

- Maintalbrücke Gemünden: Bauwerksmonitoring und -identifikation
- Zustandsprognose von Ingenieurbauwerken
- Digitalisierung der Versuchsplanung im Ingenieurbau
- KI-Methoden zur Integration tragwerksplanerischen Wissens
- Bewertung der Adaptivität von Geschossbauten für den städtischen Raum
- Structural Information Modeling
- Überwachung der Brücke am Altstädter Bahnhof

# Überwachung der Brücke am Altstädter Bahnhof

Die B 1-Brücke am Altstädter Bahnhof war der wichtigste Verkehrsknotenpunkt in Brandenburg an der Havel. Im Dezember 2019 wurden die überführte Bundesstraße und die Straßenbahnlinie für den Verkehr gesperrt. Grund für die Sperrung war eine einsetzende Rissbildung in den Längsträgerstegen in Verbindung mit Hohlstellen, die letztlich auf gerissene Spanndrähte zurückgeführt werden. Um eine Sperrung der hoch frequentierten unterführten Verkehrswege zu verhindern, wurde ein umfangreiches Überwachungskonzept erforderlich. Wesentlicher Bestandteil dieses Konzepts war ein auf der Schallemissionsanalyse basierendes Monitoringsystem, mit dessen Hilfe Spanndrahtbrüche aufgezeichnet und lokalisiert werden konnten. Auf Grundlage der so gewonnenen Ergebnisse konnten Schwerpunkte für die Bauwerksprüfung abgeleitet werden. In diesem Bericht werden die gewonnenen Erkenntnisse zum messtechnisch erfassten Schadensfortschritt und den damit verbundenen visuell festgestellten Schäden beschrieben. Dabei werden die Besonderheit des verbauten konzentrierten Spannglieds (Spannblockverfahren nach TGL 173-33) und des Spannstahls in Bezug auf die Schadensbilder dargestellt. Die gewonnenen Erkenntnisse sollten bei der Beurteilung anderer Bauwerke mit vergleichbarer Bauart berücksichtigt werden.

**Stichworte** Spannungsrisskorrosion; Monitoring; Schallemission; Spannverfahren

## 1 Bauwerksbeschreibung

### 1.1 Konstruktion

Die Brücke am Altstädter Bahnhof wurde im Jahre 1969 errichtet. Bis zur Sperrung des Bauwerks im Dezember 2019 stellte das Bauwerk einen wichtigen Knotenpunkt in der Stadt Brandenburg a. d. Havel dar [1]. Das Brückenbauwerk setzte sich aus zwei Teilbauwerken zusammen. Das Haupttragwerk (TBW 1) überführte die B 1 sowie eine zweigleisige Straßenbahnlinie über die Gleise und die B 102. Die Europakurve (TBW 2) verband die unten liegende B 102 mit der B 1.

Die Ausführungen in diesem Bericht beziehen sich auf das Längstragsystem des TBW 1, welches mit einer Länge von 174 m und einer Überbaubreite von  $\approx 37$  m ungewöhnlich breit war. Gleichzeitig wurden in Brückenquerrichtung nur zwei Stützenreihen mit einem Abstand von

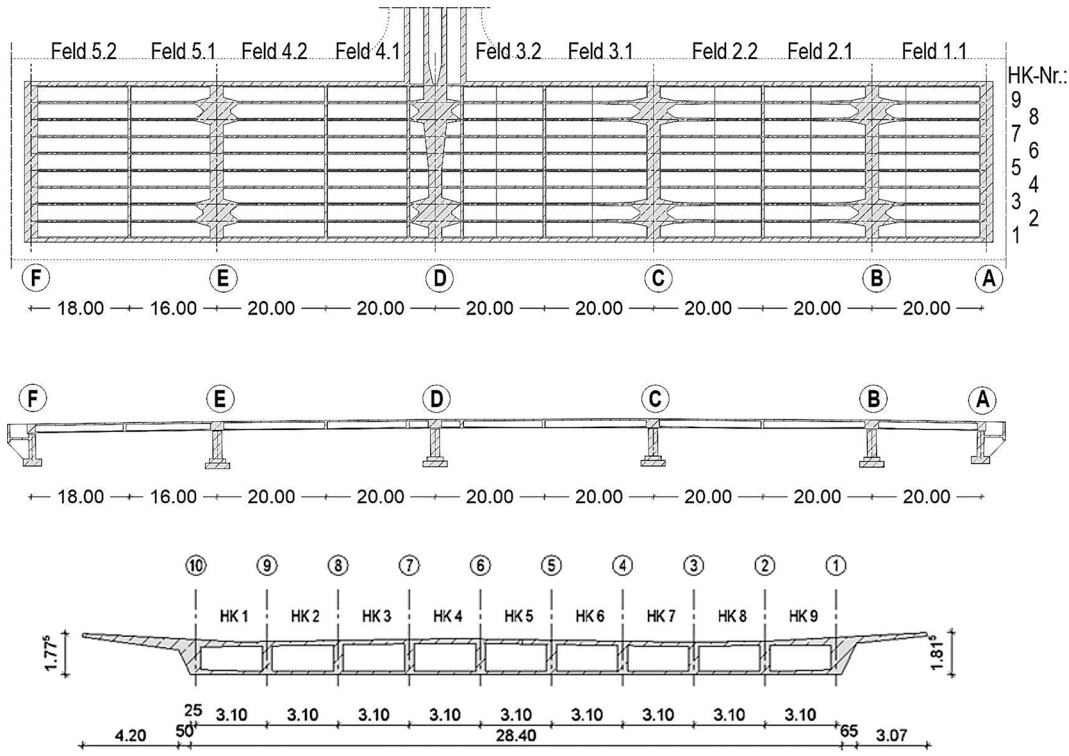
## Monitoring of the bridge at the Altstädter Bahnhof in Brandenburg a. d. Havel

