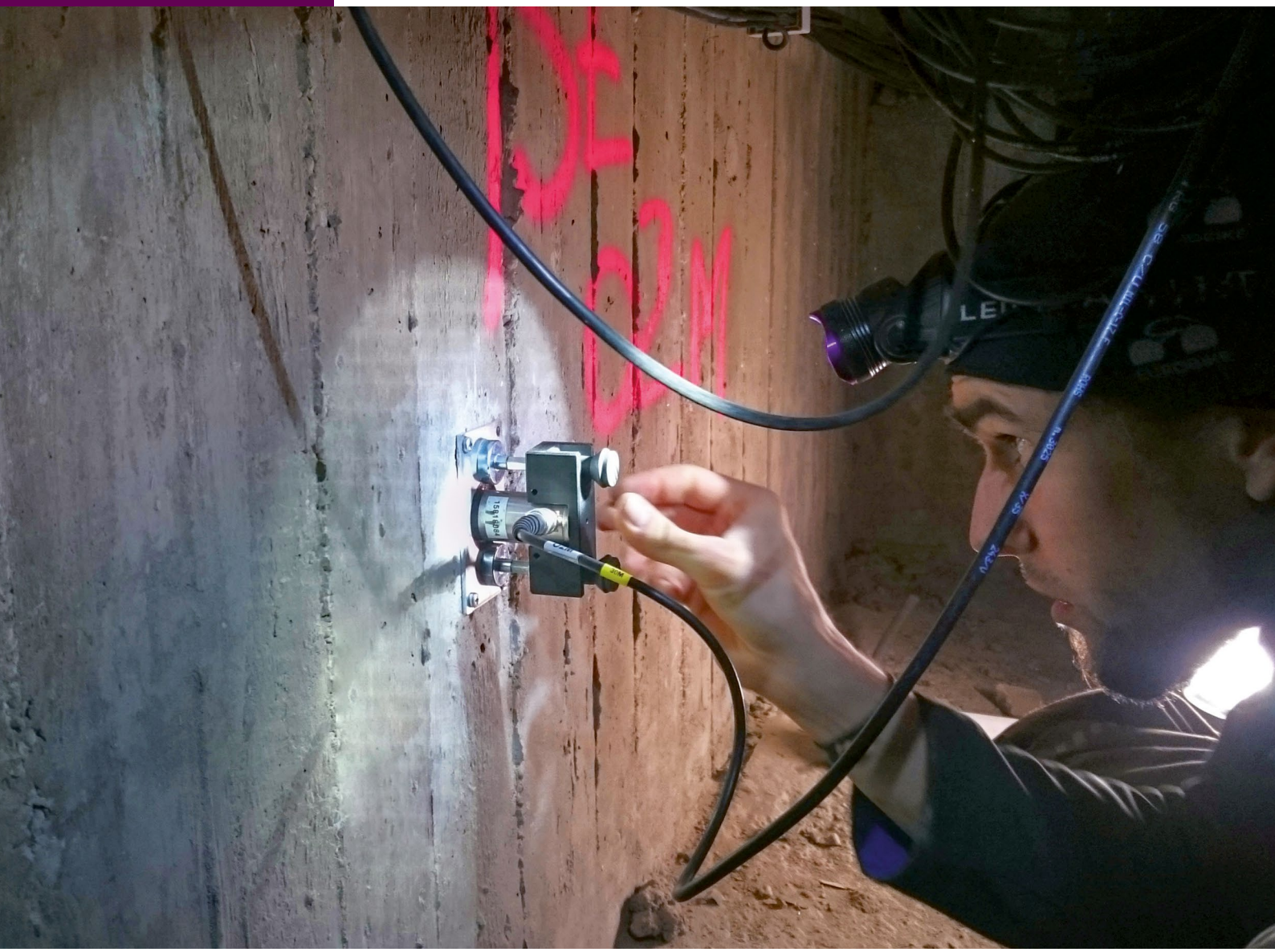
2

114. Jahrgang
Februar 2019 ISSN
0005-9900 A 1740

Sonderdruck S. 85-94

Beton- und Stahlbetonbau



Gregor Schacht, Max Käding, Guido Bolle, Steffen Marx

Konzepte für die Bewertung von Brücken mit Spannungsrisskorrosionsgefahr

Ernst & Sohn
A Wiley Brand

DOI: 10.1002/best.201800087

Gregor Schacht, Max Käding, Guido Bolle, Steffen Marx

Konzepte für die Bewertung von Brücken mit Spannungsrisskorrosionsgefahr

Die Anzahl von Brücken im Netz der Straßenbauverwaltungen und der DB AG, die mit spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl hergestellt wurden, ist nach wie vor hoch. Zwar existieren Vorschriften, die eine rechnerische und materialtechnische Beurteilung weitestgehend regeln, jedoch führen diese nicht immer zweifelsfrei zu einem (gewünschten) eindeutigen 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 bei Anwendung geeigneter Messverfahren sehr gut aufgelöst werden können und durch den kontinuierlichen Informationsgewinn jederzeit Aussagen zum Bauwerkszustand möglich sind. Der vorliegende Beitrag gibt zunächst einen Überblick über die existierenden Vorschriften und zeigt die Möglichkeiten und Grenzen der darin empfohlenen Methoden auf. Anschließend wird je ein Beispiel für die Umsetzung einer Überwachungsaufgabe an einem Bauwerk mit und ohne rechnerischem Ankündigungsverhalten vorgestellt.

Concepts for the assessment of bridges with the risk of stress corrosion cracking

The networks of the road construction authorities and DB AG still contain a significant number of bridges manufactured with steel endangered by stress corrosion cracking. Although there are guidelines that provide computational and material assessment, they do not always lead to a (desired) result and the final definition of appropriate measures. In this context permanent monitoring has played a subordinate role, even though the degradation processes and their consequences occurring in the structure can be excellently resolved and the continuous information gives the possibility to state the condition of the structure at any time. The present article composes the existing rules and shows the possibilities and limitations of the recommended methods. Subsequently, examples for the implementation of monitoring systems are presented each for a building with and without computational announcement before collapse.

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 nach Ablauf von Kriechen und Schwinden des Betons wirksam aufrechterhalten zu können, revolutionierte diese Bauweise und trug zum unverkennbaren Erfolg bei [1].

Die rasante Entwicklung in der Anfangszeit war durch eine Vielzahl von Neuentwicklungen und Experimenten gekennzeichnet. Die unterschiedlichen Ansätze der Ingenieure sind deutlich in den verschiedenen Spannsystemen zu erkennen. Während Freyssinet das Ideal der vollen Vorspannung mit wenigen konzentrierten und hochvorgespannten Spanngliedern vertrat, sah Finsterwalder Vorteile in einer eher geringen Vorspannung (bei geringen Spannstahlfestigkeiten) und einer großen Anzahl kleiner und damit verteilter Spannglieder. Neben dem „klassischen“ Spannverfahren nach Freyssinet mit kleineren Drahtbündeln wurden so auch Einzelstabspannglieder (DYWIDAG) oder sehr große Spannglieder mit stark konzentrieren Kräften (Baur -Leonhardt) entwickelt, (Bild 1) [2, 3].

