadensmessung (orange)

thoden des Structural-Health-Monitorings an Brücken unter Beweis stellen.

5 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 Daten werden vsl. im 2. Quartal 2025 zur freien Nutzung zur Verfügung gestellt [2].

Literatur

- [1] Kaplan, F.; Brauer, T.; Stein, R.; Bauwerksmonitoring im Zuge des Ersatzneubaus einer Straßenbrücke in Brandenburg an der Havel. In: Müller, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 6. Brückenkolloquium TAE am 01.10.2024 in Ostfildern, 2024, S. 351–362.
- [2] LS Brandenburg (Hrsg.): Bauwerksuntersuchungen im Zuge des Rückbaus – Bauwerk 19.04. in Vorbereitung, Publikation voraussichtlich 04/2025, dann abrufbar unter: <https://www.ls.brandenburg.de/ls/de/ueber-uns/publikationen/>.

Bildquellen

Bilder 1, 2: Tiefbauamt Brandenburg sowie [1]

Bilder 3–7, 12: GMG Ingenieurgesellschaft mbH sowie [1]

Bild 8: Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg sowie [1]

Bilder 9–11, 13: GMG Ingenieurgesellschaft mbH

Bilder 14–17: TU Dresden, Institut für Festkörpermechanik

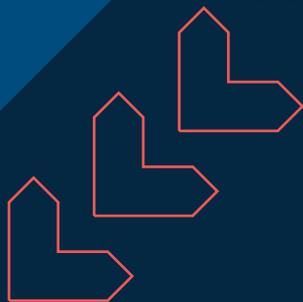
Ingenieurdienstleistungen mit handwerklicher Erfahrung

SICHER, DAUERHAFT UND NACHHALTIG

Unsere langjährige Erfahrung in der Zusammenarbeit mit öffentlichen Auftraggebern, kombiniert mit unserem umfangreichen theoretischen und praktischen Wissen ermöglicht es uns, Ihr Projekt kompetent und zielgerichtet zu steuern.

UNSERE SCHWERPUNKTE

Experten seit 2010



INGENIEURE
MIT WEITBLICK

BAUWERKSPRÜFUNG:

Bauwerke im Fokus – sicher und geprüft

GUTACHTEN:

Präzise Analyse. Klare Ergebnisse.

BAUWERKSERFASSUNG:

Ihr Bauwerk – lückenlos dokumentiert

BAUWERKSINSTANDSETZUNG:

Gemeinsam für beständige Bauwerke

GESCHÄFTSADRESSE:

MaxxCompany GmbH

Max-Planck-Str. 1

77656 Offenburg

info@maxxcompany.de

www.maxxcompany.de



Satellitengestütztes Bauwerksmonitoring – Verformungsmessungen an der Großbrücke Schottwien als Demonstrationsprojekt

■ DI Dr. Alois Vorwagner¹, DI Maciej Kwapisz¹, Mag. Dr. Leopold Philip¹,
Dr. Ing. Vazul Boros¹, DI Dr. Thomas Moser²

■ ¹ AIT Austrian Institute of Technology GmbH, Wien

² ASFINAG Bau GmbH, Wien

KURZFASSUNG

Die Radarinterferometrie (engl. Interferometric Synthetic Aperture Radar – InSAR) ist ein Fernerkundungsverfahren, das Verformungen der Erdoberfläche aus dem Weltraum mit Zentimeter- bis Dezimetergenauigkeit erfasst und in der Erdbeobachtung vielseitig eingesetzt wird. Ein vielversprechendes neues Anwendungsgebiet ist die Verformungsmessung von Brücken, das bisher aufgrund unzureichender Genauigkeit kaum erschlossen war. Forschungssatelliten der ESA erfassen in Zyklen von zwölf bzw. sechs Tagen bei einer Radarwellenlänge von 5,5 cm Erdoberflächenverformungen, die durch InSAR ausgewertet werden. Dieser Beitrag präsentiert Ergebnisse aus Projekten, die den Einsatz von Satellitendaten zur Brückenüberwachung untersuchen. Das Verfahren nutzt natürliche oder künstliche Reflektoren und optimiert die Genauigkeit durch Temperaturkompensationsmodelle und Phasenausgleichsalgorithmen. An der Großbrücke Schottwien zeigten Messungen eine Abweichung von nur 1,7 mm (Standardabweichung) im Vergleich zum Referenzsystem, einer digitalen Schlauchwaage, und unterstreichen das Potenzial dieser Methodik.

1 Einleitung

Die ständige Beobachtung von Bauwerksverformungen ist ein potenziell vielversprechender Zustandsindikator, aber als dauerhafte Überwachung nicht einfach zu verwirklichen. Das derzeit immer noch am häufigsten verwendete permanente Messsystem für vertikale Verschiebungsdifferenzen ist eine flexible digitale Schlauchwaage. Diese eignet sich für die kontinuierliche Überwachung von geotechnischen Phänomenen oder Verformungsproblemen von Brücken, erfordert jedoch eine ständige Wartung der Sensoren (z. B. Wechsel der Flüssigkeit) sowie intakte und verbundene Rohre zwischen den Sensoren. Im abgeschlossenen Forschungsprojekt „VerBewIng – Verformungsbasierte Bewertung von Ingenieurtragwerken“ [1], gefördert von der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG), wurden drei verformungsbasierte Methoden an Brücken getestet: Laserscan mit

Drohnen, *Mobile Mapping* mit Scans der Bordsteinkante und satellitengestütztes Monitoring mit Radarsatellitendaten (*Interferometric Synthetic Aperture Radar – InSAR*). Testobjekt war die Seitenhafenbrücke Wien. Der Fokus lag hier auf der Schadenserkenkung mittels Verformungsmessung, wobei das große Potenzial von InSAR-Daten identifiziert wurde [2]. In diesem aktuellen Beitrag werden weiterführende Auswertemethoden und Anwendungen der berührungslosen Radarmessung für das Brückenmonitoring und notwendige Kompensationsmaßnahmen zur Genauigkeitssteigerung vorgestellt.

2 Verformungsmessung mit Radarsatelliten

2.1 Grundlegendes zu InSAR-Methoden

Die Überwachung von Bauwerksverformungen mithilfe von Radarsatelliten ist eine völlig neue

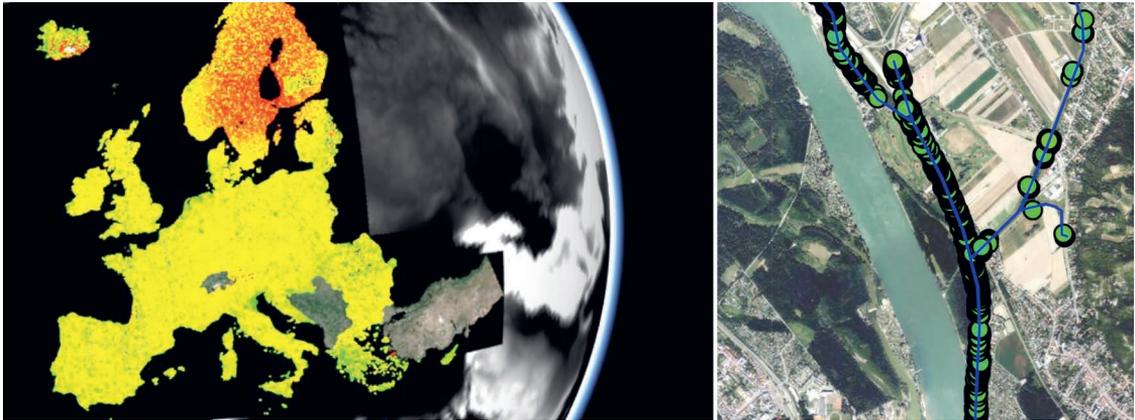


Bild 1: EGMS-Daten aus Europa [14] von Sentinel-1-Satelliten (links) und mögliche EGMS-Daten entlang eines Autobahnabschnitts in Österreich (rechts)

Möglichkeit, die durch berührungslose Messungen aus dem Weltraum ermöglicht wird. Spezielle Satelliten mit Radarantennen nutzen die Radarinterferometrie, um Bewegungen auf der Erdoberfläche sensorlos zu erfassen. InSAR-Methoden werden bereits erfolgreich zur Überwachung von Massenbewegungen und Gletschern erforscht [4]–[6].

Für die Messdatenerfassung werden entweder natürliche Reflektoren wie Lärmschutzwände, Gebäudekanten, Masten oder Straßenausstattungsgegenstände etc. genutzt oder künstliche Cornerreflektoren angebracht. Die reflektierten Radarsignale werden vom Satelliten erfasst und zeitversetzt zentral gespeichert. Diese Daten werden mit Fernerkundungsmethoden vorprozessiert und entsprechend korrigiert [3]–[14]. Aus Zeitreihenmessungen können damit langfristige Verformungstrends durch Bildung einer Basisreferenz bestimmt werden. Details werden in den folgenden Abschnitten noch beschrieben.

Derzeitige kommerzielle Satellitenanbieter wie *COSMO-SkyMed*, *ICESat* oder *TerraSAR-X* bieten Rohdaten für InSAR-Messungen an. Diese Daten sind jedoch oft kostenintensiv und zeitlich sowie örtlich limitiert. Die Europäische Weltraumorganisation (*European Space Agency* – *ESA*) stellt seit kurzem mit dem Europäischen Bodenbewegungsdienst (*European Ground Motion Service* – *EGMS*) bereits vorprozessierte InSAR-Daten der Sentinel-1-Satelliten frei zugänglich zur Ver-

fügung (s. Bild 1) [14]. Damit entstehen auch für Infrastrukturbauten neue Möglichkeiten zur Überwachung von Langzeitverformungen wie Setzungen, Kriechbewegungen oder zur Identifikation von Hotspots von verformungsaktiven Gebieten.

2.2 Radar-Satellitenmessungen mit Sentinel-1

Die ESA stellt für die beschriebene Methodik die Forschungs- und Erdbeobachtungssatelliten der Sentinel-1-Baureihe zur Verfügung, welche in einer Flughöhe von 693 km über der Erdoberfläche kreisen [3]. Die Punkte auf der Erdoberfläche werden in zwei Orbitalrichtungen (Flugbahnen) überflogen, einmal von Süden nach Norden (ansteigende Umlaufbahn = *ASCENDING*) und einmal von Norden nach Süden (absteigende Umlaufbahn = *DESCENDING*), s. Bild 2. Die beiden Sentinel-1-Satelliten 1A und 1B überfliegen die Erde auf einer synchronen, ungefähr polaren Umlaufbahn (Orbit), welche gegenüber der Erdachse leicht geneigt ist [3].

Die Satellitenaufnahmen zur Erdbeobachtung mit Radarwellen erfolgen in einer schrägen Blickrichtung, und zwar rechtsschauend und normal zur Flugrichtung, Bild 3. Die Sentinel-satelliten verfügen über Radarantennen, welche Signale aussenden und die Rückstreuung von der Erdoberfläche wieder empfangen. Bestimmt wird die Interferenz des Radarsignals als Bruchteil der Wellenlänge λ (bei Sentinel-1

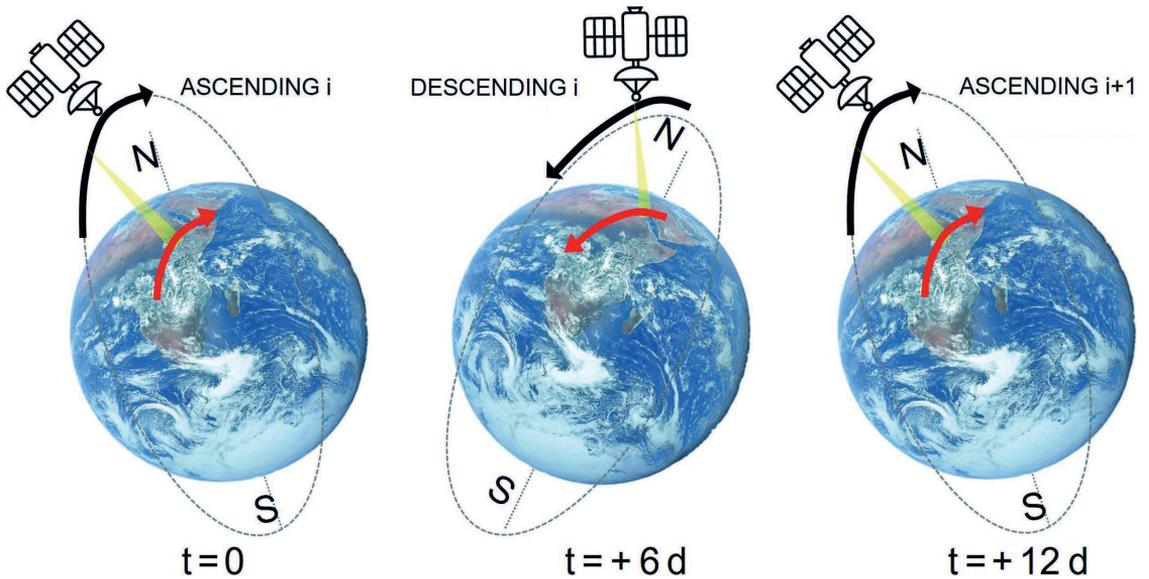


Bild 2: Überflughbahnen des verbleibenden Satelliten Sentinel-1A, gegengleicher Orbit + 6 d, wiederholter gleicher ASC-Orbit + 12 d

ist $\lambda = 5,5 \text{ cm}$). Damit kann theoretisch eine sehr hohe Genauigkeit erreicht werden. Die Flugbahn eines Satelliten folgt in einer sonnensynchronen Umlaufbahn mit einem Wiederholungszyklus von 12 d im gleichen Orbit bzw. 6 d im gegengleichen Orbit. Gleiche Aufnahmepunkte an der Erdoberfläche werden somit bei zwei Satelliten im gleichen Orbit mit einer Wiederkehrzeit von 6 d überflogen. Seit Dezember 2021 ist der Satellit 1B aufgrund eines Sonnensturmes ausgefallen. Damit reduzierte sich zwar die Anzahl der Bilder auf die eines Satelliten auf 12 d im gleichen bzw. alle 6 d im gegengleichen Orbit (Bild 2). Durch den Ausfall ist aber die Grundaussagekraft der generellen Methodik nicht betroffen [4]. Die neuen Satelliten Sentinel-1C und -1D sollen 2025 in Betrieb gehen [3].

2.3 Persistent Scatterer Interferometry

Die Methode der *Persistent Scatterer Interferometry* (PSI)

nach [7] basiert auf einer konstanten Rückstrahlung von Radarsignalen, die nach 20 bis 25 Aufnahmen (Szenen) einen Referenzpunkt in der Bodenauflösungszelle bilden, auf den differenzielle Verformungsänderungen bezogen werden. Das Prinzip ist in Bild 3 exemplarisch

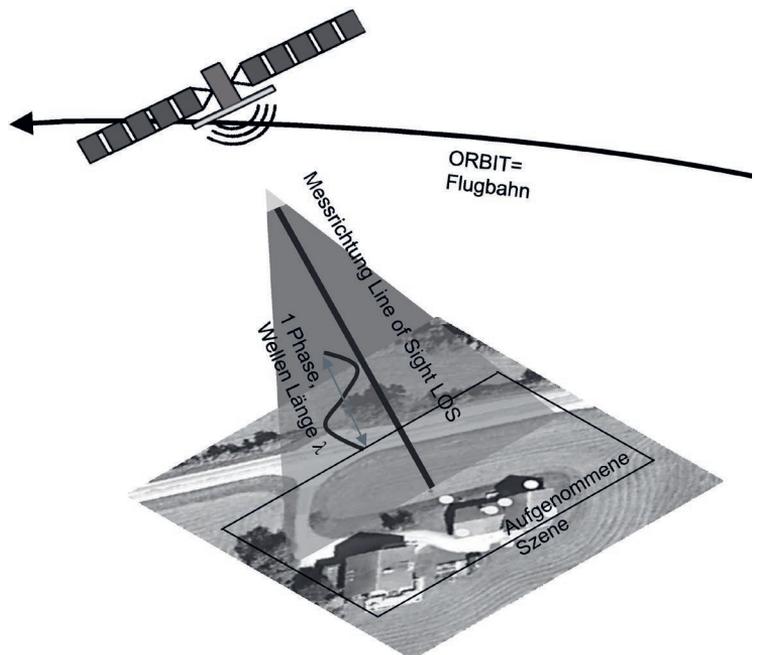


Bild 3: PSI-Methode nach [7], die Messrichtung erfolgt in der Blickrichtung LOS des Satelliten, z. B. bei Sentinel-1 mit einer Wellenlänge $\lambda = 5,5 \text{ cm}$

risch dargestellt. Die Messung erfolgt in schräger Richtung, bezeichnet als *Line of Sight* (LOS). Das Radarsignal wird an natürlichen oder künstlichen Reflexionspunkten konstant (persistent) rückgestrahlt. Damit werden nach Bildung einer Grundreferenz kontinuierlich Zeitreihen messbar, solange der persistente Reflexionspunkt erhalten bleibt.



Bild 4: Cornerreflektor auf einer Brücke zur Verbesserung der Radarsatellitendaten

Die InSAR-Technologie liefert, wie beschrieben, die Aufzeichnung von Zeitreihen von Satellitenbeobachtungen. Die Radarsatellitendaten müssen mit Fernerkundungsmethoden vorprozessiert und auf eine Vielzahl von lokalen Gegebenheiten (z. B. Atmosphäre etc.) korrigiert werden. Mit dieser Methode wurden bei der Beobachtung von Verformungstrends von Massenbewegungen oder Gletschern bereits Genauigkeiten im Dezimeterbereich erreicht [2], [6]. Neu entwickelte Modelle sorgen für eine nochmals verbesserte Genauigkeit, speziell bei Anwendungen im Bauwerksmonitoring. Die Kompensation von thermischen Verformungen der betrachteten Bauwerke nach [4], [10]–[12] sowie eine um die entsprechende Phasendifferenz durchgeführte Signalkorrektur sind für die Anwendung von entscheidender Bedeutung. Erst damit können Brückenverformungen im Wochenrhythmus genau erfasst und auch Auswertungen historischer Daten vorgenommen werden.

Mit kontaktlosen Methoden können auch schwer zugängliche Flächen oder Bauwerke sowie ganze Bauwerksabschnitte und deren Umgebung erfasst und bewertet werden, solange ausreichend persistente Rückstreuer (*persistent scatterer*) identifiziert werden. Das Verfahren arbeitet sowohl mit natürlichen als auch mit künstlichen Reflektoren. Bei letzteren handelt es sich i. d. R. um Cornerreflektoren, die aus drei jeweils zueinander senkrechten metallischen Oberflächen bestehen und so am Bauwerk angebracht werden, dass sie gezielt auf die Umlaufbahn der Satelliten ausgerichtet sind

(Bild 4). Werden Messungen mit Satelliten vom Weltraum aus durchgeführt, ergibt sich der zusätzliche Vorteil einer extraterrestrischen Referenz. Ein weiterer Vorteil ist, dass Daten großräumig und zeitlich durchgängig seit 2016 zur Verfügung stehen. Statt bisheriger Einzelinformationen an diskreten Stellen können künftig flächenhaft ganze Streckenabschnitte (z. B. eine Vielzahl von Brücken, setzungsempfindliche linienförmige Bauwerke etc.) kontinuierlich überwacht werden. Vor allem Langzeitverformungen von Bauwerken haben ein großes Potenzial für eine InSAR-Überwachung.

Zusammengefasst lassen sich folgende Vorteile eines satellitengestützten Bauwerksmonitorings auflisten:

- Keine baulichen Installationen am Bauwerk und keine Personen vor Ort nötig,
- Kontinuierliche Aufzeichnung zu diskreten Zeitpunkten,
- Gleichzeitige Erfassung großer Untersuchungsgebiete,
- Historische Datenauswertung bei Sentinel-1 bis 2016 möglich, zukünftig ist ein Ausbau der Mission geplant [3],
- Extraterrestrische Referenz,
- Grundsätzlich kostenfreie Verfügbarkeit auch von bereits vorprozessierten Sentinel-1-Daten durch den EGMS via Download [14],
- Prinzipielle Anwendung für Verformungsmessung sowohl mit als auch ohne Cornerreflektoren möglich.

3 Notwenige Kompensationen für InSAR-Monitoring

3.1 Anforderung an die Genauigkeiten

Im Rahmen eines aktuell bei AIT laufenden Forschungsprojektes [13] wurden in einem Workshop Brückenbetreiber, Sensorhersteller und Forschungseinrichtungen zu einer Online-Veranstaltung eingeladen. Die Teilnehmenden wurden gebeten, die derzeit von ihnen verwendeten Methoden zur Überwachung von Brücken zu beschreiben und die Art des zulässigen „Fehlers“ anzugeben, den sie mit der jeweiligen Methode zu erkennen beabsichtigen. Diese Methoden wurden dann in einer Grafik zusammengefasst, wobei die erforderliche Häufigkeit der Messungen und der erwartete Verformungsbereich angegeben wurden. Zusätzlich wurde von den Teilnehmenden Rechtecke (rote Umrahmung) definiert, in denen der Messbereich für InSAR-Anwendungen liegen sollte.

Das Ergebnis ist in Bild 5 zusammengefasst. In den farbigen Kreisen sind die Teilnehmenden vermerkt. Die in den Rechtecken enthaltenen Methoden und Fehlerarten geben einen guten Hinweis darauf, wo das größte Potenzial für InSAR-Methoden liegt, das derzeit auf eher langfristige Verformungstrends wie Setzungen oder Kriechverformungen von Bauwerken bei einer Abtastrate in der Dimension von Tagen abzielt. Erkennbar ist das in der Überlappung der Rechtecke, worin auch klar wird, dass für das Bauwerksmonitoring vorrangig der Subzentimeterbereich erreicht werden muss.

3.2 Koordinatentransformation

Um die Auswertung der InSAR-Daten als Hilfsmittel für die Tragwerksbewertung heranziehen können, müssen diese von der schrägen Aufnahme-richtung (LOS) auf die Tragwerksorientierung transformiert werden (Bild 6). Dabei ist es irrelevant, ob diese Daten mit natürlichen oder künstlichen Reflektoren gewonnen wurden.

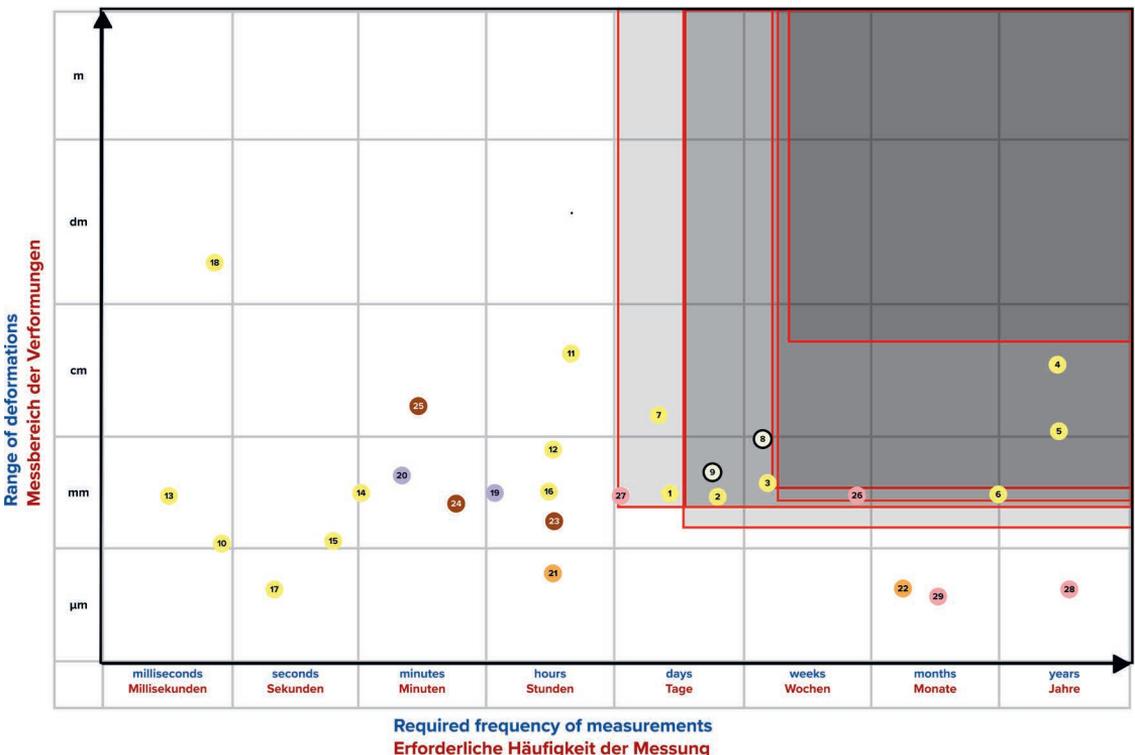


Bild 5: Ergebnis einer Umfrage in Bezug auf Häufigkeit der Messung und Messbereich der Verformungen aus dem FFG-Projekt BOOST [13]

Wesentliche Aspekte sind die geometrischen Randbedingungen, wie z. B. die schräge Blickrichtung der Satelliten oder die Ausrichtung einer Brücke sowie die zeitlich versetzten Satellitenaufnahmen. Die in der Blickrichtung der SAR-Antenne gewonnenen Verformungen d_{LOS} müssen final in die vertikale Verformungsrichtung d_{up} der Brücke umgerechnet werden, was im Allgemeinen nicht trivial ist [8]. Die Veränderung der Verformung in LOS beinhaltet außer der vertikalen Bewegungskomponente auch diejenigen in der Nord- und Ostrichtung, was im Bild 6 farbig dargestellt ist. Wesentlich dabei ist auch, dass Verschiebungsanteile in Flugbahnrichtung (Nord-Süd) nicht mit InSAR erfasst werden.

Zur Genauigkeitssteigerung müssen Bauwerksverformungen kompensiert werden, die durch äußere Einflüsse wie v. a. Temperatur hervorgerufen werden. Dies ist essentiell, da Aufnahmezeitpunkte bis zu mehrere Tage auseinanderliegen und unterschiedliche Tageszeiten (morgens und mittags) umfassen können. Die derzeitigen Methoden der Satellitenbeobachtung betrachten hauptsächlich die absoluten Koordinatenverformungen der Zeitreihen. Im Gegensatz dazu haben die Autoren in [4], [10], [11] ein Verfahren entwickelt, mit dem sich die Genauigkeit deutlich steigern lässt. Es wird ein Relativbezug von relevanten Betrachtungspunkten hergestellt und die Verformungen aufgrund von Temperaturdifferenzen zwischen den Aufnahmezeitpunkten mit einbezogen. Mit der entwickelten Methode des *Virtual Sensing* [11] werden zentrale Wetterdaten verwendet und damit auch historische Bauwerkstemperaturen ermittelbar.

Die Verformungen aus Temperaturdifferenzen werden in Richtung der Bauwerksachsen transformiert und können so bei der Kompensation berücksichtigt werden.

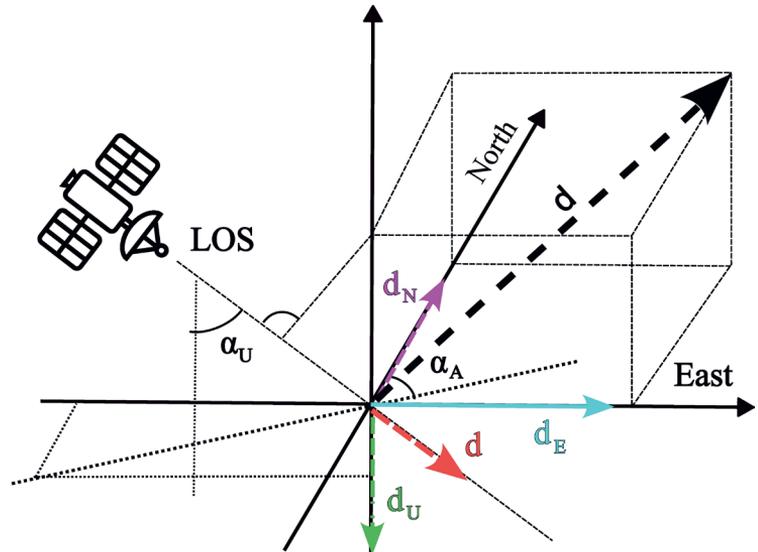


Bild 6: Koordinatentransformation nach [9]

3.3 Umgang mit Phasenfehlern

Eine weitere Herausforderung, die sich bei der eigenständigen Prozessierung der InSAR-Daten, bspw. bei Verwendung von Cornerreflektoren, ergibt, ist die Korrektur des Phasenfehlers, auch als *phase unwrapping* bezeichnet. Der Abstand zwischen Satelliten und Rückstrahlpunkt ist aus der *Signallaufzeit* nur ungefähr bekannt. Genau gemessen werden kann jedoch die Interferenzverschiebung in Bezug auf die Wellenlänge innerhalb einer Phase. Eine exakte Definition, ob sich der nachfolgende Punkt in der gleichen oder in einer gegengleichen Phase befindet, ist nicht eindeutig möglich. Das bedeutet, dass bei einer fehlinterpretierten Phasenanzahl Abweichungen in der Verschiebung um ein ganzzahliges Vielfaches der halben Wellenlänge $n \cdot \lambda / 2$ vorliegen können (s. Bild 7 für $\lambda = 5,5 \text{ cm}$ für den Satelliten Sentinel-1A). Dieser Effekt wird als Phasenfehler bezeichnet. Gerade Bauwerksmessungen bei Großbrücken, bei denen in den Messungen innerhalb der Aufnahmen von Tagen aufgrund von Temperatursprüngen eine große Verformung auftreten kann, ist ein Phasenausgleich besonders relevant.

Eine Signalkorrektur zur Kompensation von Phasenfehlern ist für die Anwendung im Bauwerksmonitoring von entscheidender Bedeutung. In

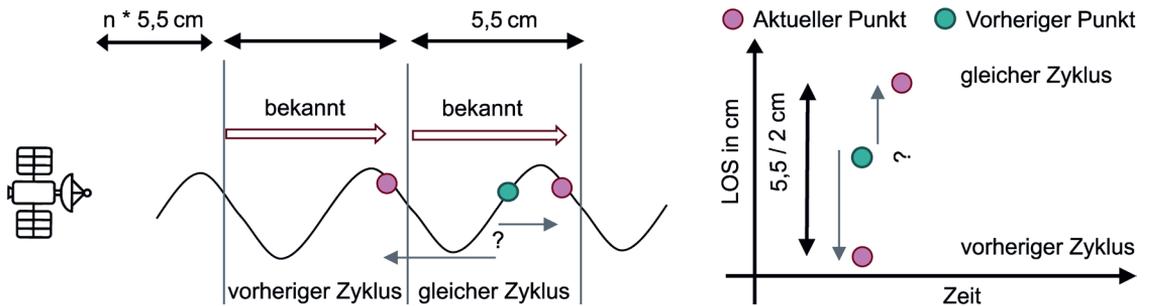


Bild 7: Grundschemata der Korrektur von Phasenfehlern [10]

dem hier vorgestellten automatisierten Ansatz zur Minimierung bzw. Korrektur der Phasensprünge wird auf ein bekanntes affines thermisches Verformungsverhalten des Bauwerks aus mehreren Orbitalrichtungen aufgebaut. Voraussetzung dafür ist, dass eine ausreichend lange Zeitreihe von Satellitenmessungen mehrerer Orbits vorliegt, wofür i. d. R. ca. eineinhalb Jahre benötigt werden. Nur dann kann eine zufriedenstellende Korrelation zwischen der Temperatur und der gemessenen Verformung hergestellt werden. Von mindestens zwei Orbits bzw. Orbitalrichtungen aus wird dabei eine gegenseitige Korrektur der Phasenzahl in Blickrichtung LOS mit statistischen Methoden durchgeführt. Dazu wird eine Schwellwertabweichung vom gleitenden Mittelwert der betrachteten Orbits im Bereich des Bruchteils einer Wellenlänge ermittelt. Werte außerhalb des gewählten Schwellwertbereichs (i. d. R. $\frac{1}{4} \lambda$) werden phasenkorrigiert – jeweils um den Wert der Hälfte der Wellenlänge (entweder addiert bzw. subtrahiert) – und es wird der Vorgang mehrmals wiederholt und erneut ein gleitender Mittelwert mit den korrigierten Daten gebildet. Dieser Prozess wird so lange iterativ durchlaufen, bis eine bestmögliche Übereinstimmung erzielt wird (Bild 7).

Die Vorgehensweise ist in Bild 8 exemplarisch für zwei unterschiedliche DESCENDING-Orbits ersichtlich, welche Aufnahmen zur selben Tageszeit lieferten. Der graue Bereich kennzeichnet den Schwellwertbereich mit einer Abweichung von maximal $\pm \frac{1}{4} \lambda$ bezogen auf den gleitenden Mittelwert. Befindet sich ein Punkt außerhalb dieses Bereichs, wird die gesamte Zeitreihe wie zuvor beschrieben angepasst, bis alle Punkte innerhalb der grauen Zone liegen.

4 Messungen am Demonstrationsobjekt

4.1 Großbrücke Schottwien

Der Talübergang Schottwien an der Semmering Schnellstraße S6 (km 22,2) ist eine der größten Spannbetonbalkenbrücken in Österreich. Mit einer Länge von 632 m befindet sie sich in Niederösterreich südlich von Wien. Sie wurde im Freivorbau erstellt und überragt das Tal in einer Höhe von bis zu 130 m. Eröffnet wurde sie im Jahr 1989. Die Konstruktion besteht aus drei Betonpfeilern in Form von zwei Doppelstützen und einem Einzelpfeiler. Der höchste Pfeiler ist 75 m hoch. Die Hauptstützweite im Mittelfeld zwischen den zwei Doppelstützen beträgt 250 m (Pfeiler 3-1 und Pfeiler 2-2 in Bild 9).

Das Tragwerk besteht aus einem einzelligen Hohlkasten mit variabler Höhe. Beide Richtungsfahrbahnen befinden sich auf einem gemeinsamen Überbau. Die Brücke wird seit 1989 regelmäßig geodätisch vermessen, darüber hinaus ist seit 2020 ein digitales Schlauchwaagesystem am Tragwerk installiert [10]. Dieses wurde im Zuge eines Forschungsprojekts [15] in Betrieb genommen und kann als Referenzgröße herangezogen und mit den ausgewerteten Satellitendaten verglichen werden. Im Rahmen eines weiteren ASFINAG-Forschungsprojekts [10] wurden im Dezember 2021 am Mittelquerschnitt drei Cornerreflektoren – CR 1 und CR 7 über den beiden Doppelpfeilern sowie CR 4 in Feldmitte – installiert und über mindestens ein Jahr aufgezeichnet. Die Satellitendaten wurden prozessiert und entsprechend ausgewertet. Ebenso wurden die Daten des EGMS zum Vergleich aufbereitet.

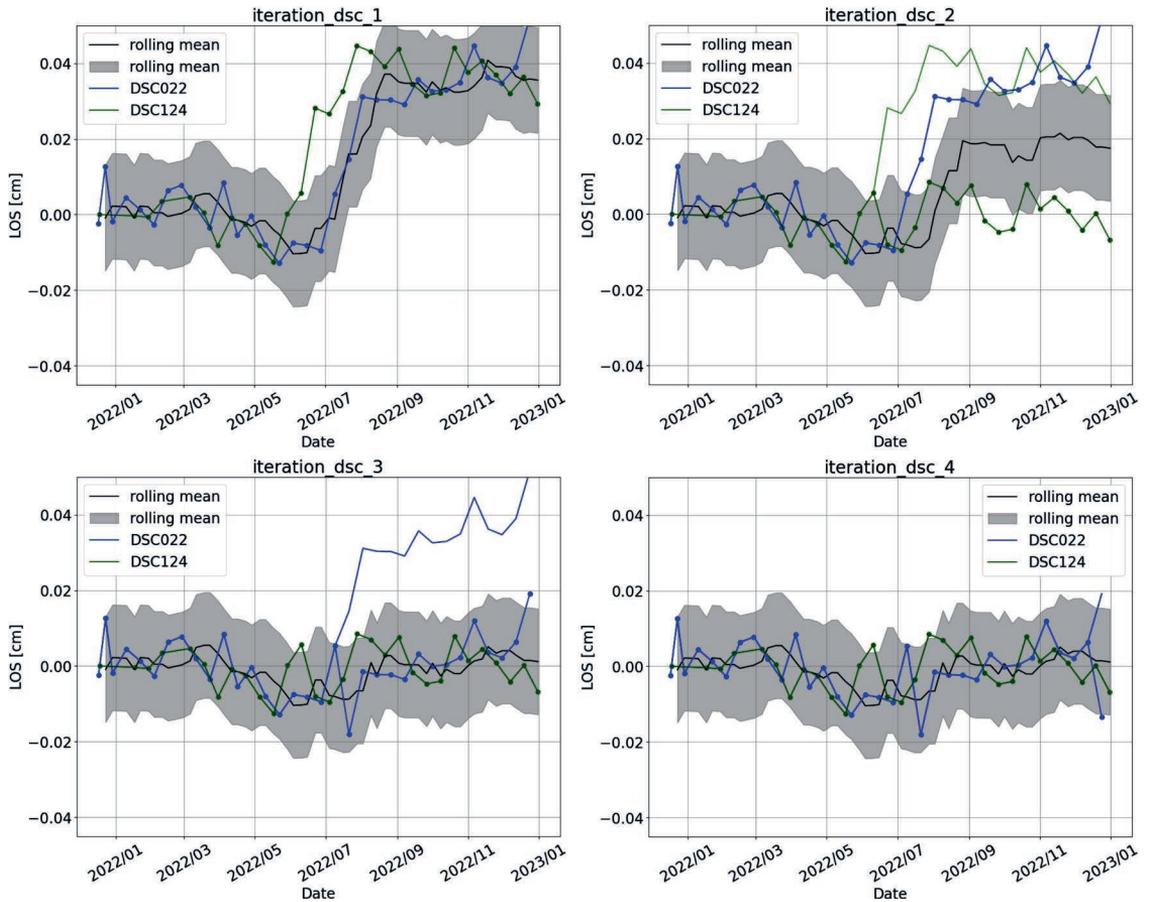


Bild 8: Iterative Methode zur Phasenkorrektur durch Bildung eines gleitenden Mittelwertes und Schwellwertbereichs mit einer maximalen Abweichung von $\frac{1}{4} \lambda$

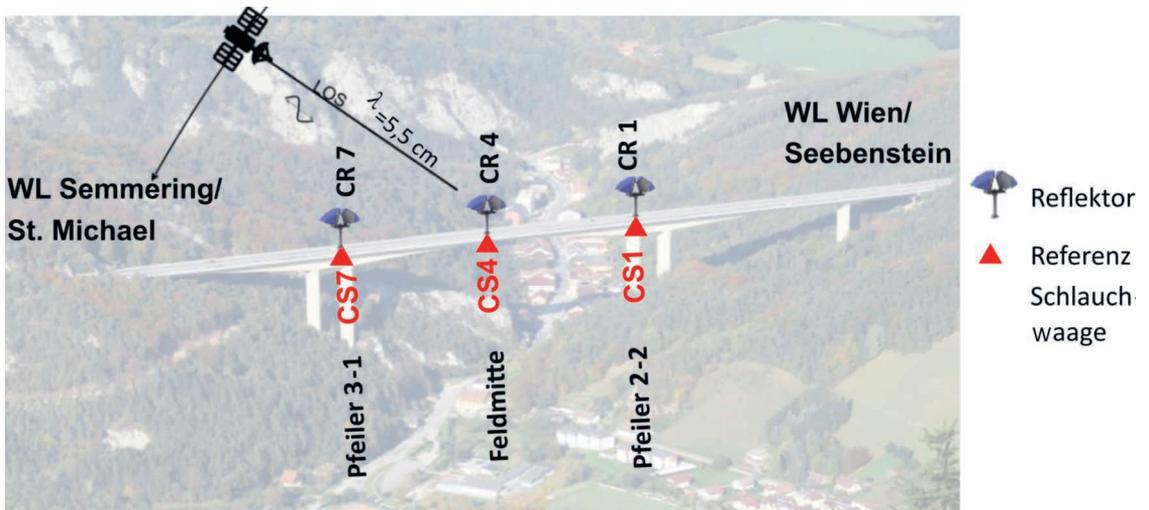


Bild 9: Talübergang Schottwien; Blick in Richtung Norden mit den Positionen der drei Cornerreflektoren CR 1, CR 4 und CR 7 in den Messpunkten CS 1, CS 4 und CS 7

4.2 Prozessierung der Daten der Cornerreflektoren

Es wurden die InSAR-Daten als Relativverformung der ausgewählten Messpunkte mit den Cornerreflektoren ausgewertet. Dazu wurde die relative vertikale Verformung im Messquerschnitt CS 4 (Tragwerksmitte) in Bezug auf den Messquerschnitt CS 7 (Pfeiler 3-1) für jeden Orbit getrennt aus den InSAR-Daten transformiert und den relativen Messwerten der digitalen Schlauchwaage gegenübergestellt. Die Temperaturkompensation der InSAR-Messung erfolgte mit einem einfachen Stabwerkmodell gemäß dem empirischen Modell nach der von AIT entwickelten *Virtual Sensing Method* [4]. Damit kann die Bauwerkstemperatur unter Verwendung von Rasterwetterdaten zu verschiedenen Aufnahmezeitpunkten mit einer Genauigkeit von ca. 1 °C in Bezug auf die Standardabweichung berechnet werden. Außerdem wird in dem Verfahren die mittlere Bauwerkstemperatur ermittelt, die besser mit der temperaturbedingten Brückenausdehnung korreliert als die vor Ort üblicherweise auf der Oberfläche gemessene Temperatur. Damit können die Zeitreihen temperaturkompensiert für den Jahresgang von 2022 ausgewertet werden.

Des Weiteren wurde die in Abschnitt 3.3 beschriebene Methode zur Korrektur der Phasenfehler angewendet. Die Ergebnisse der so errechneten Abweichungen für den Orbit DSC022 und für alle vier Orbits zusammen sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Die Differenzverformung von Mittelfeld zu Pfeiler wurde gebildet und sowohl für die Referenzmessung (Schlauchwaage) als auch für die InSAR-Daten ausgewertet. Die Abweichungen wurden als einfache

Standardabweichung σ über den Jahresgang von 2022 ermittelt. Die Auswertung erfolgte sowohl mit und ohne Anwendung der Temperaturkompensation. Deren Relevanz für die Genauigkeit ist klar ersichtlich, da die Abweichungen z. B. beim Orbit DSC022 von $\sigma = 21,2$ mm auf $\sigma = 1,7$ mm verbessert werden. Ohne Temperaturkompensation konnte der Algorithmus des Phasenausgleichs an dieser Brücke nicht zufriedenstellend angewendet werden.

4.3 Prozessierung EGMS-Daten

Der EGMS liefert konsistente und zuverlässige Informationen über natürliche und anthropogene Bodenbewegungen in den Copernicus-Teilnehmerstaaten und über nationale Grenzen hinweg [14]. Dies beinhaltet auch vorprozessierte Sentinel-1-Daten, welche seit 2016 aufgezeichnet und jährlich geupdatet werden. Die prinzipielle Eignung und das Potenzial wurden ebenfalls im Rahmen der zugrundeliegenden Projekte untersucht und für die Brücke Schottwien demonstriert. Die EGMS-Daten [14] wurden mit der Virtual-Sensing-Methode nach [4], [11] thermisch kompensiert aufbereitet. Die Bauwerkstemperaturen wurden rückwirkend für die Brücke für das Jahr 2021 ausgewertet und so die vertikalen Differenzverformungen berechnet.

In der Datenbasis des EGMS [14] sind die Daten nach Orbits getrennt gespeichert. Die Abdeckung der Brücke mit natürlichen Rückstrahlpunkten ist für eine Auswertung der entwickelten Algorithmen hoch genug. Die Punkte des Orbits DSC022, die die beste Abdeckung ergeben, sind in Bild 10 oben dargestellt. Die Daten sind seit 2016 für diese Brücke vorhanden, Wetterasterdaten für meteorologische Analysen

Orbit		DSC022	Kombination von DSC022, ASC073, ASC146, DSC124
Punktdichte in [d]		12	im Mittel 3
Genauigkeit (σ Abw.) in [mm] – Relativbezug CS 4 zu CS 7	Ohne Temperaturkompensation	21,2 ^{a)}	14,5 ^{a)}
	Mit Temperaturkompensation (empirisches Modell)	1,7	2,9

^{a)} Phasenausgleich hat nicht funktioniert (brückenspezifisch)

Tabelle 1: Abweichungen der Daten der Cornerreflektoren im Vergleich zur Schlauchwaagemessung – aufbereitet für die Differenz zwischen den Messpunkten CS 4 (Mittelfeld) und CS 7 (Pfeiler)

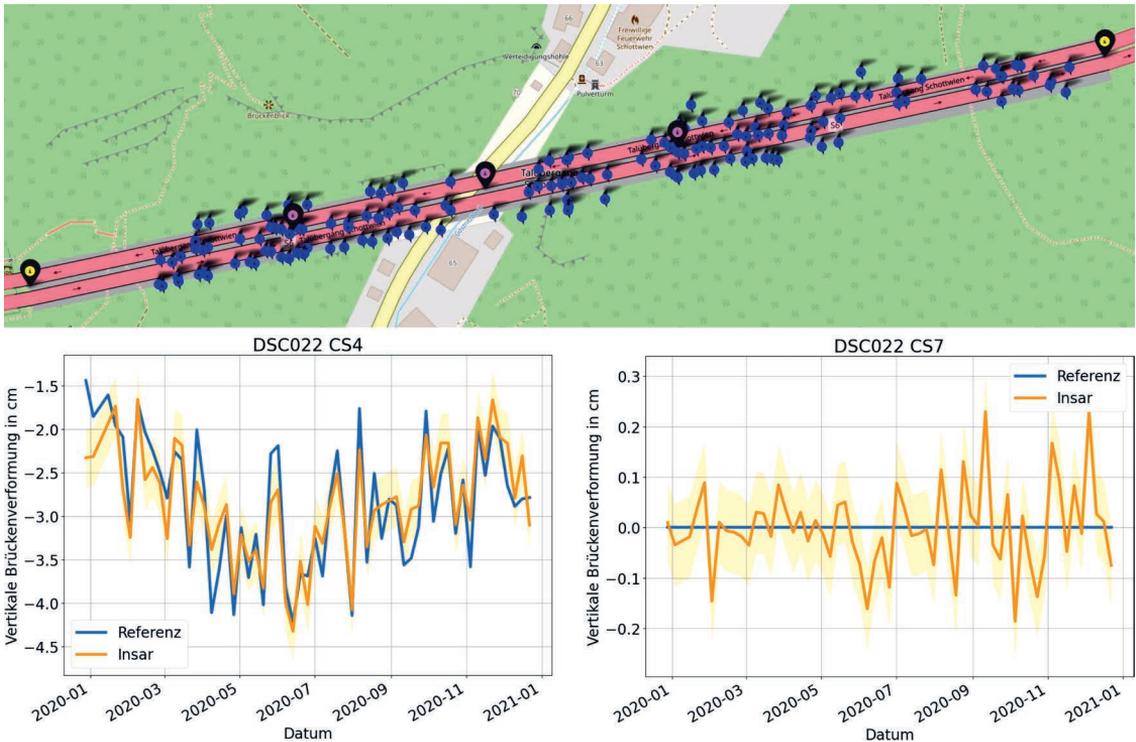


Bild 10: Orbit DSC022, oben: Übersicht der ausgewerteten Punkte auf der Brücke (gelb markiert sind die Widerlager), unten: Jahresgänge der Brücke für Mittelfeld CS 4 (links) und für Bezugspfeiler CS 7 (rechts) für das Jahr 2021

liegen ebenfalls vor, womit auch zurückliegende Verformungen entsprechend ausgewertet werden können.

