



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 48



Manfred Curbach, Heinz Opitz,
Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

10. SYMPOSIUM EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BAUKONSTRUKTIONEN

11. März 2019

Herausgeber der Reihe

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
apl. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Graf
Prof. Dr.-Ing. Peer Haller
Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Häußler-Combe
Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Kaliske
Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine
Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann
Prof. Dr.-Ing. Bernhard Weller

Institut für Massivbau
Technische Universität Dresden

D - 01062 Dresden

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

Titelbild:
Belastungsrahmen für die Prüfung von Geschossdecken im Jugendstil-Kaufhaus
Görlitz (Foto: Oliver Mosig, s. Beitrag Mosig et al. in diesem Tagungsband)

Redaktion und Layout: Silke Scheerer
Korrekturen: Petra Kahle, Angela Heller
Umschlag und Druckvorbereitung: Stefan Gröschel
Für die Inhalte der Beiträge sind die Autor*innen verantwortlich.

Druck: addprint AG · Am Spitzberg 8a · 01728 Bannewitz
Veröffentlicht: Dresden, März 2019

Der Tagungsband ist open access auf der Homepage des Instituts für Massivbau verfügbar (<https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/veranstaltungen/SEUB>).

ISSN: 1613-6934
ISBN: 978-3-86780-583-4

Inhalt

Vorwort	7
Steffen Marx, Jürgen Grünberg, Gregor Schacht	
Sicherheitskonzept für Belastungsversuche	9
Mai Häßler	
Experimentelle Bestimmung des Beanspruchungszustands in fachwerkartigen Eisen- und Stahltragwerken mit Hilfe von Schwingungsmessungen	23
Thilo Fröhlich, Veit Birtel, Dieter Lotze	
Zyklische Prüfung von Befestigungen in Beton mittels Schwingungsanregung	33
Oliver Mosig, Sabine Wellner, Jörg Rudolph	
Belastungsprüfung der Geschossdecken im Jugendstil-Kaufhaus Görlitz	45
Volker Wetzke, Claudia Pahlow	
Das Potenzial von Miniatur-Druckproben für die Werkstoffcharakterisierung von Stahlguss	59
Kerstin Speck, Fritz Vogdt, Manfred Curbach, Yuri Petryna	
Faseroptische Sensoren zur kontinuierlichen Dehnungsmessung im Beton	71
Jens Heinrich, Reinhard Maurer	
Rissmonitoring zur Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit an bestehenden Brückenbauwerken	83
Max Käding, Gregor Schacht, Guido Bolle, Steffen Marx	
Überwachung von Brücken mit Gefährdung durch Spannungsrissskorrosion	97
Florian Schill, Milo Hirsch, Andreas Eichhorn	
Überwachung von Tragwerken mit Profilscannern	109
Jörg Scheithauer, Chris Hobusch, Falk Steinigk, Torsten Hillig, Matthias Schramm	
UAV und BIM – neue Herausforderungen an die Bauüberwachung bei Infrastrukturmaßnahmen an Eisenbahnbrücken der Deutschen Bahn	123
Nico Steffens, Kay Degenhardt, Karsten Geißler	
Modifiziertes Ziellastniveau bei Straßenbrücken durch Bauwerksmonitoring	135
Marc Gutermann, Werner Malgut, Carsten Böhme	
Experimenteller Nachweis von Straßenbrücken kleiner Stützweite am Beispiel von Wegebrücken in der Eilenriede, Hannover	147
Oliver Fischer, Sebastian Gehrlein	
Weggesteuerte In-situ-Querkraftversuche (bis in den Nachbruchbereich) und innovative Messtechnik an einer 60 Jahre alten 7-feldrigen Spannbetonbrücke ...	161

Überwachung von Brücken mit Gefährdung durch Spannungsrissskorrosion

Max Käding¹, Gregor Schacht², Guido Bolle³, Steffen Marx⁴

Kurzfassung. Die Anzahl von Brücken im Netz der Straßenbauverwaltungen und der DB AG, die mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl hergestellt wurden, ist nach wie vor hoch. Zwar existieren Vorschriften, die eine rechnerische und materielle Beurteilung weitestgehend klar regeln, jedoch führen diese nicht immer zweifelsfrei zu einem (gewünschten) Ergebnis und der endgültigen Festlegung geeigneter Maßnahmen. Die messtechnische Dauerüberwachung spielt in diesem Zusammenhang bisher eine untergeordnete Rolle, obwohl die im Bauwerk ablaufenden Degradationsprozesse und deren Folgen hervorragend aufgelöst werden können und durch den kontinuierlichen Informationsgewinn jederzeit Aussagen zum Bauwerkszustand möglich sind. Der vorliegende Beitrag zeigt anhand von zwei Bauwerken, mit und ohne rechnerischem Ankündigungsverhalten, wie die Umsetzung eines Messsystems erfolgen kann und welche Möglichkeiten sich ergeben.