The B 1 bridge at the Altstädter Bahnhof was the most important traffic junction in Brandenburg an der Havel. In December 2019, the overpassed federal highway and tram were closed to traffic. The reason for the closure was incipient cracking in the longitudinal girder webs in conjunction with hollow swells that were ultimately attributed to cracked prestressing wires. In order to prevent a closure of the highly frequented traffic routes underneath, an extensive monitoring concept was required. An essential component of this concept was a monitoring system based on acoustic emission analysis, with the help of which tension wire breaks could be recorded and localized. Based on the results obtained in this way, it was possible to identify focal points for the inspection of the superstructure. This report describes the findings on the progress of damage recorded by measurement technology and the associated damage detected visually. In this context, the special feature of the installed concentrated tendon (tendon block method according to TGL 173-33) is described with regard to the damage patterns. In the course of the verification of the working hypotheses after demolition of the structure, new findings were obtained on a design-related hydrogen-induced stress corrosion cracking, as a result of which the prestressing wires tended to brittle fracture. The findings obtained should be taken into account in the assessment of other structures of comparable design.

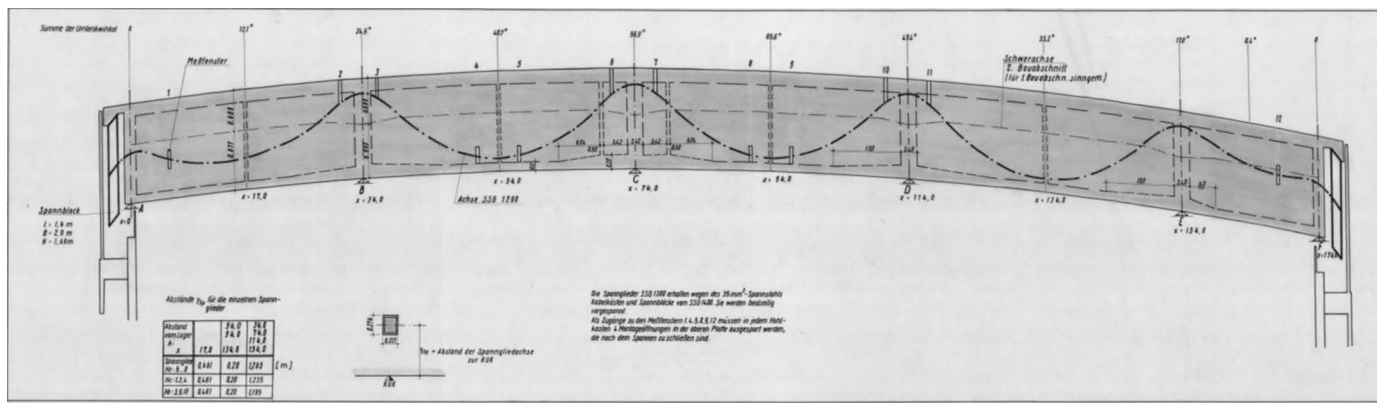
**Keywords** stress corrosion cracking; monitoring; acoustic emission

18,5 m angeordnet. Daraus resultierte auch die Wahl des Überbauquerschnitts, der als neunzelliger Hohlkasten mit einer nahezu konstanten Konstruktionshöhe (zwischen 1,46 m und 1,54 m) ausgeführt war (Bild 1). Die Verteilung der Lasten in Querrichtung wurde über Feld- und Stützquerträger sichergestellt. Die Stützquerträger wurden mit Bündelspanngliedern vorgespannt. Somit konnten auch die im Norden liegenden Kragarme (oberhalb HK 8 und 9) mit der Straßenbahn befahren werden. Im Anschlussbereich des Zubringers (Achse C) waren zusätzlich zum Hauptquerträger zwei vorgespannte Nebenquerträger angeordnet. Der Querträger C und die beiden Nebenquerträger dienten als Auflager für die Längsträger des TBW 2. Die planmäßig nicht zugänglichen Hohlkästen wiesen im Inneren eine lichte Höhe von  $\approx 1,22$  m bzw. 1,06 m bei einer Breite von  $\approx 2,68$  m auf.

Die Längsträger des Haupttragwerks wurden mit jeweils einem konzentrierten Spannglied vorgespannt. Diese



**Bild 1** TBW 1 Draufsicht, Längsschnitt, Querschnitt  
Top view, longitudinal section, cross section



**Bild 2** Spannmitgliedverlauf  
Tendon course

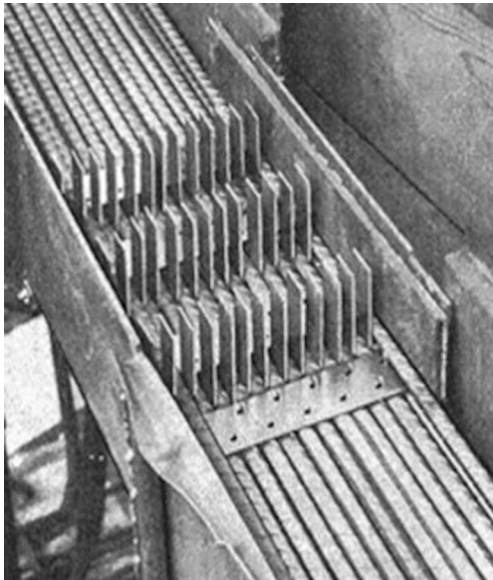
Spannglieder wurden über die gesamte Bauwerkslänge parabolisch geführt (Bild 2). Zusatzspannglieder oder gevoutete Querschnitte wurden nicht genutzt, um die Stütz-momente der Durchlaufträger aufzunehmen. Spanngliederführung und konstante Konstruktionshöhe in Verbindung mit dem konzentrierten Spannglied führten im Stützbereich zu geringen Druckrandspannungen an der gezogenen Querschnittsfaser (geringe Dekompression) und im Feldbereich zu hohen Druckrandspannungen (hohe Dekompression).