Die Temperaturkompensation und die Umrechnung in die vertikale Verformung der Brücke haben ein stimmiges Bild über beinahe die gesamte Brückenlänge für das Jahr 2021 ergeben. Dazu wurden die Verformungen entlang von „Pfad“ referenziert zu einem Punkt in der Umgebung des Pfeilers (CS 7) bzw. des Mittelfelds (CS 4) geplottet (Bild 10 unten). Die blauen Linien kennzeichnen die Referenzmessung der Schlauchwaage, die gelben Linien zeigen die vertikalen Verformungen, die durch die Auswertung der InSAR-EGMS-Daten gewonnen wurden. Am Referenzpunkt CS 7 kann die Bandbreite der Abweichung direkt abgelesen werden, da dieser als Referenz definiert wurde und die Werte dort maximal bei ± 2 mm liegen. Bei Punkt CS 4 im Mittelfeld sind die Auswirkungen der Temperaturdifferenzen zwischen den Aufnahmezeitpunkten klar ersichtlich. Dennoch stimmen InSAR- und Schlauchwaagedaten

visuell gut überein.

Die EGMS-Punkte für die Differenzverformung zwischen den bearbeiteten InSAR-Daten und den Daten des Referenzmesssystems wurden für 2021 und den Orbit DSC022 entlang des betrachteten Brückenfelds auch statistisch ausgewertet. Wird die Temperatur kompensiert, liegen alle Punkte in einer Genauigkeit bis $\sigma = 3,1$ mm. Ohne Kompensation ist die Genauigkeit mit $\sigma = 6,4$ mm nur halb so gut.

5 Zusammenfassung

InSAR-Monitoring hat prinzipiell ein großes Potential für die Bauwerksüberwachung, allerdings müssen dafür Genauigkeiten im Subzentimeterbereich erreicht werden. Es wurde gezeigt, wie dies mit der Korrektur der Phasensprünge und der Kompensation der thermischen Verformung der Messobjekte bei der Auswertung und Transformation der Satellitenmessdaten erreicht werden kann.

Am Demonstrationsobjekt Brücke Schottwien wurden frei verfügbare Sentinel-Satellitenmessdaten von Cornerreflektoren und natürlichen Rückstreupunkten untersucht, entsprechend aufbereitet und korrigiert sowie mit einer Referenzmessung, einer digitalen Schlauchwaage, verglichen. Die Verwendung von Cornerreflektoren erlaubt eine eindeutige Zuordnung der Messpunkte am Objekt. Allerdings müssen auch hier eventuelle Phasensprünge ausreichend korrigiert werden, weil sonst die gewünschten Genauigkeiten nicht erreicht werden. Dazu wurde ein Algorithmus auf Basis eines gleitenden Mittelwerts präsentiert. Der Algorithmus funktioniert bei Cornerreflektoren und bei im Brückenbau üblichen maximalen Verformungsunterschieden zwischen den Aufnahmezeitpunkten, zwischen denen mehrere Tage liegen, mit dem vorgeschlagenen Schwellenwert von $\pm \frac{1}{4} \lambda$ sehr gut.

Die erreichten Genauigkeiten eines Jahresgangs der vertikalen Relativmessungen aus InSAR-Daten für Cornerreflektoren haben mit Temperaturkompensation im Vergleich zum Referenzsensor eine Standardabweichung von $\sigma = 1,7$ bis $2,9$ mm erreicht. Diese Ergebnisse zeigen, dass die Methode für ein Verformungsmonitoring von Brücken sehr gut geeignet ist.

Das Verfahren funktioniert auch ohne Cornerreflektoren auf der Brücke nur mit den prozessierten natürlichen Rückstreupunkten (wie z. B. Maste, Lärmschutz, Kanten etc.) aus der EGMS-Datenbank sehr gut. Eine vorherige Analyse des generellen Brückenverhaltens ist jedoch unerlässlich, um Verformungstendenzen zu identifizieren und um die richtigen Korrekturen anzuwenden. Die von den Autoren entwickelte Virtual-Sensing-Methode in Kombination mit historischen Wetterdaten eignet sich hervorragend für die Temperaturkompensation und liefert bei einer Transformation der Satelliten-daten in die vertikale Verformungsrichtung vergleichbar gute Ergebnisse.

Ein Orbit (DSC022) liefert bei sehr guter Punkt-abdeckung ähnlich gute Ergebnisse wie Cornerreflektoren, andere Orbits ergaben größere

Einzelstreuungen bei schlechterer Objekt-abdeckung. EGMS-Daten stehen zwar nur mit einem Zeitversatz von ca. einem Jahr zur Verfügung, erlauben aber historische Rückblicke bis ins Jahr 2016. Sie haben ein hohes Potenzial zur Überwachung von Langzeitverformungen und für rückblickende Auswertungen bei unvorhergesehenen Ereignissen in der Gegenwart.

Literatur

- [1] FFG-Projekt-datenbank: Projekt VerBewIng – Verformungsbasierte Bewertung von Ingenieurtragwerken. <https://projekte.ffg.at/projekt/3200204> (Zugriff am 12.12.2024).
- [2] Schlögl, M.; Dorninger, P.; Kwapisz, M.; Ralbovsky, M.; Spielhofer, R.: Remote Sensing Techniques for Bridge Deformation Monitoring at Millimetric Scale: Investigating the Potential of Satellite Radar Interferometry, Airborne Laser Scanning and Ground-Based Mobile Laser Scanning. PFG 90 (2022), 391–411 – <https://doi.org/10.1007/s41064-022-00210-2>.
- [3] ESA: Sentinel Online. <https://sentinel.esa.int/> (Zugriff zwischen 01.05.2023 und 19.11.2024).
- [4] Vorwagner, A.; Kwapisz, M.; Leopold, P.; Ralbovsky, M.; Gutjahr, K. H.; Moser, T.: Verformungsmonitoring von Brücken mittels berührungsloser Satellitenradarmessungen. Beton- und Stahlbetonbau 119 (2024), 636–647 – <https://doi.org/10.1002/best.202400017>.
- [5] Wegmüller, U.; Walter, D.; Spreckels, V.; Werner, C. L.: Nonuniform Ground Motion Monitoring with TerraSAR-X Persistent Scatterer Interferometry. IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing 48 (2010) 2, 895–904 – <https://doi.org/10.1109/TGRS.2009.2030792>.
- [6] Gutjahr, K.; Leopold, P.: Two Years of Sentinel-1 Observations over Austria. Poster at ESA Fringe 2017 in Helsinki (Finnland), 2017 – <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.24810.93126>.
- [7] Hooper, A.; Segall, P.; Zebker, H.: Persistent scatterer interferometric synthetic aperture radar for crustal deformation analysis, with application to Volcán Alcedo, Galápagos. Journal of Geophysical Research 112 (2007) B7 – <https://doi.org/10.1029/2006JB004763>.
- [8] Samieie-Esfahany, S.; Hanssen, R. F.; van Thienen-Visser, K.; Muntendam-Bos, A.: On the effect of horizontal deformation on InSAR subsidence estimates. In: Proc. of Fringe 2009 Workshop, 30.11.–04.12.2009 in Frascati (Italien), publ. in ESA SP-677, 03/2010, 7 S.
- [9] Xiaoxuan, Y.; Busch, W.: Nutzung der Sentinel-1 Aufnahmekonfigurationen zur Ableitung von Bodenbewegungskomponenten im Rahmen eines

radarinterferometrischen Bodenbewegungsmonitorings. Tagungsband GeoMonitoring 2018, TU Clausthal, 2018, S. 119–138.

- [10] Vorwagner, A.; Kwapisz, M.; Leopold, P.; Avian, M.; Schlögl, M.; Schlaffer, S.; Gutjahr, K. H.: SENBRIDGE – Sentinel for Bridge. Abschlussbericht, 2023 (unveröffentlicht).
- [11] Kwapisz, M.; Vorwagner, A.; Leopold P.: Method for determining the relative vertical deformation of an object to be examined. Patent A50625/2023, angemeldet 08/2023.
- [12] Lazecky, M.; Hlavacova, I.; Bakon, M.; Sousa, J. J.; Perissin, D.; Patricio, G.: Bridge Displacements Monitoring Using Space-Borne X-Band SAR Interferometry. IEEE Journal of Selected Topics in Applied Earth Observations and Remote Sensing 10 (2017) 1, 205–210 – <https://doi.org/10.1109/JSTARS.2016.2587778>.
- [13] FFG-Projektdatenbank: Projekt BOOST – Bridge mOnitOring uSing senTinel-1. <https://projekte.ffg.at/projekt/4373994> (Zugriff am 21.02.2024).
- [14] European Ground Motion Service: Calibrated 2018-2022 (vector), Europe, yearly, Oct. 2023 – <https://doi.org/10.2909/d92e61be-d6e8-4bc1-aa10-f742bf27bab9>.
- [15] Schlicke, D.; Nguyen, V. T.; Nguyen, D. T.; Dormann, E.; Gheorghiu, D.; Furtner, P.; Fritz, M.: Ganzheitliche Betrachtung des Verformungsverhaltens von Freivorbaubrücken aus Spannbeton – ConDef. Ergebnisbericht, Projekt VIF 2016, 2016, 142 S. – online: <https://projekte.ffg.at/projekt/2738389>.

Bildquellen

Bild 1 links: ESA [14]

Bild 1 rechts: nach [14], open Streetmap und ESA, bearbeitet von AIT

Bild 2: ESA, bearbeitet von AIT, entnommen aus [4]

Bild 3: AIT (nach [7])

Bilder 4, 5, 7, 8, 10 (unten): AIT

Bild 6: Xiaoxan Yin, bearbeitet von AIT

Bild 9: ASFINAG, bearbeitet von AIT

Bild 10 (oben): open Streetmap, bearbeitet von AIT

Verlängerung der Restnutzungsdauer von Chlorid- und AKR-geschädigten Parkbauten am Beispiel des Parkhauses am Holstentor in Lübeck

■ Prof. Dr.-Ing. Marc Gutermann¹, Dipl.-Ing. Susanne Gieler-Breßmer², Dipl.-Ing. Uwe Guttenberg³

■ ¹ Institut für Experimentelle Statik, Hochschule Bremen

² IGF Ingenieur-Gesellschaft für Bauwerksinstandsetzung, Süßen

³ Helmut Wiemer Ingenieurgesellschaft für Bauwesen mbH, Hamburg

KURZFASSUNG

Das Parkhaus am Holstentor in Lübeck wurde 1992 errichtet. 2017 wurde durch das Sachverständigenbüro Gieler-Breßmer festgestellt, dass umfangreiche Instandsetzungsmaßnahmen notwendig sind, um den Betrieb des Parkhauses für eine Restnutzungsdauer von 2–3 Jahren aufrecht zu erhalten. Dabei waren sowohl statische als auch betontechnologische Sachverhalte zu berücksichtigen. Mit einem Konzept aus Instandsetzung, temporärer Verstärkung (Wiemer-Ingenieure) und Belastungsversuchen (Hochschule Bremen) wurde 2020 die ausreichende Tragsicherheit fest- und wiederhergestellt. Mit einem anschließenden Monitoring (alterra GmbH) wurde überwacht, ob sich der Zustand in den Folgejahren verschlechtert. Anfang 2023 wurde der Zustand erneut begutachtet. Visuell identifizierte Verschlechterungen, insbesondere an den Bauwerksfugen, führten zu erneuten Belastungsversuchen von bislang ungetesteten Stockwerkrahmen. Mit einem erweiterten Monitoringkonzept der auffällig gewordenen Bereiche wird das Parkhaus weitergenutzt, bis ein Neubau den AKR- und chloridgeschädigten Bestand ersetzen muss. Dieser Beitrag berichtet von den Projekterfahrungen, insbesondere von unseren Erkenntnissen der Bauwerksüberwachung mit wiederholten Belastungsversuchen und Monitoring.

Anmerkung: Der Beitrag wurde bereits in [1] publiziert, für das SEUB 2025 überarbeitet sowie aktualisiert.

1 Einführung

Eine wesentliche Voraussetzung für Nutzungs-, Instandsetzungs- und Investitionsentscheidungen für Parkbauten ist der Nachweis ausreichender Tragsicherheit für die gewünschten Lastansätze. Dies ist oftmals eine Herausforderung für den Tragwerksplaner, wenn zuverlässige Daten über Baustoffe und Baukonstruktion fehlen oder Mängel die Tragfähigkeit abmindern. Wenn der rechnerische Nachweis nicht gelingt, wird meist konventionell verstärkt oder abgerissen und neu gebaut. Das sind jedoch nicht immer wirtschaftliche Varianten. Eine alternative Vorgehensweise ist der experimentell gestützte Nachweis, bei dem entweder wesentliche Parameter für einen rechnerischen Nachweis durch Versuche ermittelt werden (Bild 1, B [2]) oder

Belastungstests direkt nach ihrer Durchführung Planungssicherheit für den Baufortschritt bringen (Bild 1, A [2]). Die Bandbreite der möglichen Einsatzgebiete experimenteller Methoden erstreckt sich über den gesamten Hoch- und Ingenieurbau. Die Methodik, ihre Legalisierung sowie einige Fallbeispiele wurden bereits anlässlich des 12. SEUB im Jahr 2023 vorgestellt [3].

2 Bauwerksbeschreibung

Das Parkhaus am Holstentor in Lübeck wurde im Jahr 1992 zur Erschließung der Innenstadt als zentrales Parkhaus in Stahlbetonskelettbauweise errichtet. Die einzelnen Achsen sind über fünf Geschosse als Rahmensysteme ausgebildet, zwischen denen die Deckenplatten spannen (Bild 2).

Das Gebäude zeigt im Grundriss eine sehr ausdrucksstarke Architektur in Form eines Kreis-segments (Bild 3). Es besteht aus zwei Parkgebäuden, die im spitzen Winkel zueinander liegen, wobei sich in der Spitze das Haupttreppenhaus und ein Fahrstuhl befinden. In der Mitte zwischen den Parkgebäuden liegt ein begrünter Freiraum. Die einzelnen Parkebenen werden über ein Rampenbauwerk zwischen den beiden Parkgebäuden erschlossen.

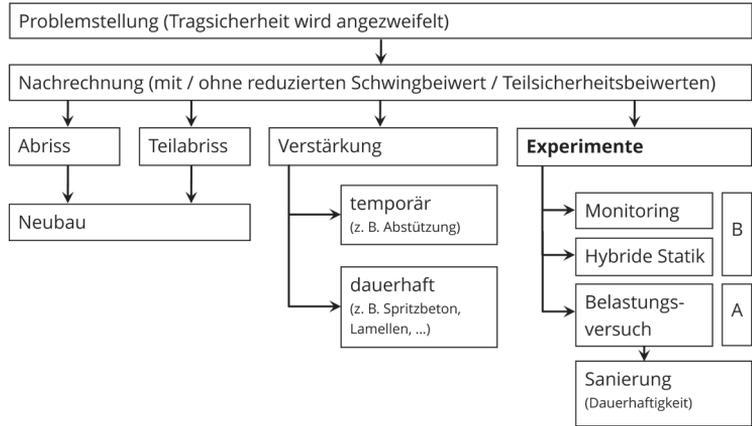


Bild 1: Lösungsstrategien zum Tragsicherheitsnachweis für Bestandsbauten

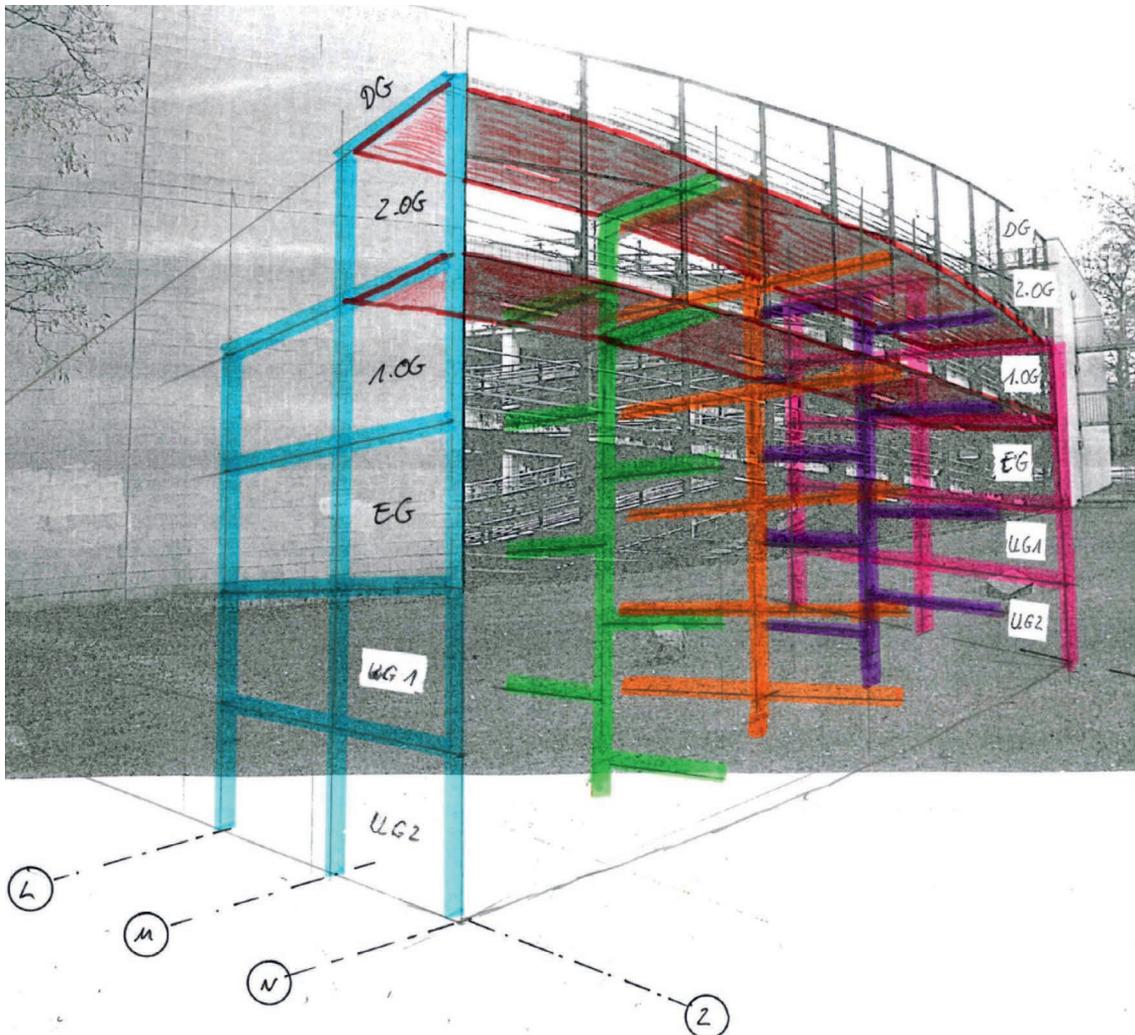


Bild 2: Ansicht mit statischen Systemen



Bild 3: Draufsicht Parkhaus am Holstentor

Nach Auskunft des Auftraggebers wurden die Fahr- und Parkflächen direkt bei der Erstellung mit einem Oberflächenschutzsystem vor dem Eintrag von Tausalz geschützt. Das Freideck wurde in den Jahren 2009 und 2010 in zwei Bauabschnitten neu beschichtet. Zum damaligen Zeitpunkt fanden keine Betoninstandsetzungsmaßnahmen an der Betonkonstruktion des Freidecks statt, vielmehr wurde die Beschichtung erneuert. Die Untersuchungen wurden im Jahr 2016 dann auf alle Ebenen ausgedehnt. Im Zuge dieser Begutachtung stellte sich heraus, dass der Beton einiger Stützen eine hohe Chloridbelastung besaß. Die Bereiche wurden durch eine Notaussteifung gesichert. Eine umfangreiche betontechnologische Untersuchung folgte mit dem Ziel, ein Instandsetzungskonzept für eine dauerhafte Nutzung des Parkhauses auszuarbeiten.

3 Bauwerkszustand (2017)

Die Untersuchung der Bausubstanz im Jahr 2017 offenbarte, dass das Parkhaus nach 25jähriger Nutzung umfangreich instandsetzungsbedürf-

tig ist. Grundsätzlich hatten die Oberflächenschutzsysteme – obwohl sie zwischenzeitlich verschlissen waren – ihre Schutzwirkung über die letzten 25 Jahre in der Fläche gut erfüllt. Die chloridinduzierte Korrosion der Bewehrung infolge Tausalzbeaufschlagung entstand überwiegend örtlich begrenzt in den Geschosdecken und der Bodenplatte in Bereichen mit Rissen oder Gebäudedehnfugen (Bild 4). Besonders letztere waren kritisch, da hier das tausalzhaltige Wasser auch darunterliegende Bauteile angreifen konnte.

Bei den vertikalen Bauelementen, Stützen- und Wandsockeln, konzentrierte sich der hohe Chlorideintrag an Gefälletiefpunkten. Vereinzelt waren bereits ausgeprägte Korrosionserscheinungen erkennbar. Überwiegend wurde an den Probeöffnungen jedoch festgestellt, dass zwar Lochkorrosion vorlag, der Querschnittsverlust insgesamt jedoch noch gering war. Schutz- und Instandsetzungsmaßnahmen waren an diesen Bauteilen deshalb dringend erforderlich, um den Zustand zu erhalten.

Untersuchungen durch die FH Lübeck an Bohrkernen aus stark gerissenen Wänden, Stützen und Rampen bestätigten den Verdacht, dass zur Herstellung des Parkhauses alkaliempfindliche Gesteinskörnungen im Beton verwendet worden waren. Eine Instandsetzung von Bauteilen, die durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) geschädigt sind, ist grundsätzlich nicht dauerhaft möglich, da der Prozess durch die Verhinderung des Zutritts von Wasser zwar behindert, nicht aber verhindert werden kann. Abdichtungen können diese Behinderung erwirken, das Restrisiko ist bei dem konkreten Bauwerk jedoch sehr hoch, da insbesondere bei den Stützen sowie bei den Stirnkanten der Decken eine fehlstellenfreie Abdichtung nicht möglich ist. Jegliche Instandsetzungsmaßnahme kann somit nur für eine begrenzte Restnutzungsdauer geplant werden und ist sehr aufwändig.

Auffallend waren im gesamten Parkhaus die ausgeprägten Rissbildungen in den Rahmensystemen (Bild 5). Diese wurden vom Tragwerksplaner (Ingenieurbüro Wiemer) gesondert beurteilt.

4 Instandsetzungskonzept

Nachdem die verschiedenen Optionen zur Instandsetzung und deren Kosten ausgearbeitet waren, wurde aufgrund der Schädigungen und der Vielzahl von Punkten, die nicht abschließend geklärt werden konnten, entschieden, dass das Parkhaus nur noch eine deutlich begrenzte Zeit bis zu einem Ersatzneubau genutzt werden soll. Eine Weiternutzung von maximal zwei bis drei



Bild 4: Rissbildung und Rostfahne an einer Bauwerksfuge



Bild 5: Rissbildung an einer Rahmenecke

Jahren war vertretbar, wenn folgende Maßnahmen ausgeführt werden:

- Instandsetzung der mangelhaften Bauwerksfugen und Abdichtung,
- Dauerhafte Abstützung der Decken unterhalb des gerissenen Einfahrtsbereichs im 1. und 2. UG,
- Verpressen der dortigen Risse,
- Rissbandagen im Bereich der Einfahrt,
- Schutz der Sockel der Rahmenstiele im Bereich der Dehnfugen mit einem Oberflächenschutzsystem (OS-System) auf Epoxidharzbasis,

- Temporäre Verstärkung der Rampenkonstruktion mit einer Stahlrahmenkonstruktion,
- Überarbeitung des bestehenden OS-Systems auf den Rampen mit einem System bestehend aus abgestreuter Grundierung und Versiegelung,
- Nachweis der Tragsicherheit ausgewählter (schlechter) Stockwerkrahmen durch Belastungsversuche,
- Konzeption und Installation eines Monitorings, das die im Instandsetzungsprozess auffälligen Bereiche überwacht.

5 Instandsetzung

5.1 Konzept

Das Instandsetzungskonzept für die temporäre Weiternutzung des Parkhauses sah Maßnahmen an folgenden Bauteilen vor:

- Rahmenstiele und Fugen in Achse C/4,
- Geschossdecke über dem 1. UG – Risse am Boden in der Einfahrt,
- Rahmen in der Fuge in den Achsen H 1–2 und H 6–7 in allen Geschossen,
- Rampen:
 - AKR-geschädigte Bauteile an den Rampen,
 - Rampenbauwerk mit Portalrahmen Achsen L–N 2 sowie L–N 6.

Die Maßnahmen dienten dem temporären Schutz der Bauteile für eine mit dem Auftraggeber vereinbarte Restnutzungsdauer. Dabei wurde eine Zielvereinbarung definiert, die die Abweichung von den allgemein anerkannten Regeln bewusst in Kauf nahm. Die zur Erreichung des Ziels erforderlichen Maßnahmen wurden nach den zum Zeitpunkt der Ausführung geltenden Regelwerken vom sachkundigen Planer (IGF GmbH, Süßen) geplant und fachkundig von einer Baufirma umgesetzt und durch den Planer überwacht. Auch wenn nur noch eine temporäre Nutzung vorgesehen war, so waren die auf ein technisch notwendiges Minimum begrenzten Maßnahmen gerade deshalb fach- und sachkundig nach geltenden Instandsetzungsprinzipien umzusetzen, um das Risiko eindeutig eingrenzen zu können.

5.2 Örtliche Instandsetzung chloridbelasteter Bauteile

Bei dem hier vorliegenden Objekt wäre für eine dauerhafte Instandsetzung nach der zum Zeitpunkt der Instandsetzung gültigen Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen [4] als vorrangige Lösung die konventionelle Instandsetzung nach dem Instandsetzungsprinzip R-Cl (Korrosionsschutz durch die Wiederherstellung des alkalischen Milieus) in Verbindung mit dem Instandsetzungsprinzip W-Cl (Korrosionsschutz durch Begrenzung des Wassergehaltes) in Frage gekommen [4]. Das Prinzip W-Cl beruht auf einer Reduzierung des Wassergehaltes im Beton, um die elektrolytische Leitfähigkeit so stark zu reduzieren, dass die Korrosionsgeschwindigkeit auf praktisch vernachlässigbare Werte gesenkt wird. Bei dem Korrosionsschutzprinzip R-Cl wird der Beton – unabhängig von Korrosionserscheinungen an der Bewehrung – überall dort bis zur Bewehrung bzw. um einen Sicherheitszuschlag darüber hinaus abgetragen, wo der maßgebliche korrosionsauslösende Chloridgehalt [4] überschritten wird. Es reicht dabei nicht aus, den Beton nur dort abzutragen, wo offensichtlich Schäden vorhanden sind. Vielmehr dienen die Ergebnisse von Potentialfeldmessungen, der Messung der Betondeckung der Bewehrung und der Bestimmung des Chloridgehalts in Höhe der Bewehrung an den Stahlbetonbauteilen als Grundlage für die Festlegung des späteren Betonabtrags.

Der Betonabtrag wurde aufgrund der zeitlichen Begrenzung der weiteren Nutzung des Bauwerks auf kleinere örtliche Schadstellen begrenzt. Das Instandsetzungsprinzip R-Cl wurde bewusst nicht in vollem Umfang umgesetzt, vielmehr wurde die weitere Korrosion der Bewehrung in chloridbelasteten Bereichen mit einer gezielten Risikoabschätzung in Kauf genommen und durch andere Maßnahmen kompensiert.

Die durch den örtlichen Betonabtrag entstehenden Betonausbrüche wurden nach örtlich notwendigen zusätzlichen Bewehrungsergänzungen, die der hinzugezogene Tragwerksplaner

festgelegt hatte, mit Spritzbeton oder einem für den Anwendungsfall zugelassenen, vorkonfektionierten Reparaturmörtel bzw. -beton reprofiliert. Danach wurden die instandgesetzten Betonbauteile durch OS-Systeme vor dem weiteren Eintrag von Chlorid (Tausalz) geschützt.

Als Alternative zu der konventionellen Instandsetzung, die stark in die Statik des Bauwerks eingreift, wäre bei den Rahmenstielen und den Rahmenriegeln unter den Dehnfugen der kathodische Korrosionsschutz (KKS) in Frage gekommen [5]. Die Sinnhaftigkeit und Erfolgsaussichten der Anwendung von KKS waren dann jedoch im Rahmen einer Detailplanung weiter zu klären – insbesondere da AKR eine Rolle spielte. Letztendlich wurde auf diese alternative Lösung verzichtet.

Um den Chlorideintrag an den Gebäudedehnfugen zu verhindern, wurden neue Fugenprofile eingebaut. Hierbei wurden folgende Maßnahmen umgesetzt:

- Entfernung der Bodenbeschichtung beidseits der Fugenprofile,
- Entfernen der Sockelbeschichtung an den Stützensockeln, an die die Dehnfugen anschließen,
- Ausbau der Dichtungseinlage der Fugenprofile,
- Untergrundvorbereitung an lokalen Ausbruchstellen der Geschossdecken entlang der Fugenprofile und Reprofilierung der Ausbruchstellen,
- In Abstimmung mit der örtlichen Bauleitung (IGF GmbH) und dem Tragwerksplaner (Wiemer GmbH) Aufstemmen von Schadstellen an den Unterzügen und Stützen sowie deren Reprofilierung mit Spritzbeton oder PCC-Mörtel nach einer Untergrundvorbereitung mit Druckluftstrahlen mit festen Strahlmitteln,
- Einbau neuer Fugenprofile.

¹ OS 8: lt. [6]: chemisch widerstandsfähige Beschichtung für befahrbare, mechanisch stark belastete Flächen

² OS 11: lt. [4]: Beschichtung mit erhöhter dynamischer Rissüberbrückungsfähigkeit für begeh- und befahrbare Flächen; OS 11a zweischichtiger und OS 11b einschichtiger Aufbau

5.3 Oberflächenschutzsysteme und Rissbandagen

Oberflächenschutzsysteme wurden nur in den örtlich bearbeiteten, besonders risikobehafteten Bereichen appliziert. Verwendet wurden ein

- OS-8-System¹ auf den Rampen,
- OS-11b-System² im Anschluss an die zu erneuernden Fugen,
- OS-10-System³ auf Polymethylmethacrylat (PMMA)-Basis an einem besonders belasteten Stützensockel,
- OS-10-System³ auf Polyurethan (PU)-Basis als Rissbandage auf den Rissen der Einfahrt,
- OS-5b-Oberflächenschutzsystem⁴ auf allen Stützen, Kragarmen und Deckenunterseiten der Rampe sowie Stirnseiten der Eckenplatten.

Die Sockel der Rahmenriegel im Bereich der instandzusetzenden Fugen wurden mit einem kunststoffmodifizierten Zementspachtel egalisiert, dann grundiert und versiegelt.

5.4 Verstärkung Rampen

Bei dem Rampenbauwerk hatte die AKR besondere Relevanz. Die Rampe war als räumliches Gesamttragwerk bemessen worden (Bild 2). Das Versagen nahezu jedes Einzelbauteils würde zum Gesamtversagen der Rampenanlage führen. Es gibt keine Möglichkeit, die AKR der kritischen Gesteinskörnungen des Bestandsbetons sicher und dauerhaft zu unterbinden. Hierzu müsste mit absoluter Sicherheit der Feuchtezutritt zu den Bauteilen verhindert werden. Dies ist selbst bei Applikation von dichten Oberflächenschutzsystemen nicht gesichert möglich, da eine Fehlstellenfreiheit insbesondere im Bereich der Übergänge zu benachbarten Bauteilen nicht gewährleistet ist. Die Kragbalken wurden daher mit Stahlträgern abgestützt (Bild 6), die auf neu errichteten Fundamenten gegründet wurden.

³ OS 10: lt. [4]: Beschichtung als Dichtungsschicht mit hoher Rissüberbrückungsfähigkeit unter Schutz- und Deckschichten für begeh- und befahrbare Flächen

⁴ OS 5b: lt. [6]: Beschichtung mit geringer Rissüberbrückungsfähigkeit für nicht begeh- und befahrbare Flächen (mit Kratz- bzw. Ausgleichsspachtelung); bei OS 5b Polymer-Zement-Gemisch



Bild 6: Verstärkung der Rampenbauwerke

5.5 Experimenteller Tragsicherheitsnachweis (2020)

Für die Stockwerkrahmen an den Dehnungsfugen war unklar, wie stark die Stahlbetonbauteile durch Chloride bereits geschädigt waren und ihre Tragfähigkeit dadurch reduziert worden ist. Ein Aufschluss schied wegen des hohen Aufwands für die temporäre Sicherung aus, ebenso eine konventionelle Verstärkung für den Restnutzungszeitraum von zwei bis drei Jahren. Es wurde alternativ vorgeschlagen, die Tragsicherheit der Stockwerkrahmen des Haupttragwerks für aktuelle Nutzlasten durch Belastungsversuche zu ermitteln.

Die zu testenden Bauteile wurden unter Berücksichtigung wirtschaftlicher und versuchstechnischer Belange so ausgesucht, dass die mit dem offensichtlich schlechtesten Zustand untersucht wurden. Dabei handelte es sich um die Decken über 1. und 2. OG. Die Stichprobe von insgesamt fünf Stahlbetonrahmen wurde als ausreichend angesehen.

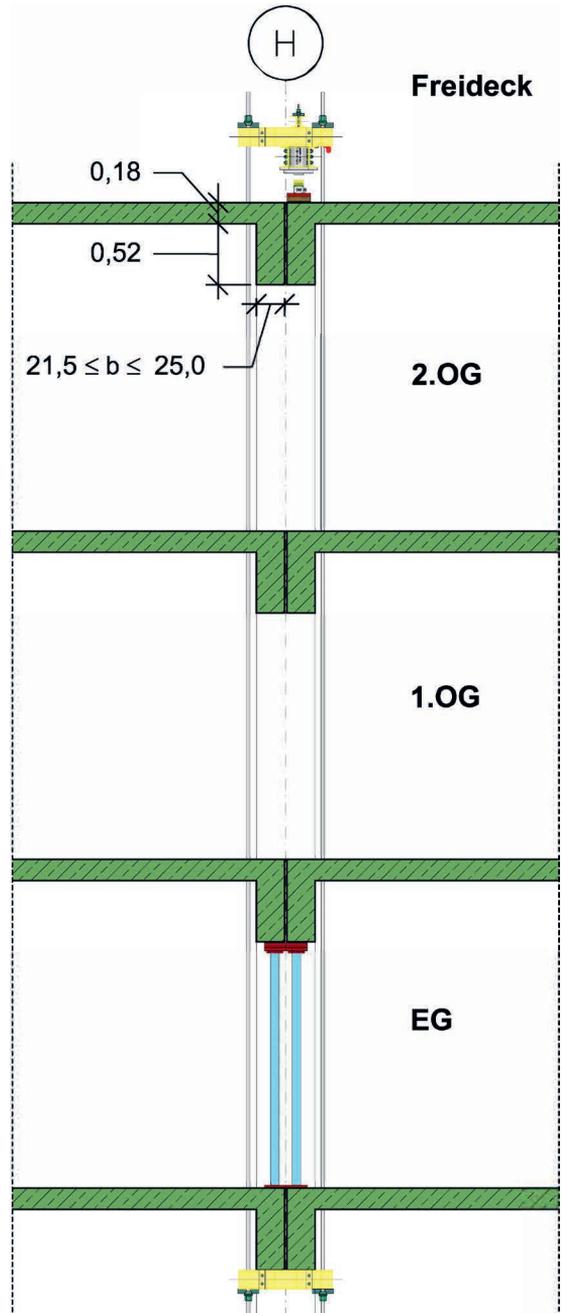


Bild 7: Querschnitt des Stockwerkrahmens an der Fuge mit Belastungsvorrichtung

Der Untersuchungsbereich wurde so eingerichtet, dass die Lasten mit mobilem hydraulischem Belastungsgerät auf dem Unterzug eingeleitet werden konnten (Bild 7). Als Gegengewicht für die Versuchslasten wurde im Kräftekreislauf das



Bild 8: Messtechnik am Stockwerkrahmen

Eigengewicht der zwei darunterliegenden Stockwerke genutzt.

Damit das Risiko während der Belastung minimiert war, wurden am Bauteil online mehrere Bauteilreaktionen wie z. B. Durchbiegungen und Dehnungen gemessen (Bild 8). Da die Größen zeitgleich am Monitor als Kraft-Reaktions-Diagramm dargestellt wurden, konnten sie sofort analysiert und auf kritische Werte reagiert werden.

Während der Versuche wurden die maßgebenden Bauteilreaktionen in Abhängigkeit der Versuchslast grafisch auf dem Monitor dargestellt und zeitgleich nach den folgenden Abbruchkriterien analysiert:

- Reproduzierbarkeit (gleiche Bauwerksreaktion bei wiederholter Belastung),
- Reversibilität (keine bzw. geringe bleibende Verformung),
- Grenzwertkriterien (Einzelmesswerte: Rissweiten, Durchbiegung, Schubverformungen etc.).

Die Versuchsziellast $F_{Ziel} \leq 260 \text{ kN}$ wurde erreicht, ohne eines der vorgenannten Abbruchkriterien zu verletzen. Sie wurde vorab so ermittelt, dass die Bauteile die Beanspruchung erhalten, die sie nach dem Bemessungskonzept sicher abtragen müssen. Dabei wurden Unwägbarkeiten mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten nach Norm berücksichtigt [2]. Die Versuche haben gezeigt, dass die Tragwerke in der Lage sind, die anzusetzenden Einwirkungen ($p = 3,0 \text{ kN/m}^2$) aufzunehmen, ohne einen ausgeprägten nichtlinearen Zustand zu erreichen. Die maximal gemessenen Durchbiegungen unter Versuchsziellast f_{max} lagen unter $15,0 \text{ mm}$ (Tabelle 1), unter Gebrauchslast überstiegen sie nicht $f_Q < 10 \text{ mm} < // 1.000$.

Eine Langzeitbelastung im Gebrauchslastniveau zeigte jeweils quasi-konstantes Verformungsverhalten, es lag also bei allen getesteten Bauteilen ein stabiler Lastabtrag vor. Aus den Messkurven (s. z. B. Bild 9) ließen sich die Stockrahmen und Bereiche identifizieren, die auffällig waren. So zeigten die Schubfelder der Rahmenecken ein leicht nichtlineares Verhalten, wobei keine Seite durchweg als schwächere Ecke

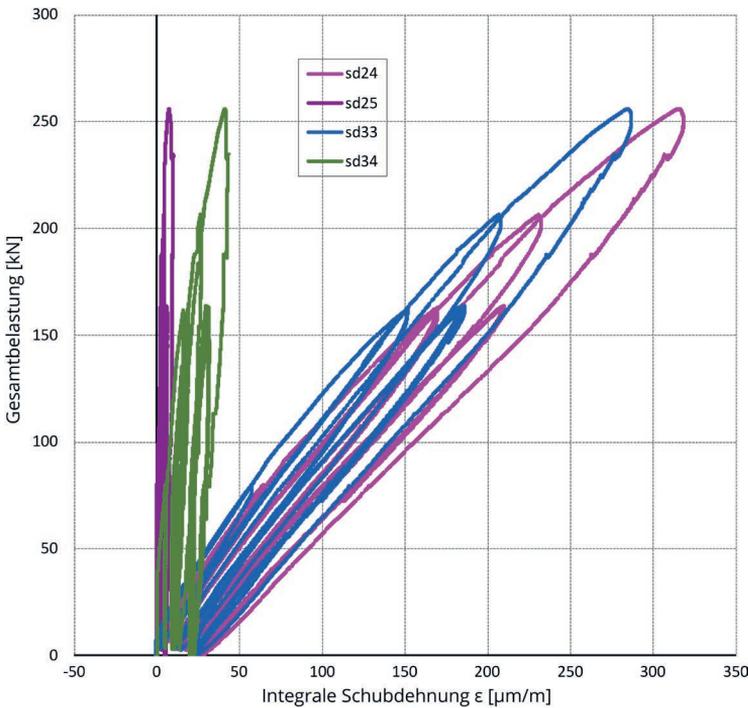


Bild 9: Schubdehnungen in der Rahmenecke Riegel über 1. OG

Durch die vorangegangenen Belastungsversuche konnten die Messorte, die Sensorspezifikationen und die Warnwerte bestimmt werden. Die Werte der Dehnungsmessung aus den Belastungsversuchen wurden über die Beziehung $\Delta l = \epsilon \cdot l$ für die Risskontrolle während des Monitorings umgerechnet. Die Warnwerte liegen für die Rissweitenmessungen ohne Temperatureinfluss je nach Messort zwischen 0,1 mm und 0,3 mm (Bild 10) und für die Riegeldurchbiegung zwischen 6,0 bis 7,5 mm. Letztere werden mit Schlauchwagen überwacht, die die Höhendifferenz zu den Stielen ermitteln. Die Messwerte werden jeweils in den Morgenstunden aufgenommen, um den Einfluss aus Betrieb zu eliminieren und den

zu identifizieren war. Diese Bereiche wurden für das anschließende Monitoring ausgewählt und aus den Messkurven Warnschwellen abgeleitet (Bild 10).

aus Temperatur zu minimieren.

6 Monitoring

6.2 Erkenntnisse nach drei Jahren (2023)

6.1 Konzept

Die Sensorausstattung und Datenanalyse wurde von der Fachfirma alterra Deutschland GmbH ausgeführt. Das System arbeitete seit Juli 2020 zuverlässig und versendet automatisch Wochenberichte bzw. E-Mail-Benachrichtigungen bei Überschreitung eines Warnwertes.

Für den geplanten Restnutzungszeitraum sollten vorhandene Risse der Stahlbetonrahmen durch eine Langzeitmessung überwacht werden. Das Messsystem musste daher die relevanten Daten (Rissbreiten und Riegeldurchbiegungen) kontinuierlich sammeln und zeitnah in einer zentralen Datenbank für Analysen zur Verfügung stellen können. Bei Überschreitung vorgegebener Grenzwerte sollte z. B. via E-Mail oder SMS eine Information verschickt werden können.

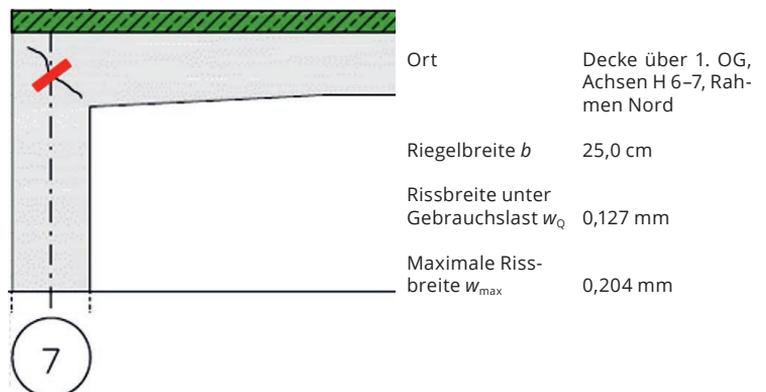


Bild 10: Aus den vorhandenen Messkurven (vgl. Bild 9) abgeleitete Schwellwerte

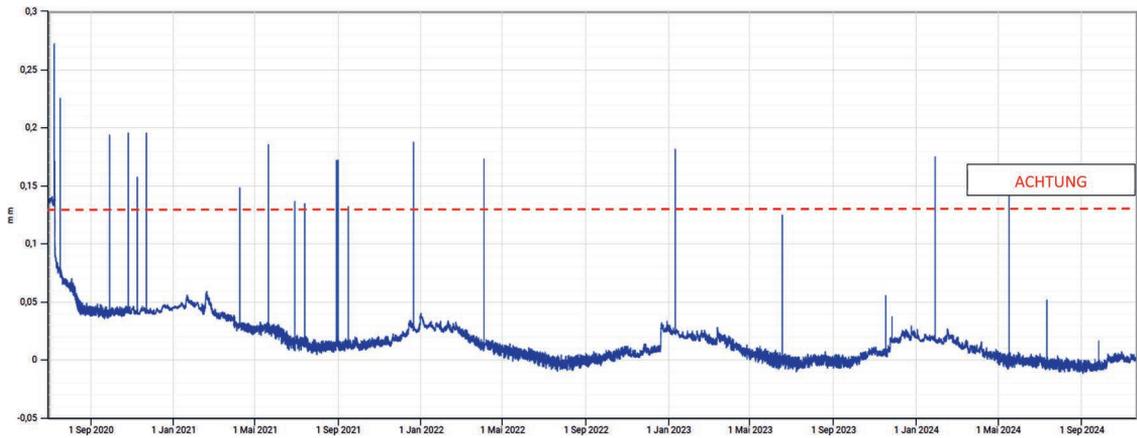


Bild 11: Monitoring der Rissweite (in mm) an einer Rahmenecke über einen Zeitraum von reichlich vier Jahren (vgl. Bild 10)

Bei der Analyse der Langzeitmessdaten fiel auf, dass lediglich einzelne Schubdehnungen mehrmals die vorgegebene Warnschwelle überschritten haben. Eine klare Tendenz der Verschlechterung ist aus den Daten nicht ablesbar – weder bei den Verformungen noch bei den Biege- und Schubdehnungen (Bild 11).

Bei einer Begehung konnte der Eindruck der Langzeitüberwachung visuell bestätigt werden: keiner der von uns getesteten Rahmen machte einen wesentlich schlechteren Eindruck als zum Zeitpunkt der Messungen vor knapp drei Jahren. Stichprobenartig überprüfte Rissweiten lagen bei $w \leq 0,3$ mm. Vereinzelt konnte jedoch an anderen Stockwerkrahmen ein Schadensbild vorgefunden werden (Risse mit Rostfahnen), das auf eine Verschlechterung des Bauteilzustandes hindeutete. Weil vom Bauherren eine weitere zeitlich begrenzte Weiternutzung von zwei Jahren bis zum Ersatzneubau gewünscht wurde, wurden die auffällig gewordenen Stockwerkrahmen 2023 einer neuen Probebelastung unterzogen.

6.3 Wiederholte Probebelastung Stockwerkrahmen (2023)

Auch bei den beiden zusätzlich getesteten Stockwerkrahmen (Tabelle 1) konnte bei ähnlichen Bauwerksreaktionen eine ausreichende Tragsicherheit für die Nutzung $p = 3,0$ kN/m² nachgewiesen werden. Das Verformungsverhalten war mit linear-elastischen Durchbiegungen und leicht nichtlinearen Schubdehnungen in den Rahmenecken ähnlich zu dem aus 2020 (vgl. Abschnitt 5.4). Lediglich am Rahmen über EG (Achse H 6–7, Süd) löste sich kurz vor der Zielast eine Verformungsbehinderung, was wahrscheinlich auf Reibung in der Fuge zurückzuführen war: die Seitenfläche des Unterzugs war gewellt, weil offensichtlich beim Betonieren die Schalung verrutscht war.