1 Einleitung

Seit den ersten Jahrzehnten des 20. Jahrhunderts wurden hochfeste Stähle für die Vorspannung von Betonbrücken eingesetzt. Die Erkenntnis, dass die hohen Zugfestigkeiten des Stahls notwendig sind, um die Vorspannung auch über das Kriechen und Schwinden des Betons hinaus wirksam aufrecht erhalten zu können, revolutionierte diese Bauweise und trug zum unverkennbaren Erfolg bei. Die rasante Entwicklung in der Anfangszeit war durch eine Vielzahl von Neuentwicklungen und Experimenten gekennzeichnet. Die unterschiedlichen Ansätze der Ingenieure sind bspw. deutlich in den verschiedenen Spannsystemen zu erkennen (Bild 1) [1].

Um den Anforderungen der Bauindustrie nach immer höherfesten Stählen gerecht zu werden, wurden die Stähle in ihren mechanischen Eigenschaften weiterentwickelt. Die Optimierung dieser gewünschten hohen Festigkeitseigenschaften wurde durch spezielle Vergütungs- und Legierungsprozesse erreicht und führte, damals noch nicht bekannt, zu

¹ Dipl.-Ing., Marx Krontal Partner, Hannover

² Dr.-Ing., Marx Krontal Partner, Hannover

³ Prof. Dr.-Ing., FB Bauingenieurwesen, Hochschule Wismar

⁴ Univ.-Prof. Dr.-Ing., Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover



Bild 1 Baur-Leonhardt-Spannglied (links), DYWIDAG Einzelstabspannglied (rechts)

einer besonders hohen Empfindlichkeit dieser Spannstähle gegenüber Spannungsrisskorrosion (SpRK). Diese Empfindlichkeit betrifft nahezu alle Spannstähle der 1950er bis 1970er Jahre [2].

Das Auftreten von Drahtbrüchen wurde bereits früh bei der Herstellung von Spannbetonkonstruktionen beobachtet. Immer wieder kam es bei der Lagerung, beim Einbau, während der Standzeit vor dem Verpressen der Hüllrohre oder beim Spannen zu Drahtbrüchen. Diesen Problemen begegnete man relativ früh mit zusätzlichen Regelungen [3], jedoch wurden hierdurch nicht alle Folgeschäden zuverlässig abgedeckt. Insbesondere zwei Schadensfälle im Hochbau führten zu einer Intensivierung der Ursachenermittlung. Grund war, dass bei diesen Schadensfällen keine wesentlichen konstruktiven Mängel festgestellt werden konnten [4]. Demnach musste davon ausgegangen werden, dass der Korrosionsprozess auch bei verpressten Spanngliedern möglich ist.

Der vorliegende Beitrag analysiert und erläutert die Probleme und Grenzen der aktuellen Nachweiskonzepte, erläutert die vorhandenen Bausteine für die Beurteilung und ergänzt diese um alternative Lösungsansätze.

2 Aktuelle Konzepte für die Untersuchung und Bewertung

2.1 Bausteine für die Tragwerksbewertung

Die Beurteilung von Brückenbauwerken mit der potentiellen Gefährdung, infolge SpRK zu versagen, erfolgt heute für Straßenbrücken mit der Handlungsanweisung des BMVBS [5] und für Eisenbahnbrücken mit dem Nachrechnungskonzept [6] und der Arbeitsanweisung [7]. Darin wird das Vorgehen für die Beurteilung solcher gefährdeten Tragwerke festgelegt.

Für Bauherren kommt die Diagnose SpRK oft unverhofft, hat doch ihr Bauwerk i. d. R. keine äußerlich sichtbaren Schäden oder Hinweise auf Zustandsverschlechterungen. Trotzdem müssen sie schnell reagieren und geeignete Untersuchungen durchführen. Prinzipiell stehen dabei die in Bild 2 aufgeführten Bausteine zur Bewertung zur Verfügung.

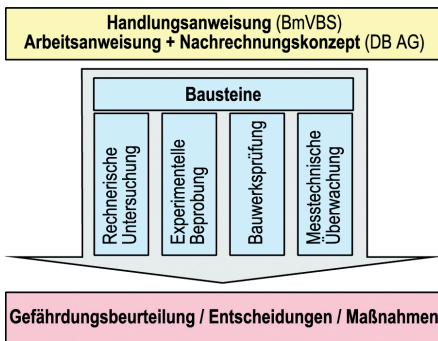


Bild 2 Bausteine zur Beurteilung von SpRK-gefährdeten Bauwerken

2.2 Rechnerische Beurteilung

2.2.1 Nachweisziel

Die rechnerische Bewertung des Ankündigungsverhaltens ist ein zentraler Baustein der Bewertung SpRK-gefährdeter Brücken, denn die fehlende Möglichkeit der äußerlichen Detektion innerlich ablaufender Schädigungsprozesse ist das grundlegende Problem. Solange durch den sukzessiven Abbau der Vorspannung keine Risse im Beton auftreten, erscheint das Bauwerk äußerlich intakt.

