



B1 – Brücke Altstädter Bahnhof in Brandenburg an der Havel

Bauwerksuntersuchungen
vor dem Rückbau

Impressum

Herausgeber:

Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg

Lindenallee 51

15366 Hoppegarten

Telefon: 03342 249-1190

Fax: 03342 355-710

LS-Bruecke@LS.Brandenburg.de

www.ls.brandenburg.de

Fachliche Koordination:

Thomas Bösche, Hochschule für Technik und Wirtschaft (HTW) Dresden

Felix Kaplan, Landesbetrieb Straßenwesen (LS) Brandenburg

Stephan Pirskawetz, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)

Katrin Saloga, KHP Berlin

Oliver Steinbock, Technische Universität (TU) Dresden

Forschungsteilnehmer:



Finanziert durch:



Satz, Layout und Druck:

LGB (Landesvermessung und Geobasisinformation Brandenburg)

Stand: Oktober 2021

Vorwort

Sehr geehrte Leserinnen und Leser,

die Brücke am Altstädter Bahnhof in Brandenburg an der Havel stand bei ihrer Eröffnung im Jahr 1969 für die höchste Ingenieurskunst der damaligen Zeit und für einen in die Zukunft gerichteten Blick. Sie trug den Namen „Brücke des 20. Jahrestag“, denn am 20. Jahrestag der DDR wurde die Brücke für den Verkehr freigegeben. Sie verbindet die westlichen Stadtbezirke mit dem Zentrum der Stadt Brandenburg an der Havel und wurde so von vielen Einwohner:innen genutzt. Zu Fuß, mit dem Rad, dem Auto oder mit der Straßenbahn.

50 Jahre später, im Dezember 2019, wurde bei einer Bauwerksprüfung eine starke Schadenszunahme festgestellt. Eine sofortige Sperrung für den Verkehr war unumgänglich. Das hatte es im Land Brandenburg bislang nicht gegeben und stellt einen einzigartigen Sonderfall bei der Bewertung von Bauwerken dar. Die Sperrung führte zu starken Einschränkungen für den Verkehr, für den Landesbetrieb Straßenwesen aber hatte die Sicherheit oberste Priorität.

Um die Belastung für die Stadt so gering wie möglich zu halten, hat der Landesbetrieb Straßenwesen sofort mit der Planung für Abriss und Neubau der Brücke begonnen. So gelang es innerhalb von kurzer Zeit den Rückbau umzusetzen und die Pläne für den Ersatzneubau vorzustellen.

Gleichzeitig bot sich die einmalige Gelegenheit, kurz vor dem Rückbau noch umfangreiche Untersuchungen zur Verifizierung des Schadensbilds durchzuführen und verschiedene Monitoringverfahren zum Einsatz zu bringen. Damit wurden wertvolle Erfahrungen gesammelt, die der Landesbetrieb Straßenwesen anderen Baulasträgern zur Verfügung stellen möchte. Sie ermöglichen es, bei baugleichen Bauwerken zielgerichteter handeln zu können. Die Fülle der untersuchten Aspekte ist in diesem Bericht dokumentiert.

Diese umfangreichen Untersuchungen wurden vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur finanziert. Dafür möchten wir uns herzlich bedanken. Mit großem Engagement beteiligt haben sich auch die Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, die Technische Universität Dresden, die Hochschule für Wirtschaft und Technik Dresden sowie das Unternehmen Bilfinger Noell und die Ingenieursozietät Zech, Ruth, Blasius. Auch bei ihnen bedankt sich der Landesbetrieb Straßenwesen.

Ich wünsche Ihnen nun eine informative Lektüre.

Freundliche Grüße



Edgar Gaffry
Vorsitzender des Vorstands
Landesbetrieb Straßenwesen

Inhalt

1	Einführung – Veranlassung für das Untersuchungsprogramm	6
2	Bauwerksbeschreibung.....	8
2.1	Bauwerksdaten	8
2.2	Konstruktion und Besonderheiten des Bauwerks - Vorspannung	10
2.3	Bauwerkszustand Dezember 2019	13
2.4	Entwicklung Bauzustand Dezember 2019 – Mai 2021	16
2.5	Zusätzliche Untersuchungen zum Bauwerkszustand im Rahmen der OSA (Dezember 2019 bis Mai 2020).....	17
2.6	Entwicklung Bauzustand Juni 2020 – Mai 2021	18
3	Gesamtkonzeption der Bauwerksuntersuchungen	21
3.1	Formulierung der Untersuchungsziele	21
3.2	Zerstörender Versuch und begleitendes Monitoring	23
4	Untersuchungen zum Bauwerkszustand	27
4.1	Zerstörungsfreie Ortung der Spannglieder (BAM/HTW)	27
4.1.1	Messprinzip und Grundlagen	27
4.1.2	Messstellen und Ziel der Untersuchung.....	27
4.1.3	Messdaten und wesentliche Ergebnisse	29
4.1.4	Zwischenfazit	30
4.2	Bohrkernuntersuchungen/Beton (HTW).....	31
4.2.1	Messprinzip und Grundlagen	31
4.2.2	Messstellen und Ziel der Untersuchung.....	31
4.2.3	Messdaten und wesentliche Ergebnisse	32
4.2.4	Zwischenfazit	33
4.3	Rückdehnungsmessungen an den Spanndrähten (HTW)	34
4.3.1	Messprinzip und Grundlagen	34
4.3.2	Messstellen und Ziel der Untersuchung.....	34
4.3.3	Messdaten und wesentliche Ergebnisse	35
4.3.4	Zwischenfazit	36
4.4	Materialtechnische Untersuchungen an den Spanndrähten (BAM)	37
4.4.1	Grundlagen und Messprinzip	37
4.4.2	Messdaten und wesentliche Ergebnisse	38
4.4.3	Zwischenfazit	42
5	Zerstörender Versuch - Ergebnisse der Mess- und Monitoringsysteme	45
5.1	Monitoring mit Dehnungsmessungen an der Betonoberfläche (HTW).....	45
5.1.1	Messprinzip und Grundlagen	45
5.1.2	Messstellenplan und Konzept	45
5.1.3	Messdaten und wesentliche Ergebnisse	46
5.1.4	Zwischenfazit	49
5.2	Monitoring mittels geodätischer Verfahren (GIM).....	50
5.2.1	Messprinzip und Grundlagen	50
5.2.2	Messstellenplan und Konzept	50
5.2.3	Messdaten und wesentliche Ergebnisse	52

5.2.4	Zwischenfazit	57
5.3	Monitoring mit Schwingungsmessungen (BAM)	58
5.3.1	Messprinzip und Grundlagen	58
5.3.2	Messstellenplan und Konzept	59
5.3.3	Messdaten und wesentliche Ergebnisse	61
5.3.4	Zwischenfazit	64
5.4	Monitoring mit Schallemissionsmessung (Bilfinger Noell, BAM)	65
5.4.1	Messprinzip und Grundlagen	65
5.4.2	Messstellenplan und Konzept	66
5.4.3	Messdaten und wesentliche Ergebnisse	67
5.4.4	Zwischenfazit	70
5.5	Monitoring mit Faseroptischer Messung (BAM)	71
5.5.1	Messprinzip und Grundlagen	71
5.5.2	Messstellenplan und Konzept	72
5.5.3	Messdaten und wesentliche Ergebnisse	73
5.5.4	Zwischenfazit	77
5.6	Monitoring mit Videoextensometer (Fotogrammetrie)	78
5.6.1	Messprinzip und Grundlagen	78
5.6.2	Messstellenplan und Konzept	79
5.6.3	Messdaten und wesentliche Ergebnisse	79
5.6.4	Zwischenfazit	83
6	Zusammenfassung	85
6.1	Rückschlüsse aus den rechnerischen Untersuchungen	85
6.2	Rückschlüsse aus den Schadensbildern	85
6.2.1	Im Rahmen der OSA festgestellte Schadensbilder	85
6.2.2	Während der Versuche festgestellte Schadensbilder	86
6.2.3	Untersuchungen nach Bauwerksabbruch	87
6.3	Schlussfolgerungen aus den Ergebnissen aus dem Monitoring	88
6.4	Empfehlungen zum Umgang mit vergleichbaren Bauwerken	89
7	Unterlagen und Literatur	90
7.1	Bestandsunterlagen/Gutachten/Berichte	90
7.2	Technische Regelwerke	90
7.3	Literatur	92
7.4	Messstellpläne – Übersicht	93

Einführung – Veranlassung für das Untersuchungsprogramm

Felix Kaplan, LS Brandenburg
Oliver Steinbock, TU Dresden
Thomas Bösche, HTW Dresden
Ernst Niederleithinger, BAM

Die Brücke am Altstädter Bahnhof in Brandenburg an der Havel überführte die Bundesstraße B 1 über die B 102 und die Gleise der Deutschen Bahn. Das Bauwerk wurde im Dezember 2019 für den Verkehr von Straßenbahnen und Kraftfahrzeugen gesperrt, nachdem im Rahmen der Bauwerksprüfung eine erhebliche Zunahme von Rissen festgestellt wurde. Bei den anschließenden Untersuchungen waren insbesondere das spröde – auf Spannungsrisskorrosion zurück zu führende – Versagen der Spanndrahtproben im Zugversuch und die festgestellten Anrisse die Ursache für die Anordnung einer umfangreichen Monitoringanlage zur Messung von Durchbiegungen des Überbaus, Temperaturverläufen im Überbau und zur Detektion von Spanndrahtbrüchen in den Längsträgern. Am 18.05.2021 wurde das Bauwerk durch Sprengung der Stützen zurückgebaut.

Für die Längsträger wurde das Spannblockverfahren nach [TGL 173-33: 1967] eingesetzt. Das Verfahren war an das in Westdeutschland eingesetzte Baur-Leonhardt-Spannverfahren [Leonhardt 1980] angelehnt und zeichnete sich dadurch aus, dass sehr viele – im Fall der vorliegenden Brücke 392 – Spanndrähte in einem Spannglied geführt werden. Die Spanndrähte wurden in einem massiven Betonblock hinter dem Endquerträger verankert. Die Vorspannkraft wurde mit hydraulischen Pressen auf diese Blöcke aufgebracht. Gegenüber konventionellen Spanngliedern führt die Konzentration der Spanndrähte in einem Spannglied dazu, dass es für den jeweiligen Längsträger keine Redundanz durch Umlagerung auf andere Spannglieder gibt.

Während des Betriebs der Schallemissionsmessanlage (Juni 2020 bis Mai 2021) wurden an der Brücke insgesamt 110 Spanndrahtbrüche detektiert. Bei einer anschließenden handnahen Bauwerksüberprüfung konnte teilweise die Entstehung neuer Risse im Bereich der lokalisierten Bruchstellen festgestellt werden. Der permanent fortschreitende Schädigungszustand zeichnete sich besonders durch Längsriss im Steg der Längsträger aus, die auf Höhe des Spanngliedes verliefen. Diese Rissbilder konnten an einzelnen Längsträgern bereits im Zuge der Bauwerksprüfungen seit Dezember 2019 festgestellt werden. Somit waren am Bauwerk Altstädter Bahnhof die folgenden vier Schädigungszustände (bezogen auf die Längsträger) anzutreffen:

- Längsträger ohne Längsriss
- Längsträger mit Längsrissen (vor Juni 2020)
- Längsträger mit detektierten Spanndrahtbrüchen (seit Juni 2020) ohne Längsriss
- Längsträger mit detektierten Spanndrahtbrüchen (seit Juni 2020) mit Längsrissen

Die entstandenen Längsriss wurden auf eine lokale Überschreitung der Spaltzugfestigkeiten in den Querschnitten bzw. den Stegen von balkenartigen Querschnitten zurückgeführt. Zu keinem Zeitpunkt wurden am Bauwerk Biegerisse, die nach Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion als Ankündungsverhalten gelten, festgestellt. Vor dem Hintergrund des Schadensfalls an der Eisenbrücke in Berlin und den in Brandenburg festgestellten Schäden, kann das Auftreten der Längsriss unter Umständen als Ankündungsverhalten für Bauwerke mit konzentrierten Spanngliedern gewertet werden.

Am Bauwerk in Brandenburg bestand die Möglichkeit, die verschiedenen genannten Schädigungszustände unter kontrollierten Bedingungen zu untersuchen und durch zerstörende Versuche die erwarteten Schadensbilder künstlich zu generieren und messtechnisch zu erfassen. Daraus sollten Rückschlüsse, in welchem Umfang diese Längsrisse als Ankündigung des Bauwerksversagens zu werten sind, abgeleitet werden.

Für die messtechnische Erfassung wurden alle bekannten und zur Verfügung stehenden Verfahren für die Dauerüberwachung von Spannbetonbrücken eingesetzt. Durch die Untersuchungsergebnisse sollen diese Verfahren bewertet und weiter verbessert werden. Mit den zerstörungsfreien Prüfungen wurde zudem gezeigt, welchen Erkenntnisgewinn weiterführende Untersuchungen bei einer unklaren Bestandssituation liefern können.

Der Mehrwert, der hier dargestellten Untersuchungen, geht weit über das konkrete Bauwerk hinaus. Es wurden Schadensbilder dokumentiert, die möglicherweise auf andere Bauwerke mit konzentrierten Spanngliedern (Spannblockverfahren und Baur-Leonhardt-Verfahren) übertragbar sind. Durch die systematische Auswertung der Versuchsdaten sollen Grundlagen geschaffen werden, welche bei Vorliegen entsprechender Schadensbilder fundierte Bewertungen zur Resttragfähigkeit ermöglichen.

Andere Baulastträger sollen dadurch in die Lage versetzt werden, adäquate Entscheidungen zu treffen und weitere Schritte zu initiieren.

2 Bauwerksbeschreibung

2.1 Bauwerksdaten

Oliver Steinbock, TU Dresden

Felix Kaplan, LS Brandenburg

Die Brücke am Altstädter Bahnhof wurde im Jahre 1969 hergestellt und im Rahmen der Feierlichkeiten zum 20-jährigen Bestehen der DDR eröffnet, siehe z. B. [Die Straße_1971]. Sie bildete die Hauptverbindung zwischen der Innenstadt und den westlichen Stadtteilen der Stadt Brandenburg an der Havel. Besondere Bedeutung hatte das Bauwerk bei seiner Errichtung, da es in unmittelbarer Nähe zum ehemaligen Stahl- und Walzwerk Brandenburg lag und den Beschäftigten einen schnellen Arbeitsweg ermöglichte. Gleichzeitig war das Bauwerk bei seiner Errichtung ein Vorgriff auf den später umgesetzten Zentrumsring.

Durch das Bauwerk wurde die Magdeburger Straße (B 1) über die Zanderstraße (B 102) und die Gleise der Deutschen Bahn überführt. Die Lage des Bauwerks ist in Abbildung 2.1a dargestellt.

Das Brückenbauwerk setzte sich aus zwei Teilbauwerken zusammen. Zum einen aus dem Haupttragwerk (TBW 1), welches die Magdeburger Straße (B 1) über Gleis/Parkplatz und Zanderstraße (B 102) überführte, sowie der sogenannten Europakurve (TBW 2 – nachfolgend als Nebentragwerk bezeichnet). Die Europakurve verband hierbei die überführte Zanderstraße (B 102) mit der auf dem Bauwerk verlaufenden Magdeburger Straße (B 1). Das Haupttragwerk überführte die Magdeburger Landstraße in zwei Fahrtrichtungen mit jeweils zwei Fahrspuren, sowie eine zweigleisige Straßenbahnlinie im nördlichen Bereich des Bauwerks.

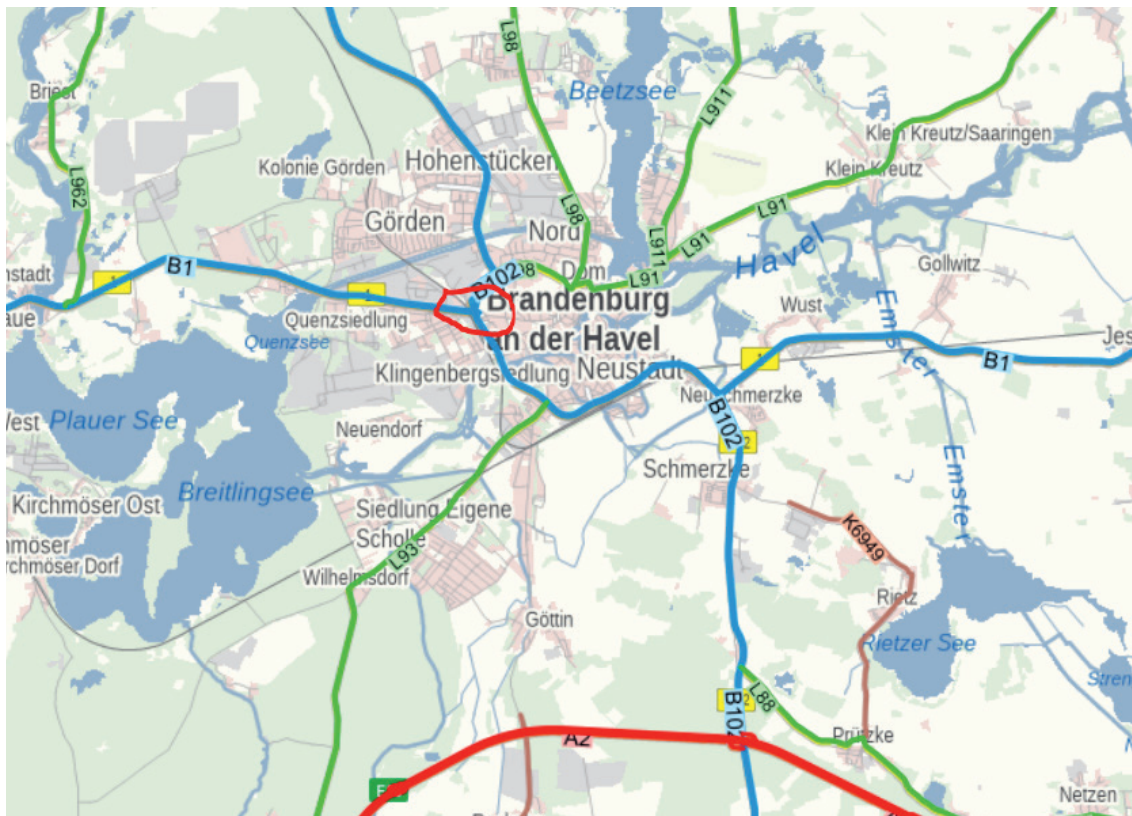


Abbildung 2.1a: Lage des Bauwerks, Kartendarstellung aus Straßennetzviewer Brandenburg

Der Fokus der Bauwerksuntersuchungen im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen lag auf dem Längstragsystem des Haupttragwerks. Deshalb beziehen sich die nachfolgenden Ausführungen bevorzugt auf das Haupttragwerk.

Das Haupttragwerk war mit einer Länge von 174 m und einer Überbaubreite von ≈ 37 m ungewöhnlich breit. Gleichzeitig wurden in Brückenquerrichtung nur zwei Stützen mit einem Abstand von 18,5 m angeordnet. Daraus resultierte auch die ungewöhnliche Wahl des Überbauquerschnittes, der als neunzelliger Hohlkasten mit einer variablen Kon-

struktionshöhe zwischen 1,46 m und 1,54 m ausgeführt war und in Brückenquerrichtung eine sehr robuste Konstruktion sicherstellte. Somit konnten auch die im Norden liegenden Kragarme mit der Straßenbahn befahren werden. Die planmäßig nicht zugänglichen Hohlkästen wiesen somit eine lichte Höhe von $\approx 1,22$ m bzw. 1,06 m bei einer Breite von 2,68 m auf. Mit Ausnahme des kleinen Endfeldes (20 m) waren die Hohlkästen durch nicht vorgespannte Feldquerträger in der Feldmitte ausgesteift. Des Weiteren waren in den Stützenachsen vorgespannte Querträger angeordnet. Im Anschlussbereich des Zubringers (Achse C) waren zusätzlich zum Hauptquer-

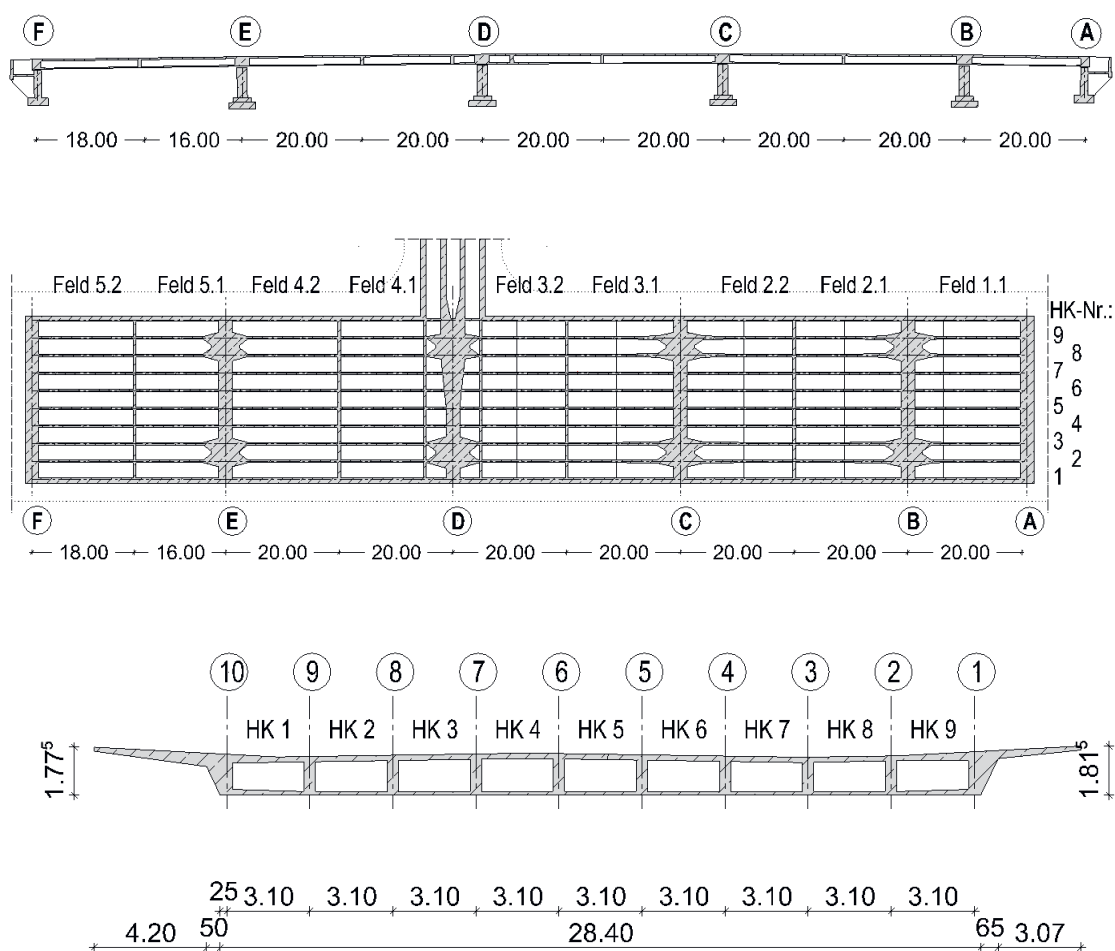


Abbildung 2.1b: Haupttragwerk
Längsschnitt, Draufsicht, Querschnitt

träger zwei vorgespannte Nebenquerträger angeordnet. Der Querträger C und die beiden Nebenquerträger dienen als Auflager für die Längsträger des Nebentragwerks.

Gemäß Planunterlagen war der Überbau mit Betonstahl der Güte St-I (glatt) bzw. St-III (gerippt) bewehrt und die Betonqualität war mit B 450 angegeben.

2.2 Konstruktion und Besonderheiten des Bauwerks – Vorspannung

Felix Kaplan, LS Brandenburg

Katrin Saloga, KHP Berlin

Oliver Steinbock, TU Dresden

Bei der Brücke am Altstädter Bahnhof kam das Spannblochverfahren am Haupttragwerk in Längsrichtung zur Anwendung. Die Vorspannung in Querrichtung sowie die Vorspannung des Zubringers erfolgte mit konventionellen und kleinteiligen Bündelspanngliedern. Bei dem Spannblochverfahren handelt es sich um eine Adaption anderer Spannverfahren mit konzentrierten Spanngliedern, wie z. B. dem Verfahren Baur-Leonhardt, auf dem Gebiet der ehemaligen DDR. Durch die Anwendung des Spannblochverfahrens anstelle der Bündelspannglieder versprachen sich das Bauunternehmen (BMK Ost) und die Konstrukteur:innen einen geringeren Herstellaufwand, der sich nach [Bautechnik 1969] wie folgt begründet:

- relativ geringen Aufwand für die Einleitung der großen Vorspannkräfte
- geringer Platzbedarf des Spannglieds im Querschnitt, hierdurch Material- (Beton) und Gewichtseinsparung
- Vereinfachung der Bautechnologie für Vorspannen und Auspressen und dadurch geringerer Aufwand für die Überwachung dieser relevanten Arbeitsschritte
- ökonomische Vorteile durch geringeren Spannstahlbedarf

Die Entwicklung und Anwendung des Spannblochverfahrens ist somit im Kontext der früheren raschen Entwicklung von Massivbauarten zu werten und unter Würdigung des damaligen Kenntnisstands als außerordentliche Ingenieurleistung herauszustellen. Auf dem Gebiet der ehemaligen DDR wurden zwischen 1962 und 1970 elf Bauwerke mit dem Spannblochverfahren errichtet. Bei der Beurteilung des vorliegenden Bauwerks und bei der Konzeption der Bauwerksuntersuchungen konnten auch die Ergebnisse der Bauwerksuntersuchungen der Eisenbrücke und der Mühlendammbücke eingesehen werden. Diese Bauwerke wurden ebenfalls mit dem Spannblochverfahren hergestellt. Daraus abgeleitete Schlüsse werden nachfolgend – soweit sie auf die Brandenburger Brücke übertragen worden – umrissen.