Messbereiche, die eine auffällige (nichtlineare) Last-Verformungs-Kurve aufwiesen, wurden für eine Erweiterung des Monitoringsystems mit entsprechenden Warnschwellen vorgeschlagen:

Rahmen in Achse	H 6–7						H 1–2	
	1. OG (S)	1. OG (N)	2. OG (S)	2. OG (N)	EG (S)	EG (N)	2. OG (S)	2. OG (N)
Riegelbreite b [cm]	22,0	25,0	23,5	23,0	24–25	25,0	21,5	25,0
F_{\max} [kN]	254	256	254	254	261	258	256	258
f_{\max} [mm]	11,5	14,6	8,9	9,6	12,0	13,0	13,1	13,8

Tabelle 1: Maximale Verformungen f_{\max} , maximal eingetragene Lasten F_{\max} und Riegelbreiten b der 2020 und 2023 getesteten Stahlbetonrahmen

- dreimal Schubdehnung in der Rahmenecke,
- einmal Biegedehnung auf der Stielaußenseite,
- einmal Durchbiegungsüberwachung des Riegels.

Die Warnwerte liegen hier ohne Temperatureinfluss je nach Messort für die Betondehnungen (inkl. Rissen) zwischen 0,05 mm und 0,18 mm (umgerechnet mit $\Delta l = \varepsilon \cdot l$) und für die Durchbiegung bei 5,6 mm. Für bereits installierte Sensoren konnten anhand der zusätzlichen Messergebnisse die Schwellwerte angepasst werden.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Dieses Projekt zeigt exemplarisch, dass eine umfangreiche Bauwerksanalyse die Basis für ein wirtschaftliches Instandsetzungskonzept sein und Haurucklösungen nach dem Motto „viel hilft viel“ vermeiden kann. Neben einer klassischen fachmännischen Instandsetzung bzw. Verstärkung gut zugänglicher Bauteile konnte das Risiko in anderen Bereichen mit einer Kombination von Abdichtung, experimenteller Tragsicherheitsbewertung und Monitoring soweit minimiert werden, dass eine begrenzte Weiternutzung bis zur Planung und Umsetzung eines Ersatzneubaus vertretbar war. Die fortgeschrittenen Strukturschädigungen durch AKR und Chloride machen eine langfristige Weiternutzung unmöglich.

Literatur

- [1] Gutermann, M.; Gieler-Breßmer, S.; Guttenberg, W.: Verlängerung der Restnutzungsdauer von Chlorid- und AKR-geschädigten Parkbauten am Beispiel des Parkhauses am Holstentor in Lübeck. In: Gieler-Breßmer, S. (Hrsg.): Tagungsband zum 11. Kolloquium Parkbauten, 27./28.02.2024 an der TAE Esslingen, 2024, S. 17–23.
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth, 07/2020.
- [3] Gutermann, M.; Malgut, W.: Experimentell gestützter Tragsicherheitsnachweis von Massivdecken – Erfahrungen, Potenzial und Grenzen. In: Curbach, M.; Marx, S.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): Tagungsband zum 12. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen, 01.06.2023 in Dresden, 2023, S. 6–16 – <https://doi.org/10.25368/2023.133>.
- [4] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungs-Richtlinie). Berlin: Beuth Verlag, 10/2001.
- [5] DIN EN ISO 12696:2012-05, 2017-05, 2022-08: Kathodischer Korrosionsschutz von Stahl in Beton.
- [6] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen – Teil 1: Allgemeine Regelungen und Planungsgrundsätze, Teil 2: Bauplanung und Bauausführung. Berlin: Beuth Verlag, 08/1990 sowie 2. Berichtigung zur Richtlinie, 12/2005.

Bildquellen

Bilder 1, 3–5, 7–11: Marc Gutermann

Bilder 2, 6: Uwe Guttenberg



RELAST® – DIE LÖSUNG FÜR BRÜCKENSANIERUNGEN UNTER FLIESSENDEM VERKEHR

Ressourcenschonend. Sicher. Schnell.

Mit dem zugelassenen und innovativen Verstärkungssystem RELAST® von Würth lassen sich Brücken während des Betriebs kosteneffizient sanieren.

MEHR ERFAHREN!

www.wuerth.de/brueckensanierung
relast@wuerth.com



Innovatives Verstärkungssystem mit bauaufsichtlicher Zulassung

- Erhebliche Steigerung der Querkraft- und Durchstantragfähigkeit
- Deutliche Erweiterung der Nutzungsdauer des Bauwerks
- Verwendung für dynamisch (nicht-ruhend) belastete Tragwerke
- Sofortige Belasbarkeit
- Schnelle Installation unter Aufrechterhaltung des Betriebs
- Minimierung wirtschaftlicher Schäden durch Vermeidung von Staus
- Ressourcenschonend

Faseroptik und Schallemission bei Spannungsrissskorrosion – eine innovative Anwendung bei einer Spannbetonbrücke in Dresden

■ Dipl.-Ing. Max Fiedler¹, Dipl.-Ing. Peter Deepe², Dr.-Ing. Gregor Schacht¹, Dr.-Ing. Katarzyna Zdanowicz³

■ ¹ MKP GmbH, Dresden

² Landeshauptstadt Dresden, Straßen- und Tiefbauamt

³ FOLAB GmbH, Weimar

KURZFASSUNG

Die Bewertung von spannungsrissskorrosionsgefährdeten Bauwerken ist mit großen Herausforderungen verbunden, da die verborgenen Spannglieder schwer zu inspizieren sind und Spanndrahtbrüche nur unter bestimmten Voraussetzungen zu einer äußerlich erkennbaren Rissbildung führen. Innovative Messtechniken wie Schallemissionssensoren und verteilte faseroptische Sensorik ermöglichen eine frühzeitige Schadenserkenkung und ergänzen damit klassische Methoden der Bauwerksprüfung. An der Brücke im Zuge der Königsbrücker Straße in Dresden wurde pilothaft eine kombinierte Überwachung mit diesen beiden Verfahren implementiert und ein Bewertungskonzept mit quantitativen Grenzwerten definiert. Im bisherigen Überwachungszeitraum von über einem Jahr wurden keine Hinweise auf eine aktive Spannungsrissskorrosion vorgefunden, so dass ein sicherer Betrieb des Bauwerks gegeben ist und verlängerte Planungszeiträume ermöglicht wurden.

1 Einleitung

Das Straßen- und Tiefbauamt der Landeshauptstadt Dresden übernimmt für derzeit 319 Brücken innerhalb des Stadtgebietes die Aufgaben des Baulastträgers. Drei davon stehen im besonderen Fokus wegen ihrer großen Bedeutung für den Straßen- und Straßenbahnverkehr sowie des beim Bau verwendeten, ölschlussvergüteten Spannstahls St 140/160 aus dem ehemaligen VEB Stahl- und Walzwerk Hennigsdorf und der damit einhergehenden Gefährdung durch Spannungsrissskorrosion. Das sind im Einzelnen die Brücken über die Bahnanlagen im Zuge der Budapester und der Königsbrücker Straße sowie die Carola-Brücke. Für alle drei Brücken wurden Nachweise entsprechend der „Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden“ [1] geführt. Das Ziel ist dabei

wie folgt definiert: „Ein ausreichendes Ankündungsverhalten ... ist gegeben, wenn sich bereits frühzeitig und unter Gebrauchslasten eine deutlich erkennbare Rissbildung einstellt, noch bevor unter voller Verkehrsbeanspruchung die Tragsicherheit auf ein unzulässig niedriges Niveau fällt.“

Für die untersuchten Bereiche der Brücke im Zuge der Budapester Straße und der Carola-Brücke konnte rechnerisch ein ausreichendes Ankündungsverhalten ermittelt werden. Bei der Brücke im Zuge der Königsbrücker Straße gelang der rechnerische Nachweis eines ausreichenden Ankündungsverhaltens jeweils in den Mittelfeldern der durch den Straßenverkehr genutzten Züge b und c sowie in allen Feldern des von der Straßenbahn befahrenen Zugs a nicht. Die sich hieraus ergebende Gefährdung der Standsicherheit machte eine gezielte Überwachung erforderlich, um die Weiternutzung für den Verkehr abzusichern.



Bild 1: Bauwerksansicht der Brücke im Zuge der Königsbrücker Straße über die Anlagen der DB AG

Für die Carolabrücke wissen wir heute, dass der Bauwerkszustand zu diesem Zeitpunkt teilweise schon ein viel schlechterer war, als der in den Untersuchungen berücksichtigte [2]. In der Folge versagte der Überbau des Zugs c am frühen Morgen des 11. September 2024 ohne signifikante Vorankündigung eines kritischen Zustandes an der Stelle der höchsten Beanspruchung spröde und im laufenden Betrieb – glücklicherweise ohne Personenschäden. Die dadurch ausgelöste Schockwelle hält immer noch an und hat das Thema Bauwerksmonitoring im Brückenbau ganz nach oben gespült. Die nachfolgend stattfindenden Untersuchungen zur Ermittlung der Schadensursache unterstreichen die großen Herausforderungen bei der Bewertung des Bauwerkszustandes. Die im Beton verborgenen Spannglieder sind kaum inspizierbar und die Möglichkeit, Schäden an den Spanngliedern von außen feststellen zu können, z. B. indirekt infolge von sichtbarer Rissbildung, ist nur unter bestimmten Voraussetzungen gut möglich.

Die fortlaufende Bewertung gefährdeter Bauwerke erfordert daher innovative Methoden, die den Blick ins Bauwerk ermöglichen bzw. sensibel auf Veränderungen reagieren. Hierfür bieten das Schallemissionsmonitoring zur Detektion von Spanndrahtbüchsen und die Überwachung mit verteilter faseroptischer Sensorik zur

Dokumentation von Rissbreitenveränderungen großes Potential und ermöglichen eine frühzeitige Schadenserkenkung. Die kombinierte Anwendung dieser Verfahren wurde an der Brücke im Zuge der Königsbrücker Straße in Dresden pilothaft implementiert und hat zur erfolgreichen Absicherung des Betriebes beigetragen. Die Erfahrungen aus der Umsetzung und die Hintergründe zur Bewertung der Messergebnisse mit quantitativen Grenzwerten sowie ein Eskalationsplan werden im vorliegenden Beitrag vorgestellt.

2 Bauwerksbeschreibung

Die Brücke über die Bahnanlagen im Zuge der Königsbrücker Straße (Bild 1) wurde zwischen 1978 und 1981 als Ersatz für eine genietete stählerne Brückenkonstruktion errichtet. Sie besteht aus drei einzelnen Spannbetonüberbauten, die jeweils als Durchlaufträger über drei Felder ausgebildet sind. Infolge der Bogenlage der einzelnen Verkehrszüge differieren die jeweiligen Stützweiten zwischen 22,3 und 25,8 m. Die Gesamtlängen liegen zwischen 70,0 m (Zug c) und 73,7 m (Zug a).

Die Überbauten sind als Mittelträgerquerschnitte mit sehr schiefer Endauflagerung ausgeführt. Die Mittelstützen wurden als Punktstützen

ausgebildet. An den Brückenden werden die Beanspruchungen über Querträger in seitliche Lager abgetragen. Jegliche Torsionsbeanspruchung – z. B. aus einseitiger Belastung – kann damit nur an den Widerlagern aufgenommen werden. Die Konstruktionshöhe beträgt minimal 1,35 und maximal 1,50 m. Die Spannglieder laufen über die gesamte Überbaulänge durch und sind nicht gekoppelt. Insgesamt wurden 70 t Spannstahl St 140/160 verbaut, wobei auf den Zug a 22 und auf die Züge b und c je 32 Bündelspannglieder BSG 100 mit jeweils 24 Spanndrähten entfallen.

3 Messtechnische Überwachung

3.1 Zielstellung und Messprinzipien

Die messtechnische Überwachung verfolgt das Ziel, die tatsächlich auftretenden Schädigungen zu erfassen und nachzuverfolgen. Das betrifft zum einen Spanndrahtbrüche, welche infolge Spannungsrissskorrosion auftreten und orts- und zeitgenau festgestellt werden sollen. Ein solcher Drahtbruch wird hierbei durch Schallemissionssensoren unmittelbar und direkt bei der Entstehung detektiert und lokalisiert [3]. Die Dauermessung ermöglicht eine kurzfristige Alarmierung über auffällige Ereignisse und somit eine permanente, zeitkontinuierliche Dokumentation des Zustands. Zum anderen soll die Neubildung von Rissen überwacht werden. Im Fall übermäßiger Spanndrahtbrüche wird die Vorspannkraft im Bauwerk reduziert und Risse können als Folgeerscheinung dieser Veränderungen des inneren Spannungszustandes auftreten. Zur Detektion von Rissen bieten verteilte faseroptische Sensoren (*distributed fibre optic sensing* – DFOS) heute großes Potential. Mit diesem Verfahren können Risse bereits mit äußerst kleinen Rissbreiten (z. B. 0,01 mm) gut aufgelöst werden [4].

Mit beiden Verfahren wird es ermöglicht, Veränderungen des Bauwerkszustands auch in unzugänglichen Bereichen zu erfassen. Im Fall der Königsbrücker Straße ist dieser Vorteil für die Mittelfelder über den stark frequentierten Bahnanlagen von enormer Bedeutung und unterstützt die visuellen Sonderprüfungen, die in

diesen Bereichen aufgrund der erschwerten Zugänglichkeit vor der Installation des Monitorings nur unzureichend ausgeführt werden konnten. Die Detektierbarkeit von bisher unberücksichtigt gebliebenen Schäden wird somit deutlich erhöht und die Sicherheit dadurch erheblich gesteigert.

3.2 Schallemissionsmonitoring

Das Schallemissionsmonitoring basiert auf dem Phänomen, dass beim Auftreten von Schäden in Bauteilen elastisch gespeicherte Energie freigesetzt wird. Diese breitet sich in Form elastischer Wellen aus und kann durch Sensoren (i. d. R. piezoelektrische Sensoren) an der Bauteiloberfläche erfasst werden. Das Verfahren wurde bereit umfangreich erforscht, entwickelt und zur industriellen Reife gebracht [5]. Aus dem stark regulierten Anwendungsbereich der Druckgeräteprüfung wurde das Verfahren auf die Spanndrahtbruchdetektion im Brückenbau erfolgreich übertragen [6]–[9]. Anlässlich der zunehmenden Anwendung wurde 2024 eine Richtlinie zur Anwendung des Verfahrens veröffentlicht [10].

Die Erfassung von Schallemissionen (SE) erfolgt meist durch triggergesteuerte Kurzzeitmessungen. Aus dem kontinuierlichen Sensorsignal werden auf Grundlage eines festgelegten Schwellwertes transiente Signalanteile herausgefiltert und gespeichert. Wird an einem Sensor eine Schwellwertüberschreitung festgestellt, erfolgt die Speicherung der Wellenform. Übermäßige Nebengeräusche, die z. B. aus Verkehr resultieren, können so bereits bei der Erfassung aussortiert werden. Damit größere Sensorabstände realisiert werden können, werden jedoch in der Praxis Nebengeräusche bis zu einem bestimmten Maße hingenommen. Bei der Wahl zuverlässiger Sensorabstände muss daher das Zusammenspiel aus Quellsignalstärke, materialabhängiger Dämpfungscharakteristik und Erfassungsschwellwert berücksichtigt und spezifisch eingestellt werden, z. B. nach dem Konzept der Detektionswahrscheinlichkeit [10], [11].

Das gemessene elektrische Signal wird anschließend hinsichtlich seiner Charakteristik im Zeit-

und Frequenzbereich analysiert. Üblicherweise werden hierfür signifikante Features bestimmt, zu denen u. a. die Peak-Amplitude A , die Energie E und die Schwerpunktwellenlänge f_c gehören [12]. Diese Features werden gegenüber bestehenden Erfahrungswerten und Referenzdatenbanken ausgewertet und durch Algorithmen klassifiziert. Weiterhin werden die Sensorkoordinaten und Zeitstempel der Signale (Ankunftszeiten) genutzt, um eine Lokalisierung vorzunehmen. Die Auswertungen erfolgen quasi in Echtzeit und Benachrichtigungen über auffällige Ereignisse können von der Messanlage direkt versendet werden.

Das Schallemissionsmonitoring ist das einzige bekannte Verfahren, welches die fortlaufende Detektion von Spanndrahtbrüchen ermöglicht und daher für die Bewertung von Bereichen ohne rechnerisches Vorankündigungsverhalten zur Verfügung steht. Im Zuge der Nach-

rechnung der Brücke Königsbrücker Straße konnte für die Mittelfelder und für den gesamten Überbauzug a kein Ankündigungsverhalten nachgewiesen werden. In den Randfeldern der Züge b und c ist hingegen eine ausreichende Robustheit gegeben. Das Sensornetzwerk wurde aus kostentechnischen Gründen auf diese Bereiche beschränkt. In den übrigen Bereichen mit Vorankündigung wurde eine Überwachung mittels faseroptischer Sensoren vorgesehen (s. Abschnitt 3.3). Die Verteilung der Sensoren am Bauwerk ist in Bild 2 dargestellt. Es wurden 16 SE-Sensoren des Typs VS30-SIC-0dB [13] mit Sensorabständen von maximal ca. 10 m verbaut. Die Sensoren wurden an der Unterseite des Überbaus appliziert und mit Magnethalterungen an verschraubten Stahlplatten befestigt, s. Bild 3. Die Kopplung zwischen Sensor und Betonoberfläche wurde mit Heißkleber hergestellt.

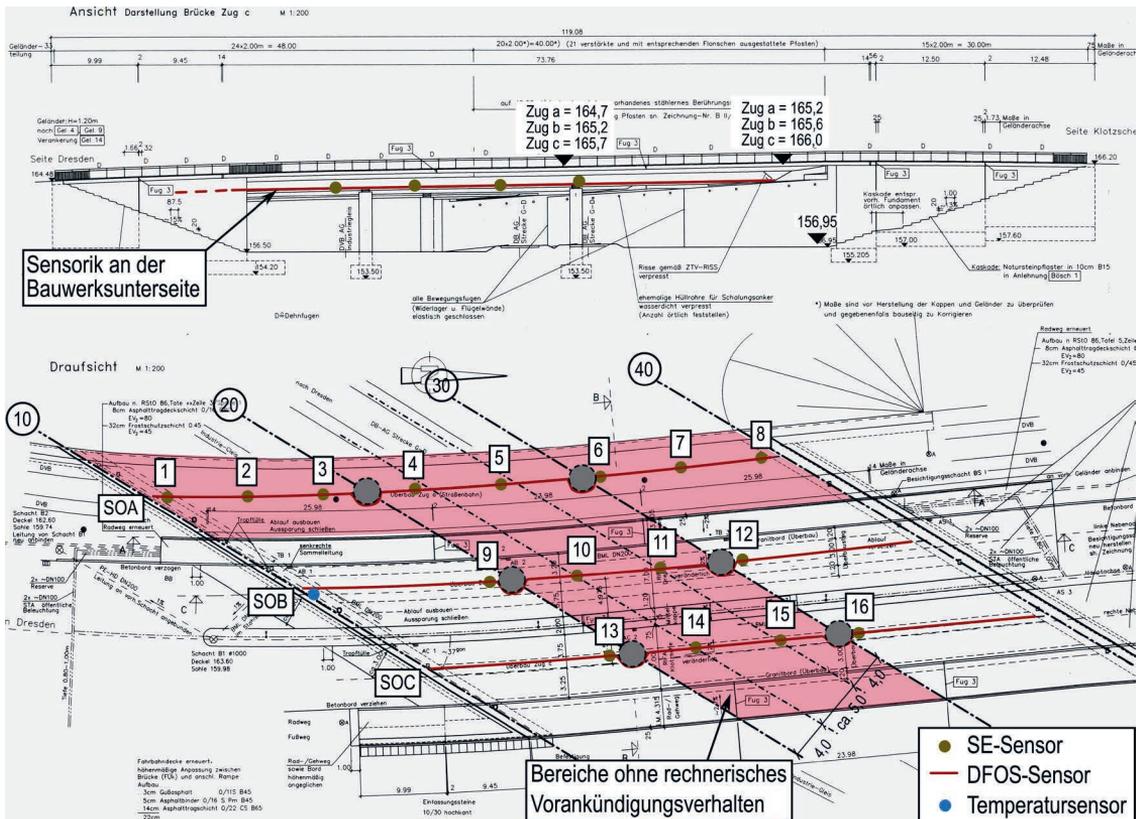


Bild 2: Anordnung der Sensorik in der Seitenansicht und im Grundriss des Bauwerks



Bild 3: Schallemissionssensor VS30-SIC-0dB an der Bauwerksunterseite



Bild 4: DFOS-Sensor (EpsilonSensor) im Anlieferungszustand auf der Baustelle

3.3 Messung mit verteilten faseroptischen Sensoren (DFOS)

Die verteilte faseroptische Sensortechnologie basiert auf Lichtrückstreuung und ermöglicht eine quasikontinuierliche Aufnahme von Dehnungen über die gesamte Länge der optischen Faser (Sensor) [4]. Das Phänomen der Rayleigh-Streuung tritt in jedem Abschnitt der Faser auf und wird durch Schwankungen im lokalen Brechungsindex verursacht. Dies führt zur Rückstreuung. Das bedeutet, dass die Lichtwelle, die von den Imperfektionen der Glasstruktur reflektiert wird, sich entgegengesetzt zu der ursprünglichen Richtung des Lichts bewegt. Die Analyse des Rückstreuungsphänomens erfolgt heute mit modernen optischen Messgeräten (Interrogatoren). Die faseroptischen Messungen werden bspw. an der Brücke Königsbrücker Straße mit einer räumlichen Auflösung von 2,6 mm und Genauigkeiten von $\pm 20 \mu\epsilon$ durchgeführt. Die gemessenen Dehnungswerte ermöglichen eine unmittelbare Berechnung der Rissbreiten und ihrer zeitlichen Veränderungen [14]. Diese Informationen bilden die Grundlage für die Bewertung der Schädigung.

An der Brücke Königsbrücker Straße wurden die DFOS-Sensoren zentrisch an der Unterseite jedes Überbaus entlang des gesamten Bauwerks installiert, s. Bild 2. Es wurden ca. 270 m *Epsilon*-

Sensor [15] mit einem Durchmesser von 3 mm verbaut. Die Position der Sensoren wurde derart gewählt, dass Biegerisse identifiziert werden können. Die Sensoren wurden als Ringbund auf die Baustelle geliefert (Bild 4) und bestanden aus der gesamten Sensorlänge und einem sog. „*Pigtail*“, welches als freiliegendes Verbindungsstück zwischen einem Messschrank (Anschlusspunkt) und dem Beginn der Messstrecke verlegt wurde. Die Einbautechnologie muss daher abschnittsweise, von einem zum anderen Widerlager, aufeinander aufbauen. Der Einbau der Sensoren erfolgt durch Verklebung in einer Nut, welche durch Fräsen in den Beton hergestellt wird, s. Bild 5.

Im Zuge der Installation im November 2023 wurden für alle Sensoren Referenz- bzw. Nullmessungen durchgeführt. Weitere Messungen wurden anfänglich zeitdiskret in zweimonatigen Intervallen realisiert. Das Messintervall wurde nach sechs Monaten angepasst und vergrößert. Der Rhythmus für die weiteren Folgemessungen wird in Abhängigkeit der Ergebnisse planmäßig erhöht. Bei besonderen Ereignissen oder Verdachtsmomenten, die sich bspw. aus der Schallemissionsmessung ergeben können, sind darüber hinaus jederzeit anlassbezogene Messeinsätze möglich. Die Durchführung der zeitdiskreten DFOS-Messeinsätze erfolgte mit dem Interrogator, der zu diesem Zweck vorüber-

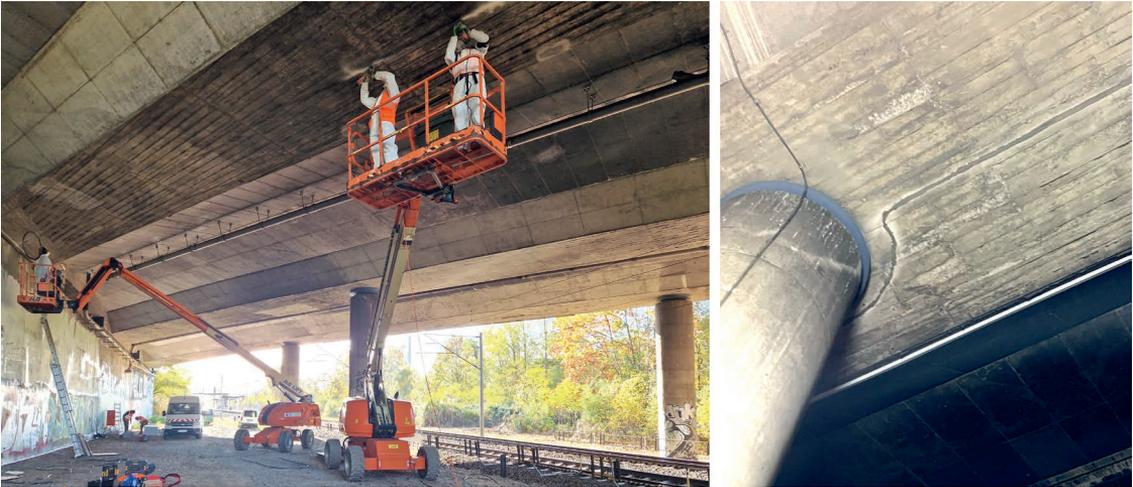


Bild 5: Fräsarbeiten zur Herstellung der Nut für die Applikation der DFOS-Sensoren (links) und eingeklebter DFOS-Sensor (rechts)

gehend auf den Messplatz mitgebracht wurde. Zusätzlich zu den Dehnungsmessungen fanden Temperaturmessungen statt, die als Grundlage für die Temperaturkompensation der DFOS-Messungen dienten.

4 Bewertungskonzept

4.1 Notwendigkeit

Die messtechnische Überwachung des Bauwerks ermöglicht eine zuverlässige Erfassung und kontinuierliche Dokumentation neuer Spanndrahtbrüche sowie von neuen oder sich verändernden, vorhandenen Rissen im Konstruktionsbeton. Die Aktivität der Spannungsrissskorrosion kann somit realistisch bewertet werden. In Abhängigkeit der Messergebnisse können folglich verschiedene Szenarien eintreten. Im günstigsten Szenario treten keine Spanndrahtbrüche und Rissbreitenänderungen auf und entsprechend werden diese im Zuge der Überwachung auch nicht detektiert. Dies war nach bisherigen Erfahrungen und eingetretenen Schadensfällen das wahrscheinlichste Szenario. Jedoch lassen die aktuellen Ereignisse, die in Reaktion auf den Teileinsturz der Carolabrücke ausgelöst wurden, aus heutiger Sicht an dieser Einschätzung Zweifel zu. Letztlich ist das Szenario vorzudenken, bei dem Schädigungen am Bauwerk auftreten und diese auch messtechnisch erfasst werden. Für aktive Spannungsrisss-

korrosion ergibt sich dann unmittelbar die Frage nach der ertragbaren Anzahl, Häufigkeit und örtlichen Verteilung der registrierten Drahtbrüche und der aufgefundenen neuen Risse bzw. Rissbreitenänderungen.

Für die Brücke Königsbrücker Straße wurde solch ein Bewertungskonzept mit Eskalationsplan erarbeitet, in welchem quantitative Bewertungskriterien und Grenzwerte ein wesentlicher Bestandteil sind und klare Entscheidungsstrukturen bieten.

4.2 Kriterium A: Auftreten lokal konzentrierter Drahtbrüche

Die statische Auslastung der Überbauten kann auf Grundlage der rechnerischen Untersuchung zum Ankündigungsverhalten entsprechend Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion [1] bewertet werden. Die Differenz zwischen der erforderlichen Spannstahlfläche zur Einhaltung der Resttragfähigkeit und der vorhandenen Spannstahlfläche kann ingenieurmäßig beurteilt und hieraus ein Grenzwert für eine maximal zulässige lokale Konzentration von Drahtbrüchen definiert werden. In Bild 6 ist dieses Vorgehen prinzipiell dargestellt. Der maßgebende Punkt wird durch die geringste Differenz n_r zwischen der planmäßig vorhandenen Spanndrahtanzahl und der rechnerisch erforderlichen Spanndrahtanzahl bestimmt, die bezogen auf

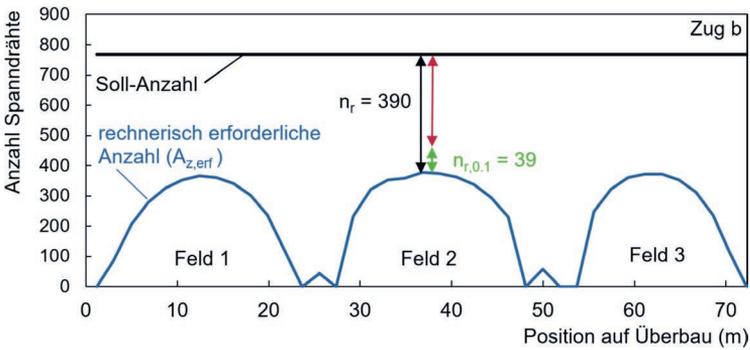


Bild 6: Vorgehen zur Ermittlung der verbleibenden Reserve $n_{r,0,1}$ aus der vorhandenen Spanndrahtanzahl und der rechnerisch erforderlichen Spanndrahtanzahl

das Sicherheitsniveau der seltenen Einwirkungskombination innerhalb der Nachrechnung nach Handlungsanweisung berechnet wird. Der unbekannt Ausgangszustand zum Messbeginn muss hierbei angemessen Berücksichtigung finden, indem bspw. ein großzügiger Abzug von 90 % auf diese Reserve n_r erfolgt. Die verbleibende Drahtanzahl $n_{r,0,1}$ kann dann als Grenzwert betrachtet werden. Durch weitere Abstufung können Informations- und Warnwerte zur Gestaltung einer Handlungskette definiert werden. Im Fall der Brücke Königsbrücker Straße wurde der Grenzwert für den Zug a mit $n_{r,0,1} = 11$ und für die Züge b und c mit 39 Spanndrahtbrüchen ermittelt. Die unterschiedlichen Werte ergeben sich u. a. aus den verschiedenen Verkehrslasten auf den Überbauten.

4.3 Kriterium B: Auftreten verteilter Drahtbrüche (Hitrate)

Die Auftretenswahrscheinlichkeit für Drahtbrüche ist grundsätzlich in allen Bereichen des Spanngliedes als gleich verteilt anzunehmen [1]. Lokale Konzentrationen der gemessenen Ereignisse treten im Verlauf der Messung nicht zwangsläufig ein. Aus der zeitlichen Abfolge der Drahtbrüche, der sogenannten Hitrate, kann gleichermaßen die Intensität des aktuellen Schadensfortschritts abgelesen werden. Un-

ter Berücksichtigung des Alters des Bauwerks entsteht rückblickend eine Einschätzung darüber, wie kritisch die aktuelle Situation ist.

Ein statistisch hinreichend genaues Modell zur Charakterisierung des Prozesses der Spannungsrissskorrosion kann aufgrund der Vielzahl von Einflussfaktoren nicht aufgestellt werden [16]. Es wird jedoch

davon ausgegangen, dass Spannungsrissskorrosion mit zunehmendem Alter des Bauwerks bzw. fortschreitender Schädigung progressiv abläuft. Für lokal konzentrierte Ausfälle wurde diese überproportionale Zunahme der Drahtbruchereignisse bereits beobachtet [17]. Sie wird u. a. auf eine Ermüdungsschädigung zurückgeführt. Dies bedeutet, dass die zum Zeitpunkt der Messung bzw. kurz vor einem kritischen Tragzustand festzustellende Hitrate mit hoher Wahrscheinlichkeit den Maximalwert in der Lebensdauer des Bauwerks darstellt. Auf der sicheren Seite liegend kann dieser gemessene Wert einem linearen Ansatz zugrunde gelegt und proportional in die Vergangenheit rückgerechnet werden, s. Bild 7. Die bisher aufgetretene Gesamtanzahl an Drahtbrüchen wird dadurch überschätzt.

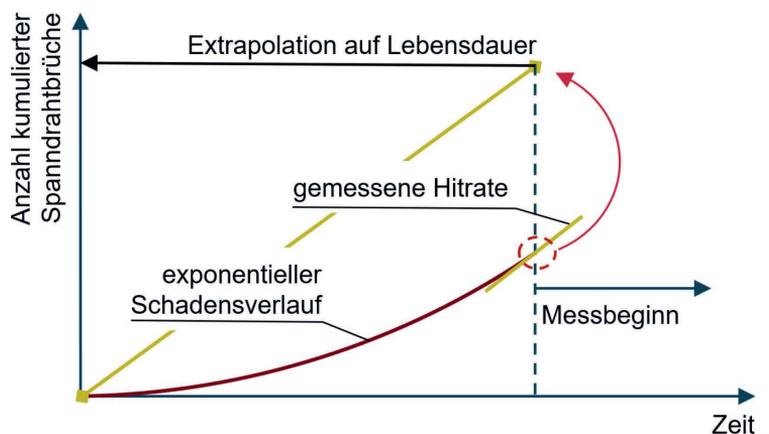


Bild 7: Darstellung des Zusammenhangs zwischen einem exponentiellen Schadensverlauf und der zulässigen Hitrate zum Zeitpunkt des Messbeginns bei linearer Extrapolation auf die Lebensdauer

Zur Ermittlung der kritischen Hitrate wird die Gesamtanzahl zulässiger Ereignisse bestimmt. Hierzu wird das Bauwerk entsprechend der doppelten Verankerungslänge eines Spanndrahts l_{pt} segmentiert, s. Bild 8. Dabei wird davon ausgegangen, dass ein Draht sich nach dem Bruch wieder beidseitig der freien Enden über Verbund im Verpressmörtel verankert und die Tragfähigkeit nur in einem örtlich begrenzten Bereich reduziert ist.

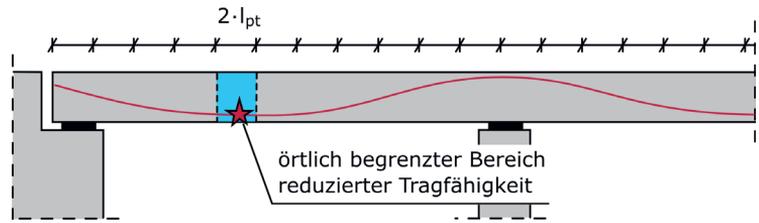


Bild 8: Konzept zur örtlich begrenzten Auswirkung eines Drahtbruchs bei Berücksichtigung der Wiederverankerung

Aufbauend auf dem Grenzwert $n_{r,0,1}$ für lokal konzentriert auftretende Drahtbrüche und der Segmentierung des Bauteils anhand der Verankerungslänge kann die Gesamtanzahl zulässiger Drahtbrüche ermittelt werden. Diese Gesamtanzahl wird durch das beschriebene Vorgehen direkt begrenzt. Für die Brücke Königsbrücker Straße ergibt sich die Hitrate r daraufhin mit dem bisherigen Bauwerksalter von 45 Jahren für den Zug a mit elf Drahtbrüchen pro Jahr und für die Züge b und c mit 13. Innerhalb einer initialen Überwachungsperiode darf dieser Wert nicht überschritten werden.

4.4 Kriterium C: Risse mit kritischer Rissbreite oder Rissbreitenänderung

Es wird angenommen, dass die Rissbreitenentwicklung mit zunehmendem Alter des Bauwerks oder mit fortschreitender Schadensentwicklung progressiv ist. Bei lokal beobachteten Rissen mit überproportionaler Zunahme der Rissbreiten oder einer unproportionalen Änderung im Vergleich zu den anderen Überbauzügen kann dies u. a. als hinreichende Indikation für weitere Maßnahmen gelten. Das vorhandene Rissbild am betrachteten Bauwerk ist bereits ausgeprägt. In den Prüfberichten sind großflächig Längs- und Netzzrisse dokumentiert, s. Bild 9. Wegen der flächigen Verteilung wurde bisher jedoch ein möglicher Zusammenhang mit Spannungsrisskorrosion ausgeschlossen. Möglicherweise ist dieses Rissbild auf materialspezifische Phänomene zurückzuführen. Die vorhandenen Rissbreiten der kartierten Risse liegen größten-

teils im Bereich 0,05 mm bis 0,1 mm, so dass eine initiale Rissbreite von 0,1 mm als Ausgangsrissbreite zum Zeitpunkt der Nullmessung angenommen wird.

Die Bewertung der Rissbreitenänderungen erfolgt in zweierlei Hinsicht. Einerseits müssen normative Anforderungen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit erfüllt werden. Nach DIN EN 1992-2/NA Tabelle 7.101DE [18] darf eine Rissbreite von $w_{max} = 0,2$ mm nicht überschritten werden. Hierbei wird die rechnerische Rissbreite im Wirkungsbereich der Bewehrung begrenzt, wobei die sichtbare Rissbreite an der Betonoberfläche i. d. R. größer ist. Andererseits werden die Rissbreitenänderungen erfahrungsbasiert aus den ersten Folgemessungen der DFOS-Kampagne definiert. Die DFOS-Messungen werden im Zuge der Datenaufbereitung hinsichtlich des Temperatureinflusses kompensiert. Diese Kompensation beinhaltet im Einzelnen die Temperatureinflüsse auf die Sensoren selbst sowie die statisch be-



Bild 9: Typischer Längsriß an der Bauwerksunterseite, ausgeprägte Verteilung insbesondere an Zug a

stimmten Anteile der Temperaturdehnung des Betons. Es verbleiben also Anteile der Betontemperaturdehnungen aus der statisch unbestimmten Lagerung in den dokumentierten Messdaten enthalten. Die beobachteten Rissbreitenänderungen können entweder auf diese Temperaturdehnungsanteile oder auf Schädigungen zurückgeführt werden, wobei sich der Temperaturanteil aufgrund der jahreszeitlich wiederkehrenden Schwankungen zyklisch ändert und in den Messdaten als sich regelmäßig wiederholende Hintergrundvariation angesehen werden kann.

Zur Ermittlung eines Grenzwertes im Sinne einer signifikanten Abweichung gegenüber dem Verhalten wird der Interquartilabstand (IQR) herangezogen. Hierbei wurde der Faktor mit dem 1,5-Fachen des IQR gewählt. Darüber- bzw. darunterliegende Werte werden als außergewöhnliche Ereignisse und Grenzwertüberschreitung definiert. Zum Zeitpunkt der zweiten Folgemessung lagen die saisonalen Effekte im Mittel bei Rissbreitenveränderungen von ca. 30 μm je Riss, während sie bei der ersten Folgemessung etwa $-20 \mu\text{m}$ betragen. Hieraus wurde die signifikante Rissbreitenveränderung gegenüber der Nullmessung zu 85 μm ermittelt. Wird dieser Wert lokal überschritten, während die Veränderungen der restlichen Risse im Bauwerk weiterhin in der Größenordnung der beobachteten saisonalen Veränderungen liegen, ist ein signifikanter Ausreißer detektiert. Die Gültigkeit des Grenzwertes wird mit fortlaufendem Betrieb der Messanlage geprüft und ggf. angepasst.

Die Rissüberwachung findet in Bereichen mit und ohne rechnerischer Vorankündigung statt. Je nach Auftrittsort einer Grenzwertüberschreitung ergibt sich indirekt ein Rückschluss auf den inneren Bauwerkszustand bzw. die wahrscheinlich vorhandene Restspannstahlfläche. Tritt die Veränderung in Bauwerksabschnitten mit ausreichendem Ankündigungsverhalten (Randfelder der Züge b und c) auf, muss angenommen werden, dass die Restspannstahlfläche bei Rissbildung erreicht, die ausreichende Tragsicherheit in der seltenen Kombination rechnerisch jedoch weiterhin gegeben ist. Infolgedessen ist kurzfristig eine handnahe Sichtprüfung zu veranlassen.

In Bauwerksabschnitten ohne ausreichendes Ankündigungsverhalten (Zug a, Mittelfelder der Züge b und c) muss bei Veränderung des Rissbildes hingegen angenommen werden, dass die Anzahl ertragbarer Drahtbrüche n_r bereits überschritten wurde. In diesem Fall ist die Tragfähigkeit also gefährdet und es sind kurzfristige Maßnahmen erforderlich. Dies können verkehrliche Einschränkungen (z. B. Begegnungsverbot DVB-Tram, Tonnagebeschränkung Straße) und/oder eine Entlastung durch bauliche Maßnahmen (z. B. Notabstützung) sein. Die jüngsten Erfahrungen mit Spannbetonbrücken, die ebenfalls spannungsrissskorrosionsgefährdeten Hennigsdorfer Spannstahl enthalten (Carolabrücke, Elbbrücke Bad Schandau, Brücke über Gleise der DB AG in Großenhain u. a.), zeigen jedoch auch, dass eine kurzfristige Vollsperrung und sogar ein Notabbruch stets als reales Ergebnis einer eingehenden Bewertung mitzudenken sind.

5 Erfahrungen des bisherigen Überwachungszeitraumes

5.1 Schallemissionsmonitoring

Die Installation der Messanlage im November 2023 umfasste eine Abnahmeprüfung zur Inbetriebnahme des Systems. Hierfür wurde u. a. eine umfangreiche Messkampagne mit dem Rückprallhammer am Bauwerk aufgezeichnet. Die Funktionsweise des Monitorings wurde überprüft und die zu erwartende Lokalisierungsgenauigkeit ermittelt. In Bild 10 ist das Ergebnis für eine Testposition beispielhaft dargestellt. Die absolute Differenz zwischen dem Sollwert und den gemessenen Lokalisierungen beträgt zwischen 0,2 und 0,7 m und liegt damit im Erwartungsbereich. Auch an anderen Positionen lagen die Abweichungen in dieser Größenordnung. Die grundlegende Funktionsfähigkeit konnte damit initial bestätigt werden.

Der Betrieb des Messsystems wurde daraufhin aufgenommen und lückenlos ausgeführt. In Bild 11 sind die Messdaten von November 2023 bis Dezember 2024 je Überbauzug dargestellt. Neben üblichen Beobachtungen, wie einem saisonalen Schwanken des mittleren Ne-

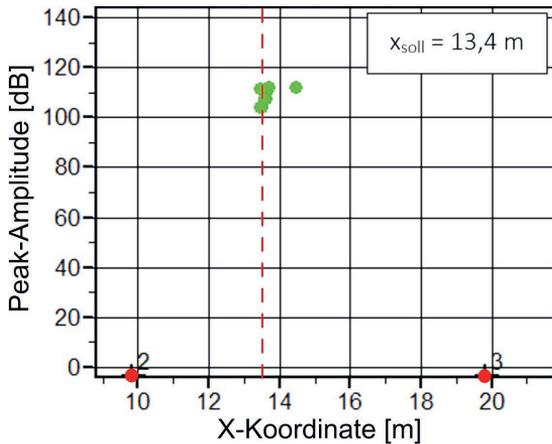


Bild 10: Peak-Amplitude und x-Koordinate lokalisierter Rückprallhammererevents für eine Testposition zwischen den Sensoren 2 und 3 am Zug a im Rahmen von Funktionstests nach der Installation des SE-Monitorings

bengeräuschlevels, welches sich u. a. mit der temperaturbedingten Veränderung der Materialeigenschaften und somit auch des Signalübertragungsverhaltens erklären lässt, sind nur wenige auffällige Ereignisse detektiert worden. Nach eingehender Prüfung konnten keine Lokalisierungen mit relevanten Features festgestellt werden. Im Überwachungszeitraum liegen keine Hinweise auf neu aufgetretene Drahtbrüche vor.

5.2 Rissüberwachung

Die DFOS-Messungen fanden im Rahmen der Installation im November 2023 (Referenzmessung) und danach im Januar, März, Mai, August und November 2024 statt. Die Messsignale wurden

hinsichtlich des Temperatureinflusses kompensiert und eine Rissbreitenberechnung durchgeführt. Die Rissbreitenänderungen wurden über die Länge des Sensors aufbereitet. Bereits mit der ersten Folgemessung wurde deutlich, dass die Rissbreitenänderungen gleichmäßig verteilt über die gesamte Messstrecke der Sensoren unabhängig von der maßgebenden Dehnungsbeanspruchung am Sensor auftraten (Zug- oder Druckbereich). Die quantitative Größenordnung war über die Länge des Sensors ähnlich. Auch mit den folgenden Messungen wurde kein hier von abweichendes Verhalten festgestellt. In Bild 12 sind die Dehnungen und signifikante Rissbreitenänderung einer Folgemessung für das Feld zwischen den Achsen 10 und 20 des Zugs a dargestellt. Zusammen mit Bild 13, in welchem die Rissbreitenänderungen mehrerer Folgemessungen abgebildet sind, wird diese Beobachtung veranschaulicht. Die Messergebnisse unterstreichen daher die Vermutung, dass mit hoher Wahrscheinlichkeit ein baustofflicher Ursprung (bspw. Treibreaktion) für die Rissbildung verantwortlich ist.

Ausreißer oder Anomalien wurden in den Messdaten nicht festgestellt. Der Höchstwert der Rissbreitenänderung betrug $70 \mu\text{m}$ und lag damit unterhalb des festgelegten Grenzwertes von $85 \mu\text{m}$. Auffällig ist lediglich die größte Konzentration von Rissen in den Feldern zwischen den Achsen 10–20 und 20–30 am Zug a. Dies wird auf die Verkehrsbelastung durch die Straßenbahn zurückgeführt.