Um den Anforderungen der Bauindustrie nach immer höherfesten Stählen gerecht zu werden, wurden die Stähle in ihren mechanischen Eigenschaften weiterentwickelt. Die Optimierung der gewünschten hohen Festigkeitseigenschaften erfolgte durch spezielle Vergütungs- und Legierungsprozesse und führte, damals noch nicht bekannt, zu einer besonders hohen Empfindlichkeit derart behandelter Spannstähle gegenüber Spannungsrisskorrosion (SpRK). Diese Empfindlichkeit betrifft nahezu alle Spannstähle der 1950er bis 1970er Jahre [4].

Bereits früh wurde schon bei der Herstellung von Spannbetonkonstruktionen das Auftreten von Drahtbrüchen beobachtet. Diese traten sowohl bei der Lagerung, beim Einbau, während der Standzeit vor dem Verpressen der Hüllrohre als auch beim Spannen der Drähte auf. Um derartigen Problemen zu begegnen, wurden relativ früh zusätzliche Regelungen [5, 6] erlassen, die jedoch nicht alle Folgeschäden zuverlässig abdeckten. Während man zunächst davon ausging, dass SpRK nur bei konstrukti-

Bild 1 Baur-Leonhardt-Spannglied (links), DYWIDAG Einzelstabspannglied (rechts)
Baur-Leonhardt tendon (left), DYWIDAG single rod tendon (right)

ven Mängeln auftrat, führten insbesondere zwei Schadensfälle im Hochbau zu einer Intensivierung der Ursachenermittlung, die im Ergebnis eine Empfehlung zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken mit SpRK-gefährdetem Spannstahl [7] hervorbrachte. Grund dafür war, dass bei diesen Schadensfällen keine wesentlichen konstruktiven Mängel festgestellt werden konnten. Die geschädigten Bauteile lagen in trockener Umgebung, die Hüllrohre waren ordnungsgemäß verpresst und der Einpressmörtel enthielt keine korrosionsfördernden Bestandteile [8]. Demnach musste davon ausgegangen werden, dass der Korrosionsprozess auch bei ordnungsgemäß verpressten Spanngliedern möglich ist. Die aktuellen Grundlagen und Theorien über den Ablauf der Spannungsrisskorrosion können [9, 10] entnommen werden.

Um diese potenziell gefährdeten Bauwerke beurteilen zu können, wurden ingenieurmäßige Nachweisformate entwickelt, mit denen die Gefährdung quantifiziert werden kann. Dennoch sind die Ergebnisse der Nachweise und rechnerischen Untersuchungen nicht für alle Fälle eindeutig und ermöglichen dann auch keine klare Strategie zum weiteren Umgang mit dem Bauwerk. Der vorliegende Beitrag analysiert die Anwendungsbereiche, die Probleme und Grenzen der aktuellen Nachweiskonzepte, erläutert die vorhandenen Bausteine für die Beurteilung und ergänzt diese um mögliche alternative, insbesondere messwertgestützte Lösungsansätze.

2 Aktuelle Konzepte für die Untersuchung und Bewertung

2.1 Bausteine für die Tragwerksbewertung

Die Beurteilung von Brückenbauwerken mit der potenziellen Gefährdung, infolge Spannungsrisskorrosion zu versagen, erfolgt heute für Straßenbrücken mit der Handlungsanweisung des BMVBS [11] und für Eisenbahnbrücken mit dem Nachrechnungskonzept und der Arbeitsanweisung der DB Netz AG [12, 13]. Darin wird das Vorgehen für die Beurteilung solcher gefährdeter Tragwerke festgelegt.

Für Bauherren kommt die Diagnose Spannungsrisskorrosion oft unverhofft, hat doch ihr Bauwerk in der Regel keine äußerlich sichtbaren Schäden oder Hinweise auf Zustandsverschlechterungen. Trotzdem muss schnell reagiert werden und in Vorbereitung weiterer Maßnahmen sind geeignete Untersuchungen durchzuführen. Prinzipiell stehen dem Bauwerkseigner dabei die in Bild 2 aufgeführten Bausteine zur Bewertung zur Verfügung, die für jeden Einzelfall bedingt anpassbar sind.

Für gewöhnlich wird zunächst eine rechnerische Bewertung des Tragwerks (Abschn. 2.2) vorgenommen, mit der beurteilt werden soll, ob sich ein möglicher Schadensprozess durch Rissbildung erkennen lässt, bevor kritische Tragzustände eintreten. Kann rechnerisch eine solche Vorankündigung nachgewiesen werden, sind regelmäßige

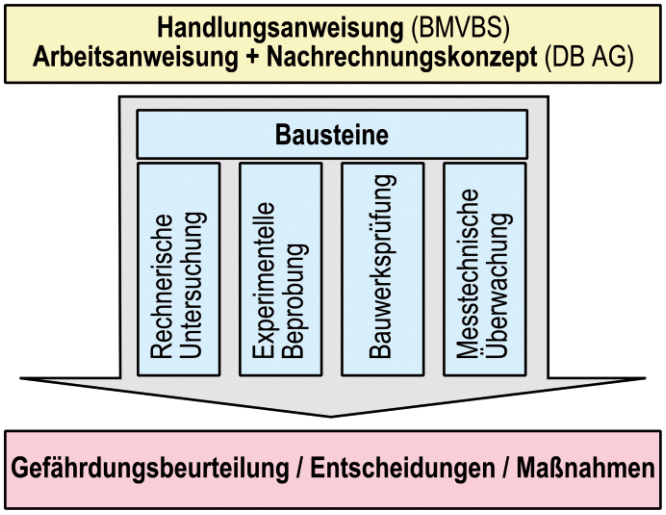


Bild 2 Bausteine zur Beurteilung spannungsrisskorrosionsgefährdeter Bauwerke
Blocks for the assessment of structures endangered by stress corrosion cracking

visuelle Inspektionen vorgesehen (Abschn. 2.3), um diese Vorankündigung auch praktisch zu ermöglichen. Bauwerke ohne Vorankündigung werden im nächsten Schritt stichprobenartig hinsichtlich der Materialeigenschaften untersucht (Abschn. 2.4). Hierbei werden der Korrosionszustand im Hüllrohr, die Versprödung des Spannstahls und der Verpressmörtel bewertet. In [12] sind Hilfestellungen zur zerstörungsfreien Prüfung gegeben. Besteht weiterhin Unklarheit oder kann eine SpRK aufgrund der Materialuntersuchungen nachgewiesen werden, wird die Anwendung eines messtechnischen Monitorings (Abschn. 3) empfohlen, welches jedoch bisher nur selten umgesetzt wurde. Sofern mit den aufgeführten Bausteinen keine ausreichend sichere Beurteilung des Tragwerks möglich ist, sehen beide Konzepte [11–13] die Verstärkung bzw. den Abbruch und Ersatzneubau oder betriebliche Maßnahmen (Verkehrseinschränkungen) bis zum Zeitpunkt der Außerbetriebnahme vor.