Äußerlich sichtbare Rissbildung wird auch als 'Vorankündigung' bezeichnet, weil es dem Bauwerkseigentümer bzw. Betreiber so möglich ist, die Brücke beim Eintreten kritischer Zustände zu sperren. Kann ein Ankündigungsverhalten rechnerisch nicht nachgewiesen werden, ist nicht zwangsläufig mit einem sofortigen Kollaps des Bauwerks zu rechnen, jedoch ist beim Auftreten eines Risses nur noch eine geringe Resttragfähigkeit vorhanden. In diesem Fall sind sofortige Maßnahmen erforderlich, z. B. Verkehrslastreduktion, Änderung der Verkehrsführung, sofortige Außerbetriebnahme oder Verstärkung.

2.2.2 Handlungsanweisung des BMVBS (2011) [5]

Bei der rechnerischen Untersuchung eines Bauwerks nach [5] wird das Tragwerk in Untersuchungsquerschnitte eingeteilt, die unabhängig voneinander mit Hilfe eines mechanischen Kräftegleichgewichtes nachgewiesen werden. Hierzu wird die Restsicherheit für diejenige Spannstahlfläche ermittelt, die ausfallen muss, bis der Beton reißt. Dieses Nachweisformat setzt ein einwirkendes Moment voraus, damit sich im ersten Schritt überhaupt eine Restspannstahlfläche ergibt. In manchen Nachweisquerschnitten, bspw. in auflager-nahen Bereichen und Momentennullpunkten, muss daher zum Teil die gesamte Spannstahlfläche ausfallen. Dieses Szenario steht im Widerspruch zu bisherigen Erfahrungen [5].

Um die Tragreserven im System besser berücksichtigen zu können, wurde der Nachweis um einen stochastischen Nachweis auf Systemebene erweitert. Dabei wird die Auftretens-wahrscheinlichkeit für eine Unterschreitung der geforderten Restsicherheit ermittelt. Der Berechnung werden die Restspannstahlflächen bei Rissbildung und die erforderlichen

Spannstahlflächen bei der geforderten Restsicherheit von allen Querschnitten als ganzzahlig gerundete Spanngliedanzahlen zugrunde gelegt. In eigenen Rechnungen wurde beobachtet, dass die Ergebnisse des stochastischen Nachweises durch die (starke) Vereinfachung und das Runden auf ganze Spanngliedzahlen starken Schwankungen unterliegen können. Sie sollten daher vor allem dann kritisch hinterfragt werden, wenn auf dieser Grundlage richtungsweisende Entscheidungen für das Bauwerk getroffen werden.

2.2.3 Nachrechnungskonzept der DB Netze AG (2017) [6]

Beim Nachrechnungskonzept der DB Netze AG [6] geht man von der Überlegung aus, dass die Randbedingungen für den Korrosionsprozess innerhalb des Bauwerks überall gleich sind und so eine gleichzeitige Schädigung an mehreren lokal begrenzten Stellen möglich ist. Zusätzlich zum Szenario (1) eines örtlich korrelierten Spannstahlausfalls, vergleichbar zum stochastischen Nachweis in [5], ergibt sich hieraus ein weiteres Szenario (2) eines zufällig verteilten und sukzessiven Drahtausfalls. Bei der Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit werden die beiden Szenarien unabhängig voneinander betrachtet. Der gesamte Untersuchungsprozess ist für die gefährdeten Bauwerke stufenweise in einer Arbeitsanweisung (Abschnitt 2.3 in [7]) geregelt.

2.3 Bauwerksprüfung nach DIN 1076 [8]

Ist der Nachweis des vorhandenen Ankündungsverhaltens erfüllt, müssen gemäß [5] für das Bauwerk eine objektbezogene Prüfanweisung gemäß DIN 1076 [8] erstellt und die Prüfintervalle und -bereiche festgelegt werden. Die handnahe Sichtprüfung setzt jedoch eine Detektierbarkeit der Risse und ausreichende Zugänglichkeit zum Bauwerk voraus. Ältere Bauwerke sind jedoch oft mit Beschichtungssystemen ausgestattet, für die eine rissüberbrückende Wirkung nicht ausgeschlossen werden kann, weshalb evtl. vorhandene Risse von außen nicht erkannt werden können. In solchen Fällen ist die Vorankündigung trotz rechnerischen Nachweises quasi nicht gegeben, da sie nicht erkennbar ist. Hier versagt die Bauwerksprüfung als Kontrollinstrument und Bewertungsbaustein. Diese Vorgehensweise unterscheidet sich unwesentlich von [7].

2.4 Experimentelle Beprobung und Zustandserfassung der Spannglieder

2.4.1 Visuelle Inspektion und Beprobung

Die visuelle Inspektion und Beprobung stellen in diesem Zusammenhang wohl die am weitesten verbreiteten Untersuchungsmethoden am Bauwerk dar. Dabei wird das Hüllrohr eines Spanngliedes freigelegt, geöffnet (Bild 3) und anschließend der Korrosionszustand des Hüllrohrs sowie der Spanndrähte durch Sichtprüfung festgestellt. Der Verpressmörtel wird mit Hinblick auf Hohlräume und seine Alkalität untersucht. Im Labor folgen weitere Untersuchungen. U. a. werden die Stahlproben einer genaueren makroskopischen Beurteilung der Oberfläche und Anrissprüfung unterzogen sowie das mechanische Verhalten in Zugversuchen ermittelt (Versprödungsgrad) [9], [10].