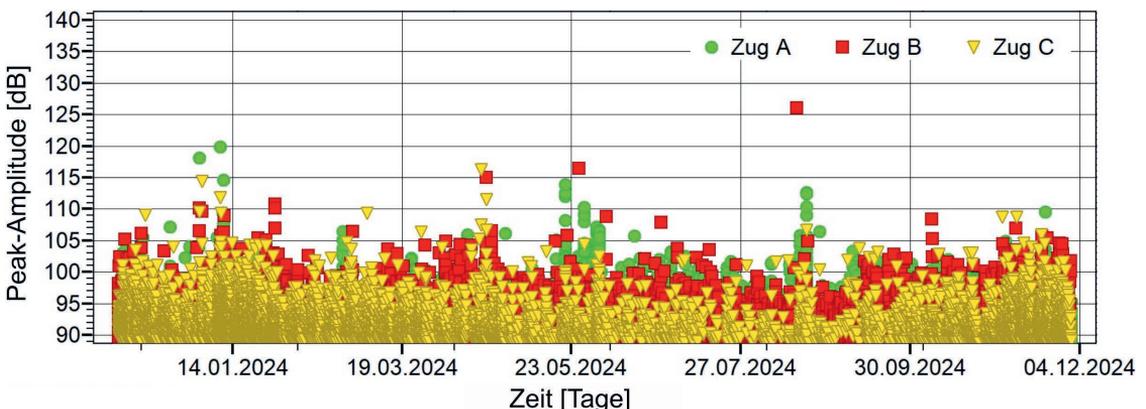


Bild 11: Peak-Amplitude der erfassten Hits je Überbauzug im Zeitraum vom 01.12.2023 bis 31.11.2024

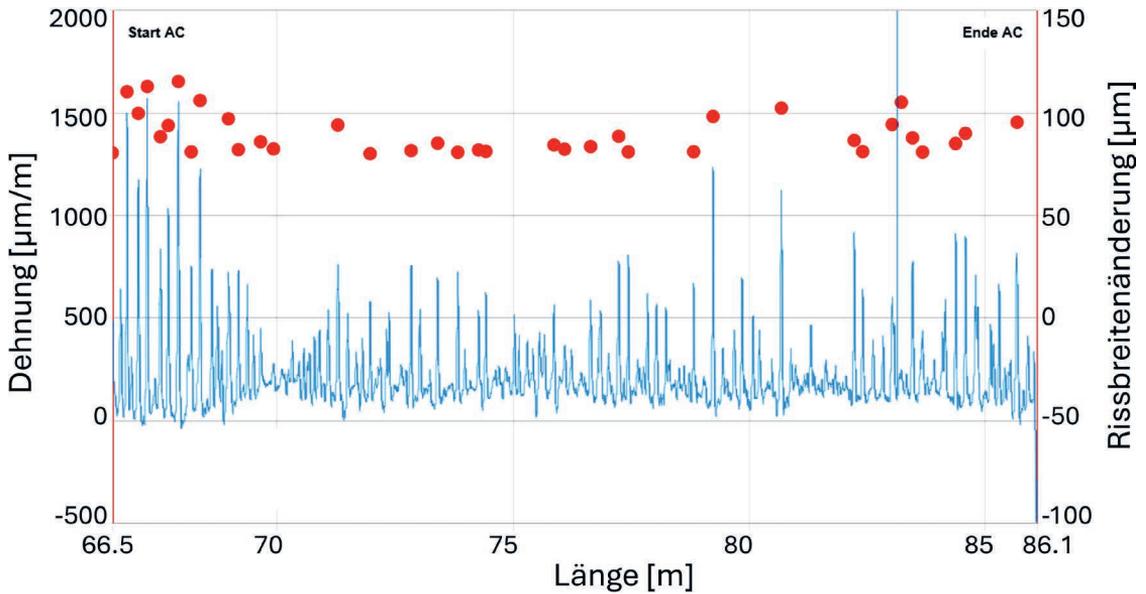


Bild 12: Dehnungen (blaue Linie, linke y-Achse) und Rissbreitenänderungen (rote Punkte, rechte y-Achse) im Feld zwischen den Achsen 30 und 40 des Zugs a

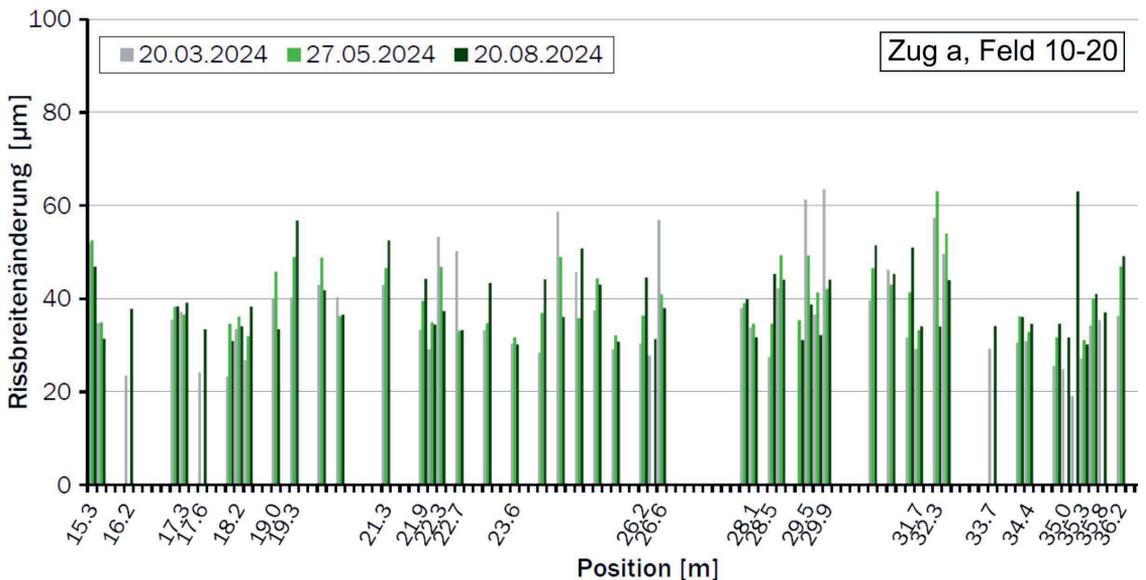


Bild 13: Vergleich der Rissbreitenänderung im Feld zwischen den Achsen 10 und 20 des Zugs a

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Brücke im Zuge der Königsbrücker Straße überführt eine wichtige Verkehrsader Dresdens und ihr sicherer Betrieb ist für die über- und unterführten Verkehre von großer Bedeutung. Aufgrund der Gefährdung des Spannstahls durch Spannungsrissskorrosion und des fehlen-

den rechnerischen Ankündigungsverhaltens wurde eine messtechnische Überwachung angeordnet. Im November 2023 wurden Schallemissionssensoren und verteilte faseroptische Sensoren am Bauwerk installiert. Die Kombination dieser beiden Verfahren ist einzigartig und bietet großes Potential für die Bewertung betroffener Bauwerke. Spanndrahtbrüche kön-

nen direkt erfasst und lokalisiert und Rissbreitenveränderungen als Folgeerscheinung eines Vorspannkraftverlustes beurteilt werden. Im bisherigen Überwachungszeitraum von über einem Jahr wurden jedoch keine Indizien für eine Spannungsrissskorrosion festgestellt. Die zu Beginn der Überwachung im Rahmen eines Bewertungskonzeptes definierten quantitativen Grenzwerte wurden bisher nicht erreicht. Der Einbau und dauerhafte Betrieb der Schallemissionsmessanlage und die regelmäßige faseroptische Messung verbessern im Vergleich zur bisherigen Lebensdauer in erheblichem Maße die Informationslage zum tatsächlichen Zustand der Brücke. Der Betreiber erlangt durch dieses Vorgehen Sicherheit für den Betrieb und verträgliche Zeithorizonte für Planungsprozesse.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion). 2011.
- [2] Scheerer, S.; Schacht, G.; Fiedler, M.; Ritter, R.; Marx, S.; Ebell, G.; Marzahn, G.: Die wechselvolle Geschichte der Carolabrücke in Dresden. In: Marx, S. (Hrsg.): Tagungsband zum 34. Dresdner Brückenbausymposium am 19./20.03.2025 in Dresden, Dresden, 2025, S. 15–33.
- [3] Grosse, C. U.; Ohtsu, M.; Aggelis, D. G.; Shiotani, T. (Hrsg.): Acoustic emission testing: Basics for research – applications in engineering. 2. Aufl., Springer, 2022.
- [4] Herbers, M.; Richter, B.; Gebauer, D.; Classen, M.; Marx, S.: Crack monitoring on concrete structures: Comparison of various distributed fiber optic sensors with digital image correlation method. *Structural Concrete* 24 (2023) 5, S. 6123–6140 – <https://doi.org/10.1002/suco.202300062>.
- [5] Dunegan, H.; Harris, D.: Acoustic emission – a new nondestructive testing tool. *Ultrasonics* 7 (1969) 3, S. 160–166 – [https://doi.org/10.1016/0041-624X\(69\)90660-X](https://doi.org/10.1016/0041-624X(69)90660-X).
- [6] Paulson, P. O.: Continuous acoustic monitoring of suspension bridges and cable stays. In: Ronald, D.; Medlock, D. C. L. (Hrsg.): *Structural Materials Technology III: An NDT Conference*, Bd. 3400, San Antonio (USA): SPIE, 1998, S. 205–213.
- [7] Fricker, S.: Schallemissionsanalyse zur Erfassung von Spanndrahtbrüchen bei Stahlbetonbrücken. Diss., ETH Zürich, 2009.
- [8] Schacht, G.; Käding, M.; Bolle, G.; Marx, S.: Konzepte für die Bewertung von Brücken mit Spannungsrissskorrosionsgefahr. *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019) 2, S. 85–94 – <https://doi.org/10.1002/best.201800087>.
- [9] DIN EN 14584:2013-08: Zerstörungsfreie Prüfung – Schallemissionsprüfung – Prüfung von metallischen Druckgeräten während der Abnahmeprüfung – Planare Ortung von Schallemissionsquellen.
- [10] Fiedler, M.; Pirskawetz, S.; Kaplan, F.; Holst, R.; Saloga, K.; Schmidt, S.; Sodeikat, C.: Detektion von Spanndrahtbrüchen mit Schallemissionsanalyse – Die neue Richtlinie SE 05 der DGZfP. *Beton- und Stahlbetonbau* 120 (2025) 2, S. 150–164 – <https://doi.org/10.1002/best.202400098>.
- [11] Käding, M.; Marx, S.; Schacht, G.: Schallemissionsmonitoring zur Spanndrahtbruchdetektion. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): *2023 BetonKalender*, Berlin: Ernst & Sohn, 2023, S. 745–777 – <https://doi.org/10.1002/9783433611180.ch15>, 2022.
- [12] Käding, M.; Schacht, G.; Marx, S.: Acoustic Emission analysis of a comprehensive database of wire breaks in prestressed concrete girders. *Engineering Structures* 270 (2022), 114846 – <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114846>.
- [13] Vallen Systeme GmbH, VS30-V Datenblatt, 2024. URL: https://www.vallen.de/wp-content/uploads/2019/03/VS30-V_1512.pdf
- [14] Richter, B.; Herbers, M.; Marx, S.: Crack monitoring on concrete structures with distributed fiber optic sensors—Toward automated data evaluation and assessment. *Structural Concrete* 25 (2024) 2, S. 1465–1480 – <https://doi.org/10.1002/suco.202300100>.
- [15] Nerve-Sensors, EpsilonSensor Datenblatt, 2024. URL: https://nerve-sensors.com/wp-content/uploads/2024/10/EpsilonSensor_EN.pdf
- [16] Ramamurthy, S.; Atrens, A.: Stress corrosion cracking of high-strength steels. *Corrosion Reviews* 31 (2013) 1, S. 1–31 – <https://doi.org/10.1515/corrrev-2012-0018>.
- [17] Bösche, T.; Kaplan, F.; Pirskawetz, S.; Saloga, K.; Steinbock, O.: B1 – Brücke Altstädter Bahnhof in Brandenburg an der Havel – Bauwerksuntersuchungen vor dem Rückbau. Forschungsbericht, Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg, 2021.
- [18] DIN EN 1992-2/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Brückenbau.

Bildquellen

Bilder 1–4, 5 links, 7, 9–11: Max Fiedler, MKP

Bilder 5 rechts, 12, 13: FOLAB

Bild 6, 8: Peter Niebuhr, MKP

Kabellose Sensoren zur proaktiven Strukturüberwachung

- M. Sc. Christian Steffes
- infrasolute GmbH, Boppard

KURZFASSUNG

Passive Sensortechnologien stellen eine Lösung zur Überwachung von Betonbauwerken dar. Die Technologie nutzt fortschrittliche Methoden, um kritische Parameter wie Feuchtigkeit, Korrosion und Temperatur im Beton zu messen. Durch den Einsatz von RFID-Technologie arbeiten die Sensoren kabellos und wartungsfrei. Mit einer Lebensdauer von über 80 Jahren ermöglichen passive Sensoren eine umfassende und effiziente Bauwerksüberwachung. Im Beitrag erfahren Sie mehr über die Einbauverfahren, die Vorteile der cloudbasierten Datenplattform und wie diese Technologie zur Sicherheit, Langlebigkeit und dem Erhalt der Infrastruktur beiträgt.

1 Einführung

1.1 Die Bedeutung präventiver Überwachung von Betonbauwerken

In der modernen Bauwerksüberwachung spielt die Früherkennung von Schäden eine zentrale Rolle. Betonbauwerke wie Brücken sind täglich extremen Belastungen und Umwelteinflüssen ausgesetzt. Die steigenden Anforderungen an die Sicherheit und Langlebigkeit solcher Bauwerke machen eine kontinuierliche Überwachung unverzichtbar [1]. Eine präventive Überwachung hilft, potenzielle Schäden frühzeitig zu identifizieren und entsprechende Maßnahmen einzuleiten, bevor es zu kostenintensiven Reparaturen oder gar kritischem Versagen kommt [2].

In diesem Kontext bietet die passive Sensortechnologie CorroDec2G von Infrasolute innovative Lösungen. Diese Technologie ermöglicht die Langzeitüberwachung der baulichen Integrität, indem sie wichtige Parameter wie Feuchtigkeit, Korrosionsfortschritt und Temperatur im Inneren des Betons erfasst. Seit 2018 werden diese Sensoren in verschiedenen Stahlbetonbauwerken eingesetzt und haben sich als zuverlässiges Frühwarnsystem etabliert. Die robuste Bauwei-

se der Sensoren sowie ihre einfache Integration in bestehende Bauwerksstrukturen tragen dazu bei, ihre Nutzung sowohl in Neubauten als auch bei der Nachrüstung zu erleichtern.

Die Vorteile der Technologie liegen insbesondere in ihrer Passivität, d. h., sie benötigt keine externe Energieversorgung, was die Wartungskosten reduziert. Darüber hinaus liefern die Sensoren präzise Langzeitdaten, die durch moderne Datenanalysesysteme verarbeitet werden können, um Trends und potenzielle Schadensmuster frühzeitig zu erkennen.

In dem vorliegenden Artikel wird anhand von zwei Praxisbeispielen (Bild 1) erläutert, wie die Sensortechnologie von Infrasolute funktioniert, wie der Einbau abläuft und welche Daten erfasst werden. Die Anwendungsfälle zeigen, wie durch den Einsatz der CorroDec2G-Technologie die Lebensdauer von Bauwerken verlängert und die Betriebssicherheit verbessert werden können.

1.2 Feuchtigkeit als Risiko

Bei dauerhaftigkeitsrelevanten Brückenschäden stellt die Durchfeuchtung die häufigste Ursache dar, die bei älteren Brücken zu korrosionsbedingten Schäden an Spannstählen füh-



Bild 1: Ein ausgewähltes Beispiel aus der Praxis: Hochstraße Oberwerth, B327, in Koblenz

ren kann [3]. Daher sind sowohl die Bestimmung der Feuchtigkeitsmenge als auch des Feuchtigkeitszustands von großer Bedeutung, um einerseits die langfristige Funktionsfähigkeit von Bauwerken zu kontrollieren und andererseits die Richtung des Feuchtigkeitsflusses zu quantifizieren. Dies ermöglicht es, rechtzeitige und wirksame Entscheidungen über erforderliche Instandhaltungsmaßnahmen zu treffen.

Die Feuchtigkeit kann direkt oder indirekt gemessen werden. Direkte Feuchtemessverfahren beruhen meist auf der Abtrennung der Wassermenge aus dem Material und deren direkter Ermittlung [4]. Dieses Konzept ermöglicht eine sehr genaue Bestimmung, allerdings handelt es sich dabei um zerstörende Methoden, weswegen sie bei Brücken nur begrenzt einsetzbar sind [5]. Andererseits kann der Feuchtigkeitsgehalt durch Messung einiger Stoffeigenschaften des Wassers, die in einem entsprechenden funktionsbezogenen Zusammenhang stehen, indirekt ermittelt werden. Durch die Messung der Leitfähigkeit des Wassers kann beispielsweise anhand bestimmter Kalibrierkurven auf den tatsächlichen Feuchtigkeitsgehalt geschlossen werden [5]. Die indirekten Methoden sind für

kontinuierliche Messungen geeignet, allerdings können die Messungen durch verschiedene Parameter wie z. B. Temperatur, Dichte, Zusammensetzung des Materials und Leitfähigkeit beeinflusst werden [4].

2 Funktionsweise und Messprinzip

Die Sensoren CorroDec2G basieren auf der indirekten Messmethode. Sie zeichnen sich durch ihre passive Betriebsweise aus. Im Gegensatz zu aktiven Sensoren benötigen sie keine Kabel oder Batterien, um Messwerte zu erfassen. Entwickelt in Zusammenarbeit mit dem Fraunhofer-Institut für Mikroelektronische Schaltungen und Systeme (IMS) in Duisburg, sind die Sensoren so konzipiert, dass sie über die gesamte Lebensdauer eines Bauwerks von mindestens 80 Jahren vollständig und wartungsfrei im Beton eingeschlossen bleiben und Daten aus dem Inneren des Bauwerks übertragen können [6].

Die notwendige Energie für den passiven Betrieb wird von außen mittels RFID-Technologie (*radio-frequency identification*) induziert. RFID ist eine Technologie, die auch beim kontaktlosen Bezahlen mit Kreditkarten im Alltag zum Einsatz



Bild 2: Befestigung der Feuchtesensoren bei einem Neubauprojekt mittels Rödeldrähten direkt an der Bewehrung

kommt und eine kontaktlose und kabellose Datenübertragung ermöglicht. Bei einer Reichweite von bis zu 30 cm im Beton können die Sensoren zuverlässig ausgelesen werden [6]. Durch eine spezielle Antennenkonstruktion lässt sich die Reichweite auf bis zu 100 m erweitern. Hierbei wird die Messeinheit im Beton installiert, bspw. in der Mitte der Fahrbahn, während die Ausleseeinheit an einer strategisch günstigen Stelle außerhalb des Verkehrsflusses platziert wird, um die Daten abzurufen, ohne den Verkehr zu beeinträchtigen.

Die besondere Konstruktion des Systems stellt sicher, dass keine Systemkomponente das Medium Beton verlässt, was potenzielle Schwachstellen für das Bauwerk vermeidet. Dieses Konzept schützt nicht nur die Integrität des Bauwerks, sondern verlängert auch die Lebensdauer der Sensoren erheblich, da sie vor Umwelteinflüssen wie Feuchtigkeit, Temperaturschwankungen und mechanischen Belastungen geschützt sind [5]. Solche innovativen RFID-Systeme sind ein wichtiger Schritt in Richtung einer nachhaltigen Bauwerksüberwachung, da sie langfristig kosteneffizient sind und den Betrieb nicht beeinträchtigen.

3 Einbaumethoden

3.1 Neubau und Instandsetzung

Im Neubau werden die Sensoren, wie in Bild 2 dargestellt, direkt mittels Rödeldrähten an der Bewehrung befestigt, um eine stabile Verankerung zu gewährleisten und ihre Position während des Betonierens zu sichern, z. B. durch Verhinderung des Aufschwimmens. Bei der Instandsetzung, wenn bspw. ein Hochdruckwasserstrahlabtrag durchgeführt wurde, können die Sensoren ebenfalls an der freigelegten Bewehrung angebracht werden.

Solche präzisen Einbauverfahren sind besonders wichtig, um korrekte Messwerte bereitzustellen, die für die Zustandsbewertung und Instandhaltungsplanung von entscheidender Bedeutung sind [5].

3.2 Nachträglicher Einbau

Nachträglich ist der Einbau der Sensoren per Kernlochbohrung möglich. Mit einem Kernlochdurchmesser von 100 mm, wie in Bild 3 dargestellt, können die Sensoren in den Beton ein-



Bild 3: Kernlochbohrung mit einem Durchmesser von 100 mm und Einbau des Sensors mittels Ankoppelmörtel

gefügt werden, ohne die strukturelle Integrität des Bauwerks wesentlich zu beeinträchtigen. Der Sensor wird in eine dünne Schicht eines speziellen, mineralischen und offenporigen Ankoppelmörtels eingebettet. Diese Schicht gewährleistet eine optimale Verbindung zum Altbeton. Nach der Installation beginnt der Ankoppelprozess. Das heißt über die Feuchtemessungen kann das Austrocknen des umgebenden Ankoppelmörtels nachvollzogen werden. Nach dem Erreichen der Ausgleichsfeuchte kann der Sensor präzise Daten über das umgebende Milieu liefern. Eine Feuchtemigration vom Altbeton zum Sensor ist auf Grund des speziellen Ankoppelmörtels gewährleistet. Oberhalb des Sensors wird ein Abschlussmörtel aufgebracht, um keine Schwachstelle im Bauwerk zu erzeugen.

4 Sensoren und Datenübertragung

4.1 Sensorvarianten

Der **Korrosionssensor** von Infrasolute ist an seinem charakteristischen roten Gehäuse und den umlaufenden vier Drahtebenen zu erkennen (Bild 4). Die Messmethodik basiert auf dem Prinzip der Stellvertreterkorrosion, bei der die Eigenschaften der Drähte so gestaltet sind, dass sie den Korrosionseigenschaften des Betonstahls möglichst genau

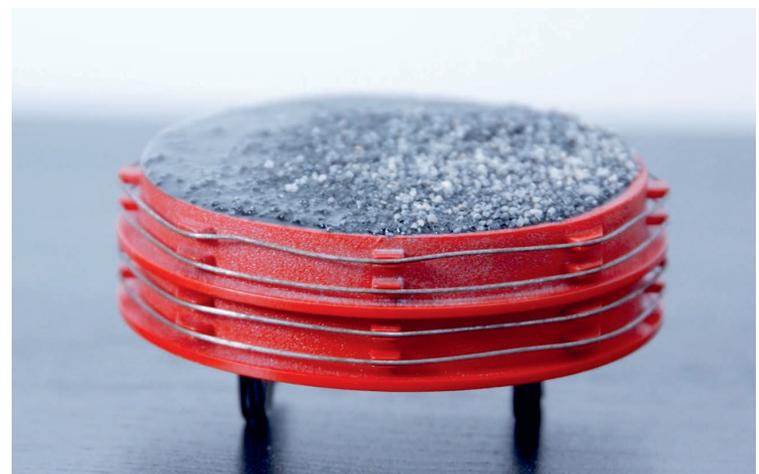


Bild 4: Korrosionssensor mit zwei Messdrahtebenen

entsprechen und im Verlauf der Zeit in Abhängigkeit zum korrosiven Umgebungsmilieu korrodieren [7]. Die um den Sensor angeordneten Drahtebenen liefern Informationen über das Vorhandensein und den Fortschritt der Korrosion, indem sie als Indikatoren für die Passivierungsfront dienen. Durch die Tiefenstaffelung der Drähte wird festgestellt, auf welcher Höhe die Passivierung aufgehoben wurde

und wie schnell sich die Passivierungsfront in Richtung der Bewehrung bewegt. Diese Informationen sind entscheidend, um den Zustand des Bauwerks zu bewerten, weitere Bauwerksuntersuchungen durchzuführen und frühzeitig Maßnahmen gegen fortschreitende Korrosion zu ergreifen [7].

Der Sensor arbeitet mit einem redundanten System, bei dem jeweils zwei umlaufende Drähte eine Messebene bilden. Dies erhöht die Zuverlässigkeit der Messergebnisse und reduziert mögliche Fehlerquellen. Zusätzlich misst der Korrosionssensor die Temperatur im Beton, da Temperaturveränderungen die Korrosionsdynamik stark beeinflussen kann [8]. Die Kombination aus Korrosionsüberwachung und Temperaturmessung macht den Korrosionssensor



Bild 5: Feuchtesensor

zu einem wichtigen Instrument für die Langzeitüberwachung und für präventive Instandhaltungsstrategien von Stahlbetonbauwerken.

Der **Feuchtesensor** (Bild 5) erfasst die Feuchtigkeit und die Temperatur im Beton. Der Feuchtigkeitszustand im Beton ist ein entscheidender Parameter für die Korrosionsbildung, da er die elektrophysikalischen Bedingungen beeinflusst, die für die Aktivierung von Korrosionsprozessen notwendig sind. Durch die Kombination der Feuchtigkeits- und Temperaturdaten können detaillierte Aussagen über die Feuchteentwicklung im Beton getroffen werden. Eine frühzeitige Erkennung von Feuchtigkeitschwankungen ermöglicht es, Schäden zu minimieren und die Lebensdauer der Bauwerke zu verlängern.

Durch den kombinierten Einsatz eines Korrosionssensors und eines Feuchtesensors, die in einem Abstand von ca. 15 cm zueinander platziert werden, können frühzeitig Informationen zu korrosiven Prozessen und Anomalien bereitgestellt werden. Diese räumliche Nähe erlaubt es, Korrelationen zwischen Feuchtigkeitsveränderungen und der Dynamik von Korrosionsprozessen detailliert zu beobachten.

4.2 Datenerfassung und -übertragung

Es gibt zwei Methoden, die Daten der Sensoren aus dem Beton zu ermitteln. Einerseits besteht die Möglichkeit, die Daten dauerhaft zu über-

tragen, sodass diese jederzeit remote abrufbar sind. Hierfür wird ein solarbetriebenes Gateway in der Nähe des Sensors installiert, das sowohl den Sensor mit Energie versorgt als auch die erfassten Daten direkt an die Cloud von Infrarot überträgt. Die Übertragung erfolgt dabei über NB-IoT (*NarrowBand Internet of Things*) [7].

Als Funktechnologie mit geringer Bandbreite ermöglicht NB-IoT eine sehr energieeffiziente Datenübertragung, wo-

durch Sensoren und Gateways mit minimalem Energieverbrauch betrieben werden können [6]. Die Technologie bietet außerdem eine hohe Gebäudedurchdringung, sodass Signale selbst aus dicken Betonstrukturen (Beispiel: Neubau IT-Center in Koblenz, Erdgeschoss, Wandaufbau ca. 80 cm) zuverlässig übertragen werden können. Dank der Unterstützung durch bestehende Mobilfunknetze ist NB-IoT flächendeckend verfügbar, wodurch es sich ideal für den Einsatz in abgelegenen oder schwer zugänglichen Bauwerken eignet. Zudem sorgt die geringe Datenübertragungsrate für niedrige Betriebskosten, was NB-IoT zu einer kosteneffizienten Lösung für Langzeitüberwachungen macht.

Das Gateway ist flexibel in der Energieversorgung und kann je nach baulichen und infrastrukturellen Gegebenheiten mit Feststrom, einer Langzeitbatterie oder per Solarenergie betrieben werden. Diese Flexibilität ermöglicht den Einsatz auch in abgelegenen oder schwer zugänglichen Bereichen. Die Kombination von NB-IoT und energieautarken Gateways stellt einen wichtigen Fortschritt in der Bauwerksüberwachung dar, da sie nicht nur die Datenqualität verbessert, sondern auch den Wartungsaufwand reduziert.

Alternativ besteht die Möglichkeit, mit einem speziell entwickelten Handlesegerät die Sensoren manuell vor Ort am Bauwerk auszulesen. Der Vorgang, den Messwert eines Sensors zu

erfassen, dauert nur wenige Sekunden und wird oftmals im Rahmen der regulären Brückenprüfung durchgeführt, indem das Handlesegerät in die Nähe des Sensors gebracht wird und die Daten kabel- und kontaktlos erfasst werden [7].

Die vom Handlesegerät erfassten Daten werden direkt per NB-IoT-Technologie an die cloudbasierte Datenplattform übertragen. Dies ermöglicht eine sofortige Überprüfung und Visualisierung der Messwerte noch vor Ort am Bauwerk [8]. Das Gateway sowie das Handlesegerät übertragen ihre Daten nach der Sensorauslesung kabellos mittels NB-IoT an die Cloud-Plattform. Die Sensordaten werden in der Cloud gespeichert, referenziert, visualisiert und analysiert, indem sie in den Kontext früherer Messungen gestellt werden, um präzise Trendanalysen zu erhalten. Benutzer können Grenzwerte definieren, bei deren Überschreitung eine automatische Alarmierung ausgelöst wird, um potenzielle Probleme frühzeitig zu erkennen. Die Plattform erlaubt es zudem, die gesammelten Daten in bestehende Überwachungssysteme zu integrieren und Berichte proaktiv per E-Mail an alle relevanten Projektbeteiligten zu senden. Die auf der Plattform generierten Daten sind benutzerfreundlich und leicht verständlich aufbereitet. Diese Klarheit ermöglicht es allen Beteiligten, unabhängig von ihrem technischen Hintergrund, die Daten zu interpretieren.

5 Praxisbeispiele

5.1 Südtangente in Koblenz

5.1.1 Bauwerksvorstellung

Die Südtangente in Koblenz (Bild 6), erbaut zwischen 1972 und 1975, ist eine bedeutende Verkehrsverbindung, vorgelagert zur Südbrücke über den Rhein, und trägt maßgeblich zur Entlastung des Stadtverkehrs bei. Mit einer täglichen Verkehrslast von etwa 45.500 Fahrzeugen, darunter etwa 3 % Schwerverkehr, ist sie Teil der kritischen Infrastruktur der Region [9]. Die Brücke verbindet wichtige Verkehrsachsen und ist sowohl für den regionalen als auch für den überregionalen Verkehr von essenzieller Bedeutung.



Bild 6: Südtangente in Koblenz

Um den Anforderungen des steigenden Verkehrsaufkommens gerecht zu werden und die Langlebigkeit der Brücke sicherzustellen, wird die Südbrücke in Koblenz seit 2020 umfassend saniert. Im Rahmen dieser Maßnahmen wurden der Fahrbahnbelag, die Bauwerksabdichtung, die Schutzplanken, die Bauwerkskappen sowie die Entwässerungseinrichtungen erneuert. Darüber hinaus erfolgte eine Instandsetzung aller Betonflächen, um die Tragfähigkeit und den Schutz vor Umwelteinflüssen zu verbessern.

5.1.2 Sensorinstallation

Im Zuge der Instandsetzung wurde ein umfassendes Überwachungssystem installiert. Grundlage war die Durchführung einer Potentialfeldmessung, um Korrosionshotspots im Beton präzise zu lokalisieren. Die Ergebnisse dienten als Grundlage für die gezielte Platzierung von Sensoren.

In den ersten beiden Bauabschnitten der Instandsetzung der Südbrücke in Koblenz wurden insgesamt 22 Korrosions- und 62 Feuchtesensoren installiert. Die Platzierung der Sensoren erfolgte an kritischen und repräsentativen Stellen wie Tiefpunkten, Fahrbahnübergängen, Abdichtungen, statisch kritischen Punkten, Referenzbereichen und an den zuvor identifizierten Korrosionshotspots. Die finalen Einsatzorte der Sensorik wurden gemeinsam mit dem Planer definiert.

Die Sensoren wurden mittels Kernlochbohrungen in den Altbeton eingebracht (Bild 7). Zur Optimierung der Auslesemöglichkeiten wurden sie



Bild 7: Eingebaute Sensoren mit abgesetzten Antennen

Date	K1	S1	K2	S2	Temp. Sensor	Temp. Gateway
12.02.2025 02:13	1	0	0	0	4.3	4.4

Bild 8: Datenauswertung in der Software – Darstellung eines Korrosionssensors mit korrosiven Aktivitäten an der ersten Messdrahtebene

mit abgesetzten Antennen ausgestattet. Dies ermöglichte die Installation der Ausleseeinheit im Bereich des Brückenhohlkastens, wodurch die dort angebrachten Gateways vor mechanischen und witterungsbedingten Belastungen geschützt sind. Über diese Gateways, die an die vorhandene Stromversorgung im Brückenhohlkasten angeschlossen sind, erfolgt die Datenübertragung. Jedes Gateway erfasst die Messwerte von vier Sensoren und überträgt diese kabellos per NB-IoT an die Cloud-Plattform von Infracolte.

5.1.3 Messwerte und Analysen

Die kontinuierliche Überwachung der Südtangente in Koblenz, die seit Ende 2020 nach der Installation der ersten Sensoren im ersten Bauabschnitt durchgeführt wird, hat bisher keine

korrosiven Ereignisse gezeigt. Eine Ausnahme bildete ein Messpunkt, der drei Monate nach Einbau Korrosion an der ersten Drahtebene meldete (Bild 8). Die Ursache war eine bauablaufbedingte Schwachstelle in der Abdichtung, die im Rahmen der Nachbearbeitung behoben wurde. Nach dieser Maßnahme zeigten die Sensoren keinen weiteren Korrosionsfortschritt.

Bei Korrosion an der ersten Drahtebene wird K1 nicht mehr im grünen Kreis mit einer „0“, sondern im roten Kreis mit einer „1“ dargestellt. Dies liefert eine klare und eindeutige Information darüber, dass Korrosion an der ersten Drahtebene vorliegt. K2 zeigt den Messwert der darunterliegenden Drahtebene an usw. Somit kann ein Fortschreiten der Korrosion in die Tiefe überwacht und eine mehrschichtige Analyse des Zustands ermöglicht werden [7]. Die Werte S1 und S2 dienen

der internen Selbstreferenzierung des Systems. Diese Referenzmechanismen gewährleisten die Korrektheit und Validität der Messergebnisse, indem sie systeminterne Abweichungen oder Fehler automatisch erkennen. Dies erhöht die Zuverlässigkeit der Überwachung und minimiert das Risiko von Fehldiagnosen [8].

Zusätzlich wird die Temperatur des Sensors im Beton unter der Anzeige „Temp. Sensor“ dargestellt, was wichtige Hinweise auf die thermischen Bedingungen liefert, die die Korrosionsdynamik beeinflussen können. Die Temperatur des Gateways, das sich an der Oberfläche des Betons im Brückenhohlkasten befindet, wird separat als „Temp. Gateway“ angegeben.

Die Feuchtesensoren in allen anderen Bereichen der Brücke zeigten im Verlauf der ersten sechs

Monate nach Installation eine Normalisierung auf die Ausgleichsfeuchte, ohne dass Auffälligkeiten oder starke Schwankungen beobachtet wurden. Dies belegt die Effektivität der durchgeführten Sanierungsmaßnahmen und die Stabilität der Feuchtebedingungen im Bauwerk.

5.1.4 Fazit

Der Betreiber der Südbrücke hat durch den Einsatz der Sensortechnologie die Möglichkeit, den Erfolg der Instandsetzungsmaßnahmen kurzfristig zu überwachen. Gleichzeitig kann durch die 24/7-Onlineüberwachung das Bauwerksinnere langfristig beobachtet werden, um Schädigungen frühzeitig zu erkennen und proaktiv Maßnahmen zu ergreifen. Dies minimiert das Risiko unerwarteter Schäden und ermöglicht eine präventive Instandhaltungsstrategie, die die Betriebssicherheit deutlich erhöht [7].

5.2 Brücke in Dieblich

5.2.1 Bauwerksvorstellung

Die Brücke im Zuge der Bundesstraße B 411 bei Dieblich fungiert als wichtige Verbindung zum Autobahnnetz und dient als regionaler Zubringer. Im Vergleich zur stark frequentierten Südbrücke in Koblenz ist die Verkehrsbelastung hier deutlich geringer. Das zweispurige Bauwerk erstreckt sich über eine Länge von 92 m und wird sowohl von PKW als auch von landwirtschaftlichem Verkehr genutzt.

Im Jahr 2023 wurde eine umfassende Betoninstandsetzung durchgeführt, nachdem erhöhte

Chloridwerte im Beton festgestellt worden waren, weshalb im Rahmen der Sanierung auch eine teilweise Erneuerung der Bewehrung erforderlich war.

5.2.2 Sensorposition und -installation

Mit einem Budget von unter 10.000 Euro wurde eine effiziente Feuchteüberwachung implementiert, die kontinuierlich Daten zur Bauwerksfeuchte liefert, um den Feuchtegehalt nach der Instandsetzungsmaßnahme zu überwachen und daraus Rückschlüsse auf eine erfolgreiche Instandsetzung und ein Eindämmen der korrosiven Prozesse zu schließen.

Im ersten Schritt der Maßnahme wurden die kritischsten Stellen des Bauwerks identifiziert. Hierbei wurde eine Kombination aus einer im Vorfeld durchgeführten Potentialfeldmessung und einer detaillierten Analyse der Bauwerkstopologie genutzt. Diese umfassende Bewertung ermöglichte eine präzise Lokalisierung der potenziell gefährdeten Bereiche.

Auf Grundlage dieser Analysen wurde gemeinsam entschieden, die Feuchtesensoren in den Tiefpunkten des Bauwerks zu installieren, da diese Bereiche aufgrund ihrer Nähe zur Entwässerung, wie in Bild 9 dargestellt, besonders anfällig für Feuchtigkeitsansammlungen sind.

Die Feuchtesensoren wurden in Form abgesetzter Antennen ausgeführt, sodass der eigentliche Messpunkt direkt im Bereich der Entwässerung positioniert werden konnte. Die Ausleseeinheit hingegen wurde an einer zentralen, verkehrsun-

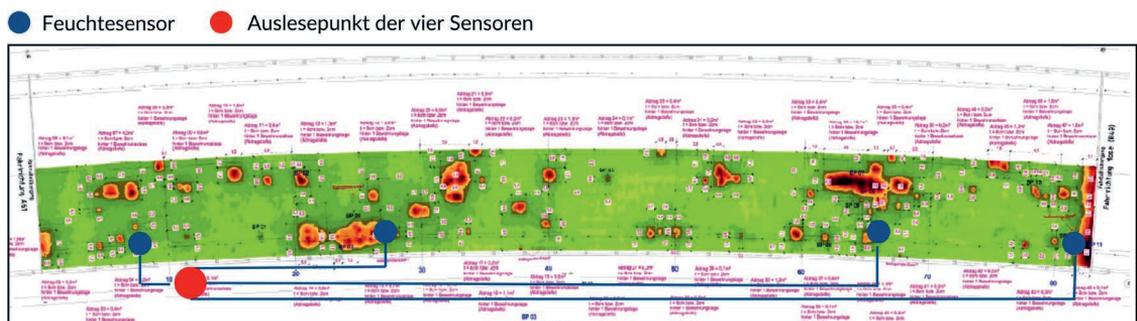


Bild 9: Potentialfeldmessung und Positionierung der Sensoren und des Auslesepunkts



Bild 10: Installation eines Feuchtesensors an der Bewehrung

abhängigen Stelle hinter dem Schrammbord im Bereich des Fahrbahnübergangs installiert. Diese strategische Positionierung gewährleistet eine unkomplizierte Wartung und Datenauslesung, ohne den Verkehr zu beeinträchtigen. Zur Verankerung wurden die Sensoren direkt an der freigelegten Bewehrung befestigt, wie in Bild 10 veranschaulicht.

5.2.3 Datenerfassung und -übertragung

Die Datenerfassung erfolgt mittels IoT-Handlesegerät. Die Auslesung dauert weniger als 5 s und kann jederzeit vor Ort an einer zentralen Position durchgeführt werden. In diesem Projekt wurde die Position am Brückenanfang hinter dem Schrammbord auf der Höhe der Brückenkappe gewählt. Über eine Einmessung und Dokumentation der Einbaupositionen auf dem Plan sowie die Vor-Ort-Markierung mittels Markierungsmarken können die Sensoren bzw. die Auslesepunkte sehr leicht wiedergefunden werden. Die Möglichkeit, ein Gateway für eine automatische und remote Datenauslesung an dieser Position nachzurüsten, besteht ebenfalls.

5.2.4 Messwerte und Analysen

Seit der Installation zeigen die Feuchtesensoren einen kontinuierlichen Austrocknungsverlauf

ohne Auffälligkeiten. Die Feuchtigkeitswerte werden in der Datenplattform visualisiert und können mit den Niederschlagsdaten der nächstgelegenen Wetterstation korreliert werden. Diese Analyse ermöglicht es, Feuchteveränderungen im Bauwerk besser zu verstehen und zu beurteilen, ob sie auf Temperaturunterschiede oder externe Faktoren wie Starkregenereignisse zurückzuführen sind.

6 Zusammenfassung

Das Betonmonitoring mit den CorroDec2G-Sensoren von Infrasolute bietet eine zukunftsweisende Lösung für die Überwachung von Betonbauwerken. Die kabellose und batterielose Technologie, die auf RFID basiert, ermöglicht eine langfristige und wartungsfreie Überwachung der Bauwerkszustände. Besonders hervorzuheben sind die hohe Zuverlässigkeit und Energieeffizienz des Systems, das speziell für die Herausforderungen in der Bauwerksdiagnostik entwickelt wurde.

Die einfache Handhabung der Datenauslesung macht das System besonders benutzerfreundlich. Die Messwerte können innerhalb von Sekunden ohne spezifisches Fachwissen ausgelesen und direkt analysiert werden. Dies senkt die Einstiegshürde für die Anwendung

und erleichtert die Integration in bestehende Instandhaltungs- und Überwachungsprozesse. Die Daten werden zudem klar und verständlich aufbereitet, sodass fundierte Entscheidungen über Wartungs- und Sanierungsmaßnahmen effizient getroffen werden können. Diese Transparenz unterstützt nicht nur Bauwerksbetreiber, sondern auch Ingenieure und Planer dabei, die Sicherheit und Langlebigkeit der Bauwerke nachhaltig zu gewährleisten.

Ein weiterer entscheidender Vorteil des CorroDec2G-Systems ist seine Kosteneffizienz. Durch die kontinuierliche Überwachung können Schäden frühzeitig erkannt werden, was teure Reparaturen und unvorhergesehene Ausfälle minimiert. Dies trägt nicht nur zur Verlängerung der Lebensdauer der Bauwerke bei, sondern auch zu einer nachhaltigen Nutzung der Ressourcen und zur Optimierung der Instandhaltungskosten.

Die Daten der Sensoren sind jederzeit und von überall abrufbar. Dadurch wird eine effiziente Überwachung nicht nur eines, sondern auch mehrerer Bauwerke gleichzeitig möglich. Insbesondere bei Brücken, die Teil einer kritischen Infrastruktur sind, unterstützt diese Funktion die effektive Priorisierung von Instandhaltungsmaßnahmen und optimiert die Ressourcennutzung [8].

In einer zunehmend datengetriebenen Welt spielen präzise und zuverlässige Datenerhebungen eine Schlüsselrolle. Auch fortschrittliche Technologien wie künstliche Intelligenz (KI), die in der Bauwerksüberwachung immer stärker an Bedeutung gewinnt, basieren auf diesen Daten. Damit wird die Brücke zwischen traditionellem Ingenieurwesen und moderner Datenwissenschaft geschlossen.

Insgesamt bietet das CorroDec2G-System eine effektive und zukunftsorientierte Lösung, um die Sicherheit, Funktionalität und den Erhalt von Betonbauwerken langfristig zu fördern.

Literatur

- [1] DIN EN 1504-9:2008-11: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken.
- [2] Federal Highway Administration (FHWA, Hrsg.): Bridge Preservation Guide: Maintaining a State of Good Repair Using Cost-Effective Investment Strategies. Washington, D.C., 2020.
- [3] Zilch, K.; Weiher, H.: Untersuchung des Zustands der deutschen Spannbetonbrücken. In: Tagungsband zum 10. Münchner Massivbau-Seminar, Universität München, 2006, S. 22–34.
- [4] Wischers, G.; Krumm, E.: Feuchte. In: Handbuch der Oberflächenbearbeitung Beton, Wiesbaden: Bauverlag, 2006, S. 561–598.
- [5] Novák, B.; Stein, F.; Farouk, A.; Thomas, L.; Reinhard, J.; Zeller, T.; Koster, G.: Erfahrungssammlung Monitoring für Brückenbauwerke – Dokumentation 2021. In: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt, Hrsg.): Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 197, Bericht zum Forschungsprojekt StB 247192.7040-3418027, Bergisch Gladbach, 2024 – <https://doi.org/10.60850/bericht-b197>.
- [6] GSMA: Narrowband IoT (NB-IoT): Accelerating the Internet of Things: <https://www.gsma.com>, London: GSMA, 2020 (Zugriff am 10.12.2024).
- [7] Homepage Infrasolute GmbH: CorroDec2G: Innovative Sensorlösungen für die Bauwerksüberwachung. <https://infrasolute.com/produkte/feuchtigkeitssensor-fuer-bauwerke/>, Boppard: Infrasolute, 2020 (Zugriff am 10.12.2024).
- [8] Fraunhofer IBMT (Hrsg.): Entwicklungsbericht zu Langzeit-RFID-Sensoren für den Betonbau. In: Jahresbericht des Fraunhofer-Instituts für Biomedizinische Technik, St. Ingbert: Fraunhofer Verlag, 2020, S. 89–92.
- [9] Homepage LBM: Südtangente Koblenz. <https://lbm.rlp.de/grossprojekte/b-327-suedtangente-koblenz>, 2020 (Zugriff am 10.12.2024).

Bildquellen

- Bilder 1, 2, 4, 5, 7, 10: Christian Steffes, Infrasolute
 Bilder 3, 11: Eugen Kronhardt, Infrasolute
 Bild 6: Martin Lichtl, Infrasolute
 Bild 8: Benedikt Seuss, Infrasolute

Röntgen als Methode für die Bauwerksuntersuchung – neue Entwicklungen und Praxisbeispiele

- Dr.-Ing. Sebastian Schulze
- Bauray GmbH, Hamburg

KURZFASSUNG

Die Durchstrahlungsprüfung kommt im Bauwesen nur in seltenen Sonderfällen zum Einsatz. Dies ist in fast allen Fällen auf fehlende Kenntnis über das Potential des Verfahrens zurückzuführen, welches ganz erheblich ist, wie bereits im Rahmen des SEUB 2023 gezeigt werden konnte. Mit der Radiographie ist eine eindeutige Abbildung, Vermessung und Identifikation von Einbauteilen, Bewehrungs- und Spannstahl möglich. Die Methode hat somit erheblichen Mehrwert in der zerstörungsfreien Bauwerksprüfung, auch bei der Untersuchung des Verpresszustands von Hüllrohren, von Rissen in Beton, von Restquerschnitten korrodierter Bewehrung oder bei der Strukturanalyse denkmalgeschützter Bauten. Im Beitrag werden die Ergebnisse von Machbarkeitsstudien zur Durchstrahlung massiver Bauteile (bis ca. 80 cm Beton) vorgestellt und ein Ausblick auf die Anwendbarkeit an Spannbetonbrücken gegeben.

1 Einleitung

Ein Überblick über die Radiographie im Bauwesen und erste Praxisbeispiele können dem Beitragsband des SEUB 2023 entnommen werden [1], welcher auf [2] referenziert. Die folgende Einleitung ist eine verkürzte und teilweise abgewandelte Wiedergabe aus dieser Quelle.

Die Radiographie ist eine der ältesten Methoden der zerstörungsfreien Materialprüfung unter Verwendung komplexer physikalischer Gerätschaften. Im Jahre 1897 veröffentlichte Wilhelm Conrad Röntgen die ersten beobachteten Phänomene über die bis dato unbekannte und von ihm „X-Strahlen“ getaufte Art [3]. Die damals von ihm aufgenommenen Röntgenbilder (Bild 1) können als die ersten medizinischen und materialprüfenden radiographischen Aufnahmen angesehen werden.

In der Material- und der Bauwerksprüfung nutzbare, hochenergetische elektromagnetische Strahlung lässt sich auf zwei Wegen erzeugen. Werden in einer Vakuumröhre unter Hochspannung beschleunigte Elektronen abgebremst, spricht man gemeinhin von Röntgenstrahlung.

Beim Zerfall radioaktiver Isotope wird sogenannte Gammastrahlung freigesetzt. Beide Strahlenarten unterscheiden sich nur in der Art der Erzeugung und dem jeweiligen Energiespektrum. Die Strahlenart – hochenergetische elektromagnetische Wellen – ist dieselbe.