Als die Brücke am Altstädter Bahnhof errichtet wurde, war das Spannblochverfahren durch die Einführung der [TGL 173-33] geregelt. Gegenüber den normativen Vorgaben kam beim vorliegenden Bauwerk eine Sonderform zum Einsatz. Zum einen wurden anstelle des üblichen Spanndrahtes mit 40 mm² Querschnittsfläche Spanndrähte mit 35 mm² verwendet. Grund hierfür war, dass zum damaligen Zeitpunkt lediglich die Spanndrähte mit 35 mm² in der erforderlichen Lieferlänge von 175 m beim Hennigsdorfer Stahlwerk zur Verfügung standen. Zum anderen wurde ein größerer Spannkasten (Spanngliedkasten für SSG 1400 statt SSG 1200) notwendig um die insgesamt 392 Einzeldrähte im Spannkasten unterbringen zu können bzw. eine Spannkraft von 12 MN je Hauptträger einleiten zu können. Die 392 Einzeldrähte wurden lagenweise eingebaut und mittels Abstandshaltern in ihrer Lage gesichert, wie in Abbildung 2.2a erkennbar ist.

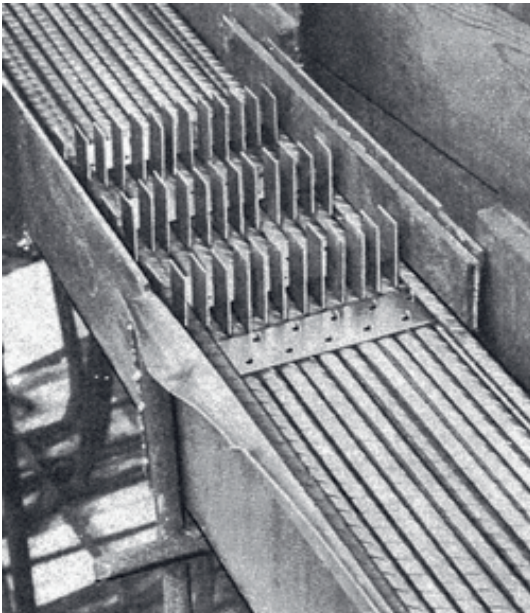


Abbildung 2.2a: Blick in den Hüllkasten an einer Umlenkstelle [Bautechnik 1969]

Mit dem heutigen Wissen ist das Spannblochverfahren grundsätzlich kritisch zu bewerten. Als Spannstahl wurden die vergüteten Hennigsdorfer Spanndrähte verwendet, diese sind mittlerweile bei Ortbetonbauwerken als hochgefährdet in Bezug auf Spannungsrissskorrosion bekannt. Diesbezüglich ist auch der Herstellvorgang hochproblematisch zu bewerten. Bedingt durch die erforderlichen Arbeitsschritte (Auszüge aus Bautagebuch der Mühlendammbrücke): Aufbau von Lehrgerüst und Schalung → Einbau der Hüllkästen und **Einlegen der Spanndrähte** → Betonage Widerlagermassivteil als Unterlage für die Spannböcke → Betonage Spannböcke → Betonage Bodenplatte und Stege der Randfelder → Betonage Fahrbahnplatte der Randfelder → Betonage Bodenplatte und Stege Mittelfeld → Betonage Fahrbahnplatte des Mittelfeldes → Aufbringen der Vorspannung → **Verpressen der Spannkäme** konnte die normativ geforderte Bewitterungszeit von 14 Tagen für die Spanndrähte unmöglich eingehalten werden. Am Beispiel der Mühlendammbrücke betrug die Bewitterung



Abbildung 2.2b: Lagerplatz für die Spindeln der Spanndrähte, Brücke am Altstädter Bahnhof [Privatarchiv Richard Matthea, Brandenburg]



Abbildung 2.2c: Einlegen der Spanndrähte bei Bau der Eisenbrücke [Privatarchiv Fritz Niedergesäß, Berlin]

der Spanndrähte ca. sechs Monate. Für die Brücke am Altstädter Bahnhof wurde eine ähnlich lange Bewitterungszeit bei der Befragung von ehemaligen Spanntechnikern des BMK Ost bestätigt. In dieser Zeit waren die Spanndrähte nicht durch das alkalische Milieu des Verpressmörtels geschützt. Die verschiedenen Maßnahmen zum Korrosionsschutz (Einfetten, Belüftung der Spannglieder) sind als unzureichend zu bewerten. Die Abbildungen 2.2b bis 2.2e vermitteln einen Eindruck von dem beschriebenen Bauablauf.



Abbildung 2.2d: Zuschweißen der Hüllkästen beim Bau der Eisenbrücke [Privatarchiv Fritz Niedergesäß, Berlin]

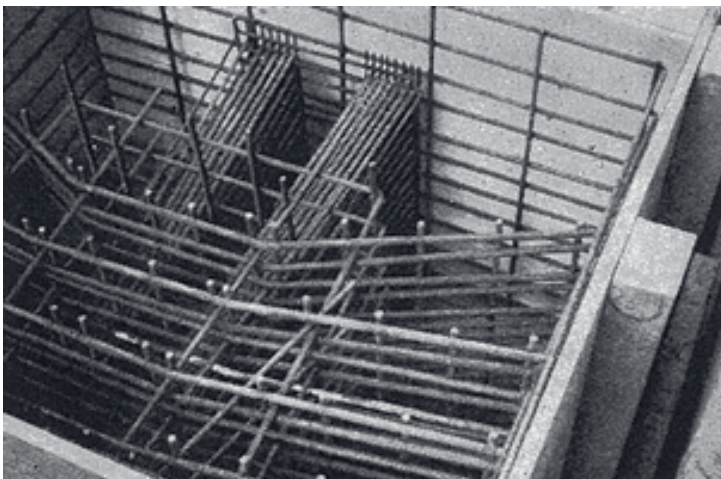


Abbildung 2.2e: Spannstahlfächer und bewehrter Spannblock [Bautechnik 1969]



Eine weitere Besonderheit ist, dass die Konstruktionshöhe der Längsträgerstege bei der Brücke am Altstädter Bahnhof nahezu konstant war. Generell wurden die anderen Bauwerke mit konzentrierten Spanngliedern als gevoutete Überbauten hergestellt. Bei vorgespannten Durchlaufträgern mit konstanter Konstruktionshöhe werden im Stützbereich üblicherweise Zusatzspannglieder angeordnet, um die großen Stützmomente aufnehmen zu können. Dies ist bei der Brücke Altstädter Bahnhof nicht der Fall, da das konzentrierte Spannglied über die gesamte Bauwerkslänge geführt und parabo-

lisch verlegt wurde. Lediglich in der nördlichen Stützenreihe bzw. im Bereich der Straßenbahntrassierung wurden lokale Einstabspannglieder ergänzt, um einen überdrückten Querschnitt unter Gebrauchslastniveau sicherzustellen. Aus der Spanngliedführung und der konstanten Konstruktionshöhe in Verbindung mit dem konzentrierten Spannglied jedes Hauptträgers ergeben sich im Stützbereich nur geringe Randspannungen an der gezogenen Querschnittsfaser (Dekompression gering), im Feldbereich dagegen eine vergleichsweise hohe Randspannungen (hohe Dekompression).

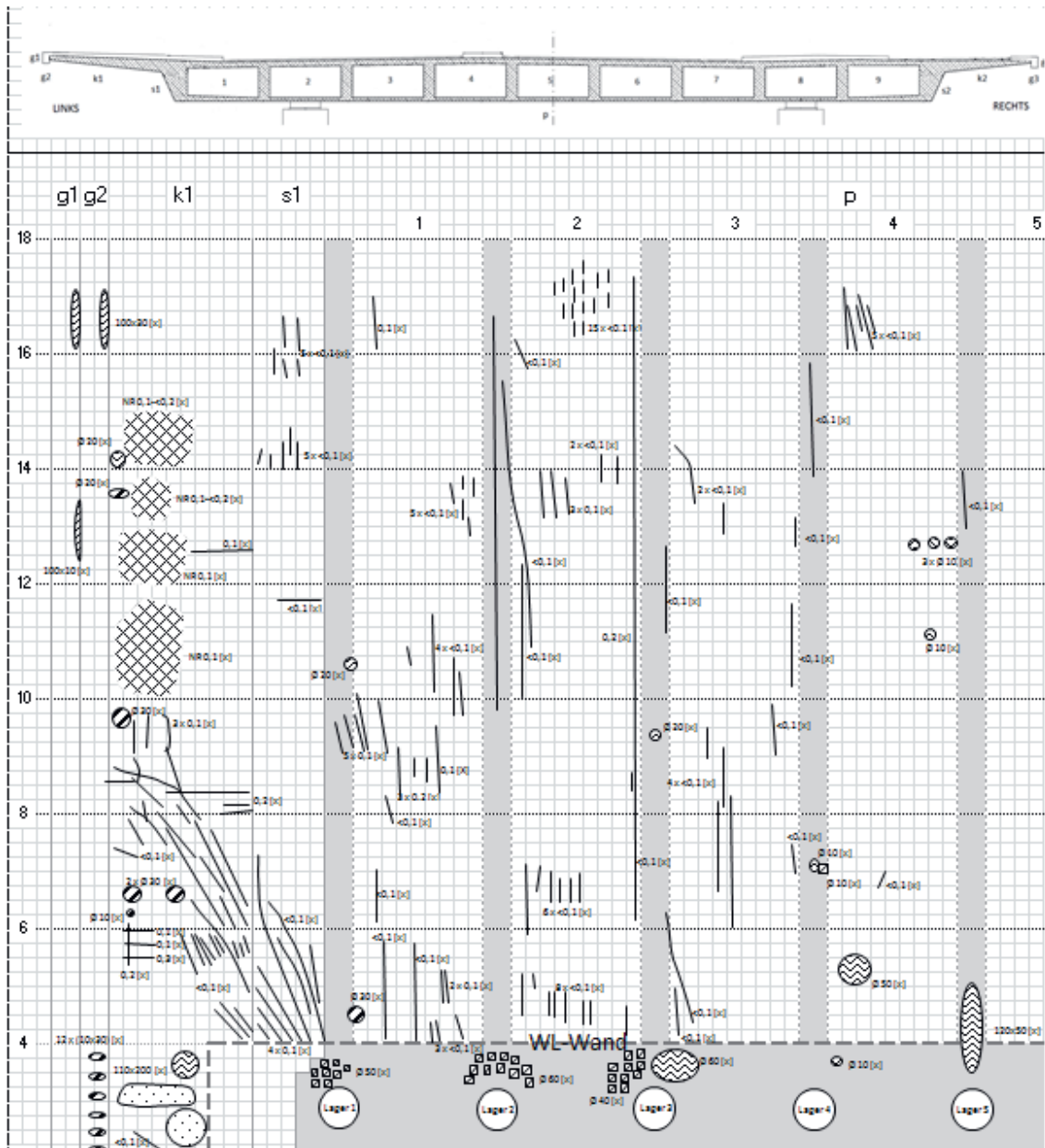


Abbildung 2.3a: Rissbild in Bauwerksuntersicht bei Vorbereitung H2020

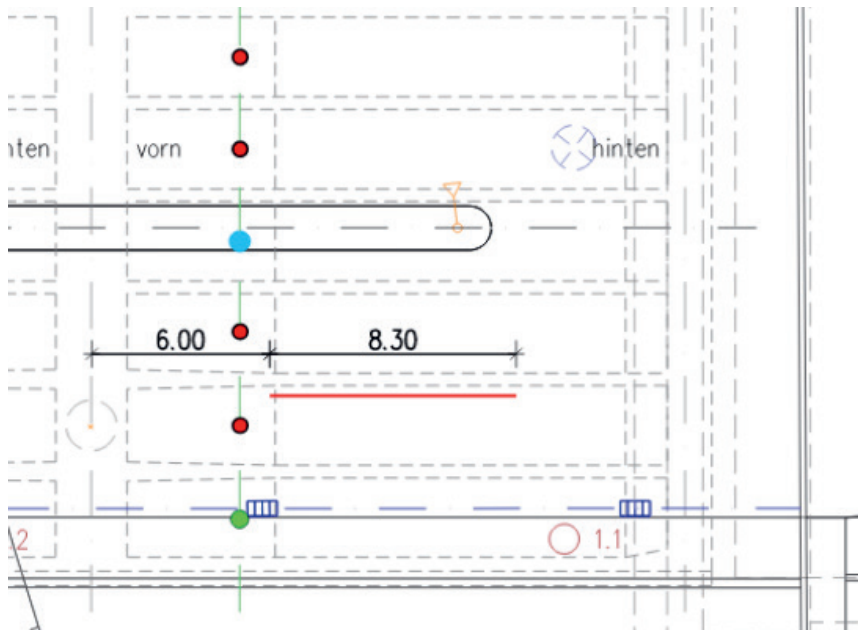


Abbildung 2.3b: Rissbild in Bauwerksuntersicht bei Untersuchung 2017

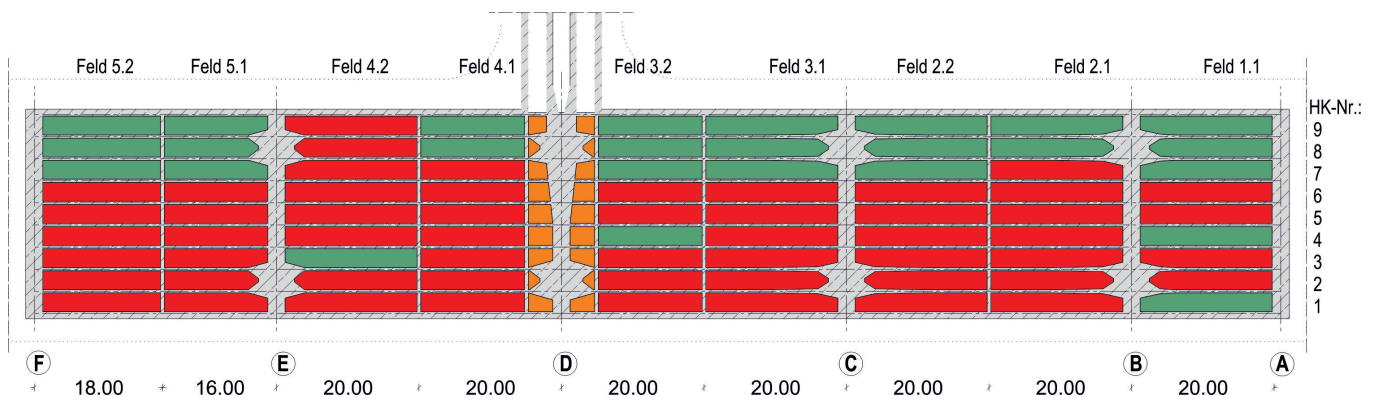


Abbildung 2.3c: Zugänglichkeit Hohlkästen 2019 (grün: zugänglich, rot: nicht zugänglich)

2.4 Entwicklung Bauzustand Dezember 2019 – Mai 2020

Felix Kaplan, LS Brandenburg

Im Anschluss an die Sperrung wurde unverzüglich die Bauwerksprüfung fortgesetzt. Zu diesem Zweck wurden zusätzliche Einstiegsöffnungen geschaffen. Bei diesen Bauwerksuntersuchungen wurden u.a. Längsrisse auf Höhe der Spannglieder im Steg mit Rissweiten bis 0,25 mm und Hohlstellen am Längsträgersteg festgestellt.



Abbildung 2.4a: exemplarisches Schadensbild

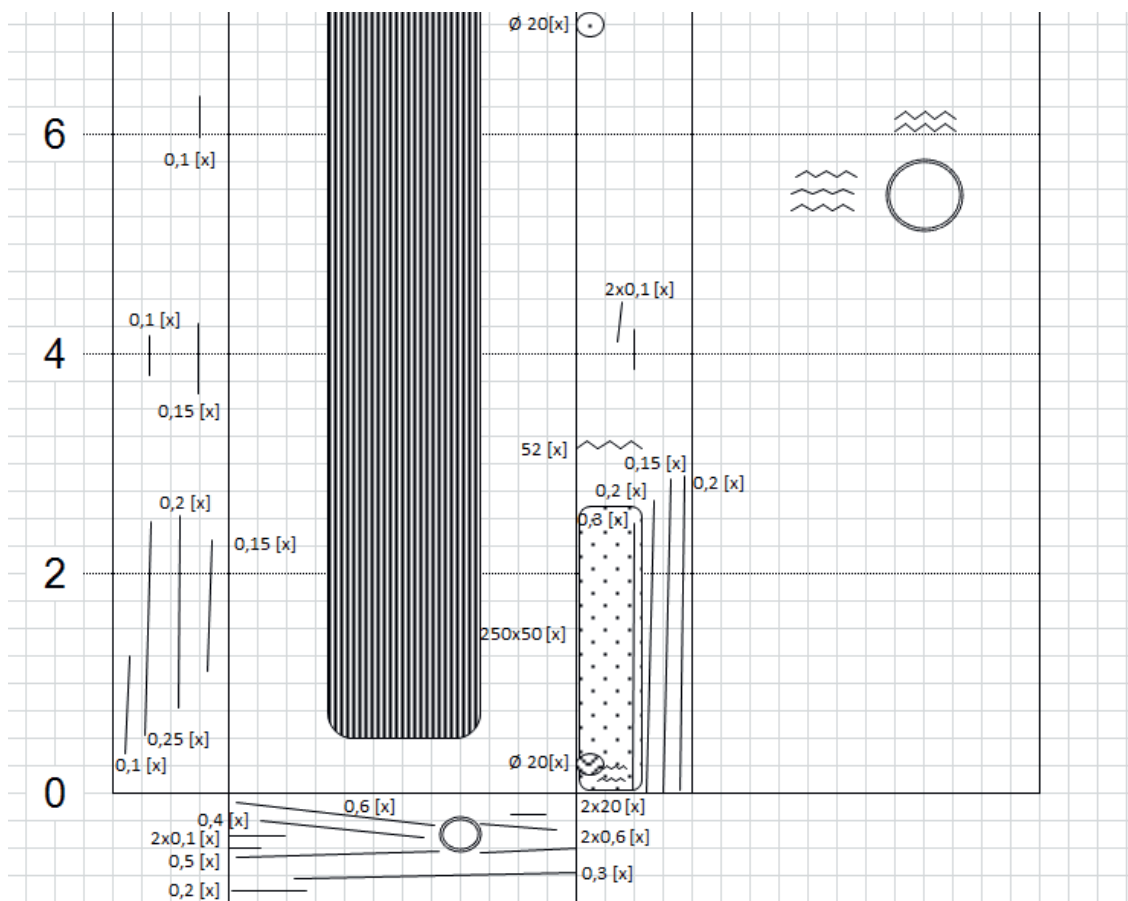


Abbildung 2.4b: zugehörige Schadensskizze (HK 2.1-9)

In dem betrachteten Zeitraum ergab sich eine weitere Besonderheit. Im Zuge der Qualitätssicherung (4-Augen-Prinzip) wurden einzelnen Hohlkästen im April 2020 nochmals kontrolliert. Dabei wurde festgestellt, dass es zu einer deutlichen Zunahme an Längsrissen und Hohlstellen im Längsträgersteg auf Höhe des Spanngliedes gekommen ist. Durch adäquate Maßnahme konnte der "Faktor Mensch" ausgeschlossen werden. Dies zeigte sich insbesondere in einzelnen Hohlkästen, die zwischen Mitte April und Mitte Mai zweimal wöchentlich überprüft worden. Zwischen den Überprüfungen wurde dabei häufig eine Risszunahme (Rissanzahl, Risslänge) festgestellt.

Daneben wurden weitere Schäden aufgenommen, die jedoch im Hinblick auf die folgenden Ausführungen nicht relevant sind.

2.5 Zusätzliche Untersuchungen zum Bauwerkszustand im Rahmen der OSA (Dezember 2019 bis Mai 2020)

*Oliver Steinbock, TU Dresden / cbing
Thomas Bösche, HTW Dresden / cbing*

Im Rahmen der turnusmäßigen Bauwerksprüfungen wurde im Dezember 2019 eine zunehmende Rissbildung am Tragwerk festgestellt. Da die Schadensursache zum damaligen Zeitpunkt zunächst unklar war, wurde die Brücke vorübergehend für den Verkehr gesperrt und eine Objektbezogene Schadensanalyse (OSA) in Auftrag gegeben.

Der Überbau war als neunzelliger Hohlkasten ausgeführt und die einzelnen Hohlkästen durch Feld- und Stützquerträger in Zellen unterteilt. Eine Zugänglichkeit war nur bei vereinzelt Zellen möglich, sodass zur weiteren Bestandsaufnahme Zugänge zu den Hohlkastenabschnitten in Form von Einstiegsöffnungen hergestellt wurden. Nachdem bereits zuvor Wasseransammlungen in vereinzelt Abschnitten vorgefunden wurde,

zeigte sich auch der Zustand im Inneren der Kästen sehr unterschiedlich. Teilweise befanden sich in den Hohlkästen noch Schalungsreste sowie asbesthaltige Materialien. Weiter konnten auch in zahlreichen der neu geöffneten Hohlkästen Rissbildungen, insbesondere Längsrisse in den Stegen, detektiert werden.

Neben den Rissbildungen wurden weitere Schäden festgestellt. Wassereintritte und Frostschäden führten stellenweise zu einer Schädigung des Betongefüges der Bodenplatte und zu einem nennenswerten Materialverlust. Bei der Inspektion vor Ort fiel zudem auf, dass die Bodenplatte des Hohlkastens großflächig mit Spanndrähten anstelle üblicher Betonstahlbewehrung bewehrt war. Da bei der Anwendung des Spannblochverfahrens nur vollkommen intakte und unverdrillte Spanndrähte verwendet werden durften, lag die Vermutung nahe, dass Ausschussware stattdessen als schlaife Bewehrung eingesetzt wurde.

Aufgrund der besonderen Ausführung des Spannblochverfahrens wurde im Rahmen der OSA beschlossen, die Ausführungsqualität zu überprüfen. Es wurden die Verpressqualität in den Spannkästen sowie die verbliebene Vorspannung in den Drähten und deren Materialeigenschaften untersucht. Die vorgefundene Verpressqualität gab keinen Anlass zu Bedenken. Die Spanndrähte zeigten jedoch oberflächlich Rostansätze und es wurde beim Freilegen des Spannkastens ein bereits gerissener Draht angetroffen. Zugprüfungen zeigten, dass die Drähte einen hohen Versprödungsgrad (Grad 5-6 nach [Wilhelm 2014]) aufwiesen. Neben einer stark reduzierten Zugfestigkeit (etwa 1.000 N/mm² statt den üblichen etwa 1.500 N/mm²) zeigten nahezu alle Proben keine plastische Dehnungsreserve. Die Bruchflächen der Zugproben wiesen dunkle, linsenförmige Korrosionsnarben auf und bestätigten damit das Vorhandensein von Spannungsrissskorrosion.

2.6 Entwicklung Bauzustand Juni 2020 – Mai 2021

Felix Kaplan, LS Brandenburg

Aufgrund der in Abschnitt 2.5 beschriebenen Materialeigenschaften der Spanndrähte war die Umsetzung einer Überwachungsstrategie, siehe Abbildung 2.6a, am Bauwerk erforderlich. Nur so konnte die Sicherheit für den Verkehr auf den unterführten Verkehrswegen gewährleistet werden. Die Systeme zur permanenten Überwachung wurden zum 10.06.2020 in Betrieb genommen.

Durch die dauerhafte Messung der am Bauwerk aufgezeichneten Körperschallsignale konnten mittels Schallemissionsanalyse einzelne Spanndrahtbrüche identifiziert werden. Nachfolgend sind die Spanndrahtbrüche, die jeweils über einen Zeitraum von drei Monaten aufgezeichnet worden, graphisch dargestellt (siehe Abbildung 2.6b bis 2.6e). Daraus ist ersichtlich, dass die Verteilung der Brüche im Grundriss nicht konstant ist. Außerdem kann abgeleitet werden, dass sich die georteten

Spanndrahtbrüche an bestimmten Punkten häuften. Diese Punkte werden nachfolgend auch als Hotspots bezeichnet. Die Lage der Hotspots war während des Messzeitraums nicht einheitlich.

Nachdem einzelne Spanndrahtbrüche detektiert wurden, untersuchten Bauwerksprüfer:innen die entsprechenden Hohlkästen zeitnah. Dabei konnte mitunter eine Zunahme der Längsrisse und deren Rissbreite festgestellt werden. Abbildung 2.6f zeigt exemplarisch die Zunahme der Risse für den Hohlkasten 3.1-9.

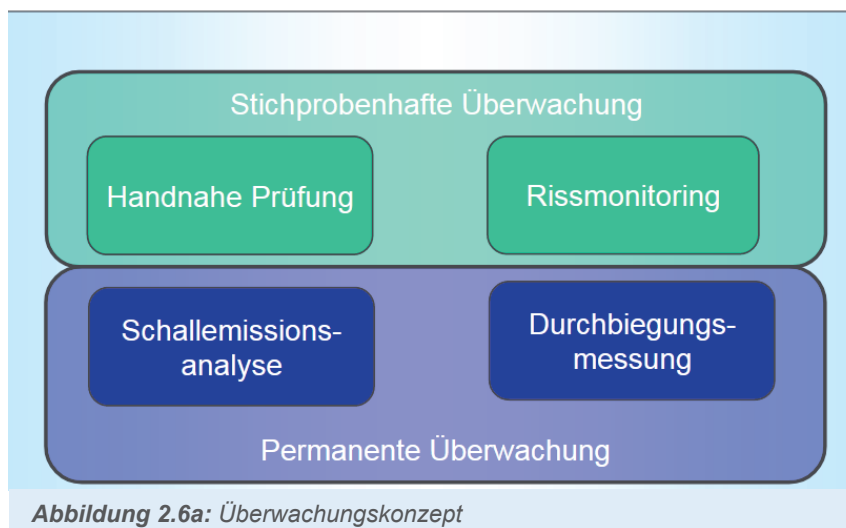


Abbildung 2.6a: Überwachungskonzept

3.1 Formulierung der Untersuchungsziele

Oliver Steinbock, TU Dresden
Thomas Bösche, HTW Dresden

Das im Rahmen der Bauwerksprüfungen dokumentierte Rissbild mit Hohlstellen in Verbindung mit den festgestellten fortgeschrittenen Versprödungsgrad des Spannstahls führten zu der Vermutung, dass für das vorliegende Spannbetontragwerk eine neue Form einer Schadensankündigung bei Spannungsrisskorrosion vorlag. Während sich bei Tragwerken mit kleinteiligen Spanngliedern und einem ausreichendem Ankündungsverhalten in Sinne von [SpRK HA 2011] 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. Ein weiterer Unterschied betrifft die Einwirkung unter der das Rissbild zu erkennen ist. [SpRK HA 2011] geht davon aus, dass eine Rissbildung unter der häufigen Kom-

bination und somit in Verbindung mit einer äußeren Lasteinwirkung stattfindet, da die gezogene Betonrandfaser bei Verkehrseinwirkung zusätzlich beansprucht wird. Die Spaltzugkräfte bei einer lokalen Schädigung von großformatigen Spanngliedern sind jedoch nahezu unabhängig von zusätzlichen äußeren Einwirkungen und können somit bereits unter Eigenlasten auftreten. Einen anschaulichen Überblick hierzu bietet die Abbildung 3.1a.