In den nachfolgenden Abschnitten sollen die einzelnen Bausteine und ihre Aussagekraft detaillierter beleuchtet und kritisch hinterfragt werden.

2.2 Rechnerische Beurteilung

2.2.1 Nachweisziel

Die rechnerische Ermittlung des Ankündigungsverhaltens ist ein zentraler Baustein der Bewertung spannungsrisskorrosionsgefährdeter Brücken, denn die fehlende äußerliche Detektierbarkeit innerlich ablaufender Schädigungsprozesse (Spanndrahtbrüche) ist ein grundlegendes Problem bei Bauwerken mit Spannungsrisskorrosionsgefahr. Spannungsrisskorrosion kann so zu einem sukzessiven Ausfall des Spannstahls führen, der aufgrund der mangelnden Inspizierbarkeit der Spannglieder in Betonkonstruktionen nicht ohne Weiteres festzustellen ist. Die im Inneren stattfindenden Degradationsprozesse sind so

lange nicht sichtbar, bis so viele Spanndrähte ausgefallen sind, dass die Zugspannungen aus den Einwirkungen die Zugfestigkeit des Betons überschreiten und Risse entstehen. Solange keine Risse auftreten, scheint das Bauwerk äußerlich intakt. Diese äußerlich sichtbare Rissbildung wird auch als Vorankündigung bezeichnet, weil es dem Bauwerkseigentümer bzw. Betreiber so bei gegebener Restsicherheit möglich ist, vor dem Eintreten kritischer Zustände geeignete Maßnahmen zu ergreifen. 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 (Verkehrslastreduktion, Änderung der Verkehrsführung, sofortige Außerbetriebnahme oder Verstärkung).

2.2.2 Handlungsanweisung (2011, BMVBS)

Bei der rechnerischen Untersuchung eines Bauwerks nach [11] wird das Tragwerk in Untersuchungsquerschnitte eingeteilt, die unabhängig voneinander mithilfe eines mechanischen Kräftegleichgewichts nachgewiesen werden. Unter Ansatz der häufigen Lastkombination wird in dem jeweiligen Querschnitt diejenige Spannstahlfläche ermittelt, die ausfallen muss, bevor der Beton reißt. Mit der vorhandenen Restspannstahlfläche wird dann die Restsicherheit für eine seltene Lastkombination ermittelt. Das Rissmoment hängt von der Zugfestigkeit des vorhandenen Betons ab, welche bekanntermaßen sehr starken Streuungen unterliegt. Hinzu kommt das Paradoxon, dass gerade für eine besonders gute Betonqualität das Nachweisergebnis besonders schlecht ausfällt.

Dieses Nachweisformat setzt zudem ein einwirkendes Moment voraus, damit sich im ersten Schritt überhaupt eine Restspannstahlfläche ergibt. In manchen Nachweisquerschnitten, bspw. in auflagernahen Bereichen und Momentennullpunkten, müsste daher für die Rissbildung zum Teil die gesamte Spannstahlfläche ausfallen. Dieses Szenario steht im Widerspruch zu bisherigen Erfahrungen [11].

Um die Tragreserven im System besser berücksichtigen zu können, wurde der Nachweis um eine stochastische Betrachtung auf Systemebene erweitert. Dabei wird die Auftretenswahrscheinlichkeit für eine Unterschreitung der geforderten Restsicherheit ermittelt. Dieses Verfahren untersucht einen örtlich korrelierten Ausfall unter der Voraussetzung einer über die Länge des Spanngliedes gleich verteilten Auftretenswahrscheinlichkeit. Der Berechnung werden die Restspannstahlflächen bei Rissbildung und die erforderlichen Spannstahlflächen bei der geforderten Restsicherheit von allen Querschnitten als ganzzahlig gerundete Spanngliedanzahlen zugrunde gelegt. Eine Vorankündigung ist dann als ausreichend gegeben, wenn die Auftretenswahrscheinlichkeit kleiner als 10^{-4} ist.

In eigenen Berechnungen wurde beobachtet, dass die Ergebnisse des stochastischen Nachweises durch die (starke) Vereinfachung und das Runden auf ganze Spanngliedzahlen bei minimaler Variation der Eingangsparameter großen Schwankungen unterliegen können. Im ungünstigen Fall weichen somit die Realität und das Berechnungsergebnis stark voneinander ab. Für den Bauwerksbesitzer stellen belastbare Berechnungsergebnisse allerdings eine wichtige Grundlage für die weiteren Planungen und Entscheidungen zum Umgang mit dem Bauwerk dar.

2.2.3 Nachrechnungskonzept (2017, DB Netz AG)

Das Berechnungskonzept in [13] geht 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 [11], 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. Im Szenario (1) werden zunächst die Restspannstahlflächen und Restsicherheiten (Grenzwert = 1,0) querschnittsweise ermittelt und das Tragwerk in kritische und unkritische Bereiche unterteilt. Daraufhin wird die Versagenswahrscheinlichkeit im kritischen Bereich (Restsicherheiten < 1,0) für den kleinsten zulässigen Ausfallgrad bestimmt. Dieser ergibt sich für die größte erforderliche Spannstahlfläche, die für den Bruchsicherheitsnachweis benötigt wird. Die Auftretenswahrscheinlichkeit darf einen Sicherheitsindex von 5,2 ($P = 10^{-7}$) nicht überschreiten. Im Szenario (2) (sukzessiver Ausfall) wird die Stelle mit der größten verbleibenden Drahtanzahl bei sicherer Vorwarnung betrachtet. Unter Forderung eines Sicherheitsindex von 5,2 wird die verbleibende Drahtanzahl berechnet und mit der maximal erforderlichen Spannstahlfläche in Bereichen ohne Vorankündigung (Bruch) verglichen. So wird eine Ankündigung (Rissbildung) in Bereichen mit Vorankündigung sichergestellt. Der gesamte Untersuchungsprozess ist für die gefährdeten Bauwerke stufenweise in einer Arbeitsanweisung (Abschnitt 2.3 in [12]) geregelt, aus der genauere Informationen zur Vorgehensweise entnommen werden können.