*Bild 3 Bündelspannglied
BSG 100 mit Hennigsdorfer Spannstahl*

Zum Umfang von visuellen Inspektionen und Beprobungen liegen keine klaren Vorgaben vor. Um dem ohnehin „geschwächten“ Bauwerk nicht noch mehr Schäden zuzufügen, sollten die Entnahmen stets restriktiv durchgeführt werden. Je nach Anzahl der Stichproben kann die Übertragung einiger Ergebnisse auf das gesamte Bauwerk gerechtfertigt sein. Für andere Erkenntnisse, wie bspw. zum Verpresszustand, ist dies ohne größeres Restrisiko hingegen nicht möglich.

2.4.2 Zerstörungsfreie Prüfung

Mit Hilfe zerstörungsfreier Prüfverfahren (ZfP) wie bspw. Ultraschall oder magnetische Verfahren können Informationen über den Verpresszustand oder evtl. vorhandene Spanndrahtbrüche gewonnen werden [3], [12]. Bei komplizierter Anordnung der Hüllrohre, rückseitigen Fehlstellen oder mehrlagig bzw. tiefliedend eingebauten Hüllrohren stoßen diese Verfahren jedoch an ihre Grenzen und der Zustand kann nicht mehr eindeutig festgestellt werden [11].

2.5 Schlussfolgerung

Der Bauherr steht in der Pflicht, die Verkehrssicherheit seiner Bauwerke sicherzustellen. Im Fall SpRK-gefährdeter Bauwerke ist dabei die Beurteilung und Vorhersage des Versagens besonders problematisch. Hierfür stehen ihm verschiedene Bausteine zur Verfügung [5]–[7]. Die Ergebnisse der bisher vorgestellten Bausteine sind jedoch im Einzelfall kritisch zu hinterfragen bzw. die Bausteine ohnehin nur bedingt anwendbar. Als Folge sind konservative Maßnahmen (Ersatzneubau, Verstärkung) nach wie vor die bevorzugte Lösung, stellen für den Bauherrn jedoch oft große wirtschaftliche Probleme dar. Generell bleibt in [5]–[7] die Frage unbeantwortet, wie die Sicherstellung der Verkehrssicherheit bis zum Ersatzneubau realisiert wird. Aus heutiger Sicht und mit den verfügbaren technischen Möglichkeiten kann angemessen auf den Erhaltungszustand des Bauwerks reagiert und die weitere Nutzung abgesichert werden.

Eine qualifizierte Alternative ist das messtechnische Monitoring. In Abhängigkeit des Ankündigungsverhaltens können mit Hilfe klassischer und vielfach erprobter verformungs-basierter Messverfahren oder durch akustische Verfahren (Schallemissionsmonitoring – SEM) eine zuverlässige Überwachung des Bauwerks erfolgen und eine Frühwarnung sichergestellt werden.

3 Monitoring zur Zustandsüberwachung

3.1 Vorbemerkung

Im Folgenden werden aktuelle Anwendungsbeispiele für die messtechnische Überwachung von Brücken mit und ohne Vorankündigungsverhalten vorgestellt. Bei beiden Bauwerken waren alle anderen Möglichkeiten ausgeschöpft und alternativ nur die sofortige Sperrung und Ersatzneubau möglich gewesen.

3.2 Beispiel 1: Bauwerk mit Vorankündigungsverhalten – Brücke über die DB AG in Waren/Müritz [13]

3.2.1 Bauwerk und Problemstellung

Die Straßenüberführung im Zuge der B 192 über die Strecke 6325 (Neustrelitz–Rostock/Warnemünde) in Waren an der Müritz wurde 1973 in Betrieb genommen und hat seitdem eine große überregionale Netzbedeutung. Das Bauwerk besteht aus zwei Teilbauwerken und wurde als Spannbetonbrücke mit Bündelspanngliedern BSG mit Spannstahl der Hennigsdorfer Produktion hergestellt (Bild 4). Nach [5] gilt das Bauwerk als stark gefährdet.

Im Zuge einer Nachrechnung wurde das Ankündigungsverhalten untersucht und konnte in nahezu allen Querschnitten nachgewiesen werden. Da bei vergleichbaren Bauwerken bereits Korrosionsnarben am Spannstahl festgestellt wurden, wurden auch in diesem Fall Materialuntersuchungen am Spannstahl und am Verpressmörtel durchgeführt. Bei der Oberflächenprüfung konnten vereinzelt Anrisse festgestellt werden, die auf SpRK hindeuten. Bei Zugversuchen wurde ein sprödes Versagen der Stähle festgestellt.