## 1.2 Spannverfahren mit konzentriertem Spannglied

Bei der Brücke am Altstädter Bahnhof kam das Spannblockverfahren zum Einsatz [1]. Dieses Verfahren entspricht weitestgehend dem Verfahren Baur-Leonhardt,

das in den alten Bundesländern bereits seit Anfang der 1950er-Jahre angewendet wurde [2]. Auf dem Gebiet der DDR wurden zwischen 1962 und 1970 elf Bauwerke mit dem Spannblockverfahren, welches 1967 mit der TGL 173-33 standardisiert wurde, errichtet [3].

Beim Spannblockverfahren bzw. Spannverfahren mit konzentriertem Spannglied wird eine große Anzahl von Spanndrähten in einem Hüllkasten konzentriert. Diese liegen durch Abstandhalter über die gesamte Länge geordnet (Bild 3). Für die Verankerung wurden Spannblöcke mit einer Fächerverankerung hergestellt, welche gleitend gelagert waren. Diese Spannblöcke wurden dann mittels hydraulischer Pressen weggedrückt. Der so entstandene Dehnweg wurde zunächst mit Betonprismen blockiert und nach dem Ausbau der Pressen ausbetoniert.



**Bild 3** Blick in den Hüllkasten an einer Umlenkstelle [4]  
View into the box of a tendon at a deflection point [4]

Bei der Brücke am Altstädter Bahnhof wurde im Haupttragwerk pro Steg ein Spannglied mit je 392 Einzeldräh-  
ten à 35 mm<sup>2</sup> des ölschlussvergüteten Hennigsdorfer  
Spannstahls eingebaut. Bei einer Größe des Hüllkastens  
von 27 cm × 22 cm bleiben bei den 42 cm breiten Stegen  
seitlich jeweils 10 cm Betonüberdeckung.

Da sich der Hennigsdorfer Spannstahl als empfindlich  
bez. Spannungsrisskorrosion (SpRK) erwiesen hatte, wur-  
den bereits in den 1960ern diverse Anstrengungen un-  
ternommen, diesen Spannstahl keinen korrosiven Einflüs-  
sen im unverpressten Einbauzustand auszusetzen [5].  
Eine Anweisung des Ministeriums für Bauwesen der  
DDR schrieb Schutzmaßnahmen vor, wenn der Spann-  
stahl vor dem Verpressen länger als zehn Tage im Spann-  
kanal liegt [6]. Diese Zeit wurde herstellungsbedingt bei  
allen Brücken im Spannblochverfahren weit überschrit-  
ten. Die Spanndrähte lagen zwischen fünf und sechs  
Monate unverpresst und nicht durch das alkalische  
Milieu des Verpressmörtels geschützt in den Spannkanä-  
len. Es zeigte sich, dass weder Lufttrocknung, Heizung  
noch chemische Korrosionsschutzmittel hier einen wirk-  
lich zufriedenstellenden Schutz ermöglichten.

In der Folge rissen teilweise erste Spanndrähte bereits  
beim Vorspannvorgang (wie aus Augenzeugenberichten  
von der Erstellung der Eisenbrücke in Berlin hervorgeht).

### 1.3 Bauwerksschäden

Zum Zeitpunkt der Brückensperrung waren nur zwölf  
der insgesamt 81 Hohlkästen des Haupttragwerks zu-  
gänglich. Somit konnte zunächst nur eine punktuelle  
Schadensaufnahme erfolgen. Ursächlich für die Sperrung  
war eine Vielzahl von neu aufgetretenen Rissen in der  
Bauwerksuntersicht und in den Stegen des Haupttrag-  
werks. Besondere Aufmerksamkeit wurde den Längsris-



**Bild 4** Rissverlauf im Längsträgersteg mit Angabe der Rissbreite  
Crack course in web of girder

sen und Hohlstellen in den Längsträgerstegen beigemes-  
sen (Bild 4). Durch die Bauwerksprüfung konnte bei ein-  
zelnen Hohlkästen ein Schadensfortschritt innerhalb  
weniger Tage festgestellt werden.

Im Zuge der initiierten Schadensanalyse wurden neben  
rechnerischen Betrachtungen auch Materialproben ent-  
nommen. Die geprüften Zugproben wiesen allesamt einen  
hohen Versprödungsgrad auf. Neben verminderten Zug-  
festigkeiten konnte kein Fließen der Spannstähle vor dem  
Reißen beobachtet werden. Das Bruchbild zeigte im  
Bruchbereich keinerlei Einschnürung jedoch Korrosions-  
narben, sodass ein Sprödbruch vorlag.

Am Bauwerk waren somit nicht nur plötzlich auftretende  
Rissbilder, sondern auch mangelhafte Materialeigenschaf-  
ten anzutreffen. Eine weitere Befahrung war dadurch  
ausgeschlossen und ein schnellstmöglicher Abbruch  
einzuleiten.

## 2 Überwachungskonzept

### 2.1 Allgemein

Zwischen dem Zeitpunkt des Bekanntwerdens und dem  
Abbruch war eine Zeit von ca. zwölf Monaten abzu-  
decken. Da während dieser Zeit die unterführten Ver-  
kehrswege weiter betrieben werden mussten, musste ein  
umfangreiches Überwachungskonzept entwickelt und  
umgesetzt werden.

Bei der Wahl der Überwachungsmethoden wurde von  
folgenden Randbedingungen bzw. Thesen ausgegangen:

- Die Schäden schreiten fort, die sichtbare Schadens-  
entwicklung ist auf wenige Bereiche begrenzt.
- Die Hauptursache für die Schadensentwicklung ist die  
Versprödung der verbauten Spanndrähte.

- Die weitere Schadensentwicklung wird sich in Form von Längsrissen zeigen. Eine sichtbare Biegerissbildung wurde bauartbedingt nicht erwartet.

Unter diesen Voraussetzungen wurde ein Konzept, bestehend aus Durchbiegungsmessungen in Feldmitte, punktueller Rissüberwachung in Bereichen mit Schädigungsentwicklung, Messung mittels Schallemission und engmaschiger Bauwerksprüfung, gewählt.

