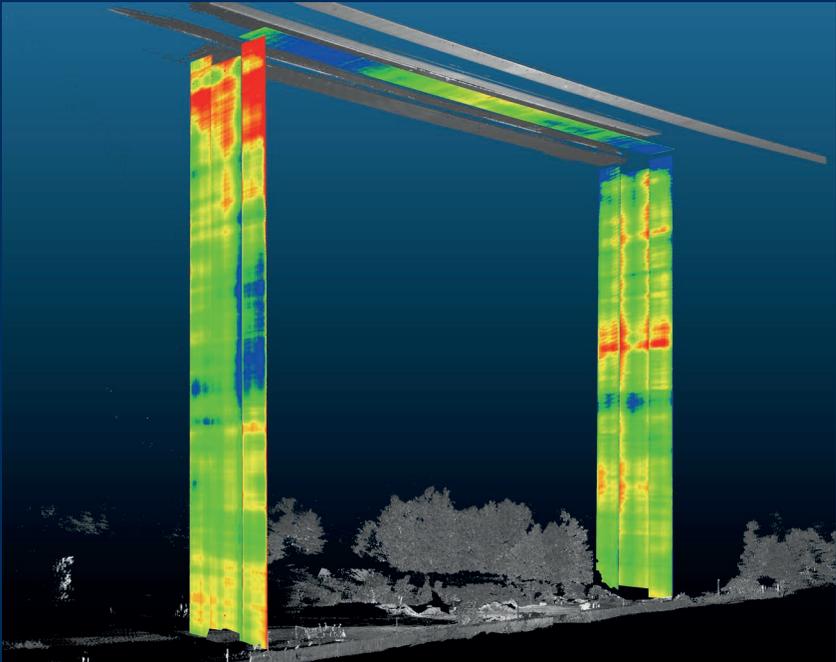




**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 55



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

**11. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN**

08. März 2021



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

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

**11. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN**

08. März 2021

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 55

Herausgeber der Reihe:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Prof. Dr.-Ing. Peer Haller
Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Häußler-Combe
Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Kaliske
Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann

Institut für Massivbau
Technische Universität Dresden
D - 01062 Dresden

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

© 2021 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 jedermann 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: Manfred Curbach, Steffen Marx, Silke Scheerer, Torsten Hampel
Redaktion: Silke Scheerer
Layout: Stefan Gröschel und Silke Scheerer
Korrekturen: Silke Scheerer, Sabine Wellner und Theresa Fritsche
Anzeigen: Sabine Wellner
Umschlag und Druckvorbereitung: Stefan Gröschel

Titelbild: 3D-Punktwolke des fünften Feldes der Siegtalbrücke; zur Veranschaulichung wurden bereichsweise unterschiedliche Einfärbungen verwendet: Intensitätswerte (Graustufendarstellung) und Ebenheitsabweichungen (Regenbogendarstellung) | © Dr.-Ing. Florian Schill, Fachgebiet Geodätische Messsysteme und Sensorik, TU Darmstadt Institut für Geodäsie

Der Tagungsband ist open access auf der Homepage des Instituts für Massivbau der TU Dresden verfügbar: <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb>.

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

Veröffentlicht: Dresden, März 2021

ISSN 1613-6934
ISBN 978-3-86780-665-7

Inhalt

Grußwort	5
Torsten Hampel, Sabine Wellner und Silke Scheerer	
Experimentelle Untersuchung von Balkenreihentragwerken	8
Oliver Steinbock, Olaf Mertzsch und Sabine Wellner	
Experimentell gestützte Nachweise von Eisenbahn-Stampfbetonbrücken	20
Marc Gutermann und Werner Malgut	
Berührungslose Überwachung von Brücken mit großer Stützweite	32
Florian Schill und Gregor Schacht	
Ultraschalluntersuchung von Baukonstruktionen	46
Sebastian Schulze	
Monitoring von Kräften und signifikanten Bauwerksparametern in einer Stahlbetonbrücke zur Analyse von Schädigungsprozessen	54
Jens Kühnapfel, Gunter Hahn, Markus Fischer und Stefan Mortag	
Structural Health Monitoring der Maintalbrücke Gemünden zur Unterstützung einer prädiktiven Instandhaltung	66
Ralf Herrmann, Ronald Schneider, Patrick Simon, Falk Hille, Samir Said und Matthias Baeßler	
Rissweitenmessung mittels nachträglich angebrachten, verteilten faseroptischen Messsystemen	78
Alois Vorwagner, Maciej Kwapisz, Werner Lienhart, Madeleine Winkler und Urs H. Grunicke	
Verbesserte Bestimmung des Chloridgehaltes in Beton durch neues Messverfahren	88
Fritz Binder und Stefan L. Burtscher	
Spanndrahtbruchdetektion mit Schallemissionsmonitoring	96
Max Käding, Gregor Schacht und Steffen Marx	
Ansätze zur objektspezifischen Ermittlung und Bewertung von KKS-Schutzkriterien	106
Ulrich Schneck	
Probebelastung einer mit Carbonbeton verstärkten Plattenbrücke	118
Oliver Steinbock, Nina Josiane Giese und Manfred Curbach	
Experimentelle Tragfähigkeitstests des OML in den Jahren 2019 und 2020	130
Sabine Wellner, Torsten Hampel und Silke Scheerer	

DURCHBLICK BEHALTEN

SENSOREN FÜR

- Weg
- Winkel
- Neigung
- Beschleunigung
- Vibration
- Druck
- Temperatur
- Durchfluss
- Niveau

Sie werden Augen machen:
Egal vor welcher messtechnischen Herausforderung Sie stehen – mit unseren Sensoren zum Messen von Weg, Druck, Temperatur und Durchfluss haben Sie alles im Blick. Versprochen.



abj

**BESSER
MESSER**

abjoedden.de



Grußwort

**Sehr geehrte Referentinnen und Referenten,
sehr geehrtes Fachpublikum,
liebe Leserinnen und Leser,**

herzlich Willkommen zum 11. Dresdner Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ (SEUB)!

Vor zwei Jahren, beim 10. SEUB, begannen wir das Grußwort mit: „2019 alles anders? – Könnte man meinen!“ Was dachten wir, welche große Veränderung wir kundtun, indem wir den Zeitpunkt und den Rahmen der Tagung neu ausrichteten. Und heute? Vielleicht sollten wir mit Heraklit^(*) schreiben: „Nichts ist so beständig wie der Wandel.“

Hätte uns jemand 2019 gesagt, wir werden uns beim nächsten Mal alle virtuell an Bildschirmen via Video treffen, wir hätten ihn – salopp gesagt – für verrückt erklärt. Gerade bei einem Symposium, das von Projekten lebt, bei denen Ingenieure raus gehen, sich an Bauwerken treffen, dort Versuche durchführen und dies alles vor Ort diskutieren. Wer hätte sich vorstellen können, dass Autoren ihre Vorträge per Video aufnehmen und präsentieren? – Wahrscheinlich wenige; wir jedenfalls nicht.

2021 ist nun für uns die Premiere einer virtuellen Tagung und wir hoffen, dass dies ein Einzelfall bleiben wird. Doch wir möchten auf die positiven Aspekte der jetzigen Entwicklung fokussieren. Die Digitalisierung hat inzwischen riesige Fortschritte gemacht, auch in unserer Arbeit, im Labor. Wiederholt haben wir in den vergangenen Monaten im Prüflabor Versuche per Video live mit den jeweiligen Auftraggebern durchgeführt – nicht immer optimal, aber vor zwei Jahren noch undenkbar. Auch haben wir alle die Vorzüge digitaler Besprechungen kennengelernt, an deren Stelle man sonst selbst-

verständlich eine Dienstreise von Dresden nach z. B. Frankfurt/Main angetreten hätte.

Im Hinblick auf unser Symposium hatten wir zunächst befürchtet, als Folge der Einschränkungen der vergangenen Monate nicht ausreichend Vortragende gewinnen zu können. Doch wir wurden positiv überrascht und können Ihnen nun einen interessanten Themenmix bieten.

Die *Keynote Lecture* hält in diesem Jahr Oliver Steinbock. Er wird über Versuche an einem Brückenbauwerk berichten, die sowohl in situ als auch im Prüflabor durchgeführt wurden – eine Verifizierung, die nur selten vorkommt. Weiterhin spannt sich der thematische Bogen über die Tragfähigkeit von Gewölbebrücken, berührungslose Messverfahren im Praxistest, Monitoring und schwingungsbasierte Messungen an Bauwerken zu faseroptischen Messsystemen und ihren Einsatzmöglichkeiten bei der Risserfassung. In weiteren Beiträgen wird eine neue Methode zur verbesserten Bestimmung des Chloridgehalts im Beton vorgestellt, über ein Verfahren zur Spanndrahtbruchdetektion mittels Schallemission und über das Potential des kathodischen Korrosionsschutzes berichtet. Den Abschluss bildet ein Bericht über eine Probelastung einer mit Carbonbeton verstärkten Plattenbrücke.

Wir wünschen – stellvertretend für alle, die zum Gelingen der Veranstaltung beigetragen haben – allen Teilnehmerinnen und Teilnehmern des 11. SEUB eine informative Tagung und allen Leserinnen und Lesern eine ebensolche Lektüre. Weiterhin hoffen wir, Sie spätestens beim 12. SEUB 2023 wieder alle „in echt“ begrüßen zu dürfen.

Dresden, den 8. März 2021

Torsten Hampel, Sabine Wellner und
Silke Scheerer

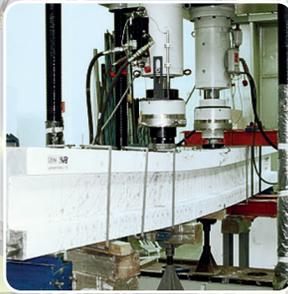
^(*) Heraklit von Ephesus, 535–475 v. Chr.

Erfolgreich prüfen – Bauwerke erhalten



Belastungstest am Probejoch des Schlingrippengewölbes der Schützkapelle des
Dresdner Schlosses [Foto: Silke Scheerer]

Prüfsysteme für die Material- und Bauteilprüfung



Prüfmaschinen · Testing Machines

walter+bai ag · Industriestrasse 4 · CH-8224 Löhningen · Switzerland

Tel. +41 (0)52 687 25 25 · Fax +41 (0)52 687 25 20 · info@walterbai.com · www.walterbai.com

Experimentelle Untersuchung von Balkenreihentragwerken

Dipl.-Ing. Oliver Steinbock¹, Hon.-Prof. Dr.-Ing. habil. Olaf Mertzsch²,
Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner³

¹ Institut für Massivbau, TU Dresden, sowie Curbach Bösch Ingenieure Partner PartG mbH, Dresden

² Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern

³ Institut für Massivbau und Otto-Mohr-Laboratorium, TU Dresden

KURZFASSUNG

Eine realistische Erfassung des Tragverhaltens der in den neuen Bundesländern noch weit verbreiteten Balkenreihentragwerke aus DDR-Zeiten gelingt auch mit heutiger Rechentechnik nur schwer bzw. unzureichend. Weiterhin stellt die Tatsache, dass bei diesen Brücken spannungsrissskorrosionsgefährdeter Spannstahl verbaut wurde, eine latente Beeinträchtigung der Standsicherheit dar. Im Rahmen des Rückbaus eines Balkenreihentragwerks im Zuge der BAB A 19 bot sich die Gelegenheit, umfangreiche Untersuchungen an entnommenen Einzelträgern sowie am Bauwerk in situ durchzuführen. Nachfolgender Beitrag gibt einen ersten Überblick über die Versuchsergebnisse aus Labor- und Feldversuchen.

1 Vorstellung des Bauwerks und Hintergründe

Die Nachrechnungsrichtlinie aus dem Jahr 2011 [1] bzw. die in der ersten Ergänzung im Jahr 2015 [2] aufgenommenen Nachweisformate sind relativ problemlos auf Brückensysteme der alten Bundesländer übertragbar. Problematisch ist die Übertragbarkeit auf einen großen Teil der älteren Brückentragwerke in den neuen Bundesländern aus der DDR-Zeit, siehe auch [3]. Die Konstruktionen weisen hier besondere Spezifikationen bzw. Ausführungen auf. Insbesondere die sogenannten Balkenreihentragwerke sind aktuell, sowohl im Bestand der Landesbauverwaltungen als auch im Bestand von kommunalen Verwaltungen, noch weit verbreitet. Aufgrund ihrer Häufigkeit und ihrer besonderen Konstruktion würden angepasste Rechenansätze die Bewertung dieser Tragwerke stark erleichtern, was jedoch aktuell (noch) aussteht. In verschiedenen Projekten wurden in der jüngeren Vergangenheit bereits mehrfach rechnerische Untersuchungen zu Balkenreihentragwerken durchgeführt bzw. erste Berechnungsempfehlungen abgeleitet, siehe z. B. [4], [5] und [6].

Erstrebenswert wäre, diese rechnerischen Untersuchungen zu vereinheitlichen und durch messtechnische Untersuchungen zu validieren, zu überprüfen und gegebenenfalls die Modellierungs- und Berechnungsansätze anzupassen.

Im Rahmen des Rückbaus des Bauwerks A 19 im Zuge der BAB A 19, UF DB-AG/Brücke, waren daher messtechnische Untersuchungen vorgesehen. Das Balkenreihentragwerk sollte ersatzlos rückgebaut werden, da die ursprünglich überführte Bahntrasse bereits Jahre zuvor stillgelegt worden war und somit die Notwendigkeit eines Brückenbauwerks entfiel.

Da unter dem Bauwerk bereits Verkehrsfreiheit bestand, war es für experimentelle Untersuchungen besonders geeignet. In Abstimmung mit dem Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern (M-V) wurden die messtechnischen Untersuchungen in den Rückbauprozess integriert. Da ohnehin halbseitige Sperrungen der Autobahn notwendig wurden (2+1- bzw. 1+1-Verkehr), ergaben sich keine zusätzlichen Sperrzeiten infolge der Untersuchungen.

BAB A 19, UF DB-AG/Brücke, Bütow – RiFa Rostock (TBW 1), RiFa Berlin (TBW 2)	
Konstruktion	Balkenreihentragwerk (BT 50)
Baustoff	Spannbeton
Stützweite	9,50 m
Stadium	Bauwerk unter Verkehr
Baujahr	1978
Brückenklasse	30/30
Baulast	Bund



Tabelle 1: Bauwerksübersicht und Kenndaten

Die wichtigsten Kenndaten des Bauwerks können Tabelle 1 entnommen werden. Es handelt sich bei dem Überführungsbauwerk um zwei separate Teilbauwerke (TBW), eines je Richtungsfahrbahn (RiFa). Bei den Fertigteilträgern des Typs BT 50 handelt es sich um eine typisierte Baureihe, die in Abhängigkeit der vorgesehenen Brückenklasse bzw. Spannweite verschiedenartig ausgeführt wurde, siehe auch [3].

Das $\approx 9,50$ m spannende Bauwerk aus dem Jahr 1978 fällt in die Zeit einer Umstellung der Fertigteilträgerserie des Typs BT 50. Erkundungsbohrungen konnten die Angaben aus nachträglich erstellen Bestandsplänen bestätigen, dass es sich um einen neuen Typ des BT 50 (BT 50 N-10 B) handelt. Unter anderem erfolgte eine Reduktion des Hohlkörperdurchmessers von 340 mm auf 300 mm. Auch wurde die Bewehrungsführung angepasst. Einen Überblick über die Trägerkonfiguration zeigt Bild 1. Der angetroffene Balkenquerschnitt ist mit drei Bündelspanngliedern (BSG) des Typs BSG 50 vorgespannt, die in Feldmitte nahezu gerade verlaufen, zu den Rändern hin aber leicht ansteigen. Bündelspannglieder im nachträglichen Verbund waren die am meisten genutzte Vorspannart im Spannbetonbau der DDR und fanden sowohl im Hochbau als auch im Brückenbau Anwendung. Ein Bündelspannglied des Typs BSG 50 ist im vorliegenden Fall mit 16 Spanndrähten belegt. Aufgrund der Bemessung für die Brückenklasse 30/30 wurde vergleichsweise wenig Betonstahlbewehrung verbaut. In der Konfiguration lagen lediglich vier Stäbe mit Durchmesser 8 mm,

auf die „Rißbewehrung“ (Pos. 12a in Bild 1) war verzichtet worden. Entgegen den Vorgaben des Fertigteilkataloges mit glattem Betonstahl ST-I wurde hier jedoch gerippter Betonstahl der Güte ST-III vorgefunden.

Die Überbauten der Richtungsfahrbahnen Rostock (Teilbauwerk I) und Berlin (Teilbauwerk II) unterschieden sich geringfügig in ihrer Ausführung. TBW I war mit einer Überbaubreite von ≈ 14 m (13 Normalträger des Typs BT 50 mit zwei Randträgern) etwas breiter als der Überbau von TBW II (12 Normalträger des Typs BT 50 mit zwei Randträgern). Beide Richtungsfahrbahnen wurden mit der für diese Ausführungsart üblichen ≈ 5 –12 cm dicken Gefällebetonschicht ausgeführt, die zudem zwischen den einzelnen Trägern die Querverteilung der Lasten über die sogenannten Querkraftschlösser an den Längsseiten der Träger sicherstellt. Auf diesem Gefällebeton war eine PVC-Dichtungsschicht aufgebracht, der wiederum eine Schutzbetonschicht in gleicher Stärke wie der Gefällebeton folgte. Der abschließende Fahrbahnaufbau unterschied sich jedoch, da bei Teilbauwerk I (RiFa Rostock) eine Betonfahrbahn mit 21 cm Dicke und bei Teilbauwerk 2 (RiFa Berlin) eine ebenso mächtige, jedoch als Bitumenfeinbeton ausgeführte, Fahrbahn vorlag (nachfolgend als Bauart „Autobahn“ bezeichnet).

Ursprünglich waren In-situ-Versuche an beiden Bauwerken vorgesehen. Von diesem Vorhaben musste jedoch aufgrund der Corona-Pandemie und des damit verbundenen Lockdowns im

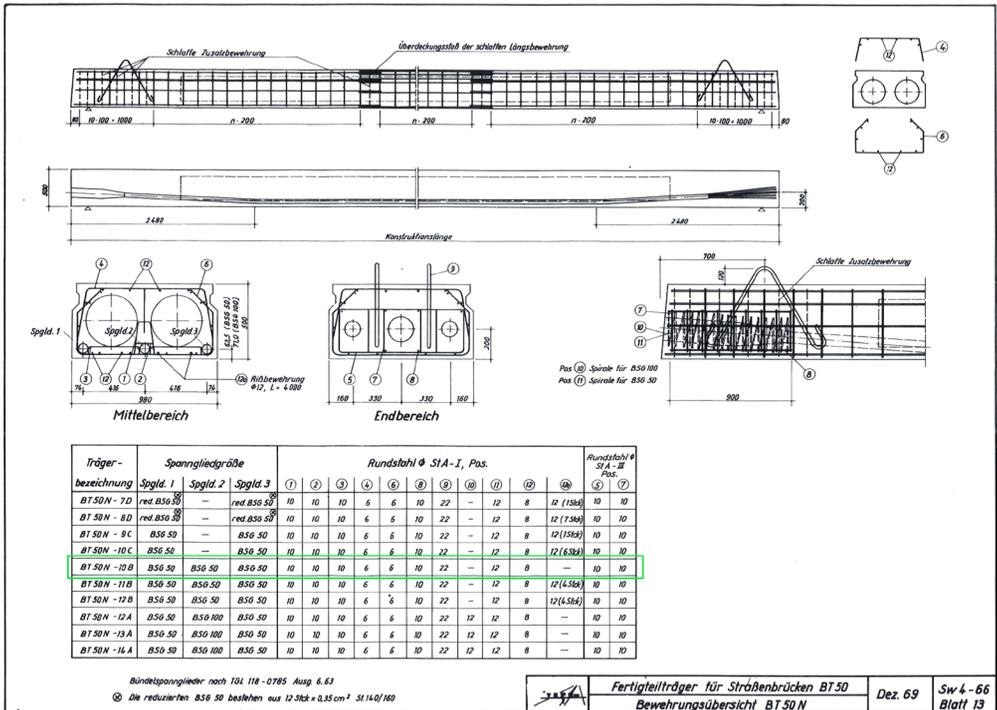


Bild 1: Auszug aus Typenelementekatalog BT 50 N [7] – Bewehrungsplan

Frühjahr 2020 abgesehen werden. Als Alternative erfolgte am Teilbauwerk I im April 2020 die Entnahme von insgesamt sechs Einzelträgern für Laborversuche. Aufgrund des zeitlichen Versatzes der Abbrucharbeiten der beiden TBW war es dann im Sommer 2020 möglich, experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten der Balkenreihen in der Einbausituation an Teilbauwerk II durchzuführen.

2 Versuchskonzept

Solche Balkenreihentragwerke mit einer Ortbetonergänzung befinden sich in dieser Form ausschließlich in den neuen Bundesländern. Die Tatsache, dass bei den Balkenreihentragwerken spannungsrissskorrosionsgefährdeter Spannstahl (Henningsdorfer Spannstahl) verbaut wurde, beeinträchtigt sowohl die Standsicherheit als auch die Dauerhaftigkeit des Tragwerks, siehe z. B. [3], [8], [9], [12]. Viele dieser Konstruktionen wurden im Bundesfernstra-

ßenetz bereits durch Neubauten ersetzt, im untergeordneten Verkehrsnetz sind sie jedoch noch zahlreich vertreten. Die Bauform ist jeweils gleich, jedoch wurde im untergeordneten Verkehrsnetz üblicherweise ein im Vergleich zur Bauart „Autobahn“ geringerer Fahrbahnaufbau (meist 8 cm) ausgeführt, siehe z. B. [10] (nachfolgend als Bauart „Bundes- und Staatsstraße“ bezeichnet). Vor diesem Hintergrund wurde ein Versuchsprogramm ausgearbeitet mit dem Ziel, das Tragverhalten von Balkenreihentragwerken in diesen zwei verschiedenen Bauarten unter Gebrauchslast und im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu untersuchen. Weiterhin sollte das Tragverhalten beim Auftreten eines Spannstahlversagens infolge von Spannungsrissskorrosion simuliert werden.

In Vorbereitung auf die Laboruntersuchungen an zwei Brückenträgern aus dem Teilbauwerk I wurden der Fahrbahnbeton sowie der Schutz- bzw. Gefällebeton noch vor Ort entfernt. An-

schließlich wurden die Träger durch Trennschnitte separiert, einzeln aus dem Bestand gehoben und verladen. Ein Träger diente als Referenzprobe und wurde ohne weitere Modifikation im 4-Punkt-Biegeversuch getestet. Um die Auswirkungen eines Spannstahlausfalls zu untersuchen, wurden beim zweiten Träger Spannlieder vor dem Test gezielt geschädigt. Die beiden Versuche dienten als Ausgangsbasis für die Festlegung der Randbedingungen und Ziellasten für die In-situ-Versuche am Teilbauwerk 2.

Die Untersuchung am TBW 2 erfolgte in vier einzelnen Teilversuchen I-IV. In Anlehnung an die neue Richtlinie für die Belastung von Bauwerken [14] können diese Tests I-IV folgenden "Versuchsarten" zugeordnet werden:

Versuchsart A – Experimentelle Tragsicherheitsbewertung: Versuchsart A stellt den Regelfall im Sinne der Richtlinie 2019 dar und zielt auf den Nachweis einer ausreichenden Tragsicherheit. Die sogenannte Versuchsziellast (F_{Ziel}) liegt hier üblicherweise oberhalb der charakteristischen Einwirkungskombination (F_{rare}) und wird durch die Versuchsgrenzlaster ($F_{lim,A}$) beschränkt. Ein Schaden durch den Belastungsversuch an der Konstruktion soll hierbei vermieden werden.

Versuchsart B – Systemmessung: Die maximale Versuchsziellast (F_{Ziel}) liegt unter der definierten Beanspruchung ($F_{Ziel} \leq F_{lim,B}$) und dient daher vornehmlich der Kalibrierung und Überprüfung von Berechnungsmodellen.

Versuchsart C – Experimentelle Tragfähigkeitsermittlung: Versuchsart C stellt den Ausnahmefall im Sinne von [10] dar und dient der experimentellen Bestimmung des tatsächlichen Tragwiderstandes. Die Versuchsziellast (F_{Ziel}) liegt

im Bereich der prognostizierten Tragfähigkeit ($F_{lim,C}$). Eine Schädigung des Tragwerks wird hierbei akzeptiert.

Das angestrebte Ziellastniveau ist grafisch in Bild 2 dargestellt. Einen Überblick über das gesamte Versuchsprogramm zeigt Bild 3. Die Teilversuche I und II erfolgten in der rechten Hälfte des Tragwerks, die Tests III und IV in der linken.

Der Teilversuch I kann nach [14] der Versuchsart B zugeordnet werden. Ziel der Untersuchung war die Erfassung des Tragverhaltens des Systems „Balkenreihe“ im Ist-Zustand. Die Belastung (F_{Ziel}) erfolgte hierbei mit zwei Mobilkränen (3-achsige Fahrzeuge mit einer Gesamtmasse von jeweils 36 t), die nahezu bzw. mit einer ausreichenden Genauigkeit der charakteristischen Verkehrslast ($F_{lim,A}$) entspricht.

Die Zuordnung der Versuchsart im Teilversuch II ist nach [14] dagegen weniger eindeutig. Die Tragfähigkeit des Bauteils wurde durch eine gezielte Schädigung der Spannlieder an zwei Trägern

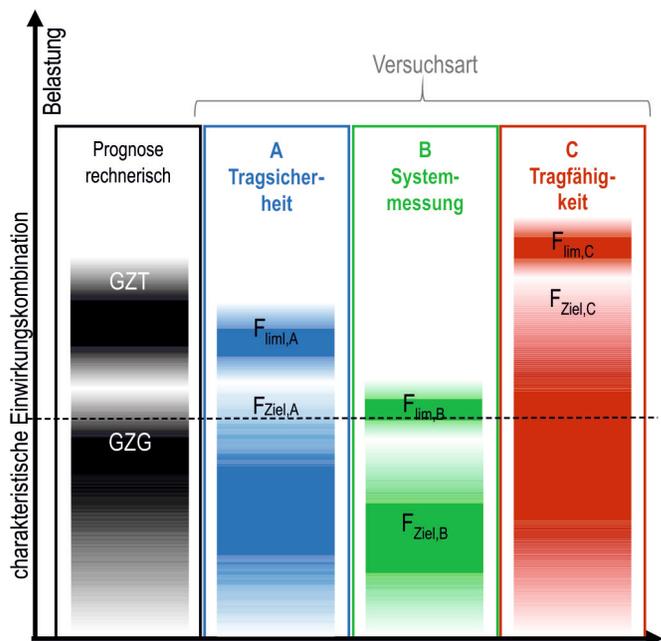


Bild 2: Versuchsarten im Sinne von [14]

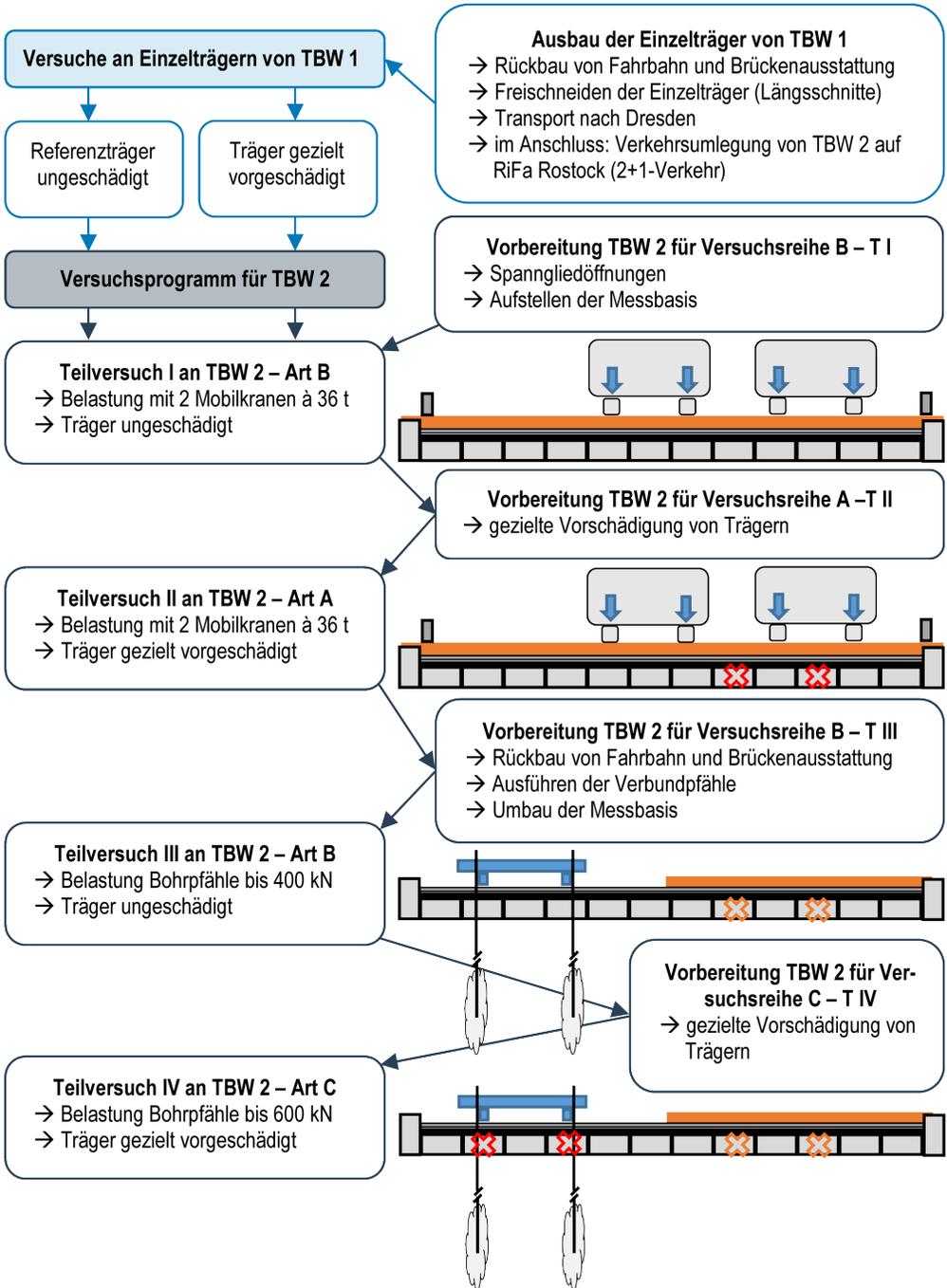


Bild 3: Ablaufschema der durchgeführten Versuche

deutlich reduziert. Die Versuchslast (F_{Ziel}) wurde jedoch beibehalten. Somit erfolgte ein Versuch im Sinne der experimentellen Tragsicherheitsbewertung (Versuchsart A), da die Versuchslast (F_{Ziel}) nun im Bereich der Versuchsgrenzlast ($F_{lim,A}$) lag. Die Teilversuche I und II erfolgten jeweils für die Ausführungsart „Autobahn“.

Für die Teilversuche III und IV auf der linken Tragwerkshälfte wurde zunächst der Fahrbahnaufbau abgetragen und somit die Ausführungsart „Bundes- und Staatsstraße“ nachempfunden. Aufgrund der angestrebten höheren Versuchsziellasten erfolgte die Lasteinleitung über zwei Verbundpfähle und eine Lasttraverse, siehe Bild 3. Der Teilversuch III kann der Versuchsart A – experimentelle Tragsicherheitsbewertung – zugeordnet werden. Die eingeleitete Versuchslast über den intakten Spannbetonträgern der linken Hälfte lag über dem Gebrauchslastniveau, aber unterhalb einer möglichen Schädigung des Tragwerks. Der abschließende Teilversuch IV ist der Versuchsart C – experimentelle Tragfähigkeitsermittlung – zuzuordnen, da die Versuchsziellast im Bereich der prognostizierten Tragfähigkeit lag. Zwar konnte kein Versagen der Konstruktion erzielt werden, jedoch wurde die angestrebte Versuchsziellast ($F_{lim,C}$) erreicht.

3 Versuche an Einzelträgern (Teilbauwerk I)

3.1 Ziel und Aufbau der Versuche

Die Prüfung der entnommenen Einzelträger aus dem Teilbauwerk 1 erfolgte im 4-Punkt-Biege-

versuch. Der Versuchsaufbau orientierte sich hierbei am Doppelachsensystem bzw. dem Lastmodell nach [15], um einen direkten Abgleich mit genormten Lastmodellen vornehmen zu können. Die beiden Lasteinleitungspunkte wurden mittig in einem Abstand von 1,2 m angeordnet, siehe Bild 4.

Im Rahmen dieses Beitrags werden die Ergebnisse von zwei Biegeversuchen dargestellt. Ein Träger wurde im ungeschädigten Ist-Zustand und der zweite nach gezielter Vorschädigung geprüft. Die Schädigung sollte den Ausfall von Spanngliedern infolge Spannungsrissskorrosion simulieren. [16] sieht hierzu im Rahmen der rechnerischen Betrachtung einen spanngliedweisen Ausfall der Bewehrung vor. Aufgrund der für ein vorgespanntes Tragwerk vergleichsweise kleinen Stützweite von $\approx 9,5$ m, dem geringen Anteil an Betonstahlbewehrung und dem in [16] vorgeschriebenen Rechenverfahren muss bei dem vorliegenden Trägertyp ein vergleichsweise hoher Anteil an Spannstahlbewehrung ausfallen, um ein Ankündigungsverhalten zu erzielen. Das Ankündigungsverhalten wird hierbei durch das sogenannte *Riss-vor-Bruch-Kriterium* sichergestellt. Dies wird durch das Überschreiten der Betonzugfestigkeit an der gezogenen Randfaser des Querschnittes infolge Spanngliedausfalls und Verkehrsbeanspruchung erreicht.

Aufgrund der besseren Zugänglichkeit wurden an dem zu untersuchenden Träger die beiden äußeren Spannglieder geschädigt. Ein Spannglied wurde in Trägermitte durchtrennt, das andere an zwei Stellen in den äußeren Viertels-

Versuchsaufbau

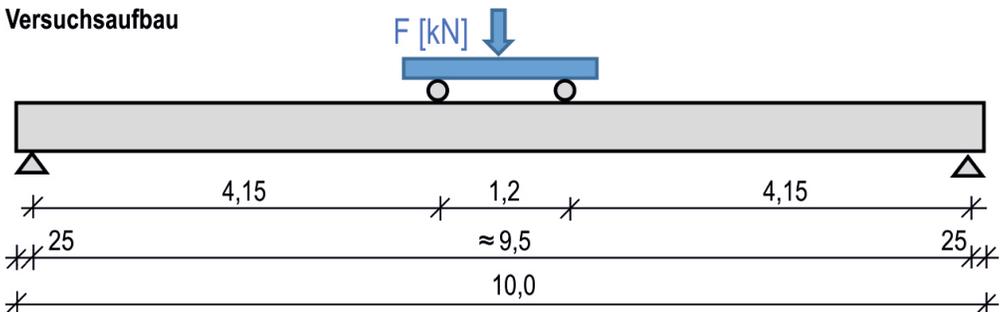


Bild 4: Versuchsaufbau für Einzelträgeruntersuchungen

Untersicht

gezielte Schädigung

Spannglieder

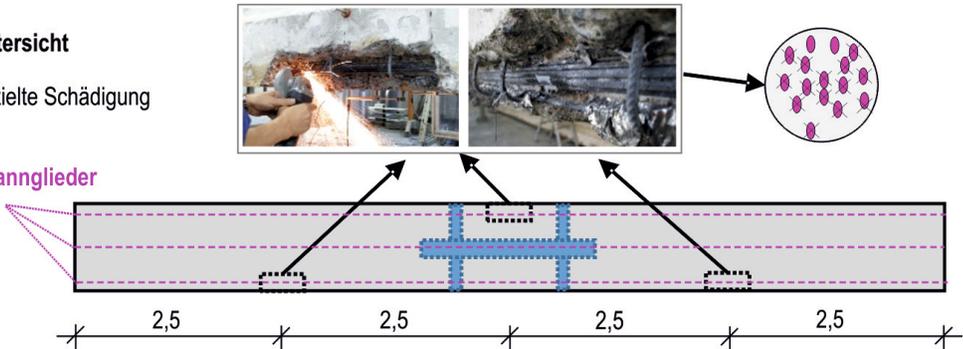


Bild 5: Gezielte Schädigung am Einzelträger – Position der Spanngliedöffnungen und Rückdehnungsmessungen

punkten, siehe Bild 5. Da im Rahmen der Versuchsdurchführung auch Rückdehnungsmessungen am Spanndraht vorgenommen werden sollten, wurden die Spannglieder jeweils bis auf ein bzw. zwei intakte Drähte geschädigt. An diesen verbliebenen Drähten wurden Dehnmessstreifen appliziert.

Im Rahmen der Rückdehnungsmessungen wurde der Vorspanngrad bestimmt. Dieser lag im Mittel aller Proben bei $\approx 720 \text{ N/mm}^2$ (Streubreich von $\approx 620 \text{ N/mm}^2$ bis $\approx 800 \text{ N/mm}^2$). Dieser Wert liegt somit leicht unterhalb der erwarteten Spannung von $\approx 780\text{--}820 \text{ N/mm}^2$.

3.2 Begleitende Materialuntersuchungen

Um Erkenntnisse zu den Materialeigenschaften zu erhalten, wurden verschiedene versuchsbegleitende Untersuchungen durchgeführt.

3.3 Versuchsdurchführung und -ergebnisse

Das Aufbringen der Belastung erfolgte weggesteuert gemäß dem in Bild 6 gezeigten Lastregime. Bild 7 zeigt das Last-Verformungs-Verhalten der beiden Versuchsträger.

Gemäß Typenelementkatalog liegt eine Betongüte von B 450 vor, die nach heutigen Standards einer Betonfestigkeitsklasse C 30/37 gleichgesetzt werden kann, siehe [1]. Auf Grundlage der Prüfergebnisse aus sieben Bohrkernproben (im Mittel $\approx 70 \text{ N/mm}^2$) wäre auch eine höhere Einstufung in die Betonfestigkeitsklasse C 50/60 vertretbar.

Der ungeschädigte Referenzträger 11-U wurde zunächst mit einer Kraft von $\approx 200 \text{ kN}$ belastet, anschließend bis auf eine Grundlast von 10 kN entlastet. Im weiteren Verlauf wurde die Last konstant gesteigert, wobei bei 300 kN und 450 kN kurze Haltezeiten vorgesehen waren. Eine Last von 300 kN entspricht zwei Radlasten im Sinne des Lastmodells nach [15]. Nachdem die prognostizierte Bruchlast von $\approx 450 \text{ kN}$

Im Rahmen der Spanngliedöffnungen und der gezielten Schädigung von Spanngliedern wurden auch Spanndrahtproben entnommen. Optisch (mit Ausnahme kleiner Korrosionsnarben) wie mechanisch (Zugfestigkeit, Dehnungsvermögen, Fließgrenze) ergaben sich dabei keine Anzeichen für eine Versprödung infolge Spannungsrissskorrosion.

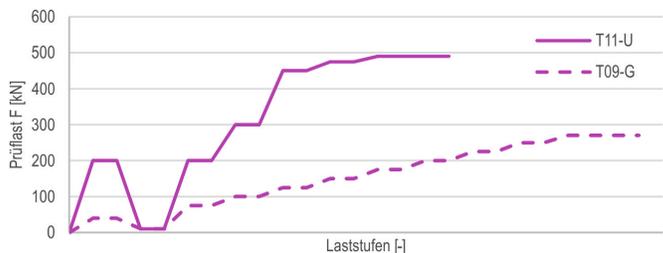


Bild 6: Belastungsregime für den Referenzträger (11-U) und den geschädigten Träger (09-G)

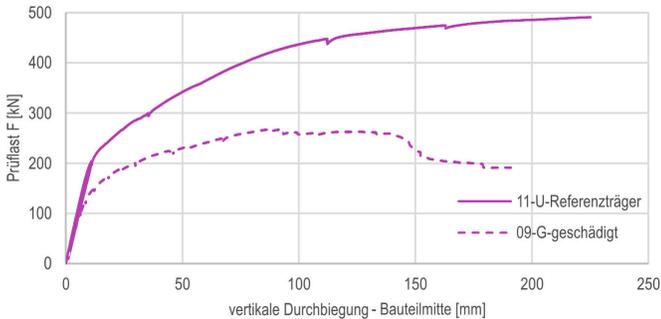


Bild 7: Last-Verformungs-Diagramm der Einzelträger aus Teilbauwerk I

überschritten war, wurde die Last in kleineren Schritten von jeweils ca. 25 kN bis zum Maximalwert von ≈ 490 kN gesteigert.

Hinsichtlich des Verformungsverhaltens bzw. der Steifigkeit bei Erst- und Wiederbelastung auf ca. 200 kN konnten keine nennenswerten Unterschiede festgestellt werden, da der vorgespannte Trägerquerschnitt noch im ungerissenen Zustand verblieb. Somit kann hier von einem elastischen Verhalten ausgegangen werden. Der prognostizierte Übergang von Zustand I in den gerissenen Zustand II wurde bei einer Prüflast von ≈ 190 – 200 kN lokalisiert und geht mit einer Abnahme der Biegesteifigkeit einher. Die weitere Kraftsteigerung bis zu einer Prüflast von ≈ 400 kN ging mit nahezu linear zunehmender Durchbiegung einher. Auf diesem Lastniveau setzte dann das Fließen der Bewehrung ein. Der Versuch wurde bei einer Prüflast ≈ 490 kN durch ein Versagen der Betondruckzone im Bereich der Lasteinleitung beendet. Aufgrund der sehr großen Verformungen war die Betondruckzone zu diesem Zeitpunkt stark eingeschnürt.

Der Belastungsversuch am geschädigten Träger (mit 09-G bezeichnet) wurde analog zum Referenzträger durchgeführt, jedoch auf geringerem Lastniveau. Die Erstbelastung erfolgte nur bis ≈ 40 kN, da durch die Schädigung die Vorspannung reduziert war. Nach einer Haltezeit erfolgte zunächst die Entlastung auf ca. 10 kN, um anschließend die Belastung in kleinen Schritten von ca. 25 kN bis zur maximalen

Prüflast von ≈ 265 kN stufenweise zu steigern.

Der geschädigte Träger (09-G) erreichte erwartungsgemäß eine deutlich geringere Versagenslast. Aufgrund der gezielten Reduzierung der Vorspannung ging der Querschnitt bereits bei einer Last von ≈ 60 – 70 kN vom Zustand I in den Zustand II über. Während der stufenweisen Steigerung der Prüflast auf ≈ 265 kN

konnte ein nahezu lineares Last-Verformungsverhalten bis zu einer Durchbiegung von ca. 90 mm beobachtet werden. Im weiteren Versuchsverlauf nahm unter Beibehaltung der Last die vertikale Verformung auf ca. 150 mm zu. Anschließend kam es zu einem Lastabfall bei gleichzeitiger Zunahme der Verformungen, was darauf schließen ließ, dass sich der Träger im Bruchzustand befindet und eine weitere Laststeigerung nicht mehr möglich ist.

Das in Bild 7 dargestellte Last-Verformungsverhalten des Trägers 09-G ist auf die geschädigten Spannglieder zurückzuführen. Die geringere Tragfähigkeit ist hauptsächlich dem mittig durchtrennten Spannglied geschuldet, da die Trägermitte der am höchsten beanspruchte Bereich ist und dort dieses Spannglied nicht mehr zum Tragwiderstand beitragen konnte. Dahingegen konnte dem beidseitig durchtrennten Spannglied noch ein Traganteil zugesprochen werden. Trotz der kurzen verbleibenden Verbundlänge von $\approx 1,3$ m zwischen den Lasteinleitungsbereichen und der Durchtrennung verankert sich das Spannglied im Sinne einer Spannbettvorspannung wieder. Mit steigender Prüflast kommt es jedoch zu einer Art Durchrutschen des Spanngliedes aufgrund eines Versagens des Verbundes, dass sich an den Spanngliedöffnungen zeigte.

Sowohl beim Referenzträger als auch beim gezielt geschädigten Träger war ein großes Verformungsvermögen vorhanden. Bis zu einer Verformung von ≈ 5 mm verhielten sich beide

Träger abschnittsweise nahezu linear und gingen erst bei ≈ 110 mm (Referenzträger) bzw. 90 mm (geschädigter Träger) in den plastischen Verformungsbereich über. Die erreichte maximale Prüflast lag beim ungeschädigten Träger bei ≈ 490 kN, womit sich im Vergleich zum Lastmodell nach [15] ein globaler Sicherheitsbeiwert von $\mu_{\text{Verkehr}} \approx 1,6$ ergibt. Der geschädigte Träger erreicht mit einer maximalen Prüflast von ≈ 265 kN immerhin knapp 87 % zweier Radlasten nach [15]. Die Untersuchungen am Einzelträger ließen den Rückschluss auf ein gutmütiges Tragverhalten mit ausreichendem Ankündigungsverhalten bei den folgenden In-situ-Versuchen zu.

4 In-situ-Versuche am System „Balkenreihe“ (Teilbauwerk II)

4.1 Auswahl der Messtechnik

Im Rahmen der Durchführung der In-situ-Versuche am Teilbauwerk II kamen unterschiedliche Messtechniken zum Einsatz, siehe Messstellenplan in Bild 8. Zur Aufnahme der Durchbiegungen wurden Wegaufnehmer an einer Messbasis unterhalb des Brückenbauwerks angebracht. Die vertikalen Durchbiegungen wurden in Bauteilmitte über die gesamte Bauteilbreite mit einem Wegaufnehmer je Balkenträger aufge-

nommen. In den relevanten Trägerbereichen der Träger 8 und 10 wurden zusätzlich vertikale Wegaufnehmer in den Viertelpunkten angebracht. Im Bereich der belasteten Träger wurde die Messtechnik durch horizontale Wegaufnehmer und Neigungssensoren ergänzt. Zudem wurden im Teilversuch II seitens der Firma Stump-Franki Spezialtiefbau GmbH, Berlin, Glasfaserkabel zur Detektion von Rissbildungen an den Trägerunterseiten appliziert.

4.2 Teilversuche I und II

Wie bereits in Abschnitt 2 erwähnt wurden zunächst Versuche zur Systemmessung (Versuchsart B) sowie zur Tragsicherheit (Versuchsart A) durchgeführt. In beiden Teilversuchen wurden jeweils sechs Laststellungen mit einem bzw. zwei Belastungsfahrzeugen durchgeführt. Einen Überblick über die Laststellungen gibt Bild 9. Ergänzt wurden diese quasi-statischen Laststellungen durch fünf Überfahrten analog der quasi-statischen Laststellungen 1–5.

Im Folgenden wird die Laststellung 3 ausführlicher dargestellt. Hierbei werden die Ergebnisse aus dem Teilversuch I als auch aus dem Teilversuch II vergleichend betrachtet. Der Teilversuch I stellt den vorgefunden Ist-Zustand dar und steht damit repräsentativ für die Ausführungs-

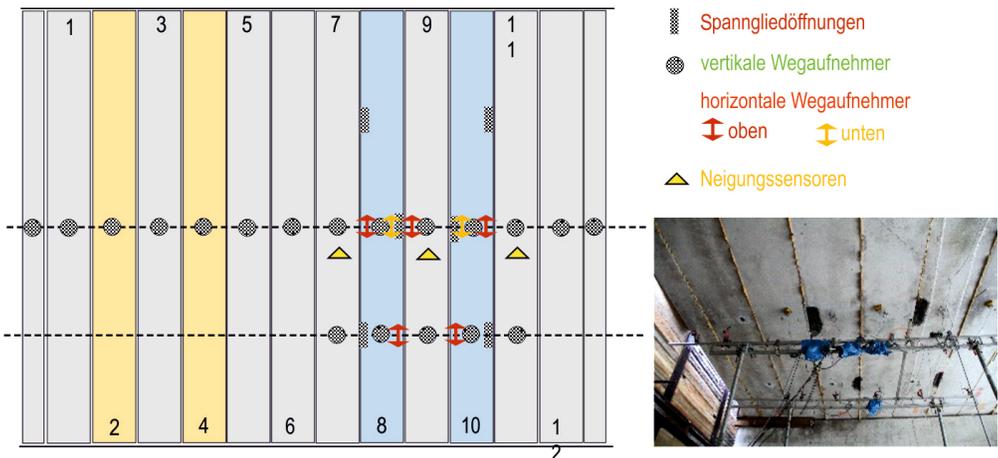


Bild 8: Messstellenplan und Ansicht der Messbasis (ohne Darstellung Glasfaserkabel)

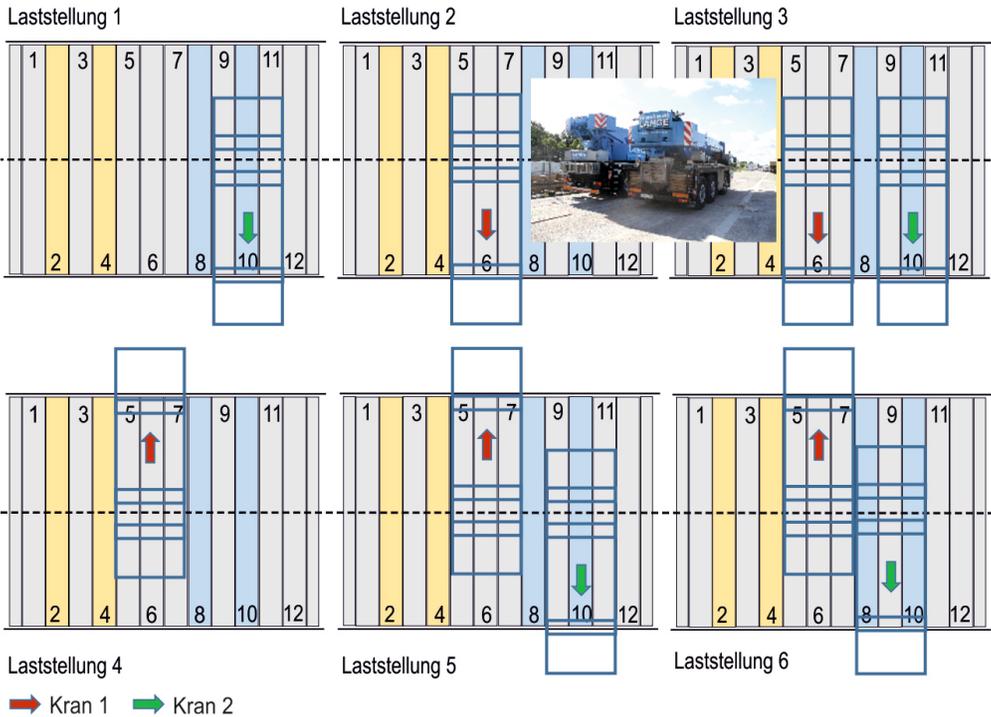


Bild 9: Laststellung in den Teilversuchen I und II

art „Autobahn“. Im Teilversuch II wurde eine gezielte Spannstahlschädigung an Trägern wie am zuvor im Labor geprüften Einzelträger 09-G durchgeführt.

Bild 10 zeigt eine Darstellung der in Feldmitte über die gesamte Bauteilbreite erfassten vertikalen Durchbiegungen. Die unmittelbar befahrenen Träger 5 und 7 (Kran 1, rot) sowie 9 und 11 (Kran 2, grün) sind durch Pfeile gekennzeichnet. Unter Berücksichtigung einer Lastausbreitung über die ca. 20 cm dicke Fahrbahndecke ist erkennbar, dass die Radlasten auf drei Träger verteilt wurden. Der Lastabtrag wird vereinfacht über Kreissegmente symbolisiert. Demnach waren die höchsten Beanspruchungen in den Trägern 6, 8 und 10 vorhanden.

Die Durchbiegungen im ungeschädigten Zustand (Teilversuch I, blaue Linie) zeigten den erwarteten Verlauf. Träger 10 zeigte die größten

Durchbiegungen, wobei diese mit $\approx 0,72$ mm dennoch sehr gering ausfielen. Die Träger 6 und 8 verhielten sich dagegen etwas steifer als angenommen. Dies ist vermutlich auf das vergleichsweise biegeweiche Verhalten des Trägers 7 zurückzuführen, was durch den anschließenden Teilversuch bestätigt werden konnte. Die geringere Bauteilsteifigkeit könnte einerseits auf einen geringeren Vorspanngrad oder auf eine bereits vorhandene Schädigung des Balkenträgers zurückzuführen sein, andererseits ist eine lokale Schädigung der Ortboenschicht ebenfalls denkbar.

Im anschließenden Teilversuch II (orangefarbene Linien) wurden die Spannglieder der Träger 8 und 10 gezielt geschädigt. Infolgedessen wurde eine geringfügige Zunahme der vertikalen Durchbiegungen festgestellt. Obwohl der Träger 7 nicht geschädigt wurde, konnte hier die größte vertikale Verformung erfasst werden.

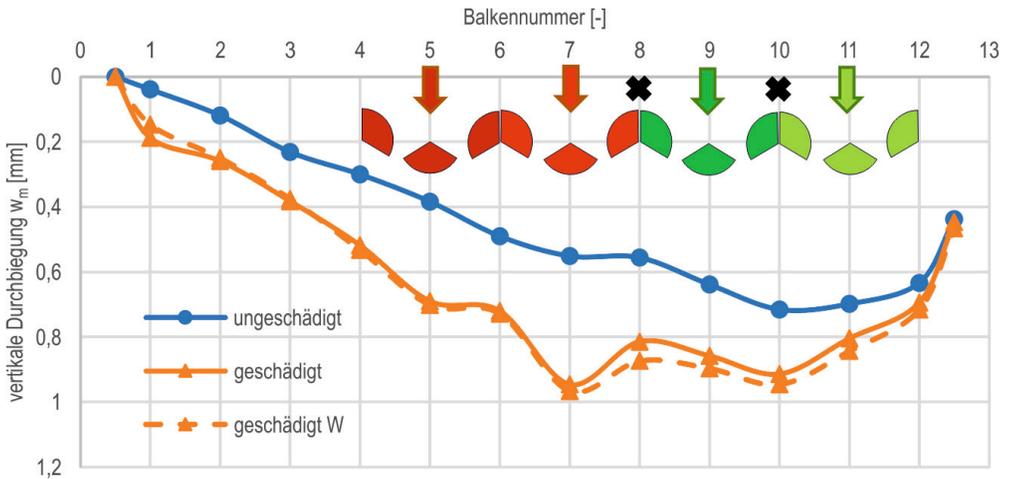


Bild 10: Darstellung der vertikalen Durchbiegungen in Feldmitte bei den Teilversuchen I und II (Laststellung 3)

Dies ist einerseits auf das bereits festgestellte weichere Biegetragverhalten des Trägers 7 und andererseits auf die zusätzlich abzutragende Last aufgrund der Schädigung in Träger 8 zurückzuführen. Bei einer Wiederholung der Laststellung konnte eine minimale Zunahme der Verformungen beobachtet werden. Die bereits festgestellten Beobachtungen konnten somit bestätigt werden.

Trotz der Belastung auf charakteristischem Gebrauchslastniveau (seltene Einwirkungskombination) konnte an keinem Balkenträger optisch eine Rissbildung festgestellt werden. Bestätigt wurde dies durch die ergänzenden Untersuchungen der Firma Stump-Franki Spezialtiefbau GmbH. Alle Träger verblieben somit im ungerissenen Zustand I.

In der vorliegenden Ausführung mit der vergleichsweise mächtigen Aufbetonschicht kann somit für das System „Balkenreihe“ ein hohes Lastumlagerungsvermögen in Querrichtung unterstellt werden. Eine einsetzende Rissbildung oder eine hohe Verformungszunahme konnte bei der gezielten Schädigung des Spannstahls nicht festgestellt werden. Die übrigen Laststellungen zeigten keine Auffälligkeiten.

Größere Verformungen konnten dagegen bei den Teilversuchen III und IV festgestellt werden. Dies wird Inhalt einer weiteren geplanten Veröffentlichung sein.

5 Resümee und Ausblick

Der vorliegende Beitrag gibt einen ersten Einblick in die durchgeführten experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten von Balkenreihentragwerken im Bestand. Die Ableitung entsprechender Empfehlungen für die statische Bewertung des Systems „Balkenreihe“ ist derzeit Gegenstand der weiteren Auswertung, siehe [17] und [18]. Festgestellt werden kann aber bereits jetzt die hohe Systemredundanz, insbesondere in Querrichtung, dieses Brückentyps.

Danksagung

An dieser Stelle sei insbesondere dem Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) sowie der Straßenbauverwaltung Mecklenburg-Vorpommern für die Unterstützung des Vorhabens gedankt. Weiterer Dank gilt den Unternehmen Stump-Franki Spezialtiefbau GmbH, Berlin, sowie der Matthäi Bauunternehmen GmbH, Leezen, für die kooperative und gute Zusammenarbeit.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011
- [2] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011 – 1. Ergänzung 04/2015
- [3] Steinbock, O.; Mertzsch, O.; Hampel, T.; Schmidt, N.; Curbach, M.: Systematische Nachrechnung des Brückenbestands Mecklenburg-Vorpommern – Interaktion zwischen Praxis und Forschung. Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018) 4, S. 281–290 (überarbeitete und ergänzte Fassung des Beitrags „Interaktion zwischen Praxis und Forschung – Systematische Nachrechnung des Brückenbestands in M-V“ zum 27. Dresdner Brückenbausymposium 2017)
- [4] Steinbock, O.; Curbach, M.; Hampel, T.; Ewertowski, M.; Schmidt, N.: Wissenschaftliche Untersuchung zum räumlichen Lastabtrag von Balkenreihenüberbauten am Beispiel des Brückenbauwerks A14-BW1 U4 Lübesse im Brückenbestand Mecklenburg-Vorpommers. Forschungsbericht, Institut für Massivbau der TU Dresden, 2017
- [5] Haser, H.: Untersuchungen zu Fertigteilbrücken BT 70/700. Bericht der BAST, Heft B 2. Bremerhaven, 1993
- [6] Haser, H.; Kaschner, R.: Spezielle Probleme bei Brückenbauwerken in den neuen Bundesländern. Bericht der BAST, Heft B 5, Bremerhaven, 1998
- [7] VE Projektierungsbetrieb des Straßenwesens Berlin (Hrsg.): Typenelementekatalog; Fertigteilträger für Straßenbrücken BT 50, Informationskatalog Sw 4-66 sowie 1. Ergänzung und 2. Ergänzung einschließlich Anmerkungen vom 28.11.1975.
- [8] Hampel, T.; Bösche, T.; Anker, S.; Scheerer, S.; Curbach, M.: Gefahr Spannungsrissskorrosion – Systematische Untersuchung des Brückenbestands in Mecklenburg-Vorpommern. Bautechnik 87 (2010) 1, S. 12–18 – DOI: 10.1002/bate.201010002
- [9] Scheerer, S.; Hampel, T.; Curbach, M.: Überprüfung des Risikos der Spannungsrissskorrosion (SpRK) von Hennigsdorfer Spannstahl für den Produktionszeitraum bis 1993. Forschungsbericht, Institut für Massivbau/Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden, 2012, 118 S.
- [10] Verch, W.: Fertigteilüberbauten. In: Langrock, J.; Schuchardt, J.; Verch, W. (Hrsg.): Betonbrückenbau, Berlin: VEB Verlag für Bauwesen, 1979, S. 85–277
- [11] Fiedler, E.; Näser, R.; Verch, W.: Straßenbrücken. In: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.): Das Straßenwesen der DDR 1949–1989, Archiv für die Geschichte des Straßen- und Verkehrswesens, Heft 17, Bonn: Kirschbaum, 2002, S. 119–211
- [12] Wilhelm, T.; Scheerer, S.; Hampel, T.; Bauer, T.; Müller, M.: Materialuntersuchungen an Hennigsdorfer Spannstahl aus Brückenbauwerken. Bautechnik 92 (2015) 2, S. 93–104
- [13] Steinbock, O.; Hampel, T.; Curbach, M.; Wellner, S.: Bewertung des Ankündungsverhaltens infolge Spannungsrissskorrosion anhand vergleichender Betrachtungen. Abschlussbericht zum Projekt GWT 10733/2010401, Institut für Massivbau/Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden, 2016
- [14] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): DAfStb-Richtlinie Belastungsversuche an Betonbauwerken. Entwurf 08/2019
- [15] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Berlin: Beuth, Ausgabe 03/2009
- [16] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion). Ausgabe 06/2011
- [17] Steinbock, O.; Wellner, S.; Hampel, T.: Messtechnische Untersuchungen an der Brücke Bütow/DB AG im Zuge der BAB A 19. Untersuchungsbericht (in Arbeit), Institut für Massivbau/Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden
- [18] Steinbock, O.; Wellner, S.; Hampel, T.: Empfehlungen zur rechnerischen Bewertung von Balkenreihentragwerken basierend auf experimentellen Untersuchungen. Bericht (in Arbeit), Institut für Massivbau/Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden

Bildquellen

Bild 1: aus [7]
 Bilder 2–10: O. Steinbock

Experimentell gestützte Nachweise von Eisenbahn-Stampfbetonbrücken

Prof. Dr.-Ing. Marc Gutermann, Dipl.-Ing. Werner Malgut
Institut für Experimentelle Statik, Hochschule Bremen

KURZFASSUNG

Gewölbebrücken sind Tragwerke mit teilweise enormen Tragreserven, die rechnerisch nur schwer zutreffend zu beschreiben sind – insbesondere, wenn die Struktur vorgeschädigt ist. Ein Lösungsweg ist, mit Hilfe von Systemmessungen ein hybrides Verfahren anzuwenden: wesentliche Bauwerksreaktionen werden unter Betriebslasten gemessen, um Rechenmodelle auf der Grundlage der Ergebnisse anzupassen und den aktuellen Lastabtrag abzubilden. An dem validierten Modell werden anschließend alle weiteren Nachweise zur Ermittlung der zulässigen Einwirkungen durchgeführt. Ein Nachteil gegenüber Probelastungen ist, dass bei der rechnerischen Extrapolation der Ergebnisse bis zur Traglast Unsicherheiten verbleiben. Diese werden in der Regel durch Parametervariationen abgeschätzt, um die Tragfähigkeit nicht zu überschätzen.