Bild 4 Seitenansicht der Brücke in Waren/Müritz

Auf Grund der Streckenführung über die Bahngleise war eine regelmäßige Sichtprüfung nicht möglich, weshalb eine automatisierte Dauerüberwachung umgesetzt wurde.

3.2.2 Messtechnische Umsetzung

Das Messkonzept verfolgt den Ansatz, dass der untersuchte Schädigungsprozess durch eine Veränderung bestimmter Formänderungsgrößen begleitet wird. Dies ist bspw. der Fall, wenn durch den Verlust der Vorspannkraft im Moment der Rissbildung eine Steifigkeitsänderung auftritt. Ein geeignetes Messprinzip hierfür stellt die Messung der Verdrehungen mit Inklinometern (Neigungssensoren) dar, da hierfür keine Messbasis erforderlich ist und die abschnittsweise Krümmungsinformation auch eine Zuordnung des Ortes der Verformung erlaubt [14], [15]. Über die Länge des Bauwerks verteilt wurden mehrere Neigungssensoren angeordnet. Durch zusätzliche Temperaturmessungen konnte der Einfluss der Temperatur auf die Messwerte in der Datenaufbereitung herausgefiltert werden. Die Messtechnik wurde durch Belastungsfahrten kalibriert, die in bestimmten Abständen wiederholt wurden (Kontrollfahrten).

3.2.3 Ergebnisse

Die Analyse der Zeitreihen ergab Hinweise auf bleibende Verformungsanteile im Messsignal, die nicht allein auf den Einfluss der Temperatur zurückzuführen sind. Diese Anteile wurden vor allem in einem der sechs Krümmungsbereiche (gelb, vgl. Farbcode in Bild 5) festgestellt. Zur Verifikation der Ergebnisse wurden die Belastungsfahrten (Kontrollfahrten) wiederholt. Im Ergebnis konnte festgestellt werden, dass die 2016 gemessenen Krümmungen durchweg größer ausfielen als die bei den Kalibrierfahrten im Jahr 2015 (Bild 5). Die in der Langzeitmessung festgestellten Krümmungsänderungen konnten so unter Verkehrslast reproduziert werden. Daraufhin wurde eine Sonderprüfung veranlasst, in der im auffälligen Krümmungsbereich (gelb) ein Biegeriss eindeutig identifiziert werden konnte. Eine frühzeitige Detektion einer Rissbildung als Vorankündigung eines Versagens war somit zuverlässig möglich. Das Bauwerk steht weiterhin unter Beobachtung.

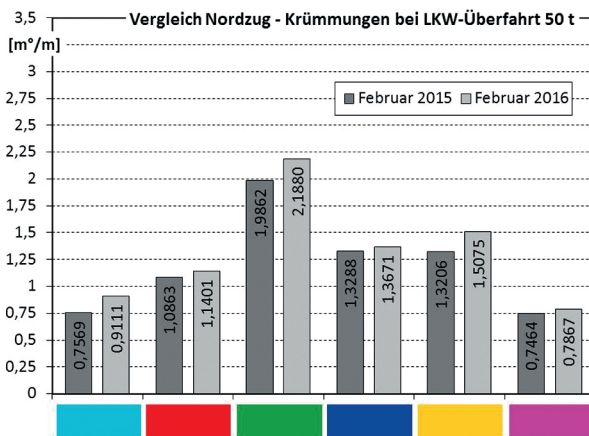


Bild 5 Vergleich der Bauwerksverformungen für Kalibrierfahrten in den Jahren 2015 und 2016 in den verschiedenen Krümmungsbereichen am Bauwerk (farbige Markierung)

3.3 Beispiel 2: Bauwerk ohne Vorankündigungsverhalten – Stennertbrücke in Hagen/Hohenlimburg

3.3.1 Bauwerk und Problemstellung

Die Stennertbrücke in Hagen-Hohenlimburg überführt die B7 über den Fluss Lenne mit einer Gesamtlänge von 102,70 m (Bild 6). Im Brückenquerschnitt erfolgt der Lastabtrag durch drei Hohlkästen. Das Bauwerk wurde 1959 errichtet. Der verwendete Spannstahl der Hüttenwerke Rheinhausen ist nach [5] als besonders gefährdet einzustufen. Die rechnerische Untersuchung auf Querschnittsebene ergab in Stütz- und Feldbereich eine ausreichende Restsicherheit. Alle anderen Bereiche lagen, wenn auch z. T. nur knapp, unterhalb der geforderten Grenze. Für den stochastischen Nachweis wurden die Anwendungsvoraussetzungen nicht erfüllt. Somit ist für das Bauwerk rechnerisch kein ausreichendes Ankündigungsverhalten nachweisbar.

Da sich das Bauwerk in einem äußerlich guten Erhaltungszustand befindet, wurde eine messtechnische Dauerüberwachung veranlasst, um Informationen über den potentiell ablaufenden Schädigungsprozess zu gewinnen und den Betrieb abzusichern.