## 2.2 Schallemissionsmessanlage

Da sich im Rückblick die Schallemissionsanalyse als besonders geeignet für die Bewertung des Schadensfortschritts erwiesen hat, wird diese Technik nachfolgend näher beschrieben. Durch das Monitoringsystem konnten einzelne Spanndrahtbrüche gemessen werden. Zum Einsatz kam dabei Messtechnik der Fa. Vallen Systeme GmbH. Für die Befestigung der insgesamt 75 Sensoren des Typs VS30 wurden magnetische Stahlplatten seitlich an die Längsträger in den Hohlkästen gedübelt und die Sensoren mittels Magnethalter und Heißkleber als Kopfmittel appliziert. Das Messsystem wurde dabei so ausgelegt, dass ein Spanndrahtbruch zuverlässig von zwei Sensoren detektiert werden konnte. Während der Inbetriebnahme wurden parallel Spanndrahtproben entnommen und hierfür Spanndrähte in den Längsträgern durchtrennt. Die Schallemissionssignale der künstlich herbeigeführten Spanndrahtbrüche dienten als Verifikation des Messsystems und Muster zur Signalbewertung für die automatisierte Datenanalyse im Monitoringbetrieb.

Die Daten wurden live ausgewertet und in einem webbasierten Dashboard allen Projektbeteiligten aufbereitet zur Verfügung gestellt. Über Spanndrahtbrüche wurden die Projektbeteiligten automatisiert per Mail informiert. Die Bauwerksprüfung konnte so unmittelbar mit der Prüfung des Schadensorts beginnen. Bei den durchgeführten Bauwerksprüfungen konnten am Ort der gemeldeten Schadensereignisse teilweise neue Risse bzw. Wachstum von vorhandenen Rissen festgestellt werden.

Im Zeitraum von der Inbetriebnahme bis zum Abbruch des Bauwerks wurden insgesamt 111 Spanndrahtbrüche gemessen. Im Laufe der Zeit haben sich die Schadensdynamik und die Schadensorte mehrfach verändert (Bilder 5a–5d).

Über den Messzeitraum fanden regelmäßig Überprüfungen des Messsystems und der Ortungsalgorithmen mithilfe von künstlichen Signalquellen statt. Die Qualität der Ankopplung der Sensoren an das Bauwerk wurde mit Bleistiftminenbrüchen regelmäßig überprüft und mit der bei Inbetriebnahme erstellten Referenz abgeglichen. Die Funktion der Lokalisierungsanalyse wurde durch Testsignale mit einem Rückprallhammer regelmäßig validiert. Über die gesamte Dauer des Monitoringbetriebs wurde keine Veränderung der Ankopplungsgüte festgestellt.

Durch die messtechnische Begleitung der Spanndrahtentnahmen, die korrespondierende Veränderung des Rissbilds zu den Spanndrahtbruchalarmen und die hohe Verfügbarkeit des Messsystems konnte eine hohe Akzeptanz des Verfahrens bei den Entscheidungsträgern erreicht werden.