Ziel der Untersuchung war es daher, das prognostizierte Schadensbild künstlich zu erzeugen. Das Untersuchungskonzept sah vor, eine gezielte lokale Schädigung der Spannglieder umzusetzen und die resultierende Rissbildung im Umfeld der Schädigungsstelle zu unterschiedlichen Zeitpunkten zu erfassen. Die kontinuierliche Beobachtung des Tragwerks bei der Durchführung des Versuches wurde durch umfangreiche Messtechnik gewährleistet. Neben der Beobachtung des resultierenden Rissbildes bei einer lokalen Spanngliedschädigung lag der Schwerpunkt der Untersuchungen zusätzlich darauf, inwieweit der Ausfall einzelner Spanndrähte zuverlässig bestimmt werden kann.

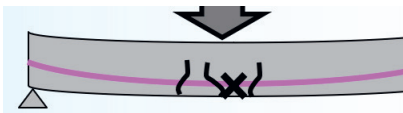
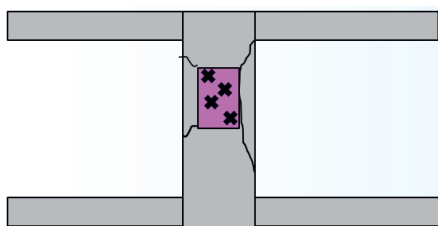
	Kleinformatische Spannglieder	Großformatige Spannglieder
Rissbild bzw. Hohlstellenbereiche	Biegerisse an gezogener Querschnittsfaser 	Spalttrisse bei hohem lokalem Schädigungsgrad 
Einwirkung	Rissbildung infolge veränderlicher Einwirkungen unter Gebrauchslastniveau	Rissbildung bereits unter Eigenlasten

Abbildung 3.1a: Kleinformatische und großformatige Spannglieder

Die Untersuchungsziele können wie folgt zusammengefasst werden:

- Untersuchung des Tragverhaltens von Bauwerken mit konzentriertem Spannglied und Beschreibung der Schädigungsbilder bei Spannstahlausfall als Grundlage für die Bewertung von Bauwerken mit vergleichbarem Konstruktionsprinzip
- Einsatz erweiterter Messtechnik zur Detektion von Bauwerksschädigungen im Rahmen einer definierten Schädigung des Bauwerks sowie zur Wertung der Einsatzmöglichkeiten der Messverfahren für das Dauermonitoring an gefährdeten Spannbetontragwerken
- Anwendung erweiterter Möglichkeiten der zerstörungsfreien Prüfung zur Überprüfung der Möglichkeiten zur Bestandserkundung unter erschwerten Randbedingungen

Für die Untersuchungen wurden zwei Stellen am Überbau ausgewählt, Teilversuch I am Längsträger 4 und Teilversuch II am Längsträger 8. Einen Überblick hierzu bietet Abbildung 3.1b.

Bereits vorab wurden in Verbindung mit der Schallemissionsanlage zahlreiche Spanndrahtbrüche detektiert. Sie bildeten die Grundlage für die Festlegung sogenannter

Hot-Spot-Bereiche, in denen Häufungen von Spanndrahtbrüchen dokumentiert wurden. Messstelle II wurde in solch einem Hot-Spot-Bereich (Hauptträger 8) gelegt, da an dieser Stelle bereits ein entsprechendes Schadensbild mit Längsrissen an den Hauptträgerstegen vorlag. Eine mögliche Änderung des Schadensbildes bei zusätzlicher Schädigung sollte dokumentiert werden. 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.

Die Anordnung der Trennschnitte im Feld 3.1 bot die Möglichkeit außerhalb der überbrückten Verkehrswege (Bahnstrecke in Feld 4 bzw. Bundesstraße in Feld 2) zu agieren und somit eine ungestörte Anbringung der vorgesehenen Messtechnik zu ermöglichen.

Die Anordnung nahe der Momentennullpunkte des Längssystem boten ein ausreichendes Maß an Sicherheit, um einen Kollaps des Tragwerks bei der Versuchsdurchführung auszuschließen. Im Vorfeld durchgeführte rechnerische Untersuchungen zeigten, dass auch bei einem angenommenen hohen Schädigungsgrad der benachbarten Träger noch eine ausreichende Standsicherheit bei der

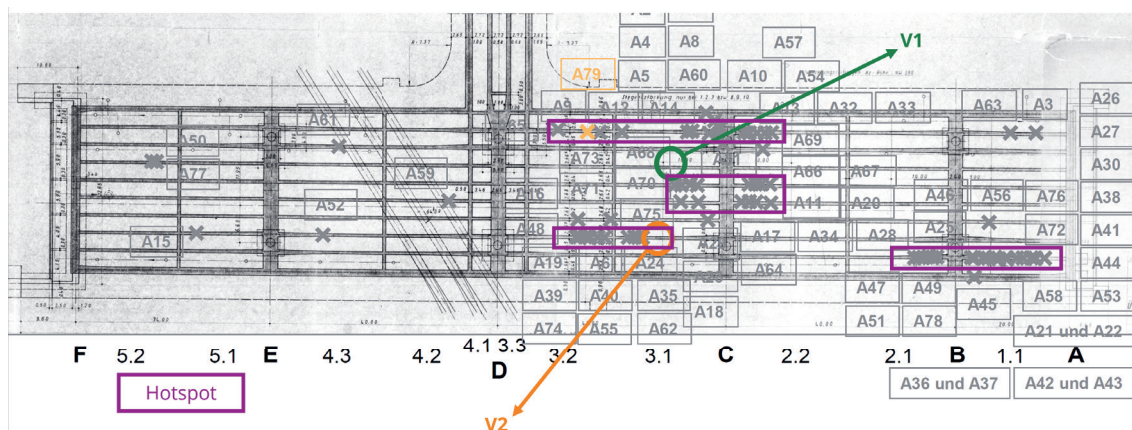


Abbildung 3.1b: Lage der Trennschnitte und Untersuchungsbereiche

Versuchsdurchführung nachweisbar war. In Verbindung mit den begleitenden Monitoringmaßnahmen wurden exakte Abbruchkriterien für den Versuch formuliert. Die Sicherheit für die unterführten Verkehrswege und die Maßnahmebeteiligten hatten zu jedem Zeitpunkt Priorität – ebenso durfte der zeitnah vorgesehene planmäßige Rückbau des Bauwerks in keiner Phase gefährdet werden.

3.2 Zerstörender Versuch und begleitendes Monitoring

Thomas Bösche, HTW Dresden
Oliver Steinbock, TU Dresden

Die gezielte Schädigung des Spanngliedes erfolgte mit einer Seilsäge. Hierzu war zunächst eine Horizontalbohrung durch den Steg des Querschnitts oberhalb des Spannkastens notwendig sowie zwei Bohrungen durch die Fahrbahnplatte notwendig, die als Durchführungen des Seiles dienten. Um den Stich der Seilsäge gering zu halten und damit einen weitestgehend horizontalen Schnitt durch den Spanngliedkasten zu ermöglichen, war ein stetiges Umsetzen der Umlenkrollen im Hohlkasten notwendig.

Die Durchtrennung des Spanngliedes erfolgte in mehreren Trennschnitten, wobei je Trennschnitt eine Durchtrennung von etwa zwei Lagen bzw. 28 Einzeldrähten vorgesehen war. Die Schrittfolge sollte so oft wiederholt werden, bis sich ein entsprechendes Rissbild im Sinne einer Ankündigung einstellte. Nach jedem Trennschnitt waren Messpausen vorgesehen, um einerseits zeitverzögert auftretende Schadensereignisse dokumentieren und andererseits um eine Bewertung zum weiteren Vorgehen

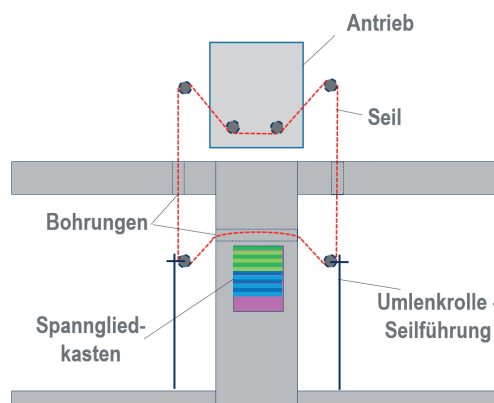


Abbildung 3.2a: Schematische Darstellung – Schnitt durch das Spannglied mit Hilfe einer Seilsäge

auf Grundlage von Zwischenergebnissen aus den Messwerten vornehmen zu können. Des Weiteren waren die Pausen notwendig für die Zwischenspeicherung von Messdaten bzw. Umbaumaßnahmen an der Seilsäge.

Im Rahmen des Berichtes werden einheitliche Bezeichnungen für Felder und Stützenachsen eingeführt, die sich an denen der Bauwerksprüfung orientieren, siehe Abbildung 2.1b.



Abbildung 3.2b: Schnittstelle mit Seil auf Umlenkrolle im Hohlkasten



Abbildung 3.2c: Schnittstelle mit Seil auf Umlenkrolle, Ansicht auf der Fahrbahnplatte

a) Teilversuch I: Gezieltes Durchtrennen von Spanndrähten in einem wenig geschädigten Bereich

Im Rahmen des Teilversuches I wurden insgesamt neun Trennschnitte an einem Querschnitt durchgeführt. Die entsprechenden Uhrzeiten der Trennschnitte sind im nachfolgenden Zeitstrahl dargestellt. Des Weiteren ist die im Rahmen der Versuchsdurchführung und die geschätzte Anzahl an durchtrennten Spanndrähten angegeben. Die Durchführung erfolgte am 23.04.2021 (Trennschnitte 1-6)

und 24.04.2021 (Trennschnitte 7-9). Trennschnitt 0 wurde hier nicht dargestellt, da noch keine Spanndrähte angetroffen wurden.

Überblick Teilversuch I

Teilversuch I erfolgte an Längsträger 4 in einem Abstand von $\approx 9,0$ m zur Achse des Querträgers C. In diesem Bereich war von einem geringen Vorschädigungsgrad auszugehen – es waren keine Längsrisse entlang des Spanngliedes erkennbar.

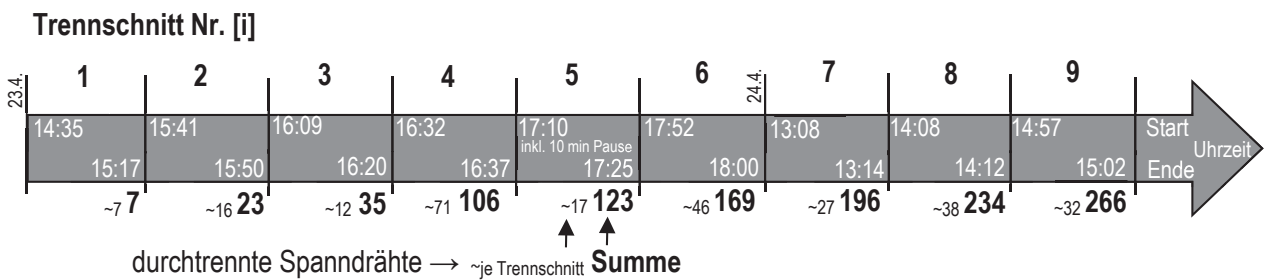


Abbildung 3.2d: Zeitliche Abfolge Teilversuch I

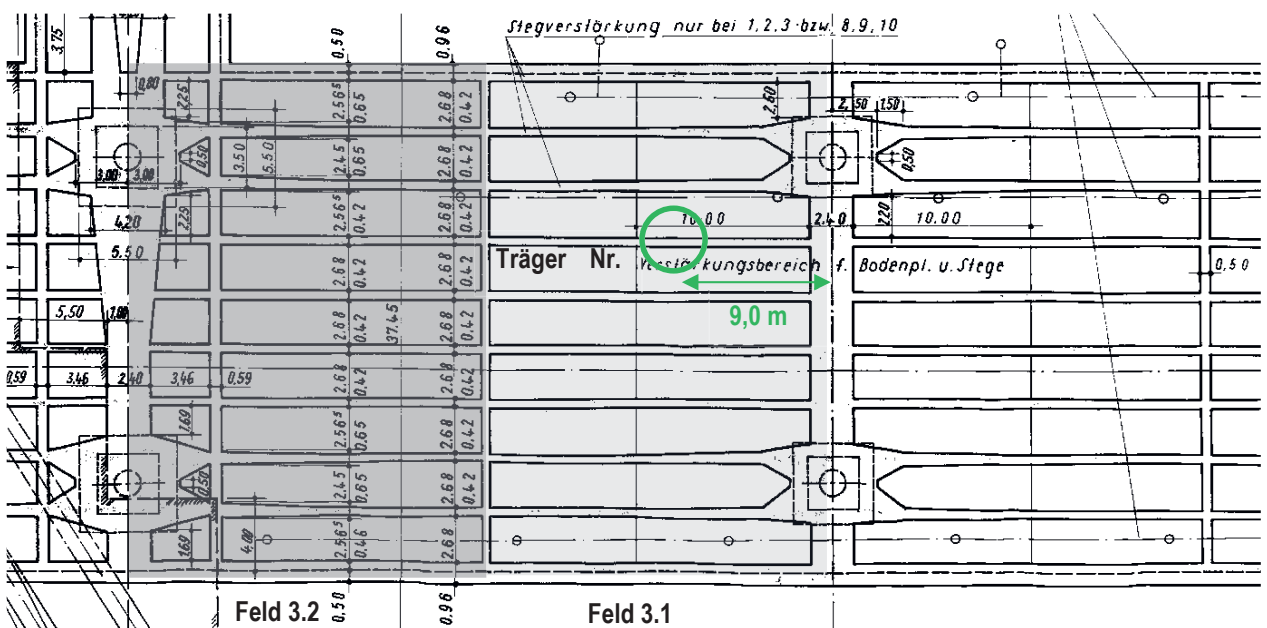


Abbildung 3.2e: Lage des Trennschnittes bei Teilversuch I

b) Teilversuch II: Gezieltes Durchtrennen von Spanndrähten in einem vermutlich vorgeschädigten Bereich

Im Rahmen des Teilversuches II wurden ebenfalls insgesamt neun Trennschnitte durchgeführt und mit der entsprechenden Uhrzeit des Trennschnittes im nachfolgenden Zeitstrahl dargestellt. Erneut ist die im Rahmen der Versuchsdurchführung geschätzte Anzahl an durchtrennten Spanndrähten angegeben. Die Durchführung erfolgte am 25.04.2021 (Trennschnitte 1-9). Trennschnitt

0 wurde hier nicht dargestellt, da noch keine Spanndrähte angetroffen wurden.

Überblick Teilversuch II

Teilversuch II erfolgte an Längsträger 8 in einem Abstand von $\approx 12,0$ m zur Achse des Querträgers C. Bereits vor Versuchsbeginn zeigte der Längsträger bereichsweise ausgeprägte Längsrisse entlang des Spanngliedverlaufs.

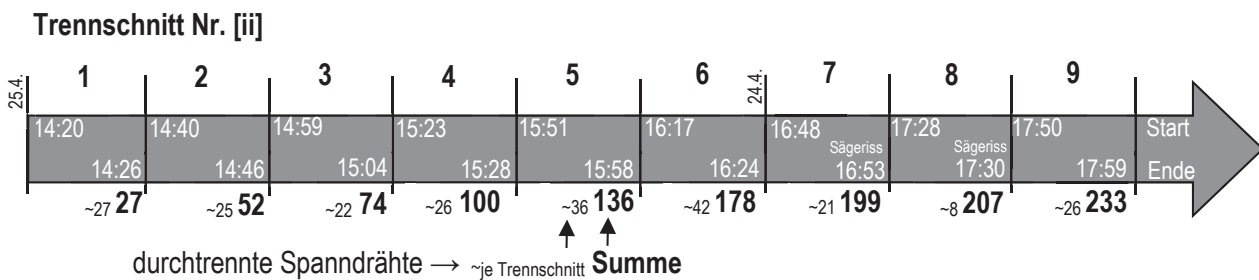


Abbildung 3.2f: Zeitliche Abfolge Teilversuch II

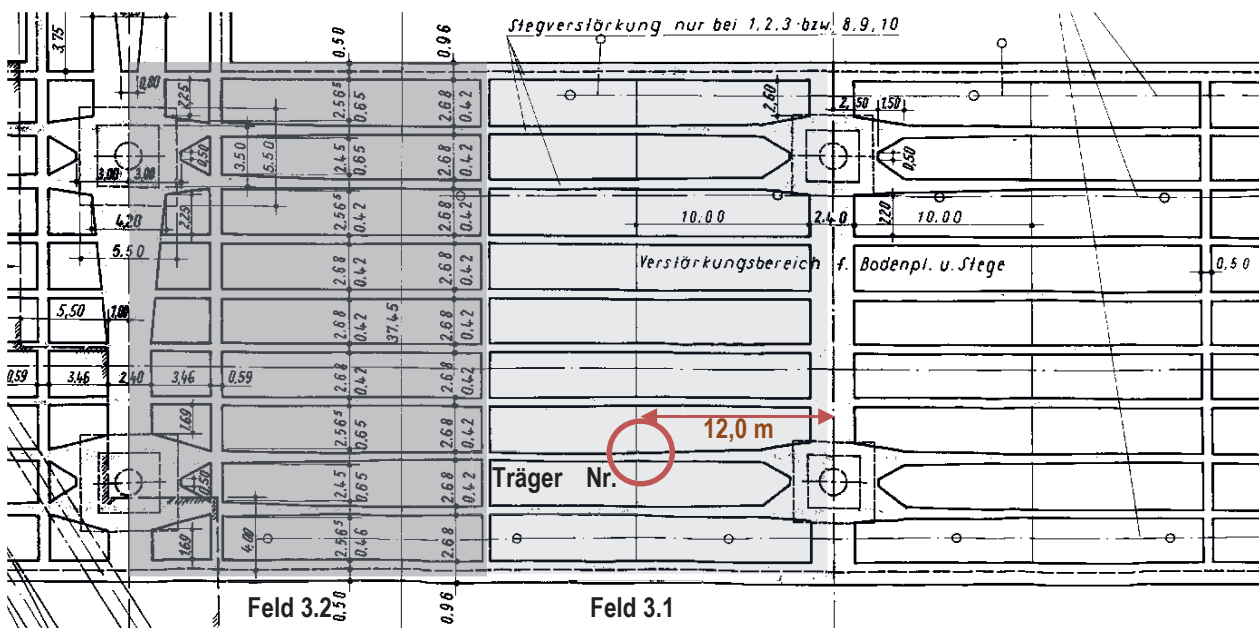


Abbildung 3.2g: Lage des Trennschnittes bei Teilversuch II

4.1 Zerstörungsfreie Ortung der Spannglieder (BAM/ HTW)

Thomas Kind, BAM

4.1.1 Messprinzip und Grundlagen

Für eine zerstörungsfreie Ortung von Spanngliedern wird in der Praxis sowohl das Radar- als auch das Ultraschallverfahren eingesetzt. Das Ultraschallverfahren ermöglicht Spannglieder in einer größeren Tiefe im Bauwerk zu orten, ist aber in der Durchführung deutlich zeitintensiver als das Radarverfahren. Bei den Untersuchungen der Brücke Altstädter Bahnhof hat sich sehr früh gezeigt, dass das Radarverfahren bezüglich der Eindringtiefe ausreichend für die Ortung der Spannglieder ist, weshalb hier im Weiteren nicht auf das Ultraschallverfahren eingegangen wird.

Beim Radarverfahren im Bauwesen handelt es sich um eine zerstörungsfreie Untersuchungsmethode zur Aufklärung der inneren Struktur von Bauwerken. Das Verfahren basiert auf dem Aussenden und der freien Ausbreitung von elektromagnetischen Wellen in einem Bauteil und dem anschließenden Empfang von Reflexionen. Diese Reflexionen entstehen an inneren Strukturen von Bauteilen, wie z. B. metallischer Bewehrung von Stahlbeton, luftgefüllten Hohlräumen oder Schichtgrenzen.

Für eine einfache Messung wird ein Antennensystem bestehend aus Sende- und Empfangsantenne auf der Bauteiloberfläche mit der Hand entlang einer Linie geführt. An dem Radargerät werden die aufgenommenen Messdaten als Radargramm dargestellt und zeigen die Reflexionen der ausgesendeten Impulswelle, die an den inneren Strukturen, wie z. B. an Bewehrung oder einer Rückwand entstanden sind. Bei einfachen Bauteilen lassen sich anhand von typischen Reflexions-

mustern (z. B. Reflexionshyperbeln) die Lage und Einbautiefe einer Bewehrung bestimmen. Bei komplexeren Bauteilen werden flächige Messungen entlang einer Vielzahl von parallelen Linien durchgeführt. Diese Messdaten werden anschließend als dreidimensionaler Datensatz bearbeitet. Bei der Bearbeitung des dreidimensionalen Datensatzes werden die Orte der Reflexionen rekonstruiert. Anhand des Datensatzes lassen sich die Lage und der Verlauf von z. B. vorgespannter Bewehrung ermitteln, indem Schnitte parallel (Tiefenschnitte) oder senkrecht (Querschnitte) zur Bauteiloberfläche aus dem Datensatz erzeugt werden.

4.1.2 Messstellen und Ziel der Untersuchung

Ziel der Untersuchung war die Bestimmung der tatsächlichen Ausführung der vorgespannten Bewehrung in den fünf Querträgern der Brücke. Laut Bestandsunterlagen der Brücke gibt es zwei voneinander abweichende Varianten der vorgespannten Bewehrung und es war nicht bekannt, welche dieser Varianten beim Bau der Brücke tatsächlich ausgeführt wurde.

Die beiden Varianten der Bestandsunterlagen (Bewehrungspläne) des Querträgers D unterscheiden sich in der Anzahl der Spannglieder, der Anzahl der Spanngliedlagen und im Verlauf innerhalb des Querträgers. Im Folgenden werden die wesentlichen Merkmale der beiden Varianten der Bestandsunterlagen beschrieben, um Unterscheidungsmerkmale für die zerstörungsfreie Untersuchung festzulegen.

Der Querträger hatte einen Querschnitt von 2,4 m x ca. 1,0 m (Breite x Höhe) und eine Länge von ca. 28 m. Der Querträger war von außen nicht zu erkennen. Die Lage der Schwerachse konnte anhand der Stützen ermittelt werden.

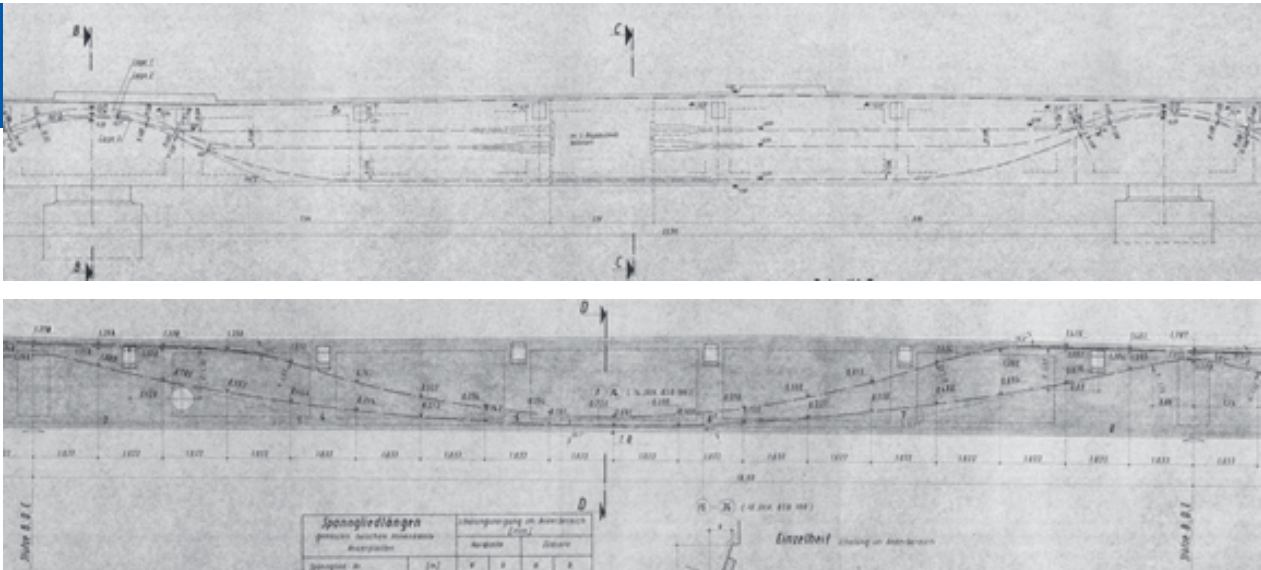


Abbildung 4.1a: Varianten 1 (oben) und 2 (unten) der Bewehrungspläne

Die Bestandsunterlagen der Variante 1 zeigen im Querträger D insgesamt 23 Spannglieder verteilt auf drei Lagen. Auf der Brückenunterseite verliefen acht nebeneinander liegende Spannglieder entlang der langen Achse des Querträgers D. Die obere und mittlere Spanngliedlage war in der Mitte des Querträgers unterbrochen.