3.3.2 Messkonzept und -prinzipien

Ziel der messtechnischen Dauerüberwachung ist es, das nicht nachweisbare Ankündigungsverhalten zu kompensieren. Im Bauteilinneren auftretende Spanndrahtbrüche sollen hierzu möglichst direkt erfasst werden. Für diese Aufgabenstellung ist die Schallemissionsmesstechnik prädestiniert.

Dieses Messprinzip beruht darauf, dass bei jedem plastischen Schädigungsprozess immer auch ein Teil der gespeicherten Energie in elastische Festkörperwellen umgewandelt wird, welche sich in dem Bauteil ausbreiten. Durch sensible Sensoren können diese Wellen an



Bild 6 Ansicht der Stennertbrücke in Hagen/Hohenlimburg

der Bauteiloberfläche erfasst und aufgezeichnet werden und stehen so für weitere Analysen zur Verfügung. Die Messdaten lassen auch Rückschlüsse auf den Ort der Spanndrahtbrüche zu.

Jeder Überbausteg wurde instrumentiert. Insgesamt wurden 66 Sensoren mit einem Antwortspektrum von 25 bis 80 kHz installiert. Der Spanngliedverlauf wurde zuvor auf Grundlage der Bestandspläne bestimmt und mittels Radar eingemessen. Der Abstand zwischen den Sensoren beträgt etwa 10 m. Eine Übersicht über die Verteilung der Messquerschnitte ist in Bild 7 dargestellt.

Da eine Vorankündigung bereichsweise gegeben ist, wurde zusätzlich eine Überwachung der Formänderungen des Überbaus vorgesehen, die analog zu Beispiel 1 mit Neigungssensoren umgesetzt wurde, wodurch sich eine Redundanz in der Identifikation von Schädigungsprozessen ergab.

3.3.3 Erfahrungen der ersten Monate

Die Planung und Umsetzung des vorgestellten Monitoringsystems erfordert langjährige Erfahrungen in der Anwendung und im Umgang mit Messtechnik und der subsequenten Datenverarbeitung. Dennoch können trotz sorgfältiger Planung und umfangreicher Erfahrungen aus Forschung und Entwicklung nicht alle Erkenntnisse auf Bauwerke dieser Größe übertragen werden und bedürfen einer Verifizierung in situ. Nach Installation der Messtechnik im April und Mai 2018 wurden daher verschiedene Inbetriebnahmemessungen durchgeführt. Zur Einstellung der SE-Messanlage und zur Bestimmung bauteilspezifischer Parameter wurden u. a. einige wenige Spanndrähte getrennt und die Signale erfasst.

Ein Beispiel eines Drahtbruchsignals und der zugehörigen Frequenzspektren ist in Bild 7 dargestellt. Der Bruchort befindet sich etwa auf Höhe des Sensors 3 (S3). Erwartungsgemäß ist dieses Signal stark in Sättigung und weist eine besonders lange Signaldauer von ca. 270 ms auf. Nach 10 m hat diese bereits stark abgenommen und beträgt nur noch 15 bis 20 ms. Die Amplitude ist an der Grenze zur Sättigung. Weiterhin ist festzustellen, dass die Detektion des Signals selbst bei 20 m Entfernung noch zuverlässig möglich ist. Auch wenn man annimmt, dass das erzeugte Signal im Vergleich zu spontanen Brüchen eher von starker Intensität ist, ist durch die gewählten Sensorabstände auch für weniger starke Signale eine zuverlässige Detektion sehr gut möglich, da die Signalausbreitung entlang des Spanngliedes verläuft. Die effektive Amplitudendämpfung der Drahtbruchsignale war mit ca. 3 dB/m im Vergleich zu ca. 10 dB/m für Bleistiftminenbrüche gering.

Durch die vorrangige Ausbreitung der Signale im Spannstahl wirken sich die akustischen Eigenschaften des Materials auch auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit vorteilhaft aus. Für künstliche Quellen, wie einem Schmidt-Hammer-Impakt, konnten Ausbreitungsgeschwindigkeiten zwischen 4,0 bis 4,4 m/ms festgestellt werden. Die Spanndrahtbrüche breiten sich hingegen mit 4,4 bis 4,9 m/ms aus. Die Kenntnis dieser Effekte kann bei der Klassifizierung von Ereignissen sehr hilfreich sein. Unter Berücksichtigung der ermittelten Geschwindigkeit konnte eine Lokalisierung der Signalquelle mit Abweichungen von 1–2 % erfolgen.