Bei radioaktiven Stoffen hängen Intensität und Energie vom Typ des Isotops ab; bei Röntgenröhren gilt, dass die Energie der Strahlung (und damit auch die für die Bauwerksprüfung relevante Durchdringbarkeit massiverer Strukturen) von der angelegten Hochspannung abhängt, die bei mobilen Röhren üblicherweise bis etwa 300 kV reicht.

Röntgenröhren haben den Vorteil, dass die potentielle Gefährdung der Umwelt durch Strahlenbelastung prinzipiell geringer ist, da nur bei eingeschalteter Röhre Röntgenstrahlung erzeugt wird. Eine ausgeschaltete Röhre birgt keine Gefahr. Isotope hingegen strahlen aufgrund des beständigen Zerfalls permanent und sind daher in Arbeitsbehältern aus Materialien mit hoher Dichte aufzubewahren. Die Vorteile bestehen hier in der autarken (stromlosen) und platzsparenden Einsetzbarkeit.

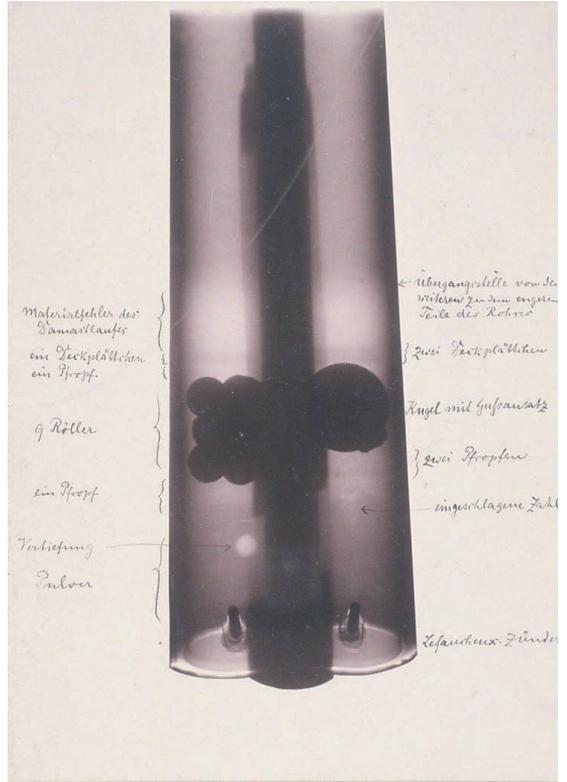


Bild 1: Historische Durchstrahlungsbilder von Wilhelm Conrad Röntgen Ende des 19. Jh.; links: Albert Köllikers Hand (1896), rechts: Röntgens Jagdgewehr (wahrscheinlich ebenfalls 1896, es gibt aber unterschiedliche Angaben)

In der zerstörungsfreien Materialprüfung nach DIN EN ISO 9712 [4] ist die Radiographie, internationale Kurzform RT für *Radiographic Testing*, längst etabliert. Was diese Norm für die klassische Materialprüfung darstellt, soll für die zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen (ZFPBau) die jüngst in Erstausgabe publizierte DIN 4871 [5] werden. Das Ziel dieser Norm ist es, für die Verfahren Radar, Wirbelstrom, Ultraschall, Impakt-Echo und Potentialfeldmessung eine praxisgerechte Personalqualifikation sicherzustellen. Die Radiographie im Bauwesen ist darin noch nicht enthalten.

Der große Unterschied in der Verbreitung und Akzeptanz der Methoden der zerstörungsfreien Materialprüfung und der Bauwerksprüfung ist in deren originären Anwendungsbereichen begründet. Während in der Materialprüfung in aller Regel die Qualität von Serienfertigungen überprüft und sichergestellt werden soll, kom-

men die Verfahren der Bauwerksprüfung immer noch überwiegend bei Bestandsuntersuchungen zum Einsatz.

Zur Radiographie im Bauwesen gab es in den letzten Jahrzehnten bislang kaum Forschung und Veröffentlichungen (z. B. [6], [7]) und nur wenig Praxiserfahrung. Erst mit der modernen digitalen Bildgebung kann die Radiographie nun wirtschaftlich in der Praxis der Bauwerksuntersuchung eingesetzt werden. Mit dem neuen Merkblatt „Mobile Durchstrahlungsprüfung im Bauwesen“ der Deutschen Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V. (DGZfP), jüngst im November 2024 veröffentlicht [8], wird dies gewürdigt. Es enthält Hinweise zur Durchführung von Durchstrahlungsprüfungen an Bauwerken, zur Sicherstellung der Qualität der erzeugten Röntgenbilder sowie Beispiele aus der Praxis.

2 Anwendungsbeispiele zur Bauwerksuntersuchung per Radiographie

2.1 Identifikation von Bewehrung und Ermittlung von Bewehrungsgehalten

Herkömmliche zerstörungsfreie Prüfverfahren werden üblicherweise auf einer Bauteiloberfläche betrieben, von der aus Signale als Energie in definierter Form (z. B. elektromagnetische, mechanische oder magnetinduktive Impulse) in das Bauteilinnere gesandt werden, um dort mit Inhomogenitäten – Bewehrungsstäben, Schichtgrenzen, Hohlstellen – zu interagieren und eine Wechselwirkung zu erzeugen, welche an der Bauteiloberfläche wieder aufgezeichnet werden. Es handelt sich also um Verfahren, die im Echoprinzip arbeiten.

Die Radiographie hingegen durchleuchtet das Bauteilinnere und erzeugt Kontrastbilder des Innern. Dafür ist zwar eine beidseitige Zugänglichkeit zum Bauteil erforderlich, das abgebildete Bauteilinnere kann dann aber auch millimetergenau vermessen und über die direkte Bildgebung eindeutig identifiziert werden.

Bild 2 zeigt den Untersuchungsaufbau für die Durchstrahlung einer 20 cm starken Element-

wand (Sandwichwand, Halbfertigteilwand). Ziel der Untersuchung war die Identifikation bauteilübergreifender Zulagebewehrung, die durch anzulegende Kernbohrungen für die Durchführung von Leitungen nicht durchtrennt werden durfte.

Um das Bauteilinnere möglichst verzerrungsfrei auf dem Detektor (Bildempfänger) abbilden zu können, ist ein möglichst großer Abstand der Lichtquelle (Röntgenröhre) und ein möglichst geringer Abstand des Detektors zum Bauteil erforderlich. Der Detektor wird dazu i. d. R. direkt auf der Bauteiloberfläche angebracht und die Röhre mit einigem Abstand positioniert, wenn die örtlichen Gegebenheiten dies zulassen. Je größer der Abstand zwischen Strahlenquelle und Detektor, desto größer aber auch die erforderliche Belichtungszeit des Röntgenbildes, die je nach Abstandsverhältnissen und Bauteildicke wenige Sekunden bis mehrere Minuten betragen kann.

Bild 3 zeigt exemplarisch eines der an der Elementwand aufgenommenen Röntgenbilder. Sämtliche darin vorhandenen Einbauteile und Besonderheiten sind erkennbar, so z. B. die Gitterträger, die die Fertigteilshalen verbinden, die Bewehrungsstäbe (insbesondere die Zulagen, teilweise mit deutlich erkennbaren Rippen), selbst die Bindedrähte, die im Fertigteilwerk verwendet wurden. Des Weiteren sind Bildmarkierungen erkennbar, die vor der Aufnahme auf dem Detektor bzw. der Wand angebracht wurden: links oben diagonal die Bildbezeichnung, rechts oben diagonal ein Bildgüteprüfkörper (wie nach Merkblatt B 01 vorgesehen; dient insbesondere zum Nachweis, welche Dicken-/Dichteunterschiede im Bild noch sicher erkannt werden können). Unten horizontal durchlaufend sind die Markierungen eines auf der Wand angebrachten Bleimaßbandes

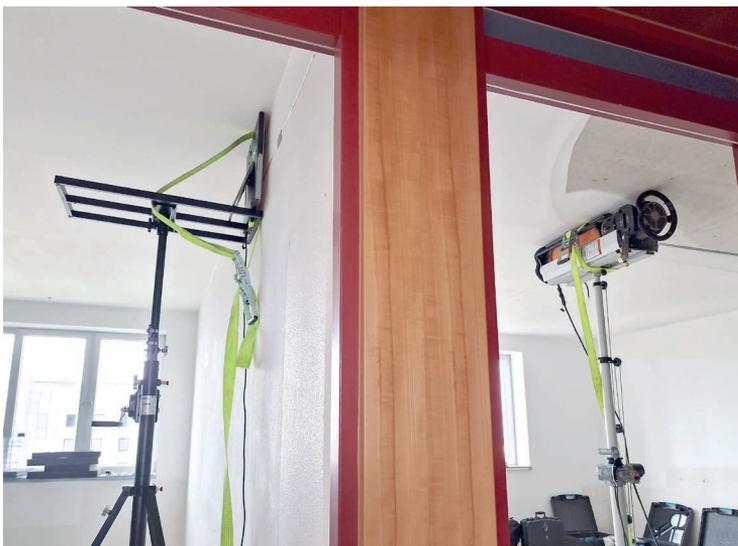


Bild 2: Durchstrahlung einer Elementwand; links der Detektor (direkt an der Wand), rechts die Röntgenröhre im Abstand von zwei Metern zur Wand

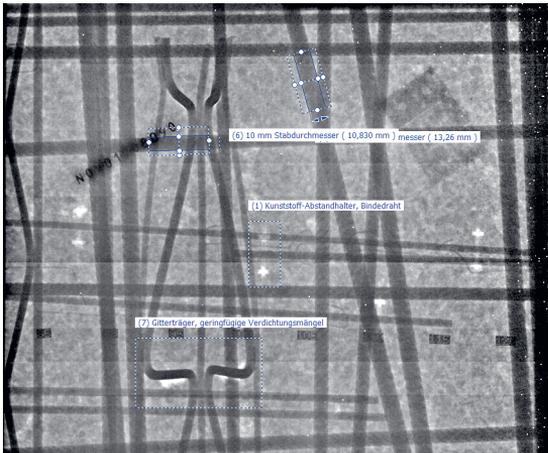


Bild 3: Röntgenbild der Elementwand

zu erkennen, auf dem die Position des Röntgenbildes in Bezug auf die Wandecke abgelesen werden kann. Dadurch kann die Position von auf dem Röntgenbild festgelegten Bohrpunkten ohne zusätzliche Ungenauigkeit auf die Wand übertragen werden.

Die Bewehrungsstäbe können qualitativ anhand ihrer Ausrichtung und ihres relativen Durchmessers bereits eindeutig identifiziert bzw. unterschieden werden, wenn z. B. die Grundbewehrung in den Fertigteilplatten bekannt ist. Hinzu kommt die Möglichkeit, über den Strahlensatz anhand der bekannten äußeren Geometrien der Bildaufnahme (Abstände Strahlenquelle – Objekt – Detektor) die tatsäch-

lichen Stabdurchmesser auch quantitativ zu bestimmen. So wird bspw. das Mitte-rechts leicht schräg durch das Bild verlaufende vertikale Bewehrungseisen mit einem Durchmesser von 13,14 mm auf den Detektor projiziert. Die Vergrößerung beträgt etwa 10 %, der tatsächliche Durchmesser entspricht damit eindeutig einem 12er Bewehrungseisen.

Auf diese Weise konnten die relevante Bewehrung identifiziert und die Kernbohrstellen derart angeordnet werden, dass keine statisch relevante Bewehrung durchtrennt wird.

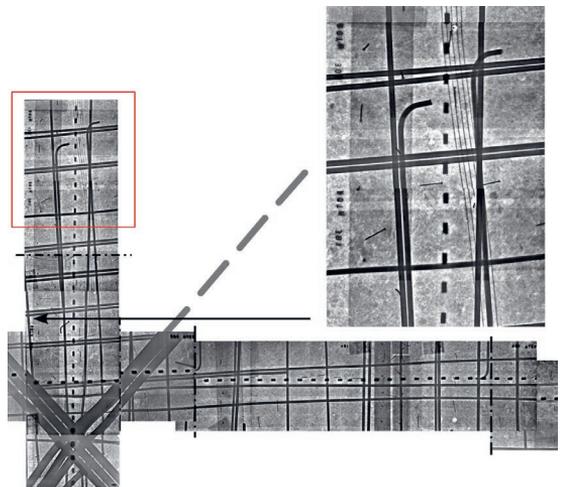
2.2 Anwendungen im Denkmalschutz

Für den Denkmalschutz eignet sich die Radiographie besonders, da Bauteilöffnungen häufig undenkbar sind. Dies kann für Sakralbauten ebenso gelten wie für erhaltungswürdige Oberflächen von Profanbauten, z. B. historische Gewölbe- oder Stuckdecken.

Bild 4 zeigt die Durchstrahlung einer Gewölbedecke aus Eisenbeton aus dem frühen 20. Jahrhundert. Ziel der Untersuchung war die Erkundung des Bewehrungsgehalts für die statische Nachrechnung. Die Decke wurde mit der Röntgenröhre, die auf einem Gerüst platziert war, von unten nach oben durchstrahlt. Der Detektor lag auf der Deckenoberseite auf ebenfalls denkmalgeschütztem Parkettboden. Die einzelnen



Bild 4: Durchstrahlung einer Eisenbetongewölbedecke



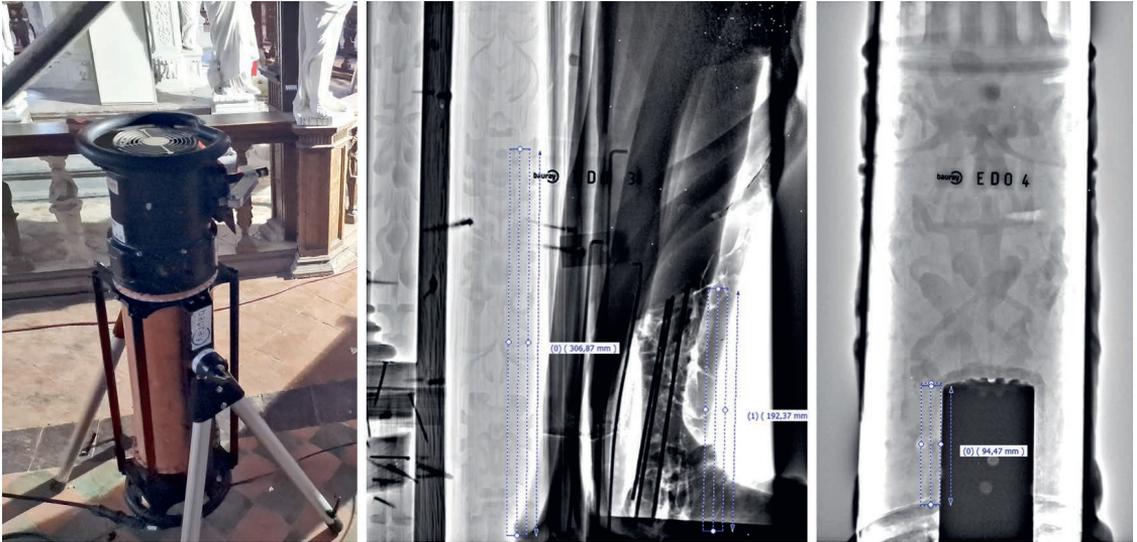


Bild 5: Durchstrahlung von Bestandteilen denkmalgeschützter Bauwerke

Röntgenbilder wurden zusammengesetzt, um Lage und Anzahl der Bewehrungsseisen optimal zu visualisieren. Im vergrößerten Einzelbild rechts oben in Bild 4 sind gut die Endaufbiegungen zu erkennen, die bei historischem Glattstahl die Verankerung im Beton sicherstellen.

Bild 5 zeigt die Anwendung des Verfahrens an einem kirchlichen Bauwerk. Durchstrahlt wurden lastabtragende Bauteile sowie Verzierungen eines Kenotaphs und der umlaufenden Balustraden, um Art und Abmessung der Verankerungen der Elemente zu ermitteln. Die Vernadelungen der Figuren und die Verdübelungen

der Säulen konnten eindeutig lokalisiert und gut vermaßt werden.

2.3 Bewertung des Verpresszustands von Hüllrohren

2.3.1 Anwendungsbeispiel

Eine der interessantesten Anwendungsmöglichkeiten der Radiographie ist die Untersuchung des Verpresszustands von Hüllrohren in Spannbetonbauten. Viele Spannbetonbrücken aus den 1960er und 1970er Jahren weisen un- oder mangelhaft verpresste Hüllrohre auf, was Korrosion



Bild 6: Unverpresste Hüllrohre und korrosionsbedingte Drahtbrüche an Längsspanngliedern einer Autobahnbrücke

und Spanndrahtbrüche zur Folge haben kann. Verpressmängel werden häufig erst bei derartigen Folgeschäden oder zufällig im Zuge anderweitiger Sanierungsmaßnahmen bemerkt, s. Bild 6. Die hier abgebildeten Schäden wurden etwa 50 Jahre nach Erstellung der Brücke im Zuge einer Betonsanierung entdeckt. Die Schadensursache – un- bzw. unzureichend verpresste Spannglieder – war seit dem Bau der Brücke als verdeckter Mangel vorhanden, und auch der Folgeschaden Spanndrahtbruch wurde nicht unmittelbar entdeckt und entstand mutmaßlich bereits vor Jahr(zehnt)en.

Um den Verpresszustand weiterer Spannglieder zu bewerten, wurde u. a. die Radiographie zur Durchstrahlung der Stege der Längsträger eingesetzt. Da die Bauteilstärke der Längsträger mit etwa 35 cm die Grenze der Durchstrahlbarkeit mit mobilen Röntgenröhren erreicht hatte, sind die Röntgenbilder an diesen Bauteilen (Bild 7) deutlich schlechter als an den zuvor gezeigten Beispielen. Die Bilder sind grobkörnig, der Kontrast ist relativ schlecht, die Spanndrähte sind nur noch als Paket zu erkennen und nicht mehr einzeln zu unterscheiden.

Da die tangential durchstrahlten Hüllrohrwindungen sichtbar sind, kann dennoch der Verpresszustand bewertet werden. Sofern außer- und innerhalb des Hüllrohrs dieselben Grauwerte, also dieselbe Belichtung des Röntgenbildes, festzustellen sind, stellt dies einen Nachweis für ein verpresstes Spannglied dar. Ein luftgefülltes Hüllrohr würde eine deutlich stärkere Belichtung des Röntgenbildes verursachen, da dort keine Strahlenabsorption stattfindet. In dem hier dargestellten Bild sind die oberen Hüllrohrwindungen (oberer vergrößerter Bildauszug) augenscheinlich nicht vollständig verfüllt, da dort

ein leichter Kontrast zum umgebenden Beton sichtbar ist. Der untere Bereich des Hüllrohrs unterhalb des Spanndrahtbündels (unterer vergrößerter Bildauszug) weist dagegen keine Auffälligkeiten auf.

An dünneren vorgespannten Bauteilen können mit deutlich höherer Auflösung Aussagen zum Verpresszustand getroffen werden. Hier wird auf den Vortrag und auf geplante Veröffentlichungen verwiesen.

2.3.2 Forschung und Entwicklung

Aktuell finden Entwicklungen zur Anwendung hochenergetischer Beschleuniger an Spannbetonbauwerken statt. Erste Machbarkeitsstudien zeigen, dass damit Durchdringungen bis ca. 80 cm Gesamtbauteilstärke möglich sind. Bild 8 links zeigt das Röntgenbild eines Ankerkörpermodells mit teilverpresstem Hüllrohr (heller Bereich oben im konischen Hüllrohr, durchstrahlte Gesamtbauteilstärke ca. 40 cm). 2025 startet das Forschungsvorhaben „BrückenCT“, des-

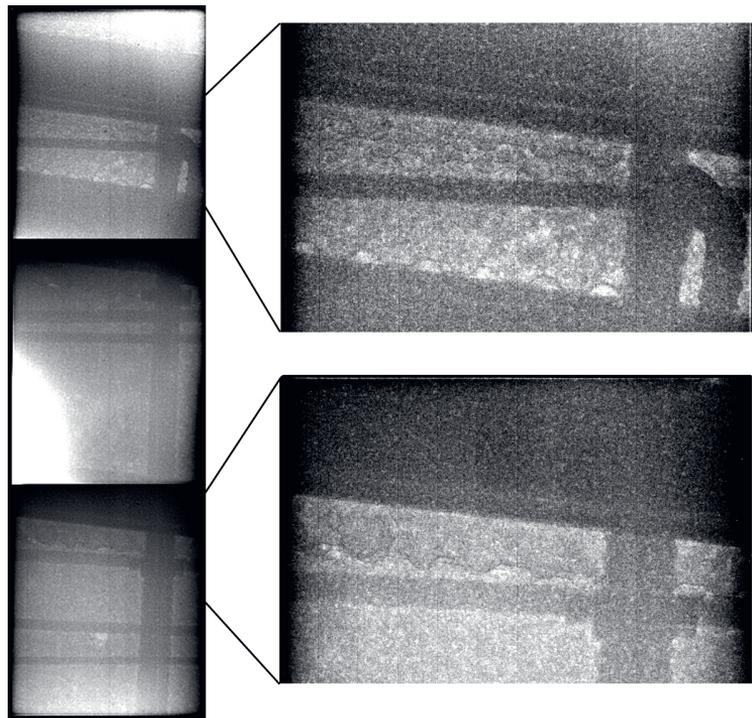


Bild 7: Röntgenbilder von Spanngliedern

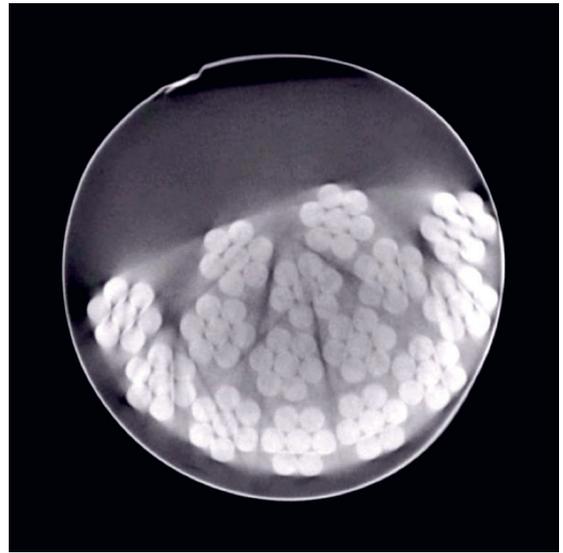
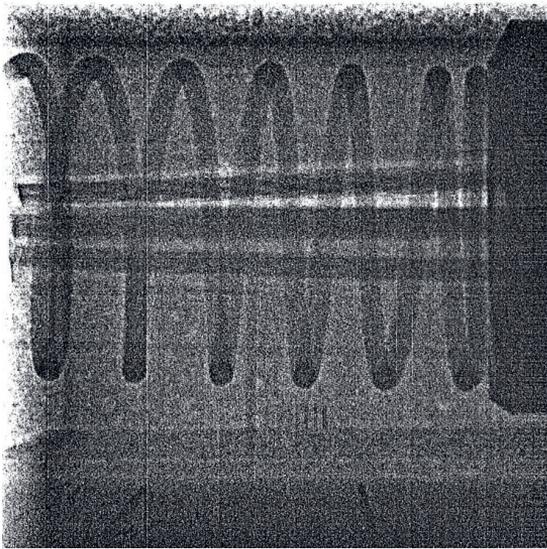


Bild 8: Röntgenbild eines massiven Spannankers (links) und CT-Querschnitt eines Spanngliedes (rechts)

sen Ziel die dreidimensionale Rekonstruktion von Bauteilquerschnitten ist, vgl. Bild 8 rechts, welches eine CT-Rekonstruktion eines Hüllrohrquerschnitts (ohne umgebenden Beton) zeigt.

3 Fazit

Seit dem ersten Beitrag zum Thema Radiographie im Bauwesen beim SEUB 2023 hat sich das praktische Anwendungsspektrum der Methode erheblich erweitert. Einige der neuesten Entwicklungen sind aktuell Gegenstand laufender Forschung und Veröffentlichungen und können daher hier nur angerissen werden. Neben der Untersuchung des Verpresszustands von Hüllrohren handelt es sich dabei aktuell insbesondere um die Bewertung korrosionsbedingter Querschnittsverluste, z. B. in Stützecken und dünnwandigen Bauteilen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die beiden Alleinstellungsmerkmale der Radiographie – eindeutige visuelle Identifikation des Bauteilinnern sowie millimetergenaue Vermessbarkeit – Bauteilöffnungen unnötig machen können, was besonders an hochbelasteten und/oder schadhafte Bauteilen, unbekanntem Aufbau sowie besonders sensiblen Bauteilbereichen erhebliche Vorteile im Vergleich zur Anwendung bestehender Untersuchungsmethoden bietet.

Literatur

- [1] Schulze, S.: Radiographie im Bauwesen – Ein neues altes Verfahren für die zerstörungsfreie Bauwerksuntersuchung. In: Curbach, M.; Marx, S.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): Tagungsband zum 12. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen, 01.06.2023 an der TU Dresden, Dresden, 2023, S. 100–111 – <https://doi.org/10.25368/2023.141>.
- [2] Schulze, S.: Radiographie im Bauwesen – Einsatzmöglichkeiten in der Praxis im Rahmen der ZfPBau. Beton- und Stahlbetonbau 117 (2022) 12, S. 1008–1017 – <https://doi.org/10.1002/best.202200094>.
- [3] Röntgen, W. C.: Über eine neue Art von Strahlen. Physikalisches Institut der Universität Würzburg, 1897.
- [4] DIN EN ISO 9712:2022-09: Zerstörungsfreie Prüfung – Qualifizierung und Zertifizierung von Personal der zerstörungsfreien Prüfung (ISO 9712:2021); Deutsche Fassung EN ISO 9712:2022.
- [5] DIN 4871:2022-09: Zerstörungsfreie Prüfung – Qualifizierung von Personal der zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen (ZfPBau).
- [6] Redmer, B.; Likhatchev, A.; Weise, F.; Ewert, U.: Location of Reinforcement in Structures by Different Methods of Gamma-Radiography. In: Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e. V. (DGZfP, Hrsg.): Proc. of Int. Symp. Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE) 2003, 16.–19.09.2003 in Berlin, Berlin, 2003 – <https://www.ndt.net/article/ndtce03/papers/v020/v020.htm>.
- [7] Kaschmierzeck, K.-D.; Kapphahn, G.; Liesaus, R.: Durchstrahlungsprüfung im Bauwesen – Erfah-

rungen aus der Praxis. In: Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e. V. (DGZfP, Hrsg.): Tagungsband zur Fachtagung Bauwerksdiagnose 1999, 21./22.01.1999 in München, Berlin, 1999, paper zu Poster 11.

- [8] Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V. (Hrsg.): DGZfP-Merkblatt B 01: Mobile Durchstrahlungsprüfung im Bauwesen. Berlin, 2024.

Bildquellen

Bild 1 links: gemeinfrei; entnommen bei: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:X-ray_by_Wilhelm_Röntgen_of_Albert_von_Kölliker's_hand_-_18960123-02.jpg

Bild 1 rechts: entnommen bei <https://www.iis.fraunhofer.de/de/ff/zfp/forschungsthemen/kulturerbeforschung/jagdgewehr.html>

Bilder 2-8: bauray GmbH

Experimentelle Tragsicherheitsbewertung an Spannbeton-Hohlkammerplatten nach einer unplanmäßigen Abweichung vom Sanierungskonzept

- M. Sc. Markus Fischer, Dipl.-Ing. (FH) Gunter Hahn
- lexB GmbH, Leipzig

KURZFASSUNG

An einem in den 1970er Jahren errichteten, fünfgeschossigen Stahlbetonskelettbau wurden im Rahmen einer umfassenden Generalsanierung weitreichende Baumaßnahmen durchgeführt. Das weiterhin als Schulgebäude dienende Bauwerk soll dabei umgebaut und durch zusätzliche Anbauten erweitert werden. Im Zuge einer Bewehrungsabnahme wurde festgestellt, dass zusätzliche Bewehrungsanschlüsse für die geplanten Aussteifungskerne vorbereitet wurden, die jedoch nicht der Ausführungsplanung entsprachen. Stattdessen wurden die Hohlkammern eines signifikanten Anteils der als Decken dienenden Spannbetonfertigteilplatten im Auflagerbereich oberseitig aufgestemmt bzw. eingefräst, um zusätzliche Bewehrungsseisen einzulegen. In diesem Beitrag wird auf eine mögliche Beeinträchtigung der Tragfähigkeit der bestehenden Deckenplatten infolge der unplanmäßigen Eingriffe eingegangen. Dabei stehen die Analyse der Deckenplatten mittels zerstörungsfreier Prüfverfahren, die durchgeführten Sanierungsmaßnahmen sowie die experimentellen Prüfungen zur Bewertung des Erfolgs dieser Ertüchtigung im Fokus.

1 Einleitung

1.1 Kurze Vorstellung des Bauprojekts

In den 1960er Jahren hielt mit der fortschreitenden Industrialisierung in der ehemaligen DDR eine zunehmende Typisierung von Schul- und Wohngebäuden Einzug. Vor allem Schulgebäude wurden hierbei überwiegend in Montagebauweise errichtet. Der Schulbau in der DDR war somit unmittelbar mit der technologischen Entwicklung im Bereich der Stahlbeton-Fertigteilbauweise und der Serienproduktion typisierter Gebäude verknüpft [1].

Das Anforderungsprofil an großflächige Fachunterrichtsräume von über 70 m² und an eine bessere Raumbelichtung erforderten neue konstruktive Lösungsansätze, die zur Entwicklung der damals revolutionären Wand-Skelettbauweisen führten.

Auch in Berlin wurde diese Bauweise von Ende der 1960er bis Mitte der 1980er Jahre verstärkt

eingesetzt, wodurch zahlreiche Schulgebäude mit dieser Technologie geplant und errichtet wurden.

1.2 Konstruktion und Tragwerk

Das betrachtete Schulgebäude (s. Bild 1) wurde als Gangtyp „Berlin SK“ der Typenschulbauten aus den neuen Bundesländern [1] klassifiziert und erfüllte das damals aktuelle Anforderungsprofil (s. Bild 2). Es handelt sich um einen einhüftigen Baukörper mit vorgesetztem Treppenhaus. Ein weiteres Treppenhaus im Inneren des Bauwerks erschließt die gegenüberliegende Seite.

Das Gebäude umfasst fünf Geschosse (UG bis 3. OG) einschließlich einer Unterkellerung, was auf einen Errichtungszeitraum vor 1977 hinweist [1]. Der Bau wurde in Stahlbetonskelettbauweise ausgeführt: Stahlbetonstützen mit aufliegenden Unterzügen und einfeldrigen Spannbeton-Hohlkammerplatten bilden die Deckentragstruktur. Die Längsaussteifung des Gebäudes wird durch Stahlbetonwände,



Bild 1: Ansicht im Bauzustand

monolithische Ringanker und die beiden Treppenhaukerne gewährleistet. Die Fertigteildeckenelemente spannen von der Flurinnenwand jeweils in den Raumbereich sowie in den gegenüberliegenden Flurbereich quer zur Gebäudeachse. Die lichten Spannweiten betragen im Bereich der Klassenzimmer $l = 6,25$ m und im Flurbereich $l = 2,65$ m.

1.3 Geplantes Nutzungskonzept

Das Bauwerk soll seine bisherige Nutzung als Schule beibehalten, jedoch umfassend revitalisiert und um zusätzliche, vom Hauptbauwerk getrennte Gebäudeteile erweitert werden. Diese Maßnahmen erfordern Eingriffe in die bestehende Tragstruktur.

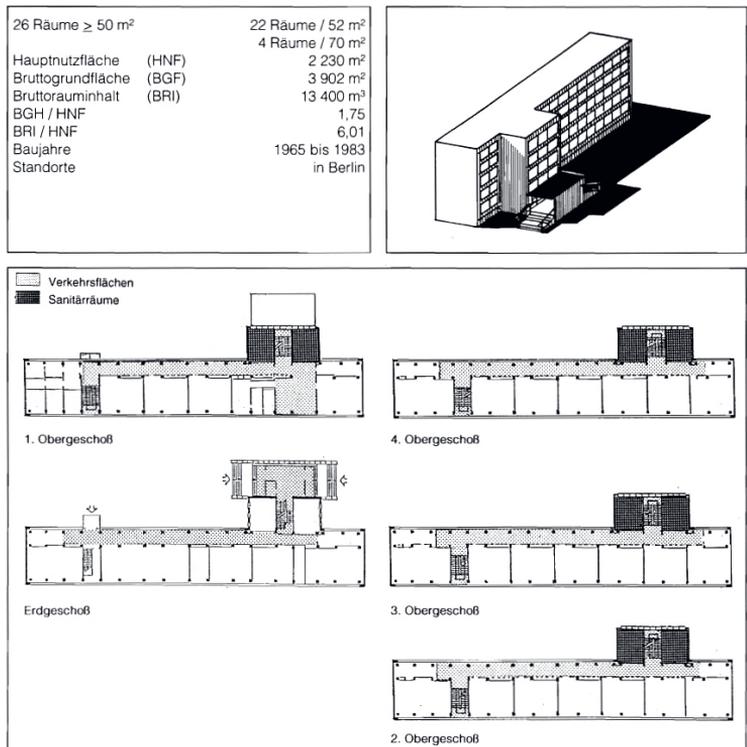


Bild 2: Auszug aus Gebäudekatalog [1] Typ „Berlin SK“

Aufgrund des Umbaus und der damit verbundenen Anforderungen an den Brandschutz und die Barrierefreiheit sowie an eine Neuaufteilung der Räume war es notwendig, einen Teil der aus-

stehenden Stahlbetonwände rückzubauen und an anderen Stellen neu zu errichten. Diese Eingriffe waren in zwei Bereichen über alle Etagen hinweg erforderlich.



Bild 3: Unplanmäßig ausgeführter Bewehrungsanschluss

1.4 Aufgabenstellung und Schadensbild

Die Errichtung der neuen Wände sah laut Ausführungsplanung keinen Bewehrungsanschluss an den Deckenplatten vor. Entgegen dieser Planung entschied die ausführende Baufirma vor Ort jedoch, einen Bewehrungsanschluss zu ergänzen. Dazu wurden die Hohlkammern der Fertigteildeckenelemente oberseitig geöffnet und mit Bewehrungsseisen ergänzt (s. Bild 3).

Im Zuge einer Bewehrungsabnahme fiel die Abweichung von der Ausführungsplanung auf. Seitens der Tragwerksplanung wurde auf eine mögliche Beeinträchtigung der Konstruktion durch die außerplanmäßig durchgeführten Arbeiten hingewiesen. Zu diesem Zeitpunkt waren die ungeplanten Arbeiten in allen betroffenen Deckenbereichen über sämtliche Etagen hinweg bereits

abgeschlossen. Die Öffnungen wurden teils mittels Stemm-, teils über Schneidverfahren hergestellt. Bei der Decke über dem Untergeschoss kamen beide Öffnungsverfahren zum Einsatz (s. Bild 4), während bei den Decken der übrigen drei Geschosse ausschließlich das vermeintlich schonendere Schneidverfahren angewandt wurde.

Die hergestellten Öffnungen wiesen jeweils eine Länge von etwa 1 m auf. Dadurch wurden alle Hohlkammern der drei mittleren Platten zwischen den angrenzenden Stützen sowie ein Großteil der Hohlkammern der Platten in den Stützenachsen geschädigt, sodass in jedem betroffenen Bereich drei Platten das vollständige Schadensbild aufwiesen.

Es bestand die Gefahr, dass die Entfernung der Plattenspiegelbereiche einen negativen Einfluss



Bild 4: Herstellung der Öffnungen mittels Stemmverfahren (links) und mit Schneidverfahren (rechts)

In einer Machbarkeitsstudie wurde daher die experimentelle Tragsicherheitsbewertung mit einem Austausch der geschädigten Platten verglichen und hinsichtlich Zeit- und Kosteneinsparung gegeneinander abgewogen. Die Analyse ergab, dass eine Sanierung mit anschließender Tragsicherheitsprüfung nur 15 % der Kosten eines Plattenaustauschs betragen würden. Dies führte zur Entscheidung, das Risiko eines negativen Versuchsergebnisses in Kauf zu nehmen, um die potenzielle Zeit- und Kosteneinsparung bei positivem Testergebnis ausnutzen zu können.

auf den Lastabtrag der verbleibenden Stege haben könnte. Diese Vermutung basierte auf der fehlenden oberseitigen Horizontalaussteifung der Plattenstege (s. Bild 5) sowie der Verringerung des Betonquerschnittes im Auflagerbereich. Darüber hinaus könnten die durchgeführten Arbeiten selbst zu lokalen Störungen im Betongefüge geführt haben, deren Auswirkungen auf das Gesamttragverhalten unbekannt sind. Dabei bestand der Verdacht, dass die beim Stemmen eingetragene Energie das Mikrogefüge des Betons im Auflagerbereich stärker beeinträchtigte als beim ebenfalls angewandten Schneidverfahren.

Aufgrund der unklaren Auswirkungen auf die Tragfähigkeit der beschädigten Deckenplatten und der dadurch möglicherweise erforderlichen aufwendigen Aus- und Neueinbauarbeiten dieser Platten waren erhebliche Verzögerungen im Bauablauf sowie hohe zusätzliche Kosten zu erwarten.

2 Vorgehensweise

2.1 Ablaufplanung

Um das Schadensausmaß präzise zu erfassen und die Vergleichbarkeit der geschädigten Bereiche für die weiterführenden Belastungsversuche sicherzustellen, wurde der Untersuchungsablauf in zwei Phasen gegliedert. Dies ermöglichte die Entwicklung eines auf das Projekt zugeschnittenen Sanierungs- und Untersuchungskonzepts.

In der ersten Phase der Voruntersuchungen erfolgte eine visuelle Begutachtung der betroffenen Bereiche sowie die Zustandsanalyse mittels zerstörungsfreier Prüfverfahren (ZFP-Verfahren). Die gewonnenen Erkenntnisse bildeten die Grundlage für die zweite Phase, in der ein an die vorherrschenden Randbedingungen angepas-

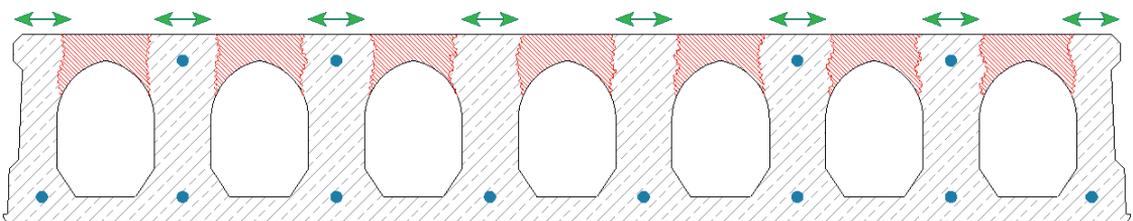


Bild 5: Querschnitt der Hohlkammerplatten mit vorgefundenem Schadensbild (rot) sowie mögliches Ausweichen der Stege (grün)

tes Untersuchungskonzept entwickelt wurde. Die Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [2] des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) diente hierbei als Grundlage. Dieses Konzept beinhaltete u. a. die Ertüchtigung der geschädigten Auflagerbereiche, die vor der Durchführung der Belastungsversuche abgeschlossen sein musste. Dadurch sollte der Erfolg der Sanierung nachgewiesen werden, ohne den zeitlichen Ablauf der Gesamtmaßnahme wesentlich zu verzögern.

2.2 Voruntersuchungen

Das Hauptziel der Zustandsanalyse war eine detaillierte Untersuchung der Schadensbilder in den Auflagerbereichen der Spannbetonhohldielen, um mögliche Schädigungsgrade zu definieren. Darüber hinaus musste für die weiterführenden Belastungsuntersuchungen und deren Übertragbarkeit sichergestellt werden, dass es sich bei den geschädigten Bestandsdeckenplatten in allen betroffenen Bereichen um exakt die gleichen verwendeten Fertigteiltypen handelt. Folgende Parameter wurden hierbei untersucht:

- Geometrie der ausgeführten Öffnungen,
- Bewehrungslage und -gehalt in den Hohlkammerplatten,
- Sichtbare Verletzungen der Spannstähle,
- Verletzung vorhandener Querbewehrung,
- Mögliche Schädigungen der Stege oder der unteren Betonplatte,
- Vorhandene Rissbilder in den geschädigten Bereichen,
- Strukturanalyse auf Basis bildgebender Verfahren.

2.3 Radarverfahren

Zur Überprüfung des potenziellen Schädigungsgrades im Betongefüge der gestörten Platten und zur Bestimmung des Untersuchungsumfangs für die geplanten experimentellen Untersuchungen wurden zerstörungsfreie Untersuchungen mittels Radar-Impuls-Echo-Verfahren durchgeführt. Dies war zudem entscheidend für die Übertragbarkeit der Untersuchungsergebnisse auf ungeprüfte Platten.

Bei dem gewählten Messverfahren werden elektromagnetische Impulse mit einer Frequenz von 1,6 bis 2,7 GHz in das Material gesendet. Treffen diese auf Dichteunterschiede im Bauteil, wie sie durch Bewehrung, Fehlstellen, Materialübergänge oder Risse entstehen können, werden die Wellen an den Grenzflächen reflektiert und vom geräteinternen Empfänger erfasst [3]. Das Analysegerät stellt die gewonnenen Messdaten sowohl in zweidimensionalen als auch dreidimensionalen Diagrammen dar. In der Auswertesoftware können ausgewählte Bereiche tiefenaufgelöst betrachtet werden, um deren Ergebnisse für die weitere Bewertung heranzuziehen.

Die Untersuchungen fanden in jedem Stockwerk an allen betroffenen Auflagerbereichen statt und wurden gleichzeitig mit den ungestörten angrenzenden Platten verglichen. Die vorhandenen Öffnungen konnten zur Verifizierung und Kalibrierung des Messsystems genutzt werden, weshalb keine zusätzlichen Inspektionsöffnungen erforderlich waren. Die Positionen der Radarscans wurden möglichst identisch gewählt, um die Ergebnisse miteinander vergleichen zu können.

2.4 Ergebnisse der Voruntersuchungen

Im Zuge der handnahen visuellen Inspektion der benannten Bereiche konnten weder Schädigungen an der vorhandenen Bewehrung noch größere Auffälligkeiten an den verbliebenen Stegen festgestellt werden. Der Großteil der verbliebenen Stegbereiche sowie die untere Betonschicht wiesen keine optisch wahrnehmbaren, signifikanten Rissbilder auf.

Die Auswertung der Ergebnisse des bildgebenden Messverfahrens ergab bei allen untersuchten Spannbeton-Hohlkammerplatten ein homogenes Bild. Es konnte kein Schädigungsgrad des verbleibenden Plattenquerschnitts oder auffällige Unterschiede zwischen den Auswirkungen des Stemm- und des Schneidverfahrens abgeleitet werden. Sämtliche geschädigte Platten wiesen aufgrund des ermittelten Bewehrungsgehalts, der Plattendicken sowie der Lage der Spanndrähte in allen Etagen nahezu identische

Parameter auf. Aufgrund der unterschiedlichen angewendeten Verfahren zur Herstellung der Öffnungen ist davon auszugehen, dass das Mikrogefüge des Betons durch die Ausführung mittels Stemmverfahren eine stärkere Beeinflussung auf die Gefügestruktur erfahren hat. Daher wurde die Decke über dem Untergeschoss als maßgeblicher Bereich für die weiterführenden Belastungsversuche definiert, da hier sowohl Stemm- als auch Schneidarbeiten zur Herstellung der Schlitze durchgeführt wurden.

3 Durchgeführte Sanierungsmaßnahmen

Um die Versagenswahrscheinlichkeit vor den geplanten experimentellen Untersuchungen auf ein Minimum zu reduzieren, war es erforderlich, alle gestörten Bereiche der Plattensysteme vollständig instand zu setzen. Hierfür wurde beschlossen, die hergestellten Schlitze nachträglich mittels eines Vergussystems zu verfüllen.

3.1 Verwendetes Material

Die Anforderungen an den Baustoff für die geplante Sanierung der unplanmäßigen Öffnungen gingen über das bloße Verschließen der Schlitze hinaus. Es sollte nicht nur das mögliche Ausweichen der Stege verhindert, sondern im besten Falle ein kraftschlüssiger, schubfester Haftverbund zwischen neuem und altem Beton hergestellt werden. Da seitens der Bauherrin nur ein kleines Zeitfenster zur Verfügung stand, stellte dies zusätzliche Anforderungen an das zu verwendende Material, insbesondere in Bezug auf eine schnelle Festigkeitsentwicklung.

Aus diesem Grund kam ein hochfließfähiger, quellender Vergussbeton mit hoher Frühfestigkeit gemäß DAfStb-Richtlinie „Herstellung und Verwendung von zementgebundenem Vergussbeton und Vergussmörtel (VeBMR)“ [4] zur Anwendung. Dieser Beton soll gemäß Herstellerangaben aufgrund seines Quellmaßes von $\geq 0,1$ % kontrolliert expandieren und dadurch kleinste Hohlräume in der Bestandsstruktur füllen. Durch diese Verzahnung wird ein möglichst hoher Haftverbund zwischen den Oberflächen

erwartet, was die besten Aussichten auf eine kraftschlüssige Verbindung bietet.

Die kurzfristige Durchführung der Sanierungsmaßnahmen und die anschließenden zeitnahen Belastungsversuche machten es erforderlich, dass der Vergussbeton schnell aushärtet, um den weiteren Ablauf des Projektes nicht zu gefährden. Laut Herstellerangaben erreicht der Vergussbeton innerhalb der ersten 24 h nach Verarbeitungsbeginn eine Festigkeit von ≥ 40 N/mm², was die Erfüllung der Voraussetzungen für die Einhaltung des gesetzten Untersuchungstermins gewährleistet. Das erforderliche Material stand innerhalb weniger Tage zur Verfügung und die ausführende Firma signalisierte ihre Kompetenzen im Umgang mit dessen Verarbeitung.

3.2 Verarbeitung und Ausführung

Zunächst wurden die Hohlräume abgedichtet, um zu verhindern, dass die verbleibenden Hohlkammern unkontrolliert mit Vergussbeton gefüllt werden. Dadurch sollten ein unnötiger Materialaufwand und ein damit verbundenes zusätzliches Eigengewicht der Hohlkammerplatten vermieden werden.

Das gewählte Vergussystem ist ein komplexer Hochleistungsbaustoff, der seine gewünschten Eigenschaften nur dann vollständig entwickelt, wenn er sachgemäß verarbeitet und nachbehandelt wird. Die Verarbeitungsanleitung definiert die folgenden Hinweise [5]:

- Der Untergrund ist von Schmutz und losen Teilen zu befreien.
- Die Oberfläche des Altbetons sollte 6 bis 24 h vor dem Verguss bis zur kapillaren Sättigung vorgehästet werden.
- Die angegebene Wassermenge in Trinkwasserqualität ist exakt einzuhalten.
- Das Mischregime schreibt vor, dass in zwei genau definierten Mischvorgängen gearbeitet werden soll.
- Freiliegende Vergussmörtelflächen sind unmittelbar gegen vorzeitige Wasserverdunstung über einen Zeitraum von 3 bis 5 d zu schützen.