Dieser Beitrag soll, neben den rechtlichen Voraussetzungen, die technischen Herausforderungen an experimentelle Nachweise beschreiben und an einem besonderen Beispiel erläutern. Die untersuchte Stampfbetonbrücke wurde mit Naturstein verkleidet, 1970 mit Stahlbetonkonsolen ergänzt und mehrfach saniert. Die Tragfähigkeit und insbesondere die Beteiligung des Verblendnatursteins waren völlig unklar, so dass beides mit experimentell gestützten Methoden ermittelt werden sollte.

1 Einleitung

Experimente sind Teil unserer Ingenieurgeschichte. Sie dienen der Absicherung neuer Bauweisen und helfen, theoretische Ansätze zu verstehen. Das grundsätzliche Prinzip ist einfach und bewährt: es wird ein Bauteil belastet und seine Reaktionen gemessen (Bild 1). Je nach Zielrichtung der Aufgabe kann in drei unterschiedliche Verfahren unterschieden werden [1]:

- A) Tragsicherheitsbewertung,
- B) Systemmessungen,
- C) Tragfähigkeitsmessungen (Bruchversuche).

Jedes Konzept hat seine prädestinierten Einsatzbereiche und ist gekennzeichnet durch unterschiedlich hohen Aufwand ($C > A > B$). Bei allen Verfahren müssen die charakteristischen Daten eines Versuchsablaufs, wie z. B. Lastgrößen, Verformungen, Dehnungen etc. durch

elektrische Messsysteme aufgenommen und ggf. zeitgleich analysiert werden.

Mit Systemmessungen überprüft man das aktuelle Tragverhalten eines Bauwerks etwa im Gebrauchslastniveau (Bild 1), um zum Beispiel bekannte Schäden zu überwachen oder Berechnungsannahmen zu verifizieren. Die Belastung muss dabei einerseits so hoch gewählt werden, dass das Tragverhalten der Konstruktion unter den planmäßig auftretenden Nutzlasten angemessen beurteilt werden kann, und darf andererseits nicht so hoch sein, dass kritische Bauwerksreaktionen eintreten. Die Verformungen bleiben vorwiegend im linear-elastischen Bereich. Nichtlineare Untersuchungen bei höheren Beanspruchungszuständen können im Nachgang mit den entsprechenden Unsicherheiten an einem kalibrierten Berechnungsmodell durchgeführt werden.

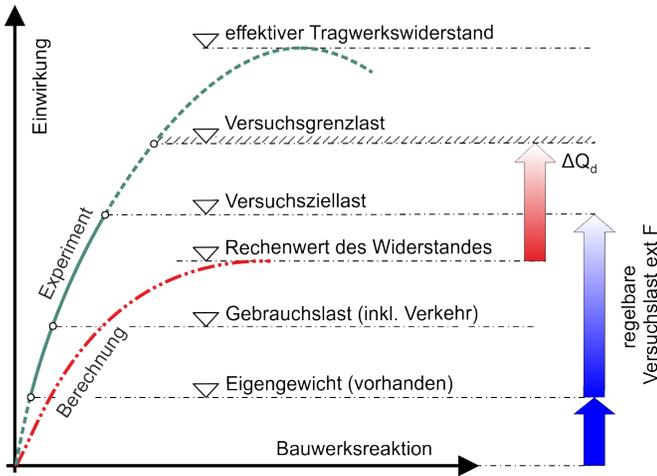


Bild 1: Sicherheitskonzept (idealisiert); ΔQ_d : nutzbarer Zuwachs der Verkehrslast

Wenn die Schwachstellen bekannt sind und konkrete Grenzwerte festgelegt werden können, eignen sich Systemmessungen auch für Monitoring, das bei zuvor definierten Veränderungen Aktionen auslösen kann (Alarm, Information, Sperrung, ...).

Die grundsätzliche Eignung und Zulässigkeit des die Rechnung begleitenden, experimentellen Tragfähigkeitsnachweises auf der Grundlage der Regelungen der Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [1] wurde auch von der Fachkommission „Bautechnik“ der ARGEBAU bestätigt [2]. Die versuchsgestützte Bemessung ist zudem im aktuellen Normenwerk der Eurocodes enthalten, z. B. in den Grundlagen der Tragwerksplanung [3] oder in der Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken [4].

Ein Anwendungsbeispiel ist die messtechnische Überprüfung von historischen Stampfbeton-Gewölbebrücken. Gewölbebrücken besitzen oftmals enorme Tragreserven, die meist durch Hinterfüllung und Lagerungsbedingung zu erklären sind [5]. Das Tragwerk ist jedoch rechnerisch nur schwer zuverlässig zu beschreiben – insbesondere, wenn die Struktur vorgeschädigt ist. Ein Lösungsansatz ist ein hybrides Verfahren: wesentliche Bauwerksreaktionen werden

unter Betriebslasten während der Überfahrt von schweren Loks bzw. Güterwagen gemessen, um FE-Rechenmodelle auf der Grundlage der Ergebnisse anzupassen und den aktuellen Lastabtrag abzubilden. An dem validierten Modell werden dann alle weiteren Nachweise und Berechnungen zur Ermittlung der zulässigen Einwirkungen durchgeführt. Ein Nachteil gegenüber Belastungsversuchen ist, dass bei der rechnerischen Extrapolation der Ergebnisse bis zur Traglast Unsicherheiten verbleiben. Diese werden in der Regel durch Parametervariationen abgeschätzt, um die Tragfähigkeit nicht zu überschätzen.

2 Loisch-Viadukt

2.1 Bauwerksbeschreibung

Mitte des 19. Jahrhunderts strebte Bayern danach, eine neue leistungsstarke Alpenquerung zum Anschluss des Güterverkehrs nach Italien zu schaffen. Durch den Eisenbahnboom beflügelt, wurde ein Ausbau des Schienennetzes bevorzugt. Nachdem Österreich (Brennerbahn) und Schweiz (Gotthardbahn) parallel bereits Strecken ausgebaut hatten, wurde die Idee einer Bahnstrecke über den Fernpass (Imst-Fernpass-Reutte) vorerst aufgegeben und das Schienennetz an bestehende Trassierungen angeschlossen. Die Vision jedoch blieb, und so erhielt das bis dato schlecht erschlossene Tirol Anfang des 20. Jahrhunderts eine Lokalbahn über den *Außerfern*. Für eine Lokalbahn war der Bau relativ aufwändig. So mussten mehrere Tunnel und große Brücken errichtet werden. Außerdem waren große Höhenunterschiede zu überwinden, da die Trassierung nur selten Tälern folgen konnte. Aus Sparschwängen wurden einige kleinere Tunnelbauwerke vermieden, die Strecke war daher kurvenreich ($R \geq 180 \text{ m}$) und mit großen Steigungen bis 36,5 ‰ ange-

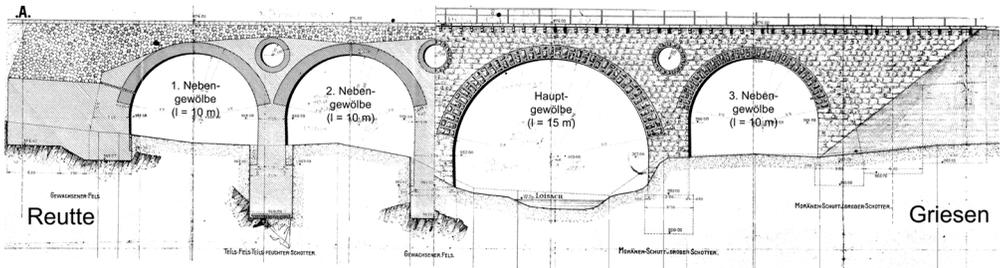


Bild 2: Loisach-Viadukt (auch Ehrwald-Viadukt genannt) – Längsschnitt und Ansicht (1913)

legt. Zur Eröffnung am 29. Mai 1913 wurde die Strecke mit Geschwindigkeiten bis zu 40 km/h freigegeben. Ausführlichere Informationen zur Geschichte sind auf der Webseite zur Außerfernbahn [6] zu finden.

Im Streckenabschnitt Reutte–Griesen überführt das Loisach-Viadukt bei km 22,973 in Ehrwald, Österreich, eingleisig die Zugstrecke der Außerfernbahn in einem leichten Linksbogen mit einem Radius $R = 200$ m den Fluss Loisach sowie die Ehrwalder Straße B 187 (Bild 2).

Die Gewölbebrücke besteht aus einem Stampfbetonkern, der aufgrund der ortschaftsnahen Lage aus optischen Gründen mit Natursteinen aus der Umgebung verkleidet wurde. Ihre insgesamt sieben Öffnungen lassen sich in ein Hauptgewölbe ($l_w = 15$ m), drei Nebengewölbe ($l_w = 10$ m) sowie drei Spargewölbe ($l_w = 1,8$ m) unterteilen (Bild 2). Aufgrund des festen, felsigen Baugrundes und der massiven Bauweise ist davon auszugehen, dass es sich um gelenklose Vollgewölbe handelt. Dieses trifft ebenfalls auf die neun gleichzeitig von 1910–1912 im gesamten Bauvorhaben Innsbruck–Scharnitz und Reutte–Griesen errichteten Viadukte zu (siehe Bild 6 in Abschnitt 3.1).

Die Gewölbestärke nimmt vom Scheitel zum Kämpfer hin stetig zu, welches ebenfalls ein Merkmal beiderseits eingespannter Gewölbe ist. Die Breite des Oberbaus mit dem

Geländer beträgt ca. $b_o = 5,2$ m. Die Pfeilerbreite unten beträgt ca. $b_{pu} = 5,6$ m und oben ca. $b_{po} = 4,5$ m.

Während die Gewölbe hauptsächlich aus Stampfbeton bestehen, zeigten im Jahre 1977 durchgeführte Kernbohrungen, dass in den Pfeilern stellenweise ein Stampfbeton-Kalksteingemisch „harter Steinschlag“ verbaut wurde. Die Hinterfüllung oberhalb der Gewölbe bis zum Oberbau in der Brückenachse besteht aus einer Steinschichtung, wobei die Aufbauhöhe und -breite variiert (vgl. Bilder 2 bis 4). Die Stirnwände sind bis zur Unterkante der Konsolsteine ebenfalls aus Stampfbeton ausgeführt. Den oberen, seitigen Abschluss bilden die aufliegenden, entkoppelten Stahlbetonkonsolen mit der Geländerkonstruktion.

2.2 Problemstellung

Im Laufe der vergangenen Jahrzehnte wurde das Objekt aufgrund von verschiedenen Schä-

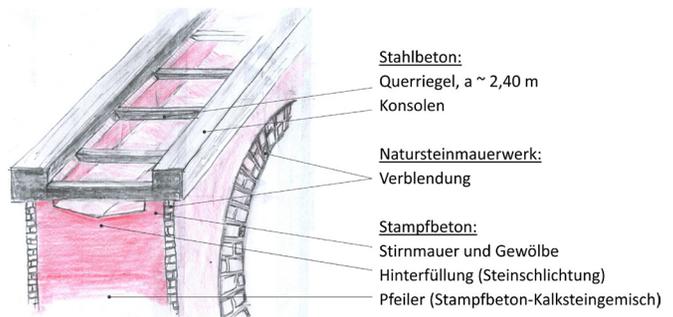


Bild 3: Isometrie des Stampfbetonquerschnitts mit Stahlbetonkonsolen (2020)

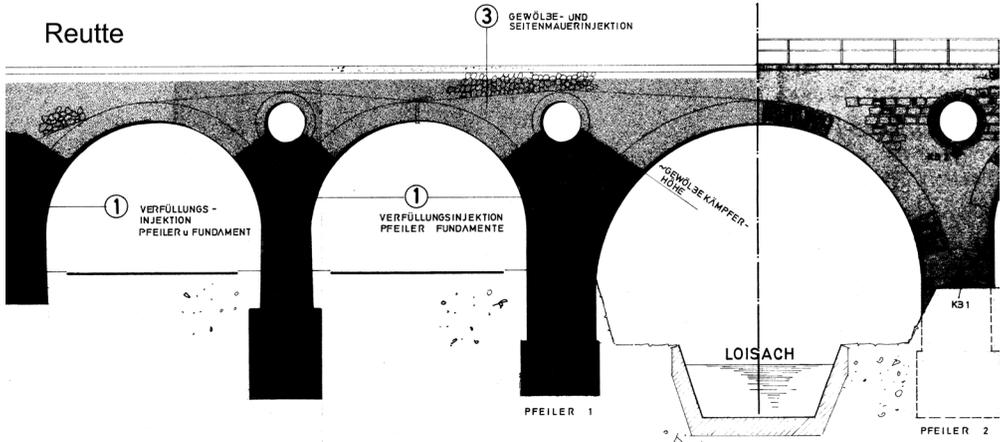


Bild 4: Injektionsübersicht der Bauwerkssanierung (1978)

den saniert und ertüchtigt. Im Jahr 1970 wurden die Stahlbetonkonsol- und Randsteine auf den Stirnwänden erneuert. Dabei sind die Konsolen durch 2,40 m auseinanderliegende Querriegel miteinander gekoppelt und auf den Bestandsstirnwänden auf einer Mörtelfuge gelagert (Bild 3). Dadurch sind die Konsolen vom restlichen Bauwerk entkoppelt. Es kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass über die Querriegel auch Verkehrslasten direkt in die Stirnwände eingeleitet werden.

Durch Erosion und Unterspülung der Gewölbe Pfeilerfundamente entstanden Schäden am Bauwerk, die 1978 saniert wurden. Im Zuge dieser Arbeiten wurde eine neue Stahlbeton-Flussrinne unter dem Viadukt hergestellt, um die Loisach zu regulieren und weitere Fundamentunterspülungen zu vermeiden. Während der Entnahme von Kernbohrungen in den Pfeilern wurde bei allen vier ein totaler Spülwasserverlust festgestellt, was auf eine hohe Porosität, Kiesnester oder Risse schließen ließ. Zur Verbesserung des Gefüges wurde daher eine Verfüllungsinjektion mit Zementleim in den Pfeilern und Fundamenten sowie in den Gewölbe- und Seitenmauern durchgeführt (vgl. Bild 4).

Infolge einer undichten Abdichtung unter dem Oberbau konnte das Regen- und Schnee-

schmelzwasser unkontrolliert durch das Bauwerk sickern und beschädigte sowohl den Stampfbeton als auch den Mauerwerksmörtel durch Auswaschungen und Frostsprengungen. Aus diesem Grund wurde im Jahr 1980 die Abdichtung erneuert. Dazu wurde der Oberbau zurückgebaut und auf der bestehenden Hinterfüllung eine 10 cm starke Unterbetonschicht mit einem Versiegelungsmörtel hergestellt.

Nachdem sich ein Längsriß zwischen Stirnwand und Gewölbebogen gebildet hatte und Steinfragmente des Verblenders aus dem Mauerwerksverbund herausgefallen waren (Bild 5), wurde 2014 eine Sanierung des Natursteinmauerwerks veranlasst. Dabei wurden einzelne Verblenderkalksteine neu eingemauert und verfugt.

Das Tragwerk wird durch Züge der Streckenklasse D4 nach ONR 24008 [7] mit einer Geschwindigkeit von 80 km/h belastet. Da unklar war, wie die Materialkennwerte sowie Lagerungsbedingungen anzunehmen sind und ob sich das Natursteinverblendmauerwerk am Lastabtrag beteiligt, wurde vorgeschlagen, das reale Tragverhalten durch Überfahrtsmessungen auszuloten. Die Messergebnisse sollten dazu genutzt werden, ein Finite-Elemente-Modell der Brücke zu kalibrieren, um anschließend am so verbesserten Modell den Nachweis zu führen.



Bild 5: Schäden am Loisach-Viadukt; links: Stirnringrisse hinter der Stirnvormauer im Hauptgewölbe, rechts: herausgefallenes Steinfragment der Verblendung

3 Berechnungsmodell

3.1 Geometrie und Materialien

Die Geometrie war aus den Zeichnungen der Ausführungs- und Sanierungsplanung bekannt und wurde durch eigenes, stichprobenartiges Aufmaß überprüft (Bilder 2 und 3):

- Lichte Weite Hauptöffnungen: 15,00 m
- Lichte Weite Nebenöffnungen: 10,00 m
- Dicke der Gewölberinge
 - Stampfbeton (Hauptöffnungen): 1,08 m
 - Stampfbeton (Nebenöffnungen): 0,82 m
 - Natursteinmauerwerk: 0,17 m
- Breite der Gewölbe (Stampfbeton): 4,50 m

Die zum statischen Nachweis notwendigen Informationen über die Materialeigenschaften (z. B. Betonfestigkeiten, Mauerwerksfestigkeit) lagen nicht vollständig vor. In der Strecke der Außerfernbahn existieren mehrere baugleiche Stampfbetonbrücken ohne Mauerwerksverblendung, die bereits in den Vorjahren durch Systemmessungen analysiert worden waren (z. B. Lichtenberg-, Gurgelbach- und Vorberg-Viadukt, Bild 6). Die bei diesen Untersuchungen kalibrierten Materialkennwerte wurden zur Voranalyse des Loisach-Viadukts verwendet (Tabelle 1). Sie sollten später anhand der Ergebnisse der durchgeführten Systemmessungen durch Variation am FE-Modell angepasst werden.



Bild 6: Bereits untersuchte Bauwerke: Lichtenberg-, Gurgelbach- und Vorberg-Viadukt

Material Nr. <i>Bezeichnung</i>	f_{ck} [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Schubmodul G [N/mm ²]	Querdehnzahl μ [-]	Spez. Gewicht γ [kN/m ³]
M1 Stambeton Gewölbebogen	16	22500	9375	0,20	24
M2 Stambeton Pfeiler	16	22500	9375	0,20	24
M3 Stambeton Stirnwand	16	22500	9375	0,20	24
M4 Stb. B225 Überbau und Kappen	11,9	26000	10800	0,20	25
M5 Bahndamm / Fels (Boden)	-	30000	11905	0,26	20 / 22
M6 Schotter (Oberbau)	-	500	217	0,15	20
M7 Natursteinver- blender Kalkstein, dicht	≥ 30	80000		0,32	27
M8 Zementmörtel	10	8000	3333	0,20	20
M9 Naturstein- mauerwerk	$\geq 11,33$	50000	22727	0,10	26,5

Tabelle 1: Geschätzte Materialparameter aus eigenen vorangegangenen Untersuchungen (2016; Untersuchungen unveröffentlicht)

Für den Verblender wurde angenommen, dass er dichter Kalkstein oder Dolomit sein müsste. Die Materialkennwerte des Natursteinmauerwerks wurden mit der Mindest- und der mittleren Druckfestigkeit R_s eines dichten Kalksteins angenommen ($\gamma = 25$ bis 27 kN/m²; mittlere Druckfestigkeit (trocken) 110 N/mm², siehe [7] und [12]).

Unter Berücksichtigung der Stein- und Mörteldicke lässt sich aus der Stein- und Mörtel-druckfestigkeit die Normdruckfestigkeit R_M des Mauerwerks ermitteln. Mit der Annahme einer Druckfestigkeit eines mittelfesten Zementmörtels und der Mindestdruckfestigkeit dichter Kalksteine und Dolomite nach [7] ergab sich eine charakteristische Normdruckfestigkeit für das Natursteinmauerwerk von $R_{Mk} = 9,06$ N/mm² [8].

Diese darf nach Ril 805.0203 [9] bei großen, gleichmäßig beanspruchten Gewölben um den Faktor 1,25 erhöht werden. Somit ergibt sich eine erhöhte charakteristische Normdruckfestigkeit des Natursteinmauerwerks $R_{Mk,1.25} = 11,33$ N/mm². Nach den Regelwerken [8] lässt sich der mittlere Mauerwerkselastizitätsmodul $E_M = 50.000$ N/mm² aus anteiliger additiver Überlagerung des Stein-E-Moduls E_s und des Fugen-E-Moduls E_f bestimmen.

Der Stambeton entspricht in etwa den Eigenschaften eines C16/20 bzw. C20/25 [10]. Für die Finite-Elemente-Eingabe wurde ein Beton mit einem E-Modul von 22.500 N/mm² verwendet (siehe Tabelle 1). Für die Materialfestigkeiten wurden die folgenden charakteristischen Werte gewählt:

- Stampfbeton:
 - char. Druckfestigkeit: bis 16,00 N/mm²
 - char. Grenzzugspannung: 1,9 N/mm²
- Natursteinmauerwerk:
 - char. Druckfestigkeit: ab 11,33 N/mm²
 - char. Grenzzugspannung: 0,1 N/mm²

3.2 Finite-Elemente-Modell

Die Berechnungen für die Gesamtstruktur beruhen auf der Annahme eines isotropen Materials mit linear-elastischer Spannungs-Dehnungs-Beziehung und wurden mit dem FE-Programm RFEM der Firma Dlubal durchgeführt. Für die Modellierung wurden Scheibenelemente gewählt [11]. Mit vergleichsweise geringem Aufwand lässt sich der flächige Lastabtrag in Haupttragrichtung mit nichtlinearen Materialgesetzen simulieren, wobei die unterschiedlichen Steifigkeiten der Haupttragelemente berücksichtigt werden (Oberbau, Gewölbering, Pfeiler und Boden). Die Krümmung des Bauwerks (R = 200 m) wurde dabei zwar im Modell vernachlässigt, die Auswirkungen (Zentrifugalkräfte) konnten jedoch durch das Einführen horizontaler Fliehkräfte im Nachweis gleichwohl berücksichtigt werden.

In Bild 7 ist die Isometrie des Schalenmodells mit den entsprechenden Flächendicken farblich dargestellt. Es ist gut zu erkennen, dass die Fläche der mittragenden Stirnwand des Oberbaus

aufgrund der Berechnung in Schalenelementsystemachse mittig angesetzt wird, sodass eine ungünstigere Spannungsverteilung in den Stampfbetonrandfasern erwartet wird.

Das Verblendmauerwerk wird als homogener Werkstoff abgebildet, da eine Mikromodellierung von Steinen und Lagerfugen zu aufwändig und nicht notwendig ist. Aufgrund der Vernachlässigung vorhandener Diskontinuitäten wird mit mittleren homogenen Spannungen, E-Modulen und Dehnungen im Mauerwerk gerechnet. Bild 8 zeigt einen Ausschnitt des FE-Modells.

4 Systemmessungen

4.1 Versuchsprogramm

Die Messungen der Bauwerksreaktionen konnten während der Zugüberfahrten im Regelbetrieb bzw. aus Loküberfahrten (1 × Lok der Baureihe 1016, L = 19,0 m; G ~ 88 t, Bild 9) durchgeführt werden. Position und Geschwindigkeit wurden über Lichtschranken und Dehnungsmessstreifen am Gleis bestimmt. Das Versuchsprogramm der Loküberfahrten umfasste:

- Schnelle Überfahrten: $v \sim 60$ km/h,
- Langsame Überfahrten: $v \sim 10$ km/h,
- Bremsen auf der Brücke: $0 > v \sim 55$ km/h,
- Anfahren auf der Brücke: $0 > v \sim 19$ km/h.

4.2 Messtechnik

Es wurden am Bauwerk mehrere Bauteilreaktionen online gemessen und zeitgleich am Monitor als Reaktions-Zeit-Diagramm dargestellt. Grundsätzlich besteht ein Messkonzept aus einer Mischung von Sensoren, die einerseits das globale Tragverhalten (Durchbiegung, Setzung) und andererseits lokale Strukturveränderungen (Dehnungen, Ablösungen, Risse) aufzeichnen können (siehe Bild 10). Zur Messwertverarbeitung mit Messraten von 20

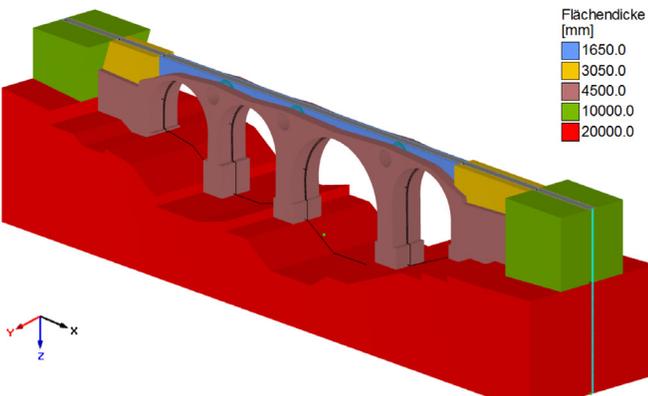


Bild 7: Isometrie der Konstruktion; Flächendicken farblich sortiert

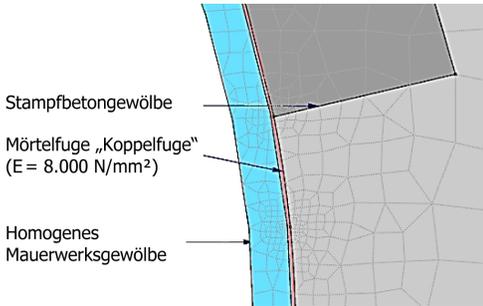


Bild 8: Idealisierung des Verblendmauerwerks (hellblau) im FE-Modell, die Kontaktfuge ist in Rot dargestellt

und 300 Hz dienten Messanlagen QuantumX und ein Notebook zur simultanen grafischen Darstellung und Speicherung.

Vertikale Wegmessung: Die vertikale Verschiebung wurde nach dem Extensometerprinzip durch induktive Wegaufnehmer WT 10 relativ zum Boden gemessen. Der Messbereich betrug ± 10 mm bei einer reproduzierbaren Auflösung unter Baustellenbedingungen von ca. 0,01 mm. Ausgewählte Stellen (Bild 10) waren der Gewölbescheitel in Brückenachse im Hauptgewölbe



Bild 9: Südansicht Loisach-Viadukt in "Ehrwald (2016): Überfahrt Lok 1016

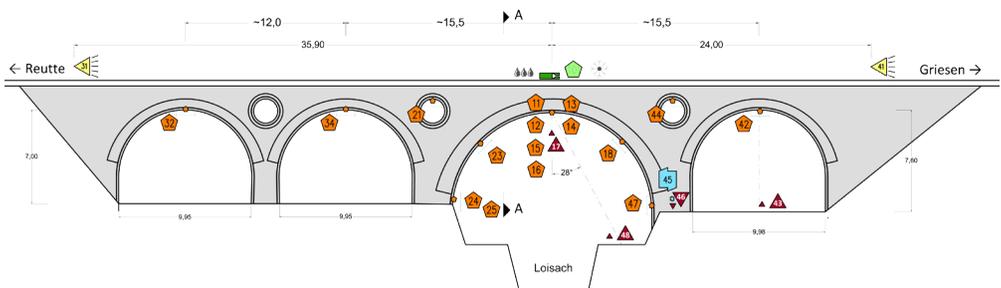


Bild 10: Messstellenplan (Brückenansicht)

(Schrägseilabhänger Nr. 48), im Nebengewölbe (Seite Griesen, Nr. 43) und der Hauptpfeiler (Seite Griesen, Nr. 46), um seine Setzungen zu bestimmen.

Beschleunigungsaufnehmer: Zum Einsatz kam für die Messstelle 45 (Bild 10) ein Piezo-Schwingungsaufnehmer KB 12VD (MMF, Frequenzbereich 3.100 Hz), der keine Nullpunktverschiebung bei Temperaturveränderung aufweist. Mit den Sensoren sollten über Integration die vertikalen Verschiebungen des Pfeilers während der Zugüberfahrten abgeschätzt werden.

Integrale Dehnungsmessung: In Hauptgewölbe, Nebengewölben und den Spargewölben wurde die Mauerwerksdehnung im Scheitel (Messstellen 11, 12, 15, 16, 21, 32, 34, 42 und 44), im Viertelpunkt (Messstellen 18 und 23) und am Kämpfer (Messstellen 24, 25 und 47) in Brückenachse und am Gewölberand mit induktiven Wegaufnehmern WT 5/WT10 durch integrale Dehnungsmessung (Beziehung $\epsilon = \Delta l/l$) ermittelt. Zusätzlich wurde im Scheitel des Hauptgewölbes die Dehnung des Stampfbetons in Brückenachse durch eine Tandemmessung bestimmt (ϵ_r extrapoliert aus den Messstellen 13 und 14, siehe Bild 11).

Differenzmessung: Im Hauptgewölbescheitel wurde mit einem Wegaufnehmer WT 5 (Messstelle 17, Bild 11) die Differenzverschiebung zwischen dem Stampfbeton und dem vorgesetzten

Mauerwerk gemessen, um das Ablösen der Verbundfuge zu analysieren.

Umweltbedingungen: Die Umweltbedingungen wurden ebenfalls bestimmt und in die Messprotokolle aufgenommen (Temperatur etwa 0 bis 5 °C; relative Luftfeuchte etwa 50 bis 66 %).

5 Messergebnisse

5.1 Messwertanalyse

Aus den Reaktions-Zeit-Kurven ließ sich direkt entnehmen, dass

- das Verformungsverhalten (Überbau/Gründung) vorwiegend linear-elastisch war,
- die Verformungen unter den rechnerisch prognostizierten Werten lagen (Tabelle 2),
- das vorgesetzte Mauerwerksgewölbe durch Verformung des Stampfbetongewölbes am Lastabtrag beteiligt ist und Teile der Lasten abträgt (Messstelle 17, Bild 11) und
- sich die gemauerten Stirnmauern durch die nachträglich eingebauten, quer verlaufenden Stahlbetonriegel am Lastabtrag beteiligen (im Besonderen der südliche Rand = Außenradius). Hier ist ggf. wieder eine Ringrissbildung zwischen dem Stirnmauerwerk und dem Mauerwerksgewölbe zu erwarten.

Vorberechnungen hatten ergeben [11], dass sich die Mauerwerksschale im Scheitel vom Stampf-

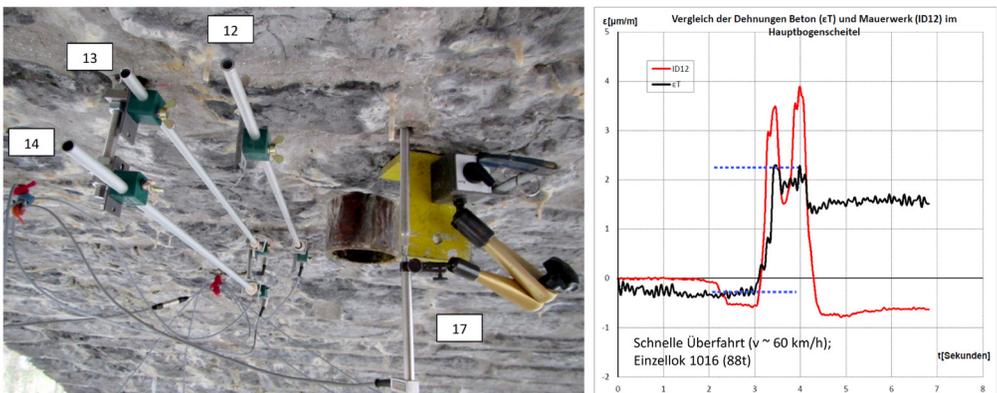


Bild 11: Messstellen (links) und Messkurven (rechts) im Gewölbescheitel des Hauptbogens

Information / Ort		Messung	FE_{Schale}	
			$\varphi = 1,0$	$1,14 \leq \varphi \leq 1,20$
Hauptbogen	Gewölbescheitel Vertikalverschiebung [mm]	0,025	0,078	0,083
	Gewölbescheitel Dehnungen Mauerwerk [$\mu\text{m}/\text{m}$]	4,3	4,3	4,9
	Gewölbescheitel Dehnungen Beton [$\mu\text{m}/\text{m}$]	1,5	2,6	2,9
	Gewölbering Dehnungen Mauerwerk [$\mu\text{m}/\text{m}$]	- 3,5	-5,6	-6,1
	Stirnwand Dehnungen Mauerwerk [$\mu\text{m}/\text{m}$]	~ - 1	3,4	3,8
Nebenbogen	Gewölbescheitel Dehnungen Mauerwerk [$\mu\text{m}/\text{m}$]	2,0	2,2	2,8

Tabelle 2: Vergleich der gemessenen und berechneten Extremwerte

betongewölbe lösen kann. Die zu erwartenden Differenzverformungen bei einer Loküberfahrt betragen $\Delta f \sim 0,006$ mm. Der dafür installierte Sensor (Nr. 17, Bilder 10 und 11) zeichnete zwar Verformungen in dieser Größenordnung auf, aus dem Messkurvenverlauf wurde jedoch abgeleitet, dass es sich eher um eine Schwingung als um eine reale Verschiebung handelte.

5.2 Modellkalibrierung und Bemessung

Die Vorberechnungen auf Grundlage der angenommenen Materialparameter zeigten bereits sehr gute Übereinstimmungen mit den gemessenen Bauwerksreaktionen (Tabelle 2). Die Differenz zwischen der berechneten Verformung in Feldmitte der Gewölbeöffnung zu gemessenen Verformungen und Dehnungen wurde dabei in Anbetracht einer Modellvereinfachung (Ansetzen der Stirnwand des Oberbaus in der Schwerachse des Schalenmodells ohne Berücksichtigung der Hinterfüllung) als ausreichend

genau betrachtet, sodass der Tragsicherheitsnachweis konservativ geführt wurde.

Für die abschließende Beurteilung und Einstufung wurden die maßgebenden Belastungen in Lastkombinationen zusammengefasst, während die Spannungszustände vom Programm nichtlinear nach Theorie II. Ordnung ermittelt wurden. Der Spannungsnachweis ließ sich für das Lastmodell E4 nach [7] erfolgreich führen. Anschließend wurden iterativ die Verkehrslasten so lange weiter gesteigert, bis die Grenzzugspannung $f_{ctmd} = f_{ctmk}/\gamma_c = 1,9/1,8 = 1,1$ N/mm² im Stampfbeton erreicht wurde. Dadurch wurde einerseits die weitere Tragreserve sichtbar und andererseits ablesbar, wo im Restnutzungszeitraum Rissbildung zu erwarten ist (Tabelle 3). Der η -Wert gibt an, um wie viel die Verkehrslast (Lastmodell E4) theoretisch noch bis zur Rissbildung im Stampfbeton ($f_{ct} = 1,1$ N/mm²) in den untersuchten Gewölben gesteigert werden kann. Dieser Wert liegt auf der sicheren Sei-

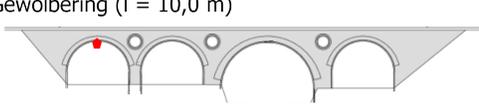
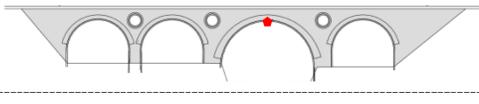
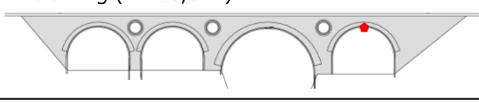
Ort (Erreichen der Grenzzugspannung $f_{ct} = 1,1 \text{ N/mm}^2$)	η -Verkehrslast-Werte
Gewölbering (l = 10,0 m) 	2,50
Gewölbering (l = 10,0 m) 	1,90
Gewölbering (l = 15,0 m) 	1,33
Gewölbering (l = 10,0 m) 	2,65

Tabelle 3: η -Verkehrslast-Werte ($f_{ct} = 1,1 \text{ N/mm}^2$) für das Lastmodell E4, $v = 80 \text{ km/h}$

80 km/h besitzt. Aufgrund der geringen Tragreserve (η -Werte $< 2,7$) wurde folgende Nutzung vorgeschlagen:

- Regelhaft: Lastmodell D4 [7] bei einer maximalen Geschwindigkeit von 80 km/h,
- In Ausnahmen (z. B. Schwertransport): Lastmodell E4 [7] bei einer maximalen Geschwindigkeit von 80 km/h.

Dabei ist bei wiederkehrenden Bauwerksinspektionen ein besonderes Augenmerk auf eine sorgfältige Gleishaltung und auf Risse zu richten. Querrisse treten voraussichtlich zuerst im Hauptgewölbe und im zweiten Nebengewölbe Reutte auf (Bild 12). Bei fortschreitendem Rissbild (Risszuwachs) kann es

te, da die reale Tragfähigkeit der Brücke noch höher ist. Sie wird erst bei Ausbildung einer Gelenkkette bzw. Überschreiten der aufnehmbaren Druckspannungen erreicht.

5.3 Schlussfolgerung

Das Verformungs- und Tragverhalten der Stampfbeton-Gewölbebrücke konnte in einem 2D-FE-Schalenmodell nachgebildet werden, indem das Rechenmodell anhand der experimentell ermittelten Bauwerksreaktionen aus Überfahrtmessungen angepasst und kalibriert wurde. Dabei konnte festgestellt werden, dass sich das Verblendmauerwerk am Lastabtrag beteiligt, das Bauwerk steifer ist als angenommen (mittragende Wirkung der Hinterfüllung) und die nachträglich eingebauten, quer verlaufenden Stahlbetonriegel Lasten in die Stirnmauern einleiten.

Die Berechnungen erfolgten mit den ungünstigsten Lastmodellen E4 nach ONR 24008, Tabelle B.1 [7]. Sie ergaben, dass die Stampfbeton-Gewölbebrücke unter den angenommenen Bedingungen eine ausreichende Tragsicherheit für dieses Lastmodell bei einer Geschwindigkeit von

zu Lastumlagerungen im System kommen. Sollten im Rahmen der regelmäßig wiederkehrenden Bauwerksinspektion eine deutliche Zunahme vorhandener oder neue Risse beobachtet werden, kann mit einer erneuten Systemmessung das Ausmaß der Bauwerksveränderung festgestellt werden.

6 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurde an einem Beispiel gezeigt, wie Systemmessungen die rechnerische Beurteilung von Bestandsbauwerken mit komplexem Tragverhalten unterstützen können. Das Loisach-Viadukt, eine mit Naturstein verkleidete Stampfbetonbrücke, wurde in den vergangenen 50 Jahren mehrfach saniert und u. a. mit Stahlbetonkonsolen ergänzt. Die Tragfähigkeit und insbesondere die Beteiligung des Verblendnatursteins am Lastabtrag waren völlig unklar.

Das Bauwerk wurde messtechnisch so ausgestattet, dass die Bauwerksreaktionen im Stampfbeton und Verblendmauerwerk aufgezeichnet werden konnten, um ein Finite-Elemente-

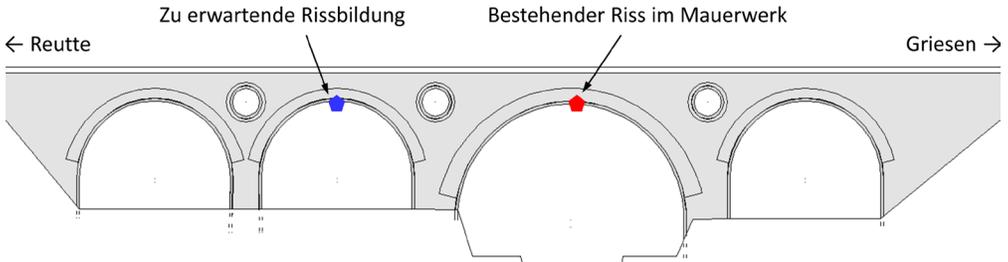


Bild 12: Erwartete Rissbildung bei erhöhter Beanspruchung durch Verkehrslasten

te-Modell an den Ergebnissen zu kalibrieren. Es zeigte sich, dass sich das Verblendmauerwerk am Lastabtrag beteiligt, das Bauwerk steifer ist als angenommen (mittragende Wirkung der Hinterfüllung) und nachträglich eingebaute Stahlbetonquerriegel Lasten in die Stirnmauern einleiten. An dem verbesserten Rechenmodell wurden anschließend alle notwendigen Nachweise geführt, sodass Empfehlungen für die zulässigen Streckenlasten ausgesprochen werden konnten. Zusätzlich konnten über iterative Laststeigerungen mögliche Schwachstellen identifiziert werden, die bei wiederkehrenden Bauwerksüberprüfungen vorrangig überwacht werden sollten.

Danksagung

Ein herzlicher Dank gilt allen Projektbeteiligten, die mit ihrem Engagement und der konstruktiven Zusammenarbeit wesentlich zum Gelingen der komplexen Aufgabe beigetragen haben. Besonderer Dank gilt dem Arbeitstrupp der ÖBB AG, der uns immer zuverlässig und tatkräftig bei unseren In-situ-Messungen unterstützt.

Literatur

- [1] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth, 07/2020
- [2] Manleitner, S.; Opitz, H.; Steffens, K.: Belastungsversuche an Betonbauwerken – Eine neue Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Beton- und Stahlbetonbau 96 (2011) 7, S. 489–494 – DOI: 10.1002/best.200100580
- [3] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode 0 – Grundlagen der Tragwerksplanung, Anhang D (informativ).

- [4] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; hier: Kapitel 2.5
- [5] Proske, D.; Lieberwirth, P.; van Gelder, P.: Sicherheitsbeurteilung historischer Bogenbrücken. Dresden: Dirk Proske Verlag, 2006
- [6] Webseite zur Außerfernbahn: <http://www.erlebnisbahn.at/ausserfernbahn/infos/geschichte.html> (geprüft am 20.11.2020)
- [7] ONR 24008:2006-12: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken. Wien: Österreichisches Normungsinstitut
- [8] UIC-Kodex 778-3: Empfehlungen für die Bewertung des Tragvermögens bestehender Gewölbebrücken aus Mauerwerk und Beton. Internationaler Eisenbahnverband, 01.07.1995
- [9] Ril 805.0203: Grundlagen der Bewertung von Gewölbebrücken, Unterbauten und Gründungen. Frankfurt am Main: DB Netz AG, 2010
- [10] Krapfenbauer, Th.: Bautabellen. 17. Ausgabe, Wien: Jugend & Volk, 2010, S. 579 ff.
- [11] Wasjuta, A.: Numerische Modellierung einer Stampfbetonbogenbrücke, die mit Naturstein verblendet ist. Masterthesis, Hochschule Bremen, 29.08.2017 (unveröffentlicht)
- [12] Gutermann, M.; Wasjuta, A.; Tiefenthaler, K.: Experimentell gestützter Nachweis einer mit Naturstein verkleideten Eisenbahn-Stampfbetonbrücke. In: Patitz, G.; Schinken, K. (Hrsg.): Tagungsband zur 26. Natursteintagung am 13.03.2020 in Karlsruhe, Karlsruhe: Fraunhofer IRB Verlag, 2020, S. 73–84

Bildquellen

- Bilder 1, 3, 5, 6, 9, 12: Gutermann (Hochschule Bremen)
 Bild 2: ÖBB
 Bild 4: ÖBB, Innsbruck
 Bilder 7, 8: Wasjuta (Hochschule Bremen)
 Bild 10: Malgut (Hochschule Bremen)
 Bild 11: Gutermann/Malgut (Hochschule Bremen)

Berührungslose Überwachung von Brücken mit großer Stützweite

Dr.-Ing. Florian Schill¹, Dr.-Ing. Gregor Schacht²

¹ Institut für Geodäsie, Fachgebiet Geodätische Messsysteme und Sensorik, TU Darmstadt

² Marx Krontal Partner, Hannover

KURZFASSUNG

Brücken großer Stützweite und Bauhöhe stellen für die messtechnische Erfassung bzw. die Überwachung eine große Herausforderung dar, da konventionelle taktile Sensoren bei Höhen von bis zu 100 m zur Geometrieerfassung nicht eingesetzt werden können.

Ziel der hier vorgestellten Untersuchung ist die berührungslose Erfassung der Ebenheitsabweichungen an einer Überbauunterseite der Siegtalbrücke. Dazu musste die sich in ca. 100 m Höhe befindliche Oberfläche im laufenden Betrieb messtechnisch erfasst werden.

Um die aus der ständig wechselnden Verkehrslast resultierenden Verformungen der Überbauunterseite quantifizieren zu können, wurde in einer Voruntersuchung das dynamische Verformungsverhalten berührungslos bestimmt. Darauf aufbauend wurde im Rahmen der Ebenheitsuntersuchung mittels terrestrischem Laserscanning (TLS) und Tachymetrie die Überbauunterseite erfasst und in Bezug zu einer Referenzgeometrie ausgewertet.

1 Einleitung

Die kontinuierliche Zunahme der transportierten Gütermengen bedeutet für die Autobahnbrücken in Deutschland eine steigende Beanspruchung bei gleichzeitig zunehmendem Alter der Bauwerke. Der Bund als Bauherr ist daher bemüht, seinen Bestand nachzurechnen, um damit den Neubaubedarf zu priorisieren. Da die Trassenführung in der Regel unverändert bleiben muss, erfolgen Rück- und Neubau oft parallel. Für Brücken mit exponierter Lage ist ein konventioneller Rückbau jedoch i. A. nicht möglich, sodass innovative Konzepte benötigt werden, die unter Einhaltung aller Sicherheitsreserven möglichst zeit- und kostensparend durchführbar sind.

Für statische Untersuchungen zu möglichen Rückbautechnologien [1], [2] für die Siegtalbrücke im Verlauf der A 45, siehe Bild 1, waren u. a. Informationen über den Vorverformungszustand und insbesondere die Ebenheit der

Brückenunterseite erforderlich. Die geodätischen Untersuchungen sollten einen Abgleich der tatsächlichen Bauwerksgeometrie mit den Bestandsunterlagen ermöglichen und zudem die technischen Möglichkeiten der Erfassung von Verformungsinformationen in großer Höhe miteinander vergleichen.

Nach der Beschreibung der eingesetzten Messinstrumente in Abschnitt 2 wird zunächst in Abschnitt 3 über die Bestimmung des dynamischen Verformungsverhaltens des Brückenfeldes unter Verkehrslast berichtet, bevor dann in Abschnitt 4 die berührungslose Erfassung der Überbauunterseite vorgestellt und die eigentliche Bestimmung der Ebenheitsabweichungen diskutiert werden.

2 Messsysteme

Für die beiden Aufgabenstellungen – die Bestimmung des dynamischen Verformungsverhal-



Bild 1: Siegtalbrücke im Verlauf der A 45

tens und der Ebenheitsabweichung – kommen insgesamt drei verschiedene Messsysteme zum Einsatz: ein terrestrischer Laserscanner (TLS im 3D- bzw. 2D-Modus), eine Robotik-Totalstation und ein Mikrowelleninterferometer.

2.1 Terrestrischer Laserscanner (TLS)

2.1.1 TLS im 3D-Modus

Terrestrische Laserscanner (TLS, siehe Bild 2, links) ermöglichen die Digitalisierung der gesamten Umgebung in einem 360°-Panorama in Form einer Punktwolke. Dazu wird der ausgesandte und vom Messobjekt reflektierte Laserstrahl ausgewertet (Phasenvergleichsverfahren) und so berührungslos Streckenmessungen durchgeführt. In Kombination mit internen Winkelmessungen lassen sich so dreidimensionale Koordinaten berechnen.

Dabei wird während des Scanvorgangs der Laserstrahl über einen hochfrequent rotierenden Spiegel abgelenkt (siehe Bild 2, roter Pfeil) und zusätzlich dreht sich der Laserscanner um seine Stehachse, siehe rechte Seite, grüner Pfeil. Durch diese sequenzielle Erfassungsmethode entsteht eine hochaufgelöste Punktwolke der Umgebung. Zusätzlich zu den einzelnen 3D-Koordinaten liegt für jeden erfassten Messpunkt ein Intensitätswert der Lasermessung vor, eine

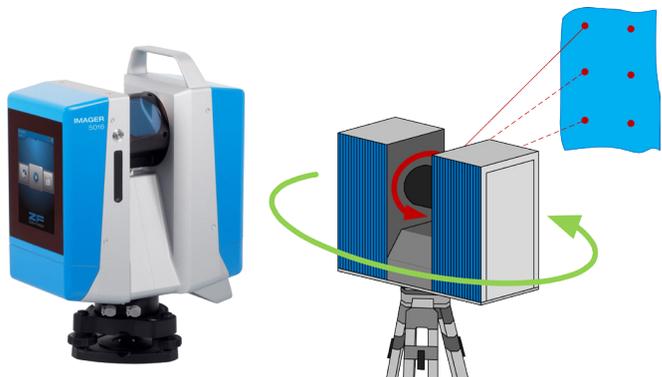


Bild 2: Z+F Imager 5016 und Prinzip der sequenziellen Abtastung mit einem 3D-TLS

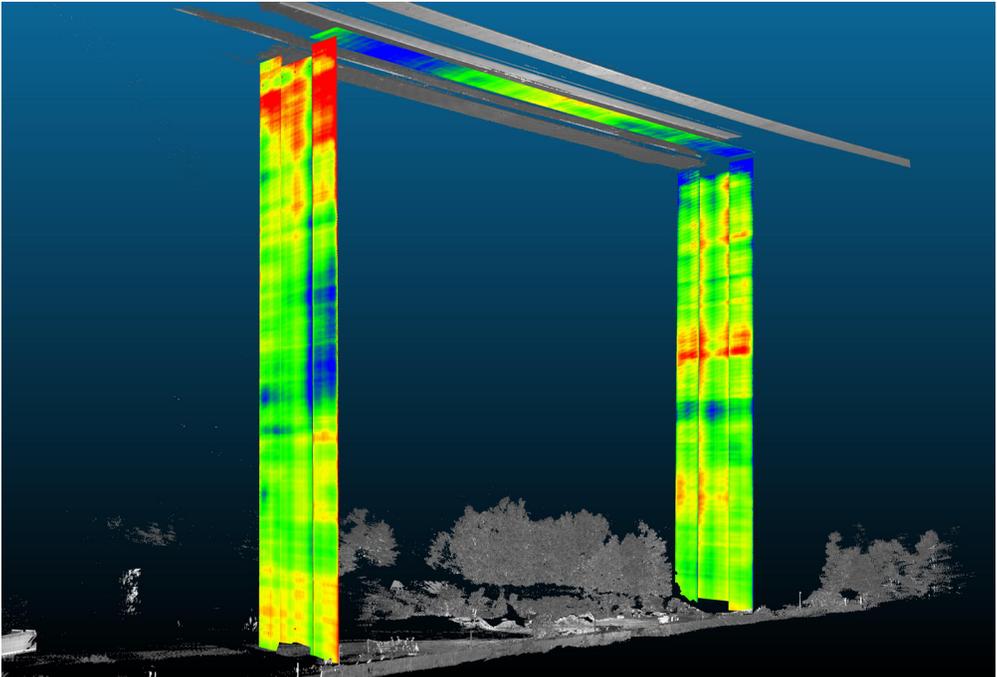


Bild 3: 3D-Punktwolke des fünften Feldes der Siegtalbrücke; zur Veranschaulichung wurden bereichsweise unterschiedliche Einfärbungen verwendet: Intensitätswerte (Graustufendarstellung) und Ebenheitsabweichungen (Regenbogendarstellung)

Art Falschfarbendarstellung, die auf dem Verhältnis der ausgesendeten zur empfangenen Laserstärke basiert, siehe Bild 3 (in Graustufen).

Gegenüber konventionellen Messmethoden führt der Einsatz von TLS zu einer deutlich detaillierteren Objekterfassung bei dennoch überschaubarem Zeitaufwand. Die Messung eines 360°-Panoramas mit einem Punktabstand von 1,6 mm in einer Objektentfernung von 10 m ist in unter 30 Minuten abgeschlossen.

2.1.2 TLS im Profilmodus

TLS im Profilmodus verwenden lediglich den hochfrequent rotierenden Spiegel. Im Gegensatz zu 3D-TLS findet jedoch keine Rotation um die Stehachse statt. Durch die Reduktion der räumlichen Auflösung auf ein einzelnes Profil wird eine deutlich höhere zeitliche Auflösung ermöglicht. Somit können mit Profilsclannern weitere Aspekte bei der Untersuchung von Messobjekten verfolgt werden, u. a.:

- die dynamische und räumlich verteilte Erfassung des Bewegungsverhaltens (Verschiebungsmessung) von Messobjekten, sowohl vertikal als auch horizontal [3], [4] oder
- die statische (zeitlich gemittelte) Erfassung der Oberflächengeometrie (innerhalb eines Profils) mit einer gesteigerten Genauigkeit [5].

Bei beiden Anwendungen findet eine räumliche Approximation des an der Objekt Oberfläche gemessenen Profils statt, die (im einfachsten Fall) auf Basis einer räumlichen Mittelbildung der nah beieinanderliegenden Profilpunkte realisiert wird. So kann in beiden Anwendungsfällen die Systemgenauigkeit signifikant gesteigert werden.

2.2 Robotik-Totalstation (Tachymeter)

Bei modernen Totalstationen handelt es sich um Multisensorsysteme. Diese verfügen über eine Vielzahl an Sensoren, wie z. B. im Strahlengang angeordnete Kameras, und ermöglichen neben der berührungslosen Messung auch eine

vollkommene Automatisierung des Messablaufs. Dazu ist die Totalstation motorisiert und kann z. B. über einen Computer gesteuert werden. Die Entwicklung reicht bis hin zur scannenden Totalstation, die einer Kombination aus Tachymeter und 3D-Laserscanner entspricht.

Aus den Messungen der Totalstation entsteht ebenfalls eine 3D-Punktwolke. Aufgrund der deutlich längeren Messdauer pro Einzelpunkt (mehrere Sekunden) im Vergleich zum 3D-TLS (bis zu 1 Million Punkte pro Sekunde) beinhaltet diese jedoch zwangsläufig deutlich weniger Messpunkte.

2.3 Terrestrisches Mikrowelleninterferometer (IBIS-S)

Die Messung mit dem Mikrowelleninterferometer (IBIS-S) basiert auf Amplituden- und Phasenmessungen mittels kontinuierlich ausgesendeten Mikrowellen (Ku-Band, 17,4 mm Wellenlänge) [6].

Prinzipiell können so 1D-Verschiebungen entlang eines Profils in sogenannten Auflösungs-

zellen bestimmt werden. Dabei muss beachtet werden, dass die Entfernungsauflösung in Blickrichtung 0,75 m beträgt und die Radarkeule einen Öffnungswinkel vertikal/horizontal von 15°/17° besitzt. D. h. die einzelnen Auflösungszellen sind fest durch die Entfernungs- und Querauflösung entsprechend des Öffnungswinkels der Radarkeule definiert, siehe Bild 4.

Für jede Auflösungszelle werden die gewichteten Mittelwerte von Amplitude und Phase der Echos aller darin befindlichen Reflexionen bestimmt. Aus der Phase wird mittels Interferometrie die relative Bewegung des Objekts in Blickrichtung des Sensors mit bis zu 200 Hz und einer Genauigkeit von < 0,1 mm abgeleitet. Dabei kann jedoch nicht zwischen den einzelnen Reflexionen innerhalb einer Auflösungszelle unterschieden werden.

Bei der in Bild 4 dargestellten Messkonfiguration muss die tatsächlich gemessene relative Bewegung in Blickrichtung noch in die Vertikale projiziert werden. Dazu wird der Neigungswinkel des IBIS-S benötigt. Die Bestimmung ist jedoch äußerst fehleranfällig und führt in der

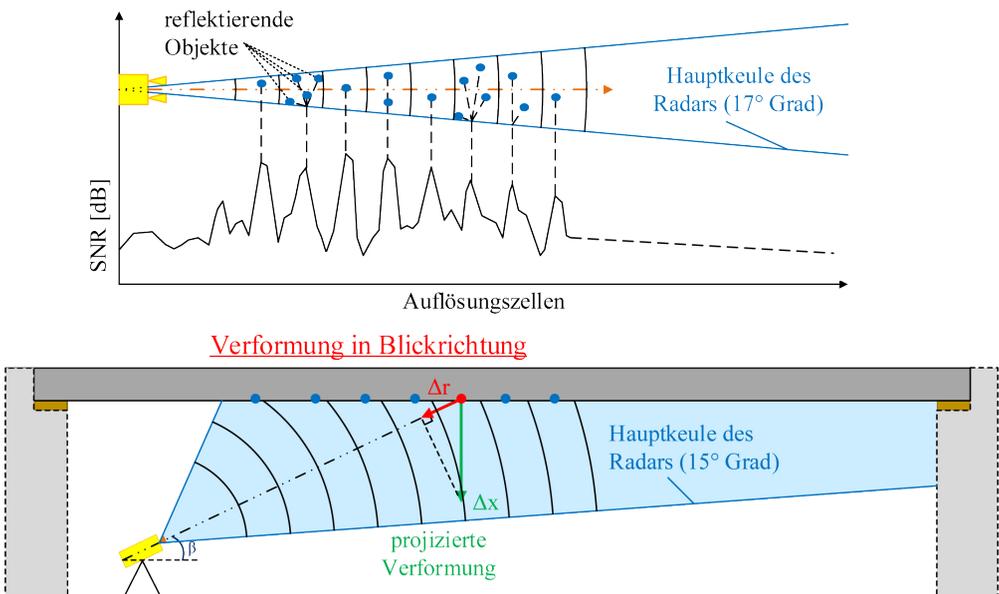


Bild 4: Messprinzip des Mikrowelleninterferometers IBIS-S

Regel zu Projektionsfehlern, die einer falschen Skalierung der berechneten relativen Vertikalverschiebung entspricht. Um die hohe relative Streckenmessgenauigkeit von $< 0,1$ mm über große Distanzen ausnutzen zu können, sollte somit die Neigung des IBIS vermieden werden, wodurch jedoch keine räumliche (profilweise) Auflösung mehr vorhanden ist.

3 Voruntersuchung zur Bestimmung des dynamischen Verformungsverhaltens

Da die messtechnische Erfassung der Ebenheitsabweichungen der Überbauunterseite im laufenden Betrieb stattfinden musste, d. h. unter ständig wechselnden Verkehrslasten, ist die Größenordnung der daraus resultierenden Bewegung entscheidend für die qualitative Beurteilung der final zu bestimmenden Ebenheitsabweichungen. Für diese Voruntersuchung wurden zwei unabhängige Messsysteme zur gegenseitigen Validierung eingesetzt: der TLS im Profilmodus und das terrestrische Mikrowelleninterferometer IBIS-S, siehe Abschnitt 2.

3.1 Messkonfiguration

In Bild 5 ist die Messkonfiguration schematisch dargestellt. Der Profils Scanner ist in Feldmitte aufgebaut und die Profilmessung zeigt in Richtung der beiden Pfeiler. Die Rotationsgeschwindigkeit des Profils Scanners wurde auf 14 Hz reduziert,

um eine möglichst hohe räumliche Auflösung innerhalb des Profils zu erhalten. Somit kann für die Berechnung der Verschiebung aus den Profils Scannerrohdaten ein Bereich von etwa ± 2 m um die Brückenmitte verwendet werden.

Mit dem IBIS-S wurde senkrecht nach oben gemessen, um Projektionsfehler in der Verformungsbestimmung zu vermeiden, siehe Abschnitt 2.3. In Bild 5 ist zur Veranschaulichung des Öffnungswinkels der Radarkeule die vom IBIS-S angestrahlte Fläche in Gelb markiert, diese nimmt eine horizontale Ausdehnung von fast 30 m in Höhe der Überbauunterseite an.

3.2 Dynamische Verformung

Mit dem Profils Scanner können die dynamischen Verformungen der Überbauunterseite sowohl zeitlich als auch räumlich entlang eines kompletten Profils in räumlichen Klassen erfasst werden. Mit dem Mikrowelleninterferometer ist die räumliche Auflösung an glatten Betonoberflächen dagegen sehr eingeschränkt, sodass sich auf die frontale Erfassung der Mitte der Überbauunterseite konzentriert wurde. In Bild 6 wird sich daher auf einen repräsentativen Vergleich in der Feldmitte mit beiden Messmethoden konzentriert.

Durch die linienhafte, räumliche Auflösung des Profils Scanners ist es zusätzlich möglich, Aussagen über die Verformungen eines kompletten

Profils entlang der Überbauunterseite zu erhalten. Dabei zeigt sich an allen Positionen entlang des Messprofils ein ähnliches Verformungsverhalten wie in der Feldmitte, jedoch nehmen zu den Pfeilern hin die Beträge der vertikalen Verformungen ab. Es kann so entlang des ganzen Profils verifiziert werden, dass, wie erwartet, die maximalen dynamischen Verformungen infolge der Verkehrslast in der Mitte der Überbauunterseite auftreten.

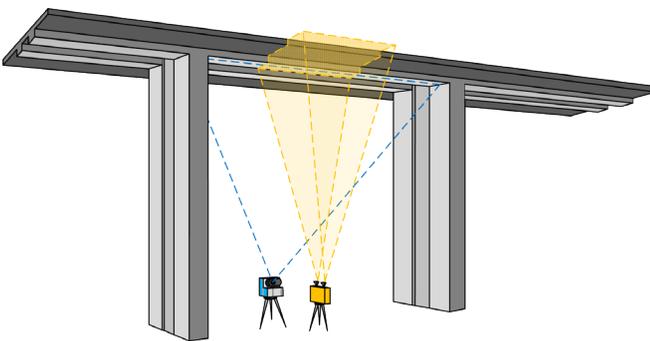


Bild 5: Messkonfiguration zur Bestimmung des dynamischen Verformungsverhaltens mittels Profils Scanner und Mikrowelleninterferometer, Sensorpositionierung in der 3D-Darstellung

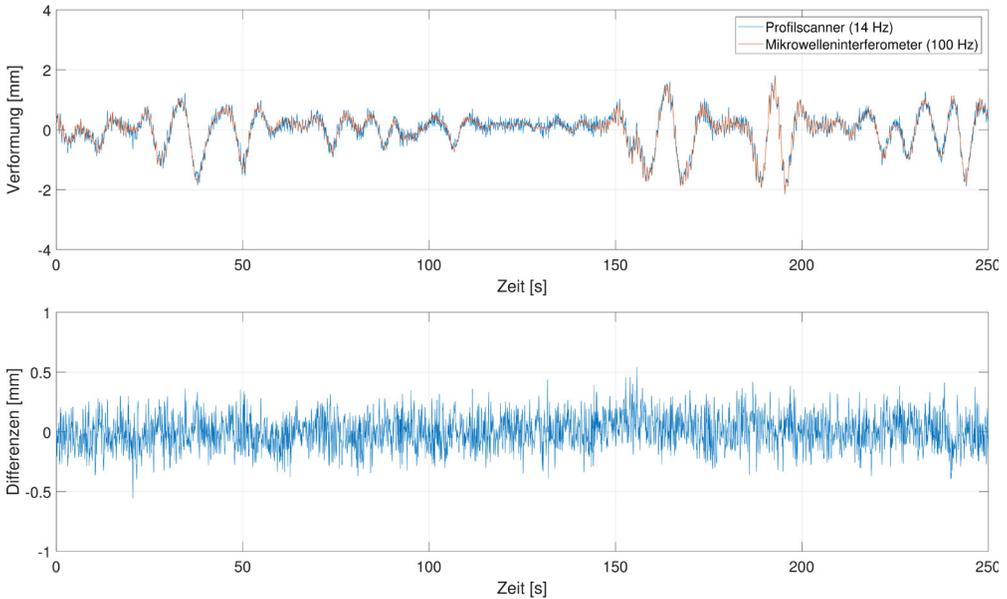


Bild 6: Ausschnitt aus dem dynamischen Verformungsverhalten des Überbaus in der Mitte des fünften Feldes

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die maximale Verformung in der Feldmitte auftritt und dass die beiden unabhängigen Messmethoden lediglich Abweichungen im niedrigen Zehntelmillimeterbereich aufweisen, siehe Bild 6, unten. Die gemessenen vertikalen Verformungen bewegen sich im gesamten beobachteten Zeitraum in einer Größenordnung von maximal ± 2 mm. Bei der Bestimmung der Ebenheitsabweichungen können so Abweichungen von bis zu 4 mm allein durch die Bewegung der Tragwerksoberfläche enthalten sein.