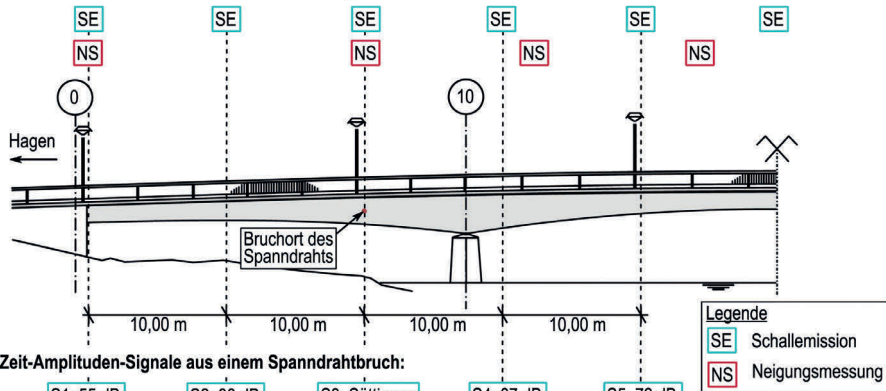
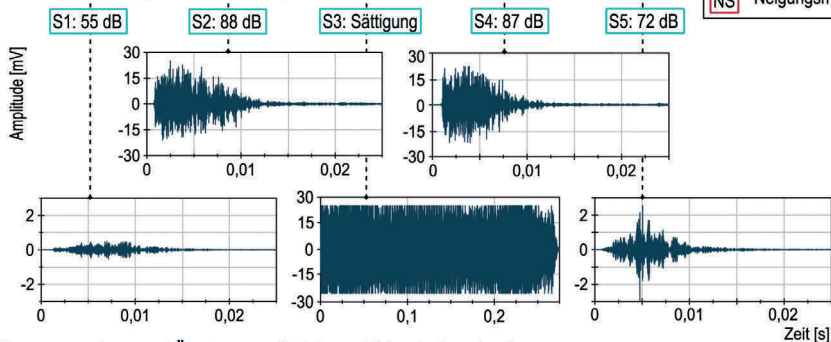
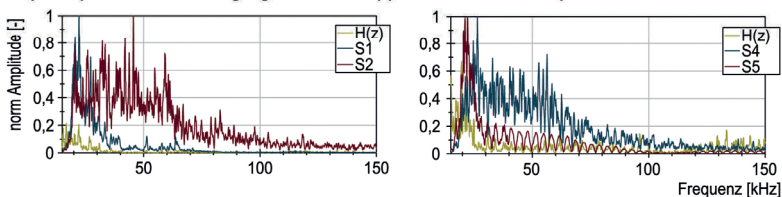
Bauwerksübersicht und Messstellenanordnung:**Zeit-Amplituden-Signale aus einem Spanndrahtbruch:****Frequenzspektren und Übertragungsfunktionen $H(z)$ zwischen den Sensorpaaren:**

Bild 7 Bauwerksübersicht mit Anordnung der Messstellen der verschiedenen Messprinzipien; Darstellung der Zeit-Amplituden-Verläufe, Frequenzspektren und Übertragungsfunktionen (10 m Laufweg) eines Spanndrahtbruchsignals (Referenzsignal)

In Bild 7 sind außerdem die normierten Frequenzspektren und Übertragungsfunktionen dargestellt. Die Frequenzkurven der Signale an den Sensoren 2 und 4 zeigen, dass im Arbeitsbereich der Sensoren nicht alle Frequenzen gleichmäßig vorhanden sind. Bereits ab 60 kHz ist eine deutliche Abnahme der Frequenzanteile zu erkennen. Der gewählte Sensortyp ist dementsprechend für die untersuchte Schädigungsart bei den zu erwartenden Laufwegen der Signale hervorragend geeignet. Bei längeren Laufwegen von über 10 m verbleiben erwartungsgemäß nur die tiefen Frequenzen.

Die Messanlage befindet sich derzeit im durchgehenden Betrieb. Die Überwachung ist zunächst für 12 Monate vorgesehen.

4 Zusammenfassung

Für Baulastträger stellen spannungsrissskorrosionsgefährdete Bauwerke nach wie vor ein großes Problem dar, da die finanziellen Mittel und planerischen Kapazitäten nicht für jedes Bauwerk sofort eine Neubauplanung zulassen. Außerdem sollte ein zeitgemäßer und verantwortungsvoller Umgang mit der Bausubstanz im Vordergrund stehen, vor allem, wenn der Erhaltungszustand dies grundsätzlich gebietet. In solchen Fällen stellt ein messtechnisches Monitoring eine hervorragende Alternative dar, um Informationen über den Schädigungsprozess zu erhalten und die Restnutzungsdauer abzusichern.

Für Bauwerke mit Vorankündigung ist ein Monitoring nur der konsequent logische Schritt, die Sonderinspektionen mit den heute zur Verfügung stehenden messtechnischen Methoden zu ergänzen. Im Vergleich zur Sichtprüfung können die Verformungen durch die Messgeräte bereits viel früher detektiert werden. Zudem ist die laufende Analyse der Messdaten einfach zu automatisieren und weniger aufwändig. Anhand des vorgestellten Beispiels konnte gezeigt werden, dass eine Frühwarnung sehr gut gewährleistet und Einsätze am Bauwerk gezielt geplant und umgesetzt werden konnten.