Beim Eintreffen zu den geplanten Belastungsuntersuchungen wurden die Sanierungsergebnisse umgehend begutachtet. Dabei wurden in allen Vergussbereichen der Decke über dem Untergeschoss deutliche Schwindrisse zwischen dem neuen Vergussmörtel und dem Altbeton festgestellt. Dies führte zu ersten Zweifeln an der Qualität der Ausführung und potenzielle Fehlerquellen wurden gesucht. Bei weiteren Beobachtungen vor Ort stellte sich heraus, dass die Instandsetzungsarbeiten bei Temperaturen von bis zu 25 °C und geringer Luftfeuchtigkeit in einem offenstehenden Gebäude stattgefunden hatten. Es zeigte sich auch, dass keine fachgerechte Sanierung der geschädigten Bereiche durchgeführt worden war, da keiner der Verarbeitungshinweise eingehalten wurde. Die festgestellten Verarbeitungsfehler umfassten:

- Fehlende Reinigung der zu vergießenden Bereiche (teilweise noch mit Blättern und Dämmmaterial verunreinigt),
- Kein Vornässen der Oberflächen,
- Unkontrollierte Schätzung der erforderlichen Wassermenge,
- Auslassen des zweiten Mischvorgangs gemäß Mischregime,
- Keine Nachbehandlung der freiliegenden Vergussflächen.

Es ist sehr wahrscheinlich, dass die im Voraus festgelegten Materialparameter sowie die Verbundeigenschaften zwischen Alt- und Neubeton durch diese unsachgemäße Verarbeitung des Vergussbetons beeinträchtigt wurden. Die nachfolgenden Arbeiten in den darüberliegenden Stockwerken wurden nach Mängelanzeige ordnungsgemäß ausgeführt, sodass der Vergussmörtel dort die erforderlichen Eigenschaften auszubilden schien und keinerlei Risse zu verzeichnen waren.

Da die Sanierungsarbeiten an der Decke über dem Untergeschoss begannen, fielen die unsachgemäß ausgeführten Instandsetzungen glücklicherweise genau in die ausgewählten Untersuchungsbereiche. So konnten sowohl die Bereiche, in denen die unterschiedlichen Verfahren zur Öffnungserstellung angewendet

wurden, als auch jene mit fehlerhaften Sanierungsmaßnahmen gezielt untersucht werden. Dadurch wurden alle potenziell nachteiligen Einflüsse, die die Tragfähigkeit beeinträchtigen könnten, umfassend berücksichtigt.

4 Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

Normalerweise stellt der rechnerische Nachweis von Hohlkammerdielen eine Routineaufgabe dar. Die beschriebenen Beeinträchtigungen und die nur mangelhaft ausgeführten Sanierungsmaßnahmen zogen jedoch eine signifikante Veränderung an den Fertigbauteilen nach sich. Dies führte zu einer großen Anzahl unbekannter Einflussparameter, die es unmöglich machten, ein realistisches Rechenmodell zu erstellen, und somit einen rechnerischen Nachweis mit ausreichender Sicherheit ausschlossen. Infolgedessen wurde ein experimentelles Nachweisverfahren gewählt, um die Tragsicherheit der Deckenplatten unter Berücksichtigung aller vorhandenen Einflüsse zu untersuchen (gemäß [6] nach [2], Versuchsart A).

4.1 Stichprobenumfang

Aufgrund der unter 2.3 und 3.2 beschriebenen Randbedingungen wurden die Untersuchungen an der Decke über dem Untergeschoss durchgeführt, um die ungünstigsten Randbedingungen der Stichprobe zu erfassen. Die Untersuchungsstandorte wurden so gewählt, dass jeweils zwei Raum- und zwei Flurbereiche analysiert und miteinander verglichen werden konnten (s. Bild 6).

Es war geplant, an insgesamt zwölf der 48 massiv beeinträchtigten Spannbetonhohlkammerplatten experimentelle Untersuchungen durchzuführen, was einem Untersuchungsumfang von 25 % der Grundgesamtheit entspricht. Als maßgebender Versagensmechanismus wurde ein Querkraftversagen im Bereich der geschädigten Stege definiert. Nach [2] ergibt sich für den gewählten Stichprobenumfang und einen Variationskoeffizienten von $v = 0,20$ ein Übertragungsfaktor von $\gamma_{ü,R} = 1,38$.

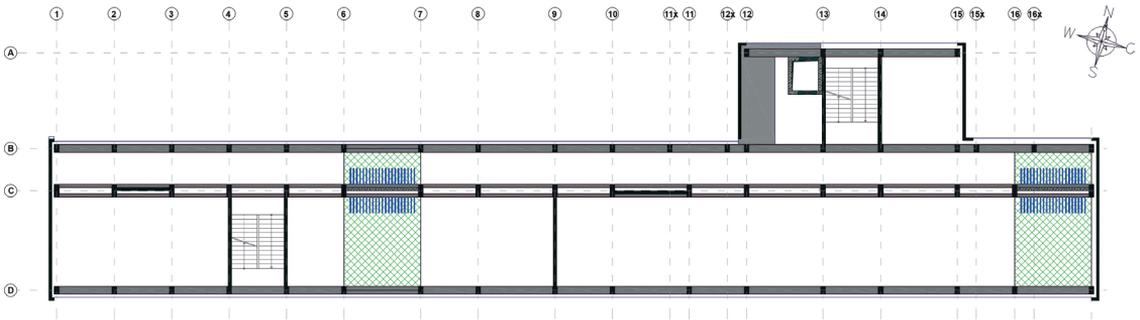


Bild 6: Übersichtsplan der gewählten Untersuchungsstandorte (grün) mit geschädigten Auflagerbereichen (blau)

4.2 Lastermittlung

Die geplante Nutzung umfasst zusätzliche ständige Einwirkungen G für den Innenausbau, den Brandschutz und die geplante TGA sowie veränderliche Einwirkungen Q entsprechend den festgelegten Verkehrslasten.

Zusätzliche ständige Einwirkungen G :

- In den Schulräumen $g_{G,Raum,k} = 1,45 \text{ kN/m}^2$
- In den Fluren $g_{G,Flur,k} = 1,75 \text{ kN/m}^2$

Veränderliche Einwirkungen Q nach [7]:

- Schulräume, Kategorie C1 $q_{S,k} = 3,00 \text{ kN/m}^2$
- Trennwandzuschlag ($< 3,0 \text{ kN/m}^2$)
 $q_{TZ,k} = 0,80 \text{ kN/m}^2$
- Flure, Kategorie C3 $q_{F,k} = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Das Eigengewicht der Platten, im Folgenden als G_1 bezeichnet, wirkt bereits auf die zu untersuchenden Bauteile ein. Aufgrund der Fertigteilelemente und ihrer geringen Fertigungstoleranzen wurde ein Sicherheitsfaktor $\gamma_{G,1} = 1,10$ gewählt, um mögliche Schwankungen in den Eigenlasten der ungeprüften Bereiche zu berücksichtigen.

Zur Berechnung der Versuchsziellasten wurden Teilsicherheitsbeiwerte gemäß [8] angewandt:

- Sicherheitsfaktor $\gamma_{G,j} = 1,35$ für alle zusätzlichen ständigen Einwirkungen und
- Sicherheitsfaktor $\gamma_{Q,1} = 1,50$ für alle veränderlichen Einwirkungen.

Die für die Versuche erforderlichen Ziellasten berechnen sich gemäß [2] wie folgt:

$$F_{\text{Ziel}} = \gamma_{\text{ü,R}} \cdot \left[(\gamma_{G,1} - 1,0) \cdot G_1 + \sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right]$$

Dies ergab eine maximale Ziellast von $11,2 \text{ kN/m}^2$ in den Klassenzimmern und von $14,3 \text{ kN/m}^2$ in den Flurbereichen.

4.3 Versuchsplanung

Mit Hilfe der gewonnenen Erkenntnisse aus den Bauwerksanalysen wurde ein maßgeschneidertes Untersuchungskonzept entwickelt, welches die speziellen Bedingungen vor Ort berücksichtigte und den Versuchsaufbau sowie -ablauf optimierte.

Das Herzstück der Versuchseinrichtung bildete ein Stahlrahmensystem aus speziell angefertigten Einzelmodulen, die flexibel konfigurierbar auf die örtlichen Abmessungen der einzelnen Standorte abgestimmt wurden. Dadurch wurde eine sichere Rückverankerung für die hydraulisch betriebenen Pressen geschaffen, die sowohl manuell als auch elektrisch gesteuert werden können.

Die Krafterzeugung erfolgte durch die Regelung des Öldrucks in den Hydraulikzylindern, was den entscheidenden Vorteil bietet, dass beim Erreichen eines kritischen Traglastverhaltens der Versuch jederzeit unterbrochen und die Kons-

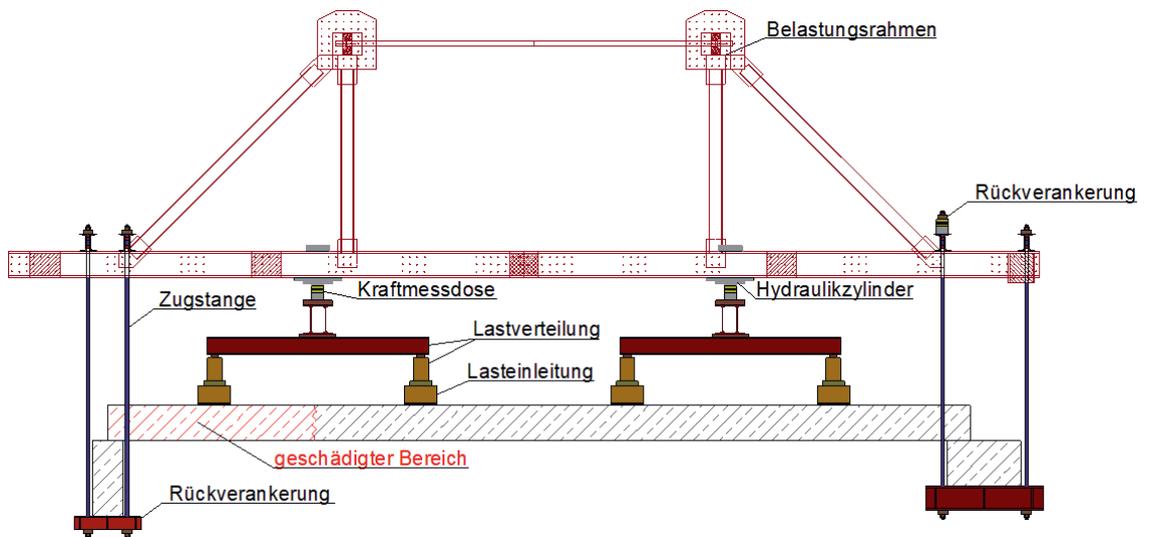


Bild 7: Schematischer Versuchsaufbau (Raumbereiche)

traktion sofort entlastet werden kann. Zudem bietet das Hydrauliksystem die erforderliche Selbstsicherung während der Untersuchungen. Im Gegensatz zu den früheren Prüfmethode vor Einführung der Richtlinie des DAfStb, bei denen mit statischen Totlasten oberhalb des Gebrauchslastniveaus geprüft wurde und eine schnelle Entlastung bei kritischen Bauteilreaktionen nicht möglich war, gewährleistet dieses System ein hohes Maß an Sicherheit. Ein weiterer Vorteil dieses Verfahrens liegt in der Möglichkeit, bei unklaren Reaktionen des zu prüfenden Systems die Last schrittweise zu steigern. Hierdurch können das Last-Verformungs-Verhalten unter wiederkehrenden Lasten präzise bewertet und das Risiko irreversibler Schädigungen minimiert werden.

Die Stahlrahmen wurden oberhalb der zu untersuchenden Deckenplatten montiert und über die Unterzüge, die als Auflager für die Platten dienten, sicher mittels hochfester Zugstangen und Traversen rückverankert (s. Bilder 7 und 9).

Die hydraulisch erzeugten Kräfte wurden über ein statisch bestimmtes System aus Holzplatten und Walzprofilen (s. Bild 8) als adäquate Flächenlast auf eine Versuchsfeldbreite von 6,40 m in die Spannbetonhohldielen eingeleitet. Durch diese Anordnung des Versuchsaufbaus

entstand ein geschlossener Kräftekreislauf zwischen den untersuchten Bauteilen und der Belastungseinrichtung. Dieser Aufbau wurde so konzipiert, dass keine unvorhergesehenen Lasten entstehen, die die intakte Bausubstanz überbeanspruchen und möglicherweise schädigen könnten.

Zur genauen Überwachung der Bauteilreaktionen kamen zwei parallel aufzeichnende hochsensible Messsysteme mit unterschiedlichen Sensoren zum Einsatz. Das erste System erfasste die eingeleiteten Kräfte, die vertikalen Verformungen der Platten über die gesamte Spannweite sowie die Dehnungen an der Plattenunterseite längs zur Spannrichtung im Bereich der Auflager. Diese gewonnenen Daten wurden online und in Echtzeit grafisch ausgewertet, sodass die Kraft-Verformungs- und Kraft-Dehnungs-Zusammenhänge unmittelbar interpretiert werden konnten.

Ein zweites, autarkes Messsystem wurde verwendet, um den Verbund zwischen altem und neuem Beton mittels Schallemissionsanalyse (SEA) zu überwachen. Hierbei wurden je vier Sensoren pro Platte an der Unterseite angebracht, um akustische Signale im Bereich der geschädigten Auflager zu erfassen. Die akustischen Signale wurden mit verschiedenen Softwaretools



Bild 8: Belastungsrahmen und Lasteinleitung oberhalb der zu untersuchenden Deckenplatten



Bild 9: Belastungsrahmen und Onlinesmesstechnik

die Erfassung selbst kleinster Verformungen. Dadurch ist es möglich, frühzeitig Informationen über auftretende Zustandsänderungen zu erhalten.

Des Weiteren wurden piezoelektrische Sensoren zur Erfassung der Schallemissionen angebracht. Gewöhnlich lässt sich an Massivbauwerken bei zunehmender Belastung eine fortschreitende Mikrorissbildung, die sich als Festkörperschall äußert, messtechnisch

visualisiert, sodass eine kontinuierliche Überwachung und Bewertung der Messdaten durch die Versuchingenieure erfolgen konnte. Auf diese Weise war es möglich, die Einwirkungsseite präzise zu steuern und bei Bedarf die Belastung jederzeit zu reduzieren oder sofort zu entlasten.

Die im Vorfeld ermittelten Versagenskriterien bestimmten die Anordnung und Auswahl der eingesetzten Sensoren (s. Bild 10). Für die Messung der vertikalen Verformungen und Dehnungen kamen hochpräzise induktive Wegaufnehmer zum Einsatz. Diese Sensoren bieten eine sehr hohe Genauigkeit und ermöglichen

nachweisen. Ein möglicher Verlust der Haftreibung zwischen altem und neuem Material in den Verbundflächen würde sich in diesem Fall durch eine signifikante Zunahme der Messsignale zeigen. Diese Veränderungen können sich in den Messkurven der elektro-mechanischen Sensoren erst abzeichnen, wenn das Bauteilverhalten bereits kritisch ist, wodurch ein lokales oder sogar globales Versagen möglich wäre.

Angesichts der dringenden Problemstellung und des Bedarfs an Planungssicherheit seitens der Auftraggeberin waren eine zeitnahe Ausführung und ein reibungsloser Projektablauf

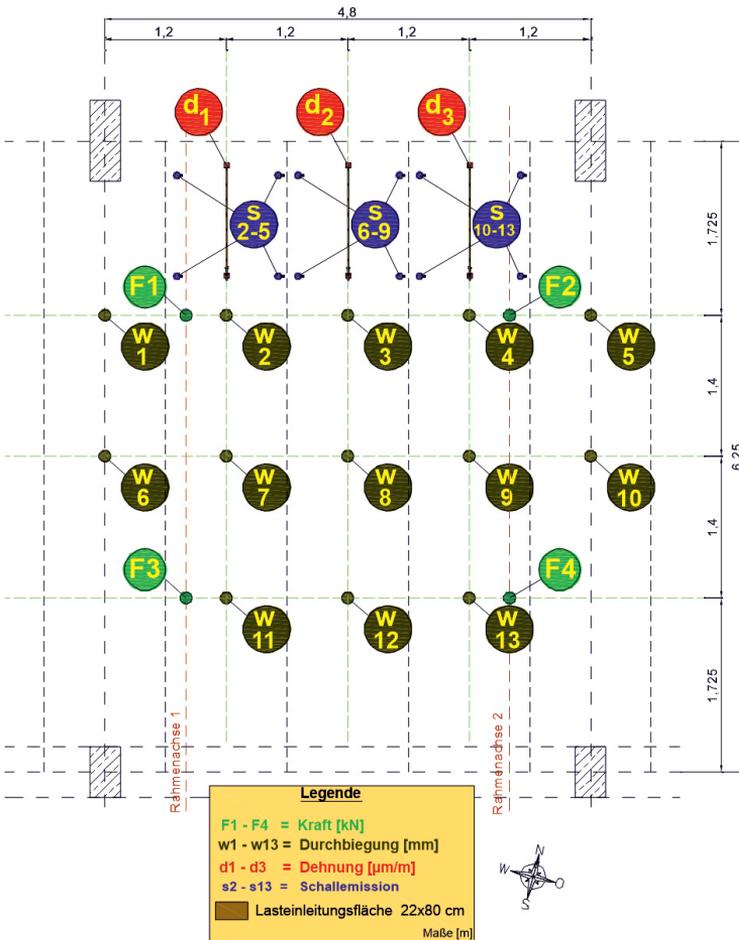


Bild 10: Beispiel eines Messstellenplans für ein Klassenzimmer

erforderlich. Vom ersten Ortstermin über das abgestimmte Untersuchungsprogramm bis hin zur Durchführung der Belastungsversuche vergingen lediglich sechs Wochen.

4.4 Versuchsdurchführung

Der Versuchsablauf wurde gemäß [2] in einer Abfolge zusammenhängender Belastungs- und Entlastungszyklen durchgeführt. Zunächst wurde in den ersten beiden Schritten bis zum Gebrauchslastniveau belastet. Dieser zweimalige Lasteintrag dient zur Überprüfung, ob die Konstruktion unter den geplanten Nutzungsanforderungen ein linear-elastisches Verformungsverhalten aufweist oder bereits einen signifikanten bleibenden Verformungszuwachs aufzeigt. Zur präzisen Beobachtung der Bauwerksreaktionen

der Deckenplatten wurde vor der maximalen Lasteintragung eine Zwischenstufe realisiert, um die erforderlichen Lasten nur schrittweise zu steigern und so das erforderliche hohe Sicherheitsniveau zu gewährleisten. Im Anschluss erfolgte die Laststeigerung bis zur Versuchszielast, gefolgt von zwei weiteren Lastzyklen auf Gebrauchslastniveau. Diese anschließenden Belastungszyklen ermöglichten die genaue Beurteilung, ob die Konstruktion für die geplanten wiederkehrenden Nutzungsanforderungen plastische Verformungszunahmen ausbildet.

Das Einhalten von Lasthaltephasen in den Be- und Entlastungszyklen war erforderlich, um ein potenziell kritisches Bauteilverhalten aufgrund von eintretenden Verformungsänderungen frühzeitig erkennen zu können.

Im Anschluss an die zyklischen Belastungsfolgen wurde das Tragverhalten unter Dauerlast untersucht, wobei eine Belastung auf Gebrauchslastniveau über einen Zeitraum von $t \geq 15$ min bis zum asymptotischen Erreichen einer Verformungskonstanz aufrechterhalten wurde.

4.5 Versuchsergebnisse

Die gewonnenen Messergebnisse aller durchgeführten Untersuchungen konnten als plausibel eingestuft werden. Die ermittelten Bauwerksreaktionen an den einzelnen Untersuchungsstandorten waren hinsichtlich der Messwerte und des Reaktionsverhaltens untereinander vergleichbar. Das Bauteilverhalten der belasteten Konstruktionen ließ darauf schließen, dass die während der Versuche aufgebrauchten Lasten unterhalb eines kritischen Lastniveaus la-

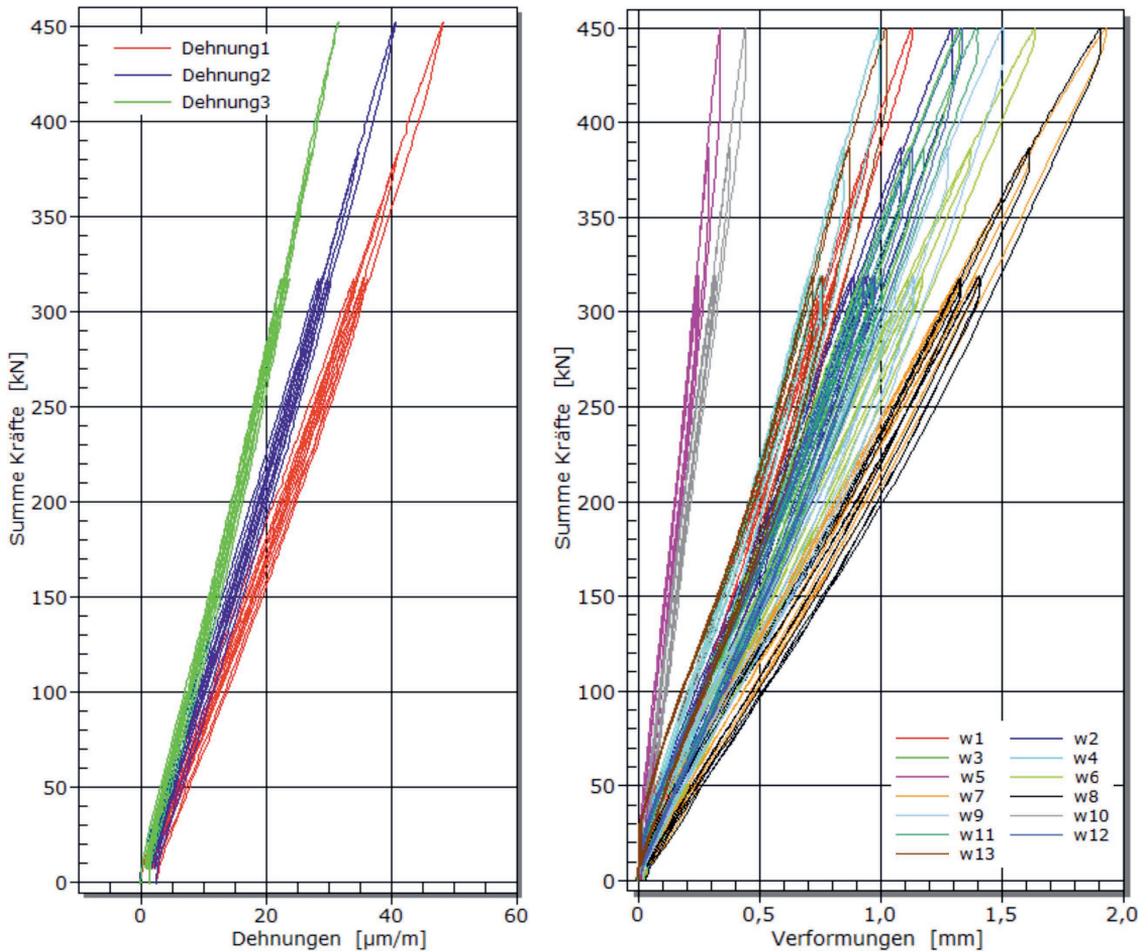


Bild 11: Beispiele für Last-Dehnungs-Kurven (links) und Last-Verformungs-Kurven (rechts) im Bereich eines Klassenzimmers

gen. Die geprüften Deckenbereiche konnten die festgelegten Ziellasten sicher aufnehmen.

Die Kraft-Verformungs- und Kraft-Dehnungs-Diagramme (s. Bild 11) zeigten einen nahezu linearen Anstieg der Messwerte bis zur Versuchsziellast. Die maximal gemessenen vertikalen Verformungen in Feldmitte betrugen etwa 3,00 mm und die gemessenen Betondehnungen lagen in allen Untersuchungsbereichen zwischen 30 und 60 $\mu\text{m}/\text{m}$, was als unkritischer Wertebereich eingestuft wird. Nach Abschluss der zyklischen Belastung wiesen die gemessenen Werte nahezu keine plastischen Verformungsanteile auf. Selbst bei Erreichen des Ziellastniveaus konnte keine signifikante Rissbildung infolge der Krafteinwirkung beobachtet werden.

Die gewonnenen Daten aus den Zeitstandversuchen auf Gebrauchslastniveau bestätigten an allen Untersuchungsstandorten ein stabiles Tragverhalten. Die bleibenden Verformungen nach Abschluss der Dauerbelastung lagen, im Rahmen der Messgenauigkeit, nahezu bei Null (Bild 12).

In allen mit Schallsensoren ausgestatteten Auflagerbereichen konnten vergleichbare Messergebnisse gewonnen werden. Die gemessenen Schallsignale zeigten im ersten Belastungszyklus das charakteristische Signalbild einer ungeschädigten Stahlbetonkonstruktion und nahmen mit jeder weiteren Laststufe ab (s. Bild 13). Die vereinzelt leicht erhöhten Signale im Verlauf des ersten Belastungszyklus sind vermutlich

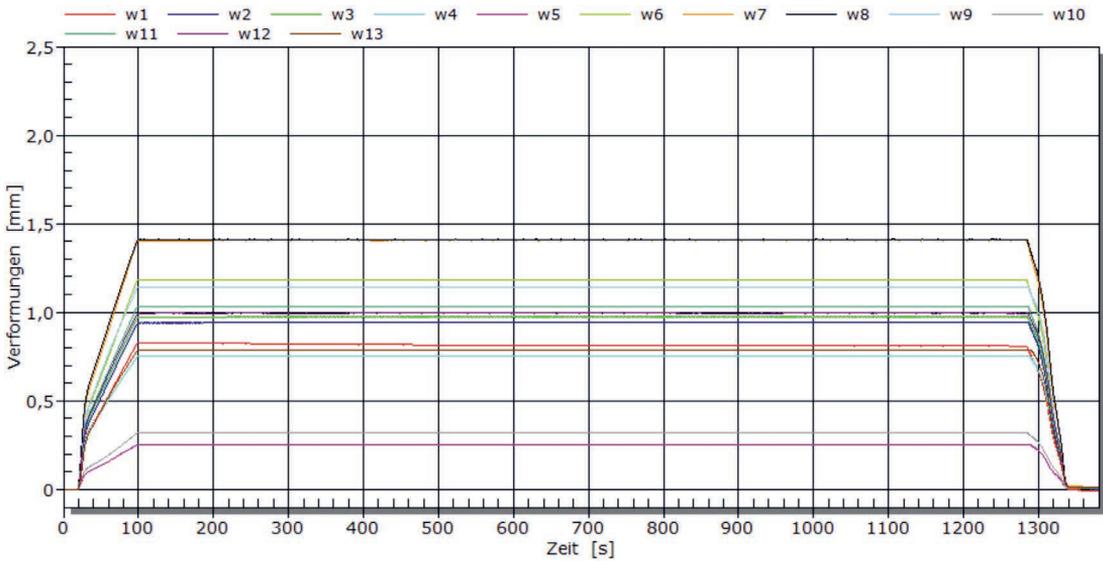


Bild 12: Beispiel für Zeit-Verformungs-Kurven im Bereich eines Klassenzimmers infolge einer Dauerbelastung

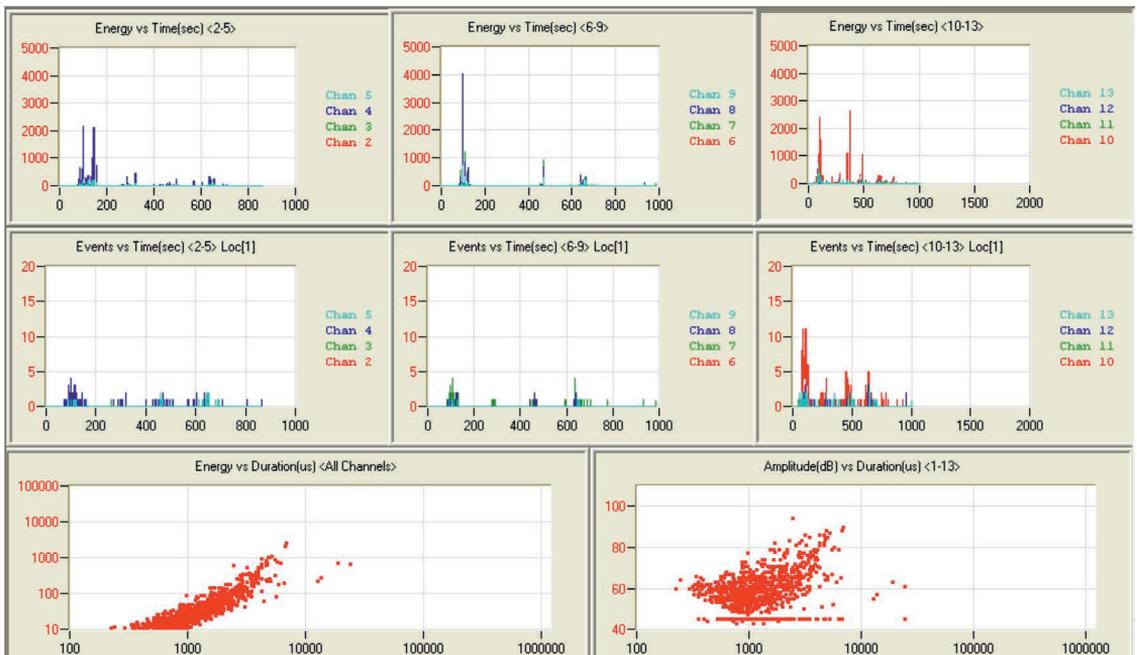


Bild 13: Beispiel für Schallemissionsanalysediagramme

auf die Wechselwirkung zwischen den hohen Betonfestigkeiten der Fertigteilplatten und des Vergussbetons zurückzuführen, bewegen sich jedoch in einem unkritischen Wertebereich. Dieser Effekt deutet darauf hin, dass sich nach den anfänglichen Schallereignissen ein Spannungsgleichgewicht zwischen Alt- und Neube-

ton eingestellt hat und die eingetragenen Kräfte unterhalb eines kritischen Lastniveaus für die Randbereiche liegen.

Die SEA-Korrelationen (*energy vs. duration*) zeigen keine Punktwolken von plötzlich entstehenden Signalanhäufungen in den Diagrammen,

was auf intakte Verbundbereiche hindeutet. Ein Großteil der Signale nach den ersten beiden Belastungszyklen kann auf Reibungseffekte zwischen den sich verzahnenden Rissufern, Wandauflagern oder ähnliche Ursachen zurückgeführt werden. Gegen Ende der Versuche wurde nahezu keine weitere Mikrorissbildung gemessen.

Die Untersuchungen bestätigten den Erfolg des Sanierungskonzeptes und belegten, dass die Hohlkammerplatten eine ausreichende Tragfähigkeit für die angedachten Nutzungsanforderungen gewährleisten.

5 Zusammenfassung

Dieser Beitrag behandelte exemplarisch die Folgen von Abweichungen zwischen Planung und Ausführung, die oft erheblichen Zusatzkosten und zeitliche Verzögerungen nach sich ziehen können. Am vorgestellten Beispiel wurde verdeutlicht, wie durchdachte und gezielte Alternativen eine wirtschaftliche Lösung zu einem kosten- und zeitintensiven Abriss und Neubau darstellen können, speziell für einen Nachweis der Tragsicherheit geschädigter Massivbauelemente.

Weiterhin wurde herausgestellt, wie entscheidend die fachlich richtige Umsetzung von Sanierungslösungen ist, insbesondere bei der Anwendung von Hochleistungsbaustoffen. Diese Materialien entfalten ihre spezifischen Eigenschaften nur dann vollständig, wenn die Verfahrensanweisungen zu Vorbehandlung, Verarbeitung und Nachbehandlung bis ins Detail eingehalten werden.

Die hier beschriebenen Untersuchungen an den geschädigten Deckenbereichen veranschaulichen den sinnvollen Einsatz experimenteller Lösungsansätze, die den nachhaltigen Erhalt von Bausubstanz ermöglichen und eine ressourcenschonende Sanierung erlauben. Die erfolgreiche und termingerechte Sanierung ermöglichte es, die Schule planmäßig zu eröffnen und den Schülerinnen und Schülern eine modernisierte und sichere Lernumgebung bereitzustellen.

Diese Maßnahme war nicht nur ökologisch, sondern auch ökonomisch ein voller Erfolg.

Literatur

- [1] Ahnert, C.-D.; Bloedow, H.-J.: Typenschulbauten in den neuen Ländern – Planungshilfen für die Instandsetzung und Modernisierung. Sekretariat der ständigen Konferenz der Kultusminister der Länder in der BRD, Berlin, 1999.
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth, 2020.
- [3] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. (DBV, Hrsg.): DBV-Merkblatt Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren im Bauwesen. Berlin, 2014.
- [4] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): DAfStb-Richtlinie Herstellung und Verwendung von zementgebundenem Vergussbeton und Vergussmörtel (VeBMR). Berlin: Beuth, 2019.
- [5] PAGEL® Spezial-Beton GmbH & Co. KG: Technisches Merkblatt V1®/10, V1®/50, V1®/160. Essen, 2022.
- [6] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2004 + AC:2010.
- [7] DIN EN 1991-1-1:2010-12: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC: 2009.
- [8] DIN EN 1990/NA:2010-12: Eurocode 0 – Grundlagen der Tragwerksplanung, Anhang D.

Bildquellen

Bilder 1, 3, 4, 6–10: Gunter Hahn, lexB GmbH

Bild 2: entnommen aus [1]

Bilder 5, 11–14: Markus Fischer, lexB GmbH

Belastungsversuche an historischen Decken mit Carbonbetonverstärkung

■ Dr.-Ing. Juliane Wagner¹, Dipl.-Ing. Sophie Uhlemann¹, Prof. Dr.-Ing. Alexander Schumann¹, Dipl.-Ing. (FH) Sabine Liebelt², Dr.-Ing. Torsten Hampel², Dipl.-Ing. (FH) Simeon Burkhardt M. Eng.³

■ ¹ CARBOCON GMBH, Dresden

² Otto-Mohr-Laboratorium, TU Dresden

³ Ingenieurgruppe Bauen, Berlin

KURZFASSUNG

Im Rahmen einer Neukonzeption des Deutschen Optischen Museums in Jena wurde eine teilweise Nutzlastserhöhung der Bestandsdecken innerhalb des historischen Gebäudes erforderlich. Das zwischen 1923 und 1924 erbaute Gebäude besitzt Stahlbetonrippendecken mit Hohlziegel-Füllkörpern. Auf Grund der geplanten Nutzlastserhöhung konnte der Tragfähigkeitsnachweis bei vielen Deckenfeldern rechnerisch nicht mehr erbracht werden. Um die Tragfähigkeit infolge erhöhter Nutzlasten zu gewährleisten und somit den Erhalt der Bestandsstruktur zu ermöglichen, sollten die Tragfähigkeitsdefizite durch eine abschnittsweise Verstärkung mit einer einlagig bewehrten Carbonbetonschicht kompensiert werden, was eine erstmalige Anwendung von Carbonbeton bei derartigen Decken darstellt. Im Rahmen der Erlangung einer vorhabenbezogenen Bauartgenehmigung wurden sorgfältig vorher ausgewählte Deckenfelder verstärkt und die Funktionsweise der Verstärkungsmaßnahme anschließend mittels Probelastungen bestätigt. Der durchgeführte Belastungsversuch kann somit als Werkzeug für den rechnerischen Nachweis betrachtet werden. Dieser Beitrag stellt neben der Erläuterung der Ausführung der Deckenverstärkung v. a. die Planung, Umsetzung und Auswertung der experimentellen Belastungsversuche vor.

1 Ausgangssituation

Das Bauvorhaben „Erlebnisswelt Deutsches Optisches Museum“ gliedert sich in den Umbau und die Instandsetzung des Bestandsgebäudes der ehemaligen Optikerschule sowie einen Erweiterungsneubau. Das Bestandsgebäude des Deutschen Optischen Museums wurde von 1923 bis 1924 als Optikerschule geplant und errichtet. Es handelt sich um einen fünfgeschossigen Massivbau mit traufständigem Walmdach. Das Untergeschoss bindet etwa zur Hälfte in den Boden ein (Bild 1).

Die massive Tragstruktur des Gebäudes wird durch Innen- und Außenwände aus Ziegelmauerwerk, einzelne Stahlbetonstützen und -unterzüge sowie Stahlbetonrippendecken gebildet. Die vorliegende bauzeitliche statische Berechnung der Stahlbetonrippendecken und weite-

rer Stahlbetonkonstruktionen wie Unterzügen, Stützen und Treppen sowie die zugehörigen Konstruktionspläne wurden vom Bauunternehmen Dyckerhoff & Widmann AG Nürnberg im Oktober und November 1923 verfasst [1]. Die vorhandenen Stahlbetonrippendecken mit Hohlziegel-Füllkörpern spannen als Ein- bis Dreifeldsysteme i. d. R. in Gebäudequerrichtung von einer Außenwand über zwei Mittellängswände bzw. Unterzüge zur gegenüberliegenden Außenwand mit Spannweiten bis maximal 6,80 m. Den Ursprungsplänen ist zu entnehmen, dass im Bereich der Auflager Vollbetonquerschnitte ausgeführt wurden (Bild 2).

Das Gebäude wurde ursprünglich als Schulgebäude und in den vergangenen Jahren vorrangig als Bürofläche genutzt. Zukünftig soll es die Ausstellungsflächen des Deutschen Optischen Museums beherbergen. Durch diese Nutzungsänderung



Bild 1: Nordansicht des Deutschen Optischen Museums

und die geänderten normativen Lastvorgaben ist die Mehrheit der Decken in den Ausstellungsgeschossen für Nutzlasten von 500 kg/m^2 statt der bisher berücksichtigten 200 kg/m^2 nachzuweisen. Ein Drittel aller Decken im Gebäude sind daher zu verstärken. Um den Eingriff in die tragenden Bauteile des denkmalgeschützten Gebäudes so gering wie möglich zu gestalten und die Bestandsstruktur weitestgehend zu erhalten, sollte eine Verstärkung der Decken mittels Carbonbeton gemäß der abZ/aBG „CARBOrefit® – Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Carbonbeton“ [2] erfolgen.

Das Bauvorhaben weicht jedoch geringfügig von der abZ/aBG [2] ab. So wird zum einen die in der abZ/aBG geforderte Oberflächenzugfes-

tigkeit von $f_{ctm,surf} = 1,00 \text{ N/mm}^2$ stellenweise unterschritten. Andererseits wird hier zum ersten Mal eine Stahlbetonrippendecke mit Hohlziegel-Füllkörpern mit Carbonbeton verstärkt. Zudem entspricht die Konstruktion der Bestandsdecke nicht mehr den Regelungen des aktuellen EC 2 [3] und EC 2/NA [4]. Um hier die Funktionsweise der Verstärkungsmaßnahme und die Tragfähigkeit der verstärkten Decken zu bestätigen, wurden Belastungsversuche an ausgewählten Deckenbereichen zur Erlangung einer vorhabenbezogenen Bauartgenehmigung (vBG) durchgeführt.

2 Verstärkungskonzept

Um die Tragfähigkeit der Decken im Gebäude auch nach der Nutzlasterrhöhung zu gewähr-

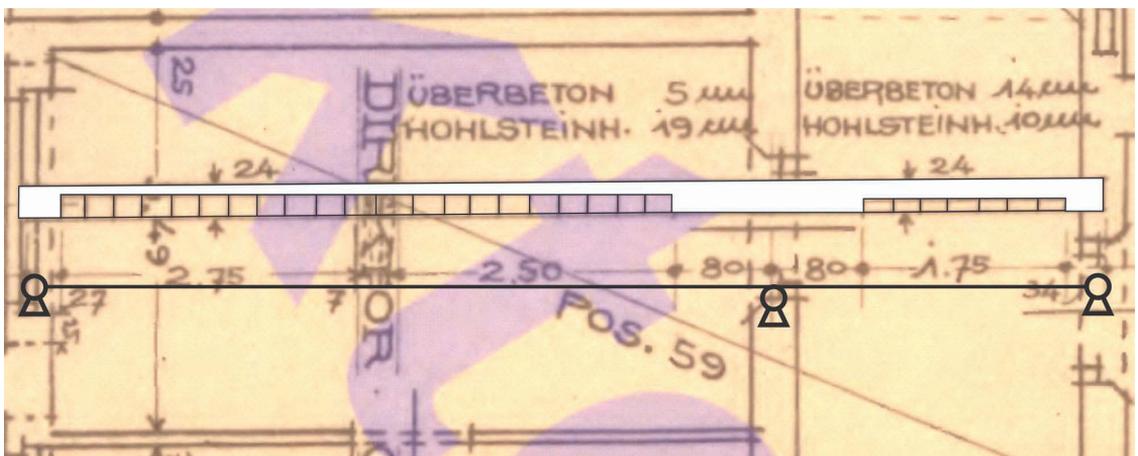


Bild 2: Beispielhafte Darstellung einer Bestandsdecke als Zweifeldträger, Auszug aus einem Bestandsplan

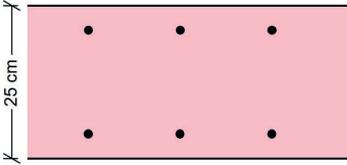
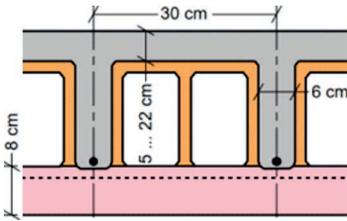
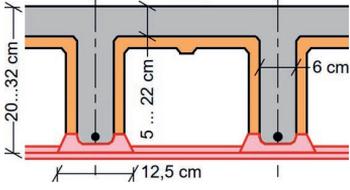
Austausch der Decken	Spritzbetonverstärkung	Carbonbetonverstärkung
		
<ul style="list-style-type: none"> 25 cm Stahlbetondecken (C30/37) 2.350 m² auszutauschende Deckenfläche 530 t Zusatzgewicht Beton zzgl. Estrich 180 t CO₂-Emissionen Erhebliche Eingriffe in die denkmalgeschützte Bausubstanz Unterfangung der Bestandsfundamente erforderlich Verlust der historischen Fußböden komplizierte Bauzustände 	<ul style="list-style-type: none"> 8 cm zusätzliches Material an der Deckenunterseite 1.450 m² zu verstärkende Deckenfläche 250 t Zusatzgewicht Spritzbeton 110 t CO₂-Emissionen Verlust an Raumhöhe 	<ul style="list-style-type: none"> 1 cm zusätzliches Material an der Deckenunterseite 1.020 m² zu verstärkende Deckenfläche kein Zusatzgewicht, da Deckenputz entfällt 22 t CO₂-Emissionen Keine Verstärkung der Fundamente vBG erforderlich

Tabelle 1: Gegenüberstellung verschiedener Deckenkonzepte zur Nutzlasterrhöhung

leisten, wurden verschiedene Konzepte untersucht. Im Vergleich zu einem Austausch der Decken gegen neue Stahlbetonflachdecken oder einer Spritzbetonverstärkung mit 8 cm Betonstärke ergeben sich durch einen Einsatz von Carbonbeton erhebliche Vorteile in denkmalpflegerischer, ökonomischer und ökologischer Hinsicht, s. Tabelle 1. Insbesondere durch die gewichtsneutrale Deckenverstärkung mit CARBOrefit® (kein Zusatzgewicht, da der Deckenputz entfällt) können Maßnahmen an lastweiterleitenden Bauteilen (insbesondere an Fundamenten und Unterzügen) und Eingriffe in den Bestand reduziert werden. Komplizierte Bauzustände werden vermieden.

Es ist vorgesehen, die Decken mit Defiziten mit einlagigem Carbongitter CARBOrefit®-Typ 3 (Bild 3) in der Regelausführung und CARBOrefit®-Feinbeton gemäß abZ/aBG [2] zu verstärken. Die Herstellung der Deckenverstärkung war in fünf Arbeitsschritten vorgesehen (Bild 4):

- Ausgangssituation: Stahlbetonrippendecke mit Hohlziegel-Füllkörpern,
- Schritt 1: Öffnen der Hohlziegel und Freilegen der Bewehrung,

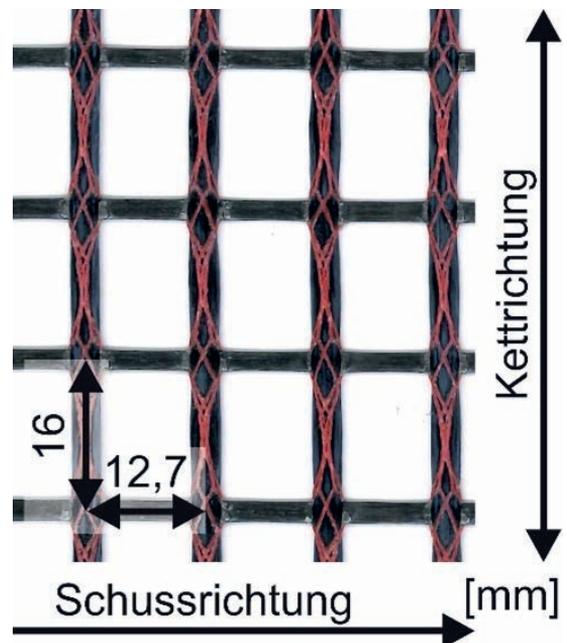


Bild 3: Beispiel-Carbongitter nach CARBOrefit® [2]; hier: Carbongitter Typ 3 Regelausführung

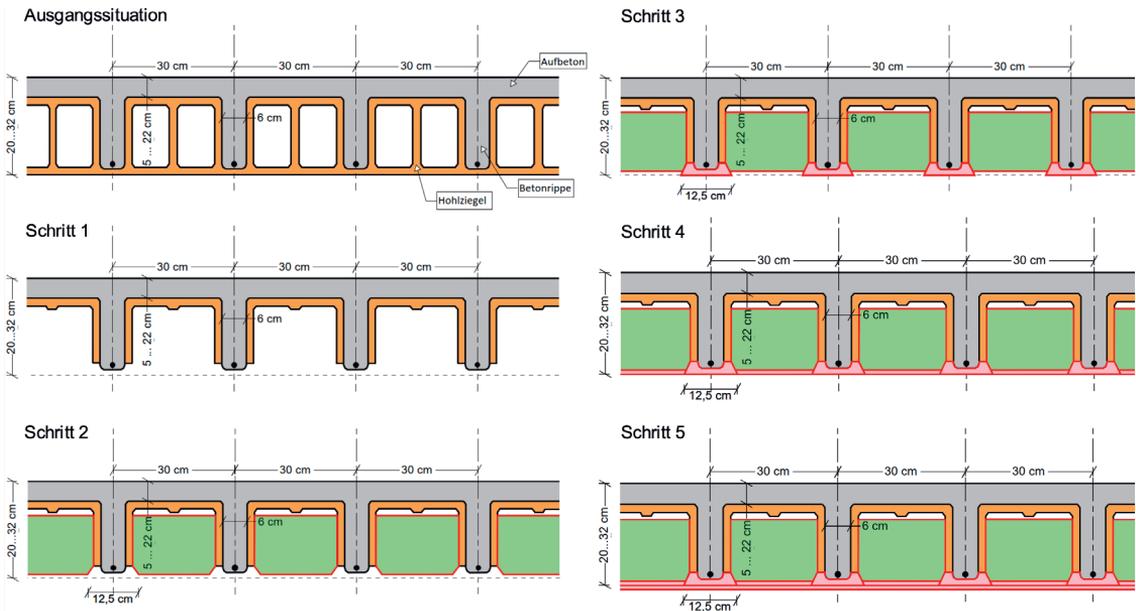


Bild 4: Arbeitsschritte bei der Verstärkung mit Carbonbeton

- Schritt 2: Einbau von Füllkörpern aus zugeschnittenem Hartschaumstoff,
- Schritt 3: Reprofilierung der Betonstege mit faserverstärktem PCC-Betonersatz (*Plain Cement Concrete* – PCC),
- Schritt 4: Auftrag eines Ausgleichs aus Leichtmörtel zwischen den reprofilierten Rippen,
- Schritt 5: Auftrag des Carbonbetons und Nachbehandlung.