4 Ebenheitsuntersuchung der Überbauunterseite

Für die Bestimmung der Ebenheitsabweichungen wurden der 3D-TLS und die Robotik-Totalstation eingesetzt, siehe Abschnitt 2. Durch den Einsatz von zwei unabhängigen Messsystemen können die Ergebnisse systemübergreifend verifiziert und das am besten geeignete Messsystem für die Anforderungen bei hohen Talbrücken ermittelt werden.

4.1 Auswertekonzept

Die Ergebnisse der beiden Messsysteme liegen zunächst als verschieden große Teile der zu erfassenden Oberfläche vor und werden im Folgenden als Scan bezeichnet. Die Charakteristik dieser Scans ist dabei vom eingesetzten Messsystem abhängig und unterscheidet sich hauptsächlich im Detaillierungsgrad der Erfassung (unterschiedliche Punktdichte).

Zur Berechnung von Ebenheitsabweichungen mit den Scandaten wird als Bezug für die relative Auswertung eine Bezugsgeometrie benötigt. Da keine nutzbaren Vorinformationen zur Definition einer Bezugsgeometrie vorhanden waren, musste diese auf Basis der Messungen erzeugt werden. Somit geht die unterschiedliche Charakteristik der Scans auch bei der Definition der Sollgeometrie mit ein. D. h., die Ebenendefinition des 3D-TLS wird sich schon aufgrund der Punktdichte und des abgedeckten Messbereiches von der Ebenendefinition der Totalstation unterscheiden. Eine direkte systemübergreifende Validierung der Qualität der

originären Scans durch einen unmittelbaren Vergleich ist somit nicht möglich.

Zur Bestimmung der Messunsicherheit der Messsysteme wird deshalb die Qualität separat für jedes Messsystem im Sinne einer Systemgenauigkeit bestimmt. Als Vergleichsgröße wird die Differenz d aus den z -Koordinatenwerten von zwei Erfassungen mit demselben Messsystem verwendet. Es kann davon ausgegangen werden, dass beide Einzelerfassungen z_1 und z_2 gleich genau sind, d. h., für die Standardabweichung gilt $s_{z1} = s_{z2} = s_z$.

Mit dem funktionalen Zusammenhang

$$\text{Differenz } d = z_1 - z_2$$

kann mittels Varianzfortpflanzung die Genauigkeit s_d berechnet werden

$$s_d = \sqrt{\left(\frac{\partial d}{\partial z_1}\right)^2 \cdot s_z^2 + \left(\frac{\partial d}{\partial z_2}\right)^2 \cdot s_z^2}$$

Die partiellen Ableitungen des funktionalen Zusammenhangs nach z_1 und z_2 ergeben

$$\left(\frac{\partial d}{\partial z_1}\right) = +1 \quad \left(\frac{\partial d}{\partial z_2}\right) = -1,$$

daraus folgt $s_d = \sqrt{2 \cdot s_z^2} = \sqrt{2} \cdot s_z$,

Entsprechend umgestellt $s_z = \frac{s_d}{\sqrt{2}}$

kann so die Genauigkeit der Einzelerfassung s_z aus der Genauigkeit der Differenz s_d abgeleitet werden.

4.2 Systemgenauigkeit

4.2.1 3D-Laserscanner

Mit dem Z+F Imager 5016 wurden drei unabhängige Erfassungen (1 bis 3) des Feldes 5 durchgeführt, siehe Bild 7. Für die 3D-Scans wurde die Auflösung „Ultra High“ mit der Qualität „High“ verwendet, diese ist durch einen Messpunkt-Abstand von 1,6 mm in einer Objektentfernung von 10 m und einer Dauer für einen vollständigen 3D-Scan von ca. 25 Minuten charakterisiert. Der Instrumentenstandpunkt wurde für alle drei Erfassungen beibehalten.

Für die Bestimmung der Systemgenauigkeit wird aus den Messpunkten jedes Scans zunächst ein regelmäßiges 3D-Raster der Oberfläche mit einer horizontalen Maschenweite von 2 cm berechnet. Darauf basierend findet der eigentliche Vergleich anhand der vertikalen Komponenten dieser identischen Knoten statt, siehe Abschnitt 4.1. In Bild 8 ist ein Ausschnitt der räumlichen Verteilung dieser Differenzen für zwei Scans dargestellt.

Bild 9 zeigt die Häufigkeitsverteilung aller berechneten Differenzen zusammen mit der Wahrscheinlichkeitsdichte einer Normalverteilung, die für die quantitative Analyse der Systemgenauigkeit genutzt werden soll. Es lässt sich erkennen, dass die auftretenden Differenzen in den vertikalen Komponenten genähert zufällig normalverteilt sind, d. h. konkret mit den Normalverteilungsparametern Erwartungswert 0,2 mm und einer Standardabweichung von 1,3 mm. Mit der Standardabweichung der Differenz kann entsprechend Abschnitt 4.1 die

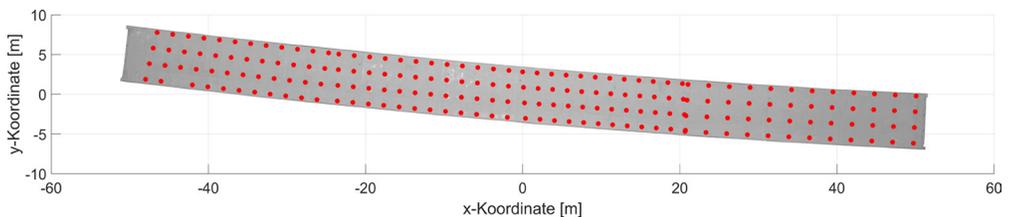


Bild 7: Unterseite des Überbaus in Fahrtrichtung Dortmund in der 3D-TLS-Intensitätsdarstellung, kombiniert mit den Messpunkten der Totalstation in Rot

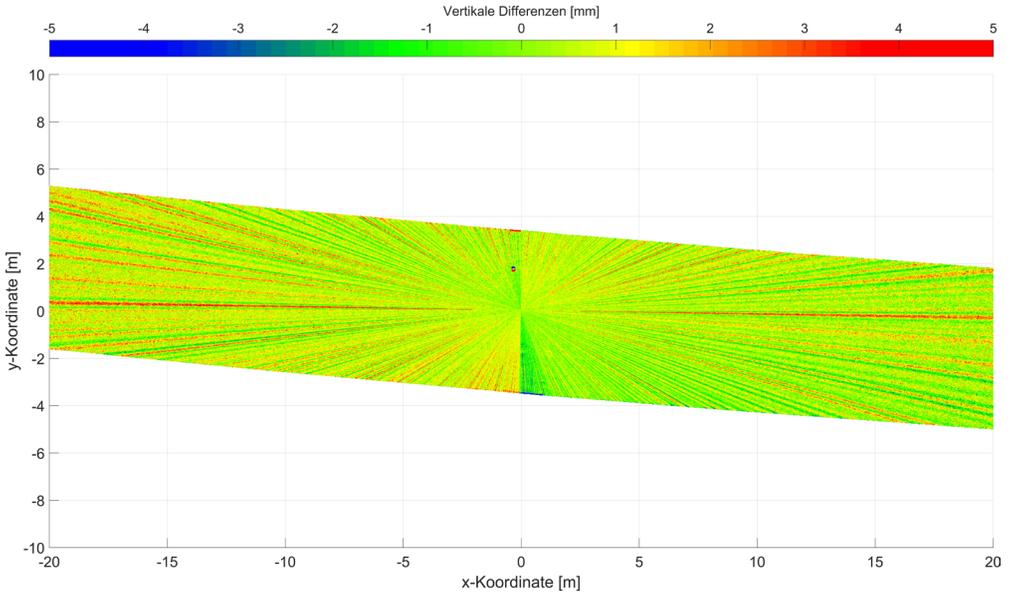


Bild 8: Vertikale Differenzen zwischen zwei einzelnen 3D-Laserscans der Überbauunterseite; Ausschnitt der Punktwolke in der Feldmitte

Standardabweichung der Einzelerfassung abgeleitet werden, dies ergibt eine Standardabweichung von 0,9 mm. Darauf basierend können die symmetrischen Intervallgrenzen für den 3- σ -Bereich mit $\approx 2,8$ mm angegeben werden, in diesem Konfidenzbereich s_{3D-TLS} liegen 99,7 % aller Messungen.

Bei der Bestimmung der Ebenheitsabweichungen werden durch den relativen Auswerteansatz (Bildung von Differenzen) systematische Effekte, die in beiden Scans die Messung gleichermaßen beeinflussen, eliminiert. Aber es können auch Systematiken in den Differenzen

selbst entstehen, wenn für die Dauer der Messungen keine konstanten Versuchsbedingungen garantiert werden können.

Die in Bild 8 dargestellte räumliche Verteilung der Differenzen zeigt solche Systematiken, eine Art Streifenbildung ausgehend vom Zentrum der Erfassung, die hohe Differenzen in einem Scanprofil aufweisen, siehe z. B. rote Linie (Scanprofil) in Bild 8. Dies entsteht aus der Kombination der sequenziellen Erfassungsmethode des Laserscanners mit der verkehrsinduzierten Vertikalbewegung des Überbaus. Der Laserscanner rotiert während der Erfassung lang-

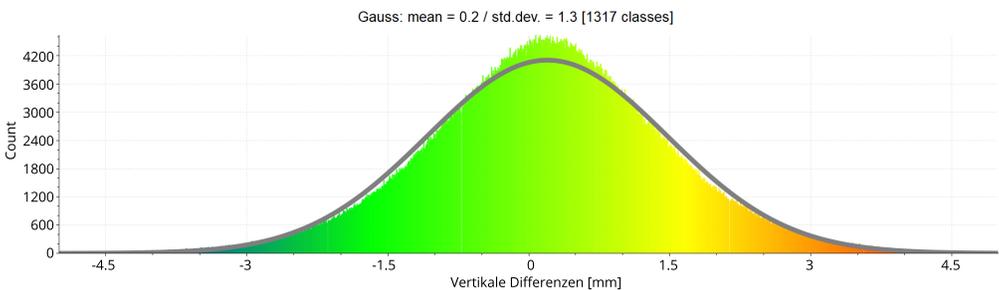


Bild 9: Häufigkeitsverteilung der Differenzen und entsprechende Normalverteilung

sam um seine Stehachse und misst dabei eine Vielzahl an Profilen. Er erfasst somit die Oberfläche der Brückenunterseite in einer durch diese Rotation vorgegebenen Reihenfolge (im Uhrzeigersinn) in Profilen. Dieser Ablauf ist bei beiden Scans gleich, jedoch werden durch die Vertikalbewegung der Brücke die einzelnen Profile unterschiedlich verfälscht, z. B. könnte sich am Anfang der ersten Erfassung ein LKW auf dem Brückenfeld befinden, bei der zweiten Erfassung ist zu diesem Zeitpunkt aber keine Verkehrslast vorhanden. Dies würde u. a. zu einer Abweichung des ersten Profils in der Größenordnung der LKW-induzierten Vertikalverschiebung führen, und da die Erfassung profilweise stattfindet, kommt es zu der sichtbaren Streifenbildung.

Die Größenordnung der in Bild 8 sichtbaren, systematischen Effekte durch die zeitlich variable Veränderung der Objektoberfläche während der Scans stimmt gut mit den ermittelten Werten des dynamischen Verformungsverhaltens der Überbauunterseite überein, siehe Abschnitt 2.

Dementsprechend sind auch in der Histogrammdarstellung (siehe Bild 9) systematische Anteile vorhanden, die aber den größtenteils zufälligen Charakter der berechneten Differenzen nicht signifikant beeinflussen. Vielmehr zeigt sich sogar eine stärkere Konzentration der Differenzen im Bereich um den Mittelwert, als die Normalverteilung theoretisch vorgibt.

4.2.2 Totalstation

Mit der Totalstation Leica Nova TS60 wurden ebenfalls drei unabhängige Erfassungen (1 bis 3) der Überbauunterseite mit jeweils 191 Messpunkten durchgeführt. Die Messpunkte sind in Bild 7 den 3D-TLS Messpunkten in Rot überlagert. Der Punktabstand beträgt sowohl in Längs- als auch in Querrichtung ca. 2 m. Aufgrund der Messdauer von mehreren Sekunden pro Punkt ist eine deutlich höhere Punktdichte nicht wirtschaftlich zu erreichen, im Vergleich dazu beträgt der Punktabstand an der Überbauunterseite beim 3D-Laserscanning deutlich unter 2 cm.

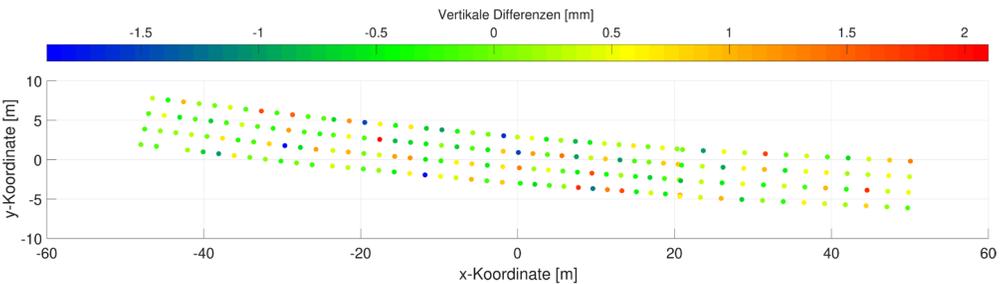


Bild 10: Vertikale Differenzen zwischen zwei unabhängigen Erfassungen der Überbauunterseite mit der Totalstation

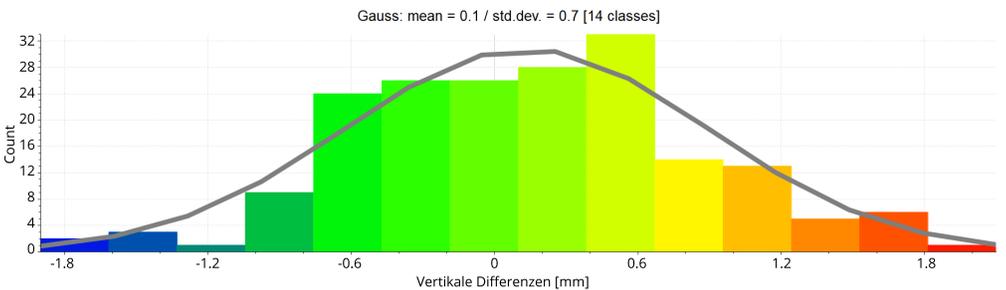


Bild 11: Häufigkeitsverteilung der Differenzen und entsprechende Normalverteilung

Mit der Totalstation können jedoch reproduzierbar die gleichen Positionen angezielt und gemessen werden. Dies erlaubt einen direkten, punktweisen Vergleich der drei Wiederholungsmessungen. Für die Bestimmung der Systemgenauigkeit können somit direkt die vertikalen Komponenten der identischen Punkte von zwei Messungen herangezogen werden. Bild 10 zeigt die räumliche Verteilung dieser Differenzen für zwei repräsentative Messungen.

In Bild 11 ist die Häufigkeitsverteilung dieser Differenzen zusammen mit der entsprechenden Wahrscheinlichkeitsdichte der Normalverteilung dargestellt. Es lässt sich erneut erkennen, dass die auftretenden Differenzen in den vertikalen Komponenten genähert zufällig normalverteilt sind, d. h. in diesem Fall mit den Normalverteilungsparametern Erwartungswert 0,13 mm und einer Standardabweichung von 0,7 mm. Es ergibt sich somit eine Standardabweichung der Einzelerfassung von 0,5 mm und die symmetrischen Intervallgrenzen für den 3- σ -Bereich können mit $\approx 1,5$ mm angegeben werden (Konfidenzbereich $S_{\text{Totalstation}}$ in dem 99,7 % aller Messungen liegen).

4.3 Ebenheitsabweichungen

4.3.1 3D-Laserscanner

Für die eigentliche Bestimmung der Ebenheitsabweichungen werden die Scans 1 bis 3 zusammengefasst. Somit wird zunächst die Punktdichte erhöht, auf deren Basis an allen Positionen Messungen unterschiedlicher Zeitpunkte gemittelt werden, sodass sich die Einflüsse der auftretenden Tragwerksbewegungen verringern. Entsprechend der Bestimmung der Systemgenauigkeit wurde auch hier ein 2-cm-Raster verwendet. Die benötigte Bezugsebene (siehe Abschnitt 4.1) wird aus den Randbereichen der Punktwolke erzeugt.

In Bild 12 sind die Abweichungen von der so definierten Ebene als Regenbogendarstellung räumlich aufgetragen. Die Skala reicht von blau über grün bis rot, d. h. von negativen Werten (blau) unterhalb der definierten Ebene bis hin zu positiven Werten (rot) oberhalb der Ebene. Grüne Werte zeigen Bereiche, die nahezu keine Abweichungen von der Ebene aufweisen, dazu gehören u. a. die Randbereiche, mittels denen die Referenzebene definiert wurde.

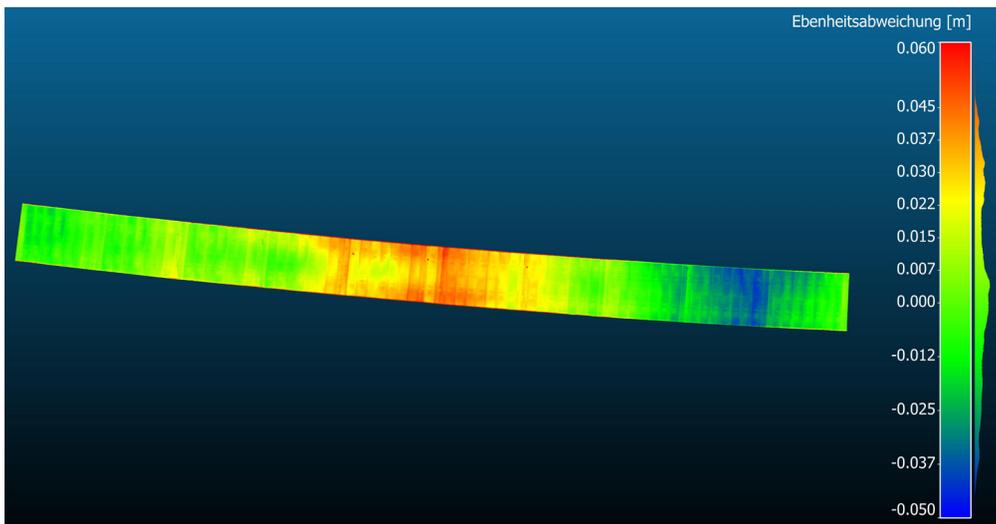


Bild 12: Ebenheitsabweichungen der Unterseite des Überbaus in Fahrtrichtung Dortmund (farbcodiert, gezeigt ist die ganze Brückenbreite), erfasst mit dem 3D-TLS; Pfeiler IV befindet sich auf der linken Seite und Pfeiler V auf der rechten Seite

Es zeigt sich, dass die Überbauunterseite im Bezug zu der ausgeglichenen Ebene überhöht ist. In der Mitte des Feldes befindet sich die Oberfläche komplett oberhalb der definierten Ebene. Unterhalb der ausgeglichenen Ebene liegt hauptsächlich der Bereich bis 20 m Entfernung von Pfeiler V aus. Des Weiteren kann in den Ebenheitsabweichungen der ehemalige Bauprozess nachvollzogen werden, d. h. die einzelnen Schalungselemente mit jeweils zwei Befestigungslöchern sind zu sehen und auch das Rastermaß von 10 m in Brückenlängsrichtung ist zu erkennen, entsprechend der verwendeten Betonierbühne.

Von Pfeiler IV aus steigt die Unterseite (im Rahmen der 10-m-Elemente) zur Mitte hin nahezu stetig an, von Pfeiler V dagegen ist das erste 10-m-Element nach unten geneigt. Anschließend findet dann aber ebenfalls ein nahezu stetiger Anstieg zur Mitte hin statt. Insgesamt bewegen die Ebenheitsabweichungen sich in einem Bereich von -5 cm bis +6 cm.

4.3.2 Totalstation

Für die Bestimmung der Ebenheitsabweichungen mit der Totalstation wurden die Erfassungen 1 bis 3 ebenfalls gemittelt. Somit werden an allen 191 Positionen Messungen von unterschiedlichen Zeitpunkten zusammengefasst, sodass sich die Einflüsse der auftretenden Tragwerksbewegungen verringern. Die Bezugsebene wird wie beim 3D-Laserscanning aus den Randbereichen der Punktwolke im Bereich der Brückenpfeiler erzeugt. Es wurden von Pfeiler

IV und V aus gesehen jeweils die ersten 4 Messpunkte verwendet, da dieser Bereich ungefähr der Ebenendefinition beim 3D-Laserscanning entspricht, siehe Abschnitt 4.3.1.

In Bild 13 sind die Abweichungen von der definierten Ebene als Regenbogendarstellung räumlich aufgetragen, entsprechend der Skala beim 3D-Laserscanning. Diese reicht von negativen Werten (blau) unterhalb der definierten Ebene bis hin zu positiven Werten (rot) oberhalb der Ebene.

Die Abweichungen decken sich gut mit den Ergebnissen des 3D-TLS und bewegen sich insgesamt in einem Bereich von -3,4 cm bis +5,8 cm. Es zeigt sich, dass die Spannweite bzw. die Maxima etwas niedrigere Werte annehmen als beim 3D-TLS. Durch die gröbere Diskretisierung in einem 2-m-Raster ist es möglich, dass Bereiche mit größeren Abweichungen nicht erfasst werden, wodurch diese leichte Diskrepanz erklärt werden kann.

5 Zusammenfassung

Für die Eignung der Messmethoden für den Einsatz bei Brücken großer Stützweite spielen insbesondere die Systemgenauigkeit, die Vollständigkeit der Erfassung und die Messdauer bzw. der Messaufwand eine entscheidende Rolle.

Bei der Systemgenauigkeit liefert die Totalstation mit 1,5 mm ein etwas besseres Ergebnis als der 3D-TLS mit 2,8 mm. Dabei ist die Bewegung des Überbaus bereits enthalten.

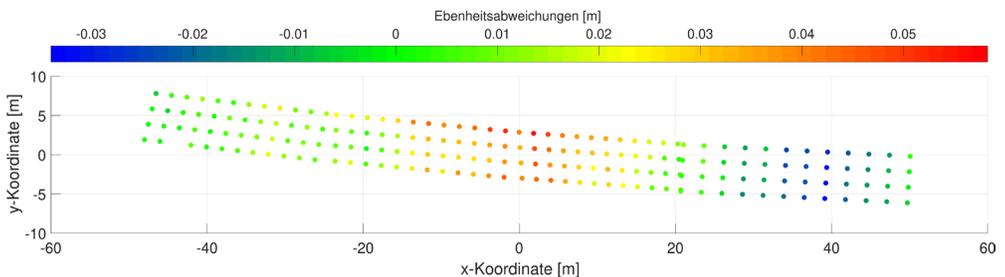


Bild 13: Ebenheitsabweichungen der Unterseite des Überbaus in Fahrtrichtung Dortmund (farbcodiert), erfasst mit der Totalstation; Pfeiler IV befindet sich auf der linken Seite und Pfeiler V auf der rechten Seite

Bei einem statischen Messobjekt würden die 3- σ -Konfidenzintervalle bei beiden Messsystemen kleiner ausfallen.

Die beiden anderen Kriterien (Vollständigkeit und Messdauer) sind voneinander abhängig. Rein theoretisch ist mit allen Messsystemen eine vollständige Erfassung der zu untersuchenden Oberflächen realisierbar, jedoch muss dies auch im Rahmen einer wirtschaftlich sinnvollen Messdauer erreichbar sein.

Die räumliche Auflösung des 3D-TLS und der Totalstation lassen sich prinzipiell entsprechend den Anforderungen anpassen. Da die Messdauer eines Einzelpunktes bei der Totalstation typischerweise aber 3 Millionen Mal so lange dauert wie beim 3D-TLS, stellt sich die Frage, ob eine gewünschte räumliche Auflösung noch wirtschaftlich zu erreichen ist. Um allein eine Überbauunterseite mit einer Fläche von 105 m \times 7 m wie bei der Siegtalbrücke mit einem Raster von 2 cm zu erfassen, werden über 1,8 Millionen Punkte benötigt, dies würde bei einer typischen Messdauer von 3 Sekunden mit einer Totalstation über 1.500 Stunden dauern.

Insgesamt gesehen weist der 3D-TLS zwar eine etwas geringere Systemgenauigkeit auf, ist aber aufgrund der Messrate von ca. 1 Million Punkten pro Sekunde und der damit einhergehenden sehr hohen räumlichen Auflösung optimal für die Bestimmung der Ebenheitsabweichungen an hohen Talbrücken (wie z. B. der Siegtalbrücke) geeignet.

Literatur

- [1] Schacht, G.; Müller, L.; Kromminga, S.; Krontal, L.; Marx, S.: Tragwerksplanung beim Rückbau von Spannbetonbrücken. Bautechnik 95 (2018) 1, S. 6–15 – DOI: 10.1002/bate.201700093
- [2] Schacht, G.: Rückbau von Spannbetonbrücken. Vortrag zur 7. DAFStb-Jahrestagung mit 60. Forschungskolloquium, 28./29.10.2019 in Hannover
- [3] Schill, F.: Überwachung von Tragwerken mit Profilsclannern. Diss., TU Darmstadt, 2018
- [4] Wujanz, D.; Burger, M.; Neitzel, F.; Lichtenberger, R.; Schill, F.; Eichhorn, A.; Stenz, U.; Neumann, I.; Paffenholz, J.-A.: Belastungsversuche an einer Mauerwerksbrücke: Terrestrisches Laserscanning zur Verformungsmessung. In: Jäger, W. (Hrsg.): Mauerwerkskalender 2018, Kap. VII, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, S. 221–239
- [5] Schill, F.; Hirsch, M.; Eichhorn, A.: Überwachung von Tragwerken mit Profilsclannern. In: Curbach, M.; Opitz, H.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): Tagungsband zum 10. Symp. „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen (SEUB)“, 11.03.2019 in Dresden, erschienen in der Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden kid, Heft Nr. 48, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2019, S. 109–122
- [6] Becker, M.; Traiser, B.; Pullamthara, J.; Schill, F.; Schneider, J.; Firus, A.: Messung und Identifikation dynamischer Strukturparameter mittels terrestrischer Mikrowelleninterferometrie. In: Baeßler, M. (Hrsg.): Erhalt der Bauwerke unserer Verkehrsinfrastruktur – Tagungsband Messen im Bauwesen 2016, 08.11.2016 an der BAM Berlin, 2016, S. 7–22

Bildquellen

Bild 1: IG Siegtalbrücke
Bilder 2–13: Florian Schill



SENSOREN UND INSTRUMENTE ZUR MESSUNG VON SEISMISCHEN SCHWINGUNGEN

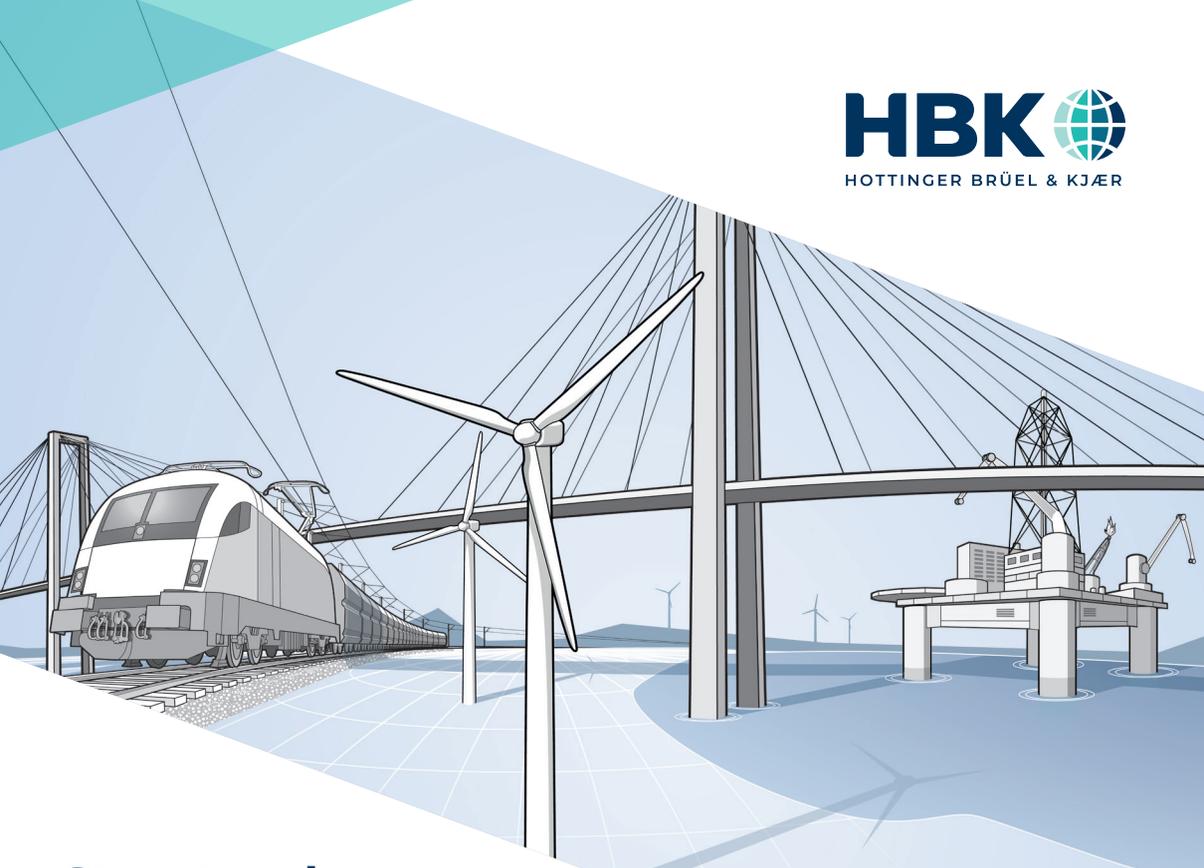
- Turmschwingungen
- Erschütterungsmessungen
- Fundamentbelastungen
- Baudynamik
- Seismologie
- Gebäudeschwingungen
- Brückenmonitoring
- Strukturuntersuchungen



 **PCB** PIEZOTRONICS
AN MTS COMPANY

HOCHWERTIGE MESSTECHNIK UND BERATUNG AUS EINER HAND

PCB Synotech GmbH | Porschestraße 20 – 30 | 41836 Hückelhoven
Tel.: 0 24 33/44 44 40 – 0 | info@synotech.de | www.synotech.de/Seismik



Structural Health Monitoring

Im Laufe der Zeit verschlechtert sich der Zustand von Strukturen an Brücken, Windkraftanlagen, Wasser-, Gas- und Öl-Pipelines, Tunneln, Straßen und Schienen. Durch die kontinuierliche, langfristige Überwachung des Strukturverhaltens (Structural Health Monitoring) können Unregelmäßigkeiten rechtzeitig erkannt und Instandhaltungs- und Reparaturmaßnahmen wirkungsvoller umgesetzt werden.

LÖSUNGEN FÜR VERSCHIEDENE BRANCHEN:

- Baumesstechnik
- Windenergie
- Eisenbahn
- Öl & Gas

VORTEILE DER INFRASTRUKTURÜBERWACHUNG:

- Erhöhung der Sicherheit und Lebensdauer
- Kontinuierliche Beobachtung
- Automatisierung der Instandhaltung
- Frühzeitige Schadenserkennung für proaktive Reaktionen
- Verlängerter Grundrevisionszyklus
- Kosten- und Zeitersparnis

HBK bietet modulare Lösungen für Ihr individuelles Projekt.

Hottinger Brüel & Kjær GmbH
Im Tiefen See 45
64293 Darmstadt

Ultraschalluntersuchung von Baukonstruktionen

Dr.-Ing. Sebastian Schulze

Hupfer Ingenieure Bauwerksuntersuchungen GmbH, Hamburg

KURZFASSUNG

Das Ultraschallechoverfahren ist eines der Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen (ZfPBau), das sich in der Baupraxis durchsetzen konnte. Dieser Beitrag zeigt dies anhand von zwei Beispielen aus der jüngeren Praxis: (1) An einem Neubau mit erheblichen Verdichtungsmängeln im Beton konnten schadhafte und schadfreie Bereiche eindeutig unterschieden und die Beseitigung der Mängel dadurch umfassend und mit geringen Kosten durchgeführt werden. (2) An einer Spannbetonbrücke konnte für die Erstellung der Rückbaustatik die Ist-Lage der Spannglieder mit der Soll-Lage gemäß den Bestandsplänen abgeglichen sowie der Verpresszustand der Spannglieder stichprobenartig festgestellt werden.

Der Beitrag soll die Praxistauglichkeit des Ultraschallechoverfahrens demonstrieren und einen tieferen Einblick in das große Potential des Verfahrens vermitteln.

Anmerkung: Weite Teile dieses Beitrags wurden ausführlich bereits in [1] publiziert, für den vorliegenden Beitrag gekürzt und um Grundlagen zum Ultraschallechoverfahren ergänzt.

1 Einleitung

Der Stand der Technik bei der Zustandsbewertung von Stahlbetonbauten beschränkt sich zurzeit noch weitgehend auf visuelle und handnahe Untersuchungen im Bestand, wie z. B. Schadkartierung, Abklopfen, Rissdokumentation. Diese Untersuchungen werden in der Regel von den „erstinstanzlichen“ Objektbetreuern veranlasst – also von Architekten, Statikern und Instandsetzungsplanern. An Brücken werden regelmäßige Prüfungen von zertifizierten Bauwerksprüfern nach DIN 1076 [2] durchgeführt, ebenfalls weitgehend handnah. Das Alter o. g. Prüfnorm – Erscheinungsjahr 1999 – unterstreicht dabei die fehlende Aktualität dieser Herangehensweise, insbesondere vor dem Hintergrund der Entwicklung der Bauwerksdiagnostik in den vergangenen 20 Jahren, denn diese hat mittlerweile zunehmend an Akzeptanz und damit an Wert für die Baupraxis gewonnen.

Regelmäßig zum Einsatz kommen bereits seit geraumer Zeit die Verfahren der zerstörungsfreien Bestimmung der Tiefenlage der Beweh-

rung im Beton (Betondeckungsmessung) sowie der Potentialfeldmessung für die Untersuchung der Korrosionsaktivität der Bewehrung. Diese Verfahren ergeben in der Regel quantitative und statistisch bewertbare Resultate.

Zu beiden Verfahren gibt es ausführliche Verfahrensbeschreibungen [3], [4], die den allgemein anerkannten Stand der Wissenschaft und Technik widerspiegeln und auf die auch in Ausschreibungstexten immer häufiger Bezug genommen wird.

Neben den händischen und quantitativen Verfahren bilden die volumenabbildenden Verfahren die dritte und komplexeste Gruppe der ZfPBau. Dabei werden qualitativ bewertbare, bildgebende Ergebnisse erzeugt. Zu nennen sind hier v. a. (Geo-/Impuls-)Radar und Ultraschall(-echo).

2 Ultraschall im Bauwesen: Stand der Technik

Das Ultraschallechoverfahren ist im Bauwesen erst seit der Entwicklung niederfrequenter

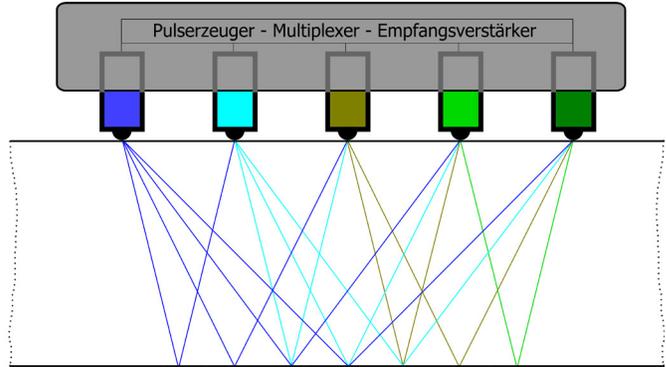


Bild 1: Einsatz und Messprinzip eines multistatischen Ultraschallarrays; beschleunigte Messdatenaufnahme durch Mehrfachanordnung von Sendern und Empfängern

Punktkontaktprüfköpfe sinnvoll nutzbar, die – im Gegensatz z. B. zu medizinischen Prüfköpfen – ohne Koppelmittel auskommen. Durch den Einsatz multistatischer Arrays, die eine beschleunigte Durchführung sowie eine gewisse bildgebende Darstellung direkt vor Ort ermöglichen (Bild 1), ist mittlerweile ein wirtschaftlicher Einsatz möglich.

Tabelle 1 enthält Richtwerte für Detektionsgrenzen beim Einsatz von Ultraschallecho zur Untersuchung von Stahl- und Spannbetonbauten. Die Angaben sind als ungefähre Maximalwerte unter guten Randbedingungen zu verstehen, die insbesondere bei Neubauten mit i. d. R. hochverdichtetem Beton und Bewehrungsstäben mit größerem Durchmesser als in historischen Bauten vorliegen. Bei Bestandsbauten können Ver-

schmutzungen, Aussinterungen/Auswaschungen und Risse an der Betonoberfläche sowie ein höheres Luftporenvolumen die Aussage-sicherheit von Messdaten einschränken. An größeren Lunkern oder flächigen Luftsichten erfolgt dabei – anders als z. B. beim Einsatz von Radar an Beton – stets eine vollständige (totale) Reflexion der einfallenden Welle, über dahinter liegende Bauteilschichten kann mit Ultraschallecho keine Aussage mehr getroffen werden.

3 Eingrenzung von Schadbereichen an einem Neubau

3.1 Ausgangssituation

Diese Einschränkung bei der Einsetzbarkeit von Ultraschall kann bei der Beurteilung eines

Aufgabe	Detektionsgrenze	Maßgebende Einflussparameter
Schlaffe Bewehrung mit Durchmesser \varnothing in Tiefenlage t	bis $t/\varnothing \approx 30:1$ ca. $3-5 \text{ cm} < t \leq \text{ca. } 80 \text{ cm}$ $\varnothing \geq 10-12 \text{ mm}^*$	Größtkorn des Betonzuschlags, Zustand der Messoberfläche, Verdichtungsqualität/Porengehalt des Betons
Tiefenlage von Spannbewehrung	bis ca. 150 cm ^{***}	Größtkorn des Betonzuschlags, Zustand der Messoberfläche, Verdichtungsqualität/Porengehalt des Betons
Identifikation des Verpresszustands von Hüllrohren	bis ca. 50 cm ^{**}	Qualität des Verbunds zwischen Beton/Hüllrohr/Verpressmörtel, Abschattung des Hüllrohrs durch andere Einbauteile
Detektion von Bauteilrückwänden	bis ca. 250 cm	Zustand der Messoberfläche, Verdichtungsqualität/Porengehalt des Betons

* abhängig vom Größtkorndurchmesser | ** abhängig vom Hüllrohrdurchmesser | *** Hüllrohre mit $\varnothing < 50 \text{ mm}$ wie schlaffe Bewehrung

Tabelle 1: Praktische Detektionsgrenzen des Ultraschallechoverfahrens [1]

mutmaßlich schadhafte Bauteile von Vorteil sein, wie das folgende Beispiel illustriert.

Beim Neubau eines Hamburger U-Bahnhofs (Bild 2) wurde versehentlich eine mit Stahlfasern versehene Betoncharge eingebracht. Der Beton wurde über Rohranschlüsse in die allseits geschlossene Schalung eingebracht und war daher während des Einbaus nicht sichtbar. Eine Frischbetonprüfung fand bei dieser Charge offenbar nicht oder erst nach Einbringen des

Betons statt. Nach dem Ausschalen des Betons war zu erkennen, dass sich die Stahlfasern an einigen Stellen, insbesondere in stark bewehrten Bereichen und an Schalungsankern, bündelweise aufkonzentriert hatten, was zum Teil große offene Lunker mit freiliegender Bewehrung zur Folge hatte (Bild 2, unten links).

In anderen Bereichen waren auf der Bauteiloberfläche nur Schlieren und Ablaufspuren zu erkennen, was auf tieferliegende Entmischun-



Bild 2: Übersichtsfoto der Baustelle und exemplarische Detailfotos der visuell erkennbaren Schäden

gen und/oder geschlossene Lunker schließen ließ (Bild 2, unten rechts).

de Messspuren aufgenommen werden, die im Folgenden dargestellt sind.

Wie oben beschrieben, reflektieren oberflächlich nicht sichtbare Lunker Ultraschallsignale vollständig. Dagegen sind in gut verdichteten Bereichen die vorhandenen Stabdurchmesser von 12 bis 14 mm auch in größeren Tiefen gut sichtbar (vgl. Tabelle 1). Daher kann durch den Einsatz von Ultraschallecho hier eine eindeutige Bewertbarkeit der Integrität des Bauteilinnern erwartet werden.

3.2 Nachweis der Integrität der Bauteilquerschnitte

Die Ergebnisse der Messungen an den Längsseiten sind in Bild 4 dargestellt. Die Ultraschallbilder stellen eine vollständige Rekonstruktion des tatsächlichen Bauteilquerschnitts dar. Jedes einzelne Bewehrungseisen der inneren und der äußeren Lage ist eindeutig sichtbar, auch die Rückseiten der dargestellten Wandquerschnitte sind ununterbrochen erkennbar. Der Nachweis der fehlerfreien Verdichtung des gesamten Bauteilquerschnitts ist somit, trotz des versehentlichen Einbaus von Stahlfasern zusätzlich zur konventionellen Stabbewehrung, erbracht. Ergänzende Bohrkernentnahmen konnten diese Erkenntnis festigen (Bild 5).

Bild 3 zeigt die untersuchten Wände im Horizontalschnitt durch das gesamte Bauwerk. An der Außenseite der Maschinenraumwand (grüne Markierung) sind offene Lunker vorhanden (vgl. Bild 2), daher konnte das innere Gefüge hier nicht flächig untersucht werden. An der Innenseite sowie an den Längswänden (blaue Markierungen) konnten hingegen durchgehen-

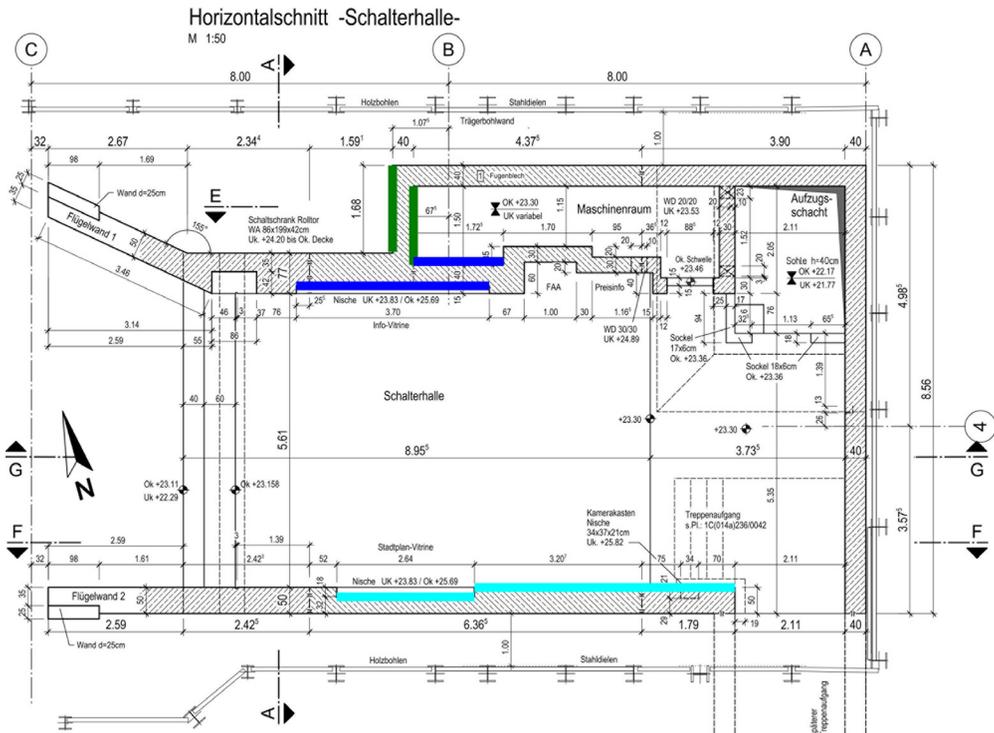


Bild 3: Übersicht der Untersuchungsgebiete

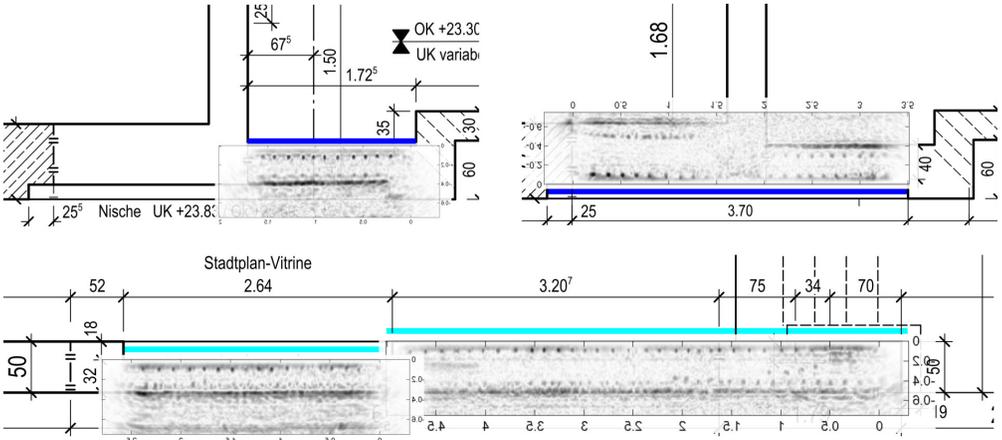


Bild 4: Horizontalschnitte mit Darstellung der Ultraschallmessspuren an den Längswänden



Bild 5: Kernbohrung durch Wandquerschnitt (im hellblauen Bereich in Bild 4); die angeschnittenen Stahlfasern im Bohrloch nahe der Wandoberfläche sind gut erkennbar

In fast allen Bereichen, in denen aufgrund der an der Oberfläche sichtbaren Spuren mit innenliegenden Verdichtungsmängeln zu rechnen war, konnte auf diese Weise eine fehlerfreie Verdichtung des Bauteilinnern nachgewiesen und daher auf eine aufwändige Sanierung verzichtet werden. Lediglich an der Außenwand waren wenige Quadratmeter Wandfläche umfassend instand zu setzen.

4 Lage und Verpresszustand von Spanngliedern an einer Bestandsbrücke

4.1 Ausgangssituation

Für die Huntebrücke bei Oldenburg (Bild 6, links) ist vom Land Niedersachsen aufgrund von Tragfähigkeitsdefiziten ein Ersatzneubau geplant. Beim Bestand sowie beim Neubau handelt es sich um jeweils zwei Teilbauwerke, die während der geplanten Bauzeit wechselseitig für die Verkehrsführung beider Fahrrichtungen genutzt werden können, um Sperrzeiten zu vermeiden [5].



Bild 6: Untersichten der untersuchten Spannbetonbrücke und Messung an einem der Plattenbalken

Für die Rückbaustatik der Teilbauwerke war die Ist-Lage der Spannlieder auf etwaige Abweichungen zu den Soll-Lagen zu überprüfen. Um „Überraschungen“ (unverträgliche Lastumlagerungen) während des Rückbaus zu vermeiden, war außerdem stichprobenartig der Verpresszustand der Hüllrohre festzustellen.

4.2 Durchführung der Untersuchung

Die Untersuchung wurde von einem Brückenuntersichtgerät aus vorgenommen, stichprobenartig nahe den Hoch- und Tiefpunkten der Spannliedführung der Längsträger (Bild 6, rechts).

Die Lageüberprüfung (vertikal und Tiefe) der Spannlieder erfolgte überwiegend stichprobenartig anhand von Einzelmessungen. Für die Untersuchung des Verpresszustands wurden an der Seite des Plattenbalkens Messspuren in engem Messraster aufgenommen. Zur Überprüfung der zerstörungsfrei gewonnenen Erkenntnisse wurden die Hüllrohre minimalinvasiv angebohrt und das Innere der Hüllrohre endoskopisch in Augenschein genommen. Angebohrt wurde in den Hochpunkten der Spannliedlage der obere Rand der Hüllrohre, in den Tiefpunkten der untere Rand, um Beschädigung der Spannlitzen zu vermeiden.

4.3 Untersuchungsergebnisse

Bild 7 zeigt exemplarisch einen Vergleich zwischen Bestandsplänen und Ist-Lage der Spannlieder (Fotomontage) sowie die Ergebnisse einer Messspur etwa drei Meter von der Spannliedhochlage entfernt (Achse 110). Die detektierten Spannlieder sind im Querschnitt (Bestandsunterlagen hier nur für die Hochlage über Stütze 3 in Achse 107 vorhanden, Soll-Lage blau markiert) sowie im Längsschnitt markiert.

Auf dem Ultraschallbild des Balkenquerschnitts sind sämtliche Nutzanzeigen eindeutig identifizierbar: oberflächennahe Bewehrungsseisen (schwarz), Spannlieder (grün) und die Balkenrückwand (Punktlinie), die von den Spannliedern teilweise verdeckt wird. An den drei Spannliedern ist sowohl die Vorderseite als auch die Rückseite des Hüllrohrs erkennbar. Der Nachweis der vollständigen Verpressung der Hüllrohre ist damit an dieser Stelle erbracht.

Am untersten Hüllrohr wurden die Ultraschallergebnisse der Hüllrohre endoskopisch verifiziert. Bild 8 zeigt in der oberen Hälfte des Bohrkanals den umgebenden Beton und in der unteren Hälfte den feineren Verpressmörtel, getrennt durch den tangential aufgebohrten Hüllrohrmantel. Das Hüllrohr ist frei von Luft einschlüssen vollständig mörtelgefüllt.

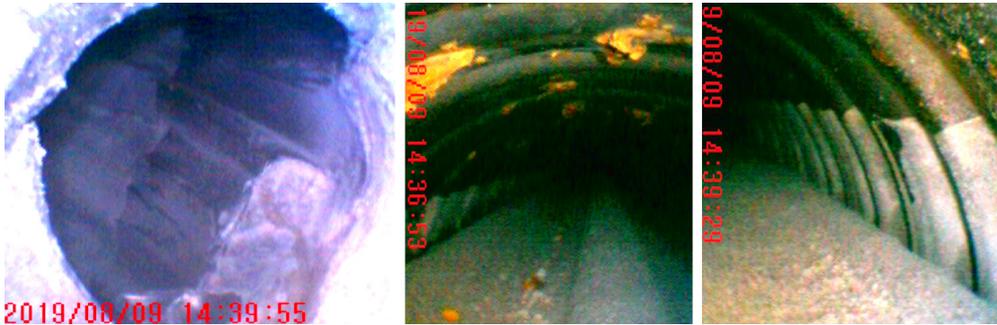


Bild 9: Frontalblick und Seitenblicke mit Endoskop in angebohrtes Hüllrohr mit unzureichender Mörtelverfüllung

die Litzen sind aufgrund der „Mörtelbeschichtung“ augenscheinlich unbeschädigt.

Auch über einer weiteren Stütze deuten Messergebnisse auf nicht oder unvollständig verfüllte Hüllrohre hin. Dabei konnte festgestellt werden, dass der innere Hüllrohrquerschnitt vollständig mörtelgefüllt ist, die oberen Hüllrohrwindungen hingegen keinen Verpressmörtel enthalten. Diese unvollständige Verpressung hat, mutmaßlich infolge Schwindens des Verpressmörtels, dazu geführt, dass Ablösungen zwischen Mörtel und Hüllrohr das Eindringen der Schallwellen ins Hüllrohrinnere verhindern und folglich keine Rückwand sichtbar ist.

5 Fazit

Die Beispiele zeigen eindrucksvoll die Praxisrelevanz des Ultraschallechoverfahrens im Bauwesen. Beide Messeinsätze konnten inklusive der Nebenleistungen Endoskopie bzw. Kernbohrung mit einem Zeitaufwand von jeweils zwei Personentagen vor Ort durchgeführt werden. Neben der Integritätsprüfung des Betons bzw. der Spannglieder konnte jeweils auch die Lagegenauigkeit der schlaffen Bewehrung geprüft werden.

Die Untersuchung des Verpresszustands von Spanngliedern ist eine sehr spezialisierte Anwendung des Ultraschallechoverfahrens. Messergebnisse liegen, wie dargestellt, mit hoher Wahrscheinlichkeit „auf der sicheren Seite“, d. h. falsch positive Interpretationen sind möglich und müssen entsprechend bewertet bzw. falsifiziert wer-

den. Falsch negative Interpretationen, d. h. Anzeige einer Hüllrohrrückwand, obwohl das Hüllrohr unverfüllt ist, sind hingegen unwahrscheinlich.

Eine Verifizierung von Messergebnissen ist in jedem Falle angeraten und, wie gezeigt werden konnte, auch schadfrei möglich.

Literatur

- [1] Schulze, S.: Bauwerksuntersuchung mit Ultraschall. Beton- und Stahlbetonbau 115 (2020) 9, S. 653–661
- [2] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung.
- [3] Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V. (Hrsg.): Merkblatt für Elektrochemische Potentialmessungen zur Detektion von Bewehrungsstahlkorrosion. Berlin, 2014
- [4] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. (Hrsg.): Betondeckung und Bewehrung – Sicherung der Betondeckung beim Entwerfen, Herstellen und Einbauen der Bewehrung sowie des Betons nach Eurocode 2. Berlin, 2015
- [5] Niedersächsische Landesbehörde für Straßenbau und Verkehr, BIM-Pilotprojekt A 29 Huntebrücke: https://www.strassenbau.niedersachsen.de/startseite/projekte/bim_building_information_modeling/pilotprojekte/a_29_huntebruecke/a-29-huntebruecke-174316.htm [geprüft am 01.10.2020]
- [6] Schulze, S.: Einsatz von Ultraschallecho zur Spanngliedortung bei der Verstärkung von Brückenbauwerken. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) 8, S. 521–528

Bildquellen

Alle Bilder: Sebastian Schulze; die Bilder 2–4 und 6–9 wurden bereits in [1], Bild 1 links in [6] veröffentlicht, für den vorliegenden Beitrag aber teilweise modifiziert.

Monitoring von Kräften und signifikanten Bauwerksparametern in einer Stahlbetonbrücke zur Analyse von Schädigungsprozessen

Dipl.-Ing. (FH) Jens Kühnapfel¹, Dipl.-Ing. (FH) Gunter Hahn², Markus Fischer M.Sc.²,
Dipl.-Ing. (FH) Stefan Mortag¹

¹ sains Ingenieure GmbH, Leipzig

² lexB Ingenieurgesellschaft für experimentelle Bauwerksuntersuchung mbH, Leipzig

KURZFASSUNG

Eine Stahlbetonbrücke in Leipzig weist mehrere Jahre nach ihrer Errichtung wiederholt Schäden im Bereich der Übergangskonstruktionen und an den Fahrbahnrändern in Form von Aufwölbungen der Fahrbahnoberflächen auf. Diese resultieren aus dem Aufschieben des unbewehrten und nicht verankerten Aufbetons in Richtung der Randaufkantung der tragenden Überbauplatte.

Im vorliegenden Beitrag wird die Entwicklung und Umsetzung eines Monitoringsystems zur unmittelbaren, kontinuierlichen Kraft- und Temperaturaufzeichnung im Aufbeton aufgezeigt. Mit diesem System konnte der vorherrschende Schädigungsmechanismus am Brückenbauwerk bestimmt und quantifiziert werden.

Es ist den Projektbeteiligten gelungen, ein widerstandsfähiges Monitoringsystem zu entwickeln und zu applizieren, welches bei geringem Platzbedarf und widrigen äußeren Einflüssen bis heute eine zuverlässige Datenermittlung ermöglicht.

1 Einleitung

1.1 Konstruktionsdetails des Bauwerkes

Die Berliner Brücke mit einer Grundfläche von ca. 8.640 m² (ohne Rampen) nördlich des Leipziger Stadtzentrums wurde zwischen 1998 und 2000 errichtet. Auf der Brücke befindet sich die Kreuzung von zwei Hauptverkehrsachsen, weiterhin wird die Straßenbahn der Leipziger Verkehrsbetriebe (LVB) mit zwei einspurigen Richtungsgleisen überführt. Unter dem Bauwerk verlaufen mehrere Gleise der DB AG in nahezu Nord-Süd-Richtung (Bild 1).

Östlich und westlich der Bahntrassen ist jeweils ein Brückenraum vorhanden. Parallel zwischen den Gleisen sind zwei Pfeilerscheiben als Zwischenstützen der Platte angeordnet (Bild 2). Der

Brückenüberbau ist als massive Stahlbetonplatte mit Dicken zwischen 1,1 und 1,3 m und zum Großteil horizontaler Oberseite ausgeführt. Die Oberfläche weist an den zwei langen Armen Richtung Nordost und Südwest ein Gefälle in Richtung der Rampen auf.

Auf der Überbauplatte ist ein unbewehrter und mit Pressfugen unterteilter Aufbeton (= Ausgleichsschicht) mit Dicken zwischen 5 cm und 85 cm betoniert. Dieser dient dem Höhenausgleich zwischen der Straßenbahntrasse im Schotterbett und den Fahrbahnen sowie der Herstellung der kuppenförmigen Gradienten der überführten Straßen. Die Ausgleichsschicht ist durch vertikale Pressfugen in einzelne Segmente von ca. 6 × 6 m Kantenlänge unterteilt. Die Segmente besitzen untereinander keine kraftschlüssige Verbindung und sind nicht mit der Überbau-



Bild 1: Systemübersicht – Luftbild

platte verbunden. Jedoch besitzt diese zur seitlichen Sicherung des Aufbetons an allen Überbauändern umlaufende Aufkantungungen (Bild 3).

1.2 Standsicherheitsnachweise und Konstruktion bei Errichtung des Bauwerkes

Der Aufbeton wurde in den Standsicherheitsnachweisen für die Bemessung von Überbauplatte, Lagern und Unterbauten aus dem Jahr 1997 [1] als Masse berücksichtigt. Ihm wurde

aber keine Plattensteifigkeit zugewiesen, da er in unbewehrte Segmente unterteilt ist. Aufgrund der, im Vergleich zu den Abmessungen der Überbauplatte, zumeist deutlich geringeren Dicke und der ebenfalls viel geringeren Längenabmessungen der einzelnen Aufbetonsegmente ist dies auch gerechtfertigt. Die aus der Ausgleichsschicht resultierende, zusätzliche Überbaudicke wurde beim Nachweis der Überbauplatte im Lastfall ‚Temperaturdifferenz‘ zwischen Ober- und Unterseite der Überbauplatte abmindernd berücksichtigt.

Unberücksichtigt geblieben ist dagegen, dass bei Durchbiegungen der Überbauplatte Schubspannungen zwischen Platte und Ausgleichsschicht hervorgerufen werden. Zudem weist die tragende Platte durch ihre große Masse eine erheblich größere Trägheit bei der Änderung ihrer

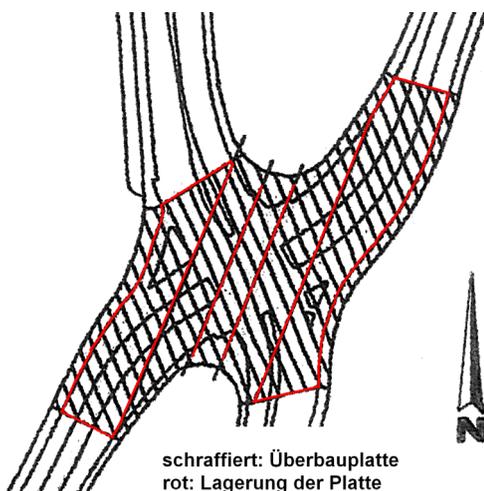


Bild 2: Systemübersicht – Systemskizze

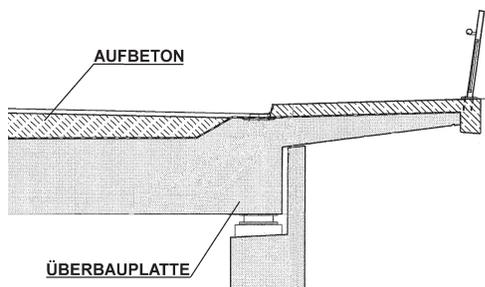


Bild 3: Überbauquerschnitt



Bild 4: Belagschaden vor FÜK

mittleren Temperatur auf als der Aufbeton, welcher zudem von oben direkt durch die Sonneneinstrahlung erwärmt wird. Die mittlere Aufbetontemperatur schwankt somit deutlich mehr als die der Überbauplatte, was zu Dehnungsdifferenzen zwischen beiden Schichten führt.