## 3 Weitergehende Untersuchungen im Rahmen des Rückbaus

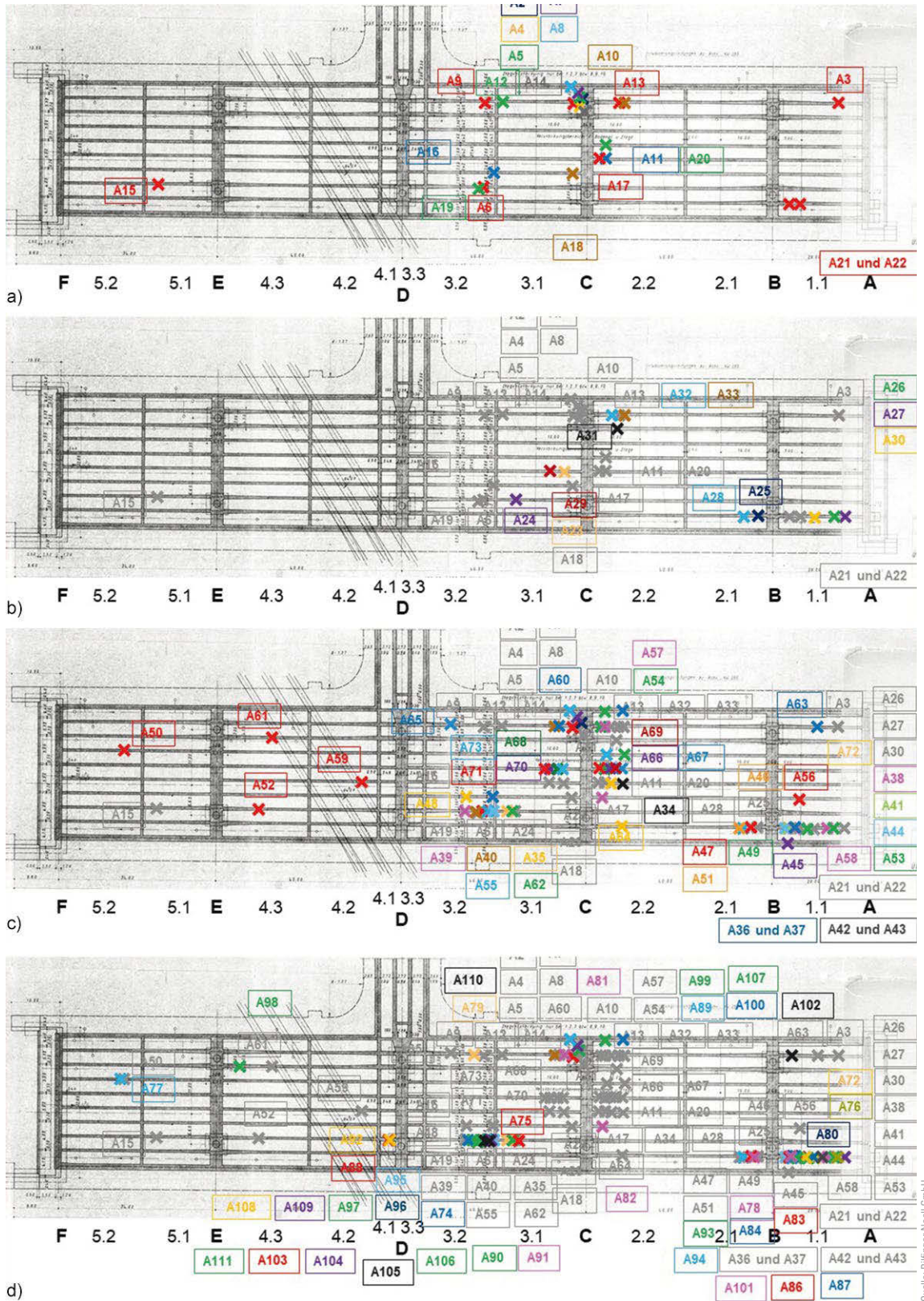
### 3.1 Untersuchungskonzept

Während sich bei Tragwerken mit kleinteiligen Spanngliedern und einem Ankündigungsverhalten in Sinne von [7] der Ausfall einzelner Spanndrähte in Form von Biegerissen zeigt, ist dies bei großformatigen Spanngliedern nicht der Fall. Die dokumentierten Längsrisse sowie der Versprödungsgrad der Spanndrähte führten zu der These, dass ein hoher und lokaler Schädigungsgrad der Spanndrähte in den großformatigen Spanngliedern zu Spaltzugrissen im Steg führt, bevor Biegerisse auftreten. Die Spaltzugkräfte bei einer lokalen Schädigung von großformatigen Spanngliedern sind jedoch nahezu unabhängig von zusätzlichen äußeren Einwirkungen und können somit bereits unter Eigenlasten auftreten.

Ziel der Untersuchung war es, das prognostizierte Schadensbild künstlich zu erzeugen, um die formulierte These zu überprüfen [1]. Im Konkreten sah das Untersuchungskonzept eine gezielte lokale Schädigung einzelner Spannglieder vor, um eine resultierende Rissbildung im Umfeld der Schädigungsstelle zu unterschiedlichen Zeitpunkten (variierende Spanngliedrestquerschnitte) zu erfassen. Die kontinuierliche Beobachtung des Tragwerks bei der Durchführung des Versuchs wurde durch umfangreiche Messtechnik gewährleistet. Neben der Beobachtung des resultierenden Rissbilds bei einer lokalen Spanngliedschädigung lag der Schwerpunkt der Untersuchungen zusätzlich darauf, inwieweit der Ausfall einzelner Spanndrähte zuverlässig bestimmt werden kann. Für die Untersuchungen wurden zwei Stellen am Überbau ausgewählt. Einen Überblick hierzu bietet Bild 6.

Bereits vorab wurden in Verbindung mit der Schallemissionsanalyse zahlreiche Spanndrahtbrüche detektiert (Abschn. 2.2). Sie bildeten die Grundlage für die Festlegung sogenannter Hotspotbereiche, in denen Häufungen von Spanndrahtbrüchen dokumentiert wurden. Messstelle I wurde an Hauptträger 4 positioniert, da hier noch keine Rissbildungen vorlagen bzw. keine Spanndrahtbrüche dokumentiert waren und von einem weitestgehend intakten Spannglied auszugehen war. Messstelle II wurde hingegen in einen Hotspotbereich (Hauptträger 8) gelegt, da eine mögliche Änderung des vorliegenden Schadensbilds (Längsrisse) bei zusätzlicher Schädigung untersucht werden sollte.

Im Vorfeld durchgeführte rechnerische Untersuchungen zeigten, dass auch bei einem angenommenen hohen

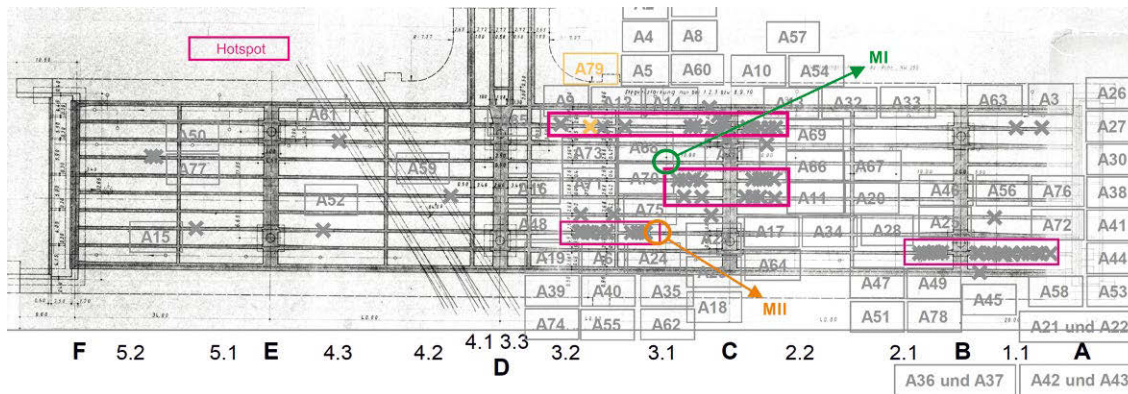


**Bild 5** a) Spanndrahtbrüche im Zeitraum Juni–August 2020, b) Spanndrahtbrüche im Zeitraum September–November 2020, c) Spanndrahtbrüche im Zeitraum Dezember 2020–Februar 2021, d) Spanndrahtbrüche im Zeitraum März–Mai 2021  
 a) Prestressing wire breaks June–August 2020, b) prestressing wire breaks September–November 2020, c) prestressing wire breaks December 2020–February 2021, d) prestressing wire breaks March–May 2021

Schadungsgrad der benachbarten Träger noch eine ausreichende Standsicherheit bei der Versuchsdurchführung nachweisbar war. In Verbindung mit den begleitenden Monitoringmaßnahmen wurden exakte Abbruchkriterien für den Versuch formuliert.