Neben der Biegetragfähigkeit der Bestandsstruktur mit Carbonbetonverstärkung wurden in der Bemessung auch die Schubfugen zwischen Altbeton und Reprofilierung und zwischen Reprofilierung und Carbonbetonverstärkung sowie das Versagen gegen Versatzbruch gemäß abZ/aBG [2] nachgewiesen. Der Querkraftnachweis konnte durch die Bestandskonstruktion ohne Ansatz der Verstärkungsschicht erbracht werden.

Zur Ermittlung der Widerstände wurden die in Bestandsuntersuchungen ermittelten Materialkennwerte für den Beton und die Stahlbewehrung verwendet. Die für den Nachweis der Schubfuge erforderlichen Rechenwerte der Oberflächenhaftzugfestigkeit $f_{ctk,0,05,surf}$ liegen je Deckenposition zwischen 0,4 und 0,8 N/mm². Diese Werte sind im Zuge der Deckenverstär-

kungsarbeiten durch entsprechende Proben zu bestätigen. Für die Bemessung wurden zudem reduzierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetontragwerke im Bestand entsprechend DBV-Heft 24 [5] berücksichtigt. Zusätzliche Lasten aus Unterdecken wurden bei der Berechnung der Deckenverstärkung nicht berücksichtigt. Unterdecken werden daher freitragend unter den Decken eingebaut.

3 Vorbereitung der experimentellen Belastungsprüfung

3.1 Auswahl der zu belastenden Decken

Zur Bestätigung der Funktionsweise und der statischen Berechnungen der Verstärkungsmaßnahme wurden experimentelle Probebelastungen an einer repräsentativen Stichprobe durchgeführt. Die Decken des Deutschen Optischen Museums bestehen überwiegend aus Zwei- und Dreifeldträgern, sodass für beide statische Systeme jeweils mindestens ein Deckenfeld geprüft werden sollte.

Die Oberflächenzugfestigkeit der Decken im Erdgeschoss zeigte in den vorangegangenen Bestandsuntersuchungen die größten Streuungen

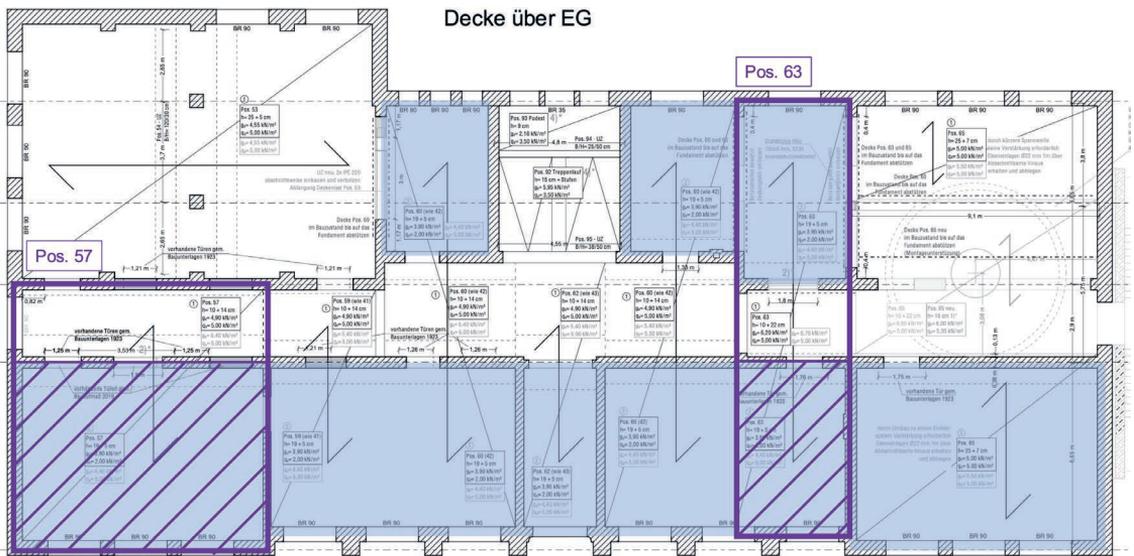


Bild 5: Grundriss EG mit Überblick über die geprüften Deckenfelder

und die geringsten Einzelwerte, welche zu einer charakteristischen Oberflächenzugfestigkeit $f_{ctk,0,05,surf}$ führten, die geringer war als für die Bemessung angesetzt worden war. Daher wurden besonders die Deckenfelder im Erdgeschoss für die Probelastungen ins Auge gefasst. Weiterhin wurde die Auslastung der Nachweise der in der Entwurfsplanung nachgerechneten Deckenfelder bei der Auswahl der Stichprobe beachtet. Die Decke Pos. 57 zeigte die höchste Auslastung im Biege- und Querkraftnachweis und wurde daher als Repräsentantin für einen Zweifeldträger ausgewählt (Bild 5). Als zweites Deckenfeld wurde ein Randfeld (Pos. 63) als Repräsentant eines Dreifeldträgers für die Belastungsversuche herangezogen. Dies wurde damit begründet, dass das Mittelfeld eine deutlich kürzere Spannweite aufweist als die der anderen Dreifeldträgerdecken. Somit erhält das zu verstärkende Randfeld die größte Belastung für dieses statische System.

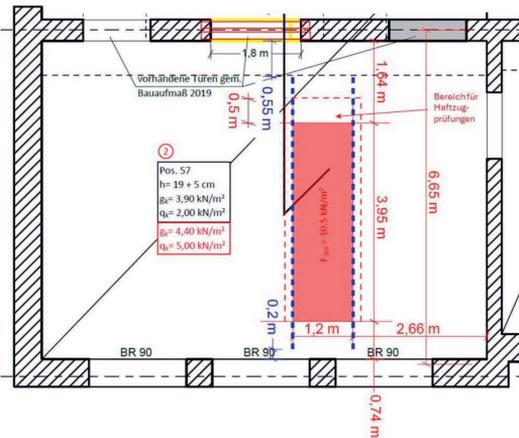
In Bild 5 sind die ausgewählten Deckenfelder im Erdgeschoss dargestellt, die zu verstärkenden sind blau hinterlegt. Die violett umrandeten Felder waren für die Prüfung ausgewählt, die zwei beprobten Teildeckenfelder sind schraffiert. Die Verstärkung und Belastung der ausgewählten Felder erfolgten streifenweise. Die Lage der Deckenstreifen wurde so gewählt, dass die Verankerung des Belastungsrahmens in den angren-

zenden Wänden gut möglich war. Ein Streifen entsprach der Breite von vier Rippen der Stahlbetonrippendecke, also 1,20 m. Die Länge des Verstärkungsstreifens deckte den statisch notwendigen Bereich zuzüglich Versatzmaß, Verankerungslänge und 50 cm für die nach abZ/aBG [2] erforderlichen begleitenden Haftzugprüfungen ab. Die Lage der Verstärkungsstreifen in den Deckenfeldern zeigt Bild 6.

Die Verstärkung der ausgewählten Deckenstreifen erfolgte vor den Belastungstests gemäß dem in Abschnitt 2 vorgestellten Ablauf. Bei positivem Ergebnis der Prüfungen sollte die Verstärkung an den Decken verbleiben und jeweils auf das komplette Deckenfeld erweitert werden. Es handelte sich somit also bereits um die reale Ausführung der Verstärkungsmaßnahme. Um die Querverteilung der Last in die unbelasteten und unverstärkten Bereiche während der Belastungstests zu verhindern und somit eine Übertragbarkeit zwischen Versuchen und Berechnungsmodell zu gewährleisten, wurden die Deckenstreifen an ihrer Oberseite mit Sägeschnitten freigeschnitten. In Bild 7 sind die Sägeschnitte schematisch als violette Linien eingezeichnet.

Bei jeder Deckenposition sind bewehrte Querunterzüge vorhanden, die jedoch bei der Bemessung der Decken nicht berücksichtigt wur-

Pos. 57



Pos. 63

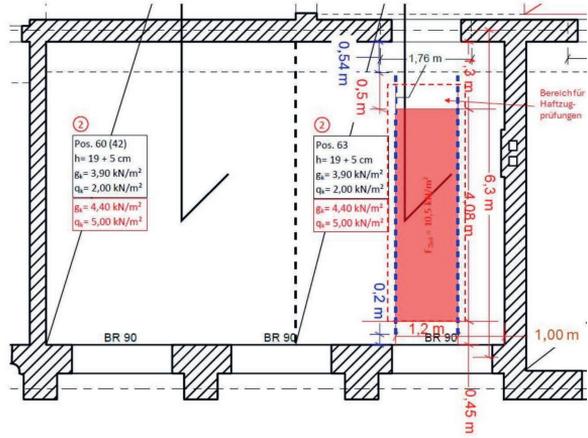


Bild 6: Lage der verstärkten Deckenstreifen im Deckenfeld Pos. 57 (links) und Pos. 63 (rechts)

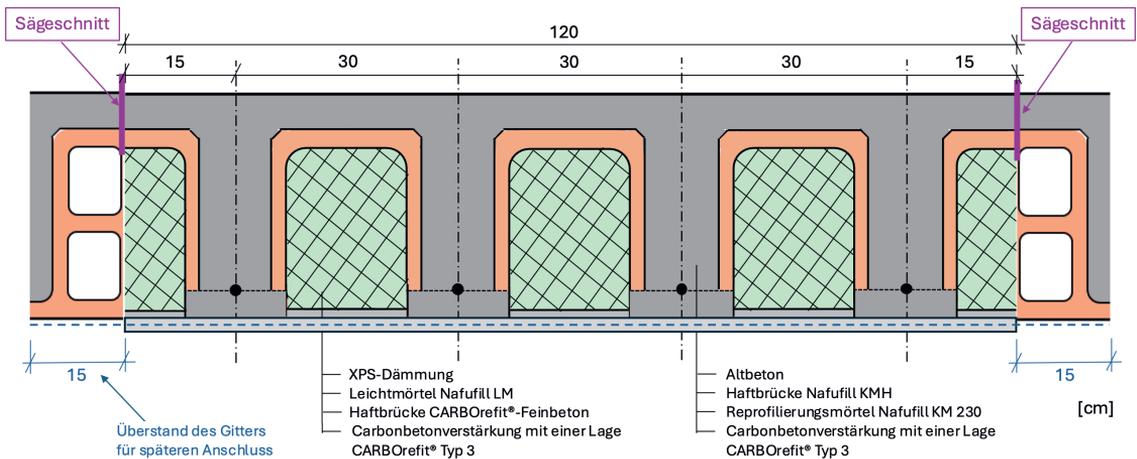


Bild 7: Ausführung der Instandsetzung und Verstärkung der Stahlsteindecken, hier: inklusive der Sägeschnitte bei den Streifen für die Belastungsversuche

den. Um auch hier die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse zu gewährleisten, musste für die Versuche sichergestellt werden, dass die Querunterzüge nicht am Lastabtrag beteiligt sind. Dazu wurde deren Bewehrung jeweils 1 m links und rechts neben dem verstärkten Deckenstreifen freigelegt. Im Belastungsversuch wurde die Verformung der Stahlbewehrung mittels induktiver Wegaufnehmer (IWA) überwacht. Beim Herstellen der Verstärkungsschicht wurde das Carbongitter an den Längsseiten jeweils 15 cm breiter zugeschnitten als die erforderliche Breite von 1,20 m (s. Bild 7). Dieser Überstand diente als Anschluss an die spätere vollflächige Verstärkung der Decken.

3.2 Ermittlung der Versuchsziellast

Die Ziellast für die Probelastung berechnet sich nach der Richtlinie für Belastungsversuche des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [6] nach folgender Gleichung zu 10,5 kN/m².

$$\begin{aligned}
 F_{Ziel} &= y_{UR} \cdot \left[(y_{G,1} - 1,0) \cdot G_1 + \sum_{j>1} y_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} y_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right] \\
 &= 1,22 \cdot \left[(1,1 - 1,0) \cdot 3,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,35 \cdot 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,5 \cdot 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \\
 &= 10,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}
 \end{aligned}$$

Mit:

$\gamma_{\bar{u},R} = 1,22$	Übertragungsbeiwert für die Übertragung der Versuchsergebnisse auf nicht beprobte gleichartige Bauteile
$\gamma_{G,1} = 1,1$	Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung von Streuungen in den während des Versuches wirksamen ständigen Einwirkungen bei der Übertragung der Versuchsergebnisse auf nicht beprobte Bauteile
$G_1 = 3,9 \text{ kN/m}^2$	Wert der beim Versuch vorhandenen ständigen Einwirkungen (hier: Eigenlast Decke und Verstärkungsschicht)
$\gamma_{G,j} = 1,35$	Teilsicherheitsbeiwert für zusätzliche ständige Einwirkungen, die während des Versuches nicht wirksam sind
$G_{k,j} = 0,5 \text{ kN/m}^2$	charakteristischer Wert der nach dem Versuch zusätzlichen ständigen Einwirkungen (hier: Fußbodenaufbau)
$\gamma_{Q,1} = 1,5$	Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Leiteinwirkung
$Q_{k,1} = 5 \text{ kN/m}^2$	charakteristischer Wert der veränderlichen Leiteinwirkung (hier: Verkehrslast)

Die Teilsicherheitsbeiwerte und Einwirkungen in obiger Gleichung ergeben sich gemäß DIN EN 1990 [7]. Der Übertragungsbeiwert hingegen wird gemäß Tabelle 2 der DAfStb-Richtlinie für Belastungsversuche [6] bestimmt. Hierbei war zum einen die Anzahl der geprüften Bauteile im Vergleich zur Gesamtanzahl der Bauteile ausschlaggebend. Zum anderen spielte auch die erwartete Versagensart eine Rolle. Im gesamten Vorhaben sollten 24 Deckenfelder verstärkt werden. Geprüft wurden jedoch nur zwei. Bei der erwarteten Versagensart wurde berücksichtigt, dass die Querkraftnachweise der Bestandskonstruktion überall erfüllt sind und so-

mit zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit keine Belastungsversuche notwendig waren. Die Belastungsversuche dienten demnach der Überprüfung der rechnerischen Nachweise für die Carbonbetonverstärkungsschicht. Ein mögliches Versagen würde somit in der Verstärkungsschicht auftreten, was für dieses Vorhaben mit einem Stahlzugversagen gleichgesetzt wurde.

Der Übertragungsbeiwert ergab sich somit zu $\gamma_{\bar{u},R} = 1,22$. An dieser Stelle ist jedoch zu erwähnen, dass dieses Vorgehen speziell für die Verstärkung im Deutschen Optischen Museum mit Planer, Prüfer und Landesstelle abgestimmt wurde und nicht allgemeingültig auf andere Vorhaben übertragbar ist.

3.3 Versuchsaufbau und Messtechnik

Vor Beginn der Konzipierung der Belastungstechnik mussten Überlegungen zur Einleitung sowie Rückverankerung der Lasten getroffen werden. Dabei wurde versucht, die Lasten auf möglichst viele Lasteinleitungspunkte aufzuteilen, was sich positiv auf die Momentenverteilung in dem Stahlrahmen auswirkte, der als Widerlagerkonstruktion diente. Wie üblich wurde die nachzuweisende konstante Flächenlast in äquivalente Einzellasten aufgeteilt.

Um einen Kräftekreislauf zu erzeugen, wurden die auf den Deckenbereich einzutragenden Lasten über Zugstangen und Stahltraversen in eine entsprechend groß dimensionierte Widerlagerkonstruktion im Erdgeschoss eingeleitet (Bild 8). Diese wurde an den massiven Außenpfeilern sowie Innenwänden verankert, um die Auflast des Gebäudes als Gegenlast zur einzuleitenden Belastung nutzen zu können. Auf der Oberseite der zu prüfenden Decke wurden die singulären Lasten je Zugstange noch einmal gleichmäßig auf jeweils zwei Lasteintragungspunkte aufgeteilt (Bild 9). Mit je einem Hydraulikzylinder pro Zugstange, die mit elektrischen Kraftmessdosen gekoppelt waren, wurde die Belastung synchron aufgebracht. Während der experimentellen Traglastuntersuchungen wurden die Durchbiegungen unterhalb der zu prüfenden

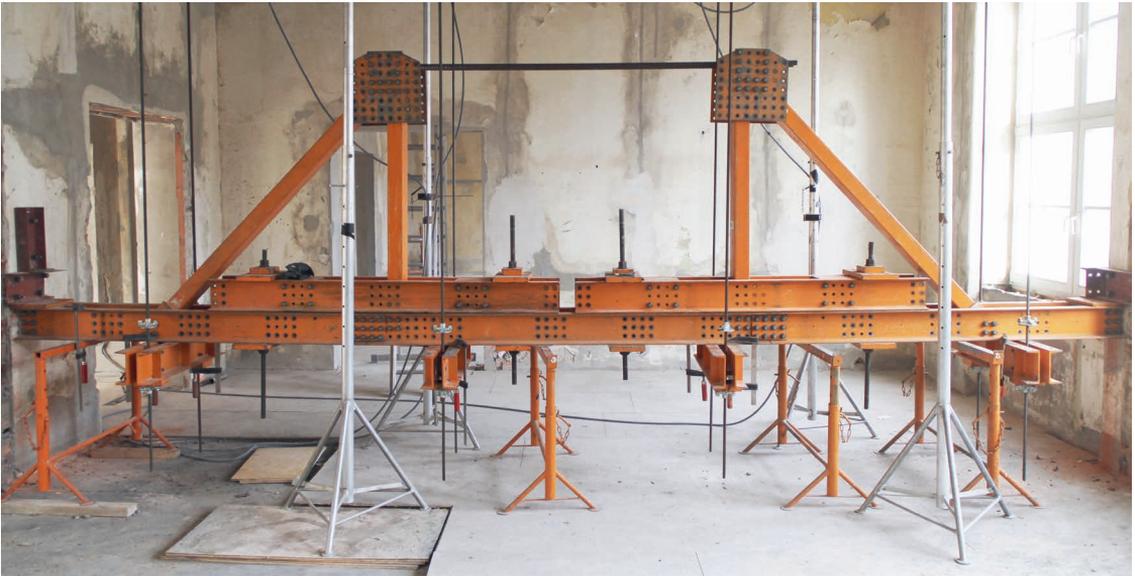


Bild 8: Widerlagerkonstruktion im Erdgeschoss unterhalb der belasteten Decke

Decke mit induktiven Wegaufnehmern (IWA) ermittelt.

3.4 Abbruchkriterien

Um Schäden am Gebäude sowie den belasteten Deckenfeldern auszuschließen, wurden vor Beginn der Prüfung Abbruchkriterien definiert. Gemäß EC 2 [3] und EC 2/NA [4] ist zur Wahrung des Erscheinungsbildes oder der Gebrauchstauglichkeit der Durchhang f unter der quasi-

ständigen Einwirkungskombination auf $1/250$ der Stützweite zu beschränken. Ein deutliches Anwachsen des nichtlinearen, plastischen Verformungsanteils sowie optische und akustische Versagensankündigungen würden ebenfalls zum Abbruch des Belastungsversuchs führen.

Befindet sich ein Material im elastischen Bereich, verursachen aufgebrachte Lasten keine bleibenden Verformungen. Auch sehr geringe plastische Verformungen sind i. d. R. als unkri-



Bild 9: Lastverteilung auf der Decke

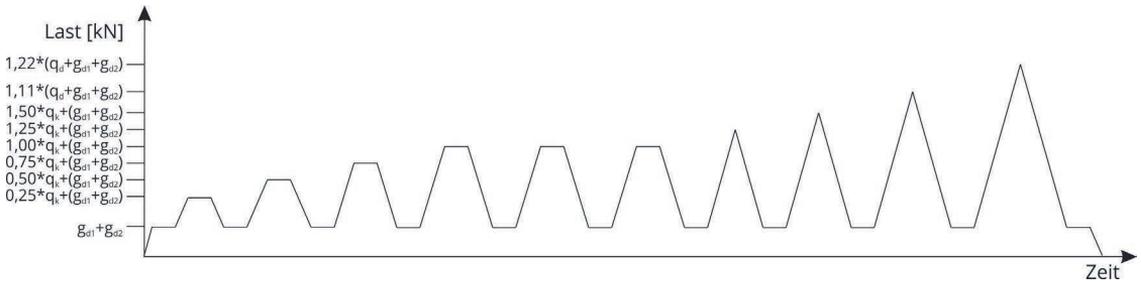


Bild 10: Schematische Darstellung des stufenweisen Belastungsregimes – Abschnitt 1

tisch einzustufen. Nach der Entlastung nimmt das Bauteil seine Ausgangsgeometrie nahezu wieder ein, auch wenn es sich unter Belastung verformt hatte. Eine plastische Verformung ist demgegenüber irreversibel, d. h. dauerhaft. Durch das stufenartige Lastregime und die Echtzeitdarstellung der entsprechenden Größen am Messcomputer konnte der Zeitpunkt der Änderung des Materialverhaltens während des Versuches genau beobachtet und bestimmt werden. Somit war ein rechtzeitiges Eingreifen bei den kleinsten Anzeichen eines baldigen Bauteilversagens möglich.

Beim Eintreten einer oder mehrerer Abbruchkriterien ist der Belastungsversuch zu beenden, weil sonst mit Schädigungen gerechnet werden muss, die eine weitere Nutzung beeinträchtigen können. In diesem Fall ist die erreichte Versuchszielast q_{Ziel} Grundlage für die Bestimmung des Bemessungswerts der veränderlichen Lasten in der statischen Berechnung.

3.5 Belastungsregime zum Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Die Versuche wurden in zwei Abschnitten durchgeführt. Im ersten Abschnitt wurde die Last bis zum Erreichen der erforderlichen Flächenlast von $10,5 \text{ kN/m}^2$ unter Einbeziehung der Teilsicherheitsbeiwerte (Grenzzustand der Tragfähigkeit) gesteigert (höchstes Lastniveau in Bild 10). Gemäß der DAfStb-Richtlinie [6] erfolgte die Laststeigerung stufenweise. Dieses Belastungsregime diente dem

experimentellen Nachweis der Tragfähigkeit der Geschossdecken. Als zweites wurde für ca. 20 min eine Dauerlast auf die Decke unter halber Gebrauchslast aufgebracht, bevor ein weiteres Mal die 75 % und dann die volle Gebrauchslast angefahren wurden. Anschließend wurde das Deckenfeld komplett lastfrei gestellt und der Versuch beendet (Bild 11).

4 Versuchsergebnisse

4.1 Belastung des Zweifeldträgers (Pos. 57)

Im experimentellen Belastungsversuch des Zweifeldträgers über dem Erdgeschoss wurden die Durchbiegungen des Deckenabschnittes mit 16 (IWA 3–18) und an den angrenzenden Querunterzügen mit vier weiteren induktiven Wegaufnehmern (IWA 1, 2, 19, 20) ermittelt (Bild 12). Die Messstellen an den Querunterzügen befanden sich ca. $1,00 \text{ m}$ vom Trennschnitt entfernt direkt an der freigelegten Stahlbewehrung. Es sollte herausgefunden werden, wie sich der Stahl infolge der Belastung der vier Rippen bzw. des freigeschnittenen Deckenbereichs verhält.

Neben der Ermittlung der vertikalen Verformungen infolge des Lasteintrags wurden zudem unter der Rippe 3 auch induktive Wegaufnehmer

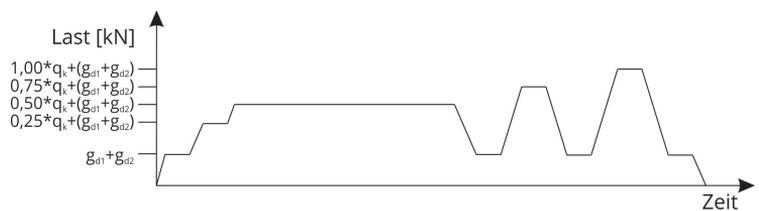


Bild 11: Schematische Darstellung des Belastungsregimes unter Dauerlast – Abschnitt 2

zur Ermittlung der horizontalen Verschiebungen angebracht, um hier die Dehnung der Verstärkungsschicht zu erfassen und daraus ggf. Rückschlüsse auf die Auslastung des Carborgitters ziehen zu können. Die horizontalen IWA wurden im Bereich des mittigen vertikalen Wegaufnehmers IWA 14 installiert.

Die Verformungen der Rippen und Querunterzüge unter der maximal nachzuweisenden Belastung in Höhe von $10,5 \text{ kN/m}^2$ sind in den Bildern 12 und 13 grafisch dargestellt.

Bei der stufenweisen Belastung wurde beim Erreichen der maximalen Flächenlast in Höhe von $10,5 \text{ kN/m}^2$ eine vertikale Durchbiegung in Höhe von $2,3 \text{ mm}$ (IWA 13 – Rippe 3) ermittelt. Die

geringsten Durchbiegungen wurden zeitgleich an den Messstellen des IWA 10 und des IWA 15 nahe der Auflager der Rippen 2 und 3 an der Außenwand gemessen. An den Enden der freigelegten Stahlbewehrung im Bereich der Querunterzüge betragen die vertikalen Verformungen max. $1,2 \text{ mm}$ (IWA 20). Die horizontal erfassten Verformungen der Verstärkungsschicht liegen mit Maximalwerten zwischen $0,004 \text{ mm}$ und $0,006 \text{ mm}$ in einem so kleinen Bereich, dass behauptet werden kann, dass eine Belastung in Höhe von $10,5 \text{ kN/m}^2$ keine horizontalen Verformungen der Decke bzw. der Rippen erzeugt.

Während der Haltezeiten wurden der belastete Deckenbereich als auch die angrenzenden Deckenabschnitte auf mögliche Risse oder Beschä-

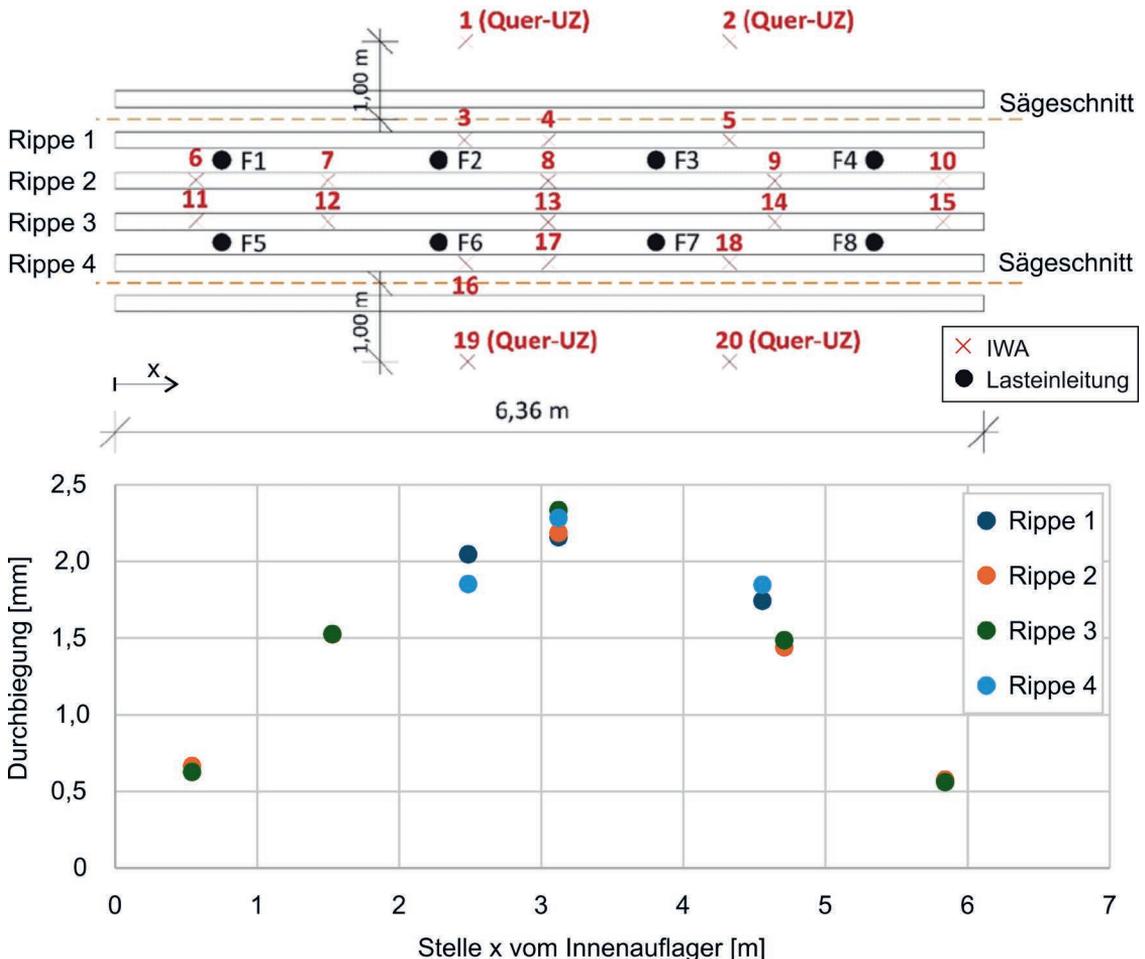


Bild 12: Messtellenanordnung – vertikale IWA – (oben) und Durchbiegungen bei Maximalast (unten) – Pos. 57

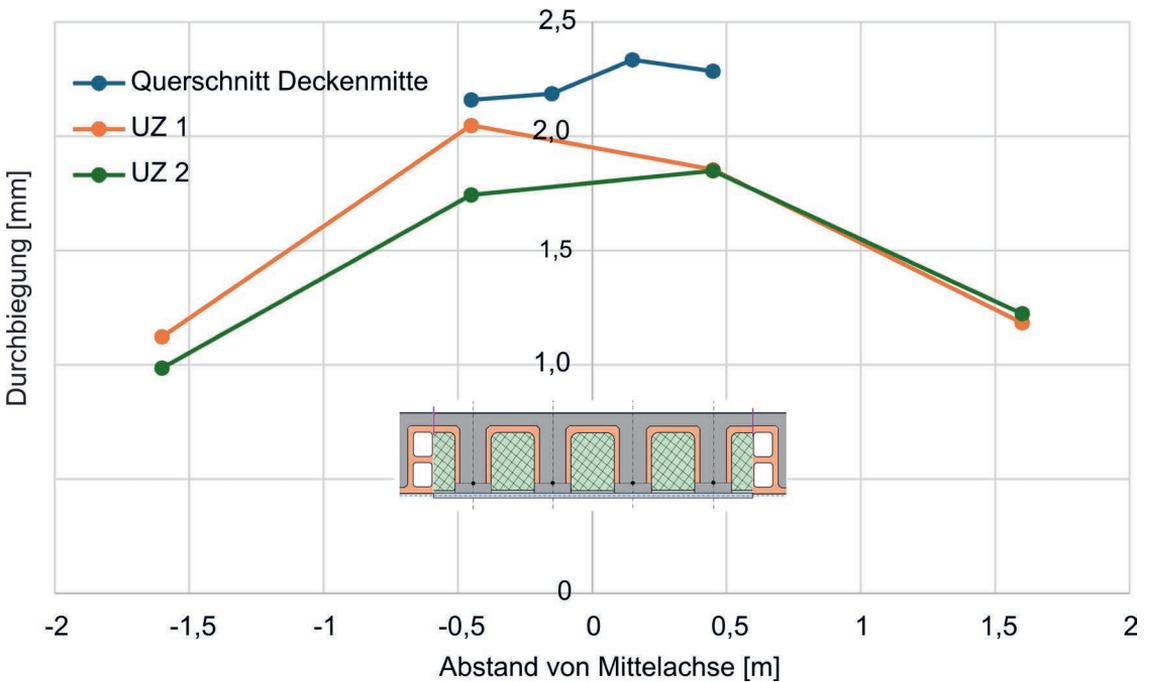


Bild 13: Durchbiegungen der Querunterzüge und in Deckenmitte – Pos. 57

digungen infolge des Lasteintrags untersucht. Dabei wurden keine Risse, Abplatzung oder andere Schädigungen festgestellt. Die Rippen und Querunterzüge verformten sich infolge des Lasteintrags nur sehr minimal und gingen nach Entlastung (bis Vorlast) wieder nahezu in ihren Ausgangszustand zurück. Die plastischen Verformungen waren mit maximalen Werten zwischen 0,014 mm (IWA 6 – Rippe 2) und 0,225 mm (IWA 16 – Rippe 4) so gering, dass geschlussfolgert werden kann, dass die Belastung keine plastischen Verformungen im beanspruchten Bereich erzeugt hat.

4.2 Belastung des Dreifeldträgers (Pos. 63)

Die Instrumentierung beim Belastungstest von Pos. 63 erfolgte prinzipiell genauso wie bei Pos. 57 (Bild 14). Die vertikalen IWA 2–19 erfassten die Durchbiegungen des belasteten Deckenstreifens und IWA 1 und 20 die des Querunterzugs. An den Rippen 2 und 3 wurden mit IWA 7–9 bzw. IWA 13–15 die horizontalen Verschiebungen detektiert.

Bei einer maximalen Flächenlast von 10,5 kN/m² betrug die vertikale Durchbiegung maximal

1,5 mm (IWA 18 – Rippe 4, Bilder 14 und 15). Die geringste Durchbiegung stellte sich zeitgleich an IWA 5 und IWA 10 (Auflagerbereiche der Rippe 2) an Außen- und Innenwand ein. An den Enden der freigelegten Stahlbewehrung im Bereich des Querunterzugs betragen die vertikalen Verformungen max. 0,241 mm (IWA 20). Die horizontal erfassten Verformungen betragen maximal zwischen 0,007 bis 0,009 mm, weshalb auch hier behauptet werden kann, dass eine Belastung in Höhe von 10,5 kN/m² keine horizontalen Verformungen der Decke bzw. der Rippen erzeugt.

Während der Haltezeiten wurden analog zu Pos. 57 keine Schädigungen festgestellt. Rippen und Querunterzug hatten sich infolge des Lasteintrags wieder nur sehr minimal verformt und waren nach Entlastung (bis Vorlast) wieder nahezu in ihren Ausgangszustand zurückgegangen. Die plastischen Verformungen lagen mit maximalen Werten zwischen 0,044 mm (IWA 16 – Rippe 3) und 0,262 mm (IWA 12 – Rippe 3) in einem so kleinen Bereich, dass wieder behauptet werden kann, dass die Belastung keine plastischen Verformungen im beanspruchten Bereich erzeugt hat.

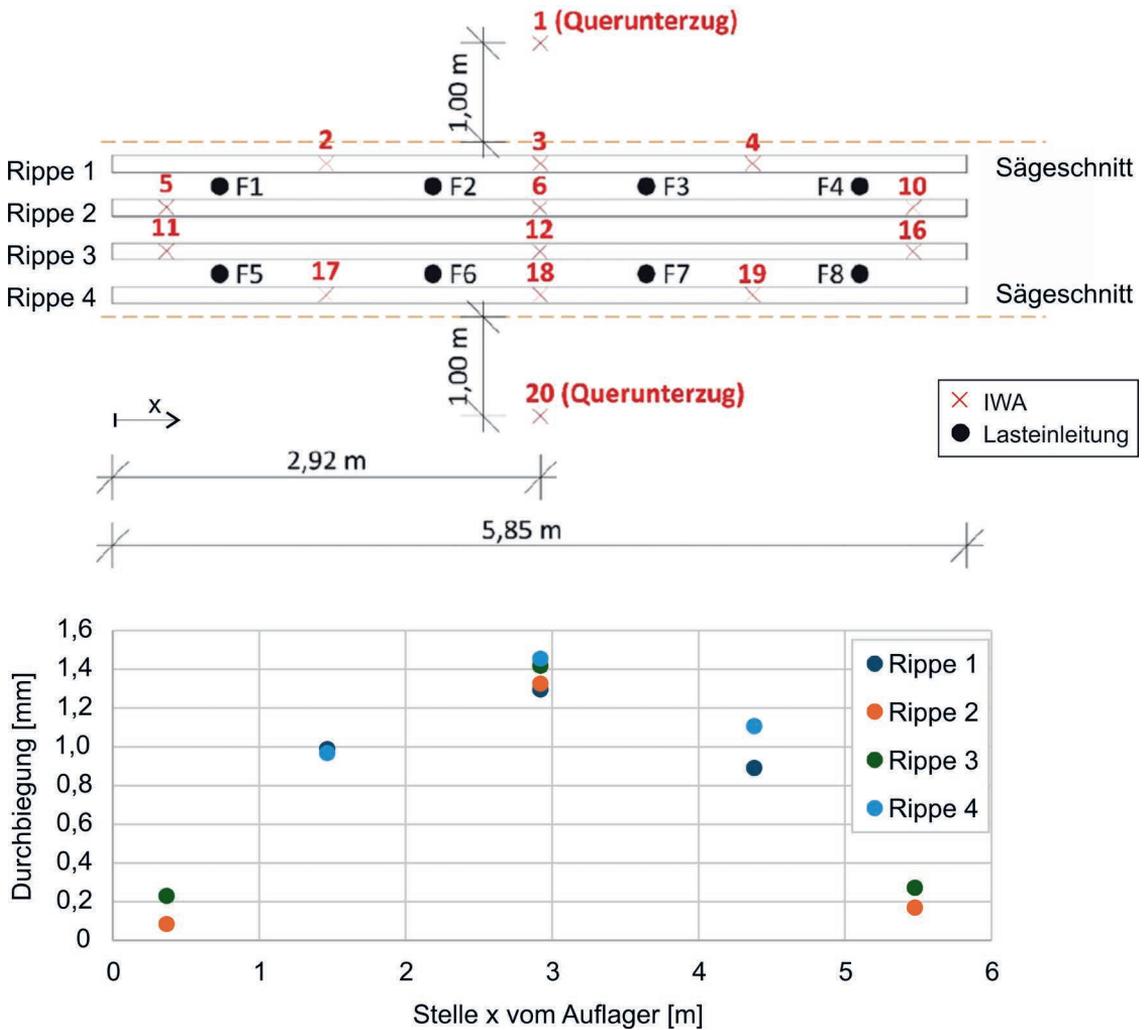


Bild 14: Messtellenanordnung – vertikale IWA – (oben) und Durchbiegungen bei Maximallast (unten) – Pos. 63

4.3 Dauerlast

Infolge der 20 min Dauerlast in Höhe der 0,5-fachen Gebrauchslast traten maximale Verformungen von 0,7604 mm (Pos. 57) bzw. 0,392 mm (Pos. 63) auf. Auch hier konnten nach Entlastung nur minimale bleibende Verformungen von 0,1635 mm (Pos. 57) bzw. 0,101 mm (Pos. 63) beobachtet werden.

4.4 Bewertung der Versuche

Die Belastungsversuche zeigten, dass die verstärkten Decken eine ausreichende Tragsicherheit aufwiesen. Die gemessenen bleibenden

Verformungen können als vernachlässigbar klein angesehen werden. Die geringen Verformungen und minimalen Dehnungen an der Deckenunterseite weisen auf eine im Vergleich zu den statischen Nachweisen geringere Auslastung der verstärkten Decken hin.

Das verstärkte System besitzt somit noch deutliche Lastreserven. Die Verformungen der freigelegten Stahlbewehrung der Querunterzüge haben gezeigt, dass diese sich nicht günstig auf das Durchbiegungsverhalten der Decke in den Versuchen ausgewirkt haben und deren Mitwirkung somit vernachlässigt werden kann.

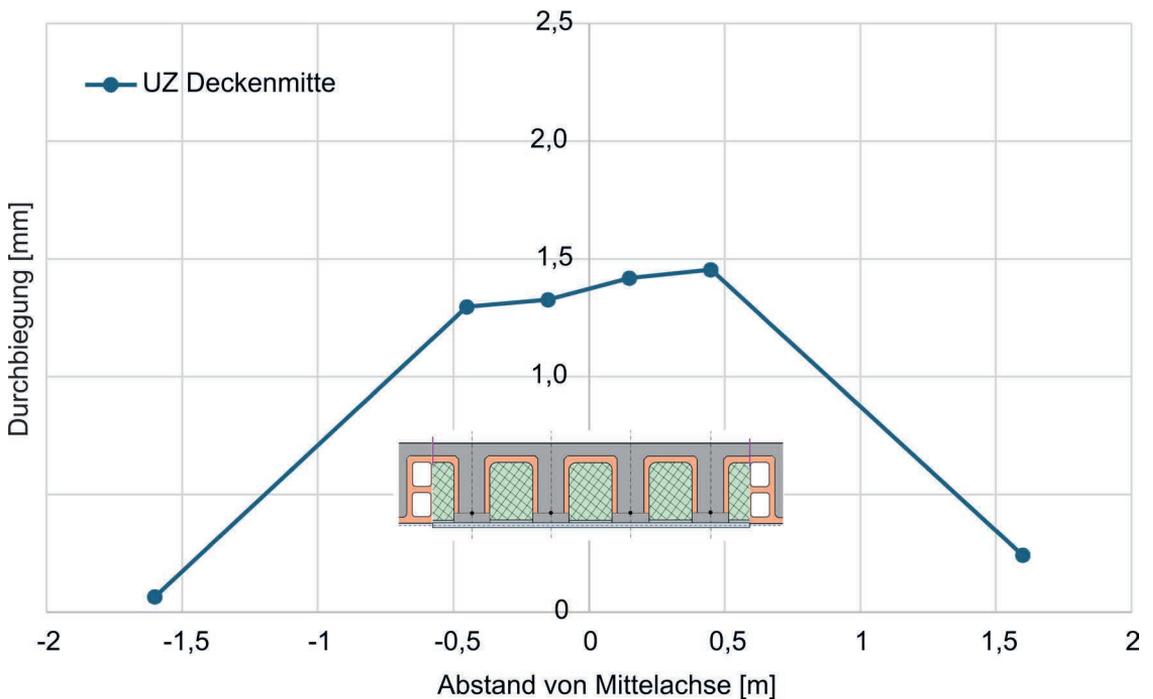


Bild 15: Durchbiegungen des Querunterzugs in Deckenmitte – Pos. 63

5 Zusammenfassung und Ausblick

Im Deutschen Optischen Museum in Jena wurden erstmals historische Stahlbetonrippendecken mit Hohlziegel-Füllkörpern mit Carbonbeton verstärkt. Aufgrund einer geplanten Nutzlasterhöhung wurde die rechnerische Tragfähigkeit der Bestandsdeckenkonstruktion überschritten, sodass eine Verstärkung notwendig wurde. Um die Wirksamkeit der Verstärkungsmaßnahme zu bestätigen, wurden zunächst im Rahmen einer vorhabenbezogenen Bauartgenehmigung (vBG) ausgewählte Deckenfelder verstärkt und Belastungsversuchen unterzogen. In den Versuchen konnten eine ausreichende Tragfähigkeit und nur geringe Verformungen der verstärkten Decken nachgewiesen werden. Die vBG für die Verstärkungsmaßnahme im gesamten Gebäude wurde im Sommer 2024 erteilt. Die Verstärkungsarbeiten selbst begannen im Winter 2024/25.

Das Projekt zeigt, dass durch die konstruktive Zusammenarbeit aller Akteurinnen und Akteure und den innovativen Ansatz einer einfachen Carbonbetonverstärkung die historische Stahl-

betonrippendecke mit Hohlziegel-Füllkörpern vor dem Abriss bewahrt werden konnte. Somit stellt das Projekt auch einen wichtigen Meilenstein für die Etablierung dieser Verstärkungsmethode an historischen Decken dar. Gleichzeitig konnte nachgewiesen werden, dass ergänzende Belastungsversuche dazu geeignet sind, Berechnungsansätze zu validieren.

Dank

Die Autorinnen und Autoren möchten sich an dieser Stelle v. a. bei der Bauherrin, der Stiftung Deutsches Optisches Museum, dem Prüfingenieur Dr.-Ing. Holger Keitel sowie dem Thüringer Ministerium für Infrastruktur und Landwirtschaft für die Bereitschaft und das Vertrauen in die erstmalige Verwendung von Carbonbeton zur Verstärkung der historischen Bestandsdecken bedanken. Zudem gilt der Dank der Fa. Karrié Bauwerkserhaltung GmbH für die kooperative Zusammenarbeit bei der Herstellung der Verstärkungsschicht sowie Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Manfred Curbach für die gutachterliche Begleitung der Maßnahme.

Literatur

- [1] Dyckerhoff u. Widmann A. G. Nürnberg: Statische Berechnung der Eisenbetonkonstruktion der Optikerschule Jena, für die Fa. Carl Zeiss, Jena. 1923.
- [2] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt, Hrsg.): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-31.10-182: CARBOrefit® – Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Carbonbeton. Berlin, 08/2023 (Geltungsdauer 31.08.2023–31.08.2028).
- [3] DIN EN 1992-1-1:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.
- [4] DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [5] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V. (DBV, Hrsg.): DBV-Merkblatt „Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile“. Berlin, Fassung 03/2013.
- [6] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): DAfStb-Richtlinie – Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin und Köln: Beuth Verlag GmbH, 2020.
- [7] DIN EN 1990:2010-12: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002+ A1:2005 + A1:2005/AC:2010.

Bildquellen

Bilder 1, 8–11, 13: Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden

Bild 2: Dyckerhoff & Widmann AG Nürnberg, angepasst durch CARBOCON GMBH

Bilder 3, 7, 15: CARBOCON GMBH

Bilder 4, 6 und in Tabelle 1: Ingenieurgruppe Bauen PartG mbH

Bild 5: Ingenieurgruppe Bauen PartG mbH, ergänzt durch CARBOCON GMBH

Bilder 12, 14: Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden und CARBOCON GMBH

Erhalt von Eisenbahngewölbebrücken durch Belastungsversuche

- Dipl.-Ing. Jenny Keßler, M.Sc. Conrad Pelka, Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
- Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden

KURZFASSUNG

Gewölbebrücken sind ein wichtiger Bestandteil und gleichzeitig die älteste Bauart im Schienennetz der Deutschen Bahn. Häufig werden sie aufgrund rechnerischer Tragfähigkeitsdefizite und eines mangelhaften äußeren Erscheinungsbildes abgebrochen und ersetzt. Durch Belastungsversuche können die enorme Tragfähigkeit aufgezeigt und Kenntnisse zum Trag- und Verformungsverhalten gewonnen werden. Damit kann der Erhalt von Gewölbebrücken vereinfacht werden. Im Beitrag wird das Konzept der Belastungsversuche anhand der EÜ Straße exemplarisch vorgestellt. Weiterhin werden erste Ergebnisse präsentiert und das weitere Vorgehen skizziert.