Die beschriebenen zu erwartenden Dehnungsdifferenzen werden konstruktiv, statt über eine flächige schubfeste Verbindung, nur durch die Anordnung der umlaufenden Aufkantung aufgenommen. Weiterhin wurden in [1] zwar global Bremskräfte von Fahrzeugen für die Überbau- und Lagerbemessung angesetzt, jedoch nicht zur Bemessung der Festhaltung des Aufbetons verwendet.

1.3 Schadensbild am Bauwerk

Nach einigen Jahren traten an den Fahrhahnrandern vor den Kapfen sowie insbesondere im Bereich der Fahrhahnübergänge sichtbare Aufwölbungen der bituminösen Fahrbahnbeläge auf. Zunächst wurde zur Beseitigung der ermittelten Schadstellen der

Fahrbahnbelag abgefräst. Im weiteren Verlauf trat, nach mehrmaligem Fräsen, der Aufbeton zum Vorschein (Bild 4).

Als unmittelbare Schadensursache wurden horizontale Verschiebungen des Aufbetons ermittelt. Die abgeschrägte Randaufkantung der Überbauplatte kann die Verschiebungen des Aufbetons offenbar nicht verhindern (Bild 5).

An den Aufbetonrändern wurden horizontale Verschiebungen bis in den Dezimeterbereich festgestellt. Nach dem Abtragen des Fahrbahn-



Bild 5: Überbaurandbereich nach teilweisem Ausbau des Aufbetons

belags zeigten sich an den ehemals spaltfreien Pressfugen des Aufbetons geöffnete Fugen von mehreren Millimetern bis zu ca. 1,5 cm.

1.4 Sicherungsmaßnahmen

In den Jahren 2012/2013 wurde in zwei Bereichen unmittelbar vor den Fahrbahnübergängen je ein bewehrter Stahlbetonblock (im Folgenden als ‚Verankerungsblock‘ bezeichnet) errichtet (Bild 6). Die Verbindung zwischen diesem neuen, bewehrten Aufbeton und der Überbauplatte wurde mit Tellerankern realisiert. Mit dieser Maßnahme erhoffte man sich, das Verschieben des Aufbetons auf die Randaufkantung mit den resultierenden Belagschäden unmittelbar zu verhindern.

Zwei Jahre nach dem Einbau dieser ersten Verankerungsblöcke waren erneut beginnende Verformungen des Belags zu verzeichnen, sodass in der Folge von einem Versagen der Verankerungen auszugehen war.

Bei den in den Jahren 2015 und 2016 analog geplanten Verankerungen sollten daher die Last-

annahmen angepasst werden. Als problematisch stellte sich heraus, dass der Mechanismus hinter den beobachteten, großen, seitlichen Verschiebungen weiterhin nicht bekannt war und diese Verschiebungen für die Bemessung abgeschätzt werden mussten. In der Folge wurden deutlich höhere Lasten angenommen, was eine Verdopplung der benötigten Telleranker je Verankerungsblock nach sich zog.

1.5 Veranlassung und Zielstellung des geplanten Monitorings

Die Verankerung des Aufbetons wirkt den schädigenden Verschiebungen zunächst entgegen, erzeugt jedoch gleichzeitig Zwängungen im Aufbeton. Diese Lasten wurden als Lagerreaktion auf die Überbauplatte bisher nicht betrachtet.

Auch nach 2016 war die Instandsetzung und Sicherung weiterer Aufbetonränder durch Verankerungsblöcke geplant. Bis dato bestand eine große Unsicherheit bezüglich der möglichen Ursachen und Größen der schädigungswirksamen Mechanismen und der damit verbundenen Dau-



Bild 6: Einbau ‚Verankerungsblock‘ mit Tellerankern und unterer Bewehrungslage

erhaftigkeit der Instandsetzungsmaßnahmen. Daraufhin wurde 2017 die Entwicklung eines Monitoringsystems zur Überwachung des Aufbetons mit folgenden Zielstellungen beauftragt:

- Einbau des Monitoringsystems im Rahmen einer bereits geplanten Sicherungsmaßnahme,
- Direkte Ermittlung der im Aufbeton auftretenden, schädigungswirksamen, horizontalen Kräfte und eines sich ggf. einstellenden maximalen Lastniveaus, aus dem sich Einwirkungen für zukünftige Nachweise ableiten lassen,
- Parallele Messung der Temperaturgradienten am Bauwerk und im Überbauquerschnitt,
- Erfassung und Aufzeichnung der Messdaten für einen Mindestzeitraum von einem Kalenderjahr, um alle jahreszeitlichen Last- und Temperaturzustände im Überbau zu erfassen,
- Kurzzeitmessungen von Überfahrten und Bremsversuchen eines schweren LKW sowie Messungen mit Protokollierungen des laufenden Straßen- und Tramverkehrs.

1.6 Postulierte Lastfälle

Auf Grundlage der vorherrschenden Schadensmechanismen wurden zunächst sieben mögliche relevante Lastfälle betrachtet. Diese waren im Einzelnen:

- **Lastfall 1: Anfahr- und Bremskräfte von Fahrzeugen.** Die Trägheit beim Beschleunigen und Abbremsen der Fahrzeugmassen ruft im Aufbeton eine Gegenkraft hervor, welche zu einer Längsverschiebung führt.
- **Lastfall 2: Fliehkräfte aus Kurvenfahrt.** Alle Straßen auf dem Bauwerk sind in Kurven angelegt, was je nach Geschwindigkeit und Masse beim Befahren der Brücke mehr oder minder große Fliehkräfte und entsprechende Gegenkräfte im Aufbeton erzeugt.
- **Lastfall 3: Horizontaldruck des Gleisschotter.** Das Schotterbett der Tramgleise wird beidseitig vom Aufbeton begrenzt. Bei vertikalen Belastungen ist analog des aktiven Erddruckes bei Böden eine horizontale Reaktion und damit eine Einwirkung im Aufbeton zu erwarten.
- **Lastfall 4: Eisdruck durch Ausfrieren.** Die Abdichtungsebene des Überbaus befindet sich

unter dem Aufbeton. In den Segmentfugen dieser Ausgleichsschicht wurde Stauwasser nachgewiesen. Ein Durchfrieren dieses Wassers kann zu einer Aufweitung der Pressfugen zwischen den Aufbetonsegmenten und zu einer daraus resultierenden Lasterhöhung führen.

- **Lastfall 5: Abgleiten.** Die Oberfläche der Überbauplatte ist in Teilbereichen geneigt. Auf diesen schiefen Ebenen ist ein Abgleiten der Aufbetonsegmente möglich.
- **Lastfall 6: Temperaturdifferenzen.** Unterschiedliche Erwärmung und Abkühlung von Aufbeton und Überbauplatte können zu Dehnungsdifferenzen und damit zu horizontalen Bewegungen führen.
- **Lastfall 7: Durchbiegung der Überbauplatte.** Durchbiegungen der Überbauplatte führen auf Grund der fehlenden schubfesten Verbindung zum Aufbeton zu differentiellen Verschiebungen in der Fuge zwischen beiden Bauteilen.

Alle festgestellten, großen Verschiebungen des Aufbetons können nur auftreten, wenn bei ausreichend hoher horizontaler Kraft die Haftreibung zwischen Aufbeton und Abdichtung auf der Überbauplatte überschritten wird. Maßgeblich dafür ist der Haftreibungskoeffizient, welcher wiederum davon abhängt, wie die Oberflächen in der Gleitfuge beschaffen sind. Verschmutzungen, Oberflächenrauheiten und -unebenheiten, Nässe bzw. Eisbildung und weitere Faktoren beeinflussen die Reibung in erheblichem Maße.

2 Planung und Umsetzung des Monitorings

Bereits zu Beginn der Planungsphase war die Idee geboren, die schädigungswirksamen Kräfte direkt im Aufbeton zu erfassen. Im Gegensatz zu den vielfach im Bauwerksmonitoring praktizierten Dehnungsmessungen sollten damit möglichst viele der postulierten Lastfälle aus Abschnitt 1.6 unmittelbar messtechnisch erfasst, gegeneinander abgegrenzt und, wenn möglich, quantifiziert werden. Weiterhin sind die gemessenen Kräfte auch für zukünftige Bemessungen am Bauwerk zu verwenden.

Der Einbauort des Monitoringsystems stand, bedingt durch die in Planung befindlichen Sicherungsmaßnahmen, für den Sommer 2017 im Voraus fest. Es sollte parallel zur Errichtung des Verankerungsblocks installiert werden. Die Verankerung des Aufbetons erfolgte in Fahrbahn­längsrichtung. Für die hypothetischen Einwirkungen, welche eine Verschiebung quer zur Fahrtrichtung erzeugen, konnte somit keine Kraftaufzeichnung erfolgen. Die Lastfälle ‚Fliehkräfte‘ und ‚Gleisschotterdruck‘ konnten somit nicht betrachtet werden.

Für die direkte Messung der horizontalen Kräfte wurde eine Lösung mittels elektronischer Kraftmesssensoren (KMS) gewählt. Diese sollten im vertikalen Übergang der Fugen zwischen neuem Verankerungsblock und dem Bestandsaufbeton eingebaut werden. Der vorgefundene Aufbeton wies im Einbaubereich des Verankerungsblocks eine mittige Längsfuge auf, was im ersten Schritt der Planung die Anordnung von mindestens zwei KMS erforderte. Auf Grund der beschriebenen Unsicherheiten bei den Lastannahmen sollten die einzubauenden Messgeber auf ca. 200 % der angenommenen Lasten ausgelegt werden. Dies erforderte die Ausführung von KMS mit je 4 MN Traglast, welche aber sowohl die zur Verfügung stehende Bauhöhe im Aufbeton, als auch die Betondruckspannungen durch die begrenzte Lasteinleitungsfläche überschritten hätten. Somit wurden die einzutragenden Lasten regelmäßig auf vier Sensoren á 2 MN verteilt (Bild 7).

Eine besondere Herausforderung stellte weiterhin die Entwicklung eines gekapselten Messsystems dar, da nach dem Einbau und Betonieren keinerlei Zugriff mehr möglich gewesen wäre.

Dieses musste auch unter ungünstigen vorherrschenden Randbedingungen (wie Frost-Tau-Wechsel, Nässe, Temperaturänderung, Salzbelastung) unabhängig, zuverlässig und dauerhaft Werte ermitteln und übertragen.

Um die Lastfälle ‚Eisdruck‘ und ‚Temperaturdifferenzen‘ direkt nachweisen und möglichst von anderen Lastfällen abgrenzen zu können, sollten die Temperaturgradienten im Überbauquerschnitt parallel zu den Kräften tiefengestaffelt erfasst werden. Die Temperatursensoren sollten so geplant werden, dass diese möglichst gleichmäßig über die Höhe des gesamten Querschnittes aus Überbauplatte und Aufbeton verteilt sind (Bild 8). Der oberste und unterste Sensor war möglichst nahe an den Bauteiloberflächen zu platzieren. Ein weiterer Sensor musste möglichst im Bereich der Trennfuge zwischen Überbauplatte und Aufbeton angeordnet sein.

Zusätzlich zu den Temperaturen im Überbau sollten die oberflächennahe Temperatur (unmittelbar unter Kappenoberfläche), die Lufttemperatur im Brückeninnenraum sowie die Außenlufttemperatur im Schatten unter dem benachbarten Kragarm aufgezeichnet werden.

Das Monitoring wurde wie folgt umgesetzt:

Sensoren zur Kraftmessung: Im Bereich des neu einzubauenden Verankerungsblocks wurde das letzte Segment des Aufbetons zwischen der Aufkantung vor der Fahrbahnübergangskonstruktion (FÜK) und der ersten Pressfuge des Aufbetons abgebrochen. Auf der freiliegenden Oberfläche der Überbauplatte wurden Telleranker in mehreren Reihen mit eingebohrten Klebeankern befestigt. Nach oben weisende Kopf-

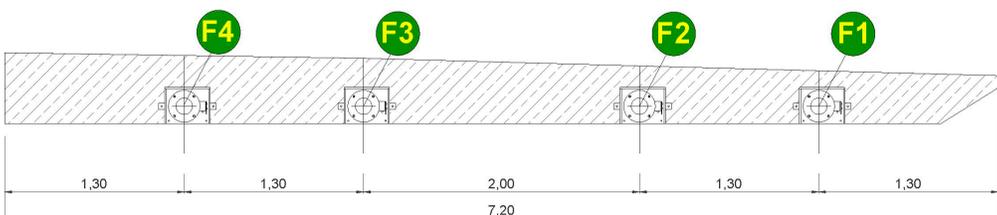


Bild 7: Gewählte Positionierung der Kraftmesssensoren im Aufbetonquerschnitt

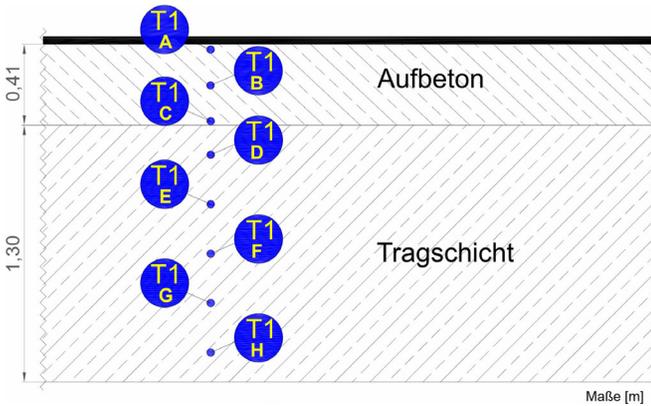


Bild 8: Verteilung der Temperatursensoren über Tragschicht und Aufbeton

Anforderungen der Umgebungsbedingungen widerstehen sollten. Diese wurden in eigens entwickelte und gefertigte Sensorträger mit beweglichen Lasteinleitungsplatten verbaut. Besonderes Augenmerk lag hierbei auch in der Vermeidung von möglichen Einflüssen aus Querbelastungen der Sensoreinheiten. Als zusätzliche Schutzmaßnahmen wurden die Sensorpakete nochmals komplett gekapselt, ohne dabei eine ungewollte Aussteifung innerhalb des Sensorträgers einzubringen.

bolzendübel der Telleranker sind in der Lage, über die Bewehrung des Verankerungsblocks die Auflagerkräfte direkt in den Konstruktionsbeton abzuleiten (siehe Bild 6). Die im Aufbeton auftretenden horizontalen Kräfte werden somit durch die Kraftsensoren gegen das geschaffene Widerlager des Verankerungsblocks geleitet.

Die Positionierung der Kraftmesssensoren erfolgte kurz oberhalb der Abdichtungsebene. Hierfür wurden die Grundplatten der KMS an der vertikalen Oberfläche der ehemaligen Pressfuge angedübelt und somit für die Betonage fixiert (Bild 9).

Sensoren für Temperatur: Für die Temperaturmessungen im Überbauquerschnitt, an der Bauteiloberfläche sowie im Brückenraum kamen unterschiedliche Temperatursensoren zum Einsatz. Es wurde ein Sensorträger entwickelt, mit welchem die Temperaturgradienten im Aufbeton sowie in der Tragkonstruktion parallel gemessen werden können. In einer senkrechten Kernbohrung durch die Überbauplatte wurde der untere Teil des geteilten Sensorträgers positioniert und die Bohrung anschließend verfüllt. Der obere Teil des Sensorträgers wurde

Die gekapselten Kraftsensoren wurden in die Bewehrung des Verankerungsblocks eingebunden (Bild 10). Der Einbau von EPS-Platten mit einem geringen Verformungswiderstand zwischen Alt- und Neubeton ermöglicht die Entkopplung in der Arbeitsfuge und die gezielte Lasteinleitung in die kraftübertragenden Kontaktpunkte an den Sensoren.

Für den Bau der gekapselten Kraftmesseinheiten kamen spezielle Sensoren zum Einsatz, welche den erhöhten



Bild 9: Gekapselte Kraftsensoren vor dem Bewehren



Bild 10: In die Bewehrung eingebundene Kraftsensoren vor dem Betonieren

an der Bewehrung des Verankerungsblockes fixiert und nach der Betonage vom neuen Beton umschlossen (Bild 11). Die Oberflächentemperaturmessung erfolgt unmittelbar unter der Bauteiloberfläche der benachbarten Kappe.

Alle benötigten Lufttemperatursensoren wurden an geeigneter Stelle im Brückenraum und unterhalb des Kragarmes auf der Außenseite der Brücke installiert, um möglichst ungestörte Temperaturverhältnisse zu erhalten.

Datenerfassung und Funktionstest: Die Datenerfassung der einzelnen Sensoren erfolgt über mehrere Messverstärker im Brückeninnenraum. Die Erfassung und Speicherung der Daten wird dabei kontinuierlich über ein computerunterstütztes Messsystem realisiert.

Die Abtastrate des Langzeitmonitorings wurde im Laufe der Messungen angepasst und mit

einem 50-Sekunden-Takt optimiert [4], [5]. Hierdurch wurde schon im Vorfeld die Anpassung der benötigten Datenmengen auf die Anforderungen des Monitorings erreicht. Zur Erfassung der Lastfälle aus den kurzzeitigen Beanspruchungen aus dem Straßen- und Tramverkehr wurden zusätzlich gesonderte Messkampagnen mit hoher Abtastrate geplant und durchgeführt.

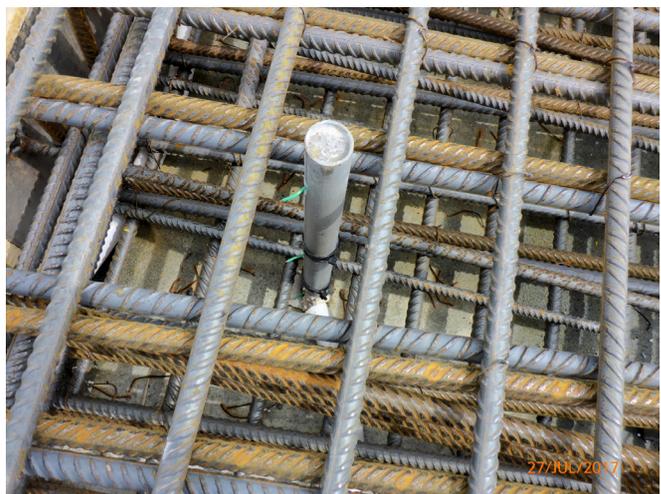


Bild 11: Sensorträger im Bewehrungskorb vor der Betonage

Nach dem Applizieren der Sensoren erfolgte die Betonage des neuen Verankerungsblocks. Durch die hieraus entstehende Hydratationswärme im Beton konnten erste Messergebnisse verzeichnet werden. Proportional zur Erwärmung des Betons wurde ein erster Kraftanstieg – in Summe bis zu 50 kN – registriert. Das sensible Verhalten unseres implementierten Monitoring-systems konnte auch beim späteren Aufbringen der neuen Asphaltfahrbahn einen signifikanten Anstieg der Kräfte parallel zum Temperaturanstieg im Brückenüberbau aufzeigen.

3 Messergebnisse und deren Interpretation

3.1 Kurzzeitversuche

Um die Auswirkungen des Verkehrsgeschehens zu verifizieren, wurden in zwei Messkampagnen die Lastfälle 1 und 7 untersucht. Hierbei wurden hohe Abtastraten gewählt, um die Kraftreaktionen an den einzelnen KMS parallel zu den Fahrzeugüberfahrten zu registrieren. Ein Beispiel der Messwertkurven zeigt Bild 12.

Diese Versuche der Kurzzeit-Messkampagne erfolgten mit einem auf 18,0 t Gesamtgewicht beladenen, vierachsigen Muldenkipper. Der Messbereich wurde von diesem in beiden Richtungen mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten überfahren. Weiterhin wurden mehrere Bremsversuche in unterschiedlichen Geschwindigkeiten und Abständen zu den KMS durchgeführt. In einer zweiten Messkampagne wurde der laufende Straßen- und Tramverkehr zu den auftretenden Kräften protokolliert.

Die durchgeführten Messungen wiesen an allen KMS kurzzeitige Lasterhöhungen bei den Überfahrten auf, sowohl unmittelbar auf der Straße über dem Messbereich als auch auf den Straßenbahngleisen oder der Gegenfahrbahn. Alle erhöhten Kräfte gingen bei den einzelnen Überfahrten mit dem LKW jeweils innerhalb weniger Minuten auf den Ausgangswert zurück. Aus dem Vergleich der Versuche mit und ohne Bremswirkung konnte der Anteil der Plattenverformung (Lastfall 7) am gesamten Kraftanstieg abgeschätzt werden. Auch die Kraftanstiege bei den protokollierten Über-

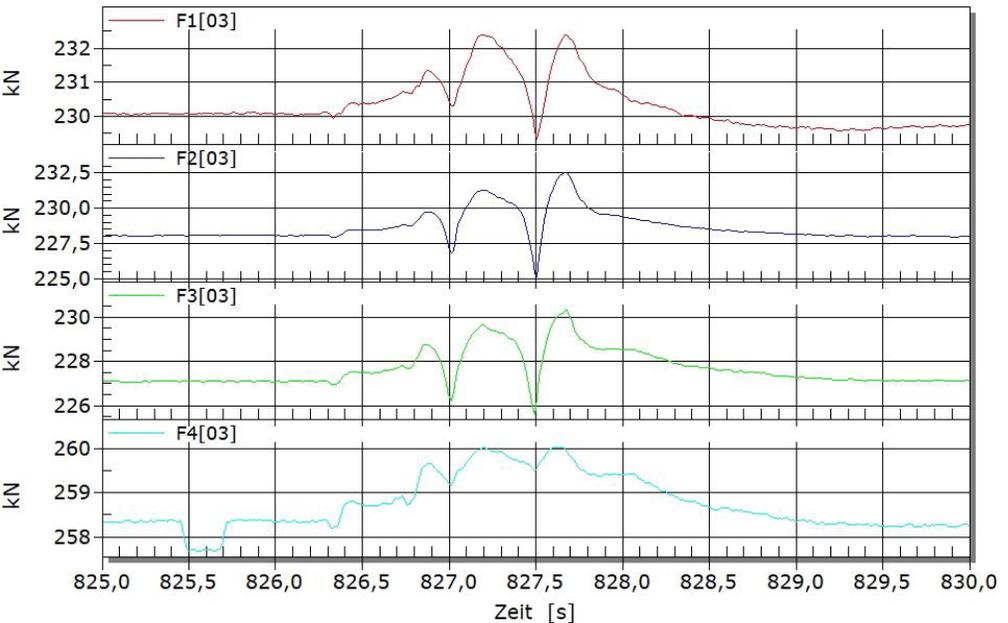


Bild 12: Beispiel Messung Überfahrt LKW – Kraftkurven der vier KMS

fahrten auf der Gegenfahrbahn bestätigen den Lastfall 7.

Die Ergebnisse der Kurzzeitmessungen [3], [6] zeigen die Empfindlichkeit des Messsystems und den Einfluss von Fahrzeugüberfahrten sowie Bremsen und Beschleunigen auf die Brücke. Zum Versuchszeitpunkt waren alle Verformungen aus den Kurzzeitversuchen elastischer Natur und die Lastfälle 1 und 7 sind somit als nicht schädigungsrelevant zu werten.

3.2 Langzeitmonitoring

Für die Auswertung des nunmehr seit über drei Jahren laufenden Langzeitmonitorings wurden Messdaten ab August 2017 herangezogen. Zu diesem Zeitpunkt waren die zeitlich begrenzten Einwirkungen von nicht konstruktionstypischen Einwirkungen aus der Herstellung des Verankerungsblocks und der Fahrbahn weitgehend abgeklungen und die Kräfte der einzelnen KMS stabilisiert.

Durch die gewählte Abtastrate sind die Auswirkungen der vor allem durch Sonneneinstrahlung induzierten Temperaturänderungen geglättet sowie Werte der einzelnen KMS hinreichend

genau beschrieben. Kurzzeitige Schwankungen, insbesondere aus dem Verkehrsgeschehen, sowie die systemeigenen Messwertschwankungen werden hingegen aus den Messdaten weitestgehend herausgefiltert.

Im Diagramm in Bild 13 wurde über den gesamten Zeitraum des Langzeitmonitorings der Verlauf der Summe aller KMS in Rot dargestellt. Der Verlauf der mittleren Aufbetontemperatur ist demgegenüber in blau abgebildet. Der Verlauf lässt einen langfristigen Trend der Kraftzunahme im Aufbeton erkennen. Ein Ende der Kraftzunahme ist momentan noch nicht absehbar.

Diesem langfristigen Trend unterliegen starke Schwankungen innerhalb kurzer Zeiträume (Stunden bis Tage). Diese Kraftamplituden sind je nach Jahreszeit unterschiedlich groß. In den Wintermonaten liegen deutlich geringere Schwankungen als im Sommer vor. Hieraus ist bereits eine signifikante Abhängigkeit der auftretenden Kräfte von den Temperaturen im Aufbeton abzuleiten.

Auffällig ist die Trendlinie der Kraft bei abfallenden Temperaturen. Diese fällt nicht pro-

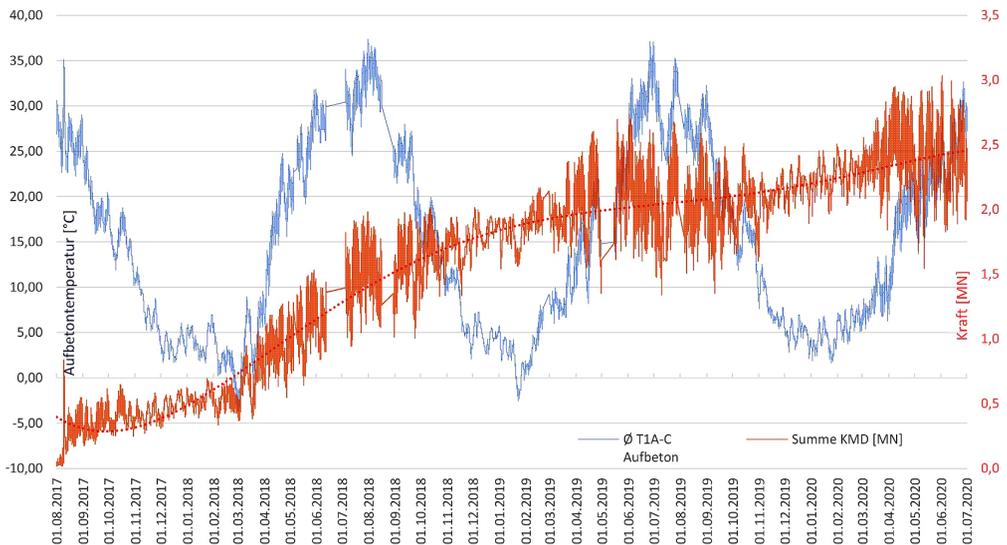


Bild 13: Langzeitmonitoring – Kräftesumme und mittlere Aufbetontemperaturen 2017–2020

portional zur Abkühlung, sondern lediglich der Anstieg, und somit die mittlere Rate des Kraftzuwachses, flacht etwas ab bzw. verstärkt sich sogar noch gering (1. Quartal 2019). Dies zeigt, dass sich das Verhalten des Aufbetons mit einem einfachen Modell, in dem die Temperaturen und die Kräfte (z. B. als Reaktion auf behinderte Dehnung) direkt proportional sind, nicht ausreichend beschreiben lässt.

Die Ursache für das stetige Anwachsen der gemessenen Kräfte im Aufbeton, die in der Regel im Winterhalbjahr abfallen müssten, konnte noch nicht eindeutig geklärt werden. Das vorliegende Verhalten der Konstruktion ist insbesondere dahingehend bemerkenswert, als dass der Aufbeton durch diverse Fugen unterbrochen und unbewehrt ist. Bei ausreichender Abkühlung sollten sich die Fugen quer zur Kraftrichtung öffnen und einen Abbau der zuvor durchgeleiteten Druckkräfte aus Temperaturausdehnung bewirken.

Die Kurve der mittleren Aufbetontemperatur bildet sowohl den Verlauf der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen als auch den täglichen Temperaturgang deutlich ab.

Analog zu den Schwankungen der KMS-Summe sind auch die Temperaturschwankungen im Winter deutlich geringer als im Sommer. Um diesen Zusammenhang zu verifizieren, wurden innerhalb eines definierten Zeitraums (hier 24 h) die minimalen und maximalen Messwerte ermittelt und als laufende Werte ausgegeben. Man erhält hiermit eine Aussage über die maximale Amplitude im betrachteten Zeitfenster. Dieser Wert wird in der Grafik in Bild 14 für die mittlere Aufbetontemperatur und die KMS-Summe dargestellt.

Es zeigt sich hierin eine weitgehende Korrelation dieser beiden Kurven. Hieraus ist abzuleiten, dass die Schwankungen der gemessenen Kräfte offensichtlich unmittelbar an die Schwankungen der Aufbetontemperatur gekoppelt sind. Weiterhin wird die Aussage bestärkt, dass nicht die absolute Temperatur des Aufbetons die Größe der gemessenen Kräfte bestimmt, sondern deren Amplitude.

Um den Lastfall ‚Eisdruck‘ durch Ausfrieren von mit Wasser gefüllten Pressfugen zu betrachten, wurden die aufgezeichneten Temperaturdaten gefiltert, bei denen ein beliebiger Sensor im Aufbeton Temperaturen $< 0\text{ }^{\circ}\text{C}$ aufwies und

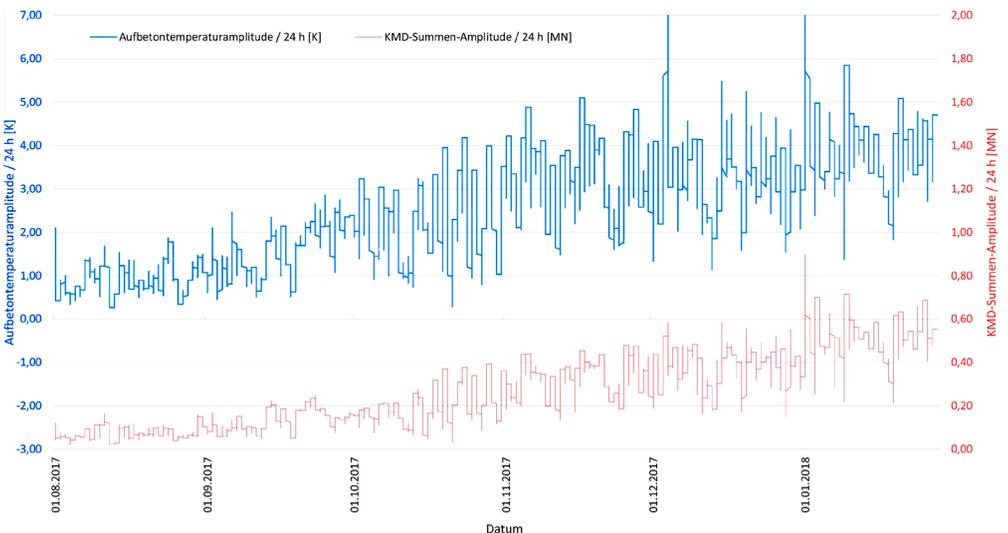


Bild 14: Aufbetontemperaturamplitude zu KMS-Summenamplitude

gleichzeitig ein fallender Temperaturtrend im Aufbeton vorlag. Damit wurde der Fall ausgeschlossen, dass eine Kräfteerhöhung direkt aus einer Temperaturerhöhung auf einem Level $< 0\text{ }^{\circ}\text{C}$ resultiert. Bei diesem betrachteten Lastfall ist eine Zunahme der Kräfte durch die mögliche Eisdruckbildung im Vergleich zu den unmittelbaren davor- und dahinterliegenden Zeiträumen zu erwarten. Im bisherigen Messzeitraum konnte ein solches Verhalten nicht registriert werden. Der Fall kann vor dem Monitoringzeitraum aufgetreten sein und ist für die Zukunft nicht auszuschließen. Ein maßgeblicher Anteil an den vorgefundenen Schäden ist auf Grund der Seltenheit der notwendigen Umgebungsbedingungen zum Ausfrieren der gefüllten Pressfugen unwahrscheinlich.

Beim postulierten Lastfall ‚Abgleiten‘ (ohne zusätzliche Einwirkung aus z. B. Temperatur) wurde ein ähnliches Verfahren angewendet. Dieser Lastfall tritt bei sonst gleicher äußerer Belastung am ehesten auf, wenn die Haftreibung zwischen Abdichtung und Aufbeton möglichst gering ist. Dies ist am wahrscheinlichsten, wenn sich Eis in der nachweislich zumeist mit Wasser gefüllten Lagerfuge bildet. Auch hier wurden nur Zeiträume mit einer relativen Abkühlung gewertet. Ein relevanter Kraftanstieg bei den vorgenannten Bedingungen konnte im Zeitraum des Monitorings nicht nachgewiesen werden.

4 Fazit

Als maßgebliche Ursache für die auftretenden hohen Kräfte im Aufbeton und die damit beobachteten Schäden an den Aufbetonrändern sind Unterschiede in der Dehnung von Überbauplatte und Aufbeton als Reaktion auf von außen einwirkende Temperaturveränderungen anzusehen. Diese leiten sich zum einen aus den stark abweichenden Bauteildicken beider Schichten ab, was zu stark unterschiedlichen absoluten Wärmekapazitäten und -trägheiten führt. Zum anderen ist der Aufbeton nahe der Brückenoberseite stark von der Sonneneinstrahlung und der Außenlufttemperatur beeinflusst, während die Überbauplatte in den

großen Brückenräumen kaum Änderungen der Umgebungstemperatur erfährt.

Die bisher dokumentierten Belastungen am neu hergestellten, horizontalen Widerlager des Aufbetons übersteigen zwischenzeitlich die für dessen Bemessung verwendete charakteristische Lastannahme. Ein maximales Lastniveau ist bisher nicht erreicht. Um eine verlässige Aussage zu den auftretenden Kräften im Aufbeton des Brückenbauwerks zu erhalten, ist die Fortsetzung der Datenerfassung angezeigt.

Literatur

- [1] Leonhardt, André und Partner: Berliner Brücke – Neubau; Standsicherheitsnachweis. Dresden, 10/1997 (unveröffentlichtes, internes Dokument)
- [2] Leonhardt, André und Partner: Berliner Brücke – Neubau, Ausführungsplanung. Dresden, 1997–2000 (unveröffentlichtes, internes Dokument)
- [3] Kühnapfel, J.: BW I/R 05 – Berliner Brücke – Gutachten zu Verschiebungen des Aufbetons an den Überbaurändern auf Basis Monitoring – Auswertung 08/2017 bis 03/2019. Leipzig, 18.07.2019 (unveröffentlichtes, internes Dokument)
- [4] Ingenieurgesellschaft für experimentelle Mechanik mbH: Entwicklung eines Monitoring-Systems zur Ermittlung von Druckkräften und Temperaturen – 1. Zwischenbericht. Markkleeberg, 22.08.2017 (unveröffentlichtes, internes Dokument)
- [5] Ingenieurgesellschaft für experimentelle Mechanik mbH: Entwicklung eines Monitoring-Systems zur Ermittlung von Druckkräften und Temperaturen – 2. Zwischenbericht. Markkleeberg, 01.06.2018 (unveröffentlichtes, internes Dokument)
- [6] Ingenieurgesellschaft für experimentelle Mechanik mbH: Entwicklung eines Monitoring-Systems zur Ermittlung von Druckkräften und Temperaturen – Bericht zu den Überfahrtsmessungen am 13.09.2018. Markkleeberg, 21.09.2018 (unveröffentlichtes, internes Dokument)

Bildquellen

Bild 1: Stadt Leipzig, Geodatenservice
 Bilder 2–4, 6, 12, 13, 14: Jens Kühnapfel
 Bild 5: Uwe Roland, Stadt Leipzig, Verkehrs- und Tiefbauamt (VTA)
 Bilder 7–11: Gunter Hahn

Structural Health Monitoring der Maintalbrücke Gemünden zur Unterstützung einer prädiktiven Instandhaltung

Dr.-Ing. Ralf Herrmann, Dr.-Ing. Ronald Schneider, Patrick Simon M.Sc.,
Dr.-Ing. Falk Hille, Dipl.-Ing. Samir Said, Dr.-Ing. Matthias Baeßler
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin

KURZFASSUNG

Nach den bisherigen Regeln werden Bauwerksprüfungen von Brücken in starr definierten Intervallen durchgeführt. Diese starre, periodische, zustandsbasierte Instandhaltungsstrategie soll zukünftig durch eine flexible und prädiktive Instandhaltung ersetzt werden. Hierbei sollen Inspektionen und Instandhaltungsmaßnahmen unterstützt durch autonome Systeme auf der Grundlage von Monitoringdaten geplant und zusätzlich bei unvorhergesehenen Ereignissen ausgelöst werden. Im Rahmen des Verbundforschungsvorhabens AISTEC wird ein Vorgehen für Großbauwerke und kleinere Regelbauwerke zur Umsetzung eines kombinierten globalen, schwingungsbasierten und quasistatischen Monitorings entworfen. An der Maintalbrücke Gemünden – einer semiintegralen Rahmenbrücke aus Spannbeton auf der Schnellfahrstrecke Hannover–Würzburg – wurde als Demonstrator ein Dauermonitoring realisiert.

1 Einleitung

Eine verfügbare und zuverlässige Verkehrsinfrastruktur ist eine Grundvoraussetzung für wirtschaftliches Wachstum in Deutschland [1]. Brücken sind kritische Bestandteile der Verkehrsnetze, die dauerhaft Schädigungsprozessen und hohen Lasten ausgesetzt sind. Um die Verfügbarkeit und Zuverlässigkeit der Brücken in deutschen Verkehrsnetzen sicherzustellen, wird derzeit unabhängig vom Bauwerk die gleiche Instandhaltungsstrategie verfolgt [2], [3]. Die Brücken werden im Abstand von sechs Jahren aufwendig durch Bauwerksprüfer handnah visuell inspiziert. Befunde werden Bauteilen zugeordnet und in speziellen Datenbanksystemen (z. B. SAP R/3 Netz bei der Deutschen Bahn) und parallel in herkömmlichen Bauwerksbüchern dokumentiert. Hierbei werden die Position und Art der Befunde allgemein beschrieben und Fotos von den Befunden hinterlegt. Anschließend werden die Bauwerksteile durch die Bauwerksprüfer mit Zustandsnoten bzw. -kategorien bewertet.

Mit Hilfe empirischer Modelle werden die Zustandsnoten für die Bauteile in einer Gesamtzustandsnote für das Bauwerk zusammengefasst [4]. Die Zustandsnoten und die dokumentierten Informationen über die Befunde bilden dann die Basis für Entscheidungen über bauliche und betriebliche Maßnahmen. Hierzu werden beispielsweise bei der Deutschen Bahn Entscheiderkonferenzen bestehend aus Anlagenverantwortlichen, Fachbeauftragten und Leitern der Bereiche Instandhaltung, Planung und Steuerung durchgeführt. Mit dieser größtenteils analogen Herangehensweise managt z. B. die Deutsche Bahn ca. 26.000 Eisenbahnbrücken.

Zukünftig soll die Zustandserfassung und -bewertung von Brücken und anderen Ingenieurbauwerken vollständig digitalisiert werden. In diesem Kontext erforschen Wissenschaftler der Bauhaus-Universität Weimar (BUW) und der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) zusammen mit der DB Netz AG und dem Ingenieurbüro Leonhardt, Andrä und

Partner (LAP) im Verbundforschungsvorhaben AISTEC Lösungen zur automatischen Zustandserfassung und -bewertung von Infrastrukturbauwerken anhand von Bild- und Sensordaten [5]. Die Forscher der BUW setzen automatisiert fliegende, unbemannte Flugsysteme (UAS) ein, um hochauflösende Bilder aus geringem Abstand zu den Bauwerken aufzunehmen, aus denen anschließend präzise, georeferenzierte 3D-Bauwerksmodelle konstruiert werden [6]. Mit Methoden der *künstlichen Intelligenz* werden sichtbare Bauwerksschäden wie Risse und Rostfahnen automatisiert in den Bildern identifiziert.

Parallel erforschen die Wissenschaftler der BAM globale, sensorbasierte Monitoringverfahren, mit denen komplementär zu den zeitlich diskreten Inspektionen mit UAS der Bauwerkszustand kontinuierlich überwacht wird. Hierbei erfassen fest an den Bauwerken installierte Sensoren Bauwerksdaten, anhand derer mit Methoden des *Structural Health Monitorings* (SHM) potenziell kritische Bauwerksschäden automatisch identifiziert werden [7]–[12]. Falls Schäden durch das kontinuierliche Monitoring entdeckt werden, können automatisch zusätzliche Inspektionen mit UAS ausgelöst werden. Die aus Bildern konstruierten 3D-Bauwerksmodelle werden in einer von Forschern der BUW entwickelten kollaborativen virtuellen Realität (VR) visualisiert [13]. Hier können mehrere Personen das 3D-Modell gleichzeitig auf einer Leinwand sehen bzw. diskutieren und bekommen individuell das perspektivisch korrekte Bild dargestellt. Die aus Bild-, Sensor- und Simulationsdaten ermittelten Zustandsinformationen werden mit dem virtuellen Bauwerk überlagert und können mittels Visualisierungs- und Interaktionstechnologien in der VR-Umgebung begutachtet werden. Hierdurch wird Bauwerks-Experten und anderen Entscheidungsträgern eine Zustandsbewertung aus der Ferne ermöglicht.

Perspektivisch soll die aktuelle starre, zustandsbasierte Instandhaltung von Brücken und anderen Ingenieurbauwerken durch eine objektbezogene, flexiblere, effizientere und

prädiktive Instandhaltung ersetzt werden. Hierzu werden gekoppelte Schädigungs- und Strukturmodelle der Bauwerke anhand von Bauwerksdaten kalibriert, die am realen Bauwerk erfasst werden, wodurch Vorhersagen des Bauwerkszustands und der Bauwerkszuverlässigkeit aktualisiert werden können [14]–[16]. Diese Prognosen bilden die Grundlage für eine risiko- und kostenoptimierte prädiktive Planung von Inspektionen und Instandhaltungsmaßnahmen. In der Offshore-Windindustrie werden diese Ansätze schon konkreter für das Erhaltungsmanagement von Tragstrukturen von Windkraftanlagen umgesetzt [17].

Im Rahmen des AISTEC-Projektes werden die Verfahren zur bild- und sensorbasierten Zustandserfassung und -bewertung an der Maintalbrücke Gemünden angewendet. Die Konzeption und Umsetzung des globalen, sensorbasierten Monitorings der Brücke werden in diesem Beitrag dargestellt.

2 Konzeption eines globalen SHM zur Überwachung der Maintalbrücke Gemünden

Im Lebenszyklus von Brücken bestehen vielfältige Einsatzmöglichkeiten für sensorbasierte Monitoringverfahren. In der Betriebsphase werden solche Verfahren zurzeit hauptsächlich angewendet, nachdem potenziell kritische Schäden bzw. Schädigungsprozesse identifiziert wurden. In diesem Fall werden meistens Struktur- und Schädigungsmodelle zur quantitativen Bewertung und Prognose des Bauwerkszustandes eingesetzt. Die Eingangsgrößen und Parameter der Modelle werden dann häufig auf der Grundlage von zerstörungsfreien Prüfungen und sensorbasiertem Monitoring bestimmt [18]. Die quantitativen Analysen dienen anschließend als Grundlage für Entscheidungen über Reparaturen, Verstärkungen, Nutzungseinschränkungen, Sperrungen oder sogar einen Bauwerksersatz. Teilweise wird die Wirksamkeit von Instandsetzungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen durch ein gezieltes lokales und/oder globales, sensorbasiertes Monitoring überwacht [19]. Falls eine quantitative Model-

lierung der relevanten Schädigungsprozesse nicht möglich ist (wie z. B. im Fall von Spannungsrissskorrosion von Spannstählen), wird der Schädigungsfortschritt häufig durch ein Dauermonitoring überwacht, wodurch kontinuierlich Informationen für eine rechtzeitige Ableitung von notwendigen Maßnahmen bereitgestellt werden [20].

Im Verbundforschungsvorhaben AISTEC werden verschiedene globale Monitoringverfahren, die bisher unter Laborbedingungen oder einzeln an Strukturen getestet wurden, in Kombination miteinander unter realen Bedingungen und in Bezug zur Modellierung von Bauwerken als digitaler Zwilling erprobt. Ziel ist es, in der Betriebsphase von Brücken automatisch potenziell kritische Bauwerksschäden bzw. -veränderungen zu identifizieren und diese, soweit möglich, mittels Drohnenbefliegungen zu validieren. Ein Ansatz basiert auf der Grundidee, dass Schäden die Steifigkeit und somit die Schwingungseigenschaften eines Bauwerks beeinflussen. Änderungen in den Schwingungseigenschaften deuten deswegen gegebenenfalls indirekt auf Bauwerksschäden hin. Für die Schadensdetektion anhand von Vibrationsdaten werden moderne stochastische, unterraumbasierte Verfahren (engl. *stochastic subspace-based damage detection*, SSDD) angepasst [7]–[9]. Des Weiteren werden Bauwerksverformungen (z. B. Neigungen) während definierter Belastungstests gemessen und in Form von Einflusslinien ausgewertet. Änderungen in den gemessenen Einflusslinien ermöglichen die Identifikation von Bauwerksschäden [10].

Über diese beiden rein datenbasierten Ansätze hinaus werden innovative, modellbasierte Verfahren verwendet, die probabilistische physikbasierte Bauwerksmodelle anhand gemessener dynamischer und statischer Monitoringdaten mit Bayes'schen Methoden aktualisieren bzw. kalibrieren und somit eine Systemidentifikation und Identifikation des Schädigungszustandes ermöglichen [11], [12]. Bei der Umsetzung von sensorbasierten Monitoringverfahren muss beachtet werden, dass sowohl das Bauwerksverhalten als auch das Messverhalten von Senso-

ren durch sich ändernde Umweltbedingungen beeinflusst werden. Aus dem an der Maintalbrücke Gemünden umgesetzten Monitoring sollen adaptiv übertragbare, allgemeine Vorgehensweisen abgeleitet werden.

2.1 Maintalbrücke Gemünden

Die Maintalbrücke Gemünden ist Teil der 327 km langen Schnellfahrstrecke Hannover–Würzburg, die das Maintal bei der Ortschaft Gemünden am Main in einer Höhe von 27 m überspannt [21]. Sie stellt die Verbindung zwischen dem 1.141 m langen Einmalbergtunnel im Norden und dem 5.528 m langen Mühlbergtunnel im Süden her. Baubeginn für die Brücke war im Jahr 1982, und die Fertigstellung erfolgte innerhalb von 30 Monaten im September 1984. Vor der regulären Inbetriebnahme im Mai 1988 wurden auf der Strecke umfassende Versuchsfahrten [22], wie beispielsweise die ICE-Weltrekordfahrt, und Bauwerksmessungen seitens der DB durchgeführt. Seitdem wird die Brücke durch Personen- und Güterzüge befahren.

Die Maintalbrücke ist eine Spannbetonbrücke und besteht aus mehreren Teilbrücken. Ihre Gesamtlänge ist 793,5 m (ohne Widerlager), siehe Bild 1. Die Vorlandbrücken bestehen auf der Südseite aus einem dreifeldrigen Durchlaufträger und auf der Nordseite aus zwei Durchlaufträgern mit ebenfalls drei Feldern, die im Taktchiebeverfahren über Hilfsstützen von beiden Widerlagerseiten aus hergestellt wurden. Das Hauptbauwerk bildet die den Main überspannende Strombrücke, die als Trapezrahmen mit V-Stützen konstruiert ist. Als semiintegrales Bauwerk besitzt die Brücke ein statisch unbestimmtes Verhalten und eine komplexe Zwangseinwirkung aus Temperatur.

Die beiden Randfelder haben eine Stützweite von 82 m und das Mittelfeld von 135 m, wobei durch die V-förmige Ausbildung der Stützen die effektive Stützweite 108 m beträgt. Die Strombrücke wurde im Freivorbau errichtet. Für die Herstellung der V-Stützen wurden Kletterschalungen verwendet. Sie ruhen auf Betongelenken, welche unter der Geländeoberkante ange-

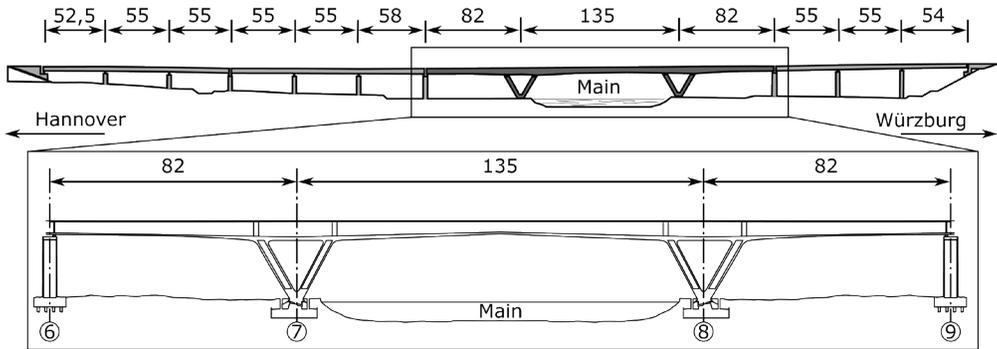


Bild 1: Ansicht der Maintalbrücke Gemünden (oben) und Längsschnitt der Strombrücke (unten)

ordnet sind, um möglichst viel Rahmenhöhe zu gewinnen. Das Bauwerk wurde von LAP geplant, die u. a. die Expertise für die unbewehrten Betongelenke einbrachten, welche hier erstmalig bei einer deutschen Eisenbahnbrücke Anwendung fanden [23]. Neben der Charakteristik des Bauwerks und den vorhandenen Bauwerksmessungen hat auch das organisatorische Zusammenspiel der Projektpartner zur Auswahl des Bauwerks für die Forschungsarbeiten im AISTEC-Projekt beigetragen.

Seit Errichtung der Brücke wurden acht Haupt- und Sonderprüfungen durchgeführt. Die erste erfolgte in den Jahren 1984/85 vor der Bauabnahme. Dabei wurden neben Kiesnestern unkritische Risse und eine zu geringe Betondeckung festgestellt, die instandgesetzt wurden. Die letzte reguläre Brückenhauptprüfung erfolgte im September 2019 mit einem Brückeninspektionsgerät, um alle Bereiche der Brücke inspizieren zu können.

Potenziell kritische Schäden bzw. Veränderungen an der Maintalbrücke Gemünden können unter anderem durch Korrosion an den Spanngliedern und ggf. durch deren korrosionsinitiierte Materialermüdung auftreten, was unter Umständen zum Teilverlust der Vorspannung führen würde. Außerdem können im Falle von Hochwasser durch Schiffsanprall Schäden an der Tragstruktur auftreten. Daneben stellen die beiden Betongelenke bedeutende konstruktive Details dar, deren Schadensfreiheit für die Integrität des Bauwerks existenziell ist. An einer der

beiden Stützenfüße wurde im Rahmen von Begleitmessungen eine Rissigkeit des Betons im Bereich des Betongelenks festgestellt, deren Ursache vielfältig sein kann.

2.2 Umgesetzte Monitoringmaßnahmen zur globalen Überwachung

Für die Ableitung konkreter Monitoringmaßnahmen (bzw. Messaufgaben) wurde davon ausgegangen, dass an dem intakten Bauwerk (a) dynamische Bauwerksantworten angeregt durch ambiente und verkehrsbedingte Einflüsse kontinuierlich, (b) statische Bauwerksverformungen kontinuierlich und während definierter Überfahrten mit Belastungszügen und (c) Temperaturen im Beton, Schotterbett und Lufttemperaturen kontinuierlich mit einer begrenzten Anzahl an Sensoren gemessen werden müssen. Zusätzlich werden gezielt Oberflächendehnungen des Betons in bestimmten Messquerschnitten kontinuierlich und während definierter Überfahrten mit Belastungszügen gemessen. Dadurch können u. a. aktuelle Messungen mit Messungen, die vor der Inbetriebnahme der Brücke durchgeführt wurden [22], verglichen werden. Zusammen mit der numerischen Vorbetrachtung wurden für das Bauwerk die in Tabelle 1 angegebenen Monitoringmaßnahmen abgeleitet.

2.2.1 Numerische Vorbetrachtung

Das statische und dynamische Tragverhalten der intakten Brücke wurde anhand numeri-

Maßnahme	Beschreibung	Zielsetzung
T	Temperaturmessung, Luft, Beton, Schotter	Untersuchung Temperatureinflüsse, Temperaturkompensation der Messungen, probabilistische Systemidentifikation und SHM
V	Vibrationen des Brückenüberbaus	SSDD-Schadensdetektion, deterministische und probabilistische Systemidentifikation und SHM
N	Neigungen des Brückenüberbaus	Einflusslinienverfahren, probabilistische Systemidentifikation und SHM
TD	Zugdurchfahrtserkennung und Schwellenerschütterung	Positionsschätzung bei Zugüberfahren, Einflusslinienverfahren, Vergleich mit bestehenden Messungen, probabilistische Systemidentifikation und SHM
D	Oberflächendehnungen von Bodenplatte und Hohlkastendecke	SSDD-Schadensdetektion, Vergleich mit bestehenden Messungen, probabilistische Systemidentifikation und SHM

Tabelle 1: Realisierte Monitoringmaßnahmen mit Zuordnung zu den unterschiedlichen Zielsetzungen des sensorbasierten Monitorings der Maintalbrücke Gemünden

scher Berechnungen auf Basis des kommerziellen FEM-Programmsystems ANSYS bestimmt.

Die Ergebnisse einer numerischen Modalanalyse wurden anhand von vorab durchgeführten Testmessungen mit Beschleunigungssensoren validiert. Weiterhin konnte so abgeschätzt werden, welche höheren vertikalen Moden noch Anregung erfahren und messbar sind. Die Ergebnisse der Testmessung gaben auch Hinweise auf das untere Frequenzlimit der auszuwählenden Sensoren.

Die mit einer numerischen Modalanalyse bestimmten Modalformen wurden anschließend genutzt, um das Messstellenschema der Vibrationssensoren festzulegen. Die ersten longitudinalen, transversalen und torsionalen Modalformen wurden qualitativ für die Platzierung der entsprechenden Sensoren verwendet. Die vertikalen Modalformen wurden als Eingangsparameter für eine quantitative Sensorplatzierung

mit dem *Effective Independence Algorithmus* [24] herangezogen.

Mittels des numerischen Modells und den Berichten von Probelastungen [22] wurden ebenfalls die Messbereiche für die Neigungssensoren und Dehnungsmessstreifen abgeschätzt.

2.2.2 Bauwerkstemperatur – Maßnahme T

Umgebungseinflüsse – allen voran Temperatur – können einen großen Einfluss auf das Tragverhalten und die Monitoringergebnisse haben [25], [26]. Daher wurden an einem Querschnitt über einem Stiel einer der V-Stützen und dem Querschnitt in Feldmitte des Hauptfeldes jeweils sechs Temperatursensoren im Beton angebracht (siehe Bild 2 und Bild 3). Um weder schlaffe Bewehrung noch Vorspannglieder zu beschädigen, wurde vor dem Einbau der Sensoren eine Bewehrungsart mit Radarverfahren durchge-

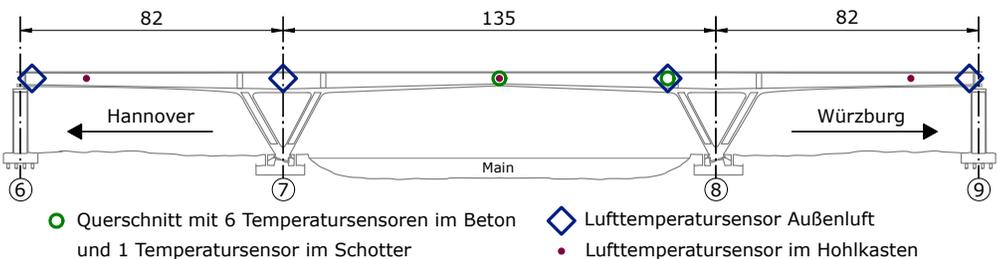


Bild 2: Längsschnitt mit Anordnung der Temperatursensoren

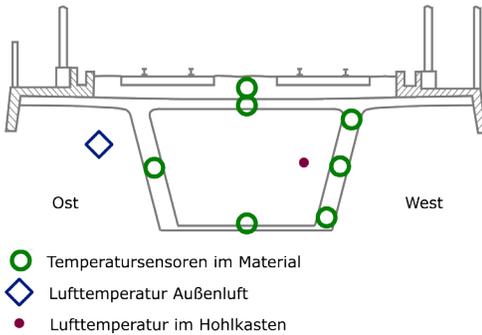


Bild 3: Querschnitt mit Anordnung der Temperatursensoren

führt [27]. Insbesondere bei den Querspann- gliedern der Fahrbahnplatte war dies wichtig, da deren Lage von den Plänen abwich. In diesen Querschnitten wurde auch jeweils mittig ein Temperatursensor im Schotterbett vergraben.

Durch den zeitlichen Verlauf der Temperatur- felder können Prozesse der Temperaturüber- tragung untersucht werden [28]. Über die im Hohlkasten angeordneten Temperatursen- soren können horizontale und vertikale Tem- peraturgradienten bestimmt und statische sowie dynamische Messungen in Bezug zur Bauwerks- temperatur gesetzt werden. Die Temperatur der Außenluft wird an vier Stellen und die Tem- peratur der Luft im Hohlkasten wird an drei Stellen gemessen. Für die Temperaturmessun- gen kommen Pt100 Widerstandsthermometer der Genauigkeitsklasse AA nach DIN EN 60751 [29] zum Einsatz. Zusätzlich wurden alle ein- gesetzten Sensortypen in Klimakammerversu- chen getestet, um den Temperatureinfluss auf die Sensorik abzuschätzen.

2.2.3 Vibrationen des Brückenüberbaus – Maßnahme V

Das Schwingungsverhalten des Überbaus über alle drei Felder hinweg wird durch Geophone in vertikaler, transversaler und longitudinaler Rich- tung gemessen. Ziel der Maßnahme ist es, die Eingangsdaten für die dynamische Schadens- identifikation bereitzustellen. Dazu wurden entlang der Bodenplatte auf der Ostseite des Querschnitts durchgängig und auf der West- seite vereinzelt in einem optimierten Abstand (siehe Abschnitt 2.2.1) Geophone platziert, vgl. Bild 4. Die Geophone messen Schwinggeschwin- digkeiten ab einer unteren Grenzfrequenz von 2 Hz. Zur genauen quantitativen Bestimmung von tieferen Schwingfrequenzen wurden an drei Positionen hochempfindliche Servobeschleuni- gungssensoren parallel ergänzt. Mit dem Mess- layout wird nicht nur die Schadensidentifikati- on, sondern auch die Bestimmung der modalen Eigenfrequenzen und -formen und der durch Verkehrsanregung induzierten Betriebsschwin- gungsformen ermöglicht. Die ausgerichteten Sensoren wurden mit einem Zweikomponenten- klebstoff auf die Betonflächen geklebt.

2.2.4 Verkehrserkennung – Maßnahme TD

Mit der Monitoringmaßnahme TD (*Traffic De- tection*) soll die Überfahrt der Personen- und Güterzüge mit Geophonen erkannt werden, die auf Schwellen am Anfang und Ende der Strom- brücke auf beiden Gleisen installiert sind, vgl. Bild 4. Geophone zeichnen sich hier durch ihre Robustheit, Störungsempfindlichkeit und das pas- sive Messverfahren aus, da auf der Strecke in

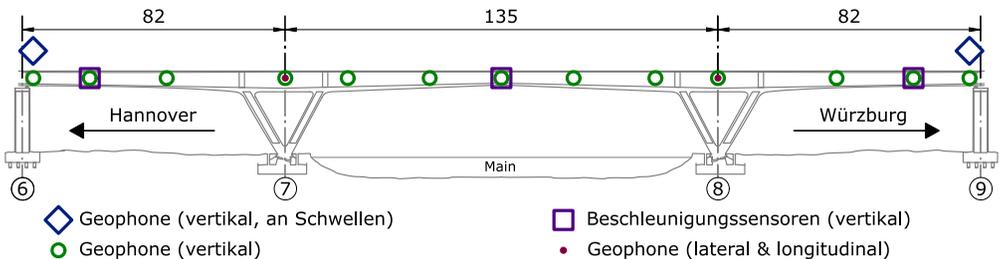


Bild 4: Längsschnitt mit Anordnung der dynamischen Sensoren

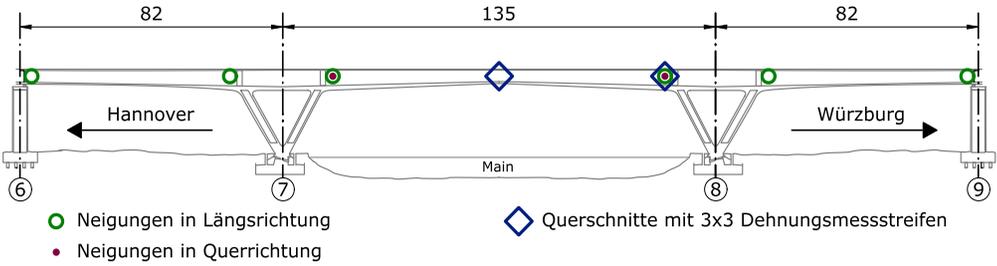


Bild 5: Längsschnitt mit Anordnung der Neigungssensoren und Dehnungsmessstreifen

Gleismitte eine linienförmige Zugbeeinflussung (LZE) installiert ist. Über die vier Geophone kann erkannt werden, ob, in welche Richtung und auf welchem Gleis ein Zug das Bauwerk befährt. Zudem sind auch die statistische Auswertung der Überfahrten sowie die Ermittlung der durchschnittlichen Überfahrtgeschwindigkeiten von Interesse.

Die Sensoren wurden an der Schwelle an den dafür zugelassenen Bereichen verschraubt und verklebt.

2.2.5 Beanspruchung des Überbaus – Maßnahme D

Die Maßnahme D dient der Spannungsanalyse in den, sowohl aus thermischer Beanspruchung als auch durch die Verkehrseinwirkung, am höchsten beanspruchten Positionen im Hohlkasten. Dazu wird die Oberflächendehnung des Betons durch aus einzelnen Dehnungsmessstreifen (DMS) aufgebauten Dehnungsrosetten gemessen.