### 3.2 Ergebnisse Schadensbilder

Beim Trennen der Spannglieder konnte an Messstelle I das Entstehen der Längsrisse nachgewiesen und somit das prognostizierte Schadensbild bestätigt werden. Nach-



**Bild 6** Lokalisierung von Hotspots und Darstellung der Messstellen MI und MII  
Identification of hotspots and selection of test points MI and MII



**Bild 7** Markierter Verlauf der Risse und hohl liegenden Bereiche bei Abschluss des Versuchs an der Messstelle MI sowie Darstellung der Messtechnik  
Crack course in web of girder at test point MI after end of test

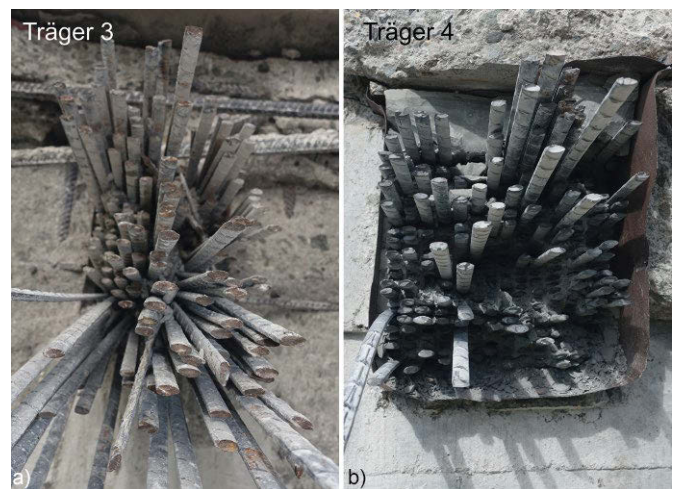
dem etwa ein Drittel der Drähte des vorliegenden großformatigen Spannglieds durchtrennt war, entstand ein vergleichbares Schadensbild, wie es bereits am Bauwerk dokumentiert werden konnte. Mit zunehmender Schädigung konnte auch eine Zunahme der hohl liegenden Bereiche festgestellt werden. Bei diesem Spannverfahren können Längsrisse in den Stegen entlang des Spanngliedverlaufs, insbesondere in Verbindung mit Hohlstellen, auf eine lokale Häufung von Spanndrahtbrüchen im Inneren der Spannglieder hinweisen (Bilder 4, 7).

An Messstelle II konnten keine nennenswerten Zunahmen in den Rissweiten bestehender Risse festgestellt werden, anstatt dessen kam es vorwiegend zu neuen Rissbildungen und zur Verlängerung bestehender Risse.

Die Versuchsergebnisse lassen den Rückschluss zu, dass an anderen Stegen, die ein ähnliches Riss- und Schadensbild wie an Messstelle II (vor dem Trennen der Spanndrähte) aufwiesen, von einem ähnlich hohen Schädigungsgrad des Spannglieds ( $\approx 1/3$ ) und somit von einer merklich reduzierten Resttragfähigkeit auszugehen ist.

### 3.3 Ergebnisse Materialuntersuchung

Die nach der Sprengung des Bauwerks durchgeführten Untersuchungen an den Spanndrähten bestätigen, dass



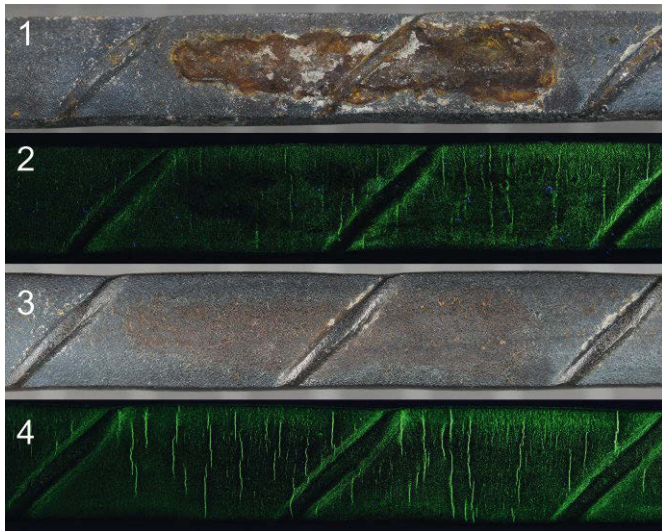
**Bild 8** Spanndrahtbündel aus a) Träger 3 und b) Träger 4 am Auflager C – Träger 3 mit und Träger 4 ohne Korrosionserscheinungen an den Bruchflächen  
Prestressing cables at a) girder 3 and b) girder 4 – girder 3 with and girder 4 without corrosion at fracture

der Hennigsdorfer Spannstahl ein hochempfindlicher Spannstahl gegenüber wasserstoffinduzierter SpRK ist.

Eine Vielzahl von Drähten zeigt korrodierte Restbruchflächen, was darauf hinweist, dass diese bereits vor der Sprengung gerissen sind. Auffällig ist die lokale Häufung von Anrissen und Brüchen in Kontaktbereichen mit Abstandhaltern. Bild 8a zeigt, dass nahezu alle Spanndrähte dieses Spannglieds vor dem Rückbau gerissen sind, in Bild 8b sind Bruchflanken mit Anrisslinsen ohne korrodierte Bruchflächen dargestellt. Diese Drähte sind somit kurz vor oder im Zuge der Sprengung ausnahmslos spröde gebrochen.

Die Initiierung der Anrisse durch wasserstoffinduzierte SpRK erfolgte an diesem Bauwerk um den Erstellungszeitraum. Zum Zeitpunkt der Begutachtung konnten keine aktiv korrodierenden Bereiche an den Spanndrähten festgestellt werden.