Bei Bauwerken ohne Vorankündigung bietet das auf akustischen Prinzipien beruhende Schallemissionsmonitoring vielversprechende Möglichkeiten, um Informationen über die Aktivität des Schädigungsprozesses zu gewinnen. Aus den Messdaten können Rückschlüsse auf die Anzahl und auf den Ort gezogen werden. An der Stennertbrücke wurde so ein Messsystem installiert und erfolgreich in Betrieb genommen. Bei künstlich erzeugten Spanndrahtbrüchen wurde bestätigt, dass die Signaldämpfung sehr gering und die Ausbreitungsgeschwindigkeit vergleichsweise hoch sind. Hieraus können Kriterien für die Bewertung der erfassten Ereignisse abgeleitet werden. Das Messlayout und die gewählten Eigenschaften der Sensoren haben sich im Zuge der Messungen als sehr geeignet erwiesen.

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] Scheerer, S.; Hampel, T.; Curbach, M.: Überprüfung des Risikos der Spannungsrissskorrosion (SpRK) von Hennigsdorfer Spannstahl für den Produktionszeitraum bis 1993. Forschungsbericht, Dresden: Institut für Massivbau und Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden, 2012

- [3] Knieß, H.-G.: Verfahren zur Untersuchung von Spanngliedern. Mitteilung der Bundesanstalt für Wasserbau (1986) 58, S. 131–167
- [4] Nürnberger, U.; Beul, W.: Untersuchungen an Verkehrsbauten aus Spannbeton zur Abschätzung des Gefährdungspotentials infolge Spannungsrisskorrosion der Spannstähle: Abschlussbericht zum BMV-Forschungsvorhaben; Teil 2 – Untersuchungen der FMPA, 1994
- [5] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion). Ausgabe 2011
- [6] DB Netz AG (Hrsg.): Bauwerke mit spannungsrisskorrosionsgefährdeten Spannstählen – Nachrechnungskonzept. 4.3.2016
- [7] DB Netz AG (Hrsg.): Bauwerke mit spannungsrisskorrosionsgefährdeten Spannstählen – Arbeitsanweisung. 30.10.2017
- [8] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen, Überwachung und Prüfung.
- [9] Mietz, J.; Fischer, J.; Isecke, B.: Spannstahlschäden an einem Brückenbauwerk infolge von Spannungsrisskorrosion. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998) 7, S. 195–200 – DOI: 10.1002/best.199800370
- [10] Schacht, G.; Hampel, T.; Curbach, M.: Temporärer Korrosionsschutz von Spanngliedern – Stand des Wissens und Erfahrungsbericht. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 8, S. 524–533 – DOI:10.1002/best.201400024
- [11] Schulze, S.; Mayer, K.; Krause, M.: Spannbetonuntersuchung mit bildgebenden Ultraschallecho-Verfahren. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013) 12, S. 845–853 – DOI: 10.1002/best.201300062
- [12] Hillemeier, B.; Walther, A.: Die Überprüfung von Spannbetonkonstruktionen auf Unversehrtheit der Spannglieder. Beton- und Stahlbetonbau 88 (2011) 11, S. 805–810 – DOI: 10.1002/bate.201101520
- [13] Bolle, G.; Mertzsch, O.; Marx, S.: Messtechnische Dauerüberwachung zur Absicherung der Restnutzungsdauer eines spannungsrisskorrosionsgefährdeten Brückenbauwerks. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017) 2, S. 75–84 – DOI: 10.1002/best.201600067
- [14] Schacht, G.: Experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit von Stahlbetonbauteilen. Diss., TU Dresden, 2014
- [15] Bolle, G.; Schacht, G.; Marx, S.: Spannbetonbau in der DDR – Anwendung und experimentelle Untersuchung des ITB-Spannverfahrens. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 6, S. 384–393 – DOI: 10.1002/best.201400001

Bildnachweise

Bild 1	Gregor Schacht
Bilder 2, 3, 6, 7	Max Käding
Bilder 4, 5	aus [13]

Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden Heft 48

Das 10. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ fand am 11. März 2019 an der TU Dresden statt. Im vorliegenden Buch sind die schriftlichen Beiträge zusammengestellt.

Das Symposium wurde mit einem Vortrag über Analogiebetrachtungen und Sicherheitsaspekte bei experimentellen Bauwerksuntersuchungen eröffnet. Zum Thema Messtechnik wurden in diesem Jahr vor allem faseroptische Systeme und deren Anwendung sowie die Möglichkeiten digitaler bildgebender Verfahren diskutiert. Zwei Vortragende stellten Messmethoden vor, die auf Schwingungsanregungen beruhen, einmal zur Bestimmung von Stabkräften und einmal für die Prüfung von Befestigungen. Als Fortsetzung eines Beitrags zum 9. SEUB wurde das Potential von Miniaturproben zur Kennwertermittlung dargelegt.

Berichte über Projekte zur Thematik Bauwerksbeprobung und Monitoring rundeten das Vortragsprogramm ab. Neben einem Beispiel aus dem Hochbau nahmen beim 10. SEUB vor allem Projekte aus dem Brückenbau eine dominierende Rolle ein. Die Spanne reichte von der Anwendung faseroptischer Messmethoden bei 1:1-Versuchen über die realitätsnahe Bestimmung von Ziellastniveaus bis zu In-situ-Tests an Brückenbauwerken.