Durch die Dehnungsrosette im 45°-Winkel (vgl. Bild 7 in Abschnitt 3) können die reine Längs- und Querdehnung, aber auch die Hauptdehnung bestimmt werden. Aus diesen Messungen sollen die Schnittkräfte in den instrumentierten Querschnitten in Feldmitte des Hauptfelds und im Anschluss der V Stütze in der Achse 8 rekonstruiert werden, vgl. Bild 5 und Bild 6. Ziel ist es, temperaturbedingte Zwangsdehnungen im Jahresverlauf und verkehrsbedingte Beanspruchungen bei unterschiedlichen Überfahrtsgeschwindigkeiten zu ermitteln und mit den numerischen Ergebnissen zu vergleichen.

Die Dehnungsmessung soll zudem für die statischen und dynamischen Schadensdetektionsverfahren verwendet werden, da DMS sowohl bei den transienten Messungen einer Überfahrt als auch die Überfahrtdynamik hochfrequent messen können.

Um eine langzeitstabile Messung zu realisieren, wurden Drahtdehnungsmessstreifen eingesetzt und die Messstellen mit den üblichen Abdeckmaterialien geschützt, vgl. [30].

2.2.6 Neigungen des Überbaus – Maßnahme N

Die Globalverformung des Überbaus wird mit Hilfe von Neigungssensoren (Inklinometern) an sechs Positionen entlang der Brücke gemessen. Zusätzlich zur Neigung in Längsrichtung wird an zwei Positionen die Neigung in Querrichtung erfasst, um insgesamt das statische Verformungsverhalten an den Stützenanschlüssen und die Endtangentenverdrehung zu erfassen. Hier kommen hoch genaue Servoneigungssensoren mit einer möglichst guten Langzeitstabil-

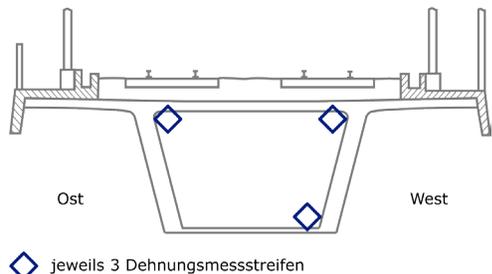


Bild 6: Querschnitt mit Anordnung der Dehnungsmessstreifen, Rosette am Boden im Querschnitt Feldmitte auf der Ostseite und im Anschluss der V-Stütze auf der Westseite

tät und einem Messbereich von $\pm 1^\circ$ (längs) bzw. $\pm 3^\circ$ (quer) zum Einsatz. Der gewählte Sensortyp erreicht eine Grenzfrequenz von 3 Hz und ist damit in der Lage, die untersten Eigenfrequenzen mit zu erfassen, die z. B. bei einer Zugüberfahrt angeregt werden.

Zur Installation wurden die Neigungssensoren mit einer feinjustierbaren Halterung auf festgelegte Neigungen zu Messbeginn ausgerichtet und auf die Betonfläche geklebt.

3 Installation und erste Monitoring-ergebnisse

Das konzipierte Monitoringsystem wurde an der Maintalbrücke im Juli 2020 in zwei Installationseinsätzen im Hohlkasten und im Gleisbereich installiert. Die Stromversorgung wird vom Stellwerk am südlichen Widerlager vom Projektpartner DB bereitgestellt. Das Messsystem ist über fünf dezentrale Messknoten über das 299 m lange Bauwerk verteilt. Der am umfangreichsten instrumentierte Messquerschnitt ist in Bild 7 abgebildet. Die Daten werden permanent über eine LTE-Mobilfunkverbindung an die BAM übertragen.

Die dominierenden Verkehrseinwirkungen sind die Überfahrten der ICE auf der Hochgeschwindigkeitsstecke, die eine reproduzierbare Anregung, mit geringen Unterschieden in den Achslasten bei gleichem Zugtyp darstellen. Messwerte einer typischen Zugüberfahrt sind in Bild 8 und Bild 9 dargestellt. Anhand der Dehnungsmessungen kann die Beanspruchung des Überbaus erkannt werden.

Das mittels eines Gauß-Filters geglättete Signal der Längsneigung des Oberbaus an einem landseitigen Stiel der V-Stütze zeigt die statische Verformung einer Zugüberfahrt. Die Dynamik der Neigungssensoren ist begrenzt durch die niedrige Grenzfrequenz, zeigt aber das An- und Nachschwingverhalten der ersten Eigenfrequenzen, was auch im Zeitverlauf des vertikalen Geophons in Stromfeldmitte zu sehen ist. Durch die Geophone werden auch höhere Frequenzen bei der Anregung durch Zugüberfahrt aufgenommen.

Bei der Betrachtung von Daten über einen Zeitraum von zweieinhalb Monaten (siehe Bild 10) lassen sich sowohl tägliche als auch saisonale Variationen feststellen. Die Betontemperatur in der Hohlkastendecke zeigt ein trägeres Ver-

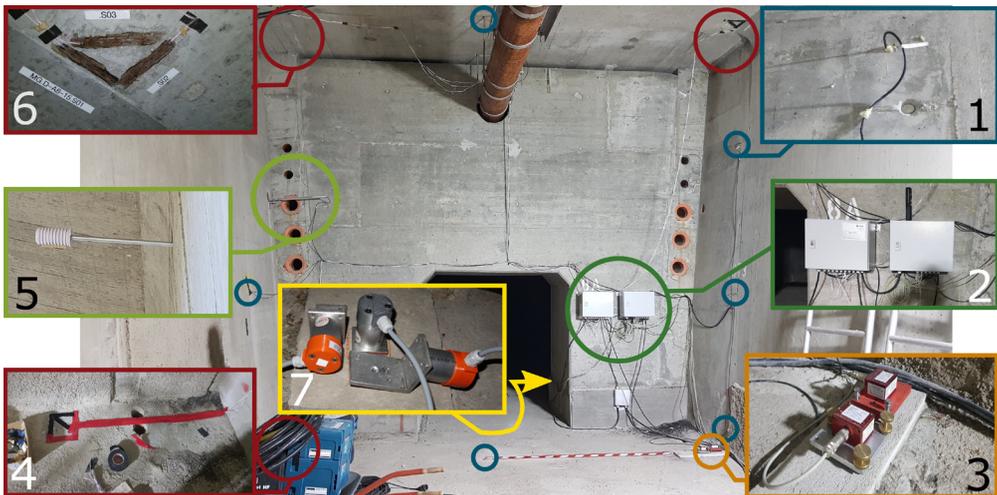


Bild 7: Messquerschnitt im Anschluss der V-Stütze ans Hauptfeld, Achse 8, stromseitig; (1) Temperatursensor im Beton (T), (2) dezentraler Knoten des Messsystems, (3) Neigungssensoren (N), (4) Dehnungsmessstreifen mit Abdeckung (D), (5) Lufttemperatursensor außen (T), (6) Dehnungsmessstreifen vor Abdeckung (D), (7) Geophone 3-achsrig (V)

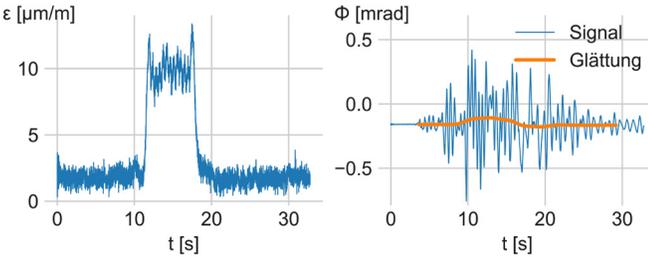


Bild 8: Zeitverlauf einer Zugüberfahrt; links: Längsdehnungen in Feldmitte des Hauptfelds auf der Bodenplatte des Hohlkastens, rechts: Längsneigungen des Überbaus am landseitigen Stiel der V-Stütze

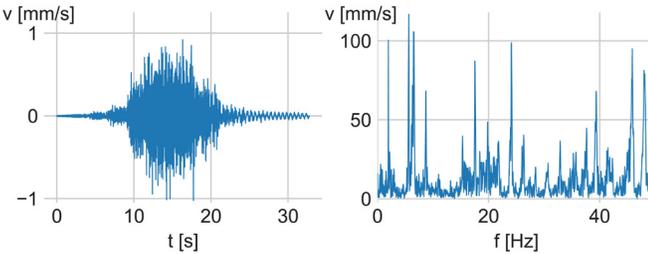


Bild 9: Geophonmessungen; links: Zeitverlauf eines vertikalen Geophons in Feldmitte des Hauptfelds bei einer Zugüberfahrt, rechts: zugehöriges Amplitudenspektrum

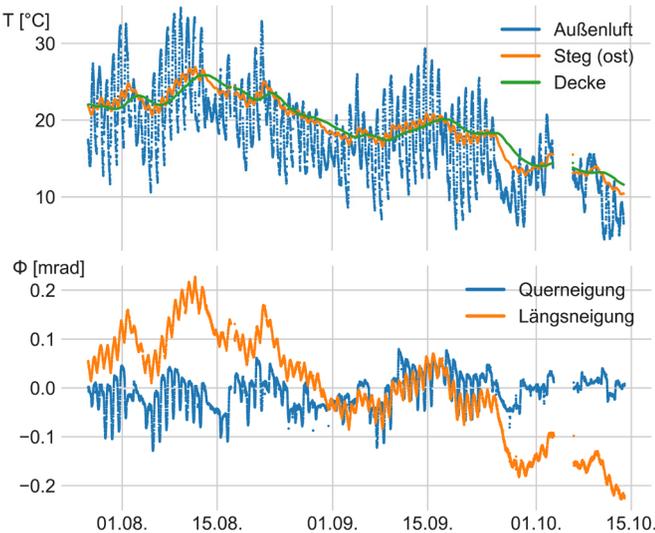


Bild 10: Messdatenverlauf über zweieinhalb Monate; oben: ausgewählte Temperaturen und unten ambiante Neigungen (1 Datenpunkt pro 10 Minuten)

4 Ausblick

Als Teil des Forschungsprojektes AISTEC wurde ein globales, sensorbasiertes Monitoring der Maintalbrücke Gemünden konzipiert und umgesetzt, mit dem während des Betriebes der Brücke potenziell kritische Tragwerksschäden bzw. -veränderungen automatisch identifiziert werden sollen. Als nächster Schritt werden kombinierte bild- und sensorbasierte Messungen der Verformungen der Brücke bei definierten Überfahrten mit Belastungszügen durchgeführt. Während der Überfahrten werden ebenfalls (wie schon vor der Inbetriebnahme der Brücke) die Verdrehungen eines Betongelenkes mit temporär im Gelenk installierten Wegsensoren gemessen.

Die kontinuierlich und während der Überfahrten mit Belastzügen erfassten Daten werden dann verwendet, um deterministische und probabilistische Tragwerksmodelle der Brücke anzupassen bzw. zu kalibrieren.

Anschließend werden anhand der kalibrierten Tragwerksmodelle durch Simulation von Bauwerksschäden und Simulation von entsprechenden Messdaten die Leistungsfähigkeit der im Projekt verwendeten Verfahren zur Schadensidentifikation untersucht und verglichen sowie weiterfüh-

halten als die im Hohlkastensteg. Sowohl Längs- als auch Querneigung variieren täglich, allerdings besitzt nur die Längsneigung ein ausgeprägtes saisonales Verhalten.

rend eine Optimierung des Messaufbaus durchgeführt. Des Weiteren werden die Konzepte und Methoden zur Integration von Monitoringdaten in eine prädiktive Planung von Inspektionen

und Instandhaltungsmaßnahmen auf große Spannbetonbrücken übertragen.

5 Danksagung

Das Teilvorhaben *Anwendung von kontinuierlichen sensorbasierten Monitoringverfahren zur Bewertung von Infrastrukturbauwerken* des Verbundprojektes *Bewertung alternder Infrastrukturbauwerke mit digitalen Technologien (AISTEC)* wird vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) gefördert (Förderkennzeichen 13N14658). Wir danken dem BMBF, dem Projektträger VDI Technologiezentrum, dem koordinierenden Projektpartner BUW und den weiteren Projektpartnern DB Netz AG und LAP für die Unterstützung und Zusammenarbeit im Projekt.

Des Weiteren danken wir unseren Kolleginnen und Kollegen Deborah Nerger, Eva Viefhues, Ives Alich, Fred Ziegler und Jens Wöstmann für die Unterstützung bei der Konzipierung und Umsetzung des Monitorings der Maintalbrücke Gemünden.

Literatur

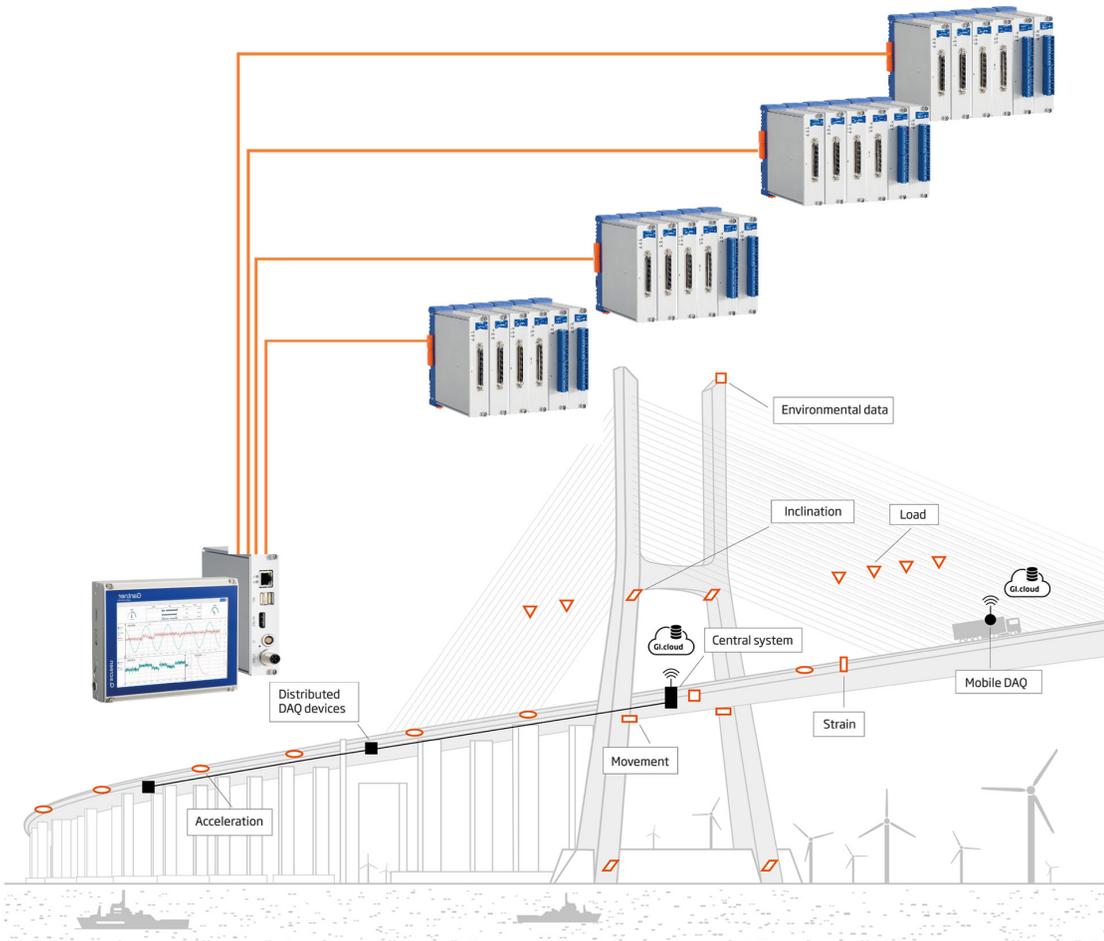
- [1] Möller, J.; Zierer, M.: Autobahns and jobs: A regional study using historical instrumental variables. *Journal of Urban Economics* 103 (2018), S. 18–33
- [2] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung.
- [3] DB Netz AG (Hrsg.): Richtlinie 804.8001: Inspektion von Ingenieurbauwerken; Allgemeine Grundsätze. Version 1.0, 2011
- [4] Haardt, P.: Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken. Erschienen in: *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)*, Reihe B: Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 22, Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 1999
- [5] Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF): AISTEC: Moderne Technologien für die Erhaltung von Infrastrukturbauwerken. erschienen in: *Informationsbrief zur zivilen Sicherheitsforschung* 06/20, 2020
- [6] Morgenthal, G.; Hallermann, N.; Kersten, J.; Taraben, J.; Debus, P.; Helmrich, M.; Rodehorst, V.: Framework for automated UAS-based structural condition assessment of bridges. *Automation in Construction* 97 (2019), S. 77–95
- [7] Hille, F.: Subspace-basierte Detektion von Ermüdungsschäden an Jacket-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen. Diss., TU Berlin, 2018
- [8] Viefhues, E.; Döhler, M.; Hille, F.; Mevel, L.: Asymptotic analysis of subspace-based data-driven residual for fault detection with uncertain reference. *IFAC-PapersOnLine* 51 (2018) 24, S. 414–419
- [9] Viefhues, E.; Döhler, M.; Zhang, Q.; Hille, F.; Mevel, L.: Subspace-based damage detection with rejection of the temperature effect and uncertainty in the reference. In: Amador, S. D. R.; Brincker, R.; Katsanos, E. I.; Aenlle, M. L.; Fernández, P. (Hrsg.): *Proc. of 8th Operational Modal Analysis Conf. (IOMAC'19)*, 12.–14.05.2019 in Kopenhagen (Dänemark), 2019, S. 229–240
- [10] Rucker, W.; Said, S.; Schmid, W.; Rohrmann, R.: Zustandsüberwachung der Gärtnerplatzbrücke in Kassel unter Verwendung gemessener Einflusslinien. In: *VDI Wissensforum GmbH (Hrsg.): Tagungsband zur 3. VDI Fachtagung Baudynamik*, 14./15.05.2009 in Kassel, Düsseldorf, 2009, S. 81–92
- [11] Simon, P.; Schneider, R.; Viefhues, E.; Said, S.; Herrmann, R.; Baeßler, M.: Vibration-based Structural Health Monitoring of a reinforced concrete beam subject to varying ambient temperatures using Bayesian Methods. In: Papadrakakis, M.; Fragiadakis, M.; Papadimitriou, C. (Hrsg.): *Proc. of the XIth Int. Conf. on Structural Dynamics (EURODYN 2020)*, 23.–26.11.2020 in Athen (Griechenland), Athen, 2020, S. 1254–1271
- [12] Simon, P.; Schneider, R.; Baeßler, M.: Bayesian system identification of a reinforced concrete beam subject to temperature variations based on static response data. In: Yokota, H.; Frangopol, D. M. (Hrsg.): *Proc. of the 10th Int. Conf. on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 2020)*, Beitrag angenommen, Veranstaltung in Sapporo (Japan) auf 11.–15.04.2021 verlegt
- [13] Kulik, A.; Kunert, A.; Beck, S.; Reichel, R.; Blach, R.; Zink, A.; Froehlich, B.: C1x6: a stereoscopic six-user display for co-located collaboration in shared virtual environments. In: *Association for Computing Machinery (Hrsg.): Proc. of the 2011 SIGGRAPH Asia Conf. (SA'11)*, 12.–15.12.2011 in Hong Kong (China), New York, 2011, S. 188:1–188:11
- [14] Fischer, J.; Straub, D.; Schneider, R.; Thöns, S.; Rucker, W.: Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen. Erschienen in: *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)*, Reihe B: Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 99, Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2014
- [15] Schneider, R.; Fischer, J.; Bügler, M.; Nowak, M.; Thöns, S.; Borrmann, A.; Straub, D.: Assessing and updating the reliability of concrete bridges subjected to spatial deterioration – principles and software implementation. *Structural Concrete* 16 (2015) 3, S. 356–365

- [16] Schneider, R.: Time-variant reliability of deteriorating structural systems conditional on inspection and monitoring data. Diss., TU München, 2019
- [17] Schneider, R.: Effect of repair models on risk-based optimal inspection strategies for support structures of offshore wind turbines. In: Helmerich, R.; Ilki, A.; Motavalli, M. (Hrsg.): Proc. of the 5th Conf. on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures (SMAR 2019), 27.–29.08.2019 in Potsdam, 2019, Beitrag Th.2.A.4, 8 S. – <https://www.ndt.net/article/smar2019/papers/Th.2.A.4.pdf>
- [18] Wenner, M.: Messtechnische Validierung der Modelle zum Langzeitverhalten der Gleis-Tragwerks-Interaktion. Diss., Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover, 2019
- [19] Herrmann, R.; Hille, F.; Said, S.; Sterthaus, J.; Müller, K.; Quercetti, T.; Wille, F.; Paffenholz, J.-A. und Baeßler, M.: Implementing a Structural Health Monitoring system using digital models of the BAM large drop test facility in Horstwalde. In: Papadarakis, M.; Fragiadakis, M.; Papadimitriou, C. (Hrsg.): Proc. of the XIth Int. Conf. on Structural Dynamics (EURODYN 2020), 23.–26.11.2020 in Athen (Griechenland), Athen, 2020, S. 1293–1304
- [20] Schacht, G.; Käding, M.; Bolle, G.; Marx, S.: Konzepte für die Bewertung von Brücken mit Spannungsrisskorrosionsgefahr. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) 2, S. 85–94 – DOI: 10.1002/best.201800087
- [21] Leonhardt, F.: Mainbrücke Gemünden – Eisenbahnbrücke aus Spannbeton mit 135 m Spannweite. Beton- und Stahlbetonbau 81 (1986) 1, S. 1–8
- [22] Deutsche Bundesbahn Versuchsanstalt München: Messungen zur statischen Probelastung der Maintalbrücke bei Gemünden in km 291,411 der NBS Hannover – Würzburg unter einem Versuchszug und unter einem Schotterzug, technischer Bericht, 1987 (unveröffentlicht)
- [23] Schacht, G.; Marx, S.: Unbewehrte Betongelenke – 100 Jahre Erfahrung im Brückenbau. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010) 9, S. 599–607 – DOI: 10.1002/best.201000030
- [24] Kammer, D. C.: Sensor placement for on-orbit modal identification and correlation of large space structures. Journal of Guidance, Control, and Dynamics 14 (1991) 2, S. 251–259 – DOI: 10.2514/3.20635
- [25] Rohrmann, R.; Baeßler, M.; Said, S.; Schmid, W.; Rücker, W. F.; Structural causes of temperature affected modal data of civil structures obtained by long time monitoring. In: Wicks, A. L.; DeMichele, D. J. (Hrsg.): Proc. of the IMAC-XVIII: A Conf. on Structural Dynamics, 07.–10.02.2000 in San Antonio (Texas, USA), Bethel (Connecticut, USA), 2000, 7 S.
- [26] Baeßler, M.; Hille, F.: A study on diverse strategies for discriminating environmental from damage based variations in monitoring data. In: Powers, N.; Frangopol, D. M.; Al-Mahaidi, R.; Caprani, C. (Hrsg.): Proc. of the 9th Int. Conf. on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 2018), 09.–13.07.2018 in Melbourne (Australien), London, 2018, S. 1557–1564
- [27] Kind, T.; Kurz, J. H.; Taffe, A.; Wöstmann, J.: Ortung und Unterscheidung von Querspanngliedern hinter schlaffer Bewehrung mit dem Radarverfahren in einer Fahrbahnplatte. In: Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung e.V. (DGZfP, Hrsg.): Tagungsband der DGZfP-Jahrestagung 2013, 06.–08.05.2013 in Dresden, 2013, Beitrag Mi.1.B.3, 8 S. – <https://www.ndt.net/article/dgzfp2013/papers/mi1b3.pdf>
- [28] Fouad, N. A.: Rechnerische Simulation der klimatisch bedingten Temperaturbeanspruchungen von Bauwerken. Diss., TU Berlin, 1998
- [29] DIN EN 60751:2009-05: Industrielle Platin-Widerstandsthermometer und Platin-Temperaturensoren (IEC 60751:2008); Deutsche Fassung EN 60751:2008
- [30] Herrmann, R.; Stockmann, M.; Marx, S.: Untersuchungsstrategie zur Bewertung der Langzeitstabilität von Dehnungsmessstreifen. Bautechnik 92 (2015) 7, S. 451–460 – DOI: 10.1002/bate.201500018

Bildquellen

- Bild 1: Ronald Schneider
 Bilder 2–6, 8–10: Patrick Simon
 Bild 7: Ralf Herrmann

Distributed I/O-Modules and Cloud Solutions for Structural Health Monitoring



Rissweitenmessung mittels nachträglich angebrachten, verteilten faseroptischen Messsystemen

DI Dr. Alois Vorwagner¹, DI Maciej Kwapisz¹, Univ.-Prof. DI Dr. Werner Lienhart², DI Madeleine Winkler², DI Urs H. Grunicke³

¹ AIT Austrian Institute of Technology GmbH, Wien

² TU Graz, Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme (IGMS)

³ UHG Consult ZT, Infrastructure Asset Management, Salzburg

KURZFASSUNG

Risse und deren Veränderung in Betonbauten sind wesentliche Indikatoren für Bauwerkszustände. In diesem Beitrag wird ein Messsystem zur Rissmessung basierend auf nachträglich verklebten, faseroptischen Messsystemen vorgestellt. Mit neuen Auswertelgorithmen basierend auf Messungen der Rayleigh-Rückstreuung können anhand kostengünstig angebrachter Glasfaserkabel Risse identifiziert, sehr genau verortet sowie die Rissweitenänderung gemessen werden. Ergebnisse von Labor- und Kalibrierungsversuchen werden vorgestellt. Mit verteilten optischen Fasermessungen können Rissweiten bis zu einer Messlänge von 70 m mit Genauigkeiten von 0,02 mm (Labor) bzw. 0,15 mm (reale Einsatzumgebung) bestimmt werden. Auch Einzelrisse bei im Stahlbetonbau üblichen Rissabständen von 15 cm werden damit messbar.

1 Einleitung

1.1 Einführung in die Thematik

Risse in Betonbauten sind wesentliche Indikatoren. Risse ab einer gewissen Größe sowie die Änderung des Rissbildes werden deshalb heute im Zuge der Bauwerksüberwachung erfasst und dokumentiert. Sie dienen dem fachkundigen, prüfenden Ingenieur als Grundlage für eine objektspezifische Beurteilung der Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit. Dies gilt besonders für Infrastrukturbauten wie Tunnel oder Brücken, wo im Zuge von Objektprüfungen die Risse in regelmäßigen Abständen erfasst und kartiert sowie die Rissweiten vorrangig visuell gemessen werden. Der beurteilende Ingenieur versucht dabei, aus dem angetroffenen Bauwerkszustand Veränderungen festzustellen, um so auf frühere oder aktuelle Beanspruchungen zu schließen. Abgesehen von den Grenzwerten der Erfassungsgrenze und einem allfälligen Vergleich mit den Bemessungskriterien der ursprünglichen Planung bestehen dazu allerdings derzeit im Regelfall keine allge-

meinen, systematisierten Beurteilungskriterien. Auch sind die Erfassungsmethoden meist noch visueller Natur, kontinuierliche Messungen der Rissweiten bzw. der Rissbewegungen über die Zeit mittels Sensoren sind nur in Ausnahmefällen vorhanden. Die hier dargestellten Ergebnisse sind Bestandteil eines soeben abgeschlossenen Forschungsprojekts mit dem Ziel, die Rissweiten an Tunnelschalen hinter Verkleidungsplatten zu bestimmen [1].

1.2 Möglichkeiten der Rissweitenbestimmung

Rissweiten werden derzeit bei Inspektionen visuell mittels Rissweitenlineal oder Risslupe erfasst. Neue bildgebende Verfahren werden laufend entwickelt, sie werden jedoch noch nicht vollflächig eingesetzt. Die Lokalisierung von einzelnen Rissen und die Bestimmung von Rissbildern sind nur mit lückenlosen Messverfahren möglich. Dazu gehören bildgebende Messverfahren, Laserscanning und verteilte faseroptische Messsysteme (engl.: *Distributed Fibre Optic Sensing* oder DFOS).

Bildgebende Messverfahren verwenden Ansätze aus der Photogrammetrie, der Bildverarbeitung und des maschinellen Sehens. Beleuchtungsqualität und Luftqualität im Freien sind entscheidend für die Auswertung. Eine geringe Lichtstärke und staubige Luft liefern Bilder mit hohem Rauschen, wodurch eine genaue Auswertung schwierig oder im Inneren von Bauwerken (z. B. Hohlkästen) unmöglich wird. Weiters kann sich Schmutz an den Rissen ablagern, sodass diese in den Bilddaten größer, als sie tatsächlich sind, erscheinen. Dennoch besitzen bildgebende Verfahren grundsätzlich ein großes Potenzial. Auch im Hinblick auf die maschinelle Bearbeitung dieser Messdaten eröffnen sich neue Anwendungsfelder, wie es beispielsweise in Pilotprojekten an Brücken demonstriert wurde, z. B. [2].

Mit Laserscanning werden vorrangig der Ist-Zustand und Verformungen erfasst. Die Methode eignet sich bspw. bei Tunnelanwendungen sehr gut, um bei statischen Messungen großräumige Aussagen zu geometrischen Veränderungen zu treffen. Neue Anwendungen am fahrenden Fahrzeug wurden an korrosionsgeschädigten Stützwänden mit mobilen, hochfrequenten Laserscannern entwickelt, womit Neigungsänderungen sehr genau detektiert werden können [3]. Für die Detektion von feinen Rissen kann die Divergenz der ausgesandten Laserstrahlen jedoch zu groß werden. Ist das Abtastraster des Lasers an der Bauteiloberfläche wesentlich größer als die Rissbreite, wird die Rissdetektion und erst recht die Messung der Rissweiten schwierig.

All die genannten Monitoringsysteme sind mit einem manuellen Aufwand verbunden und erfordern einen freien Zugang zum Messobjekt. Ist eine Verkleidung (z. B. für Lärmschutz oder Brandschutz) vorhanden, ist zudem eine visuelle Detektion neuer Risse ausschließlich durch eine Demontage der Verkleidung möglich. Rissweitenmessungen sind automatisiert bislang zumeist nur mit punktuell applizierten Sensoren möglich. Diese können damit nur bereits bekannte Risse überwachen. Neue Risse zu identifizieren ist mit konventionellen Wegsensoren nicht bzw. nur extrem eingeschränkt möglich.

1.3 Faseroptisches Messverfahren

Das Grundprinzip faseroptischer Verfahren besteht darin, dass Licht in den Kern einer Glasfaser eingekoppelt und dort gestreut wird, wobei ein geringer Teil des gestreuten Lichtes zur Messeinheit zurückkommt und von dieser erfasst werden kann. Beeinflussen mechanische Einflüsse die Glasfaser von außen, so ändert sich die Charakteristik des rückgestrahlten Lichtes. Aus der Änderung des rückgestreuten Signals kann nach einer Kalibrierung des Messsystems schließlich auf die Dehnungsänderungen rückgeschlossen werden. Aufgrund der Laufzeit kann die Position entlang der Faser berechnet werden. Die Faser ist somit gleichzeitig sowohl Sensor als auch Leitung. Als Messeinheit selbst wird ein Interrogator verwendet, der die gemessenen Lichtimpulse erstellt, in die Faser einleitet und Messsignale wieder ausgibt. Dieser ist handlich und auch für Messungen an Bauwerken grundsätzlich gut geeignet.

Bei faseroptischen Messverfahren unterscheidet man im Wesentlichen punktweise, quasiverteilte und verteilte Messverfahren. Letztgenannte nutzen die natürliche Streuung des Lichtes an Partikeln in der Glasfaser. Sie besitzen daher die Eigenschaft, dass jede Position der Faser auf äußere Einflüsse sensitiv ist. Vereinfacht ausgedrückt, erhält man durch verteilte faseroptische Messungen eine lückenlose Reihe von Punktmessungen entlang der Faser mit einer entsprechenden räumlichen Auflösung. Die Faser kann demzufolge über ihre gesamte Länge als sensitives Element angesehen werden und durch eine einzige Messfaser können bis zu mehrere 10.000 Messstellen realisiert werden (Bild 1), wie auch bereits schon in [4], [5] dargestellt.

Verteilte faseroptische Messung

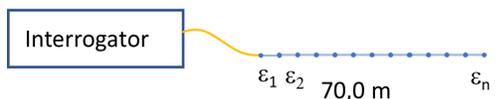


Bild 1: Prinzipskizze eines verteilten faseroptischen Dehnungsmesssystems

Eine grundlegende Unterscheidung ist das verwendete Messprinzip der Fasermessung, womit

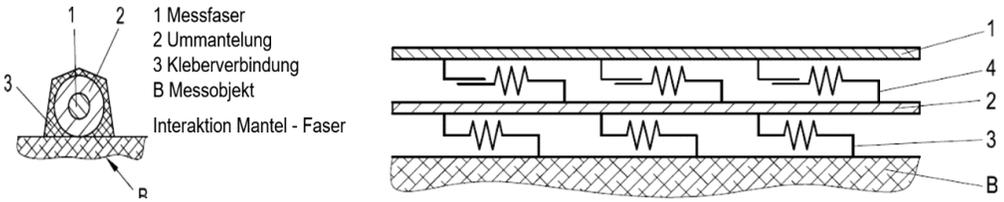


Bild 2: Systemrelevante Komponenten des Messsystems (links), die auch für ein detailliertes numerisches Modell (rechts) betrachtet werden müssen

der Auflösungsgrad der Messung definiert wird. Mit einem sogenannten Brillouin-System, wie es bereits schon in ersten Tests bei Tunnelmessungen angewandt wurde, gelingen örtliche Auflösungen von max. 50 cm. Das führt aber dazu, dass zwar Dehnungen gemessen werden, die Risse jedoch nicht wirklich zufriedenstellend lokalisiert bzw. in weiterer Folge Rissbewegungen nicht aufgezeichnet werden können. Erst durch den Einsatz am Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme (IGMS) der TU Graz speziell für die Rissmessung an Tunneltübungen getesteter, neuer hochauflösender Rayleigh-Interrogatoren bzw. in Kombination mit entsprechenden Auswertalgorithmen können Risse mittels DFOS zuverlässig erkannt und deren Bewegungen überwacht werden. Mittels einbetonierter Fasern wurden Risse als Dehnungsspitzen eindeutig identifiziert [4]. In [5] werden ebenfalls erste Anwendungen zur Rissidentifikation und Ansätze für die Rissweitenerfassung mittels

verteilter optischer Fasermessung demonstriert; die Wahl der Messfaser und deren Befestigung war auch hier vor allem für die nachträgliche Applikation entscheidend.

Wesentlich ist die Wahl der Faser, welche in der Regel mehrschichtig aufgebaut sind (siehe ein Beispiel in Bild 2, links). Theoretisch bedeutet ein Riss, dass sich eine Länge $L = 0$ plötzlich auf eine Länge $\Delta L = \text{Rissbreite}$ vergrößert (Bild 3, links und Mitte). Da die Dehnung ϵ als $\Delta L/L$ definiert ist, bedeutet dies eine unendliche hohe Dehnung an der Position des Risses. In der Realität besitzt aber jedes Messkabel einen mehrschichtigen Aufbau, wodurch sich der Riss über eine aktivierte Faserlänge L_R verteilt (Bild 3, rechts). Die genannten Punkte stehen im Gegensatz zueinander.

Ein robusteres Messkabel verschmiert das Signal stärker, sodass die Rissdetektion verschlechtert als auch die minimal detektierbare

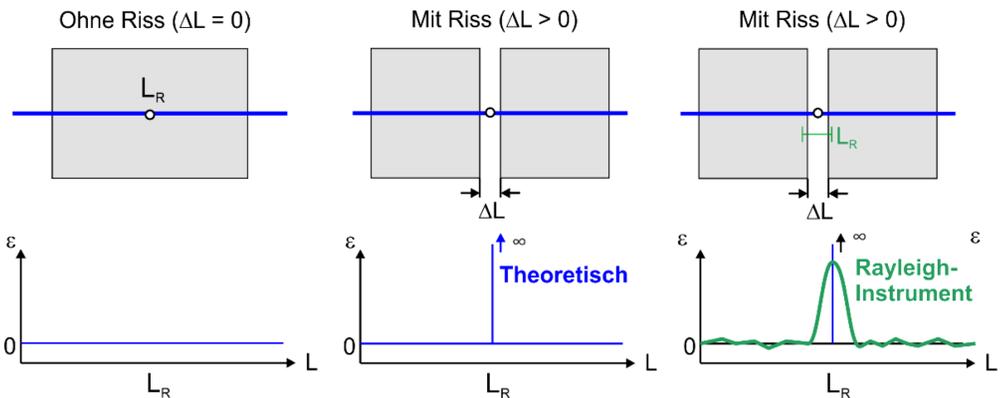


Bild 3: Dehnungsverlauf bei Rissbildung: ungerissener Balken (links), gerissener Balken und theoretisches Dehnungsprofil (Mitte), gerissener Balken und Dehnungsprofile erfasst mit Rayleigh-Instrumenten (rechts)

re Rissbreite vergrößert wird. Ein sensitiveres Kabel kann zwar Risse exakter erkennen, birgt aber die Gefahr, dass es leichter reißt. Messkabel und Aufbau sind in Bild 2, links, dargestellt; letzterer wurde zur späteren detaillierten Betrachtung der Messdaten auch in ein numerisches Modell implementiert.

Des Weiteren hat jedes faseroptische Messsystem eine bestimmte örtliche Auflösung. Dies bedeutet, dass der Messwert an einer bestimmten Stelle immer dem Mittelwert der Dehnung über die Länge der örtlichen Auflösung entspricht. Eine zuverlässige Bestimmung der Rissbreite und -bewegungen aus den verteilten Dehnungsmessungen ist jedoch noch ausständig. Deshalb wurden zur Bestimmung des Zusammenhangs zwischen Dehnungswert und Rissbreite Versuche mit einer faseroptischen Kalibrieranlage sowie Belastungstests an Versuchsbalken durchgeführt. Ziel war es, das

richtige Setup von Faser, Mantel und nachträglicher Verklebung zu finden.

2 Belastungsversuche

2.1 Versuchs-Setup

Die Versuche dienen in erster Linie dazu, eine geeignete Montagemöglichkeit des faseroptischen Sensors zu finden, mit der eine optimale Übertragung der Dehnung des Bauteiles auf den Kern der Glasfaser erreicht wird. Das Hauptaugenmerk lag hierbei auf der Erkennung des Erstrisses an der Kreuzung des Risses, der Simulation einer bauwerksbedingten (temperaturabhängigen) Atmung bereits bestehender Risse sowie einer Alterungssimulation einer mehrjährigen Rissatmung.

Dazu wurden an drei Betonbalken 3-Punkt-Biegezugversuche durchgeführt (Bild 4), welche mit

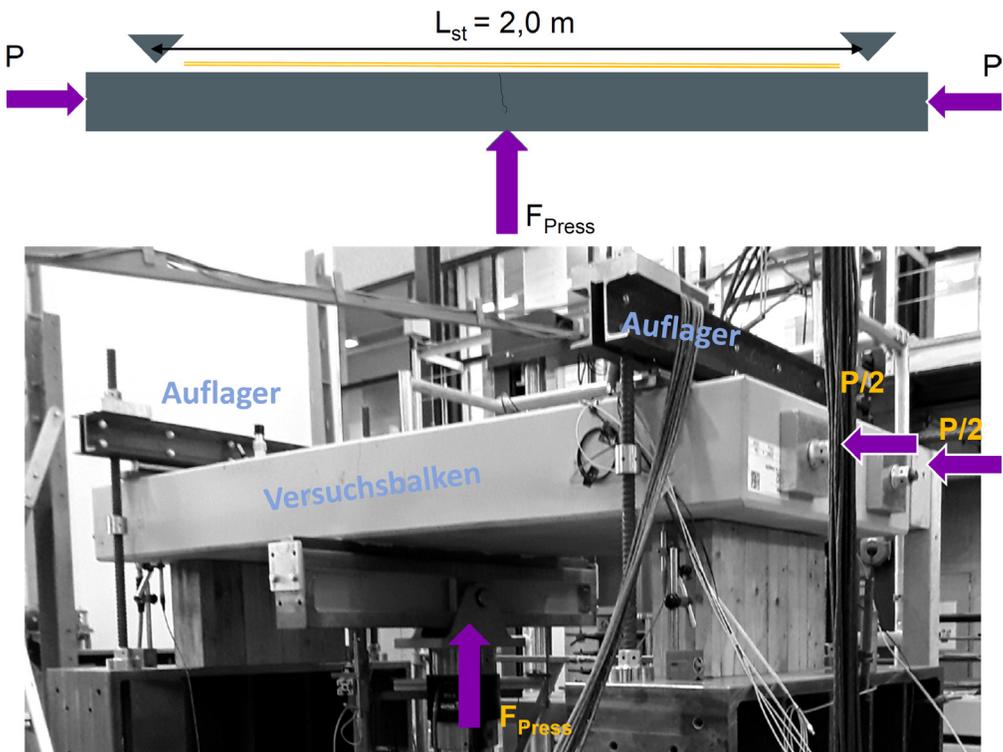


Bild 4: Versuchsplanung als Schema (oben) und Umsetzung am Spannfeld (unten)

den vorab im Kalibrierlabor ausgewählten Sensorfasertypen sowie unterschiedlichen Klebertypen in unterschiedlichen Varianten bestückt wurden. Ziel war es, Risse ganz gezielt in einem Betonkörper zu induzieren, deren Öffnung exakt zu steuern und mehrmaliges Öffnen und Schließen bis hin zur Simulation von mehreren 10.000 Lastwechseln zu ermöglichen. Aus diesem Grund wurde eine Bewehrungsführung gewählt, bei der bei einer Plattenhöhe von 25 cm die Stäbe zentrisch angeordnet und zusätzlich ohne Verbund vorgespannt wurden. Dadurch entstehen entsprechend größere Rissweiten bzw. ist die in diesem Fall ungewollte rissverteilende Wirkung der Bewehrung damit ebenfalls untergeordnet. Aufgrund der zentrischen Vorspannung in innenliegenden Hüllrohren war ein mehrmaliges Be- und Entlasten über die hydraulischen Pressen gut steuerbar.

Die Balken wurden im Fertigteilwerk gefertigt und hatten eine Betondruckfestigkeit von ca. 53 MPa am Tag der Versuchsdurchführung. Sie wurden weitgehend zwängungsfrei auf Gipsstreifen und Zentrierleisten in der Versuchsanlage gelagert (siehe Bild 4, unten). Mittels nachträglich applizierter Weggeber wurden nach der Erstrissbildung in Balkenmitte die Rissweiten zusätzlich gemessen.

Die vorausgewählten Glasfasern wurden mit sechs unterschiedlichen Kleberarten (Versuch #1) und vier Faserarten (Versuch #2) versehen und mittels unterschiedlicher Applikationsarten (Versuche #3) angebracht. Details dazu sind beispielsweise in [1] zu finden. In Bild 5 ist beispielhaft die Verklebung vor dem Belastungsversuch #1 dargestellt.

2.2 Versuchsdurchführung

Die Probekörper wurden in unterschiedlichen Phasen belastet und verschiedene Risszustände simuliert (siehe Bild 6). In Phase 1 wurde der Versuchsbalken in 10-kN-Schritten bis zur Entstehung des Erstrisses belastet. Zur Simulation der Rissatmung wurde in Phase 2 eine zyklische Be- und Entlastung aufgebracht. Insgesamt wurden fünf Zyklen durchgeführt, wobei beginnend bei einer Rissweite $w_R = 0,2$ mm in 0,2-mm-Schritten bis zu einer Rissweite von $w_R = 0,8$ mm belastet wurde. Phase 3 stellt eine Alterungssimulation dar, um die Ermüdung der Faser und des Klebers selbst sowie die Ermüdung der Klebeverbindung zu untersuchen. Dazu wurde eine sinusförmige Last mit einer wechselnden Amplitude zwischen $w_R = 0,4$ mm und 0,8 mm Rissweite bei einer Frequenz von ca. 0,3 Hz über einen Zeitraum von 10 Stunden

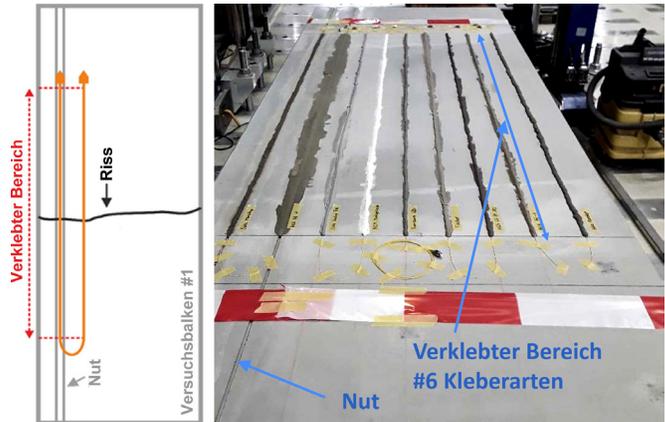


Bild 5: Schema der applizierten Fasern (links) und Applikation mit sechs unterschiedlichen Klebertypen (rechts)

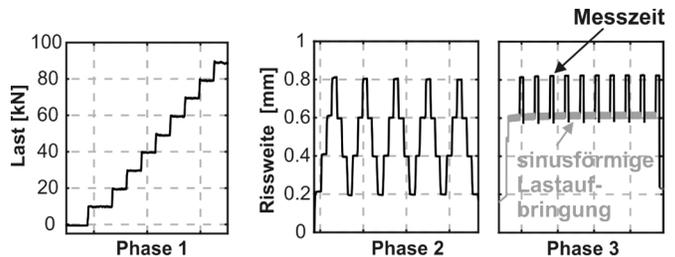


Bild 6: Darstellung der drei wesentlichen Phasen: 1 Erstbelastung, 2 Be- und Entlastung, 3 Ermüdungslast mit 10.000 Rissöffnungen

auf den Versuchsbalken aufgebracht. Nach jeweils drei Stunden wurde die Aufbringung der Sinuslast für 15 Minuten unterbrochen und statisch bei einer Rissweite von $w_R = 0,8$ mm gehalten, um ungestört die Messungen mit dem Interrogator durchführen zu können. Nach Phase 3 wurde der Versuchsbalken nochmals drei Belastungszyklen analog zur Phase 2 unterzogen und anschließend bis zum Bruch der Glasfasern bzw. zur maximal erfassbaren Rissweite $w_{R,max}$ der linearen Wegaufnehmer belastet. Während der konstant gehaltenen Laststufen wurden kontinuierlich faseroptische Messungen durchgeführt. Zusätzlich wurden die auftretenden Rissbilder und Rissbreiten mittels linearer Wegaufnehmer unabhängig erfasst sowie mit einer Risslupe validiert.

2.3 Bestimmung der Rissweite

Mit dem verteilten faseroptischen Messsystem werden singuläre Risse als Dehnungen über den verteilten Bereich L_R (= aktivierte Faserlänge) aufgezeichnet (siehe Bild 7). Dies ist essentiell, damit nicht nur eine binäre Risserkennung – vorhanden ja/nein – erfolgt, sondern auch die tatsächliche Rissweite bestimmt werden kann. Wird das Setup von Faser/Mantel und Kleber optimal getroffen, so ist es möglich, die Riss-

weiten durch eine Integration der gemessenen Dehnungen über die aktivierte Faserlänge L_R zu bestimmen. Dies wurde auf Basis der Messdaten durchgeführt.

Die Vorgehensweise ist prinzipiell in Bild 7, rechts, für den schraffierten Bereich bei einer Rissweite $w_R = 0,4$ mm detailliert dargestellt. Im Diagramm sind die gemessenen Dehnungsverläufe der Wiederbelastungskurven nach Erreichen der Rissweite von $w_R = 0,4$ mm, $0,6$ mm und $0,8$ mm der verschiedenen Lasthaltepunkte der Versuche erkennbar. Aus der Integration der Fläche des Dehnungsverlaufes – hier schraffiert für $w_R = 0,4$ mm dargestellt – kann sehr genau die Rissweite ermittelt werden. Zusammenhänge mehrerer Belastungs- und Entlastungsvorgänge bis zu einer Öffnung von $w_R = 0,8$ mm wurden untersucht. Es liegt keine Hysterese in den Messdaten vor.

2.4 Numerische Simulation

Im Zuge einer numerischen Simulation wurde das Dehnungsverhalten der Glasfaser der unterschiedlichen drei Phasen im Detail untersucht, um damit die mechanischen Vorgänge und Ursachen besser nachvollziehen zu können. Es wurde ein Modell für die Faser aufbau-

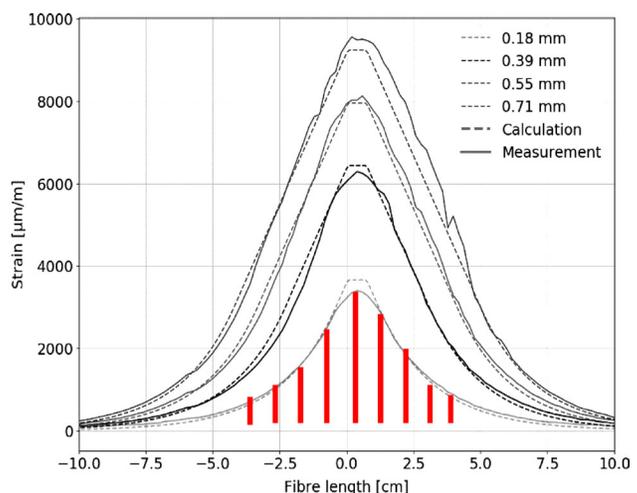


Bild 7: Risse im Körper und Verklebung nach durchgeführtem Versuch (links), gemessene bzw. berechnete Dehnungsverläufe in der Faser (rechts)

end auf Faser, Mantel und Kleber wie in Bild 2 ersichtlich definiert, welches das Verhalten der applizierten Messfaser auf dem Beton bestmöglich wiedergibt. Die Faser wurde explizit als ein eigenes Element modelliert und mit dem Beton mittels eines nichtlinearen Federsystems gekoppelt.

Diese Vorgehensweise wurde grundsätzlich analog zur üblichen Verbundmodellierung zwischen Beton und Bewehrung ausgeführt. Die Bestimmung der rechnerischen Verbundeigenschaften basiert auf einem Modellupdating aus den Versuchsdaten bei Erstbelastung (Phase 1). Damit können alle anderen Rissweitenzustände sowohl für Be- als auch Entlastungsvorgänge (Phasen 2 und 3) nachvollzogen und berechnet werden. Der Vergleich zwischen Rechnung und Messung ist in Bild 8 beispielsweise für den Entlastungsvorgang ersichtlich. Die Übereinstimmung ist sehr gut und es können nun mit dem Modell auch diverse Zustände, welche nicht im Versuch gemessen wurden, untersucht werden.

Das Modell diente auch dazu, verschiedene Einflüsse auf die Rissweitenmessung numerisch detailliert zu untersuchen. Der Einfluss der Rissweitenöffnungen auf das Messsignal ist wesentlich für die Zuverlässigkeit der Erfassung. Folgend wird speziell der darüberhinausgehende Bereich betrachtet. Gemessene Dehnungsverläufe für Öffnungen ab $w_R = 0,8$ mm sind in Bild 9 dargestellt. Daraus wurde eine Weite von 2,48 mm berechnet, die aber noch nicht zum Bruch der Faser führte.

Die punktuelle, singuläre Rissöffnung äußert sich als eine

verteilte Faserdehnung entlang der aktivierten Faserlänge L_R . Diese hängt vorrangig mit der Faser und den Verbundeigenschaften des Klebers und der Rissöffnung zusammen. Sie wächst mit steigender Rissweite an und bestimmt die Möglichkeit, ob die Rissweiten eng nebeneinanderliegender Risse einzeln gemessen werden oder nur als ein zusammengewachsenes Dehnungssignal erkennbar sind. Im zweiten Fall ist zwar die Summe der Rissweiten über das Dehnungssignal berechenbar; diese exakt auseinanderzuhalten ist jedoch nicht möglich.

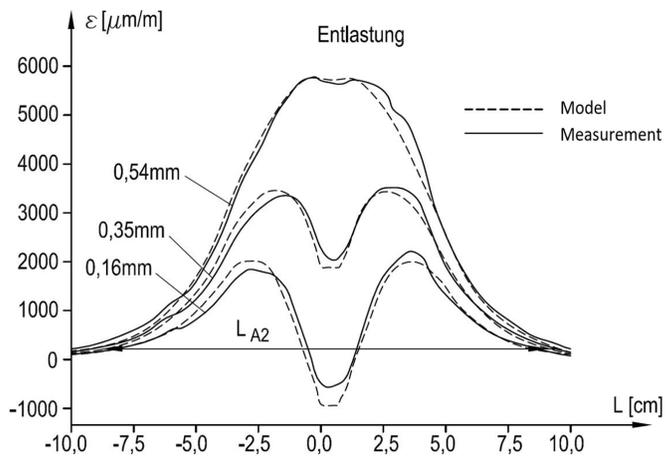


Bild 8: Dehnungsverlauf während des Entlastungsvorgangs (Risschließung); Vergleich zwischen Messung (durchgezogene Linie) und FE-Nachrechnung (strichlierte Linie)

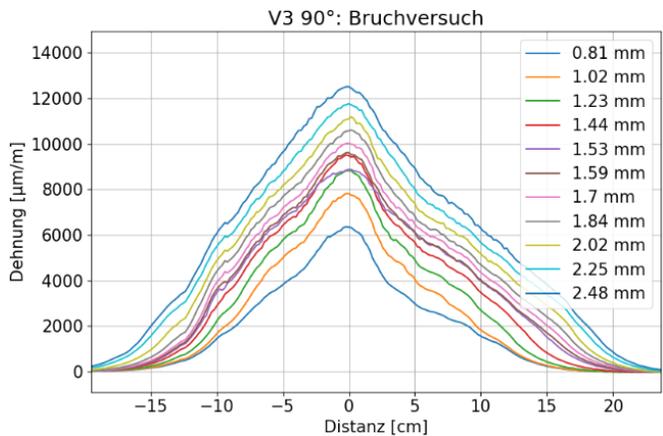


Bild 9: Versuch #V3 – Zusammenhang zwischen aktivierter Faserlänge und Dehnung bzw. berechneter Rissweite bei verschiedenen Lasthaltepunkten bei Maximalbelastung

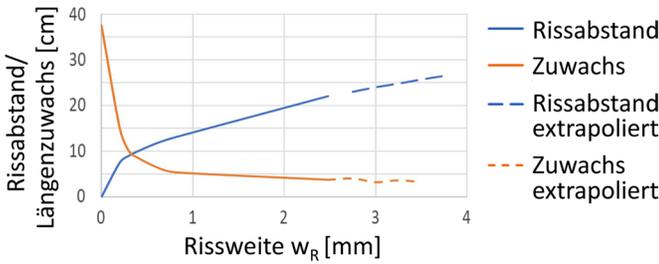


Bild 10: Modellhafter Zusammenhang von möglichem Rissabstand, Längenzuwachs und Rissweite w_R

$w_R = 2,0$ mm wären dafür sogar noch Abstände von 20 cm möglich.

2.5 Vergleich mit Referenzmessung

Eine sehr gute Übereinstimmung konnte mit den Referenzmessungen im Labor erzielt werden. Eine statistische Gegenüberstellung der Mess-

Aufbauend auf den Versuchsergebnissen wurde die Abhängigkeit der aktivierten Faserlänge in Bezug zur Rissweite w_R ausgewertet und in Bild 10 dargestellt. Die dargestellte Länge bezieht sich ausgehend von der Risswurzel immer auf die jeweilige symmetrische Rissflanke ($L_R/2$). Somit ist ein direkter Vergleich mit den Rissabständen, bei der Einzelrissweiten noch als solche identifiziert werden, möglich.

ergebnisse mit dem Referenzwert der Vergleichsmessung der final gefundenen Kombination von Faser, Mantel und Kleber ist in Bild 11 und Tabelle 1 dargestellt. Die Übereinstimmung war sehr gut, die maximale Abweichung betrug 0,017 mm. Dies gilt für die Laborkennwerte, in realer Umgebung ist mit nicht ganz so hohen Genauigkeiten zu rechnen.

Anfänglich tritt bis $w_R = 0,3$ mm ein starker Zuwachs von z. B. 10 cm/mm Rissweite auf. Danach nimmt der Zuwachs kontinuierlich ab und beträgt ab einer Weite von $w_R = 0,8$ mm ca. 5,5 cm/mm Rissweite. Die im Versuch maximal erreichte Weite war 2,5 mm. Der modellhafte Verlauf wurde theoretisch bis zu $w_R = 3,8$ mm berechnet und ist in Bild 10 strichliert dargestellt. Diese Berechnung basiert auf der Annahme, dass Faser und Kleberverbindung bei so großen Rissweiten intakt bleiben, was versuchstechnisch im Rahmen des Projekts so nicht untersucht wurde. Erkennbar ist, dass mit dem gefundenen Setup Rissabstände bis zu 15 cm problemlos als Einzelrisse gemessen werden können. Bei im Stahlbetonbau schon eher unüblichen Weiten von

Das System zeigte bei allen drei Messphasen (Erst-, Wieder- und Dauerbelastung) auch nach über 10.000 Lastzyklen keine Hysterese. Langzeitmessungen über 14 Monate wurden im Zuge des Forschungsprojekts in einem Tunnel in Österreich mit mehreren Folgemessungen getestet. Hier konnten Genauigkeiten von 0,15 mm bei bis zu 70 m Faserlänge identifiziert werden [1], [7].

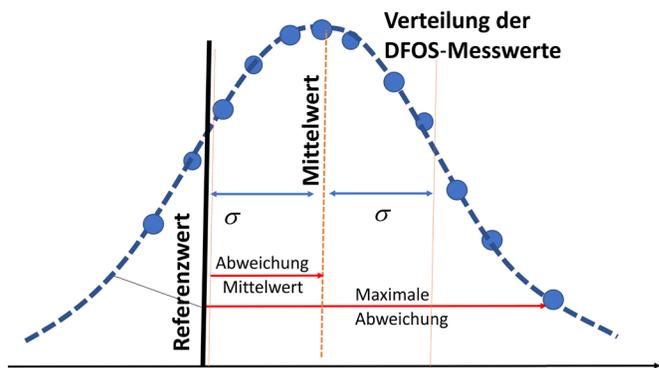


Bild 11: Schema der statistischen Bewertung und Gegenüberstellung mit Referenzwert

Vergleich	Standardabweichung	Abweichung im Mittel	Abweichung maximal
DOS-REF	0,006 mm	0,006 mm	0,017 mm

Tabelle 1: Gegenüberstellung der verteilten optischen Messung mit Messwerten der Referenzsensoren

3 Schlussfolgerung

Im Zuge der vorgestellten Untersuchungen konnte ein verteiltes faseroptisches Messsystem erfolgreich für eine nachträgliche Applikation zur Rissmessung an Betonbauwerken entwickelt und im Zuge von Laborversuchen getestet sowie mit ergänzenden numerischen Untersuchungen validiert werden.

Die richtige Kombination von Faser, Mantel und Kleber konnte im Zuge der Laborversuche bestätigt werden. Es wurde eine sehr gute Übereinstimmung mit den Referenzmesssensoren festgestellt. Bei Messfaserlängen von bis zu 70 m sind Risse identifizierbar und deren Weite im Labor mit Genauigkeiten ca. 0,02 mm bestimmbar. In realer Einsatzumgebung sind ca. 0,15 mm zu erwarten. Das System zeigt auch nach mehrmaliger Belastung bei hohen Lastwechselzahlen von getesteten 10.000 Lastwechseln keine Hysterese. Auch der Materialpreis von Sensoren und Verklebung ist überschaubar und liegt deutlich unter 10 €/m.

Auch im Stahlbetonbau übliche Rissabstände von 15–20 cm könnten mit dem präferierten System noch als Einzelrisse identifiziert und deren Rissweite gemessen werden.

Reale Testanwendungen wurden bisher an zwei Bauwerken in Form von nachträglich an den Tunneloberflächen applizierten Messfasern durchgeführt. Weitere Untersuchungen an unterschiedlichen realen Bauwerken würden weitere Erkenntnisse zu Applikation, Umsetzung und Langzeiteffekten des Messsystems bringen. Ebenso müssten noch der Einfluss unterschiedlicher Betonarten sowie bewetterter Oberflächen versuchs-technisch genauer untersucht werden.

Die gegenständliche Forschung ist im Rahmen des Förderprogramms Mobilität der Zukunft – VIF 2017 (Fördernummer 866968) finanziert worden. Die Autoren danken dem Österreichischen Bundesministerium für Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie (BMK), der Autobahnen- und Schnellstraßen-

Finanzierungs-Aktiengesellschaft ASFiNAG, der ÖBB Infrastruktur AG sowie der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) für die gute Zusammenarbeit und Unterstützung.