Die Bestandsunterlagen der Variante 2 zeigen zwei Lagen Spannglieder mit insgesamt 24 Spanngliedern, die alle ununterbrochen entlang der gesamten Länge des Querträgers verliefen. Auf der Brückenunterseite der Variante 2 verliefen insgesamt 14 nebeneinander liegende Spannglieder entlang der langen Achse des Querträgers D.

Zwei wesentliche Unterscheidungsmerkmale der beiden Varianten sind die Anzahl der unteren Spannglieder (Variante 1: 8 Spannglieder; Variante 2: 14 Spannglieder) und der Verlauf dieser Spanngliedlagen von der Mitte der Längsachse des Brückenträgers hin zu den Stützen. In der Variante 1 verläuft die untere Spanngliedlage in einem längeren Bereich horizontal und steigt erst kurz vor

der Stütze steil an. Dagegen steigt die untere Spanngliedlage der Variante 2 von der Mitte des Querträgers kontinuierlich bis zur Oberseite im Bereich der Stützen an.

Es wurde festgelegt die Untersuchung auf der Brückenunterseite durchzuführen. Bis auf den Bereich der zwei Stützen war die Unterseite des Querträgers vollständig zugänglich und in beiden Varianten verlaufen die Spannglieder in einem langen Bereich, in dem die Spannglieder mit dem Radarverfahren geortet werden können.

Die Messflächengröße betrug 6 m x 3,2 m. Die lange Achse der Messfläche stimmte mit der langen Achse des Querträgers überein. Und die Messfläche begann an der Brückenlängsachse und erstreckte sich auf 6 m in Richtung der nördlichen Stütze des Querträgers D. Die Breite der Messfläche von 3,2 m war ausreichend, um die vollständige Breite des Querträgers (2,4 m) und Teile des Hohlkastens zu erfassen.

4.1.3 Messdaten und wesentliche Ergebnisse

Die Radarmessung wurde mit Hilfe eines Hubsteigers auf der Unterseite der Brücke durchgeführt. Für die Radarmessung wurde eine Antenne mit einer Signalmittelfrequenz von ca. 2 GHz verwendet. Die Antenne wurde per Hand entlang von Linien, die parallel zur langen oder kurzen Seite der Messfläche lagen, geführt. Die Linien hatten jeweils einen Abstand von 10 cm zueinander. Insgesamt wurde die Messfläche in einem regelmäßigen Gitter bestehend aus 33 langen Linien (6 m) und 61 kurzen Linien (3,2 m) mit der Antenne abgefahren.

Die aufgenommenen Radardaten wurden am Computer bearbeitet, so dass anschließend ein dreidimensionaler Datensatz für die Lagebestimmung der Bewehrung vorlag. Ein wesentlicher Verarbeitungsschritt der Radardaten ist die Rückrechnung der aufgenommenen Reflexionen auf die jeweiligen

Reflexionszentren der Bewehrung. Dieser Bearbeitungsschritt wird als Rekonstruktion bezeichnet. Dabei ist zu beachten, dass z. B. Bewehrung im Querschnitt als rundes Reflexionszentrum dargestellt wird, dass aber der Durchmesser dieses Reflexionszentrums nicht mit dem tatsächlichen Bewehrungsdurchmesser übereinstimmt. Physikalisch ist eine geometrische Abbildung des Bewehrungsquerschnittes nicht möglich, da die mittlere Wellenlänge des Radars um ein Vielfaches größer ist als der Bewehrungsdurchmesser. Details, wie der Bewehrungsdurchmesser, lassen sich deshalb mit dem Radarverfahren nicht bestimmen. Die Lage und der Verlauf von Bewehrung lassen sich aber sehr gut anhand von Schnitten durch den dreidimensionalen Datensatz bestimmen.

Der dreidimensionale Datensatz wurde in verschiedenen Schnitten für die Auswertung herangezogen. Z. B. kann eine Reihenfolge von Schnitten betrachtet werden, die parallel zur Messfläche liegen, den sog. Tiefenschnitt-



Abbildung 4.1b: Durchführung der Radarmessung von einem Hubsteiger

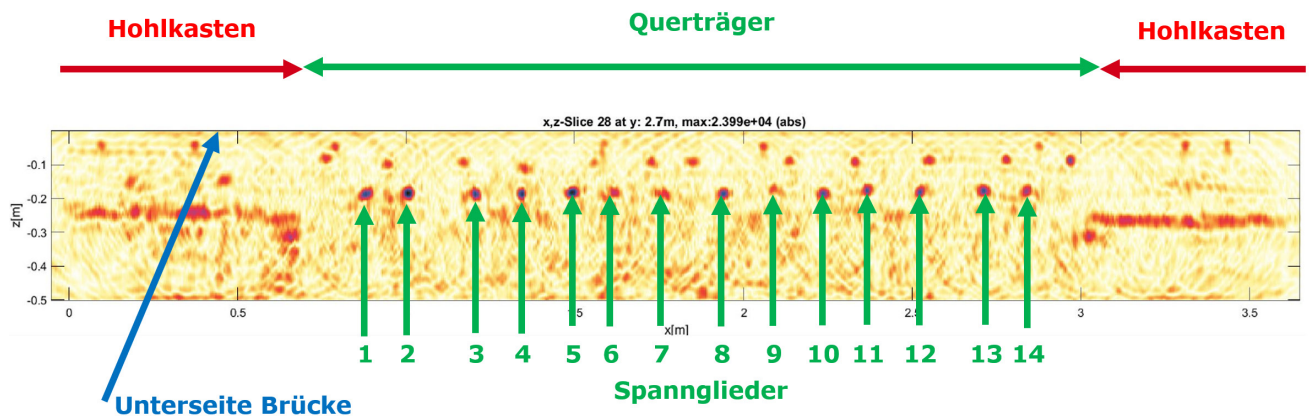


Abbildung 4.1c: Querschnittsbild durch den Querträger D und die angrenzenden Hohlkästen. Das Bild wurde aus den Radardaten rekonstruiert.

ten. Es kann aber auch eine Reihenfolge von Schnitten betrachtet werden, die quer zur langen Achse des Querträgers liegen. Mit diesen Schnittfolgen kann der Verlauf der Spannlieder sehr gut ermittelt werden. Ein einzelner Schnitt dieser Reihenfolge ist in Abbildung 4.1c dargestellt.

Der Schnitt verläuft parallel zur Brückenlängsachse und ist 2,7 m von dieser Achse entfernt. In diesem mit dem Radarverfahren rekonstruierten Querschnittsbild des Querträgers D sind 14 Spannlieder mit grünen Pfeilen gekennzeichnet. Die Spannlieder wurden anhand ihres aufsteigenden Verlaufes aus der Reihenfolge der Schnitte bestimmt. Die Betondeckung der Spannlieder beträgt hier etwa 20 cm. Weitere Bewehrungsstäbe mit einer geringeren Betondeckung sind zusätzlich zu sehen. Neben der Bewehrung sind auch die Reflexionen von der Innenseite des Hohlkastens zu sehen. Die Wandstärke der Hohlkastenunterseite beträgt etwa 25 cm.

4.1.4 Zwischenfazit

Die zerstörungsfreie Ortung der Spannlieder an der Brücke Altstädter Bahnhof hat ergeben, dass die alleinige Anwendung des Radarverfahrens ausreichend war, um sicher

zu bestimmen, welche Bestandunterlagen die zutreffende Umsetzung beinhalteten. Voraussetzung für die sichere Bestätigung der Bestandunterlagen mit Hilfe der zerstörungsfreien Prüfung war die Entwicklung eines stufenweisen und geplanten Vorgehens.

Die einzelnen Schritte des Vorgehens bei der Bestätigung der Bestandsunterlagen mit Hilfe der zerstörungsfreien Prüfung waren:

- Festlegung der möglichen Messstellen: Die zerstörungsfreien Ortungsverfahren können nur sinnvoll angewendet werden, wenn die Spannlieder in einem Bereich liegen, in dem die üblichen Detektionstiefen von Radar (< 0,5 m) und Ultraschall (< 1,5 m) noch nicht überschritten werden.
- Festlegung der Unterscheidungsmerkmale: Für die beiden Varianten der Bestandunterlagen wurde die Anzahl der Spannlieder der unteren Spannliedlage und der Verlauf der unteren Spannliedlage festgelegt. Der Verlauf der Spannliedlage als weiteres Unterscheidungsmerkmal ist sinnvoll, da Verwechslungen mit der einfachen Bewehrung vermieden werden können.
- Festlegung der Art der Messung: Es wurden flächige Messungen geplant, um die Auswertung mit einem dreidimensionalen

Datensatz durchführen zu können. Zusätzlich war auch geplant, die Spannglieder mit zwei unterschiedlichen Antennenpolarisationen zu überfahren, um eine bessere Unterscheidung der Spannglieder von der einfachen Bewehrung anhand ihrer Reflektivität in Abhängigkeit von der Antennenpolarisation und dem Bewehrungsquerschnitt zu ermöglichen. Diese Ergebnisse wurden hier nicht gezeigt, da anhand des Verlaufs der Spannglieder diese eindeutig geortet und von schlaffer Bewehrung unterschieden werden konnten.

- Feststellung der Ortungsverfahren: Anhand der eindeutigen Ergebnisse der Vor-Ort-Auswertung der Radarmessung war eine Anwendung des aufwendigeren Ultraschallverfahren nicht notwendig

Die Durchführung der notwendigen Untersuchungen mit dem Radarverfahren konnte innerhalb eines Tages durchgeführt werden. Schon vor Ort konnte anhand einer ersten Durchsicht der Messergebnisse die Variante 2 der Bestandsunterlagen bestätigt werden. Eine anschließende ausführliche Auswertung aller Radardaten bestätigte dieses Ergebnis.

Die Anwendung von zerstörungsfreien Prüfmethoden, wie das Radar- und Ultraschallverfahren, kann deshalb helfen, Fehlentscheidungen aufgrund von falschen Bestandsunterlagen frühzeitig zu vermeiden.

4.2 Bohrkernuntersuchungen/ Beton (HTW)

Thomas Bösche, Konrad Grahl und Georg Fiedler, HTW Dresden

4.2.1 Messprinzip und Grundlagen

Bei der Mühlendammbücke in Berlin zeigte sich, dass Rissbildungen im Bereich des Spannkastens möglich sind, ohne dass sich diese an der Querschnittsoberfläche zeigen. Um eine Aussage über mögliche Rissverläufe in der Tiefe treffen zu können, wurden im Vorfeld zu den Sägeschnitten Kernbohrungen durchgeführt und die entnommenen Bohrkern visuell begutachtet. Nach Ausführung der Sägeschnitte wurde die Beprobung in den vorgegebenen Prüfbereichen M1 bis M5 und M6 bis M10 unmittelbar neben den bereits erstellten Bohrlöchern eine weitere Bohrung vorgenommen, um neu entstandene Risse lokalisieren zu können, siehe Messstellenpläne Kap. 7.4.

An den entnommenen Bohrkernen wurden zusätzlich Chloridprofile erstellt, um zu klären, ob eine chloridinduzierte Bewehrungskorrosion vorliegen kann. Außerdem wurde in einigen Bohrlöchern der Spannkasten geöffnet und Proben des Verpressmörtels entnommen. An diesem wurde ebenfalls der Chloridgehalt ermittelt und mit Hilfe des Darrversuches der Feuchtegehalt bestimmt.

4.2.2 Messstellen und Ziel der Untersuchung

Ziel der Untersuchungen war:

1. Den Verlauf von vorhandenen Rissen – von der Oberfläche zum Spannkasten oder vom Spannkasten zur Oberfläche – sichtbar zu machen, bzw. nach Rissen zu suchen, welche sich (noch) nicht auf der Oberfläche abzeichnen.

2. Die Erstellung von Chloridprofilen zur Klärung, ob eine chloridinduzierte Bewehrungskorrosion als Schadensursache in Frage kommt.

Zunächst wurde die Lage der Spannkästen mit Hilfe eines handelsüblichen Bewehrungssuchgerätes (hier: HILTI PS 300 Ferroskan) lokalisiert. Im Anschluss daran wurden die Kernbohrungen im Nassschnittverfahren bis auf die Ecken des Blechkastens durchgeführt, da bisher meist eine Rissbildung von den Ecken des Spannkastens aus beobachtet wurde. Die ersten drei Bohrungen erfolgten mit einem Durchmesser von 150 mm. Da hierbei ein erheblicher Anteil an schlaffer Bewehrung angetroffen wurde, wurden die anschließenden Kernbohrungen mit einem Durchmesser von 100 mm durchgeführt.

Im Anschluss an die visuelle Begutachtung des Bohrmaterials wurde an sieben Bohrkernen ein Chloridprofil erstellt. Dafür wurden die Kerne zunächst längs gespalten und je eine Bohrkernhälfte im Trockenschnittverfahren in 20 mm starke Scheiben geteilt. Diese wurden anschließend gebrochen und in einer Scheibenschwingmühle pulverfein aufgemahlen. Die nasschemischen Analysen erfolgten nach DIN EN 14629 Verfahren B (potentiometrische Titration), siehe [DIN EN 14629]. Ebenso wurden die entnommenen Proben des Verpressmörtels im Anschluss an eine Trocknung aufgemahlen und hinsichtlich ihres Chloridgehaltes untersucht.

Zur Bewertung der am Bohrmehl ermittelten Chloridgehalte wurden diese auf den Zementgehalt des Betons/ Verpressmörtel bezogen. Dafür sind Kenntnisse über die Rohdichte des Betons/ Verpressmörtels und des Zementgehalts notwendig. Für die Betrachtungen am Beton wurden die Anhaltswerte gemäß [DIN EN 14629] (Betonrohichte = 2400 kg/m^3 , Zementgehalt = 350 kg/m^3) verwendet; damit ergeben sich, auf den Zement-

entgehalt bezogen, ca. sieben-fach höhere Chloridgehalte als im Bohrmehl. Für den Verpressmörtel wurde von einer Rohdichte von 1800 kg/m^3 und einem Zementgehalt von 1200 kg/m^3 ausgegangen, sodass sich 1,5-fach höhere Chloridgehalte als im Bohrmehl ergeben.

4.2.3 Messdaten und wesentliche Ergebnisse

Vor der Durchführung der Sägeschnitte konnte lediglich im Prüfbereich M 10 eine Rissbildung festgestellt werden. Nach den durchgeführten Sägeschnitten wurde in den Prüfbereichen M1 bis M10 eine deutliche Rissbildung beobachtet. Ausgenommen hiervon sind die Prüfbereiche M5 und M9. Dabei konnten sowohl Risse, welche von der Oberfläche ins Innere verlaufen, als auch Risse, welche am Spannkasten entstanden waren, ausgemacht werden. Die Richtung des Rissverlaufs unterschied sich dabei offensichtlich je nach Entstehungsort der Risse. So verlaufen die Risse, welche an der Bauteiloberfläche entstanden, senkrecht zur Bohrkernachse; die Risse, die am Spannkasten entstanden, hingegen schräg zur Bohrkernachse. Angemerkt werden muss, dass die vom Kasten ausgehenden Risse teilweise nur im Bohrloch ausgemacht werden konnten (Abbildung 4.2a und Abbildung 4.2b).

Die Chloridanalysen, welche an den Bohrkernen und den entnommenen Verpressmörtelproben durchgeführt wurden, ergaben lediglich Chloridgehalte von bis zu 0,04 M.-% bezogen auf den Zementgehalt, sodass eine chloridinduzierte Korrosion der Spanndrähthe als unwahrscheinlich angesehen werden kann. Im Rahmen der durchgeführten Darrversuche an den Verpressmörtelproben wurden maximale Wassergehalte von bis zu 20 M.-% ermittelt.

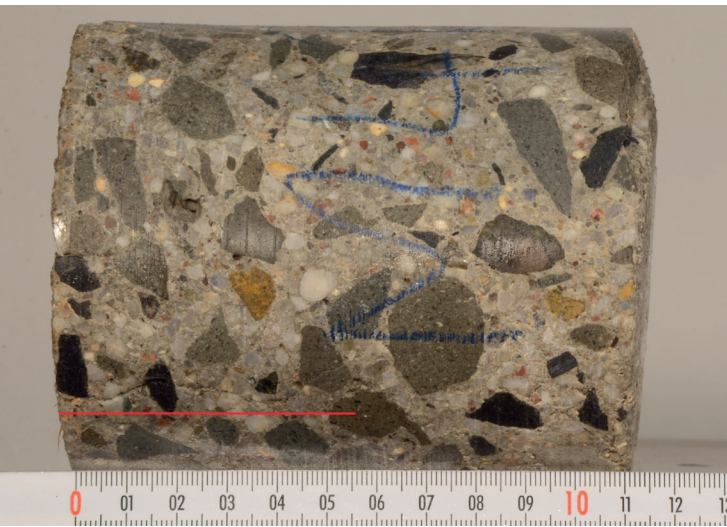


Abbildung 4.2a: Bohrkern mit Rissverlauf Bauteiloberfläche → Spannkasten (Bohrstelle M4)



Abbildung 4.2b: von Spannkasten an schräg verlaufender Riss in Bohrstelle M3

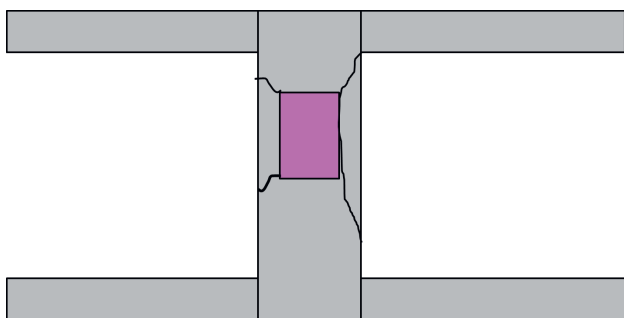


Abbildung 4.2c: Schematischer Rissverlauf an den Spannkästen

4.2.4 Zwischenfazit

Die Bestimmung des Chlorid- und Feuchtegehaltes stellen etablierte Messmethoden dar. Die festgestellten Chloridmengen können als unbedenklich eingestuft werden. Gleiches gilt für den festgestellten Feuchtegehalt des Verpressmörtels. Als eine entscheidende Schadensursache können diese daher für den vorliegenden Fall ausgeschlossen werden.

Die Kernbohrungen an den Ecken der Spannlieder wurden aufgrund der Beobachtungen der Mühlendammbücke durchgeführt. Im Konkreten wurden an ausgewählten Stellen (hier Spannliederkastenunterseite) Kernbohrungen gesetzt, um mögliche Rissbildungen, die sich noch nicht an den Bauteiloberflächen zeigen, zu detektieren. Die Untersuchung ermöglicht jedoch nur eine stichprobenartige Untersuchung und ist somit nur bedingt repräsentativ. Für eine flächendeckende Untersuchung eines Tragwerks ist die Methode daher nicht geeignet und sollte auf kritische oder auffällige Bereiche zur Validierung bzw. Ergänzung zu zerstörungsfreien Messmethoden erfolgen.

4.3 Rückdehnungsmessungen an den Spanndrähten (HTW)

Thomas Bösche, André Kilian und Georg Fiedler, HTW Dresden

4.3.1 Messprinzip und Grundlagen

Die Rückdehnungsmessungen am Spannstahl haben zum Ziel, die tatsächlich verbliebene Vorspannung zum Zeitpunkt der Untersuchung in den Spanndrähten zu ermitteln. Hierzu wird ein Dehnmessstreifen am zuvor vorsichtig freigelegten Spannelement appliziert. Der vorgespannte und somit vorgedehnte Spanndraht wird anschließend vorsichtig durchtrennt. Durch die Trennung und die freiwerdende Zugkraft verkürzt sich das Spannelement. Die resultierende Rückdehnung entspricht der vorherigen Restdehnung aus Vorspannung, sodass in Verbindung mit dem Elastizitätsmodul die Vorspannung zum Zeitpunkt der Durchtrennung abgeschätzt werden kann. Für den vorliegenden Hennigsdorfer Spannstahl St 140/ 160 wird hierbei ein Elastizitätsmodul von 205.000 N/mm^2 empfohlen, der auf einem Mittelwert basiert, siehe auch [HA SpRK 2011] bzw. [Steinbock 2021].

Die Dehnmessstreifen wurden unter Verwendung eines Epoxidklebers auf die Oberfläche des Zugelementes appliziert. Während des Versuches wurden die Stahldehnungen kontinuierlich gemessen. Der Querschnitt wurde anschließend so weit durchtrennt, bis die vorhandene Zugkraft zum Bruch des Restquerschnittes führte. Das Reißen des Zugelementes äußert sich durch einen Rückstoß, der sich auch in der aufgenommenen Dehnungsverteilung widerspiegelt. Die im Spannelement vorhandene Dehnung entspricht dagegen der bleibenden Rückdehnung zu Versuchsende.

4.3.2 Messstellen und Ziel der Untersuchung

Ziel der Untersuchung ist die tatsächliche Vorspannung in den Spannelementen zu ermitteln. Infolge von Spannkraftverlusten beim Vorspannvorgang (Umlenkung, Reibung, Schlupf) und zeitabhängigen Veränderungen während der Nutzungsdauer des Bauwerks (Kriechen und Schwinden, Relaxation) kommt es zu einem Abfall der Spannkraft. Mit Hilfe von Rückdehnungsmessungen am Spannstahl können einerseits rechnerische Annahmen validiert und andererseits mögliche Abweichungen festgestellt werden.

Im Konkreten wurden zwei Messstellen an den Stegen 2 und 6 ausgewählt, die vereinfacht als Messstelle Nord (N1) und Süd (S1) bezeichnet werden, siehe Messstellenplan, Kap. 7.4. Aufgrund der guten Zugänglichkeit erfolgte die Freilegung der Spanndrähte an den Messfenstern, die bei der Herstellung des Bauwerks als Sichtfenster zur Kontrolle der Dehnwege und Verpressqualität dienten. Vor Versuchsbeginn wurden diese freigelegt, geöffnet und der Verpressmörtel bis zu den Spanngliedern entfernt. In Abbildung 4.3a ist die Messstelle Nord dargestellt. Das Bild zeigt die freigelegten Spanndrähte nachdem die Sichtfenster abgenommen wurden und der Verpressmörtel partiell entfernt wurde. Die Messstellen lagen in Längsrichtung nahe des Momentennullpunktes, sodass hier keine Zusatzdehnungen infolge einer Biegebeanspruchung zu erwarten waren.

Die Spannstahldrähte wurden lagenweise von unten nach oben nummeriert. Die unterste Lage wurde zur Überprüfung der Durchführbarkeit des Versuches vorzeitig getrennt, sodass hier keine Rückdehnungsmessung erfolgte.



Abbildung 4.3a: Messstelle Rückdehnungsmessung Nord mit freigelegten Spanndrähten

4.3.3 Messdaten und wesentliche Ergebnisse

a) Messstelle Nord

Es wurde der Verlauf der Dehnungen über den Zeitraum der Messung aufgenommen. Ein typischer Verlauf der Dehnungen je durchtrenntem Spannstahl ergibt sich typischerweise wie in Abbildung 4.3b dargestellt. Die Dehnungen am Einzeldraht wurden über die gesamte Messdauer aufgezeichnet. Unmittelbar nach dem Bruch (hier bei ≈ 21 s) zeigt sich zunächst der bereits angesprochene Rückstoß ehe die verbleibende Stauchung den Grad der Vordehnung vor dem Versuch anzeigt (horizontaler Verlauf).

Auf Grundlage der gemessenen Dehnungen können in Verbindung mit einem Elastizitätsmodul von 205.000 N/mm^2 die Vorspannung gemäß Tabelle 4.3a abgeleitet werden.

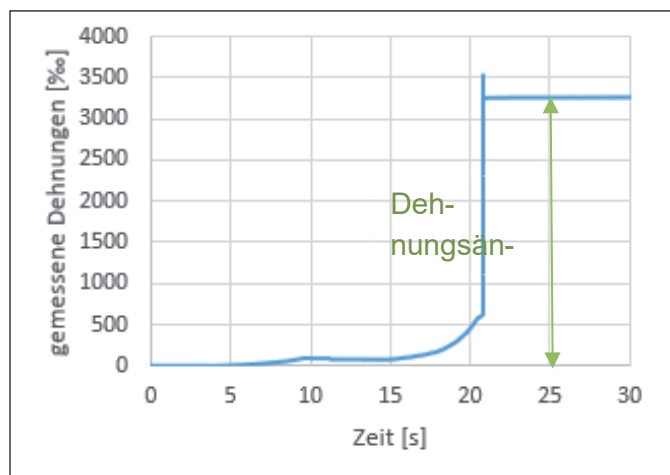


Abbildung 4.3b: Dehnungs-Zeit-Diagramm während des Versuches für Spanndraht der Lage Nummer 3

	ermittelte Rückdehnung		vorhandene Vorspannung [N/mm ²]	Bemerkung
	µm/m	[‰]		
7	3435	3,435	704,18	
6	2757	2,757	(620,00)	zwei gemessene Dehnungsniveaus (Abslösung DMS)
5	3263	3,263	668,92	
4	3310	3,310	678,55	
3	3484	3,484	714,22	
2			0	Probetrennung ohne Messung keine Vorspannung vorhanden
1			ja	Probetrennung ohne Messung Draht mit Vorspannung

Tabelle 4.3a: Aufstellung der Spanndrähte mit ihren Dehnungen sowie berechneten Vorspannungen, Messstelle Nord

	ermittelte Rückdehnung		vorhandene Vorspannung [N/mm ²]	Bemerkung
	µm/m	[‰]		
6	3479	3,479	713,2	
5	3944	3,944	808,5	
4	3383	3,383	693,5	
3	3058	3,058	626,9	
2	3446	3,446	706,4	
1			ja	Während Freilegung gerissen – mit Vorspannung

Tabelle 4.3b: Aufstellung der Spanndrähte mit ihren Dehnungen sowie berechneten Vorspannungen, Messstelle Süd

Gemäß Tabelle 4.3a konnten Spannungen im Bereich zwischen 620 N/mm² und 714 N/mm² ermittelt werden. Ohne Berücksichtigung des bereits entspannten Drahtes 2 liegt hier der Mittelwert bei 688 N/mm².

b) Messstelle Süd

An Messstelle Süd konnten vergleichbare Verläufe der Dehnungsverteilungen während der Spannstahldurchtrennung beobachtet werden.