1 Motivation

Im Zuge der schnellen Entwicklung des Eisenbahnnetzes in Deutschland und Europa wurden in der Mitte des 19. Jahrhunderts viele neue Brückenbauwerke zur Überwindung von Hindernissen benötigt. Die Wahl fiel auf Gewölbebrücken, eine bereits bekannte Bauform aus Naturstein, Ziegeln und später auch Stampfbeton. Mit der material- und bautechnischen Weiterentwicklung wurde Mauerwerk aus dem Brückenbau verdrängt und nunmehr vollständig durch Stahl- und Spannbeton sowie Stahl ersetzt. Trotzdem stellen Gewölbebrücken auch heute noch einen Anteil von etwa 25 % am Brückenbestand der Deutschen Bahn dar. Mit Blick auf Europa liegen die Zahlen in ähnlicher Größenordnung. Bspw. sind auch in Frankreich, Großbritannien und Portugal über 30 % aller Bahnbrücken Gewölbebrücken [1]. Damit sind diese Tragwerke nicht nur ein Zeugnis der Ingenieurbaukunst früherer Generationen, sondern auch ein maßgebender und wichtiger Bestandteil der heutigen Infrastruktur.

Die Dauerhaftigkeit und Robustheit dieser Bauwerke sind enorm. Gewölbebrücken im Netz der Deutschen Bahn liegen mit einer durchschnittlichen Nutzungsdauer von 130 Jahren weit über

den 69 Jahren aller anderen Bauarten [2]. Der Zustand der Bauwerke ist dabei vergleichbar [3]. Bisherige Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Gewölbebrücken zeigen, dass diese über enorme Tragreserven verfügen, welche in aktuellen Nachweiskonzepten nicht abgebildet werden können. Viel zu häufig werden Gewölbebrücken wegen rechnerischer Tragfähigkeitsdefizite zurückgebaut und ersetzt, obwohl das äußere Erscheinungsbild nicht auf lastinduzierte Schäden hindeutet und dieses Ergebnis rechtfertigt [4].

Mit dem Erhalt dieser Bauwerke können Kosten reduziert, Emissionen minimiert sowie Baukultur erhalten werden [5]. Dazu werden in einem gemeinsamen Forschungsprojekt von DB InfraGO AG und Technischer Universität Dresden eine Reihe von Belastungsversuchen an Gewölbebrücken durchgeführt. Aktuell sind etwa acht bis zehn Versuche an unterschiedlichen Bauwerken geplant. Mit den Ergebnissen und Erkenntnissen können numerische Modelle und Nachweiskonzepte validiert werden. Dazu werden maßgebende Bauwerksreaktionen auf definierte Belastungen gemessen. Ziel ist die Ableitung allgemeingültiger Nachweiskonzepte, welche zum Erhalt von Gewölbebrücken beitragen und diesen vereinfachen können. Im Beitrag wird das Konzept der Belastungsversuche

an einem Beispielbauwerk vorgestellt sowie auf erste Ergebnisse eingegangen.

2 Auswahl der Bauwerke

2.1 Bestandsauswertung

Im Vorfeld der Belastungsversuche wurde eine umfangreiche Bestandsauswertung der Gewölbebrücken im Netz der Deutschen Bahn durchgeführt. Dazu wurden Bestandspläne sowie Begutachtungsprotokolle maßgeblich im Regionalbereich Südost ausgewertet. Damit wird sichergestellt, dass repräsentative Bauwerke ausgewählt werden und die Ergebnisse auf den Bestand übertragbar sind. Die Ergebnisse sind überwiegend in [3] dargestellt und können wie folgt zusammengefasst werden:

- 80 % der Gewölbebrücken sind Bauwerke mit einem Bogen.
- Es handelt sich überwiegend um kleinere Bauwerke mit einer lichten Weite zwischen 2 und 10 m. Größere lichte Weiten sind Ausnahmen.
- Die Gewölbebrücken im Netz der Deutschen Bahn haben überwiegend die Form eines Kreisbogens (65 %).

Weiterhin wurden geometrische Parameter wie Gewölbedicke, Widerlagerbreite oder Überdeckungshöhe ausgewertet und deren Einfluss

hinsichtlich aufgetretener Schäden abgeglichen. Dabei wurde eine deutliche Abhängigkeit der Schäden von der Bogenform über das Stich-Stützweiten-Verhältnis (das sogenannte Pfeilverhältnis) festgestellt. Auf dieser Grundlage konnten repräsentative Bauwerke für den Gewölbebrückenbestand der Deutschen Bahn anhand geometrischer Abmessungen für die Belastungsversuche ausgewählt werden.

2.2 Vorstellung des Beispielbauwerks

Eines dieser repräsentativen Bauwerke ist die Gewölbebrücke EÜ Straße. Sie befindet sich im Regionalbereich West der Deutschen Bahn und unterfährt mit einer lichten Weite von 3,75 m einen landwirtschaftlich genutzten Feldweg. Die Brücke befindet sich auf der Strecke von Aachen nach Kassel im eingleisigen und nicht elektrifizierten Abschnitt Brilon Wald nach Warburg und wird von Personenzügen genutzt. Sie wurde im Jahr 1872 erbaut und besteht aus großformatigem Natursteinmauerwerk. Mit einem Stich-Stützweiten-Verhältnis von 0,25 handelt es sich um einen Segmentbogen. Das Bauwerk ist 8,5 m lang und 10,0 m breit. Die Überdeckungshöhe, also der Abstand zwischen Gewölberücken im Scheitel und Schwellenunterkante, beträgt laut Bauwerksdiagnostik etwa 1,30 m. Bild 1 zeigt einen Ausschnitt aus den historischen Planunterlagen sowie ein aktuelles Foto der Brücke.

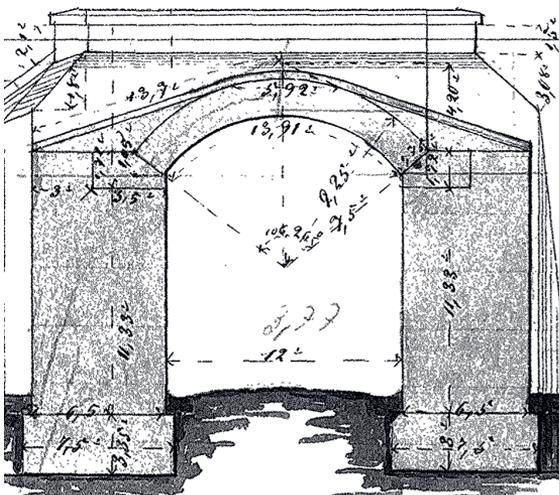


Bild 1: Historischer Plan der Gewölbebrücke EÜ Straße aus dem Jahr 1886 [6] mit aktuellem Foto

Das Bauwerk befindet sich aktuell in einem sanierungsbedürftigen Zustand. Die Brücke weist ein typisches Schadensbild auf. Auf der Unterseite des Gewölbes sind deutliche Feuchteschäden zu erkennen. Damit verbunden zeigen sich Bewuchs sowie Ausblühungen an der Steinoberfläche. In den Stirningbereichen sind auf beiden Seiten typische Bogenlängsrisse sichtbar. Im Gewölbebogen in Gleisachse sind ebenfalls Längsrisse vorhanden, welche vermutlich auf die asymmetrische Gleislage zurückzuführen sind. Außerdem sind Steine teilweise ausgebrochen und Fugen ausgewaschen.

In der Nachrechnung des Bauwerks konnte die Tragfähigkeit für das Lastmodell 71 der Deutschen Bahn nicht nachgewiesen werden [7]. Es erfolgte eine Abminderung der Einwirkungen mit dem Faktor 0,8, was die tatsächlich vorhandenen Einwirkungen auf dieser Strecke repräsentiert. Für den Belastungsversuch auf diesem Bauwerk wurde eine nächtliche Zugpause ausgewählt, um den Eingriff in den Betrieb der Deutschen Bahn so gering wie möglich zu halten.

3 Konzept und Methode

Die Belastung der ausgewählten Bauwerke erfolgt durch sechsachsige Diesellokomotiven der Baureihe V180 mit einem Gesamtgewicht von 95 t und einer entsprechenden Achslast von 16 t. Die Gesamtlänge des Fahrzeugs beträgt 19,5 m. Für statische Versuche werden maßgebende Lastpositionen abgefahren. Interessant sind dabei die Belastung im Scheitel sowie in

den Viertelpunktbereichen. Außerdem werden die Fahrzeuge im Bereich der Hinterfüllung platziert, um zu prüfen, ob diese eine horizontale Belastung auf das Gewölbe ausübt. Es werden außerdem dynamische Versuche wie Überfahrten mit unterschiedlicher Geschwindigkeit und Bremsversuche durchgeführt. Dadurch sollen umfassende Kenntnisse zum Tragverhalten im Gebrauchslastniveau von Gewölbebrücken erlangt werden.

In Bild 2 wird schematisch eine Lastposition dargestellt, in der sich die erste Achse der Lokomotive im Scheitel des Gewölbes befindet. Es werden verschiedene Lastpositionen verwirklicht. Zum einen erfolgt die Belastung der Gewölbebrücken mit der vollen Last des ersten Achsgestells, aber auch im Viertelpunkt der Bauwerke oder auf der Hinterfüllung. Da auf der Gewölbebrücke EÜ Straße nur ein Gleis vorhanden und auch die Bauwerkslänge verhältnismäßig gering ist, kommt nur eine Lokomotive zum Einsatz.

Von besonderem Interesse sind die Verformungen der Bauwerke in maßgebenden Bereichen sowie gegebenenfalls Setzungen des angrenzenden Bodens oder eine Neigung der Widerlager. Diese Bauwerksreaktionen werden mit zwei unabhängigen Messkonzepten erfasst: einem elektromechanischen sowie einem optischen. Das elektromechanische Messsystem basiert auf induktiven Wegaufnehmern. Damit werden die vertikalen Verformungen des Gewölbes im Scheitel und in den Viertelpunkten relativ zu einer auf angeschraubten Winkeln rollend gelagerten Messbasis erfasst (Bild 3). Weitere Messpunkte befinden sich in Gleisachse und im Stirningbereich des Gewölbes.

Die Wegaufnehmer sind auf der Messbasis befestigt und takten gegen ein Gewicht, welches mit Invardraht im Gewölbe angebracht ist. Ein ähnliches Konzept kommt für die Messung der horizontalen Aufweitung zwischen den Widerlagern zum

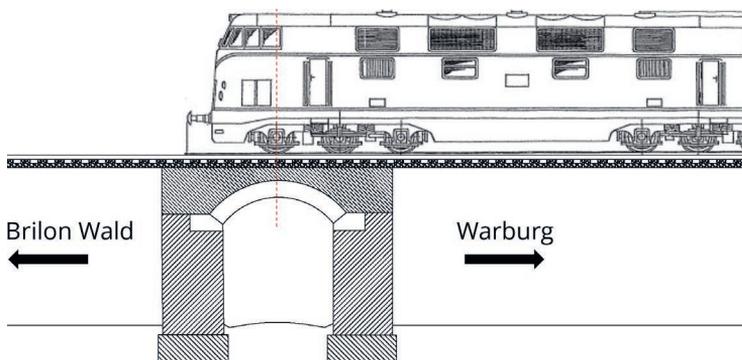


Bild 2: Schematische Lastposition für einen Belastungsversuch mit der ersten Achse im Scheitel der Gewölbebrücke



Bild 3: Messtechnik beim Belastungsversuch der Gewölbebrücke EÜ Straße

Einsatz. Hier wird ein Invardraht durch Gewichte an den Enden gespannt und an den Bogenenden rollengelagert befestigt. Zusätzlich werden Neigungssensoren in Gleichsachse sowie im Randbereich der Brücke an den Widerlagern befestigt.

Die optische Messung der Bauwerksreaktionen erfolgt mit einem Lasertracker, der mittig unter der Brücke platziert wird. An der Brückenunterseite werden Kugelreflektoren in anschaubaren „Magnetnestern“ angebracht. Die Positionen der Reflektoren ergeben sich aus den gewünschten Messgrößen. Maßgebende Punkte des Gewölbes sind der Scheitel, die Viertelpunkte und der Kämpfer. Die Anordnung erfolgt in mehreren parallelen Achsen in Querrichtung des Gewölbes. Dazu gehören die Randbereiche, die Gleichsachse sowie die Brückenmitte (Bild 4).

Der Lasertracker führt diskrete Einzelmessungen zu den Reflektoren aus. Durch eine vollautomatisierte Messroutine werden die einzelnen Reflektoren nacheinander gemessen und die dazugehörige Messzeit abgespeichert. Ein kompletter Messdurchlauf ergibt eine Messepoche. Anschließend ist ein Vergleich der Messergeb-

nisse zwischen den gemessenen Epochen möglich. Zudem können weitere relevante Größen wie Winkel und Abstände aus den 3D-Punktdaten ermittelt werden.

Die Setzung des angrenzenden Bodens sowie die Standsicherheit des Trackers werden mit einem Präzisionsnivelliergerät zu einem 10 m entfernten Rohrfestpunkt gemessen. Hierdurch können auflastbedingte Höhenänderungen des Lasertrackers sowie die Setzungen der Widerlager gemessen und rechnerisch kompensiert werden. Bei bauwerksspezifischen Besonderheiten kann eine Anpassung bzw. Erweiterung des Messaufbaus erfolgen. Bspw. werden auftretende Risse mit zusätzlichen Sensoren erfasst, um deren Aufweitung infolge statischer oder dynamischer Belastung zu messen. Beim Beispiel EÜ Straße wurde die Aufweitung eines Längsrisses in Gleichsachse messtechnisch überwacht.

Der Vorteil des elektromechanischen Messkonzeptes besteht v. a. in der Möglichkeit der kontinuierlichen Messung. Während für das laserbasierte Messkonzept jeder Kugelreflektor nacheinander angesteuert werden muss, kann hier die gleichzeitige Messung aller Sensoren

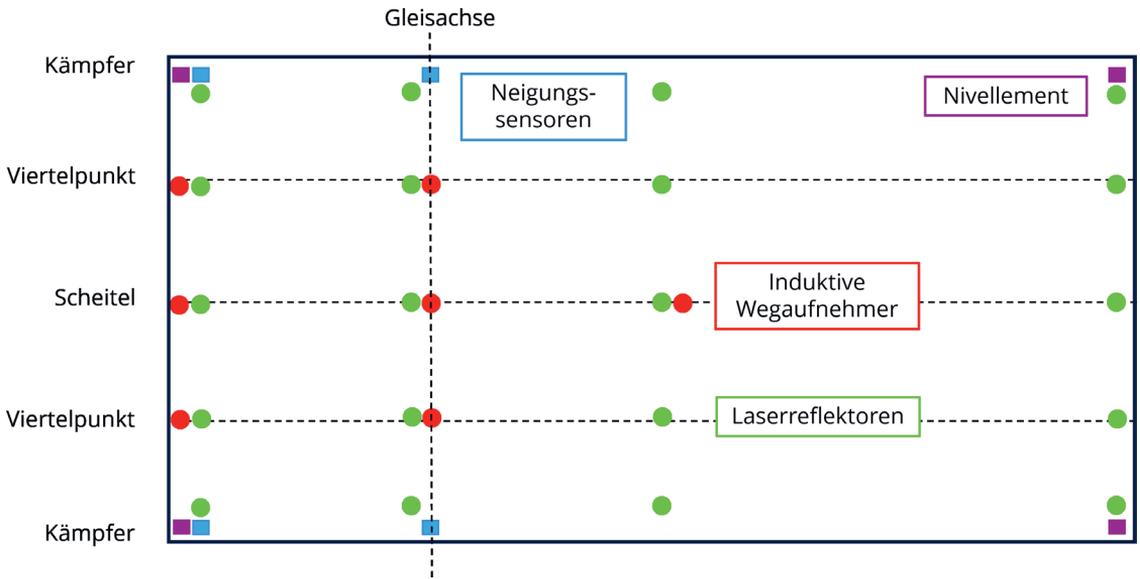


Bild 4: Schematische Darstellung von optischem und elektromechanischem Messkonzept auf der Bogenunterseite der EÜ Straße

erfolgen. Damit können zum einen mehrere Punkte im Gewölbe bei den dynamischen Versuchen gemessen werden. Zum anderen kann während der statischen Versuche das Verformungsplateau des Bauwerks infolge der Belastung festgestellt werden. So wird sichergestellt, dass die maximale Verformung gemessen wird. Die Vorteile des Lasermesssystems bestehen v. a. in der Erfassung der Boden-Bauwerks-Interaktion. Weiterhin können durch die diskreten Einzelmessungen auch die Verformungen der einzelnen Reflektoren in horizontaler Richtung gemessen werden.

4 Ergebnisse des Belastungsversuchs am Bauwerk EÜ Straße

4.1 Bauwerksverformungen während statischer Versuche

Im Folgenden werden ausgewählte Ergebnisse des Belastungstests für die Lastposition aus Bild 2 ausgewertet, bei der sich die erste Achse der Lokomotive im Scheitel der Gewölbebrücke befand. In Bild 5 ist die vertikale Verformung des Gewölbes in Gleisachse dargestellt. Die Verformungsfigur des Gewölbes ist plausibel und passt zur Position, in der sich die Lokomotive befand. Die größte Verformung stellte sich im

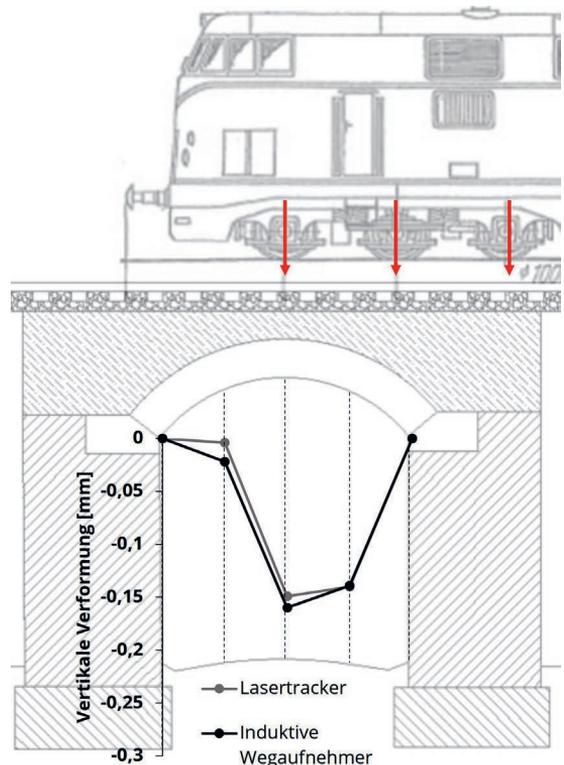


Bild 5: Vertikale Verformungen in Längsrichtung des Gewölbes in Gleisachse – Gegenüberstellung von Messwerten des Lasertrackers und der induktiven Wegaufnehmer

Scheitel mit etwa 0,15 mm sowie im belasteten Viertelpunkt mit circa 0,14 mm ein. Die Ergeb-

nisse der beiden Messsysteme passen dabei gut zusammen und liefern ein identisches Verformungsverhalten.

Die horizontalen Verformungen wurden durch den Lasertracker erfasst. Sie waren in der betrachteten Lastposition geringer als die vertikalen Verformungen, befanden sich allerdings in einer ähnlichen Größenordnung.

In Bild 6 sind die vertikalen Verformungen im Scheitel in Brückenquerrichtung dargestellt. Wieder sind die beiden Messkonzepte, Lasertracker und induktive Wegaufnehmer, gegenübergestellt. Die Position 2,3 m markiert die Gleisachse. Mit dem Lasertracker wurden die beiden Randbereiche sowie die Brückenmitte erfasst. Aufgrund fehlender Verfügbarkeit wurden keine Wegaufnehmer am äußeren Rand des Bauwerks angebracht. Es wird deutlich, dass sich die maximale Verformung, wie erwartet, in der Gleisachse des Bauwerks einstellte. Analog zu Bild 5 weichen die Messwerte von Lasertracker und induktiven Wegaufnehmern nur geringfügig voneinander ab. Am Bauwerksrand wurde eine leichte Hebung des Gewölbes beobachtet.

Da die Gewölbebrücke EÜ Straße Längsrisse unter dem Gleis aufweist, wurde einer davon ausgewählt und seine Aufweitung während der unterschiedlichen Belastungen gemessen. Bild 7 stellt die Rissöffnung sowie die horizontale Auf-

weitung zwischen den Kämpfern in Gleisachse dar. Deutlich erkennbar sind die Zeitpunkte der Be- und Entlastung durch die Lokomotive, die eine horizontale Aufweitung sowie eine Rissöffnung verursachte. Es stellte sich für beide Messwerte ein konstantes Verformungsplateau ein.

Äquivalent zur geringen horizontalen Aufweitung wurden über die Neigungssensoren keine bzw. nur sehr geringe Neigungen der Widerlagerwände gemessen. Obwohl es sich bei der Gewölbebrücke EÜ Straße um einen flachen Segmentbogen handelt und dementsprechend eine horizontale Einwirkung auf die Widerlager durch die Bogentragwirkung entsteht, zeichnete sich diese, vermutlich durch die geringe lichte Weite und die massiven Widerlager, nicht in den Messwerten ab.

4.2 Bauwerksverformungen während dynamischer Versuche

Zur Erfassung des Bauwerksverhaltens bei dynamischer Belastung wurden Überfahrten sowie Bremsversuche durchgeführt. Kontinuierlich wurden alle elektromechanischen Sensoren sowie der Kugelreflektor im Scheitel in Gleisachse gemessen. In Bild 8 sind die mit einem induktiven Wegaufnehmer gemessenen vertikalen Verformungen im Scheitel in Gleisachse während einer Überfahrt der Lokomotive mit 20 km/h in Abhängigkeit der Zeit dargestellt. Die

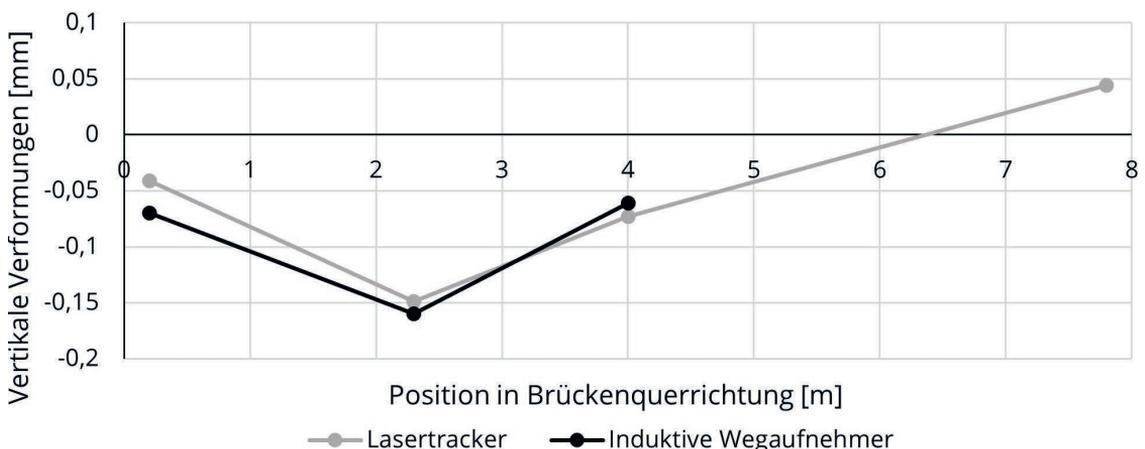


Bild 6: Vertikale Verformungen im Scheitel in Querrichtung des Gewölbes – Gegenüberstellung von Messwerten des Lasertrackers und der induktiven Wegaufnehmer

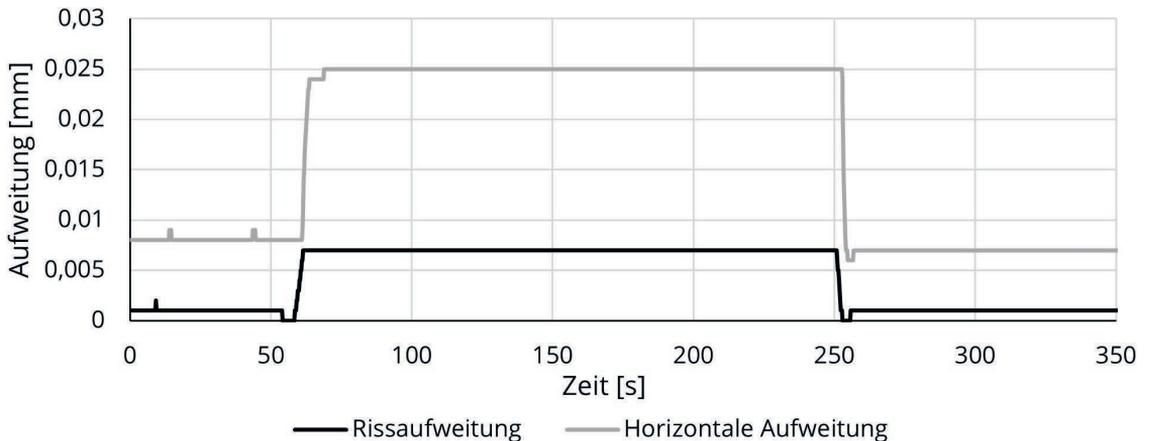


Bild 7: Rissaufweitung sowie horizontale Aufweitung des Gewölbes zwischen den Kämpfern infolge der in Bild 5 abgebildeten Lastposition

Geschwindigkeit war durch betriebliche Vorgaben limitiert. Sehr deutlich sind die beiden Achsentrios erkennbar und auch die schnelle Rückverformung des Gewölbes.

Die Bremsversuche wurden durchgeführt, um das Bauwerksverhalten bei horizontalen Einwirkungen abzubilden. Dabei beschleunigte die Lokomotive zuerst auf 20 km/h und bremste anschließend etwa im Viertelpunkt des Gewölbes ab. In Bild 9 ist die horizontale Aufweitung zwischen den Kämpfern in Gleisachse dargestellt. Prinzipiell ist diese größer als im statischen Versuch. Im Diagramm wird die Überfahrt mit dem Bremsversuch verglichen. Der Bremsversuch bewirkte eine etwas größere horizontale Aufweitung.

Der Einfluss dynamischer Effekte auf Mauerwerksgewölbebrücken ist grundsätzlich sorgfältig zu prüfen. Die gezeigten Messwerte basieren auf einer sehr langsamen Überfahrt und liegen damit in einer ähnlichen Größenordnung wie die der statischen Versuche. Bei einer Überfahrt mit höherer Geschwindigkeit werden größere Auswirkungen der dynamischen Effekte erwartet. Außerdem wird angenommen, dass die Überdeckungshöhe einen maßgebenden Einfluss auf das dynamische Bauwerksverhalten hat. Dies wird im weiteren Projektverlauf durch den Vergleich der EÜ Straße mit anderen Bauwerken und Gewölbebereichen analysiert werden. Dies gilt auch für die Bremsversuche, da die horizontalen Einwirkungen durch die geringe Geschwindigkeit bei der Brücke EÜ Straße ebenfalls relativ klein waren.

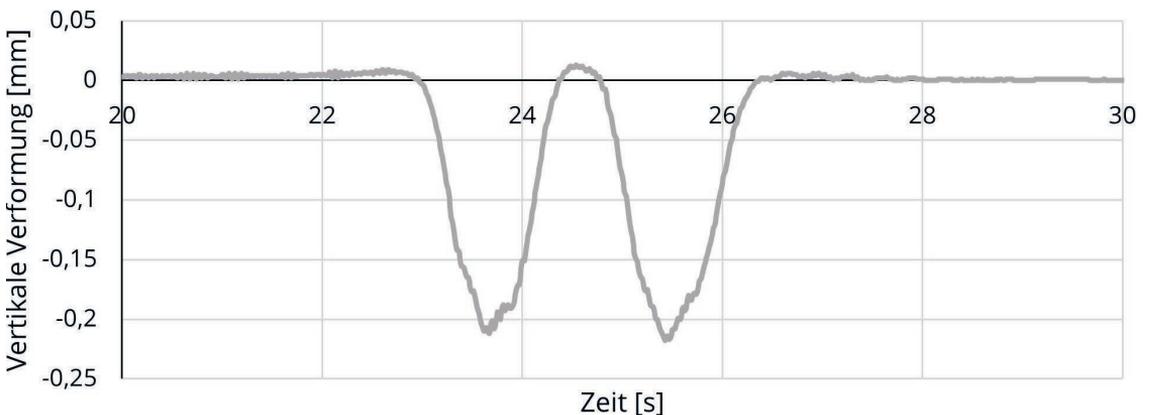


Bild 8: Vertikale Verformungen im Scheitel in Gleisachse bei einer Überfahrt der Lokomotive

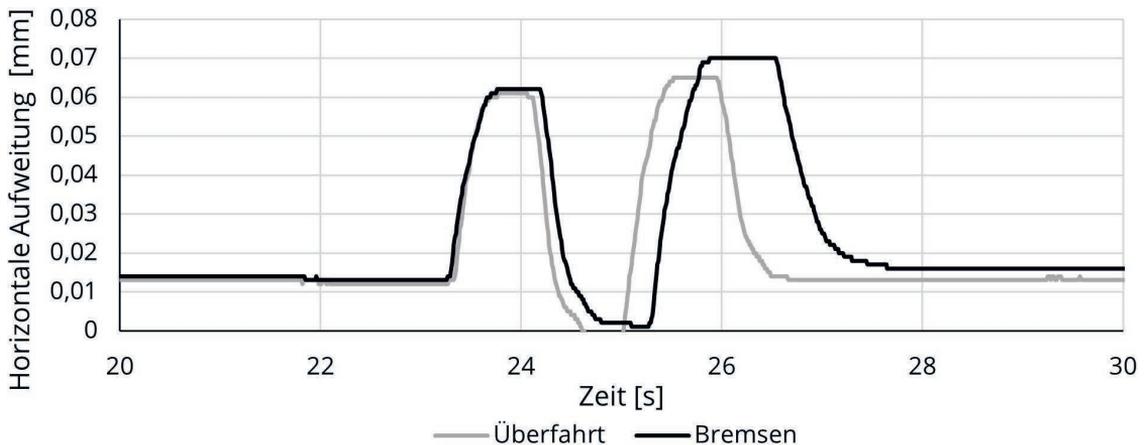


Bild 9: Vergleich der gemessenen horizontalen Aufweitung bei Überfahrt und Bremsversuch

4.3 Boden-Bauwerks-Interaktion

Durch die lange Nutzungsdauer von Gewölbebrücken im Netz der Deutschen Bahn kann der angrenzende Boden i. d. R. als konsolidiert betrachtet werden. Trotzdem entstehen in der Nachweisführung immer wieder Schwierigkeiten mit anzusetzenden Bodenkennwerten, da diese nicht im konsolidierten Bereich ermittelt werden. Aus diesem Grund wurden die auftretenden Baugrundsetzungen während des Belastungsversuchs mittels Präzisionsnivellement in den vier Außenecken des Bauwerks gemessen. Zusätzlich wurde die Standsicherheit des Lasertrackers überwacht. Erwartungsgemäß sind durch die Belastung mit der Lokomotive keine messbaren Setzungen des Baugrundes aufgetreten.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Der durchgeführte Belastungsversuch an der Gewölbebrücke EÜ Straße zeigt einmal mehr, dass vom äußeren Erscheinungsbild dieser Bauwerke nicht auf deren Zustand geschlossen werden kann. Obwohl sich das Gewölbe optisch mit Rissen, Steinausbrüchen in Gleisachse und vollständiger Durchfeuchtung in einem instandsetzungswürdigen Zustand befindet, wirkt das beobachtete Tragverhalten ungestört. Das gemessene Verformungsverhalten entsprach den Erwartungen und die Absolutwerte der Verformung waren durchgehend bei

statischen sowie dynamischen Belastungsfahrten sehr gering.

Mit einer erfolgreichen statischen Nachweisführung und zielgerichteten Instandsetzungsmaßnahmen könnte die bereits 152-jährige Nutzungsdauer weiter verlängert werden. Die gemessenen Daten können nun dazu beitragen, die numerischen Modelle für die Gewölbebrücke EÜ Straße realitätsnah zu kalibrieren und die gewonnenen Erkenntnisse auf andere Bauwerke zu übertragen. Übergeordnet sollen anhand der durchgeführten Belastungsversuche an allen repräsentativen Bauwerken Empfehlungen bzw. Vereinfachungen für die statische Nachweisführung an Gewölbebrücken abgeleitet werden. Es sei angemerkt, dass in diesem Beitrag lediglich das Konzept sowie ausgewählte Ergebnisse eines Belastungsversuchs präsentiert werden. Weitere, vor allem vergleichende Auswertungen sind notwendig, um allgemeingültige und übertragbare Erkenntnisse zu erhalten.

Dank

Wir danken der DB InfraGO AG für die Finanzierung des Forschungsvorhabens „Fahrbahnwannen auf Gewölbebrücken“ sowie die Unterstützung bei der Planung und Durchführung der Belastungsversuche.

Literatur

- [1] Orbán, Z.: Sustainable Masonry Arch Railway Bridges. In: Arêde, A.; Costa, C. (Hrsg.): Proc. of ARCH 2019 – 9th Int. Conf. on Arch Bridges, 02.–04.10.2019 in Porto (Portugal), 2020, S. 858–865.
- [2] DB Netz AG (Hrsg.): Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung – Infrastrukturzustands- und -entwicklungsbericht 2022. 2023.
- [3] Keßler, J.; Pelka, C.; Marx, S.: Klassifizierung der Gewölbebrücken im Netz der Deutschen Bahn. *Bautechnik* 101 (2024) 7, S. 388–396 – <https://doi.org/10.1002/bate.202300103>.
- [4] Pelka, C.; Meichsner, E.; Unger, S.; Monka-Birkner, J.; Marx, S.: Bauwerksdiagnostik als Grundlage für Sanierungskonzepte historischer Eisenbahngewölbebrücken. In: Schermer, D.; Brehm, E. (Hrsg.): *Mauerwerk Kalender 2024*, Berlin: Wiley, 2024, S. 443–503 – <https://doi.org/10.1002/9783433611524.ch16>.
- [5] Pelka, C.; Keßler, J.; Marx, S.: Gegenüberstellung der CO₂-Bilanz für Erhalt und Neubau von Bahnbrücken. *Bautechnik* 102 (2025) 2, S. 64–73 – <https://doi.org/10.1002/bate.202400045>.
- [6] DB InfraGO AG: IZ Plan, SAP R3 Daten [Online-Portal der DB zum Download von Bauwerksunterlagen]. 2023.
- [7] Deutsche Bahn AG (Hrsg.): Richtlinie 805 – Trag-sicherheit bestehender Eisenbahnbrücken – Ril 805.0203 Grundlagen der Bewertung von Gewölben, Unterbauten und Gründungen. 5. Aufl., 2010.

Bildquellen

Bild 1 (historischer Plan): aus [6]

Bild 1 (Foto) und Bilder 2–9: Jenny Keßler



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN



Otto Mohr
Laboratorium

Carbonbeton

Naturstein

Holz

Materialprüfungen bis 10.000 kN

Stahl

Beton

Mauerwerk

Schadensanalyse

Bauwerksmonitoring

Zustandsbewertungen

Bauwerksüberwachung

Unterzüge

Stützen

In-Situ-Versuche

Geländer

Decken

MESSEN . ANALYSIEREN . PRÜFEN



massivbau.tu-dresden.de/labor



Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden

- Nr. 1 **Dissertation Dirk Proske:** Beitrag zur Risikobeurteilung von alten Brücken unter Schiffsanprall
- Nr. 2 **Abschlussbericht** Forschungsvorhaben „Bohrpfähle“ und ergänzender Bericht „Rissbreitenbeschränkung“
- Nr. 3 **Festkolloquium Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Graße** zum 65. Geburtstag
- Nr. 4 **Dissertation Peter Lieberwirth:** Beitrag zur Anwendung zuverlässigkeitstheoretischer Berechnungsverfahren auf stahlbautypische Problemstellungen
- Nr. 5 **Dissertation Frank Jesse:** Tragverhalten von Filamentgarnen in zementgebundener Matrix
- Nr. 6 **Dissertation Lars Eckfeldt:** Analytische Möglichkeiten und Grenzen der Berechnung von Rissbreiten in veränderlichen Verbundsituationen
- Nr. 7 **Dissertation Andreas Heiduschke:** Seismic behavior of moment-resisting timber frames with densified and textile reinforced connections
- Nr. 8 **Dissertation Frank Hannawald:** Zur physikalisch nichtlinearen Analyse von Verbund-Stabtragwerken unter quasi-statischer Langzeitbeanspruchung
- Nr. 9 **Dissertation Jan Matheas:** Entwicklung von Finiten Schalenelementen zur Berechnung von Verstärkungen aus Textilbeton bei Flächentragwerken
- Nr. 10 **Dissertation Torsten Hampel:** Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung
- Nr. 11 **Dissertation Harald Michler:** Schubdübel – Shear Lugs. Ein Modell zur Berechnung von Einbauteilen mit Schubdübeln
- Nr. 12 **Tagungsband** zum 4. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 27. September 2007
- Nr. 13 **Dissertation Regine Ortlepp:** Untersuchungen zur Verbundverankerung textilbewehrter Feinbetonverstärkungsschichten für Betonbauteile
- Nr. 14 **Dissertation Sebastian Ortlepp:** Untersuchung zur Festigkeitssteigerung von hochfestem Beton unter hohen Dehngeschwindigkeiten
- Nr. 15 **Dissertation Anna Bösche:** Möglichkeiten zur Steigerung der Biegetragfähigkeit von Beton- und Stahlbetonbauteilen durch den Einsatz textiler Bewehrungen – Ansatz für ein Bemessungsmodell
- Nr. 16 **Dissertation Kerstin Speck:** Beton unter mehraxialer Belastung. Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung
- Nr. 17 **José Manuel Cabrero Ballarín:** Wooden Reinforced Tubes. Development of Analytical and Numerical Models
- Nr. 18 **Tagungsband** zum 5. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 11. September 2009
- Nr. 19 **Dissertation Ingolf G. Lepenies:** Zur hierarchischen und simultanen Multi-Skalen-Analyse von Textilbeton
- Nr. 20 **Frank Jesse, Manfred Curbach:** „Verstärken mit Textilbeton“, Sonderdruck aus dem BetonKalender 2010 (Studentenausgabe), Ernst & Sohn, S. 475–565
- Nr. 21 **Dissertation Silke Scheerer:** Hochleistungsleichtbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung
- Nr. 22 **Dissertation Silvio Weiland:** Interaktion von Betonstahl und textiler Bewehrung bei der Biegeverstärkung mit textilbewehrtem Beton
- Nr. 23 **Dissertation Jens Hartig:** Numerical investigations on the uniaxial tensile behaviour of Textile Reinforced Concrete
- Nr. 24 **Tagungsband** zum 6. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 09. September 2011
- Nr. 25 **Dissertation Dirk Jesse:** Tragverhalten von textilbewehrtem Beton unter zweiachialer Zugbeanspruchung
- Nr. 26 **Dissertation Alexander Lindorf:** Ermüdung des Verbundes von Stahlbeton unter Querzug

- Nr. 27 **Dissertation Anett Brückner:** Querkraftverstärkung von Bauteilen mit textilbewehrtem Beton
- Nr. 28 **Dissertation Frank Schladitz:** Torsionstragverhalten von textilbetonverstärkten Stahlbetonbauteilen
- Nr. 29 **Dissertation Stephan Teich:** Beitrag zur Optimierung von Netzwerkbogenbrücken
- Nr. 30 **Jan-Uwe Sickert, Frank Steinigen, Andreas Hoffmann, Wolfgang Graf, Michael Kaliske:** Numerische Prognose des Tragverhaltens textilverstärkter Faltragwerke. Grundlagen, Implementierung, Anwendung
- Nr. 31 **Dissertation Steffen Schröder:** Der Einfluss einer zweiaxialen Zugbelastung auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton und gemischt bewehrten Bauteilen
- Nr. 32 **Tagungsband** zum 7. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 05. September 2013
- Nr. 33 **Dissertation Laura Ritter:** Der Einfluss von Querkraft auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl
- Nr. 34 **Dissertation Birgit Beckmann:** DEM-Simulation von Bruchvorgängen im Beton
- Nr. 35 **Dissertation Robert Ritter:** Verformungsverhalten und Grenzflächen von Ultrahochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung
- Nr. 36 **Dissertation Gregor Schacht:** Experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit von Stahlbetonbauteilen
- Nr. 37 **Dissertation Yu-hsiang Yeh:** Comparative Life Cycle Assessment of Multy-Storey Timber Buildings (nicht erschienen)
- Nr. 38 **Habilitation Regine Ortlepp:** Aspekte der Sanierung und Verstärkung von Betonbauteilen
- Nr. 39 **Dissertation Enrico Lorenz:** Endverankerung und Übergreifung textiler Bewehrungen in Betonmatrices
- Nr. 40 **Tagungsband** zum 8. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 24. September 2015
- Nr. 41 **Dissertation Tobias Wilhelm:** Wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion
- Nr. 42 **Dissertation Lars Sieber:** Zur Beurteilung der Sprödbruchgefährdung gelochter Stahltragwerke aus Flusstahl
- Nr. 43 **Tagungsband** zum 9. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 21. September 2017
- Nr. 44 **Dissertation Michael Dimmer:** Softwaresystem zur Planungsunterstützung im Straßenbrückenbau
- Nr. 45 **Dissertation Sebastian Wilhelm:** Einsatz von UHPC-Druckgehäusen zum Schutz vor extremen Umgebungsbedingungen der Tiefsee
- Nr. 46 **Dissertation Robert Zobel:** Verbundmodellierung von Beton- und Spannstahl unter Querkraft
- Nr. 47 **Dissertation Evmorfia Panteki:** Bond of reinforcement in concrete under high loading rates: A finite element analysis of structural effects
- Nr. 48 **Tagungsband** zum 10. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 11. März 2019
- Nr. 49 **Dissertation Daniel Ehlig:** Tragverhalten von Carbonbeton als Biegeverstärkung von Stahlbetonplatten unter Brandbelastung
- Nr. 50 **Dissertation Jakob Bochmann:** Carbonbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung
- Nr. 51 **Dissertation Matthias Quast:** Betondruckfestigkeit unter zweiaxialer dynamischer Belastung
- Nr. 52 **Dissertation Christine Podgorski:** Nachhaltige Bürogebäude in Stahl- und Stahlverbundbauweise
- Nr. 53 **Dissertation Alaleh Shehni:** Modeling of Strain-Hardening Cement-based Composites (SHCC): A Finite Element Method using the Strong Discontinuity Approach (SDA) with Explicit Representation of Fibers
- Nr. 54 **Dissertation Alexander Schumann:** Experimentelle Untersuchungen des Verbundverhaltens von Carbonstäben in Betonmatrices

- Nr. 55 **Tagungsband** zum 11. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 08. März 2021
- Nr. 56 **Dissertation Marcus Hering:** Untersuchung von mineralisch gebundenen Verstärkungsschichten für Stahlbetonplatten gegen Impaktbeanspruchungen
- Nr. 57 **Dissertation Tilo Senckpiel-Peters:** Experimentelle Untersuchungen und Modellvergleiche von leichten Tragstrukturen aus Carbonbeton und betongetränkten Vliesstoffen
- Nr. 58 **Dissertation Ammar Siddig Ali Babiker:** Numerical modeling of steel fiber reinforced concrete composite exposed to high loading rate
- Nr. 59 **Dissertation Egbert Müller:** Torsionsversuche an carbonbetonverstärkten Plattenbalken mit neuen Carbonbewehrungssystemen – Experimentelle und analytische Betrachtungen
- Nr. 60 **Dissertation Oliver Mosig:** Einfluss von Poren und Porenwasser auf die Festigkeitssteigerung von Beton unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten
- Nr. 61 **Dissertation Chongjie Kang:** Rail track resistance verification considering track-bridge-interaction
- Nr. 62 **Dissertation Michael Frenzel:** Zum Tragverhalten von leichten, geschichteten Betondecken
- Nr. 63 **Dissertation Oliver Steinbock:** Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken mit Carbonbeton
- Nr. 64 **Dissertation Karoline Holz:** Carbonbeton unter Hochtemperaturbeanspruchung
- Nr. 65 **Dissertation Angela Schmidt:** Formoptimierung von Druckgliedern aus Beton und Stahlbeton
- Nr. 66 **Dissertation Juliane Wagner:** Zum Tragverhalten von Carbonbeton unter Ermüdungsbeanspruchung
- Nr. 67 **Tagungsband** zum 12. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 01. Juni 2023
- Nr. 68 **Dissertation Melchior Deutscher:** Berücksichtigung von Temperaturfeldern bei Ermüdungsversuchen an UHPC
- Nr. 69 **Dissertation Lena Leicht:** Characterization of Mineral-Bonded Composites As Damping Layers Against Impact Loading
- Nr. 70 **Dissertation Fabian Klein:** Modeling the Torsional Behaviour of Segmented Concrete Towers based on Warping Theory (zum Zeitpunkt des Redaktionsschlusses noch nicht erschienen)
- Nr. 71 **Dissertation Sebastian May:** Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit Carbonbetonverstärkung unter statischer und zyklischer Belastung
- Nr. 72 **Dissertation Marc Koschemann:** Lokales Verbundverhalten von Stahlbeton unter Kurzzeit- und Langzeitbelastung
- Nr. 73 **Dissertation Nina Josiane Giese:** Stabilitätssensibilität dünnwandiger Strukturen aus Carbonbeton
- Nr. 74 **Tagungsband** zum 13. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 19. März 2025

Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden Heft 74

Das 13. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ (SEUB) fand am 19. März 2025 in der Messe Dresden statt.

Das Tagungsprogramm wartete mit insgesamt 13 Vorträgen zu den Schwerpunkten

- Methoden und Bewertung von Zustand, Tragsicherheit und Restlebensdauer von Bauwerken,
- Zustandsprognose und Monitoring,
- Neue Messverfahren und Digitalisierung sowie
- Aktuelle Bauwerksuntersuchungen

auf. Die Tagung stand unter dem Eindruck der jüngeren Schadensfälle an älteren Spannbetonbrücken. Passend zur Thematik wurden innovative Messmethoden diskutiert, mit denen zukünftig zerstörungsfrei ins Innere von Bauwerken geblickt werden soll. Neue Entwicklungen bei Normen und Richtlinien standen ebenso im Fokus wie die überzeugenden Chancen der vermehrten Nutzung digitaler Werkzeuge und Verfahren. Die Praxisbeispiele zeigten, wie experimentelle Untersuchungen an historischen, aber auch neuen Baukonstruktionen deren (temporären) Betrieb und Erhalt wirkungsvoll unterstützen können.

Das 14. SEUB ist für 2027 geplant.

Der vorliegende Tagungsband ist als digitale Version open access auf der Homepage des Instituts für Massivbau der TU Dresden und auf dem sächsischen Dokumenten- und Publikationsserver Qucosa® abrufbar.

ISSN: 1613-6934

ISBN: 978-3-86780-796-8