Literatur

- [1] FORSCHUNGSKONSORTIUM AIT, TU-GRAZ, UHG: ABSCHLUSSBERICHT FORSCHUNGSPROJEKT RIBET – Rissmonitoring und Bewertungsmodell von unbewehrten Tunnelinnenschalen. FFG-Projekt #866968, Wien (noch nicht veröffentlicht)
- [2] Furtner, P.; Forstner, E.; Karlusch, A.: Automated Infrastructure Inspection based on Digital Twins and Machine Learning. In: EMPA/DGZfP (Hrsg.): Proc. of 5th Conf. on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures – SMAR, 27.–29.08.2019 in Potsdam, 2019, 8 S.
- [3] FORSCHUNGSKONSORTIUM SIBS: ABSCHLUSSBERICHT FORSCHUNGSPROJEKT SIBS – Sicherheitsbewertung bestehender Stützbauwerke. FFG-Projekt #861163, VÖBU, Wien: 2019
- [4] Monsberger, C.; Lienhart, W.; Moritz, B.: Beurteilung des In-situ-Dehnungsverhaltens der Tunnel-schale mittels verteilter faseroptischer Messsysteme. Geomechanik und Tunnelbau 11 (2018) 6, S. 701–709 – DOI: 10.1002/geot.201800050
- [5] Fischer, O.; Thoma, S.; Crepaz, S.: Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), S. 150–159 – DOI: 10.1002/best.201800089
- [6] Winkler, M.; Monsberger, C. M.; Lienhart, W.; Vorwagner, A.; Kwapisz, M.: Assessment of crack patterns along plain concrete tunnel linings using distributed fiber optic sensing. In: WMPA/DGZfP (Hrsg.): Proc. of 5th Conf. on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures – SMAR, 27.–29.08.2019 in Potsdam, 2019, 8 S.
- [7] Grunicke, U. H.; Lienhart, W.; Vorwagner, A.: Long-term monitoring of visually not inspectable tunnel linings using fibre optic sensing | Langzeitmonitoring von nicht visuell inspizierbaren Tunnelinnenschalen mittels Faseroptik. Geomechanics and Tunneling | Geomechanik und Tunnelbau 14 (2021) 1, S. 19–32 – DOI: 10.1002/geot.202000051

Bildquellen

Bild 1: Lienhart, IGMS, TU Graz
Bilder 2 [7], 6: IGMS, TU Graz
Bilder 3, 8–11: AIT
Bilder 4, 5, 7: AIT und IGMS, TU Graz



Unsere Produkte:

- * Universalprüfmaschinen
- * Stationäre und transportable Härteprüfgeräte
- * Bauteilprüfanlagen und Möbelprüfstände
- * Längenmessvorrichtungen
- * Sonderprüfmaschinen und Automatisierungslösungen
- * Modernisierung von Werkstoffprüfmaschinen
- * Service und Wartung von Prüfmaschinen
- * Lohnprüfung

Ihr Kontakt zu uns:

Hegewald & Peschke
Meß- und Prüftechnik GmbH

Am Gründchen 1

01683 Nossen

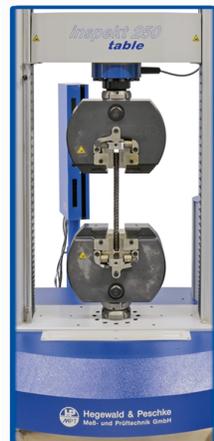
Tel.: 035242- 445 0

E-Mail: info@hegewald-peschke.de

www.hegewald-peschke.de



Unsere Prüflösungen für Baustoffe (Auswahl): Druckprüfungen - Biegeprüfungen - Zugprüfungen



Verbesserte Bestimmung des Chloridgehaltes in Beton durch neues Messverfahren

DI (FH) Fritz Binder¹, Priv.Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn. Stefan L. Burtscher²

¹ ASFINAG Baumanagement GmbH, Asset Management, Wien

² burtscher consulting GmbH, Wien

KURZFASSUNG

Im Straßennetz der ASFINAG befinden sich über 5.000 Brückenobjekte, wovon ein überwiegender Anteil in Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauweise errichtet wurde. Viele Bauteile, insbesondere deren Stützen, sind einer sehr hohen Belastung durch Chlorid ausgesetzt. Dies führt früher oder später zu einer Verringerung der Dauerhaftigkeit und beeinträchtigt langfristig die Lebensdauer. Instandsetzungen werden in der Regel daher notwendig. Grundlage für Zeitpunkt und Ausmaß der Instandsetzung bildet der im Zuge von Brückenprüfungen festgestellte Erhaltungszustand, unterstützt durch Ergebnisse der begleitenden Voruntersuchungen. Sehr oft erfolgt dann eine Instandsetzung im Sinne einer reaktiven Instandhaltungsstrategie.

Deshalb sind eine genaue Ermittlung der Depassivierung der Bewehrung durch exakte Prüfungen und ein Prognosemodell besonders wichtig für eine kosteneffiziente Erhaltung. Das Einsparungspotential über die gesamte Lebensdauer eines Bauwerks ist enorm.

Die in diesem Beitrag gezeigte LA-ICP-MS-Methode (LA-ICP-MS: Laser Ablation Inductively Coupled Plasma Mass Spectrometry) ermöglicht bei vergleichbaren Kosten exaktere und aussagekräftigere Ergebnisse als mit der traditionellen Chloridbestimmung mittels Titration. Die Vorteile der neuen und der traditionellen Methode werden diskutiert und die Ergebnisse beider Methoden verglichen. Im Beitrag wird gezeigt, dass die traditionelle titrimetrische Methode oftmals zu hohen Abweichungen und zu systematischen Fehlern in den Ergebnissen führt. Mit der hier propagierten LA-ICP-MS-Methode ist es möglich, die Zuverlässigkeit der erhaltenen Ergebnisse signifikant zu verbessern. Die erstmals hohe Ortsauflösung der Chloridprofile ist einzigartig und zusammen mit der hohen Genauigkeit der Bestimmung von Chlorid bezogen auf den Zementgehalt ergeben sich noch nicht dagewesene Möglichkeiten für eine exakte Beurteilung und Prognose.

1 Einleitung

Viele der derzeit bestehenden Infrastrukturbawerke wie Brücken unterliegen einer hohen Belastung aus der Umwelt. Während der Winterzeit wird Streusalz für das Auftauen von Schnee und Eis auf der Fahrbahn verwendet. Dabei ist besonders der Unterbau, wie Widerlager und Säulen, dem Angriff der Chloride stark ausgesetzt. Darüber hinaus sind mehr als die Hälfte der Bauwerke in den 1970er oder 1980er Jahren gebaut worden. Bei diesen stehen nun größerer Instandsetzungen an, die ungefähr alle 20 Jahre notwendig sind. Voraussetzung für

eine erfolgreiche und nachhaltige Instandsetzung von Stahlbetonbauwerken ist die Kenntnis der Schadensmechanismen sowie ein sicheres Erkennen aller Schädigungseinflüsse.

Der erste Schritt ist das Bestimmen des Erhaltungszustandes anhand einer detaillierten visuellen Begutachtung der Bauteile sowie der Ergebnisse der durchgeführten, quasi-zerstörungsfreien Baustoffprüfungen. Die Kenntnis über den Zustand der Bauteile, respektive des Objektes, ist essentieller Bestandteil einer erfolgreichen und langanhaltend wirksamen Instandsetzung. Der Erhaltungszustand (Schä-

digung und Schadensgrad) kann indirekt auch (ohne Monitoring) anhand von visuellen und zerstörungsfreien Untersuchungsmethoden determiniert werden.

Die durch Chlorid induzierte Korrosion ist bei den betrachteten Bauteilen der dominierende Faktor der progressiv ablaufenden Degradation. Dabei ist die Bewehrung von Stahlbetonbauwerken unter normalen Umständen durch die hohe Alkalität des Betonporenwassers (pH-Werte von 12 bis 14) ausreichend vor Korrosion geschützt, da der im Beton eingebettete Stahl unter diesen Bedingungen eine Oxidschicht ausbildet, die diesen dann vor Korrosion schützt. Diese Passivierung des Stahls kann im Laufe der Zeit durch Umwelteinflüsse allerdings verloren gehen. Davon betroffen sind typischerweise Stützenfüße und Bauteile im Spritzwasserbereich [1]. Bei ausreichender Menge von Chloriden an der Bewehrungsoberfläche entsteht ein Bereich, der nicht mehr durch eine Oxidschicht geschützt ist. Diese Stelle bietet einen Angriffspunkt für Korrosion.

Der Schädigungsprozess bei der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion kann in zwei Phasen unterteilt werden (Bild 1), wobei Rissbildung und Abplatzungen nicht immer auftreten müssen. Während der Einleitungsphase können von der Oberfläche in die Betondeckung eindringende, aggressive Substanzen wie Kohlendioxid und Chloride zum Verlust der Passivität des Stahles führen. Die Dauer dieser Phase ist abhängig von der Betonzusammensetzung, seiner Nachbehandlung, der Höhe der Betondeckung, Alter und Zustand. Daraus ergeben sich die Geschwindigkeiten des Eindringens der Chloride und des Voranschreitens der Karbonatisierungsfront, die ab einer gewissen Konzentration zum Verlust der Passivierung des Stahles führen. Die Depassivierung stellt eine Voraussetzung für die Korrosion des Bewehrungsstahles im Beton und das Ende der Einleitungsphase dar, siehe Bild 1. Mit zu-

nehmender Zufuhr von Chloriden depassivieren immer größere Flächenbereiche. Die einzelnen Korrosionsstellen wachsen zusammen, sodass es zu einer flächigen Korrosion kommt. Die sich bildenden Risse im Beton sind in der Volumenzunahme der Korrosionsprodukte gegenüber dem ursprünglichen Stahlvolumen begründet.

2 Tücken der Standard-Chlorid-Bestimmungsmethode

Derzeit ist die Standardmethode zur Bestimmung des Chloridgehaltes die titrimetrische Volhard-Methode, die in der europäischen Norm EN 14629:2007 [3] beschrieben ist. Dabei werden Betonproben durch Bohren von Betonkernen oder Bohrlochstaub in verschiedenen Tiefenebenen entnommen.

Die Titration ist ein exaktes Analyseverfahren. Das Problem besteht jedoch darin, dass die Proben zumeist keinen repräsentativen Chloridgehalt aufweisen, was einerseits zu hoher Streuung und andererseits zu falschen Ergebnissen führt. Dies resultiert bspw. von einer nicht repräsentativen Probe, die Zuschlagstoffe in einem höheren oder niedrigeren Gehalt als die Betonmasse enthalten kann. Bei der Titrationsanalyse wird der Chloridgehalt für die gesamte Probe bestimmt. Ist die Menge der Gesteinskörnung (angenommen, diese enthalten kein Chlorid) in der Probe höher als im repräsentativen Beton, wird ein niedrigerer Chloridgehalt bestimmt. Die Proben sind in der Regel sehr

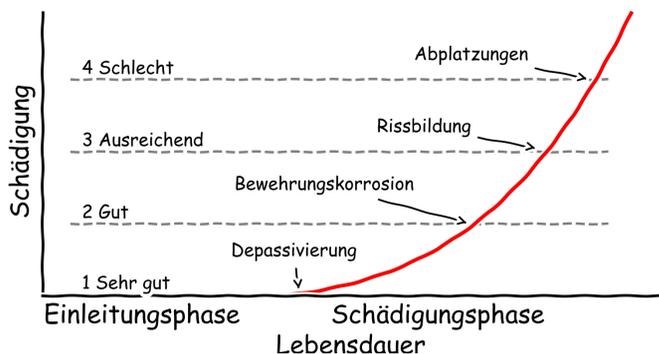


Bild 1: Zeitabhängige Entwicklung der Schädigung bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion

klein, sodass diese Abweichungen nahezu immer hoch sind. Ein zweiter Grund für eine hohe Streuung ist, dass der Zementgehalt für diese Analysen normalerweise nicht bekannt ist und ein konservativer Wert gewählt werden muss. Außerdem kann das Ergebnis fehlerhaft sein, da die Gesteinskörnungen Chloride enthalten können (siehe Bild 2, rechts) bzw. Bestandteile als Chloride interpretiert werden. Die Zuschlagstoffe sind in der Regel sehr dicht; das Chlorid in den Gesteinskörnungen ist nicht frei und trägt somit nicht zu einer Depassivierung bei. Im Inneren der Gesteinskörnungen können Chloridansammlungen auftreten, die während der Probenvorbereitung mit dem Bohrmehl abgeschlossen werden, sodass dieser Chloridgehalt mit dem freien Chlorid im Zementstein vermischt wird. Das Chlorid aus dem Inneren der Gesteinskörnungen würde nicht zur Korrosionsanfälligkeit beitragen und führt so zu einem fehlerhaften Chlorid-zu-Zement-Gehalt. Bei Zuschlägen kann es zudem vorkommen, dass einzelne Elemente fälschlicherweise als Chlorid interpretiert werden.

3 Neues Messverfahren LA-ICP-MS

Die Grundlage für eine genaue Vorhersage der Chloridanreicherung im Beton ist eine genaue Messung der Chloride in Bezug auf Örtlichkeit und Analysegenauigkeit der wesentlichen Elemente. Für das neue Analyseverfahren wurde besonderes Augenmerk gelegt auf:

- eine Unterscheidung zwischen Zuschlag und Zementstein,
- eine hohe Tiefenauflösung (derzeit 3 mm),
- eine hohe Analysegenauigkeit,
- eine hohe Anzahl von Messpunkten je Tiefenstufe (bis zu 18 Messpunkte), um die natürliche Streuung des Betons abbilden zu können,
- eine Quantifizierung als Chloridgehalt je Masse Zement, da dieser meist nicht bekannt ist, jedoch für die Beurteilung wesentlich ist.

Bei diesem neuartigen Ansatz wird eine selektive Quantifizierung von Chlorid in der Zementphase durchgeführt. Chloridhaltige Gesteinskörnungen werden von der Datenauswertung

ausgeschlossen, so dass eine sehr zuverlässige Bestimmung des Gehaltes an Chlorid in der Zementphase, kombiniert mit einer hohen Tiefenauflösung, erzielt werden kann. Zusätzlich wird der Chloridgehalt als ein Bruchteil des Zementgehaltes bestimmt – der wichtigste Parameter für die Depassivierung.

Die Methode wurde entwickelt, um gebohrte Betonkerne zu analysieren, die aus Strukturen durch Nassbohren entnommen wurden. Der Durchmesser des Kerns ist dabei ca. 50 mm und die Länge (also die Tiefe des Chloridprofils) ca. 60 mm. Die Kerne werden anschließend trocken in Hälften (hier sind besondere Regelungen erforderlich) geschnitten. Auf den Schnittflächen wird die LA-ICP-MS-Analyse entlang von Linien durchgeführt, die parallel zur äußeren Oberfläche verlaufen. Die Probenanalyse wird mit einem Laserstrahl mit 250 µm Durchmesser durchgeführt, was die Messung von Tiefenprofilen mit erhöhter Tiefenauflösung ermöglicht.

Jede oberflächenparallele Linie wird für die Auswertung in 18 Bereiche geteilt. Dann werden die Bereiche mit Zuschlägen ausgeschlossen und aus den gültigen Messungen werden der Mittelwert des Chlorid-zu-Zement-Gehaltes und seine Standardabweichung ermittelt. Dieser Mittelwert ergibt einen Punkt des Chlorid-zu-Zement-Profils (siehe Bild 2, links, blau umrandete Punkte und durchgezogene schwarze Linie). Eine detaillierte Beschreibung der LA-ICP-MS-Methode und ihrer Entwicklung sowie der Kalibrierung, Analyse und Verifizierung der erzielten Ergebnisse ist in [4] zu finden.

Von der anderen Hälfte des gebohrten Kernes wurde eine titrimetrische Volhard-Analyse gemäß EN 14629:2007 [3] durchgeführt (graue Balken). Man kann erkennen, dass der Unterschied zwischen der LA-ICP-MS und der Titration für diese Probe enorm hoch ist, nicht einmal der Trend ist im gesamten Verlauf gleich. Bei der LA-ICP-MS-Analyse wurde auch festgestellt, dass in den Zuschlägen Chlorid vorhanden war, was wahrscheinlich zu den enorm hohen Abweichungen der Ergebnisse mit Titration geführt hat, siehe Bild 2, rechts.

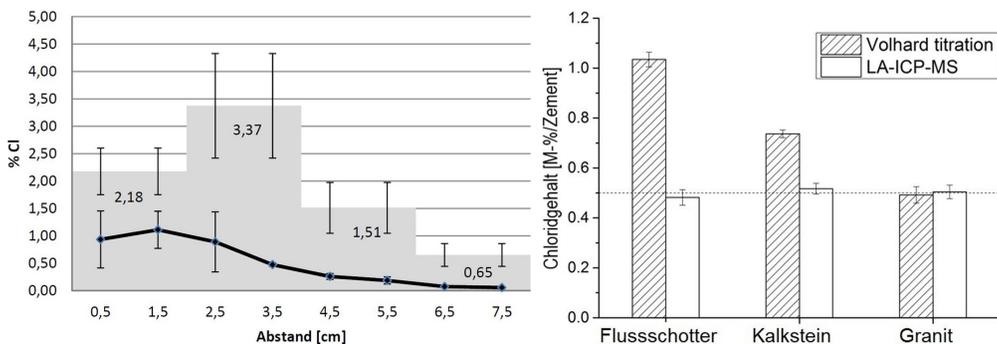


Bild 2: Vergleich von titrimetrischer Chloridbestimmung und LA-ICP-MS-Analyse (links) und Vergleich verschiedener Gesteinskörnungen in der Betonzusammensetzung und ihr Einfluss auf den Chloridgehalt mittels Titrimetrie und LA-ICP-MS (rechts)

Das rechte Diagramm in Bild 2 zeigt einen weiteren Vergleich. Hier wurden künstliche Proben mit gleichen Chloridgehalten jedoch unterschiedlichen Zuschlägen hergestellt und anschließend analysiert. Es zeigt sich, dass die Analyseergebnisse mit LA-ICP-MS keinen Einfluss des Zuschlages aufzeigen, wohingegen die Methode der Titration durchaus Anteile von Zuschlägen als Chlorid interpretiert hat. Kaum Abweichungen gab es hier bei Zuschlägen mit Quarz, jedoch hohe Abweichungen bei Flussskies (Details siehe [5]).

Daher ist es auf der Grundlage der gezeigten Ergebnisse wenig zielführend, mit der Titration bzw. eigentlich der Bohrmehlentnahme ein Vorhersagemodell zu entwickeln.

4 Experimentelle In-situ-Untersuchungen

4.1 Vergleiche mit der Normmethode

Die beiden Methoden wurden im Rahmen einer Untersuchungskampagne an einer Überführung im österreichischen Autobahnnetz der ASFiNAG an einem ca. 40 Jahre alten Beton durchgeführt. Mehr als 44 Bohrkern für die LA-ICP-MS-Analyse und Bohrmehlproben für die konventionelle Analyse wurden unmittelbar nebeneinander aus der Struktur entnommen. Die Entnahme der Proben erfolgte in drei Höhen (H1 = 0,75 m, H2 = 1,75 m und H3 = 2,75 m) über Straßenniveau und in einer Entfernung von etwa 1,25 m neben dem Pannestreifen.

Diese Ebenen entsprechen der Kontaktzone (H1), der Spritzwasserzone (H2) und der Sprühnebelzone (H3) [1]. Die Probenahme und die Analyse wurden wie zuvor beschrieben durchgeführt. Die Auflösung der LA-ICP-MS-Methode wurde mit drei Werten pro Zentimeter und die Titrationsanalyse bei einer typischen Auflösung von einem Wert alle zwei Zentimeter durchgeführt. Alle Profile wurden bis zu einer Tiefe von 8 cm analysiert. Die Diagramme in Bild 3 zeigen die Ergebnisse der beiden Methoden mit ihrem unteren und oberen Interquartilbereich (IQR $\pm 25\%$) für jeden Horizont. Aufgrund der stark unterschiedlichen Tiefenauflösung der beiden Analysemethoden wurden in den Abbildungen Balken und Linien verwendet. Die Mittelwerte der titrimetrischen Analyse sind oberflächennah in allen Ebenen wesentlich höher als die LA-ICP-MS-Ergebnisse. Die LA-ICP-MS und die titrimetrischen Ergebnisse zeigen, dass die Mittelwerte, aber auch die Streuung bei beiden Methoden mit zunehmendem Abstand von der Oberfläche abnehmen. Die höchsten Konzentrationen treten in der Kontaktzone und die niedrigste in der Spritzzone auf.

In Strukturen dieser Baujahre ist die Bewehrung im Allgemeinen in einer Tiefe von etwa 2,5 cm zu erwarten. Normen spezifizieren einen Chloridgehalt von mehr als 1 Massen-% Zement als kritisch (ÖNORM B4706:2015 [6]). Die Grafiken in Bild 3 zeigen, dass die Ergebnisse der Titrationsmethode diesen Schwellenwert im Kontaktbereich und im Spritzbereich überschreiten, die LA-ICP-MS-Mittelwerte hingegen nur in der

Kontaktzone. Die Mittelwerte der LA-ICP-MS-Methode zeigen in der Spritz- und Sprühzone die Maxima nicht auf der äußeren Betonoberfläche, sondern in einer Tiefe von 0,67 cm. Es treten auch gelegentliche lokale Maxima in tieferen Bereichen auf.

Die Mechanismen der Eindringprozesse werden in den ersten ein bis vier Zentimetern durch Konvektion (Salzwasser dringt ein) und in größeren Tiefen durch Diffusion beschrieben. Es wird angenommen, dass abwechselnd eine Beaufschlagung mit Salzwasser, die zur Chloridanreicherung führt, und eine Beaufschlagung mit Regenwasser, die zur Auswaschung von Chlorid führt, diese Maxima im Inneren erzeugen [7].

4.2 Jahresganglinie

Bei dieser Untersuchung wurden nahezu wöchentlich über ein ganzes Jahr Proben aus dem Bauwerk entnommen. Insgesamt waren dies 144 Kerne aus vier verschiedenen Horizonten (Niveau über Straßenoberkante). Der Jahreszyklus des Chloridgehaltes ist nahe der Oberfläche in Bild 4 und auf Bewehrungsebene (in 3,6 cm Tiefe) in Bild 5 dargestellt. Der Verlauf des Chloridgehaltes ist mit den Daten aus dem Winterdienst (Auf-tausalzeinsatz, graue Balken) erweitert.

Die Chloridprofile über ein ganzes Jahr wurden in Bild 6 jahreszeitlich über die Tiefe gemittelt.

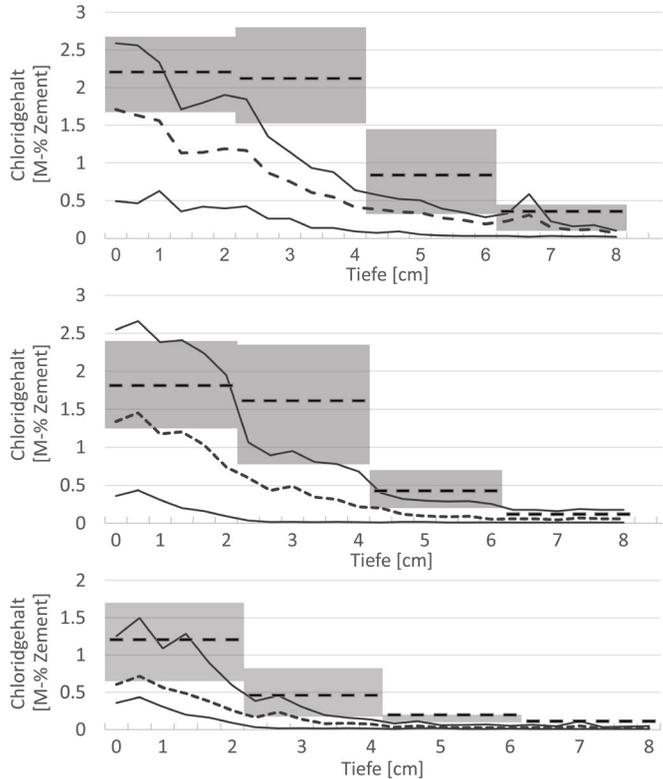


Bild 3: Ergebnisse der Bestimmung des Chloridgehaltes mit der LA-ICP-MS-Methode (durchgezogene Linien) und der titrimetrischen Methode (graue Balken); oben: in der Kontaktzone (H1 = 0,75 m), Mitte: in der Spritzwasserzone (H2 = 1,75 m), unten: in der Sprühzone (H3 = 2,75 m)

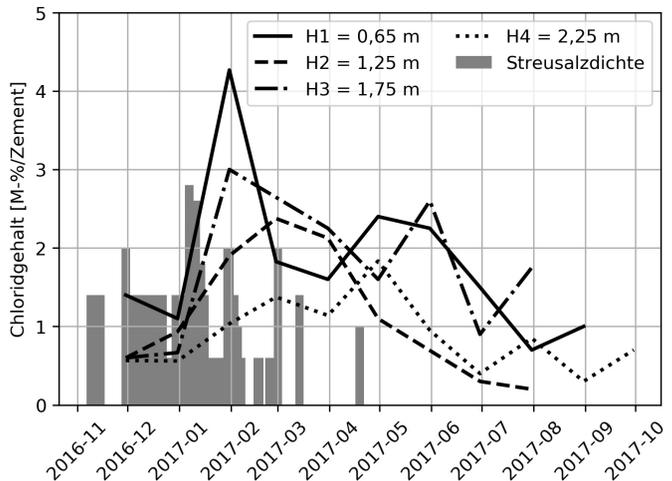


Bild 4: Monatliche Mittelwerte der Chloridkonzentration in [M.-%/Zement] nahe der Oberfläche (0,33 cm) über den Jahreszyklus in vier verschiedenen Höhen

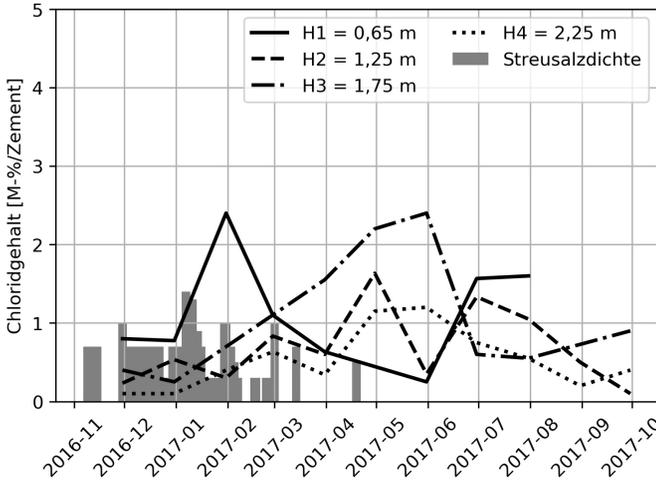


Bild 5: Monatliche Mittelwerte der Chloridkonzentration in [M-%/Bindemittel] auf Bewehrungsstabhöhe (3,63 cm) über den Jahreszyklus in vier verschiedenen Höhen

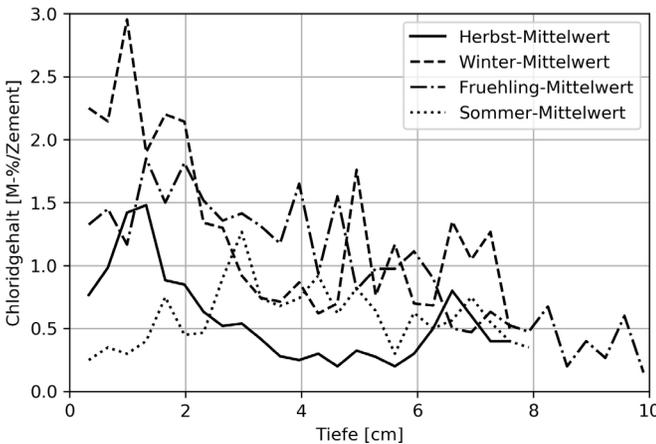


Bild 6: Über die Jahreszeiten gemittelt Chloridprofil auf Höhe H2 = 1,25 m

Bild 7 zeigt die Entwicklung des Chloridprofils über das betrachtete Jahr, unterschieden in Winterdienst (von 1. November bis 15. April) und Sommerbetrieb im restlichen Jahreszeitraum.

Die aus den Chloridprofilen gewonnenen Daten zeigen eine enorme Streuung des Chloridgehaltes im Jahresverlauf, sogar nach Mittelung der Horizonte und Zeitspannen. Die Ergebnisse zeigen zudem, dass der Chloridgehalt in der Betondeckung schnell ansteigt, wenn ein Bauwerk Streusalz ausgesetzt ist, insbesondere bei vor-

herigem direktem oder Spritzwasserkontakt. Wie in den Abbildungen zu sehen ist, migriert die hohe Streusalzmenge während der Wintersaison in die Betonmasse. Tendenziell ist der Eintrag der Chloride höher, je näher die Untersuchungsstelle dem Straßenniveau liegt. Die Grafiken zeigen aber auch, dass im Jahresverlauf massive Tiefenveränderungen der Maxima erfolgen. Es zeigt sich, dass der Grenzwert (1 % Cl je Masse Zement) im Jahresverlauf unter- und überschritten wird, in einigen Horizonten sogar mehrmals. Die Kurven zeigen eindeutig, dass auch in tieferen Bereichen, also etwa in Bewehrungsebene und darüber, der Zeitpunkt der Probennahme entscheidend für eine Beurteilung der Korrosionsgefahr aufgrund Chloridkontamination ist [8]. Es laufen hier noch weitere Untersuchungen, um diese Effekte genauer zu bestimmen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Bestimmung der Chloridkonzentration in der Zementphase von Beton stellt ein wichtiges Kriterium zur Fest-

legung von Sanierungszeitpunkten sowie über das Ausmaß von Sanierungsmaßnahmen für Bauelemente dar.

Die etablierte Normmethode zur Bestimmung der Chloridkonzentration in der Zementphase von Beton weist einige Nachteile auf. Einerseits gestaltet sich die Probenvorbereitung aufwendig und zeitintensiv, andererseits sind die so erhaltenen Ergebnisse nur in unbefriedigender Ortsauflösung und in äußerst unbefriedigender Genauigkeit verfügbar. Zudem wird der

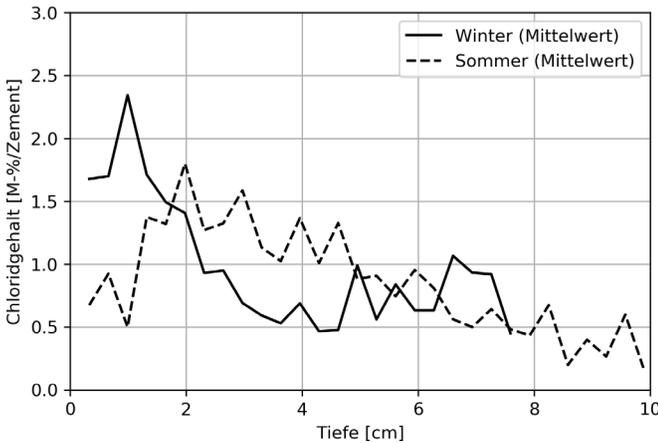


Bild 7: Chloridprofil kondensiert im Winter- und Sommerbetrieb auf Höhe H2 = 1,25 m

meist unbekanntem Zementgehalt nur pauschal berücksichtigt. Die Ortsauflösung ist durch die Probenahme im Zentimetermaßstab limitiert und die Konzentration von Chlorid in der Zementphase kann nur durch Multiplikation der ermittelten Gesamtchloridkonzentration mit einem Faktor bei Kenntnis des Zementgehaltes erfolgen.

Diese Vorgehensweise kann bestenfalls als Schätzung zur Beurteilung des Sanierungsbedarfs betrachtet werden. Im Zuge der Arbeit konnte darüber hinaus festgestellt werden, dass die über Titration erhaltenen Ergebnisse nicht nur hohe Abweichungen aufweisen, sondern sogar falsch sein können, da auch im löslichen Zuschlag von Beton ein nicht zu vernachlässigender Anteil an Chlorid vorhanden sein kann, der durch den chemischen Aufschluss freigesetzt wird und beim Titrationsverfahren mitbestimmt wird. Durch die Umrechnung auf die Zementphase wird in weiterer Folge somit ein relevanter systematischer Fehler verursacht.

Die Ortsauflösung bei LA-ICP-MS kann mit steigendem Zeitaufwand für die Analyse beliebig verbessert werden und wird nur durch den Durchmesser des Laserstrahls limitiert. Für eine Analysendauer von circa einer Stunde pro Bohrkern kann die Auflösung um den Faktor 3 gegenüber der Normmethode verbessert werden. Zudem besteht jeder Wert aus 18 ober-

flächenparallelen Einzelmessungen, wovon ca. 50 % in der Zementphase zu liegen kommen. Der Messwert einer Tiefenstufe kann somit durch einen abgesicherten Mittelwert und eine Standardabweichung angegeben werden.

Die selektive Messung bzw. Auswertung von Chlorid und Zement ausschließlich im Zementstein von Beton bedeutet einen entscheidenden Vorteil im Vergleich zur Normmethode. Die Umrechnung der durch die Titration erhaltenen

Ergebnisse würde nur dann richtige Ergebnisse liefern, wenn zumindest diese vier Voraussetzungen erfüllt wären:

1. Der Zementanteil im Beton ist bekannt – in der Praxis ist dies kaum der Fall oder nur in unbefriedigender Genauigkeit.
2. Der im Beton vorhandene Zuschlag ist – im Inneren – chloridfrei. Durch Aufschluss wird der im Zuschlag gebundene und für die Problematik der Depassivierung des Bewehrungsstahls irrelevante Anteil an Chlorid mitquantifiziert und verfälscht das Ergebnis bei Umrechnung auf die Zementphase stark.
3. Die entnommene Probe stellt einen repräsentativen Anteil des Betons dar (das Verhältnis Zementstein/Zuschlag der Probe muss dem des Betons entsprechen, also ein repräsentatives Volumen sein) – dies ist ebenso meist nicht der Fall ist.
4. Komponenten der Zuschläge werden bei der Titration nicht fälschlich als Chlorid interpretiert.

Alle genannten Voraussetzungen sind für eine genaue Bestimmung des Chloridgehaltes in der Zementphase mittels LA-ICP-MS irrelevant, da die den Ergebnissen zugrundeliegenden Informationen selektiv und mit einer hohen Analyseanzahl aus der Zementphase gewonnen werden. Vergleiche mit der Normmethode zeigen bei sehr hohen Chloridgehalten noch einigermä-

ßen gute Übereinstimmungen. Die großen Unterschiede im Bereich des kritischen Chloridgehaltes können durch unterschiedlich starke Einflüsse der vorher genannten vier Voraussetzungen beim Normverfahren erklärt werden. Die mit dem Normverfahren verursachten Abweichungen und systematischen Fehler können zu einerseits einem Überbefund führen und somit Sanierungsmaßnahmen einleiten, deren Ausmaß die tatsächlich notwendigen überschreiten, und andererseits die Struktur unbeabsichtigt und in manchen Fällen auch sicherheitsrelevant weit über das geplante bzw. gewünschte Ausmaß schädigen. Durch die selektive Quantifizierung in der Zementphase mittels LA-ICP-MS wird hingegen nur der interessierende Anteil mit hoher Analysezahl, Genauigkeit und Zementanteil berücksichtigt. Die Praxistauglichkeit der Methode wurde mit Realproben belegt und die so erhaltenen Ergebnisse weisen einen höheren Vertrauensgehalt bei deutlich reduziertem Analyseaufwand auf. Eine zuverlässige Bestimmung des Chloridgehaltes ist somit möglich, für die Praxis aufbereitet und wurde auch schon an zahlreichen Bauwerken erprobt.

Alle Chloridprofile, die mit der LA-ICP-MS-Methode untersucht wurden, werden zusammen mit Objektdaten, Zustandsdaten, Exposition sowie anderen Messgrößen für die Dauerhaftigkeit in einer Datenbank gesichert. Es werden dabei nicht nur Daten von Forschungsprojekten gespeichert, sondern auch Zustandsbeurteilungen von „echten“ Bauwerken. Die Auswertung dieses Datenschatzes erlaubt eine zielführende Entwicklung von Prognosemodellen und anderen Verbesserungsmaßnahmen für die Neuerichtung dauerhaften Strukturen und eine auf den Lebenszyklus orientierte, kostengünstige Erhaltung. Die Kosten und CO₂-Einsparungen, die dadurch möglich werden, sind enorm.

Literatur

- [1] Eichinger-Vill, E.; Kollegger, J.; Aigner, F.; Ramberger, G.: Überwachung, Prüfung, Bewertung und Beurteilung von Brücken. In: Mehlhorn, G. (Hrsg.): Handbuch Brücken, 2. erw. u. bearb. Aufl., Berlin Heidelberg: Springer, 2010, S. 1009–1068
- [2] Tuutti, K.: Corrosion of steel in concrete. Diss., Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1982
- [3] ÖNORM EN 14629:2007-06: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Bestimmung des Chloridgehaltes von Festbeton.
- [4] Burtscher, S. L.; Limbeck, A.: Ortsaufgelöste Bestimmung von Chlorid in Beton mittels LA ICPMS – Methodenentwicklung, Kalibrierung, Validierung, Vergleich mit Normmethode. Bericht, Technische Versuchs- und Forschungsanstalt GmbH für Asfinag Service GmbH, 2016
- [5] Bonta, M.; Eitzenberger, A.; Burtscher, S. L.; Limbeck, A.: Quantification of chloride in concrete samples using LA-ICP-MS. Cement and Concrete Research 86 (2016), S. 78–84 – DOI: 10.1016/j.cemconres.2016.05.002
- [6] ÖNORM B4706:2015-07: Instandsetzung von Betonbauwerken – Nationale Festlegungen für Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken gemäß ÖNORM EN 1504.
- [7] Binder, F.; Burtscher, S. L.; Limbeck, A.: Forecast Improvement of Chloride Profiles in Road Structures using LA-ICP-MS. In: Bakker, J.; Frangopol, D. M.; van Breugel, K. (Hrsg.): Proc. of the 5th Int. Symp. on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2016), 16.–19.10.2016 in Delft (Niederlande), 2016, S. 834–838
- [8] Binder, F.; Burtscher, S. L.; Limbeck, A.: Study on the time variant alteration of chloride profiles for prediction purpose. In: Caspeele, R.; Taerwe, L.; Frangopol, D. M. (Hrsg.): Life Cycle Analysis and Assessment in Civil Engineering: Towards an Integrated Vision – Proc. of the 6th Int. Symp. on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2018), 28.–31.10.2018 in Ghent (Belgien), 2018, S. 331–338

Bildquellen

- Bild 1: Fritz Binder, nach [2]
 Bild 2 links: Stefan L. Burtscher, aus [5]
 Bild 2 rechts: Maximilian Bonta, aus [4]
 Bild 3: Fritz Binder, aus [7]
 Bilder 4–7: Fritz Binder, aus [8]

Spanndrahtbruchdetektion mit Schallemissionsmonitoring

Dipl.-Ing. Max Käding¹, Dr.-Ing. Gregor Schacht¹, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx²

¹ Marx Krontal Partner, Hannover, ² Institut für Massivbau, TU Dresden

KURZFASSUNG

Spannungsrisskorrosionsgefährdete Brücken stellen nach wie vor ein Problem dar und können hinsichtlich ihrer Standsicherheit nur schwer beurteilt werden. Die Schwierigkeit liegt bei diesen Bauwerken darin, einen übermäßigen Ausfall des Spannstahls und damit tragsicherheitsrelevante Zustände frühzeitig zu erkennen. Die hierfür geeignete Schallemissionsanalyse (SEA) erlangt daher zunehmend Aufmerksamkeit.

Bei der Anwendung der SEA und Verwendung der Ergebnisse zur sicherheitstechnischen Beurteilung des Tragwerkes muss jedoch mit ausreichender Zuverlässigkeit gewährleistet werden, dass durch die Messung alle signifikanten Schadensereignisse detektiert und identifiziert werden können. Aus diesem Anlass wurde eine umfangreiche Datenbasis von Drahtbrüchen experimentell generiert, statistisch ausgewertet und die Detektionswahrscheinlichkeit von Drahtbrüchen diskutiert.

1 Einleitung

Die rechtzeitige und zuverlässige Erfassung von Degradationsprozessen ist ein zentrales Ziel für den Erhalt der Verkehrsinfrastruktur und die Gewährleistung der Tragsicherheit. Messtechnische Methoden gewinnen in diesem Kontext immer mehr an Bedeutung und finden vielfältig Anwendung [1]–[3]. Eine besonders kritisch zu bewertende Schädigungsart ist die Spannungsrisskorrosion. Hierbei kann es unter spezifischen Voraussetzungen zu einem sukzessiven Ausfall des Spannstahls kommen. Dieser ist jedoch nicht ohne weiteres feststellbar, da die Spannglieder in der Regel in der Betonkonstruktion eingebaut liegen und daher schlecht inspizierbar sind. Weisen diese Bauwerke historisch bedingt quantitative und konstruktive Defizite bei der Betonstahlbewehrung auf, kann beim Ausfall des Spannstahls keine ausreichende Robustheit und Resttragsicherheit gewährleistet werden. In diesem Fall ist eine dauerhafte Überwachung des Bauwerks erforderlich, um die Betriebssicherheit absichern zu können. Für diese Anwendung ist die Schallemissionsanalyse (SEA) ein vielversprechendes Messverfahren,

da Drahtbrüche hiermit sehr gut detektiert und lokalisiert werden können.

Zur Anwendung der SEA als Dauerüberwachungsmethode und zur Verwendung der Ergebnisse für eine baukonstruktive und sicherheitstechnische Beurteilung des Tragwerkes muss gewährleistet sein, dass Drahtbrüche mit einer ausreichend hohen Zuverlässigkeit detektiert und in der Gesamtmenge der gemessenen Ereignisse identifiziert werden können. Aus diesem Anlass wurden zerstörende Untersuchungen an zwei Brückenträgern einer tatsächlich gefährdeten Brücke durchgeführt und die Ergebnisse statistisch ausgewertet. Basierend auf einem vorgegebenen Konfidenzniveau wurden grundlegende Entwurfsparameter für das Messkonzept abgeleitet.

2 Detektionswahrscheinlichkeit von Schallemissionsquellen

In der zerstörungsfreien Prüfung (ZfP) wird das Konzept der Detektionswahrscheinlichkeit oder auch Fehlerauffindwahrscheinlichkeit (engl.: *Probability of Detection* oder PoD) angewendet,

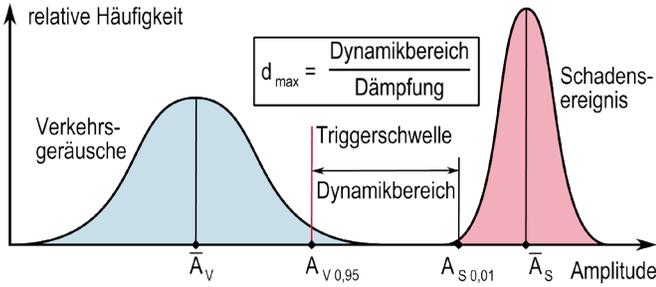
um die Eignung eines spezifischen Prüfsystems bzw. anschließender Analysemethoden zur Detektion bestimmter Fehler zu quantifizieren. Die PoD wird zu diesem Zweck oft in Abhängigkeit der Fehlergröße ermittelt und dargestellt. Für wiederkehrende (aktive) Prüfsysteme, wie bspw. die Ultraschallprüfung, kann dieser Zusammenhang mit Hilfe von Testobjekten weitestgehend eindeutig beschrieben werden. Das Handbuch [4] bietet hierfür eine umfangreiche Anleitung, in der wichtige Grundsätze zur Planung, Durchführung, Analyse und Dokumentation dieser Untersuchungen festgehalten sind. Auf diese Weise soll sichergestellt werden, dass die Bewertung der Prüfverfahren unter ähnlichen Voraussetzungen und Bedingungen erfolgt. Allgemein ist die Eignung des angewandten Verfahrens dann gegeben, wenn die maximal zulässige Fehlergröße mit einer Wahrscheinlichkeit von 90 % bei einem Konfidenzniveau von 95 % nachgewiesen werden kann. Maßgebend für die Ermittlung der PoD ist daher nicht der kleinste auffindbare, sondern der größte nicht gefundene Fehler. Die PoD eines Fehlers hängt jedoch nicht ausschließlich von seiner Größe, Form und Orientierung ab. Ebenso haben Variablen wie Sensoren, messtechnisches Setup, Prüfablauf und Personal einen Einfluss und müssen im Zuge der Datenerhebung berücksichtigt werden.

Die SEA nimmt unter den ZfP-Verfahren eine besondere Stellung ein, da hierbei nicht aktiv mit einem Prüfsignal nach einem Fehler gesucht wird, sondern der Schaden beim Entstehen das Signal emittiert, und sich dieses als elastische Welle im Prüfobjekt ausbreitet, bevor es durch einen Sensor und das Messsystem aufgezeichnet wird. Im Hinblick auf die Einflussfaktoren der PoD ergeben sich hieraus verfahrensspezifische Besonderheiten, die in [7] und [8] diskutiert werden. So muss bspw. die typischerweise angegebene „Fehlergröße“ neu überdacht und mittels akustisch messbarer Größen, wie der freigesetzten Signalenergie bzw. -amplitude, quantitativ ausgedrückt werden. Außerdem spielen die komplexen Effekte der Signaldämpfung und -streuung eine wichtige Rolle, insbesondere dann, wenn die Sensorabstände groß

sind und akustische Diskontinuitäten nicht ausgeschlossen werden können. Aus diesem Grund wird für die SEA die Funktion der PoD natürlicherweise in Abhängigkeit der Position angegeben [7], [9]. Letztlich hat die Wahl der Messinstrumente ebenfalls einen Einfluss, da das Antwortspektrum und die Vorverstärkung der Sensoren sowie die Einstellung der Datenerfassung (Triggerschwellwert, Filter etc.) auf die Charakteristik der Quelle und die materialspezifische Dämpfung abgestimmt sein müssen. Jede Veränderung an den Messinstrumenten, wie bspw. ein veränderter Triggerschwellwert, hat damit ebenfalls Auswirkungen auf die PoD.

Zur Quantifizierung der PoD wird in [8] ein Vorgehen basierend auf experimentellen Daten vorgeschlagen. Hierfür wird zunächst ein Referenzdatenset des untersuchten Schadens mit bekanntem Abstand zwischen Quelle und Sensor aufgezeichnet. Daraufhin wird ein Dämpfungsmodell für das untersuchte Bauteil erstellt. Die Referenzdaten und das Dämpfungsmodell werden anschließend in einem PoD-Modell zusammengeführt und die PoD in Abhängigkeit der Schadensposition in Bezug zu den Sensoren vorhergesagt. Die PoD-Vorhersage wurde in [8] beispielhaft für faserverstärkte Platten und zweidimensionale Sensoranordnungen angewandt.

Für den Anwendungsfall der Spanndrahtbruchdetektion besteht ebenfalls die Motivation darin, die PoD quantitativ zu beurteilen. Allgemein wird angenommen, dass Drahtbrüche sehr energiereiche Ereignisse sind und daher sehr große Sensorabstände gewählt werden können. Darauf aufbauend ist eine wirtschaftliche Anwendung des Verfahrens im Brückenbau überhaupt erst möglich. Dennoch sind umfassende Untersuchungen bezüglich der PoD nicht bekannt. Da das Sensorlayout für jedes Bauwerk individuell entwickelt werden muss, ist vom Grundsatz her auch ein zu [8] inverser Ansatz erforderlich. Ausgehend von einem geforderten Konfidenzniveau muss unter Berücksichtigung der bauwerksspezifischen Besonderheiten der maximal mögliche Sensorabstand ermittelt werden. In [10] wurde hierfür ein Vorgehen vor-



gleichen Messungen kann im nächsten Schritt die Dämpfung berechnet werden. Zwischen den Stützpunkten (Messstellen) wird der Dämpfungskoeffizient linear approximiert. Schlussendlich kann aus den gewonnenen Größen und in Abhängigkeit der Erfassungsschwelle (Triggerschwellwert, siehe Bild 1) der Sensorabstand berechnet werden, bei dem eine Detektion mit hoher Wahrscheinlichkeit auch für leise Signale noch gegeben ist.

Bild 1: Darstellung der Herleitung des maximalen Sensorabstands d_{max}

geschlagen, welches aus dem Sicherheitskonzept nach [11] abgeleitet wurde (siehe Bild 1).

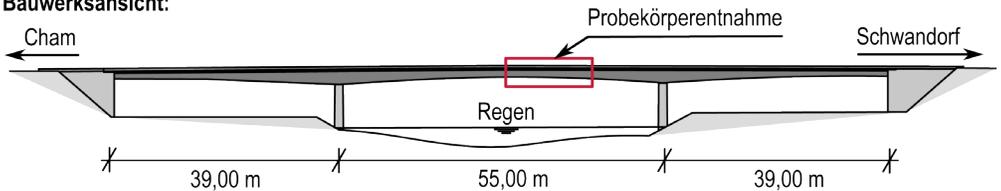
dem eine Detektion mit hoher Wahrscheinlichkeit auch für leise Signale noch gegeben ist.

Bei diesem Vorgehen muss zunächst ebenfalls das Quellsignal charakterisiert werden, indem die Signalamplitude in bekanntem Abstand zwischen Quelle und Sensor erfasst wird. Die beim Bruch eines Drahtes freigesetzte Energie wird durch die mechanischen Randbedingungen am Bruchort beeinflusst, weshalb die lokalen Verbundbedingungen dokumentiert werden müssen. Die Daten werden anschließend zur Approximation einer Verteilungsfunktion genutzt, auf deren Grundlage wiederum Quantile ermittelt werden. Um ein entsprechend hohes Konfidenzniveau zu gewährleisten, werden das 1%- bzw. das 5%-Quantil berechnet. Aus den

3 Experimentelle Untersuchungen

Zur Erweiterung der Referenzdatenbasis wurden zerstörende Untersuchungen an zwei Trägerelementen durchgeführt, die beim Abbruch einer Brücke bei Roding gewonnen wurden. Das Bauwerk überführt die B85 über den Regen im Streckenabschnitt zwischen Schwandorf nach Cham und wurde 1965 als Dreifeldträgerkonstruktion in Spannbetonbauweise mit den Spannweiten 39 m – 55 m – 39 m hergestellt (siehe Bild 2). Der Überbau besteht für jede Fahrtrichtung aus einem separaten Spannbetonhohlkasten, welcher im Bereich der Brückenpfeiler gevoutet ist.

Bauwerksansicht:



Querschnitt im Entnahmebereich:

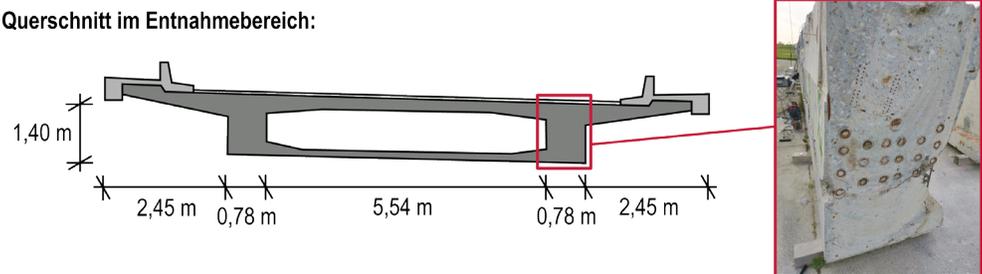


Bild 2: Bauwerksansicht und Querschnitt des Überbaus, Entnahmestellen der Trägerelemente am nördlichen Steg des nördlichen Überbaus

Das Bauwerk wurde sowohl in Längs- als auch in Querrichtung vorgespannt. In den Längsträgern kam das BBRV-Suspa-Verfahren zur Anwendung. Je Hauptträger wurden bis zu 24 Spannglieder mit je 42 runden Einzeldrähten von 6 mm Durchmesser verbaut. Der Abstand zwischen den einzelnen Spanngliedachsen betrug in vertikaler und horizontaler Richtung etwa 12 bis 15 cm. Gemäß der Spannvorschrift wurde das Bauwerk auf ca. 66 % beschränkt vorgespannt. Die Spannkraft betrug je Spannglied ca. 1160 kN, was einer Vorspannung von ca. 980 N/mm² entspricht. Der Spannstaahl wurde vom Hersteller Felten & Guilleaume geliefert und ist damit als stark spannungsrissskorrosionsgefährdet einzustufen [12].

In 2019 wurde in gleicher Lage ein Ersatzneubau als Verbundkonstruktion errichtet. Im Zuge dieser Maßnahme wurden nach Außerbetriebnahme des nördlichen Brückenteils unter Leitung des Instituts für Massivbau der Universität der Bundeswehr München eine Vielzahl experimenteller Untersuchungen in situ durchgeführt [13]. Beim Abbruch des Bauwerks wurden zwei Trägerelemente mit je ca. 7 m Länge entnommen und für weitere Experimente nach München

transportiert. Dort wurden jeweils an zwei Stellen zwei Spannglieder freigelegt und für die Spanndrahttrennung zugänglich gemacht.

Im Zuge der Versuchsdurchführung wurden am Träger 1 insgesamt 38 Drahtbrüche erzeugt. Aufgrund der im Vergleich zum Träger 2 schlechteren Datenqualität wurden diese Signale nicht bei der parameterbasierten Auswertung berücksichtigt. Die gemessenen Signale waren im Durchschnitt 15 bis 20 dB leiser. Dies wird auf eine deutlich schlechtere Kopplung der Sensoren sowie die starke Schädigung des Bauteils durch einen Längsrisss im Bereich der Spannglieder und damit einhergehender Verbundlösung zwischen dem Hüllrohr und dem Konstruktionsbeton zurückgeführt (siehe Bild 3). Der Längsrisss ist im Zuge der Trägerentnahme am Bauwerk aufgetreten.

Am Träger 2 wurden 75 Drahtbrüche provoziert, je Spannglied und Öffnung 17 bis 21 Stück. In Bild 4 sind das Trägerelement und eine Öffnung mit der repräsentativen Sensoranordnung abgebildet. Die Sensoren wurden in Achse des oberen Spanngliedes angeordnet. Das untere Spannglied weist demzufolge einen Versatz von ca. 12 cm zur Sensorachse auf.



Bild 3: Trägerelement 1, Längsrisss im Bereich der Spannglieder



Bild 4: Trägerelement 2 (links) und Öffnung 1 an diesem mit angeklebten Sensoren (rechts)

Die Trennung der Drähte erfolgte bei beiden Trägerelementen mit einem Dremel. Etwa 7 % der Drahtbrüche sind beim zwischenzeitlichen Absetzen des Dremels spontan gebrochen. Der Großteil der Daten ist daher durch die Trennräume überlagert. Die freigesetzte Energie ist beim Drahtbruch im Vergleich zum Dremel jedoch derart hoch, dass eine Verzerrung der Ergebnisse mit Hinblick auf die angestellten Analysen zur Charakterisierung des Ausgangssignals vernachlässigt wird.

An der Öffnung 1 des Trägerelements 2 wurde am Ende des Versuchs noch ein direkter Trennschnitt mit einem großen Trennschleifer durchgeführt. Durch dieses Gerät wurden deutlich stärkere Emissionen freigesetzt. Für diese Drahtbrüche kann jedoch unterstellt werden, dass die lokalen Verbundbedingungen am besten und damit die freigesetzte Energie am geringsten sind. Für die Auswertung liefert diese Konstellation wichtige Hinweise zur „leisesten“ Drahtbruchamplitude.

4 Dokumentation der mechanischen Randbedingungen

Das Trennen eines Spanndrahtes setzt die anliegende Vorspannkraft frei und bewirkt eine elastische Rückdehnung. In Abhängigkeit der vorherrschenden Verbundqualität zwischen Spanndraht und Verpressmörtel stellt sich ein Schlupf des Drahtes ein, welcher in Bezug zur Ausgangsposition des Trennschnittes bestimmt werden kann. Am Einzeldraht sind solche Messungen mit Genauigkeitsanforderungen im Be-

reich eines Zehntelmillimeters schwer umzusetzen, so dass auf eine globale Messung am Spannglied am Trennschnitt des Trägerelements zurückgegriffen wurde. Hier wurde der Schlupf als Abstand zwischen der Durchtrennungseben des Querschnitts und der Ebene der zurückgezogenen, abgeschnittenen Spanndrähte quantitativ ermittelt. Die Schnittkanten eines Trägers wurden hierzu an der Universität der Bundeswehr München mit dem Lichtschnittverfahren [14] als 3D-Scantechnik zwecks einer zukünftigen genaueren Untersuchung detailliert erfasst [13]. Mit diesem Verfahren besteht die Möglichkeit einer vollflächigen Erfassung der Oberflächen auf der Basis von Punktwolken (siehe Bild 5, links), in die beliebig Referenz- und Messebenen eingefügt und relevante Datenbereiche mittels Best-Fit-Methodik extrahiert werden können.

In Bild 5 sind die Schlupfmaße aus den Untersuchungen von 20 Spanngliedern abgebildet. Eine zunehmende Häufung ist im Bereich von 3 bis 4 mm festzustellen. Unter Berücksichtigung der im Abschnitt 3 angegebenen Vorspannung kann hierfür die erforderliche Verbundspannung über die Verankerungslänge des Einzeldrahtes rechnerisch abgeschätzt werden. Der Berechnung wurde eine gleichmäßige, lineare Lasteinleitung zugrunde gelegt. Es ergibt sich dafür eine Spannung von 8,5 bis 11 N/mm². Diese Werte sind vergleichsweise hoch und spiegeln damit sowohl eine hohe Qualität des Verpressmörtels bzw. der Verpressung wider als auch, dass eine radiale Umschnürung und Zwangswirkung durch das Hüllrohr auf die Drähte wirkt.

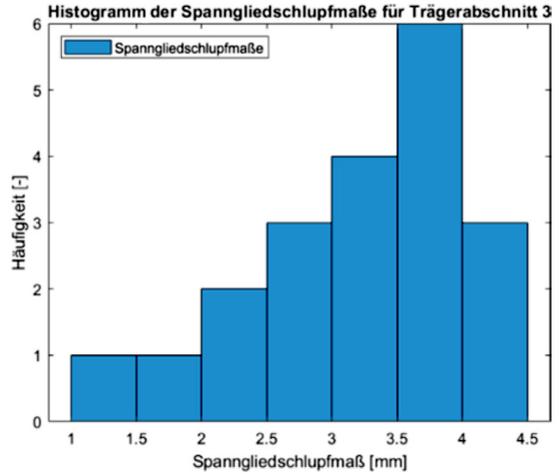


Bild 5: Generiertes Netz der Schnittkante (links) und Auswertung der Spanngliederschlupfmaße für den Trägerabschnitt 3 (rechts)

5 Quantifizierung der Detektionswahrscheinlichkeit

5.1 Referenzdaten des Drahtbruchs

Das Schadensereignis „Drahtbruch“ wurde auf Grundlage der Referenzdaten des Trägerelements 2 charakterisiert. Die Messsignale wurden hinsichtlich ihrer maximalen Amplitude ausgewertet und in Abhängigkeit des Abstands zwischen Quelle und Sensor und der Lage des

Spanngliedes in der Öffnung zusammengefasst. Die relative Häufigkeitsverteilung wurde als Histogramm dargestellt, über welche die Verteilungsfunktion mittels Gauß'scher Kurvenanpassung angenähert wurde. Hierfür wurden letztlich die statistischen Parameter ermittelt. In Bild 6 sind die einzelnen Verteilungen jeweils für die obere bzw. untere Spanngliedlage angegeben. In Tabelle 1 sind die statistischen Parameter zusammengefasst.

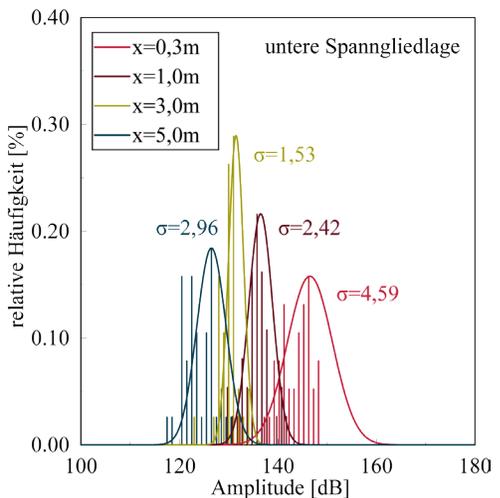
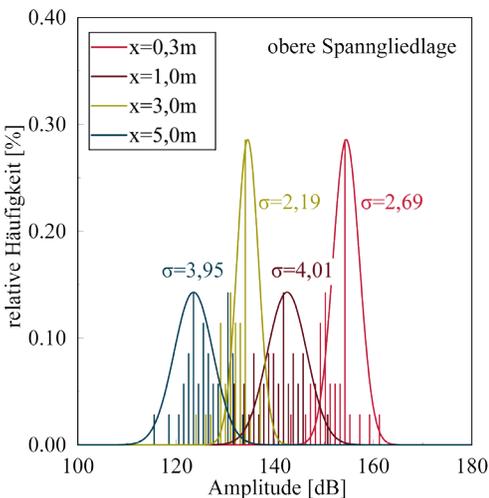


Bild 6: Verteilungsfunktionen für die Drahtbrüche am Trägerelement 2 aufgeteilt nach Spanngliedlage

Abstand x zur Bruchstelle [m]	Spanngliedlage	Signalanzahl	Anteil ohne Sättigung [%]	$\mu = \bar{A}$	σ
0,3	oben	35	74,4	154,5	2,69
	unten	38	100	146,5	4,59
1,0	oben	35	100	142,5	4,01
	unten	37	100	136,5	2,42
3,0	oben	35	80	134,5	2,19
	unten	38	94,7	131,5	1,53
5,0	oben	35	100	123,5	3,95
	unten	38	100	126,5	2,96

Tabelle 1: Zusammenfassung statistischen Parameter μ und σ der Verteilungsfunktionen

Auffällig ist, dass die Standardabweichungen in Abhängigkeit des Abstands zwischen Quelle und Sensor stark variieren. Besonders in 3,0 m Entfernung streuen die Amplituden kaum, wohingegen an der Messposition in 5,0 m Entfernung, wo mit der gleichen Vorverstärkung gemessen wurde, deutlich größere Streuungen festzustellen sind. Eine Erklärung kann hierfür sein, dass die Drahtbruchsignale der zweiten Öffnung im Abschnitt zwischen 3 und 5 m das bereits um ca. 50 % geschädigte Spannglied der ersten Öffnung durchlaufen mussten (siehe Abschnitt 5.2). Eine messtechnische Ursache wird ausgeschlossen.

Die statistische Betrachtung soll maßgeblich genutzt werden, um das untere Quantil der Verteilungsfunktion abzuschätzen. Daher müssen die Ergebnisse aus dem direkten Trennschnitt ebenfalls betrachtet werden. Bei ca. 0,5 m Abstand zwischen Quelle und Sensor ergeben sich für diese Daten die Parameter zu $\mu = 135,3$ dB und $\sigma = 6,10$. Die Streuung ist in diesem Fall höher als in den zuvor durchgeführten Betrachtungen und wird daher maßgebend. Durch Berücksichtigung der höchsten Streuung soll dem Umstand Rechnung getragen werden, dass die Referenzdatenbasis für Drahtbrüche aus statistischer Sicht immer nur einen vergleichsweise begrenzten Umfang aufweisen wird. Im Fall des direkten Trennschnitts wurden bspw. 45 Drähte durchtrennt, in den Daten wurden jedoch nur 21 Drähte zuverlässig identifiziert. Die anderen Drahtbrüche wurden durch die Geräusche des Trennschleifers oder Meißels überlagert. Eine größere Streuung kann daher nicht mit Gewiss-

heit ausgeschlossen werden. Die Quantile ergeben sich zu $A_{0,05} = 125,3$ dB und $A_{0,01} = 121,1$ dB.