Im Vergleich zur Messstelle Nord zeigten sich bei Messstelle Süd größere Schwankungen bei der abgeleiteten Vorspannung. Als untere Grenze wurden hier ≈ 625 N/mm² gemessen bzw. im Maximalwert bis zu ≈ 810 N/mm². Der Mittelwert liegt hier mit ≈ 710 N/mm² etwas über dem Mittelwert der Messstelle Nord.

4.3.4 Zwischenfazit

Die Auswertung erfolgte im Nachgang an die Messung mit Hilfe der Datenanalysesoftware FlexPro 2017 der Weisang GmbH. An allen Zugelementen, an denen ein DMS

appliziert wurde, konnte eine Vorspannung festgestellt werden. Aufgrund der erneuten Rückverankerung der Drähte beim nachträglichen Verbund ist der Schaden infolge der zerstörenden Prüfung nur lokal wirksam und insgesamt als gering einzustufen. Die festgestellten bzw. abgeleiteten Spannungen lagen innerhalb des zu erwartenden Bereiches. Ausgehend von einer planmäßigen Vorspannung von $\approx 880 \text{ N/mm}^2$ ergaben sich Verluste in einer Höhe von $\approx 20\text{-}22 \%$.

Die Messungen bzw. Dehnungen wurden (mit einer Ausnahme) zuverlässig aufgenommen. Die abgeleiteten Vorspannungen sind jedoch vorbehaltlich des angenommenen Elastizitätsmoduls, möglicher geometrischer Imperfektionen (Querschnittsabmessungen, Geradheit des Spanngliedes etc.) bzw. sonstiger Effekte (lokale Ablösungen des Klebers, Temperatureinfluss bei Trennvorgang) zu bewerten.

Bei den vorliegenden sehr großen Spanngliedern und der vorliegenden Bauwerkslänge sind die festgestellten Spannungsdifferenzen von bis zu 190 N/mm^2 zwischen den einzelnen Drähten durchaus als möglich zu bewerten.

Aufgrund der punktuellen Messung ist ein Rückschluss auf den globalen Bauwerkszustand bzw. das globale Schadensausmaß jedoch nicht möglich.

Festgehalten werden kann jedoch, dass die Rückdehnungsmessungen sehr gut zur Validierung bzw. Absicherung von rechnerischen Annahmen herangezogen werden können. Zudem können die geringfügigen Schädigungen bei der Durchtrennung auch bei nicht für den Abbruch vorgesehenen Bauwerken toleriert werden.

Ein kontinuierliches Monitoring mit dieser Methode ist nicht möglich.

4.4 Materialtechnische Untersuchungen an den Spanndrähten (BAM)

Gino Ebell, BAM

4.4.1 Grundlagen und Messprinzip

Der wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion an hochfesten Stählen, wie etwa Spannstählen, liegt ein Schädigungsmechanismus zugrunde, der einer Korrosionsreaktion nachgelagert ist. Für den Schädigungsmechanismus ist das Vorhandensein von atomarem Wasserstoff zwingend erforderlich. Dieser kann durch die kathodische Teilreaktion (Formel 1/ 2) einer Korrosionsreaktion gebildet werden (Abbildung 4.4a).

Ist das Gefüge des Spannstahls irreversibel durch das Einwirken des absorbierten Wasserstoffs beeinflusst, so kann es bei ausreichend hoher Spannung zu Rissen im Gefüge kommen. Anrisse, die sich in der Erstellungsphase des Bauwerkes während aktiver Korrosionsreaktionen gebildet haben, können ohne weitere Korrosionsreaktionen im regulären Betriebszustand ein Risswachstum zur Folge haben. In diesem Fall kann es zu einem zeitlich deutlich nachgelagertem Spanndrahtbruch kommen.

Um festzustellen, ob ein hochempfindlicher Spannstahl vorliegt, erfolgen im Vorfeld allgemein die Magnetpulverprüfungen zur Untersuchung der Spannstähle auf Anrisse, sowie die Funkenemissionspektrometrie (FES) zur Ermittlung der Legierungszusammensetzung. Im Nachgang werden Zugversuche an anrissfreien Spannstählen und metallographische Untersuchungen zur Verifikation der Gefügestruktur durchgeführt. Die hochempfindlichen Spannstähle sind herstellungsabhängig alle Ölschussvergütet. Ein metallographisch nachgewiesenes Vergütungsgefüge validiert die Einstufung eines entnommenen Spannstahls, zusammen mit

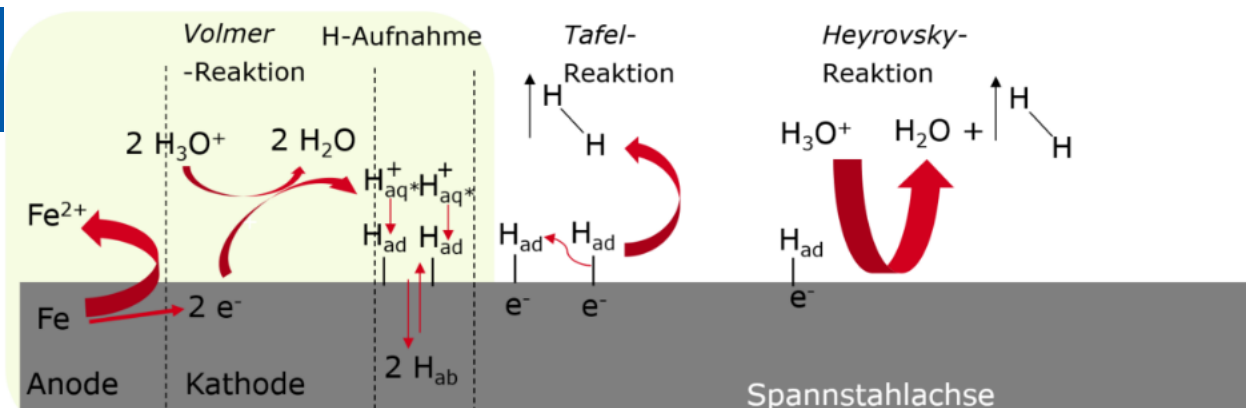


Tabelle 4.4a: Schematische Darstellung der anodischen und kathodischen Teilreaktion des Korrosionsprozesse bei pH-Wert < 5 und der Wasserstoff Adsorption-Absorption

einer dem alten Typ entsprechenden Legierungszusammensetzung und einer Bruchfestigkeit größer 1500 N/mm², als hochempfindlichen Spannstahl. Anrisse müssen für die Einstufung als hochempfindlicher Spannstahl nicht vorhanden sein.

4.4.2 Messdaten und wesentliche Ergebnisse

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse aus den Ortsbesichtigungen sowie aus den Untersuchungen an den entnommenen Spannstählen dargestellt.

Feststellung aus den Ortsbesichtigungen

Nach der Sprengung des Brückenbauwerks wurde eine Begutachtung durchgeführt. Zugänglich für die Begutachtung freiliegender Spannstähle war der Auflagerbereich C zur B 102 hin (Feld 2.2). An den freiliegenden Spannkämen konnten die Bruchflächen der Spannstähle begutachtet werden. Mit Ausnahme weniger Spannstähle ist der Großteil der Spannstähle spröde gebrochen.

Die Sprödbuchstellen weisen ausnahmslos linsenförmige Verfärbungen auf und basieren auf wasserstoffinduzierter Spannungsriss-

korrosion. Die Verfärbung ist auf den Zutritt von H₂O in Form von Wasserdampf zurückzuführen. Bereits vor der Sprengung muss eine Vielzahl der Spanndrähte des Spann glieds im Träger 3, Feld 2.2 am Anschluss an den Querträger 3, gerissen sein. Einen Hinweis darauf liefert das in Abbildung 4.4b gezeigte Bruchbild mit bereits korrodierten Restbruchflächen.

Während des Rückbaus der Brücke konnte weiterhin beobachtet werden, dass es auf der Seite rechts des Auflagers Achse C, beim Eindrehen der Spanndrahtbündel in die zur Entsorgung bereitgestellten Container zu Brüchen kam. Spannstähle, die aus diesem Bereich entnommen wurden, wiesen über die gesamte Oberfläche verteilt wasserstoffinduzierte Spannungsrisse auf. Exemplarisch ist ein Spannstahl mit typischen Anrissen in Abbildung 4.4c mit und ohne UV-Licht Bestrahlung, nach der Magnetpulverprüfung, abgebildet.

Die Spannstahlentnahme links des Auflagers in Achse E, aus den Feldern 5.1 und 5.2, zeigten einen gänzlich anderen Korrosionszustand der Spannstähle. Das Eindrehen der Spann glieder zur Entsorgung erfolgte wie rechts der Achse C, hier jedoch größten-



Abbildung 4.4b: Infolge wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion gerissenes Spanndrahtbündel in Träger 3 Feld 2.2 nahe Auflager C



Abbildung 4.4c: Spanndraht mit signifikanten Anrissen, oben: ohne UV- Licht, unten: mit UV-Licht



Abbildung 4.4d: Spanndrahtbündel mit Drahtbrüchen im Bereich der Abstandshalter.

teils ohne Brüche der Spannstäbe. In diesem Bereich konnten an den entnommenen Spanndrähten signifikant weniger Anrisse detektiert werden. Eine Ausnahme bildet aber der Bereich der horizontal angeordneten Abstandshalter, hier wurden sowohl an

Achse E als auch an Achse C viele Anrisse lokalisiert. Die Kombination aus Biegung der Spannstäbe durch Eindrehen und Abstandshalter im Biegeradius führte zu Brüchen, siehe Abbildung 4.4d.

Ein Spannkasten mit deutlichem Korrosionsschaden konnte lokalisiert werden, der Verpresszustand zwischen Hüllrohr und Spannstählen war sehr gut, keine Korrosionserscheinungen an den angrenzenden Spannstählen feststellbar. Chloridinduzierte Korrosion kann bei einem Chloridgehalt des Verpressmörtels von 0,02 M.% ausgeschlossen werden.

Nach der Spannstahlentnahme wurde ein Spanndraht mit signifikanten Anrissen von Hand, über die schwächere Widerstandachse gebogen. Dabei ist dieser zeitgleich an drei Stellen gebrochen. Der im Nachgang ermittelte minimale Restquerschnitt des Spannstahls beträgt $19,72 \text{ mm}^2$ (etwa 56 %),

siehe Abbildung 4.4e. Anhand der Randparametern zu den vorgefundenen Anrissen ist die Initiierung der Anrisse auf einen Zeitpunkt vor dem Verpressen des Spannkannals zurückzuführen. Diese hellen Restbruchflächen sind beispielhaft für den zu erwartenden Resttragquerschnitt (grüne Flächenangaben) der Spanndrähte in diesem Brückenbauwerk.

Charakterisierung der entnommenen Spannstähle

Die Zuordnung der entnommenen Spandrähte erfolgte gemäß den Maßangaben der [TGL 101-036/02: 1966)]. Danach wurden 131 Stück als St 140/ 160 oval 35 mm^2 und zwei Stück als Oval 30 mm^2 identifiziert.

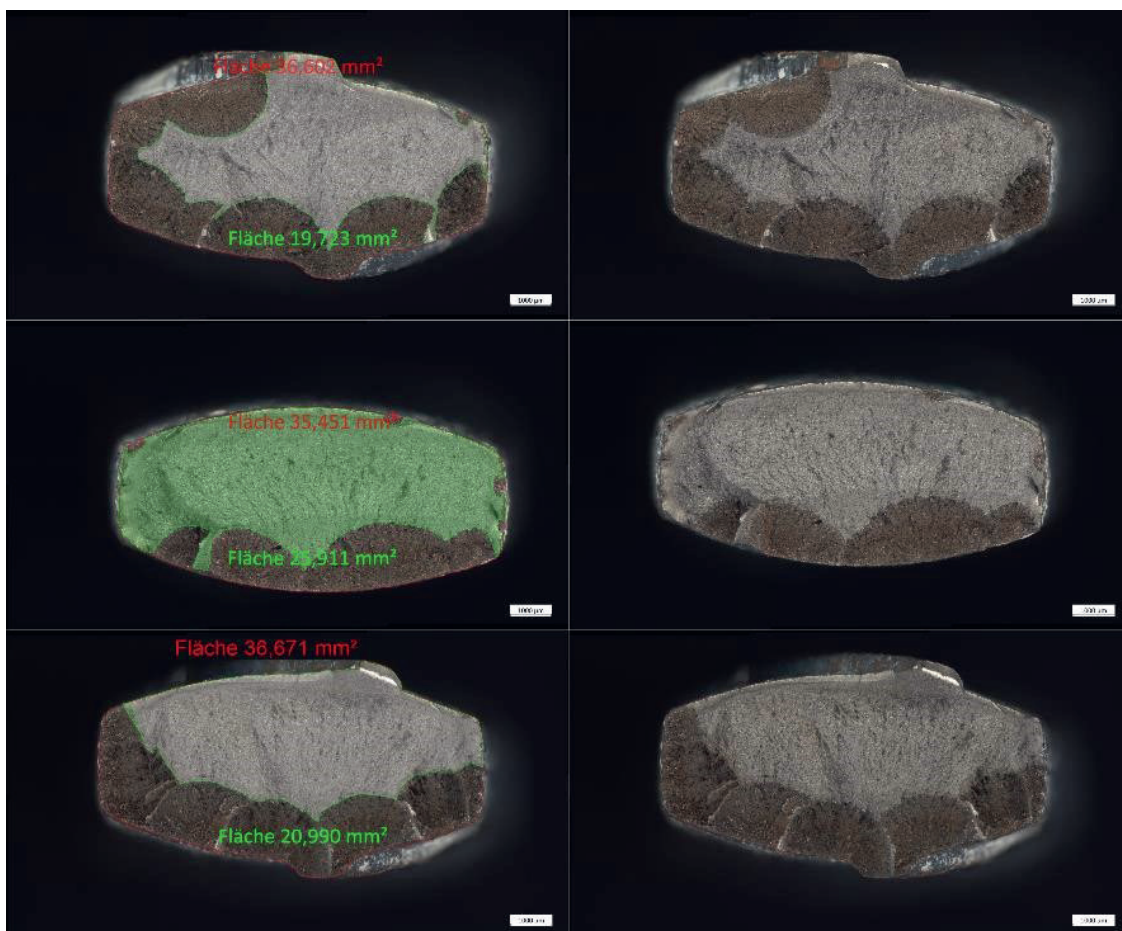


Abbildung 4.4e: Darstellung von Bruchflächen (Gesamtfläche rote Zahlenangabe) mit multiplen Anrissen und daraus resultierenden reduzierten Resttragquerschnitten (grüne Zahlenangabe)

Die FES-Analysen haben ergeben, dass die chemische Zusammensetzung den Vorgaben aus [TGL 101-36/01: 1966] entspricht. An einigen Proben wurde eine Unterschreitung des Kohlenstoffgehaltes und des Siliziumgehaltes festgestellt.

In den metallographischen Untersuchungen konnte ein Vergütungsgefüge festgestellt werden. In Abbildung 4.4f sind unter a) und b) sind Längsschliffe eines entnommenen Spannstahls mit typischem Vergütungsgefüge und Spannungsrissen sowie einer geringfügigen Randentkohlung dargestellt. An der ungeätzten Probe in Abbildung 4.4f c) zeichnen sich feine Anrisse und Korrosionsprodukte in hellgrau an der Oberseite der Probe ab.

Von den 133 entnommenen Spanndrähten konnten mittels Magnetpulverprüfung 21 Spanndrähte einer Länge von bis zu 1,90 m als anrissfrei bewertet werden, der Rest weist partiell oder flächendeckend Anrisse auf. In Summe konnten daraus 131 anrissfreie Probenabschnitte mit einer Länge von 50 cm herausgearbeitet werden, die eine Bestimmung der mechanischen Kennwerte im ungerissenen Zustand sowie weitergehende Untersuchungen zum Schädigungsmechanismus ermöglichen.

Aus den Zugversuchen an den ungeschädigten 50 cm Spanndrahtabschnitten konnte im

Mittel ein $R_{p0,2}$ von 1393 N/mm^2 und ein R_m von 1524 N/mm^2 ermittelt werden, die Brüche erfolgten alle duktil. Einer der vier geprüften Spanndrähte war durch einen Spannungsriss geschädigt, ähnlich Abbildung 4.4g. Das R_m dieser Probe lag über dem Mittelwert, allerdings erfolgte der Bruch nur mit einer geringfügigen Einschnürdehnung und ähnelt im Bruchbild eher einem Spröbruch. Die Sollwerte gemäß TGL betragen für $R_{p0,2}$ 1373 N/mm^2 und für R_m 1570 N/mm^2 , letzterer darf um 29 N/mm^2 unterschritten werden. Die durch den Rippenanteil erhöhte Masse des eigentlichen lastabtragenden Querschnittes wird bei der Bestimmung der Querschnittsfläche nicht berücksichtigt, ebenso die am Rippenansatz gegebene Querschnittminderung des Spanndrahtes. Unter Berücksichtigung dieser Faktoren ist die Abweichung zwischen Soll- und Ist-Wert als nicht signifikant einzustufen.

Anhand der vorliegenden Ergebnisse ist der entnommene Spannstahl als hochempfindlicher gegenüber Wasserstoff induzierter Spannungsrisskorrosion einzustufen, da:

- die Legierungszusammensetzung den Vorgaben der TGL entspricht
- die metallographischen Untersuchungen ein Vergütungsgefüge bestätigen
- die Zugfestigkeit größer 1500 N/mm^2 ist



Abbildung 4.4f: Metallografische Längsschliffe a und b geätzt mit Vergütungsgefüge und Anriss, c ungeätzt

Ergebnisse der Dauerschwingversuche

Die Dauerschwingversuche an drei Spanndrähten wurden, bezogen auf den jeweiligen Ausgangsquerschnitt, mit einer Mittelspannung von 744,74 N/mm² und einer Ober-spannung in Höhe von 824,74 N/mm² durchgeführt, die Längsspannungsschwingbreite beträgt somit 160 N/mm² und die Prüffrequenz 15 Hz. Drei Spanndrahtproben wurden nach 5 Mio. Lastwechseln als Durchläufer gewertet. Zwei weitere zuvor als anrissfrei eingestufte Spanndrähte versagten vorzeitig nach 791.099 bzw. 878.287 Lastwechseln.

Die Bruchbilder und die Angabe der Gesamtquerschnitte sowie der Anrissflächen und -linsen sind in Abbildung 4.4g dargestellt. Die Fläche des Restgewaltbruches beträgt für a) 19,02 mm² und für b) 19,93 mm². Metallographische Untersuchungen haben Anrisslinsen mit einer Fläche von 0,137 mm² (a) und 0,161 mm² (b) ergeben. Aufgrund der halb-kreisähnlichen Geometrie wird die Anrisslänge an der Oberfläche mit ca. 0,42 mm (a) bzw. 0,64 mm (b) angegeben. Anrisse in dieser Größenordnung können an technischen Oberflächen mittels Magnetpulverprüfung nicht sicher identifiziert werden.

Aufgrund der Ergebnisse werden weitere Dauerschwingversuche durchgeführt und die Ergebnisse im Nachgang veröffentlicht.

4.4.3 Zwischenfazit

Die Initiierungsphase der wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosionserscheinungen an diesem Brückenbauwerk basieren maßgeblich auf dem Zutritt von Feuchtigkeit (Regenwasser oder Kondenswasser) während des Erstellungszeitraumes. Neu ist eine bauartbedingte Schadensinitiierung über den gesamten Spannkanalquerschnitt im verpressten Hüllrohrzustand. Die Lagesicherung der einzelnen Spanndrähte erfolgt in dieser Bauart durch Abstandhalterbleche (Abbildung 4.4h). In der freien Spann-länge soll der Abstand der Abstandhalter gemäß [TGL 173-33: 1967] zwischen 1000 mm und 1500 mm betragen. Im Bereich der Umlenstellen werden die Abstandhalter projektbezogen enger angeordnet. Der Abstand im Umlenkbereich ist in Abbildung 4.4i beispielhaft für dieses Brückenbauwerk dargestellt und liegt hier nach Messungen vor Ort zwischen 180 mm und 250 mm.

Entnommene Spannstähle aus diesem Bereich weisen eine erhöhte Anzahl an Anrissen in den Kontaktbereichen zum Abstandshalter auf. Abbildung 4.4j.1 und 4.4j.2 zeigen die ungereinigte Kontaktstelle und anschließende Magnetpulverprüfung mit deutlichen Anrissen. Abbildung 4.4j.3 und 4.4j.4 zeigen die gereinigte Kontaktstelle und die anschließenden Magnetpulverprüfung, die eine ver-

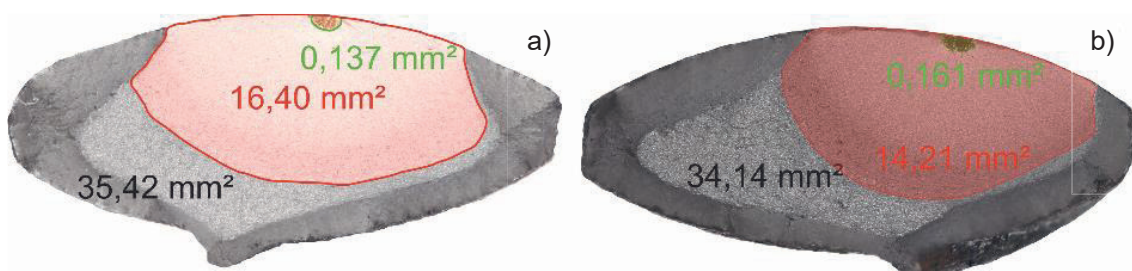


Abbildung 4.4g: Bruchflächen zweier Spanndrähte nach einem Dauerschwingversuch a) nach 791.099 Lastwechseln, b) nach 878.287 Lastwechseln, grün: vor der Prüfung vorhandene Anrisslinse mit Flächenangabe, rot: Rissausbreitung im Dauerschwingversuch mit Flächenangabe, hellgrau: Restbruchfläche, schwarze Ziffer: Gesamtbruchfläche

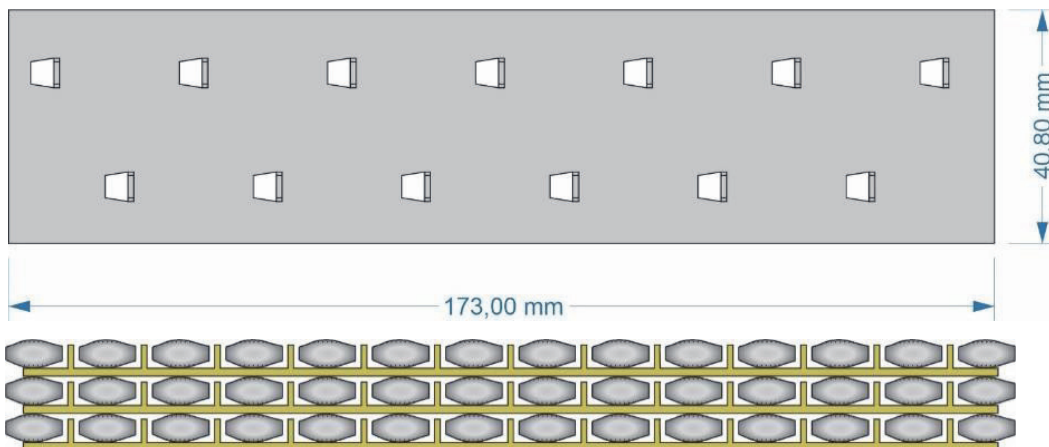


Abbildung 4.4h: oben: schematische Darstellung eines Abstandshalterbleches als Stanzteil mit einer Materialdicke von 1 mm, gemäß [TGL 173-33: 1967] zur Lagesicherung von 14 nebeneinanderliegenden Spannstählen und unten ein Schnitt durch drei Spannstahllagen mit Abstandshalterblechen

besserte Rissanzeige bzgl. Klarheit und Anzahl der Risse hervorbringt.

Die Untersuchungen der Spannstähle in den Umlenkbereichen oberhalb eines Auflagers haben ergeben, dass an den Kontaktstellen der Spannstähle mit den horizontalen Abstandshalterblechen Spaltkorrosionserscheinungen infolge ungenügender Verpressung auftreten. In diesen Bereichen kommt es durch Fortschreiten der Korrosionsreaktion und mangelndem 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 (siehe Dauerschwingversuche) zu einem Risswachstum mit anschließendem Bruch des Spanndrahtes kommt. Eine geänderte Verkehrsführung, die zu größeren dynamischen Belastungen führt, kann ein stabiles Risswachstum zur Folge haben.

Die bisherigen Annahmen zur Initiierung von Spannungsrisse infolge von Wasserstoffversprödung an Spannstählen im nachträglichen Verbund gehen von einer korrosiven Belas-



Abbildung 4.4i: Spanndrahtpaket im Auflager- bzw. Umlenkbereich mit Abstandshaltern horizontal und vertikal (Abstand nach TGL nicht geregelt)

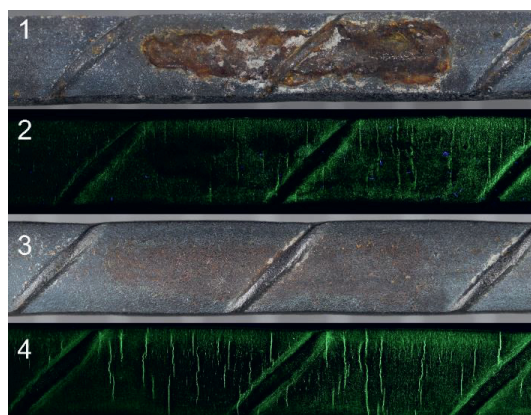


Abbildung 4.4j: 1: Kontaktstelle ungereinigt mit Korrosionserscheinungen, 2: Magnetpulverprüfung mit Rissanzeige, 3 und 4 wie 1 und 2 nur an der gereinigten Oberfläche

tung 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 beträfe im Unterschied zu der hier vorliegenden Konstruktion aber nur wenige Spannstähle eines Spannstahlbündels.