2.3 Bauwerksprüfung (DIN 1076)

Ist der Nachweis einer ausreichenden Ankündigung erfüllt, müssen gemäß [11] für das Bauwerk eine objektbezogene Prüfanweisung gemäß DIN 1076 [14] erstellt und die Prüfintervalle und -bereiche festgelegt werden. Die handnahe Sichtprüfung setzt jedoch eine Detektierbarkeit der Risse (Sichtbarkeit) und ausreichende Zugänglichkeit zum Bauwerk voraus. Ältere Bauwerke sind 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 eines erfüllten rechnerischen Nachweises nicht gegeben, da sie praktisch nicht ermöglicht wird. Hier versagt die Bauwerksprüfung als Kontrollinstrument und Bewertungsbaustein.

Die in [12] beschriebene Vorgehensweise unterscheidet sich hiervon nur unwesentlich. Bauwerke mit Vorankündigung sind ebenfalls in regelmäßigen Zyklen auf Risse zu überprüfen.

Bild 3 Bündelspannglied BSG100 mit Hennigsdorfer Spannstahl
Bundeled tendon BSG100 with Hennigsdorf prestressing steel

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. Ziel ist die Überprüfung der Materialeigenschaften des eingebauten Spannstahls und seiner Umgebungsbedingungen im Bauwerk. Dabei wird das Hüllrohr eines Spannglieds 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, in Laboruntersuchungen können zusätzlich der Feuchtegehalt und der Anteil an korrosionsfördernden Bestandteilen (bspw. Chlorid, Tonerde) bestimmt werden. Die Stahlproben werden einer genaueren makroskopischen Beurteilung der Oberfläche und Anrissprüfung durch Eindringtest oder Magnetpulververfahren sowie einer chemischen und metallografischen Analyse unterzogen. Darüber hinaus wird das mechanische Verhalten in Zugversuchen ermittelt, um den Grad der Versprödung zu bestimmen [15, 16].

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 zurückhaltend durchgeführt werden. Bei angemessenem Stichprobenumfang kann die Übertragung bereichsweise ermittelter Ergebnisse auf das gesamte Bauwerk gerechtfertigt sein. Für andere Erkenntnisse, wie bspw. zum Verpresszustand, ist dies hingegen nicht ohne größeres Restrisiko möglich. So ist beispielsweise der Verpresszustand vor allem an Hochpunkten der Spanngliedführung schlecht, die Untersuchungsöffnungen befinden sich – aufgrund der besseren Zugänglichkeit – jedoch in der Regel im Stegbereich oder auf der Bauteilunterseite, also in weniger kritischen Bereichen.

2.4.2 Zerstörungsfreie Prüfung

Mithilfe zerstörungsfreier Prüfverfahren können Informationen über den Verpresszustand der Spannglieder oder evtl. vorhandene Spanndrahtbrüche gewonnen werden. Informationen über evtl. Verpressfehler oder Hohlräume lassen sich mittels Ultraschallverfahren [6] oder durch Impact-Echo-Verfahren [17] gewinnen. Bei komplizierter Anordnung der Hüllrohre, rückseitigen Fehlstellen oder mehrlagig eingebauten Hüllrohren kann der Zustand im Spannglied jedoch auch mit modernen bildgebenden Verfahren [18] oder Georadar [19] nicht eindeutig festgestellt werden. Untersuchungen mit Radiografie werden aufgrund der hohen Strahlungsbelastung und der begrenzten Größe der Untersuchungsbereiche heute nicht mehr durchgeführt [20].

Für die Ermittlung evtl. vorhandener Spanndrahtbrüche dient das Puls-Echo-Verfahren, wobei die Spanndrähte in Längsrichtung durchschallt werden. Eingeschränkt wird die Anwendung dieses Verfahrens durch nicht frei zugängliche Spanngliedverankerungen, mögliche Koppelstellen oder zu starke Spanngliedkrümmungen. In [21] wird berichtet, dass die Reichweite (Stablänge) bei bis zu 9 m liegen kann.

Magnetische Verfahren (z. B. magnetische Streufeldmessung) werden im Bauwesen bereits seit 1989 zur Prüfung von Spanndrähten angewandt und weiterentwickelt [22]. Eine vorangehende Lageermittlung der Spannglieder ist nicht notwendig, jedoch stößt auch dieses Verfahren bei tiefliegenden Spanngliedern oder Spanngliedern mit vielen Einzeldrähten an seine Grenzen.

2.5 Schlussfolgerung

Die Spannungsrisskorrosionsgefahr eines Bauwerks ist für den Bauwerkseigner in der Regel ein unerwartetes Problem, für das er innerhalb kürzester Zeit eine Lösung finden muss. Für die Beantwortung der Fragen nach (1) der tatsächlichen Gefährdung des Spannstahls, (2) der Art der Versagensankündigung und (3) der Erfassung einer möglicherweise fortschreitenden Schädigung bzw. eines Spannstahlausfalls stehen ihm aktuell in den Regelwerken [11] für Straßenbrücken und [12, 13] für Eisenbahnbrücken eine Reihe von Werkzeugen zur Verfügung. Hierin sind die einzelnen Anwendungsschritte mitunter

klar beschrieben, jedoch sind die Ergebnisse nicht immer eindeutig und müssen zusätzlich in Abhängigkeit von der Randbedingung in jedem Einzelfall kritisch hinterfragt werden. Auf dieser Grundlage ist es schlussendlich seinem Ermessensspielraum überlassen, je nach Bauwerkszustand und der Netzbedeutung die genauen Maßnahmen festzulegen.

Bauwerke, die zwar in die Gefährdungsgruppe fallen, aber bei denen durch verschiedene Untersuchungen gezeigt worden ist oder permanent gezeigt wird, dass Spannungsrisskorrosion real keine Rolle spielt, können erhalten bleiben. Alle anderen Bauwerke, für die eine Gefährdung nicht sicher ausgeschlossen werden kann oder sogar nachweislich vorliegt, sind grundsätzlich innerhalb eines überschaubaren Zeitfensters zu ersetzen. Für die Restnutzungsdauer des gefährdeten Bauwerks bis zum Ersatzneubau steht der Bauherr wiederum in der Pflicht, die Stand- und Verkehrssicherheit zu gewährleisten, und muss daher eine mögliche Gefährdung der Tragsicherheit frühzeitig erkennen. Dieses zentrale Problem wird in [11–13] kaum thematisiert. Zwar ist bekannt, dass die Detektion von Spannstahlschädigungen durch zerstörungsfreie Prüfverfahren möglich ist, jedoch kommen diese Verfahren bei komplexen Geometrien und Spanngliedlagen, wie sie im Bauwesen leider üblich sind, schnell an ihre Grenzen. Im Regelfall sind diese Verfahren, so wie auch die handnahe Sichtprüfung (Bauwerksprüfung), aufwendig in der Durchführung und geben nur diskret Auskunft zum jeweiligen Untersuchungszeitpunkt. Ergänzend zu diesen Untersuchungen sind jedoch zwingend Aussagen zur Aktivität des Schädigungsprozesses nötig. Vor allem bei Bauwerken ohne rechnerisches Ankündigungsverhalten war bisher die Auswahl an weiteren Werkzeugen begrenzt.