5.2 Dämpfungseigenschaften

Die Dämpfungsprofile wurden für jeden Träger, jede Öffnung und jedes Spannglied separat ermittelt. Hierzu wurden die Amplituden der Drahtbrüche in Abhängigkeit des Abstands zwischen Quelle und Sensor als Boxplot aufbereitet (siehe Bild 7). Die Stützpunkte wurden anschließend linear angenähert, um mit dem Anstieg der Geraden das Dämpfungsmaß zu ermitteln. Da nicht durchgehend der gleiche Messaufbau gewählt wurde, weichen die Stützstellen für die Trägerelemente und Öffnungen jeweils etwas ab. Durch die Regressionsgeraden wurde ein bilinearer Verlauf angenähert, da die Dämpfung in geringem Abstand zur Quelle deutlich stärker als in größerer Entfernung ist. Dieser Effekt kann auf die Frequenzabhängigkeit der Dämpfung zurückgeführt werden und muss bei der Berechnung der Sensorabstände Berücksichtigung finden. Ebenso ist festzustellen, dass die Exzentrizität zwischen der Sensorachse und der unteren Spanngliedlage bereits eine deutlich messbare Dämpfung zur Folge hat. Selbst in größerer Entfernung zur Quelle sind die Signale des unteren Spanngliedes 3 bis 5 dB leiser im Vergleich zum oberen.

Diese Effekte gelten für die Höhen- genauso wie für die Tiefenlage der Spannglieder, was verdeutlicht, dass die Lage der Sensoren gut auf den Spanngliedverlauf abzustimmen ist und

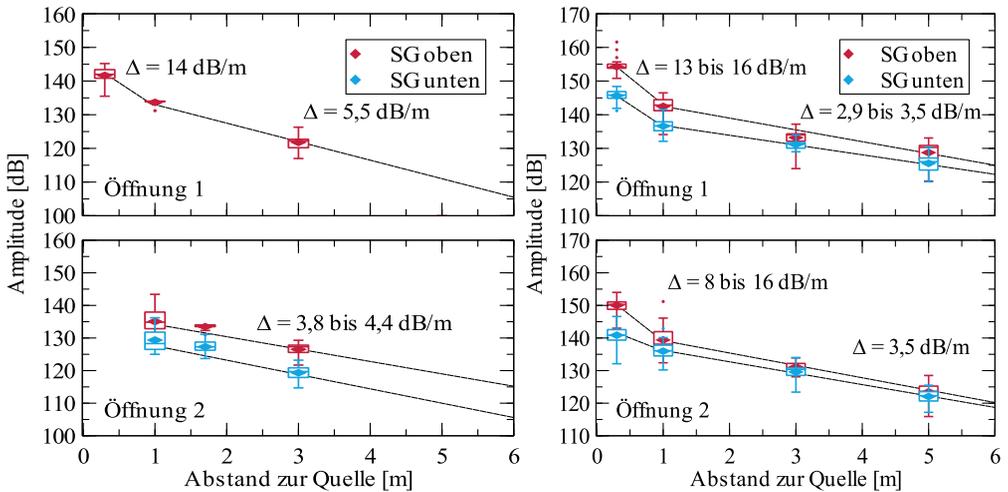


Bild 7: Dämpfungseigenschaften der Trägerelemente 1 (links) und 2 (rechts), Aufteilung der Dämpfungskurven für jedes Spannfeld (obere/untere Lage)

dass diesem Umstand auch in der Berechnung der Sensorabstände Rechnung getragen werden sollte (siehe Abschnitt 5.3).

5.3 Diskussion am Beispiel der Brücke in Roding

Im Ergebnis der angestellten Auswertungen konnten eine Amplitude der Quelle von $A_{0,05} = 125,3$ dB bzw. $A_{0,01} = 121,1$ dB in 0,5 m Abstand und eine bilineare Dämpfungskurve mit 16 dB/m für $d \leq 1$ m und 3,5 dB/m für $d > 1$ m ermittelt werden. Im Weiteren wird angenommen, dass der Schwellwert für eine triggergesteuerte Signalerfassung bei 90 dB eingestellt wird. Dies entspricht einem typischen Schwellwert, wie er etwa bei einer Sensorkonfiguration ohne Vorverstärkung gewählt wird. Der verfügbare Dynamikbereich beträgt damit für ein entsprechend hohes Konfidenzniveau von ca. 30 bis 35 dB. Hieraus kann der zugehörige Sensorabstand für das Bauwerk berechnet werden, welcher dann 6,3 bis 7,7 m beträgt. Je Hauptträgersteg sind damit 18 bis 22 Sensoren vorzusehen.

Typischerweise werden die Sensoren auf einer Seite des Stegs appliziert. Das hinterste Spannfeld liegt hierauf bezogen in der 6. Lage und ca. 70 cm tief im Beton. Trifft man die Annahme,

dass der Sensor in vertikaler Ebene zentrisch zum Schwerpunkt der Spannlieder angeordnet ist und diese damit optimal abdeckt, so muss man für die hintersten Spannlieder trotzdem mit einer erheblichen Reduktion des Konfidenzniveaus rechnen (siehe Abschnitt 5.2). Um diesem Umstand entgegenzusteuern, können weitere Parameter des Signals, auch Features genannt, oder anspruchsvollere Analysemethoden herangezogen werden. Mit zunehmender Dimensionalität der Bewertungskriterien wird die Aufgabe zu einem Problem der Signalklassifizierung und damit klassischerweise der Mustererkennung zugeordnet. Hierdurch entsteht jedoch die Möglichkeit, die Detektionswahrscheinlichkeit in Summe zu steigern und Redundanzen über mehrere Kriterien aufzubauen.

6 Zusammenfassung

Die Schallemissionsanalyse gewinnt zur Dauerüberwachung von Infrastrukturbauwerken zunehmend an Aufmerksamkeit. Ein vielversprechender Anwendungsfall hierfür sind spannungsrissskorrosionsgefährdete Spannbetonbrücken. Zum einen ist bei betroffenen Bauwerken eine Beurteilung der Gefährdung durch den Schädigungsprozesses mittels klassischer Methoden der Bauwerksdiagnostik oder

Bauwerksprüfung nur bedingt möglich. Zum anderen bietet die SEA die Möglichkeit, den Schaden direkt zu detektieren und zu lokalisieren. Dennoch liegen nur begrenzt Kenntnisse zur signaltechnischen Charakteristik von Drahtbrüchen vor, welche eine wichtige Grundlage für die Entwicklung zuverlässiger Sensorlayouts sind. Aus diesem Anlass wurden an zwei Probekörpern eines real gefährdeten Bauwerks 113 Spanndrähte durchtrennt. Die Amplituden der Ereignisse wurden statistisch aufbereitet und das Dämpfungsverhalten durch eine bilineare Regression angenähert. Unter Gewährleistung einer Detektionswahrscheinlichkeit von 95 % bzw. 99 % wurden über ein Modell die maximal möglichen Sensorabstände beispielhaft für das Bauwerk ermittelt.

Danksagung

Die Autoren danken herzlich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Thomas Braml, Herrn M.Sc. Matthias Haslbeck und Herrn M.Sc. Christian Merkl des Instituts und Labors für konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr München, dass Sie die Durchführung der Messungen ermöglicht und bei der Erstellung des Beitrags fachlich unterstützt haben.

Literatur

- [1] Bolle, G.; Mertzsch, O.; Marx, S.: Messtechnische Dauerüberwachung zur Absicherung der Restnutzungsdauer eines spannungsrissskorrosionsgefährdeten Brückenbauwerks. Beton- und Stahlbetonbau 122 (2017) 2, S. 75–84 – DOI: 10.1002/best.201600067
- [2] Wenner, M.; Käding, M.; Marx, S.: Messtechnische Überwachung bei Brückenbaumaßnahmen. Bau-technik 95 (2018) 1, S. 44–52 – DOI: 10.1002/bate.201700101
- [3] Marx, S.; Wenner, M.; Käding, M.; Wedel, F.: Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt–Halle/Leipzig. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 28. Dresdner Brückenbausymposium am 12./13.03.2018 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2018, S. 41–56
- [4] 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 – DOI:10.1002/best.201800087
- [5] Marx, S.; Grünberg, J.; Schacht, G.: Methoden zur Bewertung experimenteller Ergebnisse bei kleinem Stichprobenumfang. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) 1, S. 2–13 – DOI: 10.1002/best.201800080
- [6] MIL-HDBK 1823A: Nondestructive Evaluation System Reliability Assessment. Department of Defense, 2009
- [7] Pollock, A.: Probability of detection for acoustic emission. Journal of Acoustic Emission 25 (2007), S. 167–172
- [8] Sause, M. G. R.; Linscheid, F. F.; Wiehler, M.: An Experimentally Accessible Probability of Detection Model for Acoustic Emission Measurements. Journal of Nondestructive Evaluation 37 (2018) 17 – <https://doi.org/10.1007/s10921-018-0474-4>
- [9] Tschöke, K.; Gaul, T.; Schubert, L.; Mueller, I.: Rechnergestützte POD-Bestimmung für SHM-Verfahren basierend auf geführten Wellen im Automobilbereich. In: Erhard, A. (Hrsg.): Tagungsband zur DGZfP DACH-Jahrestagung 2019 – Zerstörungsfreie Materialprüfung, 27.–29.05.2019 in Friedrichshafen, 2019, 10 S. (digital)
- [10] Käding, M.; Schacht, G.; Marx, S.: Schallemissionsmonitoring im Spannbetonbrückenbau – Herausforderungen und Möglichkeiten. In: Isecke, B.; Kriege, J. (Hrsg.): Tagungsband zum 4. Brückenkolloquium, 08./09.09.2020 in Esslingen, 2020, S. 549–560
- [11] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010.
- [12] 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). Ausgabe 2011
- [13] Haslbeck, M.; Merkl, C.; Braml, T.: Daten als Grundlage für KI-Anwendungen – Beispielprojekt Brücke Roding. In: Isecke, B.; Kriege, J. (Hrsg.): Tagungsband zum 4. Brückenkolloquium, 08./09.09.2020 in Esslingen, 2020, S. 205–214
- [14] Schuth, M.; Buerakov, W.: Handbuch Optische Messtechnik. München: Hanser Verlag, 2017

Bildquellen

Bild 1: Max Käding, aus [10]
 Bilder 2–4, 6, 7: Max Käding
 Bild 5: Bild aus [12], Grafik: Christian Merkl

Schleibinger Geräte

Messen statt schätzen

Baustoffprüfgeräte

Dauerhaftigkeit

- Bestimmung des Frost-Tau-Widerstandes von Baustoffen und Böden
- Nachweis des Alkalireaktivitätspotentials in Baustoffen (AKR)



Schwinden

- Erfassung des Schwindverhaltens der Baustoffe im plastischen und festen Zustand
- Bestimmung des Schüsselverhaltens und des behinderten Schwindens



Verarbeitbarkeit

- rheologische Messungen an Mörtel und Frischbeton
- Testen der Pumpbarkeit von Mörtel und Beton



www.schleibinger.com

Ansätze zur objektspezifischen Ermittlung und Bewertung von KKS-Schutzkriterien

Dr.-Ing. Ulrich Schneck

CI Tec Concrete Improvement Technologies GmbH, Dresden

KURZFASSUNG

Beim katodischen Korrosionsschutz von Stahl in Beton sind Schutzkriterien, d. h. nachzuweisende Potentialverschiebungen, etabliert und normativ vorgegeben, die von galvanischen Systemen mitunter nicht erreicht werden. Das liegt hauptsächlich an der relativ geringen, nicht regelbaren Spannungs- bzw. Potentialdifferenz zwischen Stahl und Zink. Wenn die Korrosionsraten am ungeschützten Bauwerk jedoch gering oder nur moderat erhöht sind, können auch geringere Potentialverschiebungen einen sicheren Korrosionsschutz bieten. Im Beitrag werden messtechnische Möglichkeiten erläutert, Korrosionsraten an Stahlbetonbauwerken objektspezifisch zu ermitteln, woraus sich individuell erforderliche Potentialverschiebungen ableiten lassen, um mit KKS passivähnliche Korrosionsraten zu erreichen. Häufig kann daraus abgeleitet werden, dass eine (IR-freie) Potentialverschiebung um weniger als 100 mV an der Bewehrung ausreichend ist. Im umgekehrten Fall können sehr hohe Korrosionsraten ein Ausschlusskriterium für galvanischen KKS sein. Mit galvanostatischen Polarisationsmessungen kann die zu erwartende Schutzwirkung von galvanischen KKS-Systemen simuliert werden, so dass bereits in der Planungsphase eine Eignungsprüfung mit guter Genauigkeit durchführbar ist.

1 Einleitung

Der katodische Korrosionsschutz (KKS) von Stahlbetonbauwerken ist ein zerstörungsfreies Instandsetzungsverfahren, das seit 20 Jahren als europäische bzw. internationale Norm (DIN EN ISO 12696 [1]) geregelt ist. Als absolutes Kriterium für den Funktionsnachweis gilt, wenn vormals korrosionsaktive Bewehrungsbereiche in einen Potentialbereich zwischen -720 und -1.100 mV gegen Ag/AgCl/0,5M KCl (*) polarisiert werden (bzw. minimal -900 mV für Spannbeton). In diesem Potentialbereich ist die Korrosionsrate nahe Null; praktisch ist das aus verschiedenen Gründen jedoch schwer zu erreichen. Weiterhin kann als allgemein akzeptiertes relatives Kriterium eine Potentialverschiebung um mindestens 100 mV nachgewiesen werden – in negative Richtung beim Einschalten des KKS und in positive Richtung beim Ausschalten. Das leitet sich als empirisches Erfordernis aus der

Butler-Volmer-Gleichung bzw. der Tafel-Geraden [2] ab, wonach eine Potentialverschiebung in katodische Richtung eine Reduzierung der Korrosionsstromdichte auf ca. 10 % des Ausgangswerts bedeutet und in den meisten Fällen sicher und ausreichend ist.

Bei galvanischen KKS-Systemen (meist mit Zink als Opferanode), die wegen ihrer Einfachheit und Robustheit technisch und wirtschaftlich interessant sind, ist die erreichbare Potentialverschiebung an der Bewehrung v. a. durch die geringe Potentialdifferenz zwischen Stahl und Zink begrenzt (ca. 250 bis 500 mV), aber auch durch den Grad der Vorkorrosion am Stahl und die damit zusammenhängenden katodischen Teilprozesse (Verhältnis von Oxidreduktion und Sauerstoffreduktion). Wenn hierbei die Einhaltung des 100-mV-Kriteriums – siehe Bild 1 – nicht nachweisbar ist, ergeben sich neben dem normativen Konflikt Schwierigkeiten bei der technischen Beurteilung der Schutzwirkung solcher KKS-Anlagen. Diese muss jedoch sicher-

(*) Silber-Silberchlorid-Elektrode in 0,5 molarer KCl-Lösung

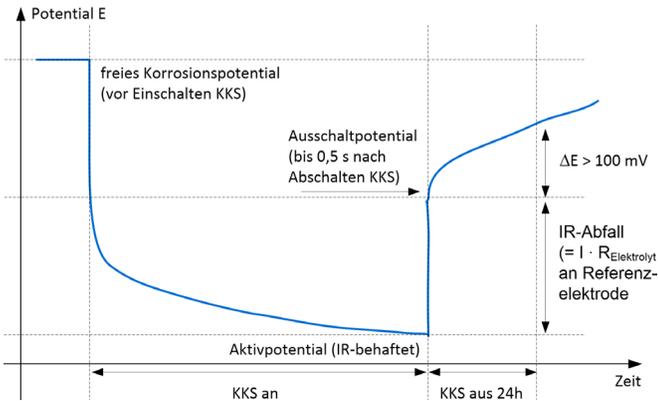


Bild 1: Darstellung des Potentialverlaufs sowie des IR-Abfalls als Messeffekt an der Referenzelektrode unter KKS und während der Depolarisationsmessung

gestellt sein. Eine praktikable Herangehensweise zu deren objektbezogener Ermittlung wird im Weiteren mit theoretischen Grundlagen und einem Projektbeispiel an Hand eines Parkhauses besprochen.

2 Bewertung der durch KKS erreichten Reduzierung der Korrosionsrate

2.1 Wirkungsprinzip des galvanischen KKS

Die Schutzwirkung von Zink gegen die Korrosion von Stahl besteht gemäß Bild 1 darin, dass bei einer metallleitenden und elektrolytischen Kopplung beider Metalle ein Mischpotential (= Schutzpotential) entsteht, und sich die anodische Teilstromdichte am Stahl entlang der Tafel-Geraden mit einem Anstieg von ca. -100 bis -120 mV/Dekade i verringert [2]. Gleichzeitig kommt es zum Eintrag eines Schutzstroms aus Zink in Stahl, dessen Betrag sich entlang der anodischen Tafel-Geraden von Zink zwischen dem freien Korrosionspotential von Zink und dem Schutzpotential ergibt. Weitere, allgemeine Informationen über KKS sind z. B. in [1] zu finden.

Bei der Stromdichte-Spannungs-Darstellung in Bild 2 handelt es sich um den Tafel-Plot, benannt nach Julius Tafel, der es 1905 mit dieser halblogarithmischen Auftragung der Stromdichte i über das Potential E ermöglichte, den Korrosionsstrom am Korrosionspotential zu ermitteln, was in direkter Messung nicht möglich ist.

Im zugrundeliegenden Versuch wird eine in Elektrolytlösung befindliche Materialprobe mit einem Potentiostaten und einer Hilfelektrode (Gegenelektrode) aus ihrem Zustand der freien Korrosion bis ca. $\pm 200 \text{ mV}$ um das freie Korrosionspotential polarisiert. Der dafür erforderliche Strom wird aufgezeichnet, und es ergibt sich eine Messkurve ähnlich der roten oder blauen Kurve in der Grafik. Sachverhalte zur Messtechnik, zur IR-Korrektur und zum Flächenbezug werden

in [4], [5] sowie unter Punkt 3 besprochen. An die geraden Abschnitte der Messkurve können die sogenannten Tafel-Geraden angefitet werden, und an deren Schnittpunkt mit dem freien Korrosionspotential (senkrechte gestrichelte Linie) lassen sich der Korrosionsstrom bzw. die Korrosionsstromdichte am Korrosionspotential ablesen.

Am Schnittpunkt des anodischen, rechten Asts der (roten) Zinkkurve mit dem katodischen, linken Ast der (blauen) Stahlkurve ergeben sich das Schutzpotential und der Schutzstrom bzw. die Schutzstromdichte. Je größer dabei die Differenz zwischen E_{Schutz} und $E_{\text{corr,Fe}}$ ist, umso stärker fällt die Verringerung der anodischen Teilstromdichte am Stahl aus. Der in den Stahl eingetragene Schutzstrom ist der Differenzbetrag zur Eigenkorrosion des Zinks ($I_{\text{Schutz}} - I_{\text{corr,Zn}}$).

Bei dem bereits erwähnten, konservativ anzunehmenden Anstieg der Tafel-Geraden von 120 mV/Dekade i kann man errechnen, dass eine Verschiebung des Potentials in negative Richtung zu den in Tabelle 1 gelisteten Reduzierungen der Korrosionsrate führen wird. Das bezieht sich auf IR-freie Potentialwerte, die an der KKS-Anlage in der Regel als Ausschaltpotentiale bis ca. $0,5 \text{ s}$ nach Ausschalten des KKS gemessen werden und in Beziehung zu den freien Korrosionspotentialen bzw. zu den 24 h nach Abschalten bestimmten Potentialen gesetzt werden.

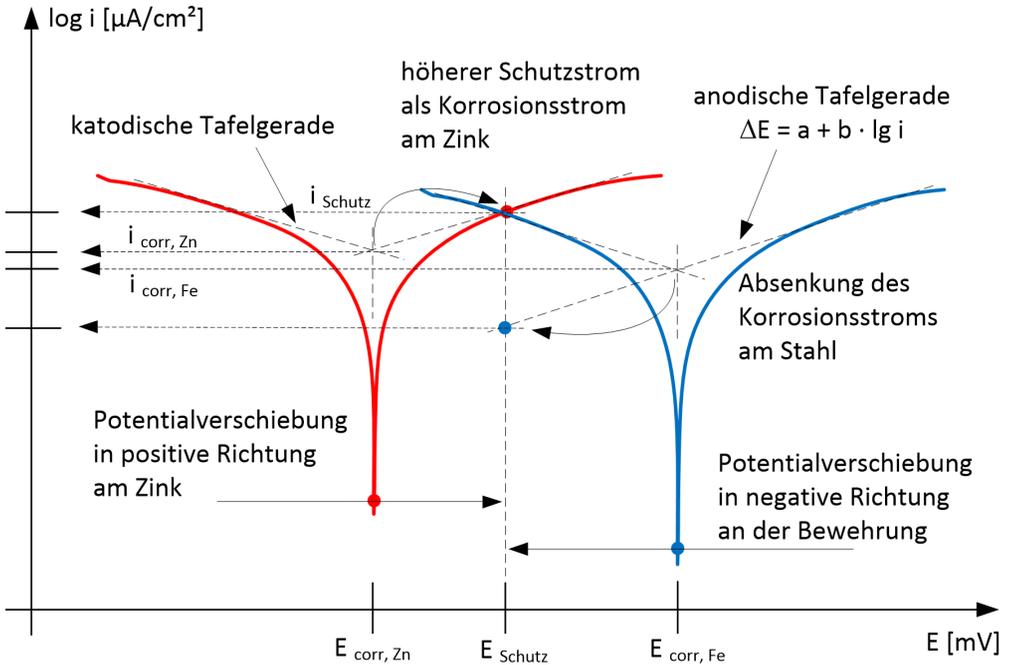


Bild 2: Wirkungsprinzip des galvanischen KKS mit Zink für Stahl in der Stromdichte-Spannungs-Darstellung, nach [3]

Mit dieser Orientierung kann man bei gemessener Potentialverschiebung (in der Regel bei Depolarisationsmessungen an KKS-Anlagen) mindestens abschätzen, um wie viel Prozent die in der Praxis meist unbekanntere ursprüngliche Korrosionsrate reduziert wird. Das in der EN ISO 12696 [1] als Leistungsnachweis verankerte 100-mV-Kriterium bezieht sich auf den gleichen gedanklichen Ansatz.

2.2 Ausführungsvarianten des galvanischen KKS

Für einen galvanischen KKS an Stahlbetonbauwerken gibt es im Prinzip drei Varianten der Ausführung: die thermische Spritzverzinkung der Betonoberfläche mit anschließender organischer Deckbeschichtung (Bild 3), den Einbau diskreter Stab- oder Zylinderanoden in Bohrlöcher senkrecht zu Betonoberfläche oder das Aufkleben einer Zink-Hydrogelfolie (Bild 4). Die Spritzverzinkung und die Zink-Hydrogelfolie sind planare Anodenanordnungen, die eine parallele Fläche zur Bewehrung bilden, und Stabanordnungen werden gewählt, wenn komplexe Bauteile oder auch andere Bewehrungslagen als die an der Montagefläche liegende zu schützen sind.

Meist wird der katodische Schutz mit einer permanenten elektrischen, metallleitenden Verbindung zwischen Stahl und Zink (Kontaktplatten oder Kabelanschlüsse, in der Regel 1 Stück pro

Potentialverschiebung (IR-frei unter KKS) [mV]	Reduzierung der Korrosionsrate auf % des ursprünglichen Werts [%]	Reduzierung der Korrosionsrate um % des ursprünglichen Werts [%]
0	0	0
-10	83	-17
-20	68	-32
-40	46	-54
-80	22	-78
-100	15	-85

Tabelle 1: Katodische Potentialverschiebungen und resultierende Verringerung der Korrosionsraten, berechnet bei einem Anstieg der Tafel-Geraden von 120 mV/Dekade i



Bild 3: Thermisches Spritzverzinken von Beton – händisches Spritzen und Ansicht der verzinkten/unverzinkten Betonoberfläche (Abbildungen: Grillo Werke AG)

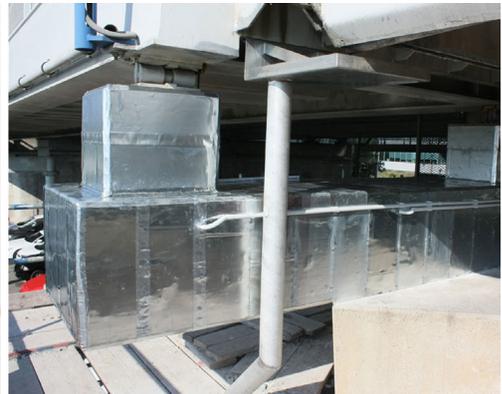


Bild 4: Beispiele für eine Zink-Stabanode (noch mit Spezialmörtel einzubauen) und für Zink-Hydrogelfolie

10 m²) hergestellt; der Beton stellt den elektrolytischen Teil der Schaltung dar.

Um die Leistungsfähigkeit des KKS zu messen, muss die elektrische Verbindung zwischen Zinkanode und Bewehrung für mindestens 24 h getrennt werden. Häufig werden batteriebetriebene Datenlogger eingesetzt, um Signale an Referenzelektroden, Schutzströme und Temperaturen aufzuzeichnen; Depolarisationsmessungen werden im Abstand von höchstens einem Jahr meist händisch durchgeführt. Bei größeren Bauteilen, z. B. Parkhausflächen, werden im Rahmen der Zustandserfassung mehrere repräsentative Teilflächen von ca. 10 m² Einzelgröße ausgewählt, in denen die Anode für Messzwecke schaltbar ist.

3 Bestimmung der lokalen Korrosionsrate im ungeschützten Zustand

Die Messung der Korrosionsrate bzw. der Korrosionsstromdichte ist an Stahlbetonbauteilen schwierig, da es kaum möglich ist, die reale, bei der Messung angeregte Bewehrungsfläche zu bestimmen. Weiterhin können auch innerhalb kleiner Bewehrungsabschnitte heterogene Korrosionsbedingungen herrschen, d. h. es können passive und verschiedene aktive Teilflächen vorhanden sein, und die bei chloridinduzierter Korrosion meist vorhandene Makroelementbildung erschwert die rechnerische Auswertung zusätzlich [6].

Trotz dieser Sachverhalte und der sich daraus ergebenden Unwägbarkeiten kann man mit

hinreichender Genauigkeit wenigstens einen Bereich der Korrosionsrate ermitteln, der einen guten Anhaltspunkt über Bedarf und Ausmaß eines Korrosionsschutzes ergibt. Hierzu konnten in den vergangenen Jahren bei vielen Praxisprojekten wichtige Erfahrungen gesammelt werden, und die dabei berechneten Korrosionsraten zeigten plausible Zusammenhänge mit anderen Messdaten (Polarisationswiderstand, Elektrolytwiderstand, Chlorid- und Wassergehalt in Bewehrungsnähe) und weiteren Beobachtungen (visueller Zustand von Bewehrung und Beton, allgemeine Bauwerkssituation), siehe auch [4].

Geeignete Messmethoden zur Erfassung von Korrosionsraten sind die lineare Polarisation (LPR) und die Tafel-Polarisation, welche potentiodynamisch funktionieren, das bedeutet, dass das Potential langsam – mit ca. 0,5 mV/s – in katodische, negative und in anodische, positive Richtung verschoben wird. Bei der LPR wird im linearen Bereich der Stromdichte-Spannungskurve gearbeitet (max. ± 20 mV), während bei der Tafel-Polarisation – wie bereits erwähnt – um bis zu ± 200 mV polarisiert wird. Die Arbeitsbereiche beider Methoden sind in Bild 5 verdeutlicht.

Gemäß Bild 6 wird eine Aufsatzmesszelle, in der die Referenz- und die Gegenelektrode angeordnet sind, auf der Betonoberfläche und über einer Bewehrungskreuzung platziert. Die mit der Gegenelektrode angeregte Bewehrungsfläche kann man sich als einen Bereich zwischen einem Zylinder unter der – in diesem Fall mit 6 cm Durchmesser ausgebildeten – Gegenelektrode und einem sich nach unten öffnenden Kegestumpf im Winkel von 45° bis zur Bewehrung vorstellen. Bei Bezug auf den Zylinder ergibt sich die mögliche minimale Bewehrungsstablänge; bei Bezug auf den Kegestumpf die maximale. Bei der Berechnung des Stabumfangs sollten Korrekturfaktoren für Rippenstahl und für Korrosionsnarben bei bereits vorhandener Korrosion berücksichtigt werden. Mit diesem Ansatz erhält man wahrscheinliche Eckpunkte für die Berechnung der Korrosionsstromdichte bzw. der Korrosionsrate $i = I/A$ [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$] aus dem gemessenen Korrosionsstrom.

Zunächst sollen jedoch noch Beispiele für Messergebnisse aus den LPR- und Tafel-Polarisationsmessungen angeführt werden; Bild 7 zeigt eine LPR-Messung. Ein erstes Ergebnis daraus ist der Gesamt-Polarisationswiderstand R_p ; die-

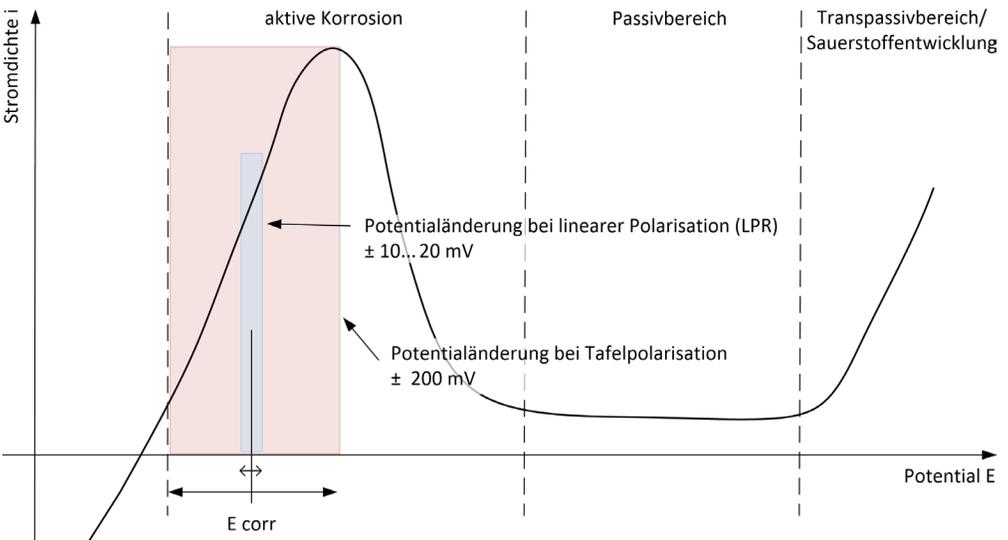


Bild 5: Stromdichte-Spannungskurve von Stahl mit Darstellung des Aktiv- und Passivbereichs sowie der Arbeitsbereiche für lineare Polarisation und Tafelpolarisation

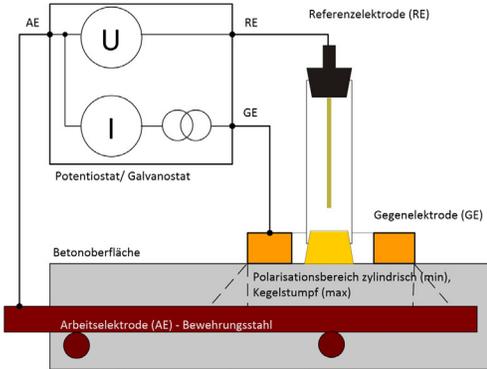


Bild 6: Prinzipskizze für Potentiostat und Messanordnung sowie Beispiel für praktische Anwendung in einem Parkhaus (Aufsatzmesszelle links unten)

ser ergibt sich aus $\Delta E/\Delta I$ und enthält den Polarisationswiderstand der Grenzfläche Stahl-Elektrolyt und den Elektrolytwiderstand des Betons zwischen Stahl und Referenzelektrode. Mit der abgeschätzten, polarisierten Bewehrungsfläche kann ein spezifischer R_p' -Wert in $[\Omega/\text{cm}^2]$ und die Korrosionsrate nach Stern-Geary mit $i = 0,026 V/R_p'$ berechnet werden. Es ist wichtig darauf hinzuweisen, dass dieser zugeschnittenen Gleichung die Annahme einer homogenen Korrosion zugrunde liegt, was bei Korrosionsvorgängen in Stahlbeton, und besonders bei Chloridangriff, nicht der Fall ist [6].

Bei der Tafel-Polarisation entsteht mit den bereits erwähnten Randbedingungen eine wie in Bild 8 ersichtliche Messkurve, aus der der Korrosionsstrom am Korrosionspotential ablesbar ist. Ohne IR-Korrektur führt jeder Potentialschritt zu einer mit steigendem Strom größeren Abweichung gegenüber einer korrigierten Kurve, besonders bei hohen Elektrolytwiderständen, und sowohl Kurve als auch die Neigung der Tafel-Geraden werden flacher. Daraus resultiert ein höherer Korrosionsstrom im nicht korrigierten Zustand; funktionell entspricht das Ergebnis dann aber der LPR, wo gleichfalls der Elektrolytwiderstand wirkt, hier aber zu

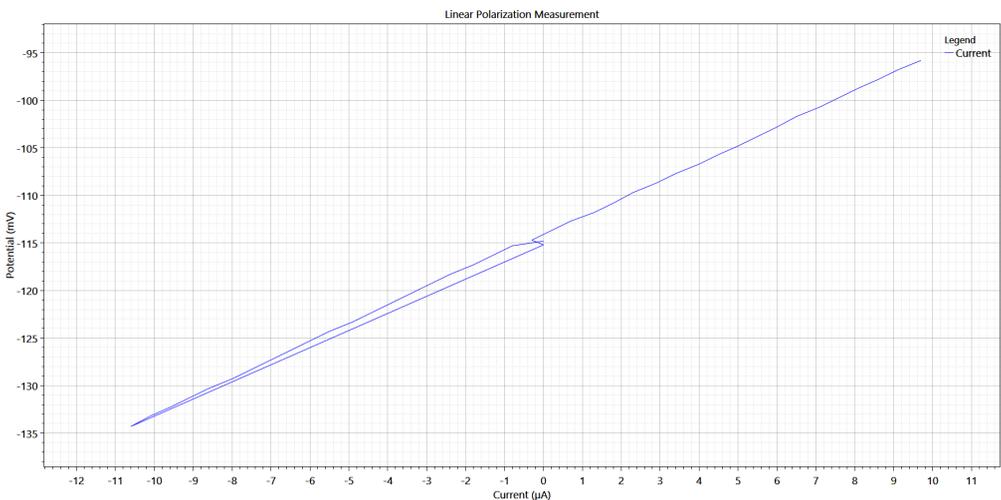


Bild 7: Beispiel für lineare Polarisationsmessung mit exakt linearem Bezug zwischen Potential und Strom innerhalb der Versuchsgrenzen

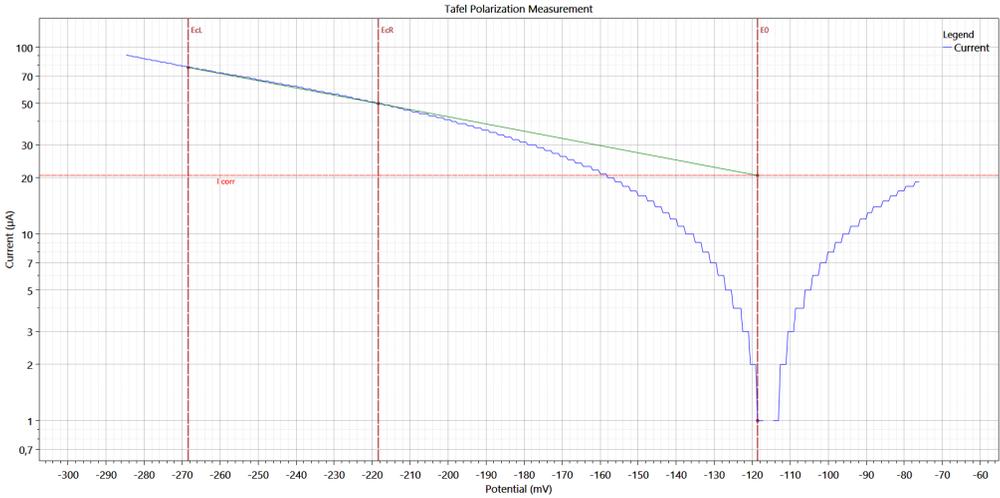


Bild 8: Beispiel für Tafel-Polarisationsmessung mit vertikalen Linien E_{ci} und E_{cr} zum Anfitzen der Tafel-Geraden und deren Schnittpunkt mit E_0 , an dem der Korrosionsstrom am Korrosionspotential abgelesen werden kann

einem insgesamt größeren Berechnungsergebnis führt als mit reinem Polarisationswiderstand R_p .

Wie in [5] ausführlicher beschrieben, haben zahlreiche praktische Anwendungen beider Messmethoden zur Erkenntnis geführt, dass sie in einem funktionellen Zusammenhang stehen, so dass der absolute Korrosionsstrom I_{corr} auch aus dem Gesamt-Polarisationswiderstand R_p' berechnet werden kann – mit sehr guter Zuverlässigkeit ($R^2 = 0,96$) –, bevor flächenbezogene Korrosionsraten berechnet werden. Das hat sich als zweckmäßiger erwiesen als die Anwendung der Stern-Geary-Formel.

Die empirisch ermittelte Umrechnungsformel lautet

$$I_{corr} [\mu A] = 34,141 / R_p' [\Omega]$$

und soll mit der Grafik nach Bild 9 verdeutlicht werden, in der Datenpaare $[I_{corr,Tafel}; R_p',LPR]$ aus verschiedenen Praxisprojekten aufgetragen sind.

Die grundsätzlichen Unsicherheiten beim Flächenbezug des Korrosionsstroms können praktisch eingegrenzt werden durch die Anwendung

eines Flächenbereichs wie im Abschnitt oben erwähnt. Dabei erhält man mit der minimalen Fläche eine bezogene maximale Korrosionsrate und umgekehrt, und zwischen beiden Extremen darf der wahre Wert erwartet werden.

Ohne IR-Korrektur ist der ermittelte Korrosionsstrom höher als real; die Abweichung steigt mit höheren Elektrolytwiderständen und kann bis ca. 50 % betragen. Da hohe Elektrolytwiderstände ($> 2 \text{ k}\Omega$) in der Regel bei passiven oder sehr gering aktiven Prüfstellen beobachtet werden, ist der nicht korrigierte Korrosionsstrom bereits gering, und bei hoch aktiven Prüfstellen ist der Elektrolytwiderstand meist gering ($< 500 \Omega$), so dass die Abweichung auch geringer ist. Da der Fehler auf der sicheren Seite liegt, wird das als Sicherheitszuschlag für die Ermittlung der Korrosionsrate betrachtet.

4 Abschätzung der zum Erreichen von Passivität nötigen Potentialverschiebung

Mit der Kombination der Ansätze aus Punkt 2 und 3 ist es möglich, für Prüfstellen mit erhöhter Korrosionsrate einen individuellen Potentialverschub zu berechnen, den das KKS für die Gewährleistung eines passiven Verhaltens der

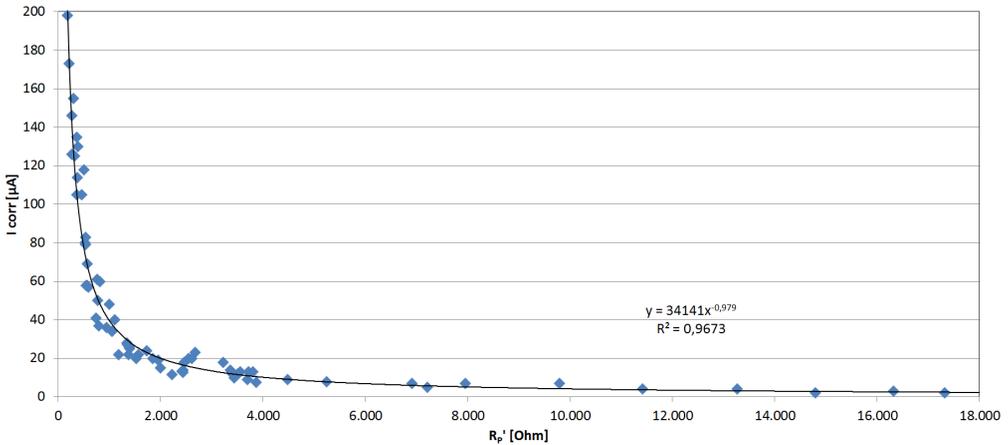


Bild 9: Grafischer Zusammenhang zwischen Datenpaaren I_{corr} aus Tafel-Polarisation und R_p aus LPR aus Messungen von sechs verschiedenen Praxisprojekten, aus [4]

Korrosionsrate ungeschützt [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	Korrosionsrate bei Passivität [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	erforderliche Potentialverschiebung (IR-frei) [mV]
0,2	0,1	-36
0,4	0,1	-72
0,6	0,1	-93

Tabelle 2: Erforderliche Potentialverschiebungen für eine Reduzierung verschiedener Korrosionsraten auf Passivniveau

Bewehrung bewirken muss. Hierbei gilt als allgemein anerkannter Grenzwert $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, was auch in [1] erwähnt ist. Für die Bemessung soll wiederum eine Tafel-Neigung von $120 \text{ mV}/\text{Dekade } i$ genutzt werden. Tabelle 2 gibt Orientierung über die daraus resultierenden Werte.

Die gemäß Punkt 3 ermittelten Korrosionsraten bei freiem Korrosionspotential, also im ungeschützten Zustand, können auch herangezogen werden, um die resultierende Korrosionsrate (bzw. Bandbreite der Korrosionsrate) unter KKS bei bekannter Polarisation bzw. Depolarisation abzuschätzen. Mit diesem Ansatz ist es auch möglich, die Schutzwirkung eines KKS – auch bei Fremdstromsystemen – sinnvoll abzuschätzen. Allerdings ist zu beachten, dass die Zeitpunkte für die Messungen nicht zu weit auseinander liegen, denn die Korrosionsaktivität ändert sich an den Prüfstellen, sowohl bei freier Korrosion als auch unter Einfluss des KKS.

5 Simulation von KKS im Rahmen der Korrosionsdiagnose

Während eines Untersuchungsprojekts an einem Küstenbauwerk wurde vom Autor eine vergleichende Betrachtung von Polarisations-effekten aus der testweisen Montage von Zink-Stabanoden am Objekt und der Anwendung von galvanostatischen, katodischen Simulationsversuchen durchgeführt. Diese Simulationsversuche wurden mit gleicher Gerätetechnik wie in Bild 6 durchgeführt. Die Messmethodik bestand in folgender Sequenz:

- Messung freies Korrosionspotential für 10 s,
- katodischer Puls mit $5 \mu\text{A}$ für 180 s, dabei fortgesetzte Potentialmessung,
- katodischer Puls mit $20 \mu\text{A}$ für 180 s, dabei fortgesetzte Potentialmessung,
- katodischer Puls mit $100 \mu\text{A}$ für 240 s, dabei fortgesetzte Potentialmessung,
- katodischer Puls mit $400 \mu\text{A}$ für 180 s, dabei fortgesetzte Potentialmessung,
- Messung freies Korrosionspotential für 120 s.

Bild 10 zeigt eine dabei aufgezeichnete Messkurve; diese muss zur Auswertung IR-korrigiert werden, d. h. die Potentiale bei eingetragenen Strom sind mit dem zuvor gemessenen Elektrolytwiderstand zu korrigieren. Da es sich um eine galvanostatische Messung handelt, ist diese Korrektur einfach.

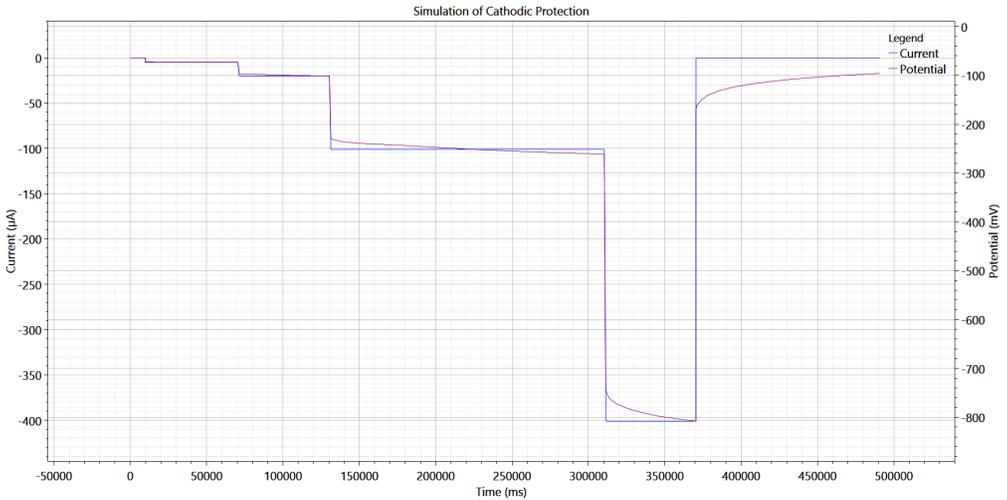


Bild 10: Beispiel für eine galvanostatische Simulationsmessung für KKS (hier mit anderen Pulszeiten für die Polarisationsstufen)

Dabei hatte sich gezeigt, dass die Potentialverschiebung bei $-100 \mu\text{A}$ ungefähr dem Wert entspricht, der jeweils an den gleichen Bewehrungsabschnitten bei Beschaltung mit einer Zink-Stabanode zu messen ist. Daraus wurde abgeleitet, dass das voraussichtliche Polarisationsverhalten von Zink bereits in der Planungsphase an geeigneten Prüfstellen untersucht werden kann, und dass dieser Versuch als Eignungstest für galvanische KKS-Systeme nutzbar ist: Sind mit der gegebenen Aufsatzmesszelle bei $-100 \mu\text{A}$ mindestens 100 mV Potentialänderung nachweisbar (Leistungsnachweis nach EN ISO 12696 [1]), und kann an der Prüfstelle mit der ermittelten Potentialänderung eine Verschiebung in passiv-ähnliche Korrosionsraten ($0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) angenommen werden?

6 Vergleich von Potentialverschiebungen zwischen Simulation und Messung am installierten KKS mit technischen und normativen Erfordernissen

Die praktische Umsetzung der besprochenen Herangehensweise soll am Beispiel eines Parkhauses gezeigt werden. Dessen Tragsystem ist als Stahlskelettkonstruktion mit Stahlbeton-Geschossdecken ausgeführt; die Geschossdecken sind Halbfertigteile mit Ortbetonergänzung

und Gussasphaltbelag. Die am Objekt bekannten erhöhten Chloridgehalte in Deckenplatten (bis ca. 2 %, bezogen auf die Zementmasse) bei gleichzeitig geringen Betonschäden ließen den Einsatz eines KKS als grundsätzliche Instandsetzungsmethode sinnvoll erscheinen. Die Fachplanung erfolgte in folgenden Schritten:

- Voruntersuchung: Im Bereich von einzelnen, an der Unterseite sichtbaren Rissen (teilweise mit Aussinterungen, Flächen von ca. 30 m^2) wurde der Gussasphalt an der Oberseite entfernt und eine Korrosionsdiagnose durchgeführt. Aus engmaschigen Potential-, Widerstands- und Betondeckungsmessungen, Chlorid- und Wassergehaltsbestimmungen und erweiterten Korrosionsmessungen ging hervor, dass ein Korrosionsschutz erforderlich ist, dass aber auch an erhöht korrosionsaktiven Stellen das 100-mV -Kriterium für galvanische Systeme erfüllbar ist.
- Pro Instandsetzungsabschnitt wurden nach den Ergebnissen von vollflächigen Potential- und Betondeckungsmessungen (nach Entfernen des Gussasphaltbelags) Prüfstellen für Bohrmehlprouben ausgewählt (wahrscheinliche Korrosionsbereiche) und daraus Prüfstellen für erweiterte Korrosionsmessungen (AC-Impedanz, galvanostatischer Puls, lineare Polarisation, Tafel-Polarisation, Simulation KKS) ausgewählt und getestet.

Prüfstelle	E_{OCP} [mV vs. SE]	i_{corr} [μA]	i_{min} [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	i_{max} [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	i_{average} [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	$\Delta E_{-100 \mu\text{A}}$ [mV]
1	-67	11,68	0,10	0,26	0,18	-173
2	-61	17,57	0,15	0,39	0,27	-128
3	-406	28,05	0,23	0,62	0,43	-68
4	-140	17,78	0,15	0,39	0,27	-123
5	-51	23,71	0,20	0,52	0,36	-98
6	-78	20,81	0,17	0,46	0,32	-92

Tabelle 3: Ergebnisse der erweiterten Korrosionsmessungen an den für die KKS-Simulation und als KKS-Monitoringfeld ausgewählten Prüfstellen

- Mit deren Ergebnissen (Elektrolyt- und Polarisationswiderstand, Korrosionsrate, Polarisationwert bei $-100 \mu\text{A}$) und im Vergleich mit den Chloridgehalten in Bewehrungsnähe wurde geprüft, ob der Funktionsnachweis nach EN ISO 12696 [1] voraussichtlich eingehalten werden kann, und an welchen Koordinaten der Betonfläche KKS-Monitoringfelder angelegt werden sollen, in denen die Anode für Depolarisationsmessungen schaltbar ist.
- Bei diesen Monitoringfeldern werden im laufenden Betrieb Signale von zwei Referenzelektroden, der Schutzstrom zwischen Anode und Bewehrung und die Temperatur aufgezeichnet. Einige Wochen nach Inbetriebnahme kann dann mit einer Ausschaltmessung geprüft werden, wie gut die zuvor gemachten Prognosen zutreffen.

Tabelle 3 zeigt Ergebnisse der Korrosionsmessungen aus einem der Instandsetzungsabschnitte. Die Chloridgehalte lagen zwischen 0,5 und 2,0 %, bezogen auf die Zementmasse, können aber den Prüfstellen nicht direkt zugeordnet werden. E_{OCP} (*open circuit potential*) steht für das freie Korrosionspotential, gemessen mit

einer Ag/AgCl-Referenzelektrode in der in Bild 6 gezeigten Aufsatzmesszelle. Die Korrosionsströme wurden bei Stabdurchmessern von 10 mm und Betondeckungen zwischen 20 und 53 mm gemäß Punkt 3/Bild 6 gemessen und in minimale bzw. maximale Korrosionsraten umgerechnet. Als maßgebend für die weiteren Berechnungen wurde anschließend der Durchschnittswert verwendet. In der linken Spalte sind die bei der KKS-Simulation mit $-100 \mu\text{A}$ ermittelten, IR-korrigierten Potentialänderungen gelistet.

In Tabelle 4 werden für die Prüfstellen die sich daraus ergebende Bewertung für Machbarkeit und Normenkompatibilität des galvanischen KKS gezeigt, d. h. die für den technischen Korrosionsschutz erforderliche Potentialverschiebung im Vergleich zum Ergebnis der Simulation sowie der voraussichtlichen Einhaltung des 100-mV-Kriteriums nach EN ISO 12696 [1]. Dabei ergibt sich, dass der Korrosionsschutz – in Prüfstelle 3 annähernd, sonst sicher – erreicht wird, dass die normative Vorgabe in Prüfstelle 3 jedoch nicht und in den Prüfstellen 5 bis 7 nur knapp erfüllt werden. Die zu beobachtende Korrelation von höheren Korrosionsströ-

Prüfstelle	$\Delta E_{\text{erforderlich}}$ für $i \leq 0,1 \text{ A}/\text{cm}^2$ [mV]	$\Delta E_{-100 \mu\text{A}}$ (KKS-Simulation) [mV]	Voraussichtliche Einhaltung von DIN EN ISO 12696, Abschn. 8.6 [1]	Korrosionsschutz gewährleistet nach Punkt 4
1	-31	-173	ja	ja
2	-52	-128	ja	ja
3	-76	-68	nein	(ja)
4	-52	-122	ja	ja
5	-67	-98	(ja)	ja
6	-61	-92	(ja)	ja

Tabelle 4: Abschätzung der für Passivität erforderlichen Potentialverschiebung und Vergleich mit Simulation sowie der normativen Forderung

men und geringeren Potentialverschiebungen bei der KKS-Simulation ist typisch und liegt an den in diesen Fällen geringeren Polarisationswiderständen sowie bei Vorkorrosion daran, dass Oxide aus aktiver Korrosion, anders als die Passivschicht, die Polarisation behindern.

Nach Inbetriebnahme des KKS erfolgte eine erste Ausschaltmessung, deren Ergebnisse in Tabelle 5 mit den prognostizierten Werten verglichen werden sollen. Hier ist anzumerken, dass zur Potentialmessung Mn/MnO₂-Referenzelektroden in Bewehrungsnähe in den Beton fest installiert werden, so dass, obwohl es nur wenige cm Unterschied zur Position der Aufsatzmesszelle sind, andere Messbedingungen vorliegen. Bild 11 zeigt die Einbausituation.

Die realen Potentialverschiebungen durch das KKS waren stets größer als bei der Simulation, was ein Indikator dafür ist, dass die Simulation

auf der sicheren Seite durchgeführt wird. An den Prüfstellen 1 und 6 lagen die Werte nah beieinander, aber an den Prüfstellen 2 und 3 gab es größere Unterschiede. Wahrscheinlich waren die bei der Zustandsuntersuchung geprüften Korrosionsstellen sehr klein, und die 10 m² große Anode des Monitoringfelds konnte eng benachbarte passive Bewehrungsanteile mit polarisieren, was zu deutlich negativeren Mischpotentialen an den eingebauten Referenzelektroden führt. In anderen Projekten konnte jedoch stets eine gute Übereinstimmung von Prognose- und Ist-Werten gefunden werden.

7 Weitere Gesichtspunkte bei der Beurteilung der Wirkung von KKS-Systemen

Passive oder sich katodisch verhaltende Bewehrungsabschnitte lassen sich durch KKS viel einfacher und stärker polarisieren als korrosi-

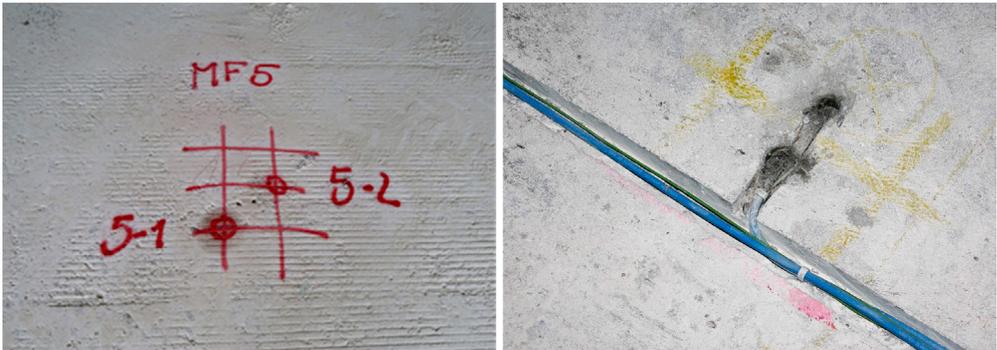


Bild 11: Markierungen der Stablagen und der Montagepositionen für die fest einzubauenden Referenzelektroden eines Monitoringfelds und Beispiel für eingemörtelte Referenzelektrode ERE20 und Kabelführung in gefrästem Kanal

Prüfstelle	Korrosionsmessungen bei Planung		Ausschaltmessung	
	$\Delta E_{\text{erforderlich}}$ für $i \leq 0,1 \text{ A/cm}^2$ [mV]	$\Delta E_{-100 \mu\text{A}}$ (KKS-Simulation) [mV]	$\Delta E_{\text{OCP KKSaktiv}}$ [mV]	Einhaltung DIN EN ISO 12696, Abschnitt 8.6 [1]
1	-31	-173	-193	ja
2	-52	-128	-223	ja
3	-76	-68	-174	ja
4	-52	-122	-172	ja
5	-67	-98	-167	ja
6	-61	-92	-102	ja

Tabelle 5: Vergleich von Prognosewerten der Polarisation aus den Korrosions- und KKS-Simulationsmessungen mit den bei der ersten Ausschaltmessung an der Monitoringeinrichtung festgestellten Depolarisationswerten

onsaktive, insbesondere vorkorrodierte Bereiche. Dadurch können – wenn sowohl passive als auch benachbarte aktive Bewehrungsabschnitte mit der Anode des KKS verbunden sind – ursprüngliche Makroelemente entlang der Bewehrung unterdrückt und beseitigt werden. Dieser Effekt des KKS wurde bereits 1938 in [7] beschrieben und in neueren Publikationen, z. B. [8], bei Laborexperimenten an Stahlbetonprüfkörpern bestätigt, als sich Aktivpotentiale an der Bewehrung unter Einfluss von Zinkanoden so einstellten, dass die passiven, katodischen Bereiche deutlich negativere Werte aufwiesen als die aktiven, anodischen Teilflächen. Folglich kam es zu einem umgekehrten Elementstromfluss als im ungeschützten Zustand, aber mit zusätzlichem Schutzstromeintrag aus den Zinkanoden in die Bewehrungsteile.

Mit einer entsprechenden Anordnung von Referenzelektroden kann man diesen Effekt auch praktisch nutzen: Wenn sich an Messpunkten, die einerseits an einer sehr aktiven, in chloridhaltigem Beton befindlichen Koordinate und andererseits an einer nah benachbarten, offensichtlich passiven Koordinate plziert sind, an letzterer gleiche oder noch negativere Aktiv- bzw. Ausschaltpotentiale zeigen, kann davon ausgegangen werden, dass unter Einfluss des KKS das vormalige Makroelement aufgelöst wurde, unabhängig davon, wie stark die Potentialänderung an der (Bewehrungs-)Anode ist.

8 Schlussfolgerungen

Das 100-mV-Kriterium ist ein abgesicherter und etablierter Leistungsnachweis für ordnungsgemäß arbeitende KKS-Anlagen. Gleichwohl ist die Nicht-Einhaltung dieses Kriteriums allein noch kein Versagensnachweis für den KKS. Bei gering bis moderat erhöhten Korrosionsraten im ungeschützten Zustand können auch deutlich geringere Potentialverschiebungen ausreichend sein, um sicheren Korrosionsschutz zu gewährleisten. Mit diesem objektbezogenen messtechnischen Ansatz können v. a. galvanische KKS-Systeme beurteilt und funktionsgeprüft werden. Dabei ist es auch möglich, den zu erwartenden Polarisierungseffekt mit katodischen Simulations-

messungen zu dokumentieren und damit eine Eignungsprüfung durchzuführen.

Literatur

- [1] DIN EN ISO 12696:2017-05: Kathodischer Korrosionsschutz von Stahl in Beton (ISO 12696:2016); Deutsche Fassung EN ISO 12696:2016.
- [2] Bockris, O. M. J.: National Bureau of Standards Circular 524 (1953), S. 243, zitiert nach Atkins, C.; Merola, R.; Lambert, P.: A comparison between 24-hour decays and Butler Volmer corrosion rates. *Materials and Corrosion* 70 (2019) 9, S. 1693–1699
- [3] Eichler, Th.: Grundlagen zu Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen. In: Tagungsband Kathodischer Korrosionsschutz von Stahl in Beton, 2010 an der Technischen Akademie Esslingen
- [4] Schneck, U.: Insights from corrosion measurements on corrosion mechanisms in reinforced concrete and on the evaluation of other corrosion data. In: Grantham, M.: (Hrsg.): Proc. of the 7th Concrete Solutions Conference, 30.09.–02.10.2019 in Cluj Napoca (Rumänien), veröffentlicht bei: MATEC Web of Conferences 289 (2019) 03008, 8 S. – DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201928903008>
- [5] Schneck, U.: Nutzung erweiterter elektrochemischer Prüfungen zur Bestimmung des objektbezogenen, korrosionsauslösenden Chloridgehalts an Stahl- und Spannbetonbauwerken. In Curbach, M.; Opitz, H.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): Tagungsband 7. Symp. Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen (SEUB) am 05.09.2012 an der TU Dresden, erschienen in: Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden kid, Heft 32, TU Dresden, 2013, S. 35–49
- [6] Angst, U.; Büchler, M.: On the applicability of the Stern-Geary relationship to determine instantaneous corrosion rates in macro cell corrosion. *Materials and Corrosion* 66 (2015) 10, S. 1017–1028
- [7] Mears, R.; Brown, R.: A theory of cathodic protection. In: Proc. of the 74th General Meeting of the Electrochemical Society, Rochester, NY (USA), 1938, Reprint aus: Gummow, R. A. (Hrsg.): Cathodic Protection Criteria – a literature survey, NACE, 1989, S. 17–29
- [8] Giorgini, R.: Issues using potential decay techniques to assess a cathodic protection system of steel in concrete caused by macrocell corrosion. In: Grantham, M.; Muhammad Basheer, P. A.; Magee, B. J.; Soutos, M.: (Hrsg.): Proc. of the 5th Concrete Solutions Conf., 01.–03.09.2014 in Belfast (Nordirland), Leiden: CRC Press/Balkema, 2014, S. 189–197

Bildquellen

Alle Bilder: Ulrich Schneck; Bild 2 auf Grundlage von [3] erstellt; Bild 9 bereits veröffentlicht in [4].

Probelastung einer mit Carbonbeton verstärkten Plattenbrücke

Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Dipl.-Ing. Nina Josiane Giese,
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Institut für Massivbau, TU Dresden

KURZFASSUNG

Im Rahmen des Forschungsvorhabens C3-V1.2 „Nachweis- und Prüfkonzepte für Normen und Zulassungen“ wurde das Bauwerk BW 5 im Zuge der Staatsstraße 5 109 in Kleinsaubernitz (LK Bautzen) für die Pilotanwendung einer Ertüchtigungsmaßnahme mit Textilbeton ausgewählt. Es handelt sich dabei um eine schiefwinklige Plattenbrücke, die durch die Erhöhung der Biegetragfähigkeit aus der Brückenklasse BK 30/30 in die Klasse BK 60/30 hochgestuft werden sollte. Die Überprüfung der Wirksamkeit der Maßnahme am Brückenbauwerk erfolgte nach Applikation der Carbonbetonverstärkungsschicht mit Hilfe einer Probelastung in situ. Dieser Beitrag erläutert Konzept sowie Durchführung des Belastungsversuchs und fasst die wichtigsten Erkenntnisse der experimentellen Untersuchung zusammen.