Die vorgefundenen Schadensbilder zeigen, dass bei dieser Bauart auch nach dem planmäßigen Verpressen eine Wasserstoffentwicklung im Bereich der Abstandshalter stattfinden kann. Die Spaltsituation tritt darüber hinaus über den gesamten Querschnitt des Spannkanals auf und kann damit jeden einzelnen Spanndraht betreffen.

Bei einer üblichen Begutachtung von Spannstählen durch Entnahme aus Brückenbauwerken erfolgt diese aufgrund statischer Anforderungen oder baulicher Gegebenheiten meist nicht in den Umlenkbereichen. Eine Detektion vorhandener Anrisse ist somit insbesondere bei Öffnungslängen unterhalb des Verlegeabstandes der Abstandshalter von 1 bis 1,5 m nicht zwangsläufig möglich. Gleichzeitig ist ggf. die Spaltbildung durch die fehlende Pressung in diesen Bereichen weniger kritisch.

Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse ist davon auszugehen, dass trotz einwandfreier Erstellung eines Brückenbauwerkes im Spannblochverfahren (keine Vorkorrosion, ordnungsgemäßer Verpresszustand, kein Wasserzutritt über Risse), an hochempfindlichen Hennigsdorfer Spannstählen St 140/160 wasserstoffinduzierte Spannungsrisse auftreten können.

Die Untersuchung der Anrissflächen mit multiplen Risslinsen an frischen Bruchstellen

zeigt, dass eine Abminderung des Spannstahlquerschnittes von bis zu 46 % gegeben ist. Einwirkenden Lasten bzw. Spannungen, wie z. B. Vorspannkraft, Eigenlast, Temperatur und Verkehr, bietet ein Resttragquerschnitt des Spanndrahtes von 54 % keine ausreichenden Reserven, was durch Schallemissionsmessungen ohne Verkehrsbelastung belegt wurde.

Die nachhaltige Schädigung eines Bauwerkes durch Wasserstoff induzierte Spannungsrisskorrosion wird nicht allein durch Spannstahlbrüche aufgezeigt, sondern primär durch vorhandene Anrisse. Wie man aus den Ergebnissen ableiten kann, müssen diese nicht zwangsläufig mittels Magnetpulverprüfung detektiert werden können. Im Rahmen von Zugversuchen oder Dauerschwingversuchen können jedoch kleinste Anrisse anhand des Bruchbildes sicher detektiert werden.

Die Geschwindigkeit des Risswachstums infolge dynamischer Beanspruchung ist abhängig von der Beanspruchung und somit von der Lage des Risses, bezogen auf den Momentenverlauf. Die Brüche im Bereich des Auflagers an Achse C bestätigen dies. Für die Planung und Anordnung von Monitoringssystemen zur Bauwerksüberwachung sind diese Bereiche essenziell.

Berücksichtigung bauartspezifischer Besonderheiten bei der Sicherheitsbewertung

- wenn möglich eine Beprobung an den bauartbedingten, kritischen Stellen mit dem größten einwirkenden Moment durchführen
- Überwachung mit Monitoringsysteme bei gefährdeten Bauwerken an denen Anrisse detektiert wurden oder keine geeignete Beprobung an kritischen Bereichen möglich ist
 - Installation dieser an den bauartbedingt kritischen Bereichen
 - kritisch zu hinterfragende Interpretation
→ kein Signal ≠ kein Schaden

5.1 Monitoring mit Dehnungsmessungen an der Betonoberfläche (HTW)

*Andre Kilian und Georg Fiedler, HTW Dresden
Oliver Steinbock, TU Dresden*

5.1.1 Messprinzip und Grundlagen

Im Rahmen der Durchführung der Trennschnitte sollte ein Übergang vom ungerissenen Zustand I in den gerissenen Zustand II des vorgespannten Tragwerkes aus Sicherheitsgründen vermieden werden. Durch die Sägearbeiten an den Messstellen wurden die Spanndrähte durchtrennt. Mit zunehmender Schädigung des Spanngliedes wird die Vorspannung im Querschnitt bzw. die Überdrückung durch Vorspannung abgebaut, die sich wiederum in Dehnungen äußern. Diese Dehnungen können über konventionelle Dehnmessstreifen gemessen werden, die mit Epoxidharzklebern an einer geschliffenen und ebenen Betonoberfläche appliziert werden. Die Messlänge ist hierbei in Abhängigkeit der Betonzusammensetzung zu wählen, um auch tatsächlich Dehnungsänderungen des Verbundwerkstoffes Beton und nicht von Betonbestandteilen (z. B. Gesteinskörnung) zu messen.

Temperaturänderungen haben aufgrund der Versuchsdauer von mehreren Tagen einen hohen Einfluss auf die Messergebnisse. Um die Temperatureinflüsse ermitteln zu können und diese bei kombinierter Einwirkung herausfiltern zu können, wurden zusätzlich zu den DMS in Längsrichtung auch DMS in Querrichtung eingesetzt. Diese wurden in einer Halbbrückenschaltung angeordnet, um ein geringes Grundrauschen zu erzielen.

5.1.2 Messstellenplan und Konzept

Die sinkende Vorspannung kann mit Hilfe der an der Oberfläche applizierten Dehnmessstreifen kontinuierlich gemessen werden. Ein Übergang des Querschnittes in Zustand II wäre durch eine Veränderung der Steifigkeit und somit einer deutlichen Dehnungsänderung erkennbar. Die in den DMS gemessenen Dehnungen an der Oberfläche lassen bei bekannten Schadensmaß zudem eine Plausibilitätsprüfung der Vorspannung zu. In diesem Zusammenhang sind die DMS einerseits als zusätzliche Kontrollmessung zu den anderen Messsysteme zu sehen. Andererseits dienten die DMS als mögliches Abbruchkriterium während des Versuches, wenn hier unverhältnismäßig große Dehnungen gemessen worden wären.

Die Dehnungen wurden über die Bauteilhöhe am Obergurt, der Schwerachse sowie am Untergurt erfasst, siehe exemplarisch Abbildung 5.1a bzw. Messstellenplan. Für jeden Teilversuch wurden Dehnungen im Auflagerbereich (A) sowie in Feldbereich (F) aufgenommen. Die Abtastrate betrug bei der Messung etwa 5 Hz.

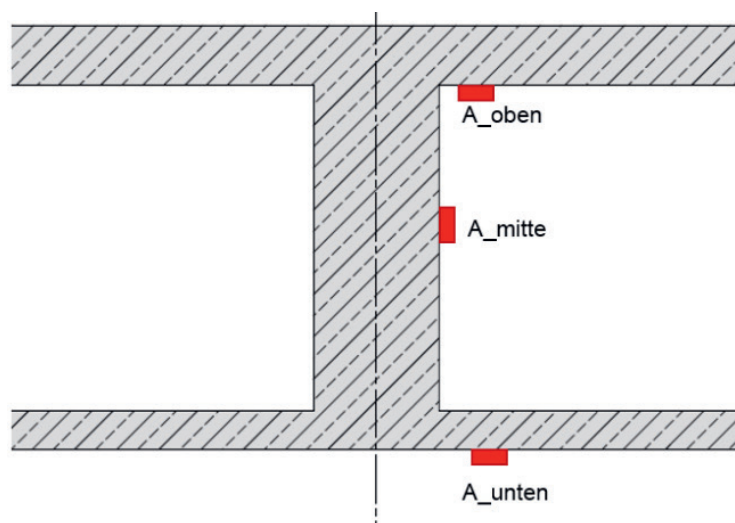


Abbildung 5.1a: Übersicht über die aufgebrachtene DMS Auflagerbereich; Lage von A_mitte in der Schwerachse; Lage der DMS im Feldbereich dementsprechend;

Die Messgitterlänge der DMS beträgt an den Stegen in Längs- und Querrichtung 90 mm. An der Fahrbahn- und Bodenplatte beträgt die Länge in Längsrichtung 90 mm und in Querrichtung 60 mm. Die Ausgabe der Dehnungen erfolgt in $\mu\text{m}/\text{m}$. Aufgrund der Brückenschaltung der DMS kann der Temperaturanteil einfach berücksichtigt bzw. neutralisiert werden. Die Überlagerung der resultierenden Längsdehnung bestimmt sich wie folgt:

$$\varepsilon = (\varepsilon_{\text{längs}} + \varepsilon_{\text{quer}}) / (1 + \nu)$$

Als Querdehnzahl ν für den Beton wurde von 0,2 ausgegangen.

Die Dehnungsänderung bei Versuchsdurchführung wurde über die Differenz von maximal bis minimal gemessene Dehnung bestimmt. Zur Veranschaulichung werden zusätzlich zu den Dehnungen mit ihrem maximal tolerierbaren Grenzwert die vorhandenen Spannungsänderungen angegeben.

5.1.3 Messdaten und wesentliche Ergebnisse

a) Teilversuch I – Bereich mit geringer Vorschädigung

Für den Teilversuch I wurden die Dehnungen über einen Zeitraum von 41 h 40 min gemessen. Somit sollte einerseits ein unerwarteter Schadensfortschritt über Nacht und andererseits das Verhalten bei wechselnder Temperatur dokumentiert werden

Bereits in Verbindung mit den tachymetrischen Messungen vor den Untersuchungen konnten deutliche Verformungsänderungen infolge Temperatur am Bauwerk festgestellt werden. Diese Verformungen zeigten sich in Form von Dehnungen an der Querschnittsober- und Querschnittsunterseite. Insbesondere zeigten die querorientierten DMS hier größere Dehnungen als in Längsrichtung, die aus den verformungsbedingten Zwangsschnittgrößen resultierten.

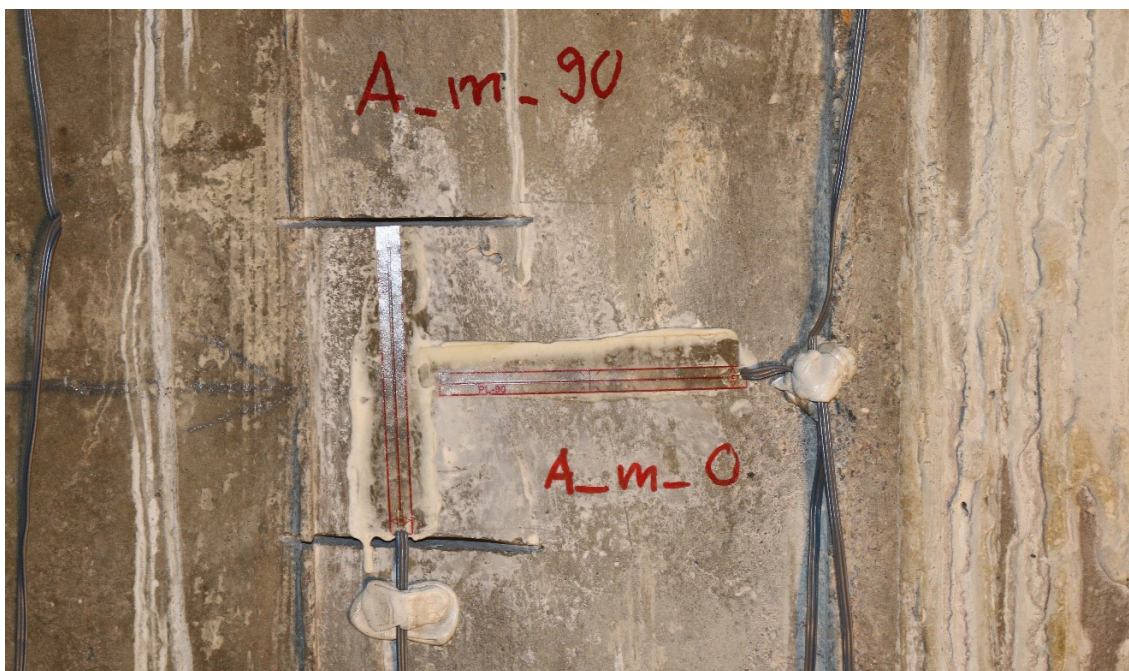


Abbildung 5.1b: Angebrachte DMS (längs und quer) in der Schwerachse in Auflagernähe sowie Trennschnitte für die Querrichtung

Die Einflüsse aus Bauteilverformung und den damit einhergehenden Schnittgrößen treten bei den Dehnmessstreifen im Bereich des Schwerpunktes in den Hintergrund. Der auf Höhe des Schwerpunktes und vertikal am Steg applizierte DMS kann hierbei zur Temperaturkompensation herangezogen werden.

Die verlässlichsten Aussagen über den Anstieg der Dehnungen und somit den Abbau von Vorspannung lässt demzufolge der Dehnungsverlauf des längsorientierten DMS nahe der Schwerachse zu, siehe Abbildung 5.1b.

Die gemessenen Dehnungen waren deutlich kleiner als die zulässigen Grenzwerte, die Abhängigkeit des Schädigungsgrades variabel festgelegt wurden Exemplarisch sind die Ergebnisse der Dehnungsänderungen für den Stütz- und Feldbereich in Tabelle 5.1a für die Schwerachsen und bei Versuchsende dargestellt. Hierzu wurden die maximalen und minimalen Dehnungswerte verglichen.

Die Abnahme der Dehnung bei ungefähr 17 bis 22 Stunden nach Beginn der Aufzeichnungen trat in der längeren Sägepause am Morgen des 24.04. ein, veränderte sich jedoch nach erneutem Sägen wieder auf das

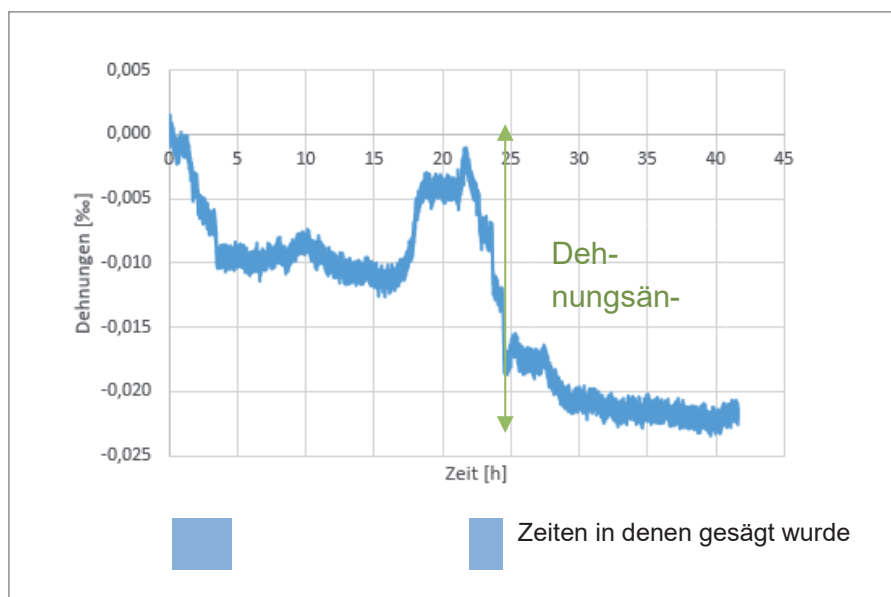


Abbildung 5.1c: typischer Dehnungsverlauf [$\mu\text{m}/\text{m}$] über die Versuchsdauer für die Stelle A_mitte (Messstelle 1), der Verlauf ist von Temperatureinflüssen bereinigt, die Dehnungsänderung ergibt sich aus der Summe aus Minimum und Maximum.

	ermittelte Dehnung [‰]	vorhandene Spannungsänderung [N/mm^2]	Grenzwert	Bemerkung
			[‰]	
A_mitte	0,024	0,77	0,17	
F_mitte	0,026	0,85	0,17	

Tabelle 5.1a: Aufstellung der ermittelten Dehnungsänderungen gegenüber ihrem Grenzwert für die Messstelle 1

vorherige Niveau. Die Auswirkungen sind durch Temperatureinflüsse nicht begründbar und bleiben ungeklärt. Die vorhandene Spannungsänderung wurde zur Anschaulichkeit unter Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes (mit $\delta = \varepsilon \cdot E$) ermittelt (hier E-Modul $\approx 32.800 \text{ N/mm}^2$ nach [NRR 2011])

Bei Messstelle 1 wurden insgesamt 266 Drähte durchtrennt, sodass sich eine theoretische Dehnung durch die fehlende Vorspannung im Trennschnitt von $\approx 0,17 \text{ ‰}$ ergab. Da die Messpunkte jedoch etwa 9 m vom Trennschnitt entfernt lagen, war davon auszugehen, dass diese Dehnung wegen der möglichen Umlagerung auf benachbarte Längsträger tatsächlich nicht auftritt. Die gemessenen Dehnungen lagen bei Versuchsende bei $\approx 0,025 \text{ ‰}$ und somit deutlich niedriger. Dies spricht für eine Wiederverankerung der durchtrennten Spanndrähte sowie für ein Umlagerungsvermögen in Querrichtung.

b) Teilversuch II – Bereich mit vermuteter Vorschädigung

Für den Teilversuch II wurden die Dehnungen über einen Zeitraum von nur 20 h 50 min gemessen, da der Versuch innerhalb eines Tages durchgeführt wurde.

Die Auswirkungen aus Temperatur sind weniger ausgeprägt, da eine Auskühlung des Tragwerks über Nacht ausblieb. Das Messrauschen ist aufgrund der geringeren gemessenen Dehnungen in seinem Anteil größer. Erneut ist der Verlauf der Dehnungen in der Schwerachse bei der Auflagnähe in Abbildung 5.1c dargestellt.

Die gemessenen Dehnungen sind sehr klein und lagen erneut deutlich unterhalb von Dehnungsbereichen, die auf einen Übergang vom Zustand I in den Zustand II hindeuten. Die Ergebnisse der Dehnungsänderungen sind für den Stütz- und Feldbereich in Tabelle 5.1b für die Schwerachse aufgelistet und analog Messstelle I ausgewertet.

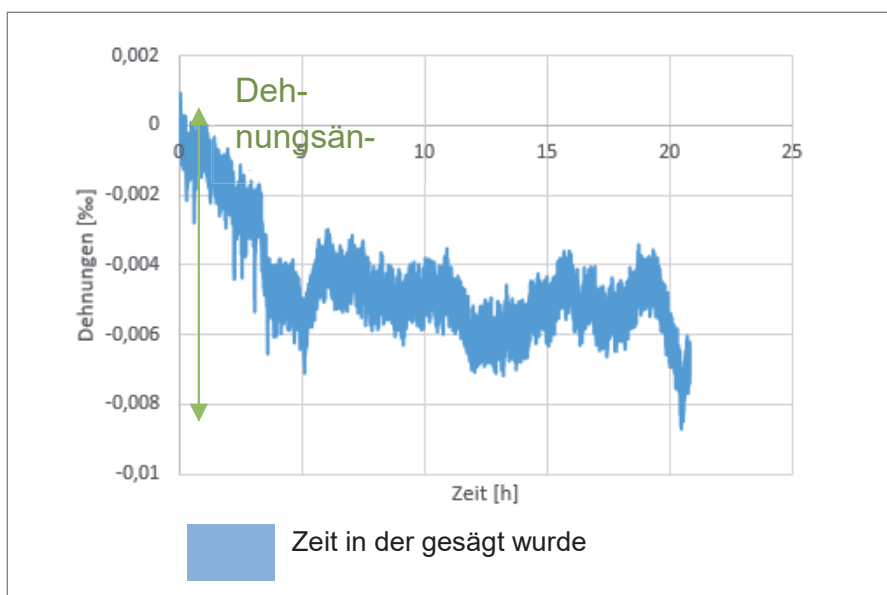


Abbildung 5.1d: typischer Dehnungsverlauf [$\mu\text{m/m}$] über die Versuchsdauer für die Stelle A_mitte (Messstelle 2), der Verlauf ist von Temperatureinflüssen bereinigt, die Dehnungsänderung ergibt sich aus der Summe aus Minimum und Maximum.

	ermittelte Dehnung [‰]	vorhandene Spannungsänderung [N/mm ²]	Grenzwert (GW)	Bemerkung
			[‰]	
A_mitte	0,0095	0,312	0,12	Anderer Grenzwert aufgrund von Stegaufweitung
F_mitte	0,0305	1,002	0,14	

Tabelle 5.1b: Aufstellung der ermittelten Dehnungsänderungen gegenüber ihrem Grenzwert für die Messstelle 2

Der Schädigungsgrad war bei Messstelle II mit insgesamt ≈ 233 Drahtbrüchen am Versuchsende etwas geringer, sodass für diesen Zustand geringere Grenzdehnungen zulässig gewesen wären. Erneut liegen die gemessenen Dehnungen aus den bereits genannten Gründen deutlich unterhalb der zulässigen Grenzwerte. Obwohl mit der Schädigungsgrad in etwa dem der Messstelle I entspricht, zeigen die Messergebnisse an Messstelle II ein inhomogenes Bild. Im Feld konnten größere Dehnungsänderungen infolge Vorspannung festgestellt werden als bei Messstelle I obwohl der Schädigungsgrad bei Messstelle II geringer war. Im Auflagerbereich wurden dagegen deutlich geringere Dehnungsänderungen festgestellt, da hier eine Stegaufweitung vorliegt. Festzuhalten ist jedoch, dass das Gesamtniveau der Dehnungsmessungen sehr gering ist.

5.1.4 Zwischenfazit

Eine kontinuierliche Aufnahme war mit Hilfe der DMS problemlos möglich. Die Messdaten konnten unmittelbar eingesehen werden und standen somit bei der Abwägung zur Fortführung des Versuches oder eines Abbruchs zur Verfügung. Die einzuhaltenden Grenzwerte waren sowohl an Messstelle I und Messstelle II deutlich unterschritten. Demnach waren nur geringe Auswirkungen der Drahtbrüche auf die globalen Längsdehnungen erkennbar.

Das Messsystem hat ohne Ausfall gearbeitet. Das Ausfiltern der Dehnungsanteile aus Temperatur hat nur eingeschränkt funktioniert. Aufgrund der nicht vollständig entkoppelten DMS in Querrichtung wurden zusätzlich zu den Temperaturdehnungen Biegespannungen infolge Temperatur in den Gurten aufgenommen, die eine Aufteilung der Anteile erschwerten. Um dies bei zukünftigen Versuchen zu vermeiden wäre es möglich, DMS zur Temperaturkompensation auf separate Proben (zum Beispiel Bohrkerne) zu kleben, die den gleichen Bedingungen wie die DMS am Bauteil ausgesetzt sind.

In Hinblick auf eine frühzeitige Detektion von Spanndrahtbrüchen erscheint die Dehnungsmessung mit DMS auf Beton als ungeeignet. Die gemessenen Dehnungen bzw. Spannungen bewegen sich auf sehr geringem Niveau und im Verhältnis zu Verformungen aus Temperatur oder Verkehr sehr klein, sodass ein Filtern nicht möglich wäre. Zudem müsste zahlreiche Messstellen appliziert und ausgewertet werden. Daher kann die Messung von DMS auf Beton nur als Ergänzung im Rahmen der Versuchsdurchführung empfohlen werden.

5.2 Monitoring mittels geodätischer Verfahren (GIM)

*Norbert Schiefelbein, GIM
Manfred Ruth und Patrick Machoni, ÖbVI
Zech Ruth Blasius*

5.2.1 Messprinzip und Grundlagen

Es wurden unterschiedliche tachymetrische Messungen und Neigungsmessungen mit verschiedenen Sensoren durchgeführt.

Methode 1

Mit fest an einem Pfeiler installierten Tachymetern wurden Punkte an der Unterseite des Überbaus mit Richtungs- sowie Streckenmessungen angemessen und damit 3D-Koordinaten bestimmt. Für die Versuche wurden lediglich die Z-Komponente (Höhe) betrachtet. Die Punkte wurden im Umlaufverfahren in zwei Fernrohrlagen angemessen. Ein vollständiger Umlauf wird als eine Epoche bezeichnet und gibt die Veränderungen bezogen auf eine Ausgangssituation an. Mit Messungen zu Referenzpunkten wurde sichergestellt, dass der Bezug zur Null-Situation erhalten bleibt. Die Veränderungen wurden mit einer Standardabweichung von 0,2mm bei einer Umlaufzeit von ca. 5 Minuten ermittelt.

Methode 2

Mit einem Tachymeter wurde temporär jeweils für einen Versuchstag ein Punkt nahe der Position der Versuche permanent verfolgt. Dabei wurden Messwerte bzw. Höhenveränderungen mit einer Standardabweichung von 0,1 mm in einem Takt von ca. 1 Hz ermittelt. Die Messwerte wurden vor Ort gespeichert und in einem Diagramm angezeigt.

Methode 3

Mit jeweils zwei Neigungssensoren in beiden Versuchsachsen, wurden Neigungsänderungen in zwei rechtwinklig zueinander gestellten Achsen an der Position der Montage erfasst. Mit den gleichen Sensoren wurden Beschleunigungswerte in drei Messachsen erfasst. Die Sensoren waren über Leitungen an einem zentralen Rechner angeschlossen.

Methode 4

Parallel zu den vorgenannten Neigungssensoren wurden vier Neigungssensoren (mit Akkubetrieb) am Längsträger für den Versuch 1 installiert. Die Verbindung zur Zentrale war über Funk realisiert.

Die Ergebnisse der Messungen wurden mit Ausnahme der Methode 2 per Mobilfunk zu einer Zentrale übermittelt und in einem Projekt-Web dargestellt.

5.2.2 Messstellenplan und Konzept

Seit Juni 2020 wurden in den Brückenfeldern alle Längsträger in einem Querprofil in der Mitte der Felder gem. Methode 1 geodätisch überwacht. Auch im Versuchszeitraum wurde im Feld 3, in dem die Versuche durchgeführt wurden, diese Messungen durchgeführt. Die Punkte 30-39 wurden von einem Tachymeter an der Position T2 (s. Abbildung 5.2a) beobachtet.