Eine qualifizierte Ergänzung für die Bewertung des Bauwerkszustands ist das messtechnische Monitoring. In Abhängigkeit davon, ob das Bauwerk ein ausreichendes Ankündigungsverhalten besitzt, kann mithilfe vielfach erprobter verformungsbasierter Messverfahren oder durch akustische Verfahren (Schallemissionsmonitoring – SEM) eine zuverlässige Überwachung des Bauwerks erfolgen. Hierdurch können die im Inneren stattfindenden Degradationsprozesse von Beginn der Überwachung an gut verfolgt und so ausreichende und permanent aktualisierte Informationen als Handlungsgrundlage für weitere Maßnahmen am Bauwerk zur Verfügung gestellt werden.

3 Monitoring zur Zustandsüberwachung

3.1 Vorbemerkung

Im Folgenden werden aktuelle Anwendungsbeispiele für die messtechnische Überwachung von Brücken mit und ohne Vorankündigung vorgestellt. Zunächst werden die Bauwerke und ihre individuellen Problemstellungen beschrieben. Es wird auf die dem Monitoring vorangegangenen Untersuchungen eingegangen, um die Notwendigkeit des Lösungsansatzes herzuleiten.

3.2 Beispiel 1: Bauwerk mit Ankündigungsverhalten Brücke über die DB AG in Waren/Müritz

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 25 und BSG 100 mit Spannstahl der Hennigsdorfer Produktion hergestellt (Bild 4). Nach [11] gilt das Bauwerk damit als stark SpRK-gefährdet.

Im Zuge einer Nachrechnung wurde das Bauwerk 2011 auch hinsichtlich seines Ankündigungsverhaltens untersucht und dieses konnte in nahezu allen Querschnitten nachgewiesen werden. Lediglich in einem Querschnitt wurde die erforderliche Restsicherheit leicht unterschritten, wobei die Unterschreitung im Unschärfebereich der Berechnung liegt.

Daraufhin wurden Materialuntersuchungen am Spannstahl und am Verpressmörtel durchgeführt. Bei der Oberflächenprüfung konnten mittels Magnetpulverprüfung vereinzelt Anrisse an den Stählen festgestellt werden, die auf Spannungsrisskorrosion hindeuten. In weiteren Laboruntersuchungen bestätigte sich der erste Verdacht. So zeigte sich in den Zugversuchen ein sprödes Versagen der Stähle.

Deshalb wäre nachfolgend eine regelmäßige Überprüfung hinsichtlich Rissbildung erforderlich gewesen. Diese war jedoch aufgrund der erforderlichen häufigen handnahen Sichtprüfung und der damit verbundenen Sperrungen der Bahnstrecke nur mit erheblichem Aufwand möglich. Alternativ zur händischen Rissprüfung wurde deshalb eine automatisierte Dauerüberwachung favorisiert [23].

3.2.2 Messtechnische Umsetzung

Das Messkonzept verfolgt den Ansatz, dass der erwartete 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. Da eine räumliche Eingrenzung der Stelle, an welcher letztlich der Riss entsteht, nicht möglich ist, muss eine globale Formänderungsgröße erfasst werden. Ein sehr gut 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 übermäßigen Verformung erlaubt [24, 25]. Über die Länge des Bauwerks verteilt wurden am Nordzug sieben und am Südzug sechs Neigungssensoren angeordnet.

Durch zusätzliche Temperaturmessungen konnte der Einfluss der Temperatur auf die Messwerte in der Daten-

aufbereitung herausgefiltert werden. Weiterhin wurden Dehnungssensoren appliziert, um den überfahrenden Verkehr zu erfassen und zu überwachen. Zur Kalibrierung des Monitoringsystems wurden Probeüberfahrten mit Lkw mit bekannten Achslasten verwendet [23].

3.2.3 Ergebnisse der Dauerüberwachung

Die Analyse der Zeit-Messwertkurven ergab Hinweise auf Verformungsanteile, die nicht allein auf den Einfluss der Temperatur zurückzuführen waren. Bei der genaueren Aufbereitung von zwei verschiedenen Temperaturzuständen wurde insbesondere für einen Krümmungsbereich (Bereich 5) ein irreversibler Anteil festgestellt. Zur Verifikation der Ergebnisse wurden bei vergleichbaren Umgebungsbedingungen erneute Kontrollfahrten durchgeführt. Im Ergebnis konnte festgestellt werden, dass die gemessenen Krümmungen durchweg größer ausfielen (Bild 5). Die in der Langzeitmessung festgestellten irreversiblen Krümmungsänderungen ließen sich somit in der Kurzzeitmessung reproduzieren. In einer daraufhin veranlassten Sonderprüfung konnte der die Steifigkeitsverringerung verursachende Biegeriss im Krümmungsbereich 5 (gelb) eindeutig identifiziert werden.

Das vorgestellte Beispiel zeigt, dass für Bauwerke, die das Riss-vor-Bruch-Kriterium im ausreichenden Maße erfüllen, durch die messtechnische Überwachung eine zeitnahe Detektion einer Rissbildung zuverlässig möglich ist. Die Messung kann hier als kontinuierliche Alternative zu diskontinuierlichen Sonderinspektionen realisiert werden, wenn entweder der Inspektionsaufwand (z. B. wegen der erforderlichen häufigen Sperrungen) nicht realisierbar oder die Rissdetektion (z. B. wegen rissüberbrückender Beschichtungen) nicht möglich ist.

3.3 Beispiel 2: Bauwerk ohne Ankündigungsverhalten Stennertbrücke in Hagen/Hohenlimburg

3.3.1 Bauwerk und Problemstellung

Die Stennertbrücke in Hagen-Hohenlimburg überführt die B7 über den Fluss Lenne (Bild 6). In Längsrichtung überspannt das Bauwerk den Fluss als Dreifeldträger mit einer Gesamtlänge von 102,70 m. Über den Stützen ist das Bauwerk stark gevoutet. Im Brückenquerschnitt erfolgt der Lastabtrag durch drei Hohlkästen, die durch lastverteilende Querträger miteinander verbunden sind. Das Bauwerk wurde 1959 als längs vorgespannte Betonbrücke im Freivorbau errichtet und zählt damit zu den Pionierbauwerken der ersten Generation dieser Bauweise [26].