An entnommenen Spanndrähten wurden ein Vergütungsgefüge, die Legierungszusammensetzung sowie Streck-



**Bild 9** Kontaktstelle zum Abstandhalter – 1: ungereinigt mit Korrosionserscheinungen, 2: Magnetpulverprüfung mit Rissanzeige, 3 und 4 wie 1 und 2, nur an der gereinigten Oberfläche  
 Contact point with spacer – 1: unpurified with corrosion, 2: ferromagnetic powder with crack indication, 3 and 4 like 1 and 2 but surface purified

grenze und Zugfestigkeit gemäß TGL [8] ermittelt. Die Untersuchung des Verpressmörtels ergab keine erhöhten Chloridgehalte [1].

Die Anrissprüfung entnommener Spanndrähte erfolgte mittels Magnetpulverprüfverfahren. Bild 9 zeigt Anrisse im Bereich der horizontalen Abstandhalter; die Darstellung der Rissbilder ist nach der Reinigung um ein Vielfaches deutlicher.

Die Untersuchungen der Spannstähle in den Umlenkbereichen haben ergeben, dass an den Kontaktstellen der Spannstähle zu den horizontalen Abstandhaltern Spaltkorrosionserscheinungen infolge ungenügender Verpressung auftreten. In diesen Bereichen kommt es durch Fortschreiten der Korrosionsreaktion und mangelnden alkalischen Puffer zu einer Ansäuerung des Spaltelektrolyten und Entstehung von Wasserstoff. Langfristig führt dies zu einer wasserstoffinduzierten Versprödung und Rissbildung im Stahl, in dessen Folge es durch dynamische Belastungen zu einem Risswachstum mit anschließendem Bruch des Spanndrahts kommt. Eine geänderte Verkehrsführung, die zu größeren dynamischen Belastungen führt, kann ein stabiles Risswachstum zur Folge haben.

Die bisherigen Annahmen zur Initiierung von Spannungsrissen infolge von Wasserstoffversprödung an Spannstählen im nachträglichen Verbund gehen von einer korrosiven Belastung der Spannstähle vor dem Verpressen im Hüllrohr oder im Zuge der Nutzungsdauer aus. In Bereichen, die unverpresst oder mangelhaft verpresst sind, kann ebenfalls Korrosion auftreten. Spaltgeometrien bei glatten Hüllrohren können in Umlenkbereichen an den anliegenden Spannstählen ebenfalls Spaltkorrosion hervorrufen; dies betreffe im Unterschied zu der

hier vorliegenden Bauweise aber nur wenige außen liegende Spanndrähte eines Spannstahlbündels. Die hier vorgefundenen Schadensbilder zeigen, dass bei dieser Bauart auch nach dem planmäßigen Verpressen eine Wasserstoffentwicklung im Bereich der Abstandhalter stattfinden kann. Die Spaltsituation ist über den gesamten Querschnitt des Spannkanals gegeben, somit kann die Wasserstoffbelastung jeden einzelnen Spanndraht betreffen. Besonders betroffen sind die Umlenkbereiche mit geringeren Abständen zwischen den Abstandhaltern (ca. 20–30 cm) und kritischeren Spaltsituationen aufgrund des höheren Anpressdrucks. Die Kombination aus Spanndrahtbrüchen an den eingesetzten Abstandhaltern und den freigesetzten Kräften aus den Einzeldrähten ist als besonders kritisch zu werten. In diesen Bereichen kann sich bei diesem Spannverfahren lokal ein hoher Schädigungsgrad ausbilden, sodass eine gleichmäßige bzw. statistische Schadensverteilung über die Bauwerkslänge, wie in [7] angenommen wird, nicht mehr gegeben ist.

### 3.4 Ergebnisse Monitoringverfahren

Die weitergehenden Untersuchungen am Bauwerk wurden mit einer Vielzahl von Monitoringverfahren messtechnisch begleitet. Zum einen wurde das bereits bestehende Sensornetzwerk verdichtet und zum anderen zusätzliche Messtechnik installiert. Neben der Versuchsüberwachung wurde die Verfahrenseignung zum Erkennen einer fortschreitenden Schädigung an Spannbetonbauwerken untersucht. Dabei wurde gezeigt, dass jedes Messverfahren spezifische Vor- und Nachteile hat [1]. Hinsichtlich der Eignung für die Überwachung von Schäden an Spannbetontragwerken lassen sich die Verfahren systematisieren (Tab. 1).

Das einzige Verfahren, mit dem der Schädigungsfortschritt anhand von einzelnen Spanndrahtbrüchen erfasst werden kann, ist die Schallemission. Mit einer relativ kleinen Anzahl von Sensoren sind die Überwachung des gesamten Bauwerks und die Lokalisierung der Drahtbrüche in Echtzeit möglich. Bereits vorhandene Bruchstellen an Spanndrähten können mit der Schallemissionsanalyse nicht gefunden werden.

Die Änderung von globalen Steifigkeitsänderungen zu messen, ist technisch sehr anspruchsvoll, insbesondere die dafür erforderliche Definition von Grenzwerten ist

**Tab. 1** Systematisierung Monitoringverfahren  
 Systematisation of structural health monitoring systems

Detektion einzelner Spanndrahtbrüche	Messung von globalen Steifigkeitsänderungen	Erfassen von Rissen und Dehnungen im Beton
Schallemission	Schwingungsmonitoring	Faseroptik
	Tachymetrische Messung	Fotogrammetrie



nicht trivial. Mit der messtechnischen Erfassung des Schwingverhaltens kann auf die Veränderung dynamischer Eigenschaften einer Struktur, die ggf. auf Schäden zurückzuführen ist, geschlossen werden. Mit dem hier verwendeten Verfahren der Stochastischen Subspace-basierten Schadensdetektion (SSDD) konnte eine Veränderung der Schwingungscharakteristik der Brücke nach Durchtrennung der Spanndrähte nachgewiesen werden [9]. Tachymetrische Messverfahren sind sensitiv genug, um die von Spanndrahtbrüchen verursachten, lokal begrenzten Verformungen sicher zu detektieren, wenn die Messpunkte nah genug an der Schadensstelle liegen.