Im Versuchszeitraum wurden die zusätzlichen Punkte 1nn von einem Tachymeter an der Position T3 beobachtet. Die Punkte 11n, 12n und 13n wurden im Zeitraum des Versuchs 1 gemessen und die Punkte 14n, 15n und 16n im Zeitraum des Versuchs 2. Dabei sind die Punkte 12n und 15n jeweils der Längsachse der Träger zu den Versuchen zugeordnet. Die zugehörigen Querprofile sind in der Abbildung 5.2a ersichtlich.

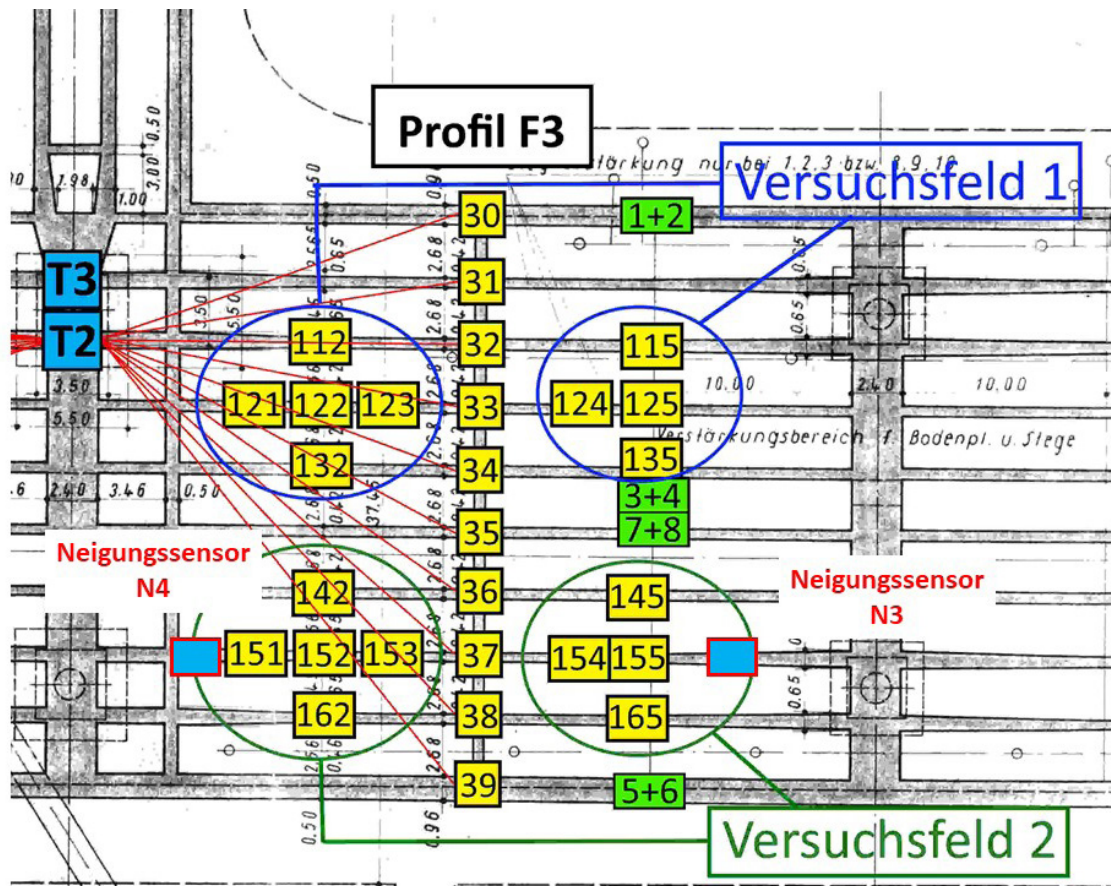


Abbildung 5.2a: Übersicht der Prismenpunkte für die tachymetrischen Messungen

Die Biegelinie sollte aus den Messwerten der diskreten Punkte in der Längsachse abgeleitet werden. Die Auswirkungen quer zur Achse ergaben sich aus den Werten der Querprofile.

Die Epochen wurden im Zeittakt von 5 Minuten gemessen, dadurch ist die genaue zeitliche Zuordnung eines Bruchs von Drähten innerhalb eines Taktes nicht möglich.

Gemäß der Methode 2 wurden im Zeitraum für Versuch 1 der Punkt 125 und im Zeitraum Versuch 2 der Punkt 155 in Realtime beobachtet. Bei diesen Messungen sind sekundengenau die Veränderungen zu erkennen und damit ist auch die Zuordnung zu einzelnen Trennschnitten gegeben. Die Verände-

rungen konnten unmittelbar vor Ort in Diagrammen beobachtet werden.

In den Achsen der betroffenen Träger wurden unter dem Überbau je zwei Neigungssensoren der Firma StabiAlert montiert. Mit diesen wurden Neigungsänderungen gemäß Methode 3 ermittelt. Mit den Sensoren wurden zusätzlich zu den Neigungswerten Beschleunigungswerte in drei Achsen ermittelt. Weil diese Informationen für die Versuche nicht relevant waren, gibt es in dieser Darstellung keine weiteren Ausführungen. Die genaue Anordnung ist in Abbildung 5.2b dargestellt. Die Sensoren wurden an den Trägern symmetrisch zwischen den Auflagerachsen angeordnet. In Abhängigkeit der entstehenden Durchbiegung, z. B. symmetrisch zwischen

Skizze

Ohne Maßstab

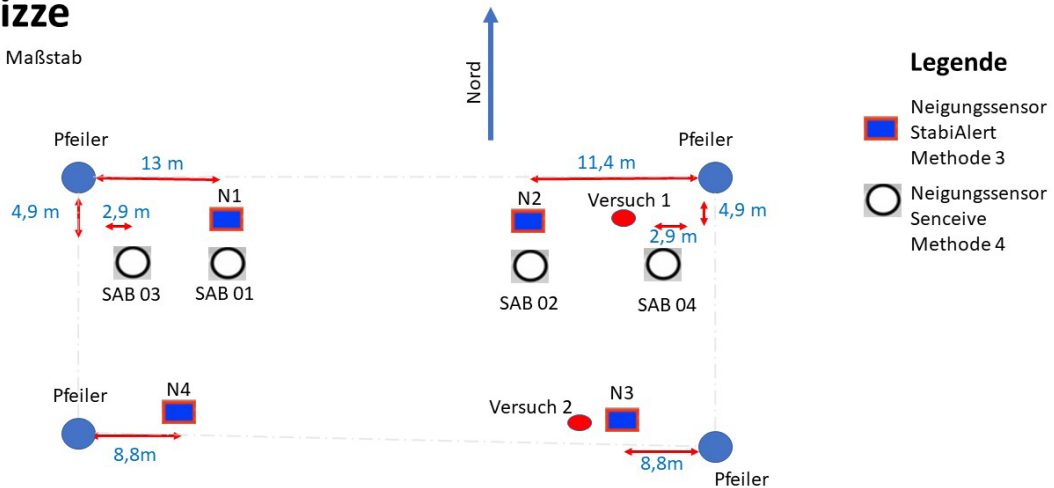


Abbildung 5.2b: Anordnung der Neigungssensoren

den Auflagern bzw. einer exzentrischen Durchbiegung, sollte mit der gewählten Anordnung ermöglicht werden.

Mit der hohen zeitlichen Auflösung der Messungen der Sensoren ist eine genaue Zuordnung zu Trennschnitten möglich gewesen.

Vier Neigungssensoren der Firma Senceive wurden, wie in Abbildung 5.2b dargestellt, an der Achse des Trägers für den Versuch 1 montiert. Da die Sensoren mit Akku betrieben werden erfolgte die Messungen entsprechend Methode 4 in einem Takt von 30 Minuten. Im Gegensatz zu den Sensoren von StabiAlert werden mit diesen Sensoren keine Beschleunigungswerte erfasst. Damit werden Laufzeiten von mehr als einem Jahr erreicht. Die symmetrische Aufteilung erfolgte entsprechend der Methode 3, wobei zwischen den Auflagerpunkten und den Sensoren der Methode 3 noch jeweils ein weiterer Sensor angeordnet wurde. Die Zuordnung von Trennschnitten ist nur im zeitlichen Raster der Messungen möglich gewesen.

5.2.3 Messdaten und wesentliche Ergebnisse

a) Teilversuch I – Bereich mit geringer Vorschädigung

Mit den Ergebnissen der tachymetrischen Messungen (Methode 1) zu Versuch 1 liegen die Veränderungen zum Ausgangszeitpunkt für das mittlere Querprofil und die 9 zusätzlichen Punkte am Längsträger (s. Abbildung 5.2a) über den Zeitraum der Versuche vor. Es ist deutlich zu erkennen, dass alle Werte dem normalen Tagesgang unterliegen. Die Veränderungen einiger Punkte resultieren eindeutig aus den Aktivitäten der Trennschnitte sind aber überlagert mit den Werten des Tagesganges. In Abbildung 5.2c ist deutlich die Absenkung am Punkt 125, der nahe der Trennstelle liegt, erkennbar. An dem nächsten Punkt, dem Punkt 124 ist die Reaktion nur noch in sehr geringem Maß erkennbar.

Die Ergebnisse an den Punkten in den Querprofilen (s. Abbildung 5.2d) zeigen, dass keine signifikante Änderung der Querneigung nach den Drahtbrüchen eingetreten ist. Die

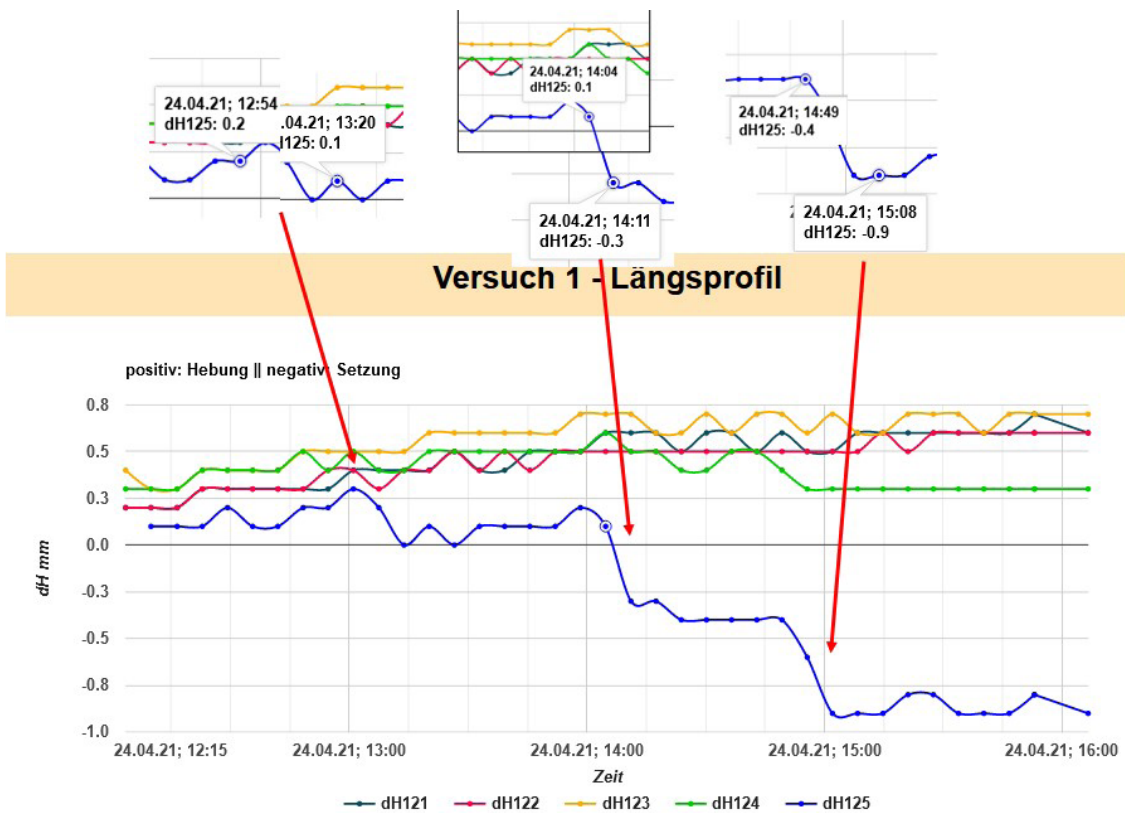


Abbildung 5.2c: der Messungsergebnisse am 2. Tag den 24.4. (Methode 1). Die markanten Veränderungen sind deutlich zu erkennen

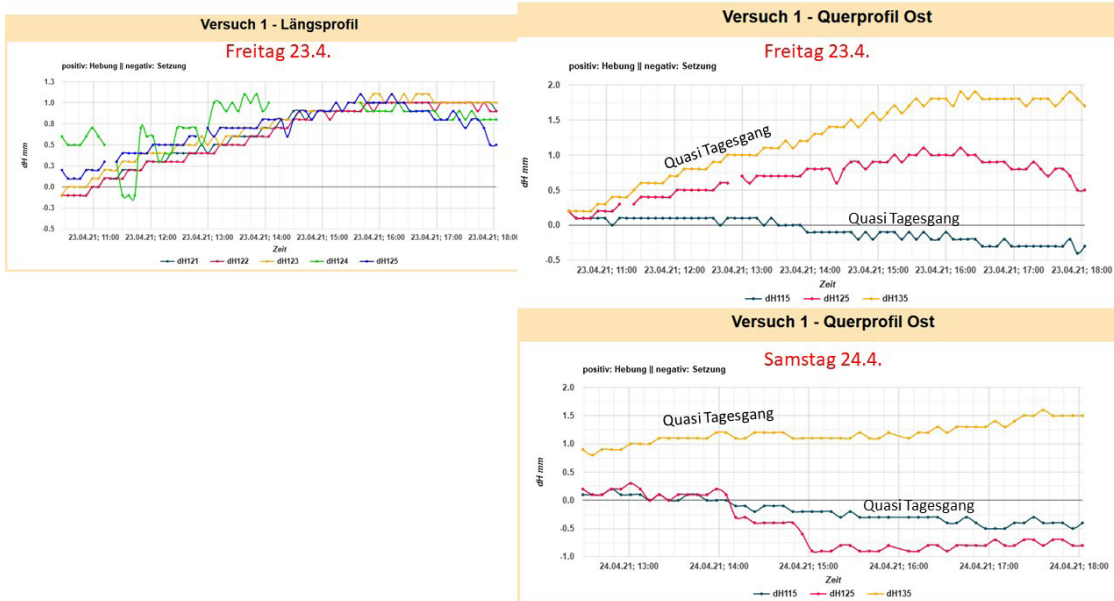


Abbildung 5.2d: Darstellung der ermittelten Auswirkungen in Querprofilen

Veränderungen an den seitlichen Punkten, ausgenommen dem Punkt in der Achse, sind dem normalen Tagesgang zuzuordnen.

Die Ergebnisse der tachymetrischen Messungen mit Verfolgung gem. Methode 2 eines dem Versuch naheliegenden Punktes ist in Abbildung 5.2e dargestellt.

Wegen der hohen Taktrate sind deutlich die unmittelbaren Einflüsse der Trennschnitte zu erkennen. Die Ereignisse können auch im Raster der Messungen der Methode 1 gefunden werden.

Die Messungsergebnisse (Methode 3) von den Neigungssensoren mit ihrer hohen Taktrate zeigen deutlich die Auswirkungen der Trennschnitte (s. Abbildung 5.2f).

Im obersten Diagramm sind die Veränderungen am Sensor N2 an der Ostseite dargestellt. Dieser Sensor ist dicht an der Trennstelle angeordnet. Damit treten an dieser Position in erster Linie Höhenveränderung

der Fläche in dem Bereich des Sensors auf und nur relativ kleine Neigungsänderungen, die vom Sensor angezeigt werden. An dem zweiten Sensor am Träger, dem Sensor N1 auf der Westseite, dargestellt im untersten Diagramm, sind nur noch kleinste Änderungen bezogen auf die Ereignisse erkennbar. Der übrige Teil der Veränderungen ist auf den Tagesgang der Brücke zurückzuführen. Im Diagramm des Sensors N2 ist auch die Änderung der Querneigung zu erkennen. Die Wirkung muss sehr lokal sein, das wissen wir aus den tachymetrischen Messungen. Bei der Interpretation des Diagramms ist zu beachten, dass die Skala der X-Achse (Achse parallel zum Träger, rot) auf der linken Seite aufgetragen ist und die Skala der Querneigung (Y, blau) rechts am Diagramm aufgetragen ist. Die Skalierung der beiden Achsen ist unterschiedlich.

Die Messwerte des Sensors N2 wurden quasi am Tiefpunkt der Biegung am Träger ermittelt. Die Veränderungen der Biegung des Trägers sind nicht symmetrisch.

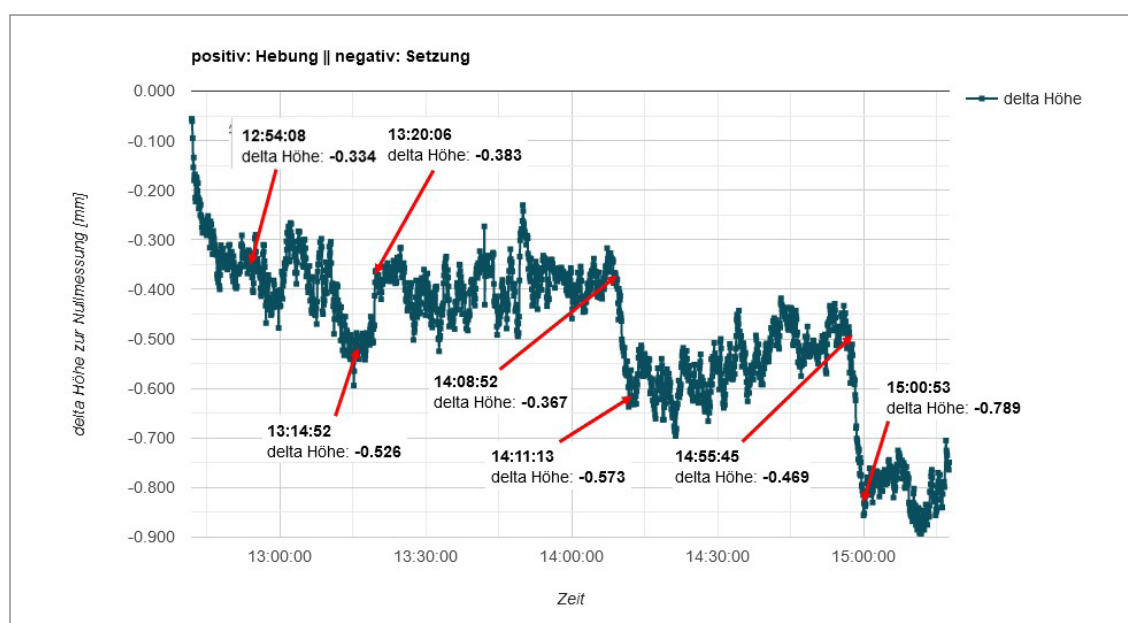


Abbildung 5.2e: Realtime-Messung am 2. Tag den 24.4. (Methode 2). Die markanten Veränderungen sind deutlich zu erkennen und entsprechen den Ergebnissen der Methode 1 in Abbildung 5.2c

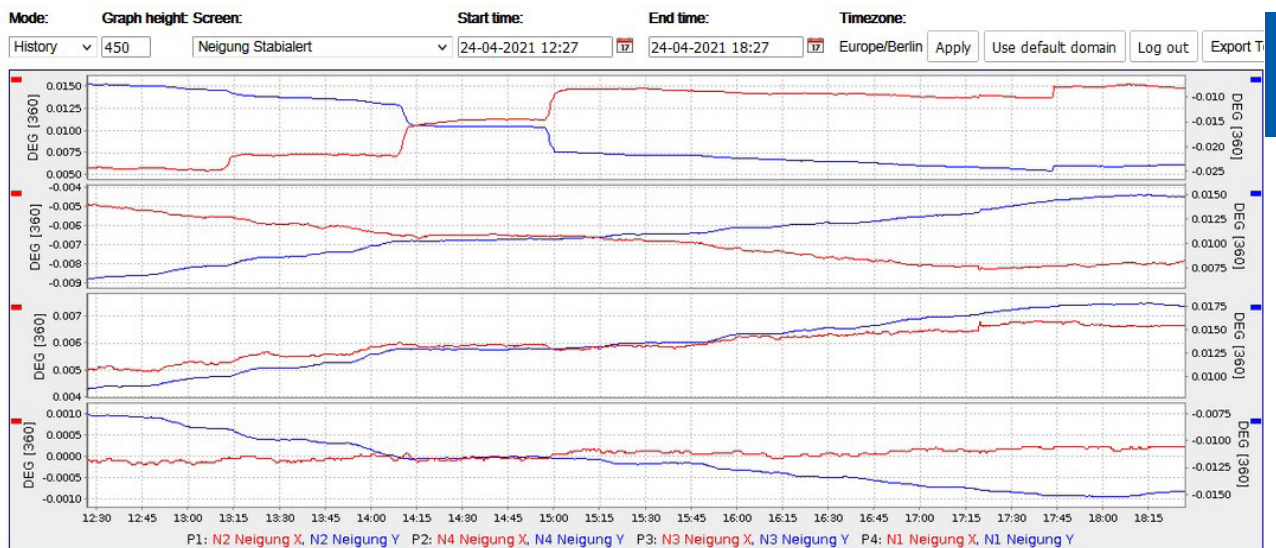


Abbildung 5.2f: Neigungsänderungen vom Sensor N2

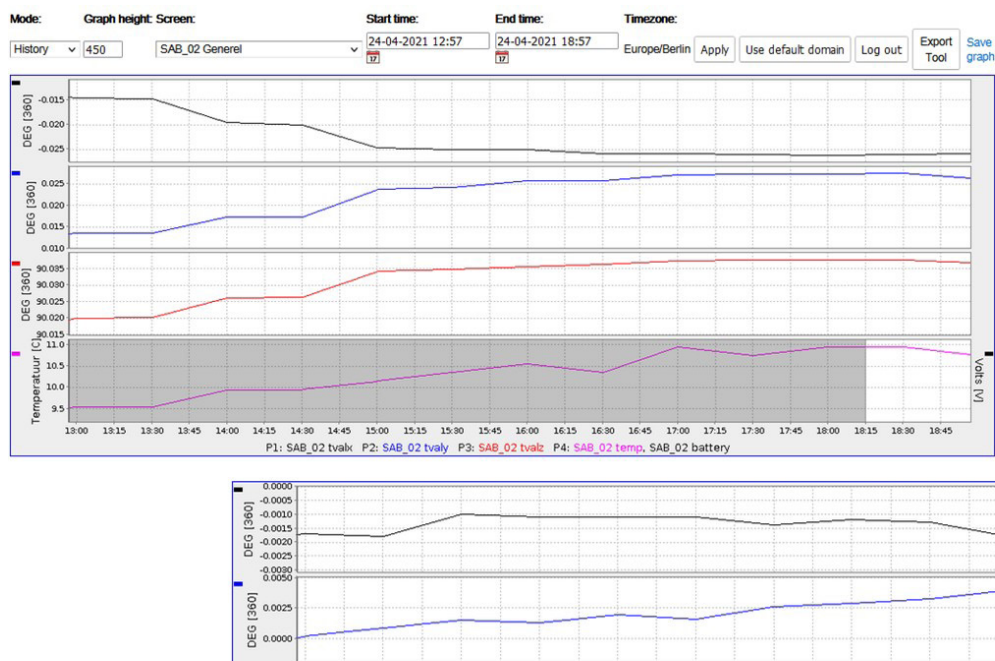


Abbildung 5.2g: Messungen mit den Sensoren SAB_01 und SAB_02

Mit den Messungen der Sensoren SAB_01 bis SAB_04 sind an vier Positionen die Neigungsänderungen gem. Methode 4 ermittelt worden. Die Sensoren SAB_01 und SAB_02 sind im Nahbereich der Sensoren N1 und N2 positioniert und zeigen eine ähnliche Veränderung, allerdings mit einer deutlich ge-

ringeren zeitlichen Auflösung (s. Abbildung 5.2g). Die Ereignisse können nur grob in das zeitliche Raster der Messungen eingeordnet werden.

Die Sensoren nahe den Auflagerpunkten weisen nur sehr geringe Neigungsänderungen auf, die vorrangig dem Tagesgang zugeordnet werden müssen.

Die Durchbiegung erfolgt mit einer Mulde an der Versuchsstelle und sehr schnell auslaufendem Einfluss der Ereignisse ausgehend vom Einflussort.

Teilversuch II – Bereich mit vermuteter Vorschädigung

Die Ergebnisse der tachymetrischen Messungen (Methode 1) entsprechen dem Versuch 1. In Abbildung 5.2h ist deutlich die Absenkung am Punkt 155, der nahe der Trennstelle liegt, erkennbar. An dem nächsten Punkt, dem Punkt 154 ist die Reaktion in geringerem Maß erkennbar.

Hinsichtlich der Querneigung und der Biegung ist die Situation genauso, wie beim Versuch 1.

Die Ergebnisse der tachymetrischen Messungen mit Verfolgung gem. Methode 2 eines dem Versuch naheliegenden Punktes ist in Abbildung 5.2i dargestellt.

Auch hier gelten die Ergebnisse zum Versuch 1.

Mit den Neigungssensoren N3 und N4 (Methode 3) wurden in der Achse des Trägers für Versuch 2 die Neigungen an Positionen dichter an den Auflagerpunkten als bei der Anordnung in Versuch 1 gemessen. Die Ergebnisse (s. Abbildung 5.2j) zeigen, dass die Veränderungen zwischen den Auflagerpunkten keine symmetrische Veränderung sind. Auch hier liegt eine Mulde nahe dem Sensor N3 (Ostseite) vor. Die eindeutigen Auswirkungen sind auf der Ostseite sehr deutlich sichtbar und zeitgleich, auf der Westseite sind sie gerade noch erkennbar. Dabei zeigt sich die Auswirkung auf der Westseite zeitlich etwas verzögert.

Für den Versuch 2 wurden keine Messungen gem. Methode 4 durchgeführt.