Der verwendete Spannstahl der Hüttenwerke Rheinhausen ist nach [11] als besonders gefährdet einzustufen. Die rechnerische Untersuchung auf Querschnittebene ergab im 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 rechnerisch für das Bauwerk kein ausreichendes Ankündigungsverhalten nachweisbar.

Bild 4 Seitenansicht der Brücke [23]
Side view of the bridge [23]

Das Bauwerk befindet sich nach wie vor in einem äußerlich guten Zustand. Um für weitere Entscheidungen zusätzliche Informationen über den Schädigungsprozess und dessen Auswirkungen auf das Tragverhalten zu gewinnen, wurde eine messtechnische Dauerüberwachung veranlasst.

3.3.2 Messkonzept und -prinzipien

Ziel der messtechnischen Dauerüberwachung war es, den äußerlich nicht sichtbaren Schädigungsprozess zu erfassen und damit das rechnerisch nicht nachweisbare Ankündigungsverhalten zu kompensieren. Für die direkte Erfassung der Spanndrahtbrüche ist die Schallemissionsmesstechnik prädestiniert. Das Prinzip dieser Art von Messungen beruht darauf, dass bei jedem Riss- oder Bruchprozess 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 der Bauteiloberfläche erfasst und aufgezeichnet werden und stehen so für weitere Analysen zur Verfügung. Neben der Anzahl der Drahtbrüche kann so beispielsweise aus den Ankunftszeiten eines Signals an zwei benachbarten Sensoren mittels Triangulation ein Rückschluss auf den Quellort des Schädigungsprozesses gezogen werden. So liegen im Ergebnis Informationen zur zeitlichen und räumlichen Verteilung der Schädigungen gegenüber dem Messbeginn vor. Eine zweite Stufe der Messung bildet die Erfassung der Formänderungsgrößen, mit welcher eine Biegerissbildung rechtzeitig und zuverlässig detektiert und bereichsweise zugeordnet werden kann. Je nach Lage des Risses – bereichsweise ist eine rechnerisch ausreichende Restsicherheit (Vorankündigung) vorhanden – kann und muss diese Information zum Anlass genommen werden, um kurzfris-

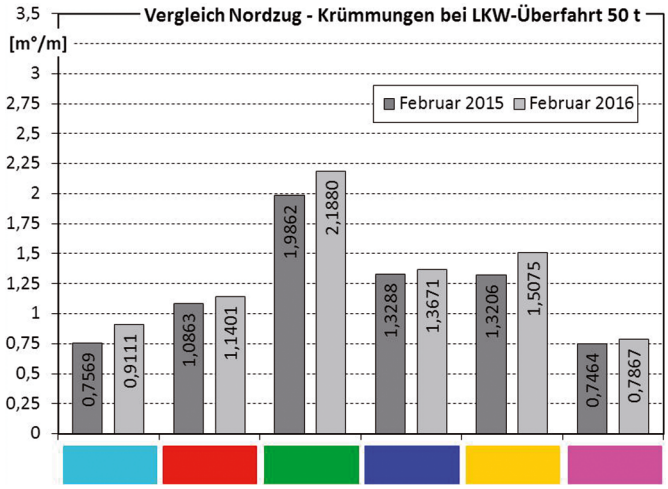


Bild 5 Bauwerksverformung bei Kalibrierfahrten in 2015 und 2016 [23]
Structural Deformation during calibration loading in 2015 and 2016 [23]

Bild 6 Seitenansicht der Stennertbrücke in Hagen/Hohenlimburg
Side view of the Stennert bridge in Hagen/Hohenlimburg

tige Maßnahmen gegen die weitere Gefährdung der Stand- und Verkehrssicherheit zu ergreifen.

Die Schallemissionssensoren wurden am Bauwerk entlang des Spanngliedverlaufs angeordnet. Da in jedem Überbausteg bis zu acht Spannglieder verbaut sind, war eine separate Überwachung jedes Steges erforderlich. Hierzu wurden insgesamt 66 piezoelektrische 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 – auch der ergänzenden Maßnahmen – ist in Bild 7 dargestellt.

Die große Schwierigkeit in der Analyse von Schallemissionen aus einer Dauerüberwachung besteht in der zuverlässigen Differenzierung zwischen den Umgebungs- und Störgeräuschen bspw. aus Verkehr oder Niederschlag. Auf der Brückenoberseite wurde daher ein Niederschlagssensor appliziert, um die Korrelation zu Regenereignissen zu ermöglichen. Weiterhin wurde eine Dehnungsmessstelle in Feldmitte zwischen den Achsen 10 und 20 zur Verkehrserkennung appliziert, die Aufschluss über den jeweiligen Belastungszustand des Bauwerks geben soll.

Die Überwachung der Formänderungen wurde, analog zu Beispiel 1, mit Neigungssensoren (Inklinometern) umgesetzt. Damit ergibt sich eine Redundanz in der Identifikation von Schädigungsprozessen. Nach Installation der Messtechnik im April und Mai 2018 wurden verschiedene Inbetriebnahmemessungen durchgeführt, um die Schallemissions- und die Verformungsmesstechnik zu kalibrieren.

3.3.3 Erfahrungen der ersten Monate

Die Planung und Umsetzung des vorgestellten Monitoringkonzepts erfordert langjährige Erfahrungen in der Anwendung und im Umgang mit Messtechnik und der subsequenten Datenverarbeitung.

An der Stennertbrücke wurden für die Einstellung der SE-Messanlage und zur Bestimmung bauteilspezifischer Parameter u.a. Spanndrahtbrüche im Zusammenhang mit der Entnahme einzelner Drähte künstlich erzeugt. Hierzu wurde ein Hüllrohr über eine Länge von 15 bis 20 cm geöffnet. Im Zuge der Öffnung wurden die Hüllrohrinnenseite, der Mörtel und die Drähte inspiziert. Stellenweise wurde oberflächlicher Rost festgestellt. Weiterhin konnte die Restvorspannung zu ca. 700 N/mm^2 ermittelt werden. Dies entspricht den gängigen Erfahrungen an älteren Tragwerken.

Ein Beispiel der aufgezeichneten Drahtbruchsignale und zugehörigen Frequenzspektren ist in Bild 7 dargestellt. Der Bruchort befindet sich etwa auf Höhe des Sensors 3. Erwartungsgemäß ist dieses Signal stark in Sättigung (Messwerte außerhalb des Messbereiches) 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. Weiterhin ist festzustellen, dass die Detektion des Signals selbst bei 20 m Entfernung unter günstigen Bedingungen noch möglich ist. Auch wenn man annimmt, dass das erzeugte Signal im Vergleich zu spontanen Brüchen eher von stärkerer Intensität ist, ist durch die gewählten Sensorabstände auch für weniger starke Signale eine zuverlässige Detektion sehr gut möglich. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Signalausbreitung maßgeblich entlang des Spanngliedes verläuft.