Verfahren zur Erfassung von Rissen und Dehnung im Beton können für die lokale Überwachung verwendet werden, sind gegenwärtig aber nicht für die Anwendung auf der gesamten Brückenfläche geeignet. Faseroptische Messverfahren erlauben sowohl integrale als auch orts aufgelöste Temperatur- und Dehnungsmessungen entlang sehr langer optischer Fasern. Prinzipiell ist damit die vollständige Überwachung der Auswirkung von Spanndrahtbrüchen an einer Brücke möglich. Allerdings sind die Installation der Sensorfasern und die Auswertung der Daten aktuell noch äußerst aufwendig [10]. Mit fotogrammetrischen Verfahren können Verschiebungen von Flächen und somit Rissbildungen im Bereich der Messstellen detektiert werden. Derzeit verfügbare Systeme eignen sich jedoch nicht für eine permanente bzw. globale Überwachung am Bauwerk, da sie in Verbindung mit den verfügbaren Speicherkapazitäten nur für abschnittsweise bzw. lokale Beobachtungen geeignet sind.

Die Gemeinsamkeit aller Monitoringverfahren besteht darin, dass ausschließlich Zustandsänderungen ab dem

Moment der Inbetriebnahme der Messanlage festgestellt werden können. Die Bauwerksdiagnose zur Ermittlung des Bauwerkszustands zum Zeitpunkt der Inbetriebnahme stellt somit eine wesentliche Voraussetzung für den Betrieb einer Messanlage dar.

#### 4 Zusammenfassung

Die Brücke am Altstädter Bahnhof stellt mit den vorgefundenen Schäden und bedingt durch den Schadensfortschritt eine Besonderheit dar. Durch die weiterführenden Untersuchungen wurde ein wertvoller Beitrag zum Verständnis der Schadensursachen und der Schadensentwicklung geleistet. Die in der Schadensevolution spät auftretenden Längsrisse konnten mit den Versuchen auf Spanndrahtbrüche zurückgeführt werden.

Durch die erfolgreiche Umsetzung des Überwachungskonzepts konnte trotz des starken Schadensfortschritts der sichere Betrieb der unterführten Verkehrswege gewährleistet werden. Dank der Ergebnisse der eingesetzten Monitoringanlagen konnte die Bauwerksprüfung auf Bereiche mit besonders hohem Schädigungsfortschritt, sogenannte Hotspots, konzentriert werden. Der Vergleich der mittels Schallemissionsanalyse detektierten Hotspots und der Erkenntnisse zur Schadensinitiierung im Bereich der Abstandhalter an den Umlenkpunkten aus der Materialuntersuchung deckt sich und zeigt die Besonderheit des Bauverfahrens und der daraus resultierenden Spanndrahtschädigung auf. An diesem Beispiel konnte der Mehrwert von detaillierten Informationen über den Schadensfortschritt bei derartig stark geschädigten Bauwerken eindrucksvoll gezeigt werden.

#### Literatur

- [1] Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg [Hrsg.] *B1 – Altstädter Bahnhof in Brandenburg an der Havel – Bauwerksuntersuchungen vor dem Rückbau*.
- [2] Steinmann, G. (1954) *Das Verfahren Baur-Leonhard und die Ausführung von Brücken in vorgespanntem Beton*. Schweizerische Bauzeitung 72, H. 44, S. 636–644.
- [3] Fiedler, E.; Näser, R.; Verch, W. (2002) *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, S. 119–211.
- [4] TGL 173-33 (1967) *Spannblockverfahren – Spannglieder mit Nennspannkraft 600 bis 1600 Mp*. Fachbereichsstandard. Ausgabe Juni 1967.
- [5] Lippold, P. (1969) *Konzentrierte Spannglieder im Straßenbrückenbau*. Bauplanung – Bautechnik, H. 4, S. 172 ff.
- [6] Schuldt, O. (1967) *Ein Korrosionsschutzverfahren für Spannglieder im Massivbrückenbau*. Bauplanung – Bautechnik, H. 10, S. 471 ff.
- [7] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung [Hrsg.] (2011) *Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion)*. Ausgabe Juni 2011.
- [8] TGL 101-036 (1966) *Blatt 2: Spannstahl St 140/160, ölschussvergütet, oval schräg gerippt. Abmessungen*. DDR-Standard. Ausgabe Juni 1966.
- [9] Hille, F. (2018) *Unterraumbasierte Detektion von Struktur-schäden an Jacket-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen* [Dissertation]. TU Berlin.
- [10] Fischer, O.; Thoma, S.; Crepaz, S. (2019) *Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen*. Beton- und Stahlbetonbau 114, H. 3, S. 150–159. <https://doi.org/10.1002/best.201800089>

**Autorin und Autoren**

Felix Kaplan, M. Sc. (Korrespondenzautor)  
felix.kaplan@ls.brandenburg.de  
Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg  
Lindenallee 51  
15366 Hoppegarten

Dipl.-Ing. Oliver Steinbock  
os@cbing.de  
Technische Universität Dresden  
Institut für Massivbau  
Curbach Börsche Ingenieurpartner Beratende Ingenieure PartG mbB  
Bergstraße 21a  
01069 Dresden

Dipl.-Ing. Katrin Saloga, M.Sc.  
saloga@khp-ing.de  
KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft  
Niederlassung Berlin  
Chausseestraße 86  
10115 Berlin

Gino Ebell, M. Eng.  
gino.ebell@bam.de  
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)  
7.6 Korrosion und Korrosionsschutz  
Unter den Eichen 87  
12205 Berlin

Sebastian Schmidt, M. Sc.  
sebastian.a.schmidt@bilfinger.com  
Bilfinger Noell GmbH  
Alfred-Nobel-Str. 20  
97080 Würzburg

**Zitieren Sie diesen Beitrag**

Kaplan, F.; Steinbock, O.; Saloga, K.; Ebell, G.; Schmidt, S. (2022)  
*Überwachung der Brücke am Altstädter Bahnhof*. Bautechnik 99,  
H. 3, S. 222–230. <https://doi.org/10.1002/bate.202200008>