1 Veranlassung und Objektvorstellung

Es ist hinlänglich bekannt, dass ein Großteil des Brückenbestands in Deutschland einen unbefriedigenden Erhaltungszustand aufweist, siehe [1], [2]. Grund dafür ist neben der Altersstruktur auch das stetig gestiegene Verkehrsaufkommen. Durch die kontinuierliche Fortschreibung von Regelwerken ergeben sich zudem bei der Nachrechnung von Bestandsbauwerken häufig rechnerische Defizite bzw. genügen die Brücken nicht mehr heutigen Sicherheitsstandards, siehe [3]. Bauwerksverstärkungen mit Carbonbeton stellen in bestimmten Fällen eine geeignete Alternative dar, um sanierungsbedürftige Brücken bis zum Ende ihrer vorgesehenen Nutzungsdauer wirtschaftlich und zuverlässig im Bestand halten zu können.

Beim untersuchten Tragwerk handelt es sich um eine im Jahr 1951 errichtete Plattenbrücke aus Stahlbeton (Bild 1), die bis dato in die Brückenklasse BK 30/30 nach DIN 1072 [4] eingestuft wurde. Die Staatsstraße 5 109, in deren Zuge die Brücke über das Alte Fließ in Kleinsaubernitz führt, dient als Ausweichroute der Bundesautobahn BAB A 4 und ist aufgrund lokal ansäs-

siger Firmen mit einem vergleichsweise hohen Schwerlastanteil belastet. Vor diesem Hintergrund wurde eine Einstufung in die nächsthöhere Brückenklasse BK 60/30 angestrebt. Da bereits für die Brückenklasse BK 30/30 eine hohe rechnerische Auslastung des Tragwerks vorlag, wurde eine Ertüchtigung notwendig, die im August 2020 an der Unterseite des Überbaus mittels einer flächenhaften Verstärkung aus Carbonbeton zur Steigerung der Biegetragfähigkeit umgesetzt wurde. Da Carbonbeton noch nicht genormt ist, war für die bauliche Umsetzung eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) zu erwirken. Ohnehin im Forschungsvorhaben vorgesehen, aber auch Gegenstand einer Forderung aus der ZiE, war das Bauwerk im Anschluss an die Verstärkungsarbeiten einem Belastungsversuch zu unterziehen.

Die Stützweite des einfeldrigen, schlaff bewehrten Bauwerks beträgt 9,30 m bei einer Schiefe von etwa 65° im Grundriss. Weiter weist das Bauwerk ein Dachgefälle in Längsrichtung auf, welches über eine variable Konstruktionshöhe ausgeführt wurde, siehe Bild 2. In Verbindung mit einem zusätzlichen Quergefälle variiert die Konstruktionshöhe der Platte zwischen 59 cm



Bild 1: Südsicht der Plattenbrücke BW 5 in Kleinsaubernitz nach erfolgreicher Verstärkung

und 78 cm. Sanierungsmaßnahmen im Jahr 2014 gingen einerseits mit einer neuen Fahrbahnplatte und andererseits mit nachträglich angebrachten Kragarmen bzw. Kappen einher.

Der Altbeton wurde auf Grundlage von Bohrkernproben der Festigkeitsklasse C 25/30 zugeordnet, siehe [6]. Bei der im Bestandsbauwerk vorhandenen Bewehrung handelt es sich um glatten Rundstahl niedriger Güte (St I), für den gemäß Nachrechnungsrichtlinie (NRR) [7] eine charakteristische Streckgrenze von $f_{yk} = 220 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden kann. Während in Quer-

richtung Stähle mit einem Durchmesser von 12 mm eingelegt sind, betragen die Durchmesser der in Längsrichtung verbauten Eisen 34 mm. Zur Aufnahme der schrägen Hauptzugspannungen wurden wie damals üblich $\approx 2/3$ der Längseisen zum Auflager hin aufgebogen.

Die Verstärkung mit Carbonbeton kann insbesondere für kleine Brücken eine leistungsfähige und wirtschaftliche Sanierungs- bzw. Ertüchtigungsmethode darstellen. Zwar wurde mit der Erteilung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ) Z-31.10-182 „Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT (Textilbewehrter Beton)“ [8] im Jahr 2014 ein Fortschritt

Längsschnitt Bestand – nicht maßstäblich

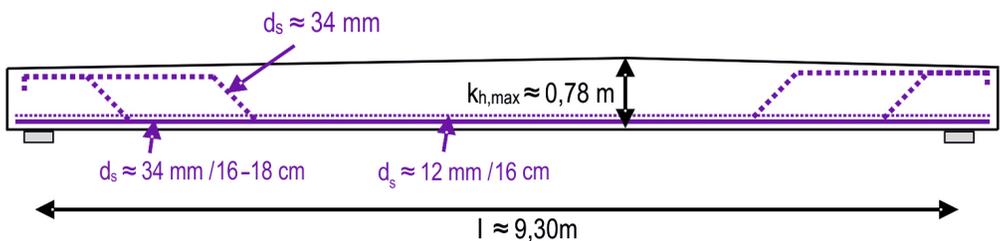


Bild 2: Längsschnitt des Brückenüberbaus

hinsichtlich der Umsetzung von Verstärkungsmaßnahmen mit Textilbeton erreicht, jedoch ist diese auf Anwendungen im Hochbau sowie den Innenbereich beschränkt. Um eine ZiE für die geplante Anwendung im Brückenbau zu erlangen, war neben der Effektivität der Verstärkung im Außenbereich sowie unter vorwiegend nicht ruhender Beanspruchung auch die Wirksamkeit einer von [8] abweichenden Materialkombination nachzuweisen.

2 Versuche zur Erlangung der ZiE

In Anlehnung an das Zulassungsverfahren zur abZ [8], siehe auch [9], wurde ein Versuchsprogramm abgeleitet, welches sich auf der einen Seite aus kleinformatischen Versuchen zur Charakterisierung von Materialeigenschaften und auf der anderen Seite aus Untersuchungen an Großbauteilen zusammensetzte. Im Hinblick auf die Materialkombination wurde auf die Referenztextilien aus dem Forschungsvorhaben C³ – Carbon Concrete Composite [10] zurückgegriffen. Als Gelege wurde das einaxiale Carbongelege SITgrid040 [11] der Firma Wilhelm Kneitz Solutions in Textile GmbH ausgewählt (Bild 3), da dieses, wie auch der vorgesehene Feinkornbeton Pagel TF 10 [12], die Anforderungen hinsichtlich der Anwendung im Außenbereich sowie der Widerstandsfähigkeit bei zyklischer Beanspruchung erfüllte.

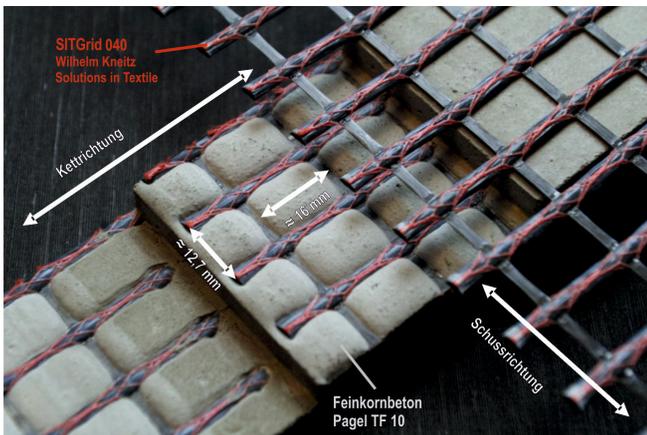


Bild 3: Geometrie des einaxialen Carbongeleges SITgrid040

Insbesondere zur Charakterisierung des Materialverhaltens, basierend auf kleinteiligen Versuchen, lagen aus dem Forschungsvorhaben C3-V1.2 „Nachweis- und Prüfkonzepte für Normen und Zulassungen“ bereits zahlreiche Ergebnisse vor. Für die Erlangung der ZiE war es somit noch erforderlich, die Wirksamkeit der Verstärkungsschicht am Bauteil zu validieren, siehe [13]. Konkret wurden verstärkte Plattenstreifen untersucht, bei welchen die Bewehrungskonfiguration des Bestands aufgegriffen wurde. Weitere Informationen enthalten auch [14] und [15].

Insgesamt wurden vier plattenförmige Prüfkörper mit einem Querschnitt von 20 × 50 cm und einer Spannweite von 5,40 m im 4-Punkt-Biegeversuch getestet, siehe Bild 4. Einer der Probekörper (PK 1) diente als Referenz und blieb unverstärkt. Die Biegebewehrung war aus St37 mit großem Durchmesser ($d_s = 35$ mm) und glatter Oberfläche ausgeführt. Der Plattenstreifen PK 1 diente als Ausgangsbasis, um die Verstärkungswirkung zu erfassen. Die Probekörper 2 und 3 waren analog bewehrt und wurden mit einer bzw. zwei Lagen Carbonbewehrung verstärkt. Abgerundet wurde das Versuchsprogramm durch Probekörper 4, der mit konventionellem, geripptem Betonstahl der Güte BSt500 S ($d_s = 25$ mm) bewehrt war. Damit konnten Unterschiede, die durch das voneinander abweichende Verbund-

verhalten glatter und gerippter Stähle – insbesondere unter Gebrauchslasten – zu erwarten waren, validiert werden.

Vor dem Hintergrund, dass das Bauwerk bereits wieder sieben Tage nach Fertigstellung der Verstärkungsmaßnahme für den Verkehr freigegeben werden sollte, erfolgte die Prüfung der Probekörper ebenfalls sieben Tage nach der Verstärkung. Um auch die Effektivität der Verstärkungsmaßnahme unter vorwiegend nicht ruhender Belastung zu zeigen, wurde ein spezielles



Bild 4: 4-Punkt-Biegeversuch an Plattenstreifen – hier: PK 3

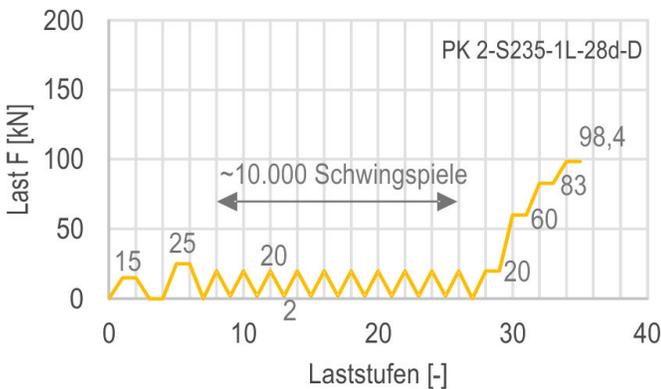


Bild 5: Belastungsregime – hier: PK 2

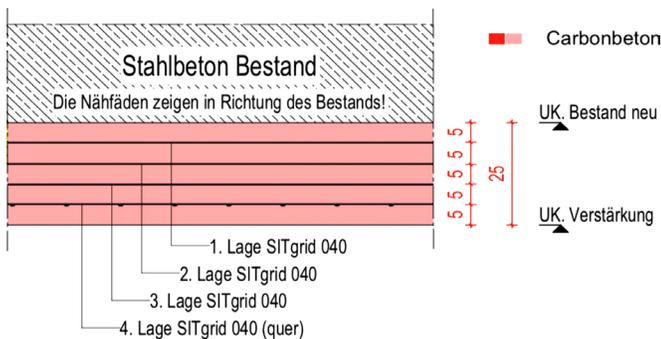


Bild 6: Brückenplatte mit vierlagiger Textilbetonverstärkung im Schnitt

Belastungsregime ausgearbeitet. Zunächst erfolgte eine zweistufige statische Belastung des Probekörpers. In der ersten Stufe verblieb die Prüflast unterhalb des Niveaus der Erstrissbildung. In der anschließenden Stufe wurde eine Last oberhalb des abgeschlossenen Rissbildes

gewählt und somit ein Rissbild in den Probekörper „eingepägt“. Nachfolgend wurde die zyklische Belastung des Probekörpers durchgeführt. Konkret wurden 10.000 Lastwechsel auf Höhe des Niveaus der häufigen Einwirkungskombination und somit analog der Auslastung am Bauwerk ausgeführt, siehe Bild 5. Abschließend wurde die Resttragfähigkeit des zuvor statisch und zyklisch belasteten Prüfkörpers ermittelt. Somit war es möglich, eine Aussage zur Tragfähigkeit von sehr früh belasteten Verstärkungsschichten zu treffen. Letztlich konnten die Wirksamkeit der gewählten Materialkombination bewiesen und entsprechende Eingangsgrößen für die Bemessung abgeleitet werden, siehe [13].

3 Verstärkungskonzept

Zur Herstellung einer rauen Altbetonoberfläche, die die Verzahnung der Verstärkungslage garantiert, wurde die

Plattenunterseite vor der Anbringung der Biegeverstärkung mittels Sandstrahlen aufgeraut. Der Einbau der Textilbetonverstärkung erfolgte nach dem Schema aus [8] im Spritzverfahren. Insgesamt waren vier Lagen Carbongelege notwendig (Bild 6), um die Brückenklasse 60/30

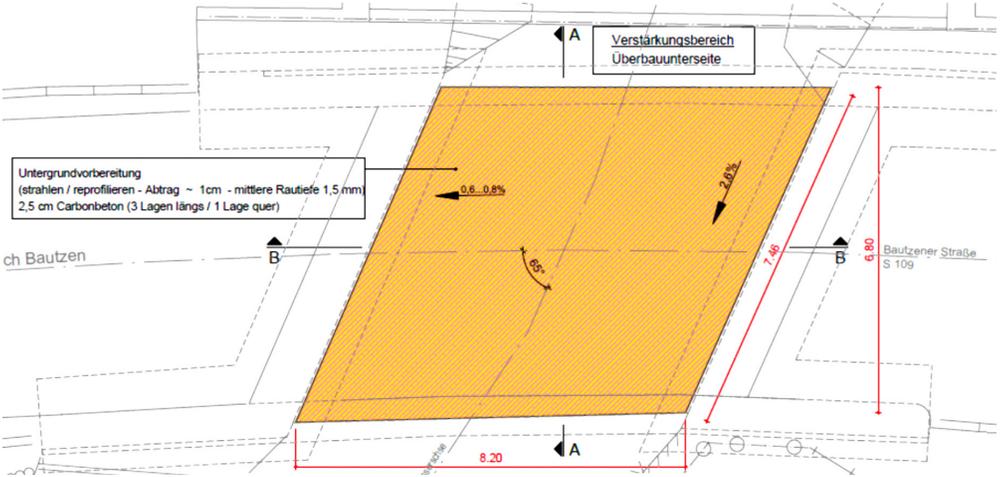


Bild 7: Verstärkungsbereich im Grundriss (Carbonbeton an der Plattenunterseite)

sicherzustellen. Drei Lagen wurden hierbei in Längsrichtung des Tragwerks verlegt und durch eine vierte Lage, die parallel zu den Widerlagern angeordnet wurde, ergänzt. In Verbindung mit der großflächigen Applikation an der Unterseite war somit ein mehraxialer Lastabtrag mit dem einaxial wirkenden Textil gewährleistet (Bild 7). Zur Vermeidung von Erschütterungen während der Baumaßnahme und der Nachbehandlung wurde die Brücke für den Verkehr gesperrt.

4 Probelastung

Die Probelastung des Bauwerks wurde etwa fünf Wochen nach Abschluss der Verstärkungsarbeiten im September 2020 durchgeführt. Im Sinne der neuen Richtlinie für die Belastung von Bauwerken [17] wurde eine Versuchsziellast gewählt, die zwar einerseits über dem zulässigen Belastungsniveau vor der Verstärkung (BK 30/30) lag, andererseits aber unterhalb dem maximal zulässigen Belastungsniveau nach der Verstärkungsmaßnahme (BK 60/30) verblieb. Damit konnte die

Wirksamkeit der Textilbetonverstärkung bestätigt und eine Schädigung des Tragwerks ausgeschlossen werden.

4.1 Versuchsziellast

Die Belastung erfolgte durch zwei dreiachsige Mobilkräne (nachfolgend mit MK 1 und MK 2 bezeichnet) mit einem Gewicht von je 36 Tonnen. Bild 8 stellt eine schematische Übersicht der Laststellungen dar. Während bei den Belastungsbildern A und B nur ein Belastungsfahrzeug zum Einsatz kam, wurden bei den

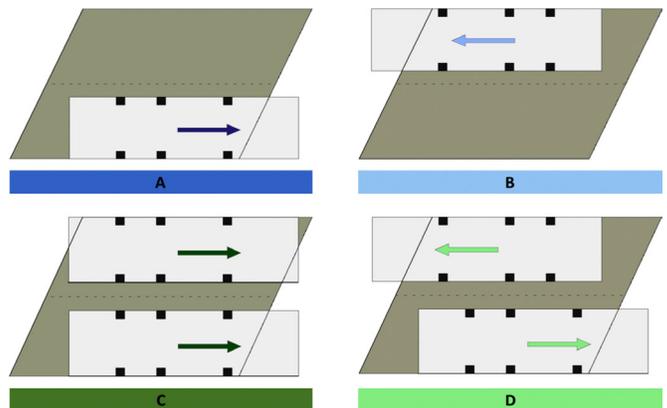


Bild 8: Laststellungen für die statischen und dynamischen Untersuchungen

Varianten C und D beide Fahrzeuge herangezogen, wobei die Befahrung zum einen parallel und zum anderen im Begegnungsverkehr erfolgte. Die Versuchsdurchführung umfasste mehrere Laststellungen und Messschleifen. Um das Tragverhalten der Brücke unter statischer und dynamischer Belastung untersuchen zu können, wurden ausgewählte Laststellungen sowohl in Schrittgeschwindigkeit mit Standzeiten auf der Brücke als auch mit Überfahrten realisiert.

4.2 Messtechnik

Während des Belastungsversuches wurde das Tragverhalten anhand folgender Messgrößen aufgenommen:

- vertikale Verformungen an der Plattenunterseite,
- Dehnungen in Längs- und Querrichtung an der Plattenunterseite sowie den Plattenflanken,
- Dehnungen an einem Längsisen über eine Länge von $\approx 2,5$ m.

Die Erfassung der vertikalen Verformungen sowie der Längs- und Querdehnungen am Überbau erfolgte mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern (IWA).

In Summe wurden neun vertikale Wegaufnehmer auf einer unabhängigen Messbasis aus Aluminium, die auf der Flusssohle platziert wurde, angeordnet (Bild 9). Die Messpunkte wurden an den Stellen angebracht, wo infolge der Bauwerksschiefe die maximalen Verformungen zu erwarten waren. Aus diesem Grund wurden ein IWA in der Plattenmitte (IWA 1) und die beiden äußeren leicht versetzt platziert (IWA 4 und IWA 7). Links und rechts der Feldmitte erfolgte die Anordnung von jeweils drei Wegaufnehmern entlang der Bereiche, in denen der Längsbewehrungsgrad im Altbeton aufgrund der Randaufbiegungen reduziert war.

Des Weiteren wurden zwölf horizontale Wegaufnehmer am Überbau befestigt. Acht davon maßen die Verformungen an der Unterseite



Bild 9: Messbasis unterhalb der Brücke

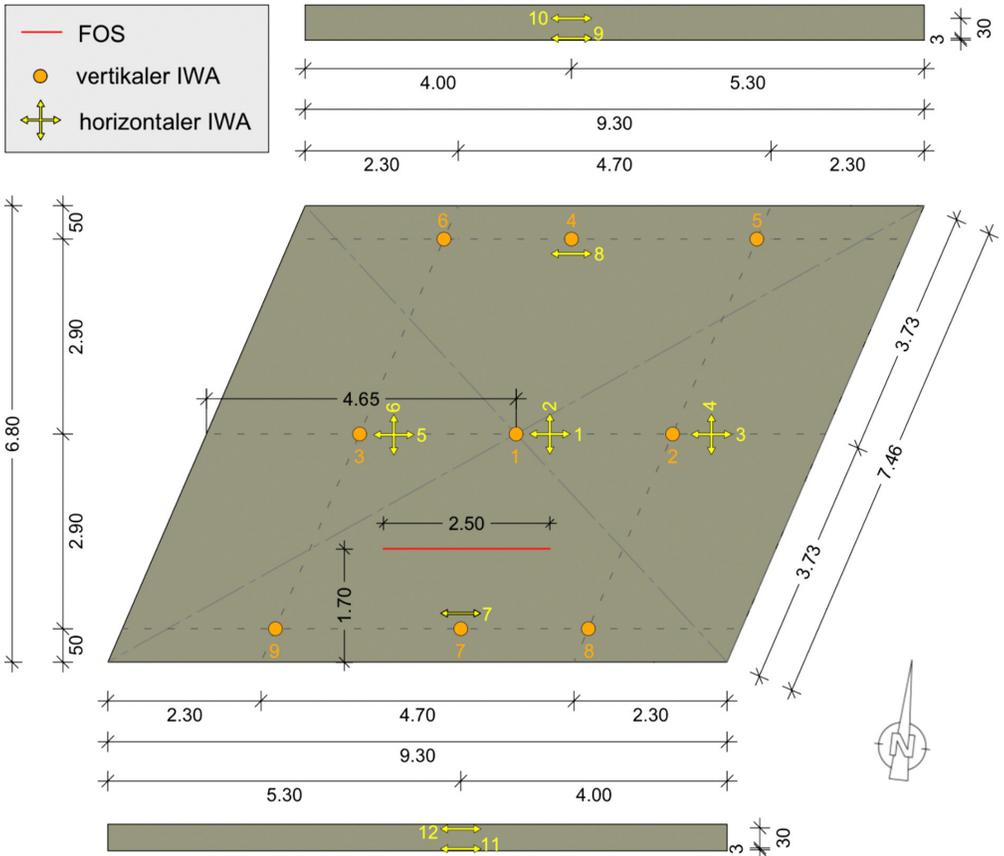


Bild 10: Anordnung der Messtechnik an der Brückenunterseite und den Brückenrändern

und waren aufgrund des biaxialen Lastabtrages in Längs- und Querrichtung orientiert. Die übrigen vier horizontalen Wegaufnehmer wurden an den Flanken der Brückenplatte positioniert, um die Dehnungsverteilung über die Bauteilhöhe zu erfassen. Die genaue Anordnung aller IWA ist in Bild 10 dargestellt. Die Abtastrate betrug bei allen Versuchen 200 Hz.

Neben den konventionellen Messmitteln wurde vor Beginn der Verstärkungsmaßnahme ein faseroptischer Sensor (FOS) an einen Längsbewehrungsstab geklebt, der im Zuge der Sandstrahlarbeiten freigelegt worden war. Konkret wurde hierfür ein vergleichsweise robustes Glasfaserkabel mit Stahlummantelung verwendet. Der etwa 2,5 m lange Messbereich wur-

de so gewählt, dass der Sensor im südlichen Teil der Platte lag (Bild 10), der eine geringere Querschnittshöhe aufweist. Somit sollte sichergestellt werden, dass ein vergleichsweise hoch beanspruchter Bereich untersucht wird. Die freigelegte Bewehrung wurde vor Beginn der Verstärkungsmaßnahme wieder mit Reprofilierungsbeton verschlossen und die Kabelenden der Messfaser bei der Anbringung der Carbonbetonlagen vorsichtig durch das Gelege gefädelt. Der FOS ermöglichte eine quasi-kontinuierliche Dehnungsmessung entlang des Bewehrungsstabs, mit deren Hilfe auf den Spannungszustand der Betonstahlbewehrung geschlossen werden konnte. Für die Dehnungserfassung wurde die Glasfaser an ein Frequenzbereichsreflektometer angeschlossen, welches

Messungen auf Grundlage der Rayleigh-Rückstreuung durchführt. Dieses Messprinzip eignet sich insbesondere für kleine Messlängen und ermöglicht aufgrund der großen Anzahl von Messpunkten innerhalb eines kurzen Bauteilabschnitts eine hohe Dehnungsauflösung, sodass lokale Extremwerte präzise detektiert werden können [18]. Die Messung erfolgte für alle Einzelversuche mit einer Frequenz von 12,5 Hz sowie einer Messweite (Abstand der Messpunkte auf dem Sensor) von 1,3 mm.

4.3 Durchführung und Auswertung

Die Brücke wurde nur für die Umsetzung der Laststellungen kurzzeitig gesperrt, sodass der Verkehr nur kurzfristig beeinträchtigt wurde. Erste Tastversuche erfolgten statisch und unter Verwendung von jeweils einem Mobilkran (Laststellungen A bzw. B mit MK 1 bzw. MK 2). Aufgrund geringer Unterschiede der Achsabstände der Fahrzeuge galt es zunächst, die ungünstigen Laststellungen für das Tragwerk zu lokalisieren. Anhand der in Echtzeit ausgegebenen Messwerte wurde festgestellt, dass die maximalen Durchbiegungen erzielt werden, wenn sich die vordere der hinteren Doppelachse der Mobilkrane auf

Höhe der Brückenmitte befindet. Dabei resultierten aus MK 1 geringfügig höhere Verformungen als aus MK 2 bei gleicher Laststellung bedingt durch die unterschiedliche Anordnung der Achsen. Aufgrund dieser Tatsache wurde MK 1 grundsätzlich auf der südlichen Spur und damit im Bereich der geringeren Konstruktionshöhe der Platte eingesetzt. Die Fahrzeuge verharren bei jedem der statischen Belastungsversuche für etwa ein bis zwei Minuten in ihrer jeweiligen Position. Bild 11 zeigt ein Foto von der Belastungsprobe, wobei hier die Laststellung C zu sehen ist.

Nach der Durchführung des statischen Belastungsprogramms folgten die dynamischen Überfahrten mit einer Geschwindigkeit von etwa 20 km/h. Da die Laststellungen C und D bei den vorhergehenden Messungen annähernd gleiche Ergebnisse lieferten, beschränkten sich die dynamischen Versuche mit beiden Fahrzeugen auf die Variante der Begegnungsfahrt (Lastszenario D). Insgesamt wurden 25 Einzelversuche unter den verschiedenen Lastkonfigurationen (inklusive Wiederholungsmessungen) durchgeführt.

Die größten Vertikalverformungen am Überbau zeigten sich stets an einem der drei IWA, die



Bild 11: Laststellung C (östlich ausgerichtet)

sich rund um die Feldmitte befanden. In Bild 12 sind die maßgebenden Ergebnisse der Durchbiegungsmessungen für vier Lastszenarien an den vertikalen IWA 1, 4 und 7 dargestellt. Bei den Laststellungen A und B spiegelt das Verformungsverhalten die halbseitige Last wider. Die absoluten Verformungen sind im südlichen Teil größer, was wiederum auf die geringe Konstruktionshöhe zurückzuführen ist. Demzufolge zeigt sich auch für die zweispurige Belastung

eine größere Vertikalverformung am südlichen Rand. Außerdem ist zu erkennen, dass die dynamischen Überfahrten geringfügig kleinere Ergebnisse lieferten als die jeweils analoge ruhende Laststellung. Erwartungsgemäß gehen aus den statischen Lastszenarien mit beiden Fahrzeugen die größten Verformungen hervor. Die maximal gemessene Vertikalverformung betrug 0,66 mm und ergab sich infolge der Laststellung C.

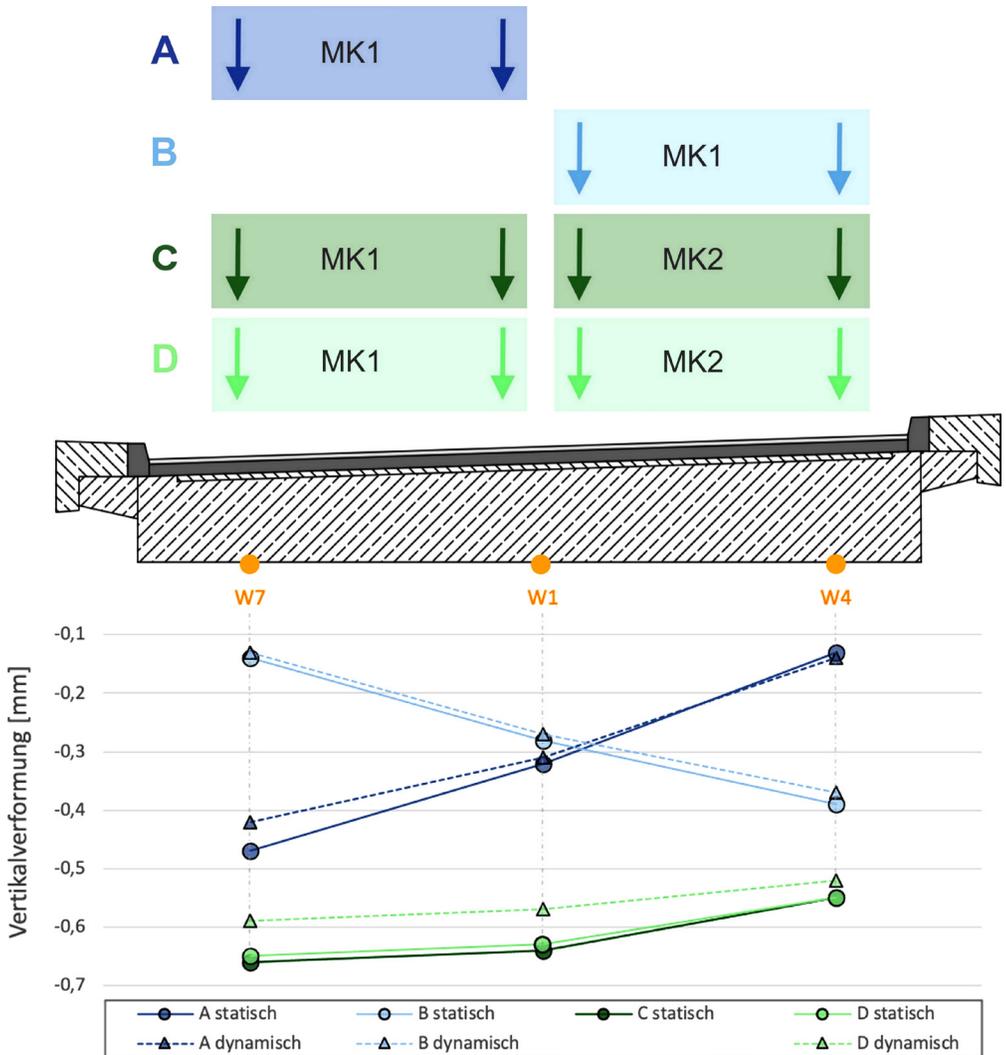


Bild 12: Gegenüberstellung der Ergebnisse der Durchbiegungsmessungen

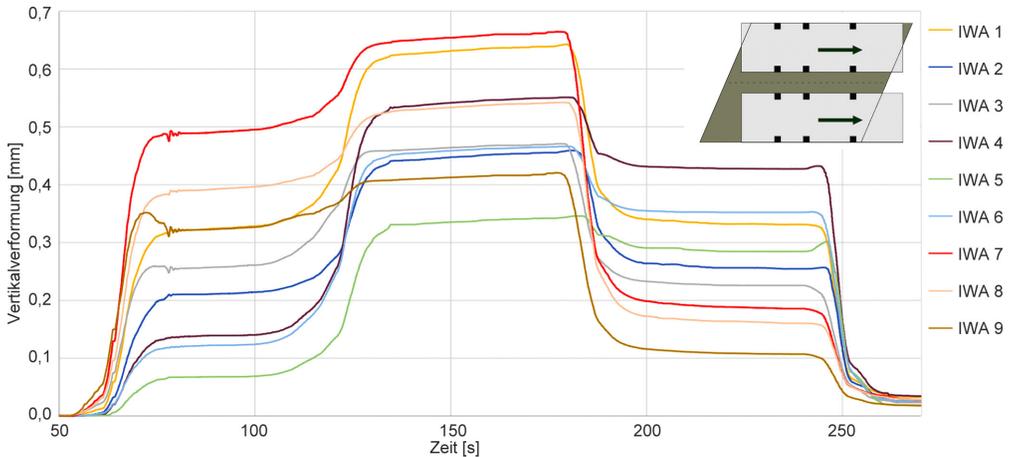


Bild 13: Gemessene Durchbiegungen bei Laststellung C

Im Rahmen dieses Beitrags erfolgt eine exemplarische Auswertung der Messergebnisse unter der maßgebenden Laststellung C. In Bild 13 sind die Durchbiegungskurven aller neun IWA dieser Messung dargestellt. Der stufenartige Verlauf resultiert aus dem zeitversetzten Befahren der Brücke durch die Fahrzeuge. Relevant sind demnach die mittleren Kurvenabschnitte, da sich in diesem Zeitraum beide MK in ihrer entsprechenden Position auf der Brücke befanden.

Neben der maximalen Durchbiegung von $\approx 0,66$ mm an IWA 7 (mittig am südlichen Plattenrand) ergab sich der zweitgrößte Messwert an IWA 1 (Plattenmitte) mit 0,64 mm, gefolgt von IWA 4 (mittig an der Nordseite) sowie IWA 8 (nahe der südlichen stumpfen Ecke), die mit Höchstwerten von 0,55 mm und 0,54 mm sehr ähnliche Ergebnisse aufwiesen. Aufgrund des Lastabtrages, der bei schiefwinkligen Grundrissen vornehmlich über die stumpfen Ecken erfolgt, traten in den spitzen Ecken der Platte bei IWA 5 und IWA 9 erwartungsgemäß die niedrigsten Durchbiegungen mit 0,34 mm beziehungsweise 0,42 mm auf.

Bild 14 zeigt die aus den Daten der horizontalen Wegaufnahme abgeleiteten Dehnungen bei Laststellung C. Die größten Dehnungen traten analog zu den Durchbiegungen in der Mitte der Platte an den in Längsrichtung angebrachten

IWA 1, 7 und 8 auf, wobei sich der maximale Wert auf 0,042 % belief. Eine Betrachtung der Dehnungen auf der Verstärkungsschicht lässt einen ungerissenen Zustand in der Verstärkungsebene vermuten. Es ist jedoch anzumerken, dass es sich hier um lokal begrenzte Messbereiche handelt.

Aufgrund der großen Datenmengen, die sich infolge der Messfrequenz und -weite bei der faseroptischen Dehnungsmessung am Bewehrungsstahl ergaben, erwies es sich als zielführend, die Auswertung jeweils für einen konkreten Zeitpunkt durchzuführen, bei dem das maximale Belastungsniveau erreicht war. Dies war über einen Abgleich mit dem Zeitstempel des Messsystems der induktiven Wegmessung für den maßgebenden Belastungszustand innerhalb eines Versuchs möglich.

Zur Erzielung anschaulicher Kurvenverläufe wurde eine Glättung der Ergebniskurve durchgeführt, um Ausschläge, die sich bei dieser Messmethode zwangsläufig ergeben, zu neutralisieren. In Bild 15 ist der Dehnungsverlauf der Glasfaser im relevanten Messbereich für die Laststellung C mit einem Glättungsintervall von zehn Messwerten dargestellt, bei dem sich lokale Dehnungsspitzen noch gut erkennen lassen. Diese deuten auf bereits bestehende Risse in der Altbetonkonstruktion hin. Der größte Messwert

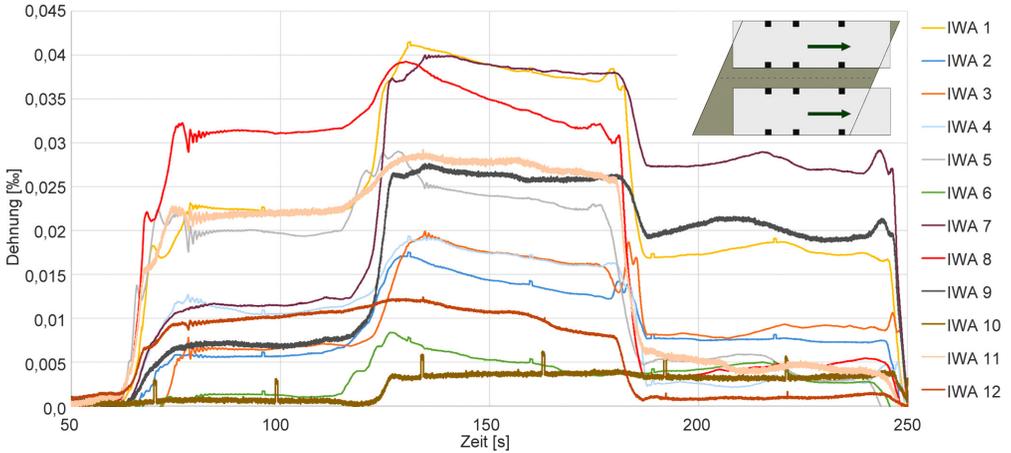


Bild 14: Messwertkurven der Dehnungsmessung unter Laststellung C

betrug $\approx 0,034\%$. Unter Annahme eines Elastizitätsmoduls des Stahls von $\approx 200.000\text{ N/mm}^2$ gemäß NRR [7] resultiert daraus eine Spannung von $\approx 6,8\text{ N/mm}^2$. Für den betrachteten Lastfall betrug die Dehnung im Mittel $\approx 0,025\%$, woraus eine durchschnittliche Spannung von $\approx 5,0\text{ N/mm}^2$ abgeleitet werden kann. Im Ergebnis erscheinen diese Spannungswerte zunächst recht gering. Bei der Auswertung gilt es jedoch zu berücksichtigen, dass diese Dehnungen nur aus dem Verkehr resultieren, da Beanspruchungen aus Eigengewicht bereits im Stahl eingepreßt sind. Aufgrund der kurzen Stützweite des Bauwerks und der Konstruktionshöhe ist zudem mindestens anteilig eine bogenartige Tragwirkung anzunehmen, wodurch die Biege-

beanspruchung geringer als bei einer reinen Platte ausfällt. Weiter ist unter Gebrauchslast von einem Lastabtrag überwiegend über die verbundsteifere Verstärkungsschicht auszugehen, siehe [15]. Die geringen Messergebnisse lassen ebenfalls darauf schließen, dass auch der Fahrbahnaufbau der Brücke maßgeblich an der Lastabtragung beteiligt ist.

5 Zusammenfassung und Dank

Bei den im Herbst 2020 durchgeführten In-situ-Belastungsversuchen an der carbonbetonverstärkten Plattenbrücke in Kleinaubertitz zeigte das Bauwerk ein gutmütiges Verformungsverhalten und wies geringe Betonstahldehnungen

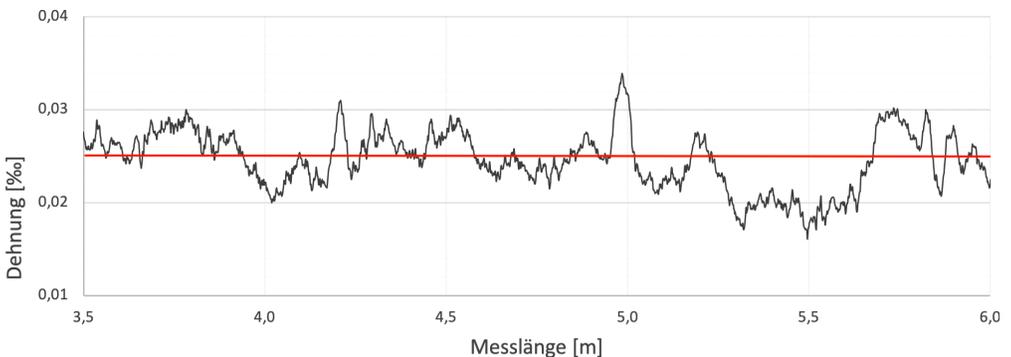


Bild 15: Messwertkurve (schwarz) und Mittelwert (rot) der faseroptischen Dehnungsmessung

auf. Anhand der gewonnenen Erkenntnisse aus der Probelastung erfolgte letztlich eine Modellvalidierung, unter deren Berücksichtigung die Brücke als ausreichend tragsicher für die Höherstufung in die angestrebte Brückenklasse BK 60/30 bewertet werden konnte. Die Verstärkungsmaßnahme soll eine Verlängerung der Restnutzungsdauer des Bauwerks bis zum Jahr 2040 gewährleisten. Hinsichtlich des hier erprobten, neuartigen Einsatzes der Carbonbetonverstärkung stellt das Projekt einen wichtigen Entwicklungsschritt für die Etablierung dieser Ertüchtigungsmethode im Brückenbau dar.

Dank gilt an dieser Stelle neben dem Bauherrenvertreter und Projektpartner LISt Gesellschaft für Verkehrswesen und ingenieurtechnische Dienstleistungen mbH insbesondere der Gesellschaft für Materialforschung und Prüfungsanstalt für das Bauwesen Leipzig mbH für die Bereitstellung der Messtechnik und die gemeinsame Durchführung des Belastungsversuches. Des Weiteren gilt der Dank dem Fördermittelgeber Projektträger Jülich, welcher die Umsetzung und die Untersuchung dieser Pilotmaßnahme ermöglichte.

Literatur

- [1] Marzahn, G.; Maurer, R.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.; Kolodziejczyk, A.: Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Betonkalender 2013 – Teil 1: Lebensdauer und Instandsetzung, Berlin: Ernst & Sohn, 2013, S. 273–344
 - [2] Fischer, O.; Müller, A.; Lechner, T.; Wild, M.; Kessner, K.: Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland. Beton- und Stahlbeton 109 (2014) 2, S. 107–127
 - [3] Steinbock, O.; Mertzsch, O.; Hampel, T.; Schmidt, N.; Curbach, M.: Systematische Nachrechnung des Brückenbestands Mecklenburg-Vorpommern – Interaktion zwischen Praxis und Forschung. Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018) 4, S. 281–290 (überarbeitete und ergänzte Fassung des Beitrags "Interaktion zwischen Praxis und Forschung – Systematische Nachrechnung des Brückenbestands in M-V" zum 27. Dresdner Brückenbausymposium 2017)
 - [4] DIN 1072:1985-12: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen.
 - [5] Bewehrungsplan der Fahrbahnplatte Stahlbetonplattenbrücke Kleinsaubernitz. Angefertigt von Bau-Union Bautzen VEB, Bautzen, August 1951
 - [6] Prüfbericht 4036 – Ermittlung von Materialkennwerten. Angefertigt von HTW Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Baustofflabor, 2019
 - [7] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011
 - [8] abZ Z-31.10-182: Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT (Textilbewehrter Beton). DIBt, Berlin, 2014, aktueller Gültigkeitszeitraum 01.12.2016–01.06.2021 (online: https://textilbetonzentrum.de/images/AbZ_Z-3110-182.pdf)
 - [9] Verstärken mit Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau Spezial (2015), Januar
 - [10] Homepage des C³-Projekts: <http://www.bauen-neudenken.de/>.
 - [11] Wilhelm Kneitz Solutions in Textile GmbH: Produktdatenblatt SITgrid040. 2019
 - [12] Produktdaten Pagel TF10: <https://www.pagel.com/de/produkte/betoninstandsetzung/tf10-tudalit-feinbeton/>.
 - [13] Steinbock, O.; Curbach, M.: Gutachten zur Erlangung der ZiE für die Verstärkung der Baumaßnahme Brücke BW 5 im Zuge der S109 in Kleinsaubernitz, ASB-Nr. 4753514. TU Dresden, Institut für Massivbau, Dresden, 2019
 - [14] Steinbock, O.; Curbach, M.; Bösche, T.: Ertüchtigung einer Stahlbetonstraßenbrücke mit Carbonbeton. In: Foster, F.; Gilbert, R.; Mendis, P.; Al-Mahaidi, R.; Millar, D. (Hrsg.): Tagungsband zum 4. Brückenbaukolloquium – Fachtagung für Beurteilung, Planung, Bau, Instandhaltung und Betrieb von Brücken, 08./09.09.2020 an der Technischen Akademie Esslingen, Expert Verlag GmbH, 2020, S. 651–662
 - [15] Steinbock, O.: Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken unter Verwendung von Carbonbeton. Dissertation in Arbeit, TU Dresden, Fertigstellung geplant in 2021
 - [16] Steinbock, O.; Bösche, T.; Papst, F.: Ausführungsunterlagen BW 5 im Zuge der S109. Angefertigt von Curbach Bösche Ingenieurpartner Beratende Ingenieure PartG mbH, Dresden, 2019
 - [17] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): DAfStb-Richtlinie: Belastungsversuche an Betonbauwerken. Entwurf 08/2019
 - [18] Fischer, O.; Thoma, S.; Crepaz, S.: Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen. Beton- und Stahlbeton 114 (2019) 3, S. 150–159
- Alle Internetquellen wurden am 08.02.2021 geprüft.

Bildquellen

Bilder 1, 3–5: O. Steinbock
 Bild 2: O. Steinbock, basierend auf [5]
 Bilder 6, 7: aus [16]
 Bilder 8–13: N. J. Giese

Experimentelle Tragfähigkeitstests des OML in den Jahren 2019 und 2020

Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner, Dr.-Ing. Torsten Hampel, Dr.-Ing. Silke Scheerer
Institut für Massivbau und Otto-Mohr-Laboratorium, TU Dresden

KURZFASSUNG

Die experimentelle Tragfähigkeitsermittlung und -bewertung ist ein wichtiges Arbeitsfeld des Otto-Mohr-Laboratoriums (OML) der TU Dresden. Im folgenden Beitrag werden ausgewählte Projekte der vergangenen zwei Jahre vorgestellt, die die Breite der Untersuchungsmöglichkeiten aufzeigt.

1 Einleitung

Neben umfangreichen Labortests im Rahmen von Forschungsprojekten des Instituts für Massivbau, aber auch anderer Einrichtungen der TU Dresden und im Auftrag von Industriepartnern nehmen experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen einen hohen Stellenwert im OML ein. Oft ist es durch Vor-Ort-Tests möglich, ein Bauwerk bzw. Bauteile zu erhalten bzw. den Nutzungszeitraum zu verlängern, wodurch ein wichtiger Beitrag zum Erhalt des Bestands und zur Erhöhung der Nachhaltigkeit im Bauwesen geleistet werden kann. Im Folgenden werden ausgewählte Hochbauprojekte der vergangenen zwei Jahre vorgestellt. Untersuchungen im Brückenbau sind in zwei weiteren Beiträgen in diesem Band zu finden. Die Texte basieren auf den Jahrbüchern des Instituts 2019 und 2020 [1], [2].

2 Tests im Beyer-Bau der TU Dresden

Bereits zum 9. SEUB 2017 wurde über erste Versuche im Rahmen der Sanierung des Beyer-Baus berichtet [3]. Heute ist die Baumaßnahme noch immer in vollem Gange. Neben einer Vielzahl an Materialprüfungen – hier v. a. die Ermittlung von Material- und Haftzugfestigkeiten (Bild 1) sowie von Karbonisierungstiefen – wurden bei verschiedenen Unterzügen und Deckenkonstruktionen experimentelle Tragsicherheits tests durchgeführt. Basierend auf jeweils individuell ausgearbeiteten Messkonzepten konnte der ak-

tuelle Zustand der Bauteile zuverlässig bewertet werden.

Bei Decken und Unterzügen wurden die Ziellasten anhand der geplanten zukünftigen Nutzung abgeleitet. Die Lasten wurden in bewährter Art und Weise über mehrere Einzellasten eingetragen. Die belastungsbedingten Durchbiegungen wurden mit induktiven Wegaufnehmern gemessen, eventuelle Rissbildungen wurden visuell in den Belastungspausen und nach Versuchsende erfasst. Die Ziellasten wurden in jedem Fall ohne Probleme oder Beeinträchtigungen des Tragwerks erreicht. Es stellten sich lediglich erwartungsgemäß Risse ein, jedoch in geringem Umfang. Die nach Entlastung verbleibenden Rissbreiten lagen im Zehntelmillimeterbereich. Beschädigungen oder optische Veränderungen der belasteten oder der angrenzenden Bauteile wurden nicht beobachtet.

Auftraggeber: Staatsbetrieb Sächsisches Immobilien- und Baumanagement, Niederlassung Dresden II, Sachgebiet Hochbau 2, Dresden

3 Geländerbelastung im Hülße-Bau

Der Hülße-Bau der TU Dresden mit seinem markanten pyramidenförmigen Glasdach diente nach der Erbauung zwischen 1902 und 1907 bis ins Jahr 1956 als Haftanstalt für das benachbarte Landgericht Dresden (heute Schumann-Bau), [4].



Bild 1: Durch die teilweise recht inhomogene historische Bausubstanz war eine große Zahl an Haftzugprüfungen notwendig

Im 2. Weltkrieg wurde das Gebäude massiv beschädigt. Nach dem Umzug des Landgerichts und der Schließung der Haftanstalt wurde das Gebäude durch die Technische Hochschule Dresden im Jahr 1957 übernommen und nach Plänen der Architekten Otto Schubert und Georg Münter als Hörsaal- und Bürogebäude umgebaut.

Das aus dieser Zeit stammende Stahlgeländer des Haupttreppenhauses musste aus arbeitsschutzrechtlichen Gründen um ca. 20 cm erhöht werden. Hierfür wurden im Erdgeschoss ein Muster mit vertikalen Streben sowie ein Handlauf aus Rundstahl eingebaut, welches mit dem Bestandsgeländer verschweißt wurde. Nachzuweisen war der Widerstand gegenüber einer horizontalen Linienlast. Hierzu wurden zwei Belastungsrahmen verwendet (Bild 2). An jedem Rahmen wurde in Handlaufhöhe hori-

zontal ein Hydraulikzylinder angebracht. Um eine punktuelle Belastung zu verhindern, wurden Padsstücke zwischengeschaltet. Mit je einer Kraftmessdose pro Zylinder wurde die aufgebrachte Prüflast kontrolliert. Induktive Wegaufnehmer zeichneten die Verformungen auf. Es wurden jeweils insgesamt fünf Belastungszyklen durchgeführt, um das Tragverhalten der Geländererhöhung als auch des Bestandsgeländers beurteilen zu können.

An der Geländererhöhung konnte die erforderliche Last nicht nachgewiesen werden. Unter Belastung wurden Verformungen von mehr als 40 mm erfasst. Deshalb wurde empfohlen, mittig zwischen die bereits vorhandenen Befestigungspunkte der Geländererhöhung am Bestandsgeländer jeweils einen weiteren Befestigungspunkt anzubringen. Das Bestandsge-

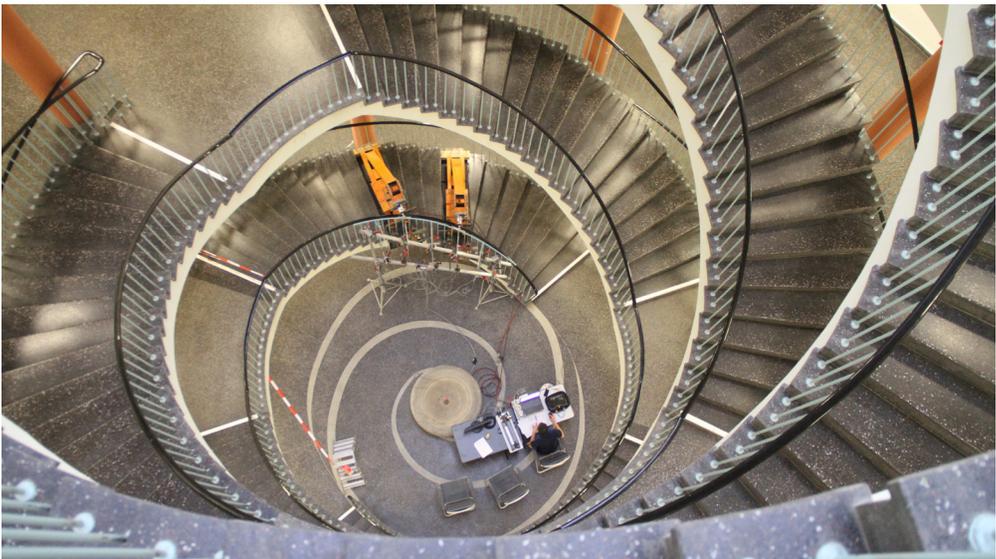


Bild 2: Versuchsaufbau im Haupttreppenhaus des Hülße-Baus

länder selbst konnte die Prüflast hingegen ohne Probleme oder Beeinträchtigung der Konstruktion ertragen.

Auftraggeber: Staatsbetrieb Sächsisches Immobilien- und Baumanagement, NL Dresden II

4 Materialtests am Wolfshügelturn

Ein eher ungewöhnlicher Ort für eine Materialprüfung war der Wolfshügelturn in der Dresdner Heide. In dieser Gegend wurden bis in die Zeit des Dreißigjährigen Krieges Wölfe für die Jagd sächsischer Kurfürsten gehalten [5]. Der erste, nur 4,30 m hohe, hölzerne Wolfshügelturn wurde 1886 errichtet. Er war ein beliebtes Ausflugsziel, aber sehr aufwendig in der Erhaltung. 1911 wurde deshalb beschlossen, einen massiven Stahlbetonturm zu errichten. Projektleiter war der damalige Stadtbaurat Professor Hans Erlwein. Der achteckige Unterbau wurde auf einem Fundament aus Stampfbeton ca. 80 cm tief gegründet und als Lagerraum genutzt. Er hatte vier große bogenförmige Zugänge sowie zwei Außentreppen. Darauf befand sich der eigentliche Turm bestehend zwölf Halbsäulen und Bogenfenstern an der Außenseite sowie zwei freitragenden Wendeltreppen, damit Besucher auf den 14 m hohen Aussichtsbereich unter einer kupfergedeckten Kuppel gelangen konnten. Der Turm wurde im Zweiten Weltkrieg militärisch

genutzt und am 7. Mai 1945 vor dem Einmarsch der Roten Armee durch die SS gesprengt.

Das OML wurde damit beauftragt, an den Überresten des Unterbaus Materialuntersuchungen In-situ und im Labor durchzuführen. So wurden beispielsweise anhand von Kernbohrungen sowohl die Konstruktionsart der Außenwände, der Schichtenaufbau als auch die Druckfestigkeit des Betons (Bild 3) festgestellt. Des Weiteren wurden Lage und Durchmesser der Bewehrungsseisen in den Anschlussbereichen der ehemaligen Halbsäulen mit einem Bewehrungsscanner bestimmt. Abschließend erfolgte die Bestimmung der Haftzugfestigkeit sowie des Karbonisierungsgrades auf Bewehrungsniveau. Die gewonnenen positiven Ergebnisse stehen nun dem 2018 gegründeten Verein „Wiederaufbau Wolfshügelturn e. V.“ zur Verfügung.

Auftraggeber: Wiederaufbau Wolfshügelturn e.V.; **Projektpartner:** IBB Ingenieurbüro Baustatik Bautechnik, Dresden

5 Materialuntersuchungen an einem historischen Dachbinder

In einem weiteren Projekt war der Tragwiderstand eines denkmalgeschützten Daches experimentell zu bestimmen. Aufgrund der Randbedingungen wurde beschlossen, einen Binder

komplett auszubauen und die einzelnen Komponenten im Labor zu testen, um eventuelle Schwachstellen der Konstruktion aufzeigen zu können.

Bei dem zu untersuchenden Dachträger handelte es sich um einen sogenannten Wiegmann-Polonceau-Binder (auch französischer Binder genannt) – ein Tragsystem, welches aus Holz-Druckgurten und sprengwerkgleich darunter angeordneten, metallenen Zugstangen besteht, s. u. a. [6], [7]. Wer im ersten Drittel des 19. Jahrhunderts zum ersten Mal ein

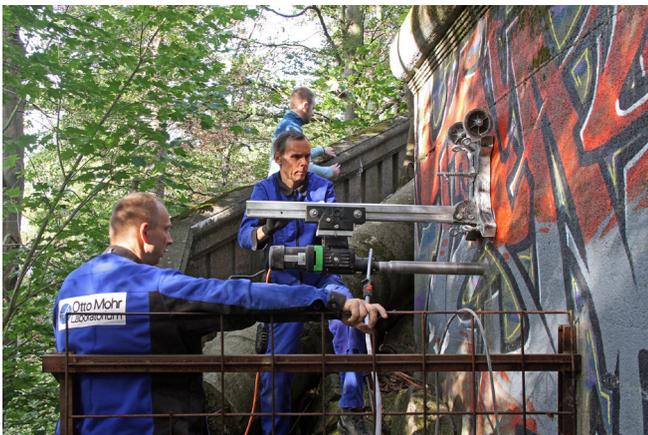


Bild 3: Bohrkernentnahme am bestehenden achteckigen Fundament des Wolfshügelturns

solches System verwirklichte, ist nicht bis ins letzte Detail geklärt. Neben den namensgebenden Ingenieuren Camille Polonceau und Rudolf Wiegmann wird der Franzose Emy genannt. Andere Quellen führen Bauwerke im Ural aus den 1820er Jahren an. Es handelt sich um ein äußerst leichtes und effizientes Tragsystem, was bei der umzubauenden Halle möglichst erhalten werden soll, u. a. auch deshalb, da Gustave Eiffel als Entwurfsverfasser vermutet wird [8].



Bild 4: Im Bereich der Stabanschlüsse und -verbindungen wurden mitunter lokale Gefügeinhomogenitäten gefunden, die zu etwas verringerten Bruchwerten führen konnten

Es waren verschiedenste Versuche durchzuführen, um alle denkbaren Schwachstellen auszuloten. Neben Zugversuchen an geraden Stababschnitten unterschiedlichen Durchmessers waren die Anschlüsse und Verbindungen zu testen: Augen an den Stabenden, Gewinde, aufgeschraubte Muttern sowie Bolzen, Spannschlösser und Verbindungsbleche. Ermittelt werden sollten neben der Versagenskraft stahlspezifische Materialkennwerte wie E-Modul und Streckgrenze. Der leicht gegen die Vertikale geneigte Druckstab wurde als unkritisch eingestuft und war nicht Gegenstand der Untersuchungen.

Insgesamt ergaben die fast 30 Tests, dass es sich um ein sehr ausgewogenes Tragwerk handelt. Keines der einzelnen Tragelemente stellte sich konzeptionell als Schwachstelle heraus. Sehr hohe, ausgewogene Tragfähigkeiten wurden in den geraden Stabbereichen, niedrigere in der Nähe von Anschlussbereichen erzielt (Bild 4). Der Grund ist in der Fertigung zu suchen, wenn bspw. der Anschlussbereich für die Geometrieänderung nochmals erwärmt wurde. Indiz dafür waren lokale Inhomogenitäten in den Bruchflächen. Schwächstes Glied war eines der Spannschlösser. Zum Versagenszeitpunkt befanden sich die anschließenden Stäbe aber bereits im Bereich der Streckgrenze.

Auftraggeber: Freistaat Sachsen, vertreten durch das SMF, vertreten durch das SIB, NL Dresden 1, **Projektpartner:** LAP, Dresden

Danksagung

Die vorgestellten Beispiele geben einen Eindruck von den Möglichkeiten der experimentellen Tragwerksuntersuchung. Wir danken unseren Auftraggebern und Partnern und freuen uns auf zukünftige gemeinsame Projekte.

Literatur

- [1] Curbach, M.; Häußler-Combe, U. (Hrsg.): Jahresbericht 2019. Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2020
- [2] Curbach, M.; Marx, S.; Häußler-Combe, U. (Hrsg.): Jahresbericht 2020. Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2021
- [3] Wellner, S.; Scheerer, S.; Hampel, T.: Untersuchungen des Otto-Mohr-Laboratoriums an historischer Bausubstanz in und um Dresden. In: Curbach, M.; Opitz, H.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): Tagungsband zum 9. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen (SEUB), 21.9.2017 in Dresden. Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2017, S. 207–214
- [4] [https://de.wikipedia.org/wiki/Landgericht_am_Münchener_Platz_\(Dresden\)](https://de.wikipedia.org/wiki/Landgericht_am_Münchener_Platz_(Dresden)) (Aufruf am 22.02.2021)
- [5] www.wolfshuegelturm.de (Aufruf am 22.02.2021)
- [6] Schädlich, Chr.: Das Eisen in der Architektur des 19. Jahrhunderts. Aachen – Berlin: Geymüller · Verlag für Architektur, 2015
- [7] Prokopp, I.: Vom Eisenbau zum Stahlbau – Tragwerke und ihre Protagonisten in Berlin 1850–1925. Diss., Universität der Künste Berlin, 2011, erschienen bei: mdvberlin, 2011
- [8] <http://www.dresdner-stadtteile.de/Neustadt/Albertstadt/Stauffenbergallee/stauffenbergallee.html> (Aufruf am 20.02.2021)

Bildquellen

Bilder 1–3: Sabine Wellner, Bild 4: Silke Scheerer

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 zuverlässigkeits-theoretischer 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 zweiaxialer 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 Querzug 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 Multey-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 Spannungsrisskorrosion
- Nr. 42 **Dissertation Lars Sieber:** Zur Beurteilung der Sprödbbruchgefährdung 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 Querzug

- 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 zweiachialer dynamischer Belastung
- Nr. 52 **Dissertation Christine Podgorski:** Nachhaltige Bürogebäude in Stahl- und Stahlverbundbauweise
- Nr. 53 **Dissertation Alaleh Shenhi:** 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

Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden Heft 55

Das 11. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ (SEUB) fand am 08. März 2021 als digitale Veranstaltung an der TU Dresden statt. Im vorliegenden Buch sind die schriftlichen Beiträge zusammengestellt.

In der Keynote Lecture wurde über Versuche an einem Brückenbauwerk sowohl in situ als auch im Prüflabor berichtet – eine Verifizierung, die nur selten vorkommt. Danach spannte sich der thematische Bogen über die Tragfähigkeit von Gewölbebrücken, berührungslose Messverfahren im Praxistest, über Monitoring und schwingungsbasierte Messungen an Bauwerken hin zu faseroptischen Messsystemen und ihren Einsatzmöglichkeiten bei der Risserfassung. In weiteren Beiträgen wurde eine neue Methode zur verbesserten Bestimmung des Chloridgehalts im Beton vorgestellt, über ein Verfahren zur Spanndrahtbruchdetektion mittels Schallemission und über das Potential des kathodischen Korrosionsschutzes berichtet. Mit einem Bericht über eine erfolgreiche Probelastung einer mit Carbonbeton verstärkten Plattenbrücke endete die Tagung.

Das 12. SEUB ist für März 2023 geplant.

Der vorliegende Tagungsband ist als digitale Version Open Access auf der Homepage des Instituts für Massivbau der TU Dresden abrufbar.

ISSN: 1613-6934

ISBN: 978-3-86780-665-7