In Bild 7 sind 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 am hier beschriebenen Bauwerk sehr gut geeig-

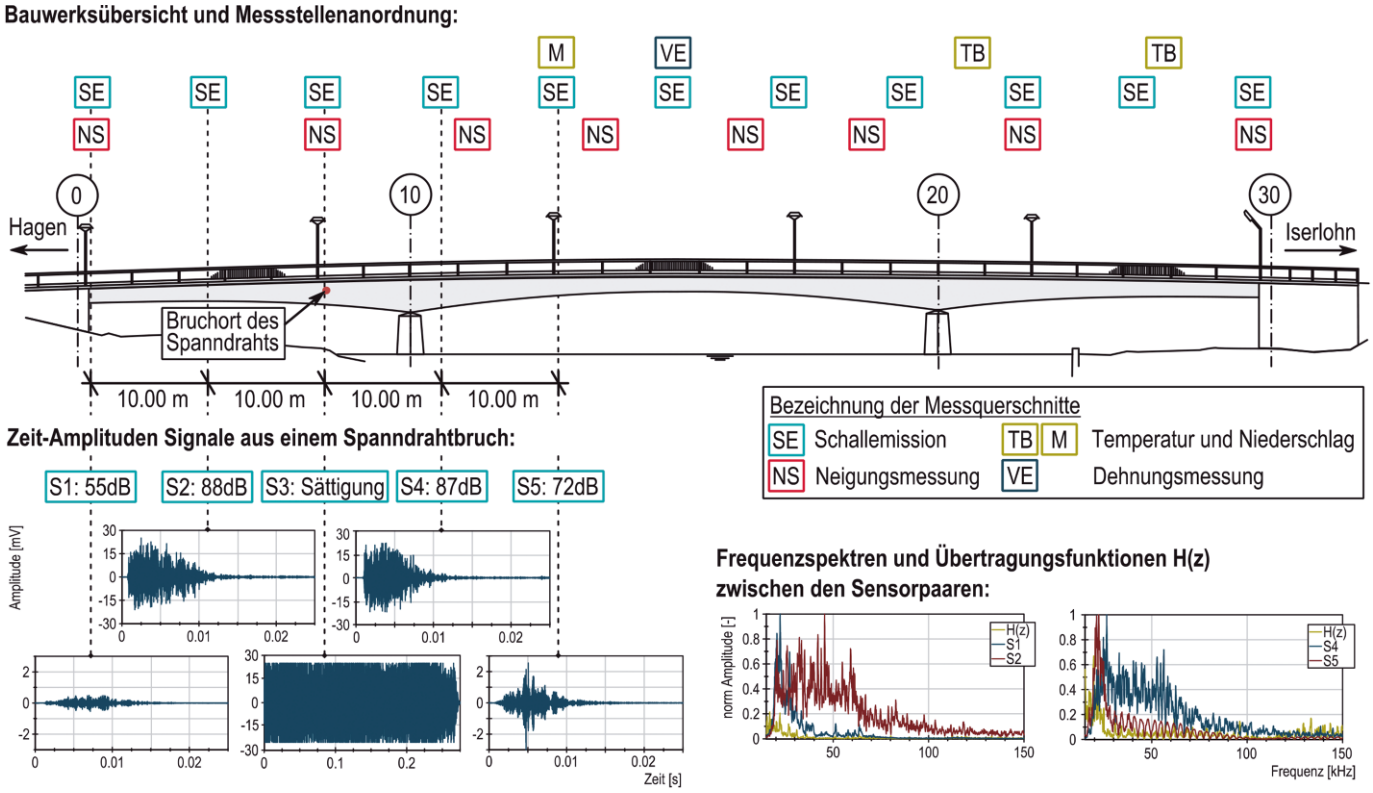


Bild 7 Bauwerksansicht mit Anordnung der Messstellen der verschiedenen Messprinzipien; Darstellung der Zeit-Amplituden Verläufe, Frequenzspektren und Übertragungsfunktionen (10 m Laufweg) eines Spanndrahtbruchsignals (Referenzsignal)
Side view of the Structure and sensor layout for the different measuring principles; presentation of the time-amplitude curves, frequency spectra and transfer functions (10 m signal path) of a wire break signal (reference signal)

net. Bei längeren Laufwegen von über 10 m verbleiben erwartungsgemäß nur die tiefen Frequenzen.

4 Zusammenfassung

In dem vorliegenden Beitrag wurde ein Überblick zum Umgang mit spannungsrisskorrosionsgefährdeten Bauwerken gegeben, für die eine plötzliche Gefährdung der Tragsicherheit infolge eines sukzessiven Spannstahlausfalls nicht gänzlich ausgeschlossen werden kann. Es werden die vorgeschriebenen Handlungsabläufe zusammengefasst, gegenübergestellt und die Grenzen der einzelnen Maßnahmen aufgezeigt.

Vor allem für Baulastträger auf der kommunalen Ebene stellen gefährdete Bauwerke nach wie vor ein großes Problem dar, da die finanziellen Mittel, die planerischen Kapazitäten und die zu veranschlagenden Fristen nicht für jedes Bauwerk sofort einen Ersatzneubau zulassen. In solchen Fällen stellt ein messtechnisches Monitoring eine hervorragende Möglichkeit dar, um permanent zusätzliche Informationen über den Bauwerkszustand und den Schädigungsprozess zu erhalten. Durch dieses Vorgehen kann die Stand- und Verkehrssicherheit für den Zeitraum bis zum geplanten Ersatzneubau abgesichert oder eine mögliche Restnutzungsdauer genauer spezifiziert werden.

Für Bauwerke mit Vorankündigung ist ein Monitoring nur der konsequent logische Schritt, die vorgesehenen Sonderinspektionen mit den heute zur Verfügung stehenden messtechnischen Methoden zu ergänzen. Im Vergleich zur Sichtprüfung können kritische Veränderungen im Verformungsverhalten durch die Messgeräte bereits viel früher detektiert werden. Zudem ist die laufende Analyse der Messdaten einfach zu automatisieren und weniger aufwendig als eine klassische Sonderinspektion am Bauwerk. 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 von Spanndrahtbrüchen gezogen und so Prognosen über den zukünftigen und auch den vorangegangenen Schadensverlauf gegeben werden. Mithilfe künstlich erzeugter Spanndrahtbrüche kann bzw. muss die Eignung der gewählten Sensoranordnung für eine flächendeckende Überwachung nachgewiesen werden.

Die Anwendung des Schallemissionsmonitorings bei Spannbetonbrücken erfordert große Erfahrung sowohl in der dauerhaften akustischen Ankopplung der Sensoren als auch in der Bewertung der Messsignale. In Vorbereitung der hier vorgestellten praktischen Anwendung an

einem Brückenbauwerk wurden zu diesen Themen umfangreiche Voruntersuchungen am Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover durchgeführt. Die Erkenntnisse aus diesen Untersuchungen werden in kommenden Veröffentlichungen vorgestellt.

Literatur

[1] Freyssinet, E.: *Naissance du béton précontraint et vues d'avenir.* Travaux, Juni 1954, S. 463–474.

[2] Leonhardt, F.; Baur, W.: *Vorspannung mit konzentrierten Spanngliedern*. Berlin: Ernst & Sohn, 1956.

[3] Schacht, G.; Müller, L.; Kromminga, S.; Krontal, L.; Marx, S.: *Tragwerksplanung beim Rückbau von Spannbetonbrücken*. Bautechnik 95 (2018), Heft 1, S. 6–15. https://doi.org/10.1002/bate.201700093

[4] Scheerer, S.; Hampel, T.; Curbach, M.: *Überprüfung des Risikos der Spannungsrisskorrosion (SpRK) von Hennigsdorfer Spannstahl für den Produktionszeitraum bis 1993*. Dresden: Technische Universität Dresden, Otto-Mohr Laboratorium, 2012.

[5] Göhler, B.: *Experiences with the First Generation of Prestressed Concrete Bridges in Germany*. In: Harding, J. C. (Hrsg.): *Bridge Management*, 1990, S. 287–294.

[6] Kniess, H.-G.: *Verfahren zur Untersuchung von Spanngliedern*. Mitteilung der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 58, 1986.

[7] BMV – Der Bundesminister für Verkehr: *Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden*. 1993.

[8] Nürnberger, U.; Beul, W.: *Untersuchungen an Verkehrsbauten aus Spannbeton zur Abschätzung des Gefährdungspotenzials infolge Spannungsrisskorrosion der Spannstähle: Abschlussbericht zum BMV- Forschungsvorhaben: Teil 2 – Untersuchungen der FMPA*. 1994.

[9] Grimme, D.; Isecke, B.; Nürnberger, U.; Riecke, E. M.; Uhlig, G.: *Spannungsrisskorrosion in Spannbetonbauwerken*. Düsseldorf: Verlag Stahleisen mbH, 1983.

[10] Nürnberger, U.: *Einflüsse von Werkstoff und Verarbeitung auf die Spannungsrisskorrosion von Spannstählen*. Materials and Corrosion 48 (1997), S. 602–612.

[11] BMVBS – Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: *Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden* (Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion). 2011.

[12] DB Netz AG: *Bauwerke mit spannungsrisskorrosionsgefährdeten Spannstählen – Arbeitsanweisung*. 30.10.2017.

[13] DB Netz AG: *Bauwerke mit spannungsrisskorrosionsgefährdeten Spannstählen – Nachrechnungskonzept*. 04.03. 2016.

[14] DIN 1076: *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen, Überwachung und Prüfung*. Berlin, 1999.

[15] Mietz, J.; Fischer, J.; Isecke, B.: *Spannstahlschäden an einem Brückenbauwerk infolge von Spannungsrisskorrosion*. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998), Heft 7, S. 195–200. https://doi.org/10.1002/best.199800370

[16] Schacht, G.; Hampel, T.; Curbach, M.: *Temporärer Korrosionsschutz von Spanngliedern – Stand des Wissens und Erfahrungsbericht*. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 8, S. 524–533. https://doi.org/10.1002/best.201400024

[17] Bligh, R. P.; James, R. W.; Bray, D. E. Nakirekanti, S.: *NDE techniques for detecting grout defects in cable stays*. Austin: The University of Texas at Austin, Center for Transportation Research, 2008.

[18] Schulze, S.; Mayer, K.; Krause, M.: *Spannbetonuntersuchung mit bildgebenden Ultraschallecho-Verfahren*. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 12, S. 845–853. https://doi.org/10.1002/best.201300062

[19] Liu, S.; Weng, C.; Jiao, P.; Wang, F.; Fu, L.; Meng, X.; Lei, L.: *GPR signal analysis of post-tensioned prestressed concrete girder defects*. Journal of Geophysics and Engineering 19 (2013) 3, S. 1–9. https://doi.org/10.1088/1742-2132/10/3/034005

[20] Hillemeier, B.; Walther, A.: *Schnelle zerstörungsfreie Ortung von Spannstahlrissen in Querspanngliedern von Spannbetonbrücken*. In: DGZfP (Hrsg.): DGZfP-Jahrestagung 2007 Fürth, 14.–16. Mai 2007.

[21] Weiher, H.; Runtemund, K.; Glomp, C.: *Messtechnische Bewertung des Zustands des spannungsrisskorrosionsgefährdeten Spannstahls des U-Bahnhofs Poccistraße in München.* In: Curbach, M.; Opitz, H.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): 9. Symposium für experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen 21.09.2017 in Dresden, Dresden: TU Dresden, Institut für Massivbau, 2017, S. 49–62.

[22] Hillemeier, B.; Walther, A.: *Die Überprüfung von Spannbetonkonstruktionen auf Unversehrtheit der Spannglieder*. Beton- und Stahlbetonbau 88 (2011), Heft 11, S. 805–810. https://doi.org/10.1002/bate.201101520

[23] Bolle, G.; Mertzsch, O.; Marx, S.: *Messtechnische Dauerüberwachung zur Absicherung der Restnutzungsdauer eines spannungsrisskorrosionsgefährdeten Brückenbauwerks*. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), Heft 2, S. 75–84. https://doi.org/10.1002/best.201600067

[24] Schacht, G.: *Experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit von Stahlbetonbauteilen*. Dresden: Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Dissertation, 2014.

[25] Bolle, G; Schacht, G; Marx, S.: *Spannbetonbau in der DDR Anwendung und experimentelle Untersuchung ITB Spannverfahrens*. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 6, S. 384–393 https://doi.org/10.1002/best.201400001

[26] Wittwoth, H.: *Brückenbauer aus Leidenschaft*. Düsseldorf: Verlag Bau+Technik, 2005.

Autoren

Dr.-Ing. Gregor Schacht
Marx Krontal Partner
Uhlemeyerstraße 9+11
30175 Hannover
gregor.schacht@marxkrontal.com

Prof. Dr.-Ing. Guido Bolle
Hochschule Wismar
Fachbereich Bauingenieurwesen
Philipp-Müller-Straße 22
23966 Wismar
guido.bolle@hs-wismar.de

Dipl.-Ing. Max Käding
Marx Krontal Partner
Uhlemeyerstraße 9+11
30175 Hannover
max.kaeding@marxkrontal.com

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9A
30167 Hannover
marx@ifma.uni-hannover.de