Versuch 2 - Längsprofil

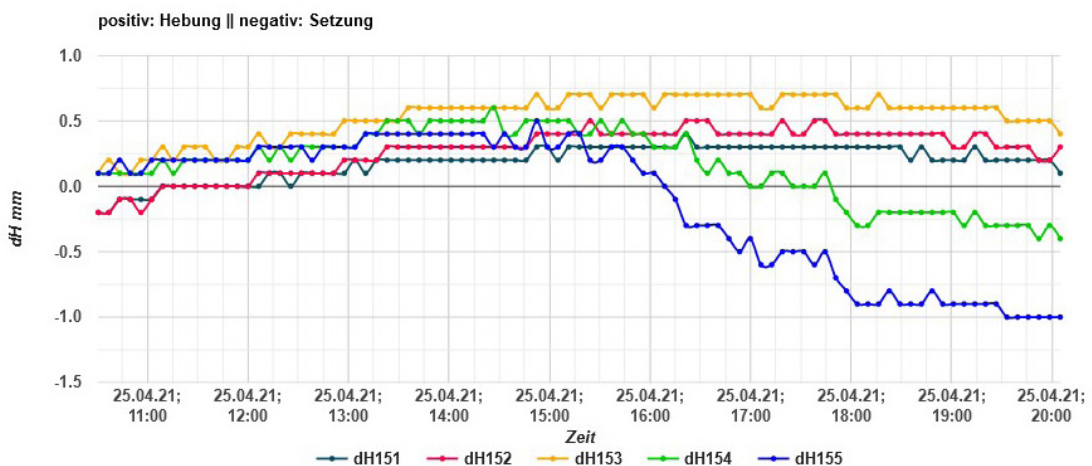


Abbildung 5.2h: Veränderungen am Träger für den Versuch 2. Die Veränderungen an den Punkten 151 bis 153 entsprechen dem Tagesgang

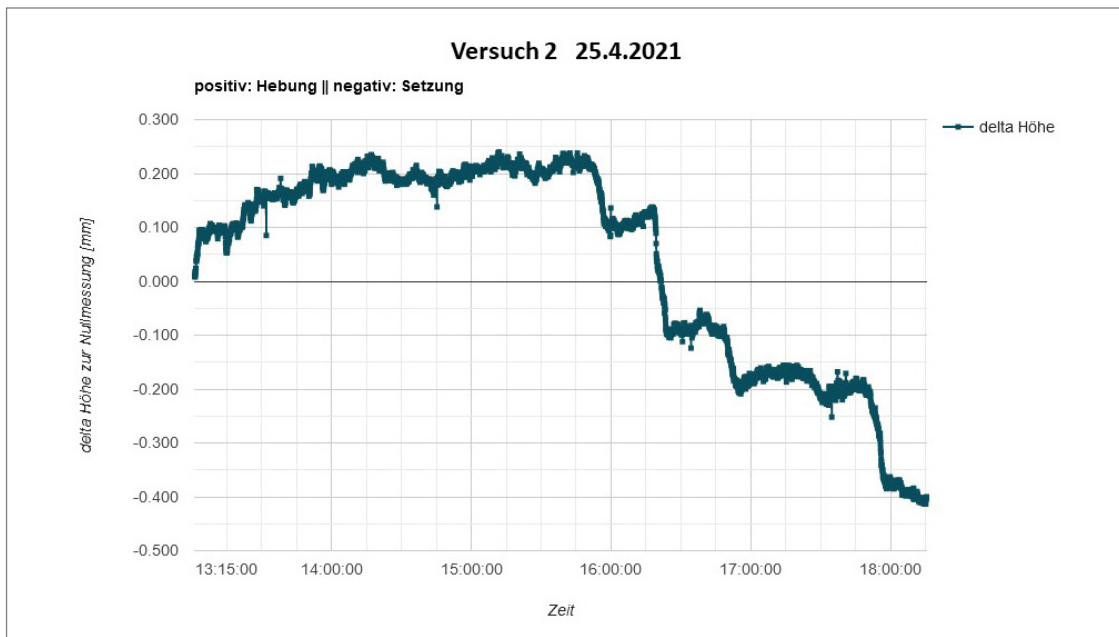


Abbildung 5.2i: Realtime-Messung (Methode 2) zum Versuch 2. Die markanten Veränderungen sind deutlich zu erkennen und entsprechen den Ergebnissen der Methode 1 in Abbildung 5.2h

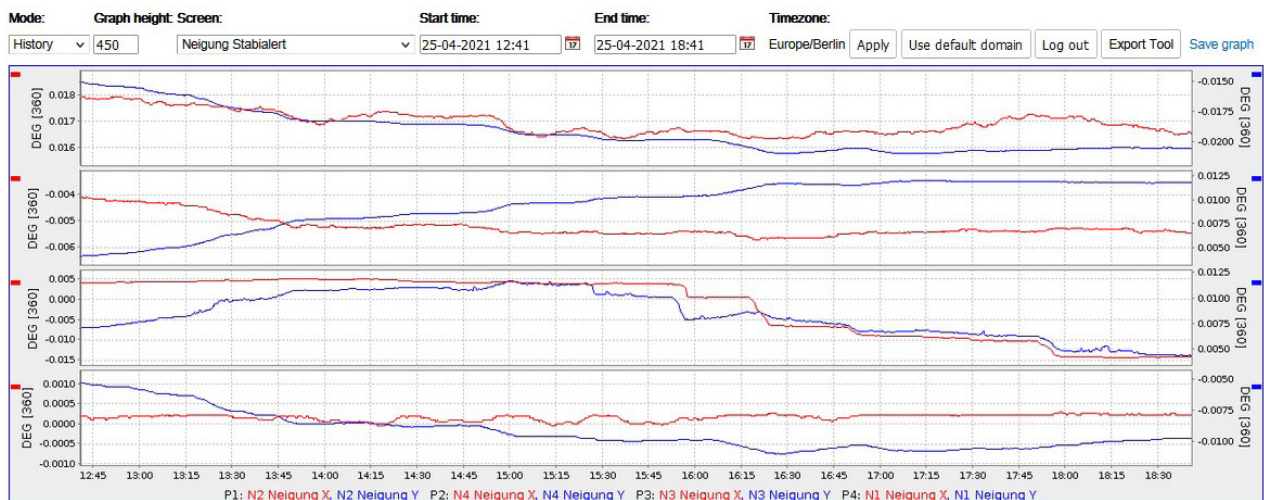


Abbildung 5.2j: Neigungsänderungen im Rahmen des Versuchs 2

5.2.4 Zwischenfazit

Die Systeme haben absolut zuverlässig gearbeitet. Die Darstellung der Veränderungen (Auswertung) erfolgte unmittelbar, aus der tachymetrischen Messung in Realtime (Methode 2) vor Ort auf dem Rechner und alle anderen Veränderungen quasi unmittelbar per Internet im Projekt-Web.

Weiterführende Auswertungen und Interpretationen hängen von der Intensität und den Anforderungen ab. Die Daten liegen auf Servern vor und können hinsichtlich besonderer Fragestellung abgerufen werden. Eine Verschneidung mit anderen Daten ist dadurch möglich.

Bei einer Reihe von Daten, wie z. B. den tachymetrischen Messungen auf den festen Stationen (Methode 1) werden vor der Präsentation im Projekt-Web DV-technisch Plausibilitäten abgearbeitet, um eine hohe Zuverlässigkeit zu gewährleisten. Die Daten werden lokal gespeichert und zum Beispiel beim Ausfall der Internetverbindung zu einem späteren Zeitpunkt in die Datenbank und damit ins Projekt-Web übertragen.

Der Einsatz der Neigungssensoren erfolgt schon viele Jahre international, nicht nur bei unserem Unternehmen. Es gab bisher keine Probleme.

Im Hinblick auf die Detektion von Spanndrahtbrüchen sind tachymetrische Messungen sehr gut geeignet. Allerdings ist die Anordnung der Überwachungspunkte entscheidend. Wie die Versuche gezeigt haben, konnten mit den Überwachungspunkten in einem Querprofil in der Mitte über den ganzen Überbau verteilt kein Ereignis erkannt werden. Das gilt für die spezielle Situation der Ausführung bei der Herstellung der Träger an diesem Bauwerk. An den Punkten in der Nähe der Trennstellen wurden die Ereignisse sehr deutlich sichtbar. Mit den tachymetrischen Messungen können die Zeitpunkte wegen der Dauer der Umläufe zur Messung aller Punkte nicht genau eingegrenzt werden. Die Versuche haben gezeigt, dass bei sorgfältiger Auswahl der Überwachungspunkte und einer Kombination von tachymetrischen Messungen mit Neigungs- einschließlich Beschleunigungsmessungen der Zeitpunkt und die Auswirkung eines Ereignisses erkannt werden können. Hierzu müssen abgestimmt auf die jeweilige Situation von Bauwerken, Softwarelösungen eingesetzt werden, die der Dynamik der jeweiligen Bauwerke unter laufendem Verkehr gerecht werden.

5.3 Monitoring mit Schwingungsmessungen (BAM)

Falk Hille, BAM

Ziel des Schwingungsmonitorings im Rahmen des zerstörenden Versuches war nicht das Erfassen einzelner, künstlich induzierter Spanndrahtbrüche, wie dies bspw. beim Einsatz von schallemissions-basierten Verfahren der Fall ist. Vielmehr diente der Einsatz des Schwingungsmonitorings an der B1 Brücke am Altstädter Bahnhof Brandenburg dem Ziel, den sich aus dem Spanndrahtversagen ergebenden Strukturschaden (Rissbildung) in einem frühen Stadium durch ein universell einsetzbares Monitoringsystem zu erkennen. Dazu wurde als Pilot das neuartige SSDD Schadensdetektionsverfahrens [Hille 2018] unter Verwendung neuartiger und konventioneller Sensorik eingesetzt.

Besonders die durch das an der Brücke eingesetzte Spannblockverfahren bedingten sehr hohen Vorspannkkräfte stellten in Frage, ob das Durchtrennen weniger Spanndrähte zu einer relevanten Rissbildung führt, die Auswirkungen auf die Steifigkeit des Tragwerks haben und so eine schwingungsbasierte Schadensdetektion generell möglich sein würde.

5.3.1 Messprinzip und Grundlagen

Als Schwingungsmonitoring wird die messtechnische Erfassung des Schwingverhaltens einer Struktur bezeichnet, um aus Veränderungen in diesen dynamischen Eigenschaften auf dafür ggf. ursächliche Schäden zu schließen. In der praktischen Anwendung an großen Tragwerken wie Brücken ist eine Schadenserkenkung durch Schwingungsmonitoring nicht trivial, da die interessierenden Veränderungen in den dynamischen Eigenschaften im Verhältnis zu Störeinflüssen aus der Umgebung (Verkehr, Umwelteinflüsse, etc.) oft zu klein sind.

Im Rahmen des hier beschriebenen zerstörenden Versuchs wurde ein neuartiges Verfahren zur schwingungsbasierten Schadenserkenkung in der Praxis getestet. Das als Stochastische Subspace-basierte Schadensdetektion (SSDD) bezeichnete Verfahren analysiert dabei nicht direkt die modalen Kenngrößen eines Bauwerks (Eigenfrequenzen, Modalformen, Dämpfungsparameter). Es erfasst mittels statistischer Tests Veränderungen in einem spezifischen Residuum, das mittels statistischer Verfahren aus den gemessenen Zeitverläufen der Schwingungsgröße (Beschleunigungen, Schwinggeschwindigkeiten) der beteiligten Sensoren errechnet wurde. Untersuchungen an Labor- und Teststrukturen sowie auch an einer Straßenbrücke ergaben bereits vielversprechende Ergebnisse, der Nachweis der Funktionalität an einer sehr steifen und damit nicht schwingungsanfälligen Brücke stand aber noch aus.

Gleichzeitig wurde der testweise Einsatz von neuartiger mikroelektromechanischer Sensortechnik (MEMS) geplant, um deren Funktionalität unter realen Bedingungen zu untersuchen. MEMS-Beschleunigungssensoren sind gegenüber klassischen Schwingungssensoren sehr viel preiswerter und damit der Einsatz großer Stückzahlen zur Dauerüberwachung von Brückenbauwerken möglich.

Je höher die Anzahl Sensoren, desto mehr Informationen über das Schwingverhalten können in die Analyse zur Schadenserkenkung integriert werden, was schlussendlich eine frühzeitige Schadenserkenkung erlaubt.

5.3.2 Messstellenplan und Konzept

Prinzipiell sollte getestet werden, ob bzw. wie sensitiv eine schwingungsbasierte Schadensdetektion ohne a priori Kenntnis über den Schadensort mit einem groben MEMS-Sensornetz möglich ist. Für den Fall eines Nichterreichens dieses Maximalziels wurden zusätzlich Messstellen in der Umgebung der Schädigung angeordnet. So wurden 9 MEMS-Sensoren regelmäßig über die Brücke verteilt und weitere 7 MEMS-Sensoren in der Umgebung der beiden Schädigungsstellen. Limitierender Faktor für die Anzahl der MEMS-Sensoren war auch die durch das Messgerät vorgegebene maximale Anzahl von 16 Messkanälen. Der Messstellenplan ist in Abbildung 5.3a dargestellt.

Für den Einsatz an der Brücke Brandenburg wurden 16 Low-Cost 3D MEMS Sensoren des Herstellers Analog Devices vom Typ EVAL-ADXL354BZ mit einer Empfindlichkeit 400 mV/g bei +/-2 g Messbereich angeschafft und konfektioniert (siehe Abbildung 5.3b).

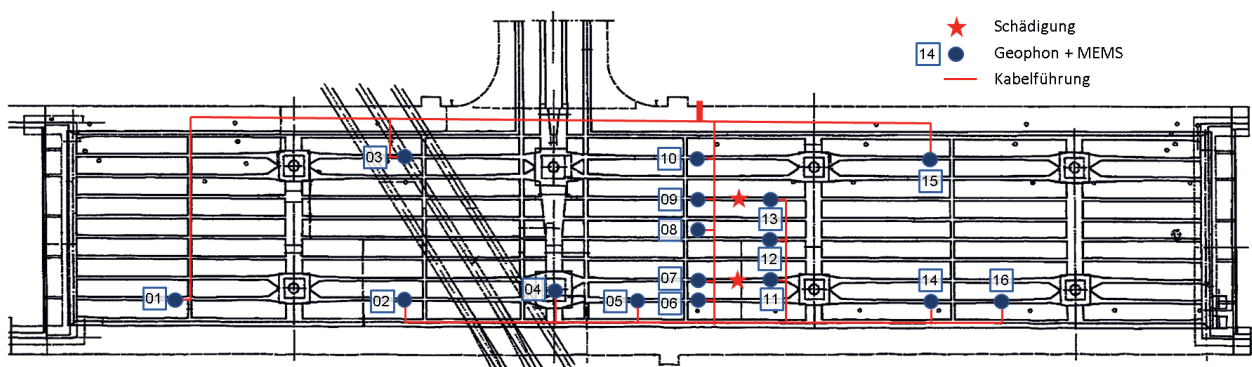


Abbildung 5.3a: Messstellenplan

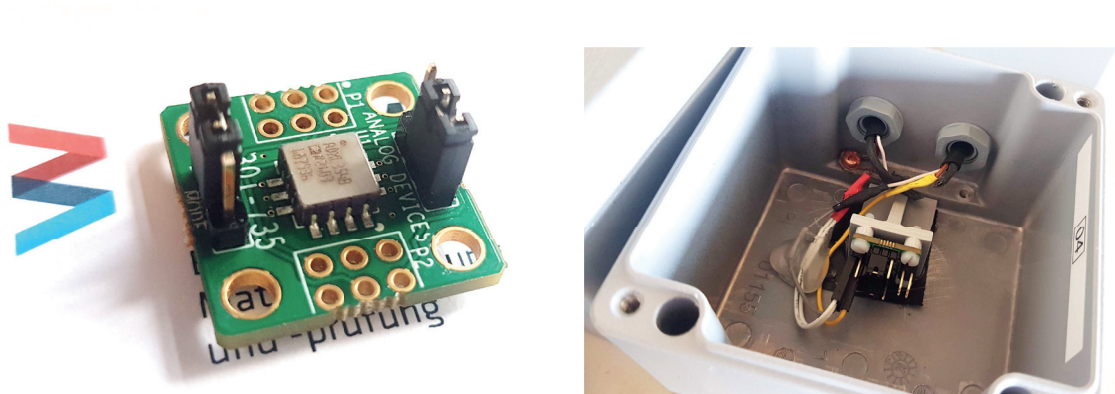


Abbildung 5.3b: 3D MEMS-Beschleunigungssensor AD EVAL-ADXL354BZ, links Einzelsensor, rechts verbaut auf einem Träger in einem Schutzkasten.

Da es sich bei dem zerstörenden Versuch um eine Erstanwendung von MEMS-Beschleunigungssensoren an realen Bauwerken handelte, sollten die Messeigenschaften der MEMS-Sensoren mit denen konventioneller Sensoren verglichen und damit gleichzeitig eine Redundanz in der Sensortechnik realisiert werden. Dazu wurden in den Positionen der 16 MEMS-Sensoren gleichfalls 16 Geophone vom Typ HS-10 des Herstellers Geo Space appliziert, wie in Abbildung 5.3c zu sehen.

Zusätzlich wurde die Lufttemperatur unter der Brücke (verschattet) mittels Thermokoppler-Sensors gemessen.

Es kamen zwei 16-kanalige Messgeräte vom Typ Cronos des Herstellers IMC zeitsynchronisiert zum Einsatz. Die Abtastung der Zeitverläufe der Schwingungen erfolgte in einer Frequenz von $f_a = 1000$ Hz, die der Temperatur von $f_a = 1$ Hz.



Abbildung 5.3c: Messstelle auf der Brücke mit einem MEMS-Sensor, einem Geophone und Kabeltrommel

5.3.3 Messdaten und wesentliche Ergebnisse

Messung:

Der Start der Messung erfolgte drei Tage vor Beginn der zerstörenden Versuche am 20. April 2021 gegen 13 Uhr, um eine umfassende Aufnahme des ungeschädigten Referenzzustandes des Bauwerks zu realisieren. Dies sollte über einen möglichst großen Zeitraum erfolgen, um gewöhnliche Variationen des Schwingverhaltens durch äußere Einflüsse in einer Art Lernphase zu erfassen. Ein längerer Zeitraum hätte zu einem verbesserten Lernergebnis geführt. Aufgrund des relativ leichten Zugangs zur Sensortechnik und der damit verbundenen potentiellen Gefahr von Vandalismus wurde der Messzeitbereich minimiert. Die Messung wurde am 26. April 2021 gegen 13 Uhr beendet.

Erläuterungen zur SSDD:

Prinzipiell kann das SSDD Verfahren in Bezug auf die statistische Verarbeitung der Messdaten in drei Phasen eingeteilt werden. Dazu wurden die Messdaten in 60 Sekunden-Datensätze fragmentiert. In einer ersten „Referenz“-Phase wird das Schwingungsverhalten im ungeschädigten, also Referenzzustand erfasst und in einem vektorartigen Residuum abgelegt. In einer zweiten „Lern“-Phase werden im weiterhin ungeschädigten Zustand die Variationen dieses Residuums durch äußere Einflüsse bestimmt und in Form einer Residuenkovarianzmatrix abgelegt. In der abschließend folgenden „Test“-Phase werden im anfangs ungeschädigten, später geschädigten Zustand die Datensätze nacheinander verarbeitet und mittels statistischem c^2 -Test überprüft, ob eine Änderung in der Schwingcharakteristik stattfand.

Auswertung I – Nutzung aller Messdaten (Geophone):

Zur Bestimmung einer entsprechenden Vergleichsbasis für die MEMS-Sensorik wurden als erstes die mittels hochempfindlicher Geophone aufgezeichneten Schwinggeschwindigkeitsverläufe analysiert. Die Auswertung wurde mit 15 Geophonen durchgeführt.

Es wurden sämtliche 8640 Datensätze in die Auswertung einbezogen. Zur Bestimmung des Residuums in der Referenzphase wurden fünf Datensätze in der Zeit zwischen 20.04. 20:51 Uhr und 20:55 Uhr verwendet. Die Lernphase nutzt 955 Datensätze vom 20.04. 13:00 Uhr bis 21.04. 04:59 Uhr (mit Ausnahme der fünf Datensätze der Referenzphase). Damit werden Stör-Anregungen aus LKW-Verkehr und dem schienengebundenen Personennahverkehr sowie zum Teil auch die aus den bereits erwähnten Bauaktivitäten berücksichtigt. Die Testphase, in der die Schwingungsverläufe in Bezug auf mögliche Veränderungen ausgewertet werden, verlief durchgehend vom 21.04. 05:00 Uhr bis 26.04. 13:00 Uhr. Dabei wurden fortlaufend 7860 Datensätze ausgewertet und mittels c^2 -Test ein skalarer Schadensindikator bestimmt.

Der Verlauf des Schadensindikators über die 7860 min (= 5 d + 8 h) ist in Abbildung dargestellt. Unschwer lässt sich erkennen, dass äußere Einflüsse das Schwingungsverhalten der Brücke sehr signifikant beeinflussen und eine Erkennung ggf. eingetretener Steifigkeitsverluste durch das Durchtrennen von Spanndrähten so nicht möglich ist. Das Durchtrennen erfolgte dabei ungefähr zwischen den Datensätzen 3480 – 3660 (23.04.2021), 4800 – 5040 (24.04.2021) und 6300 – 6540 (25.04.2021). In diesen Zeiträumen sind hohe Werte des Schadensindikators erkennbar, was auf die Störeinflüsse der Sägearbeiten und Umgebungseinflüsse zurückzuführen ist.

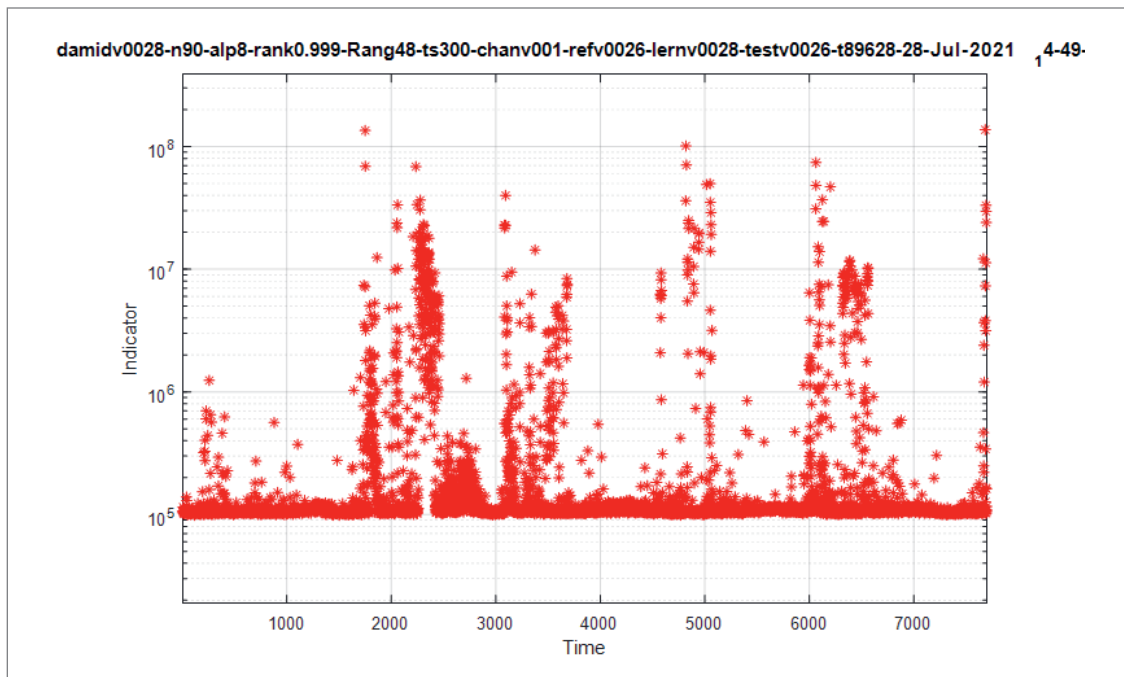


Abbildung 5.3d: Verlauf SSDD Schadensindikator für 60-Sekunden-Datensätze (Geophone) und kontinuierlicher Monitoringphase in einer ersten Übersichtsuntersuchung

Auswertung II – Nutzung ausgewählter Messdaten mit geringer Schwingungsintensität (Geophone):

Der Umstand des starken Einflusses äußerer Störanregungen ließ darauf schließen, dass nur eine spezifische Auswertung unter Nichtberücksichtigung der Zeitbereiche mit Störungen zu dem Ziel führten, Schäden zu detektieren. Natürlich auch nur, insofern Schäden im Sinne von Veränderungen physikalischer Größen des Tragwerks denn überhaupt durch das sukzessive Durchtrennen der Spanndrähte induziert wurden.

Deshalb wurde die Auswertung auf den Zeitbereich zwischen 0 Uhr und 5 Uhr reduziert und für die Testphase auch nur Datensätze selektiert, die eine geringe Schwingamplitude enthielten, bei denen die Brücke maximal durch PKW-Verkehr angeregt wurde.

Für die Referenzphase wurden die gleichen fünf Datensätze in der Zeit zwischen 20.04. 20:51 Uhr und 20:55 Uhr verwendet. In der Lernphase wurden 300 Datensätze vom 21.04. 00:00 Uhr bis 21.04. 04:59 Uhr verarbeitet. In der Testphase wurden 798 ausgewählte Datensätze vom 22.04. bis 26.04., jeweils zwischen 00:00 Uhr und 05:00 Uhr zur Berechnung des Schadensindikators eingesetzt. Dabei stand aufgrund der Auswahlkriterien eine verschieden große Anzahl von Datensätzen pro Nacht zur Verfügung.

Abbildung 5.3e zeigt den Verlauf des Schadensindikators für diese spezifische Auswertung. Dabei wurden die aufeinanderfolgenden Tage mit unterschiedlicher Farbcodierung und verschiedenartigem Marker dargestellt. Auffällig sind zwei signifikante Sprünge zwischen dem 24. und 25.04. sowie zwischen dem 25. und 26.04., die mit hoher Wahrscheinlichkeit auf sich am jeweiligen Vortag eingestellte Schäden zurückzuführen

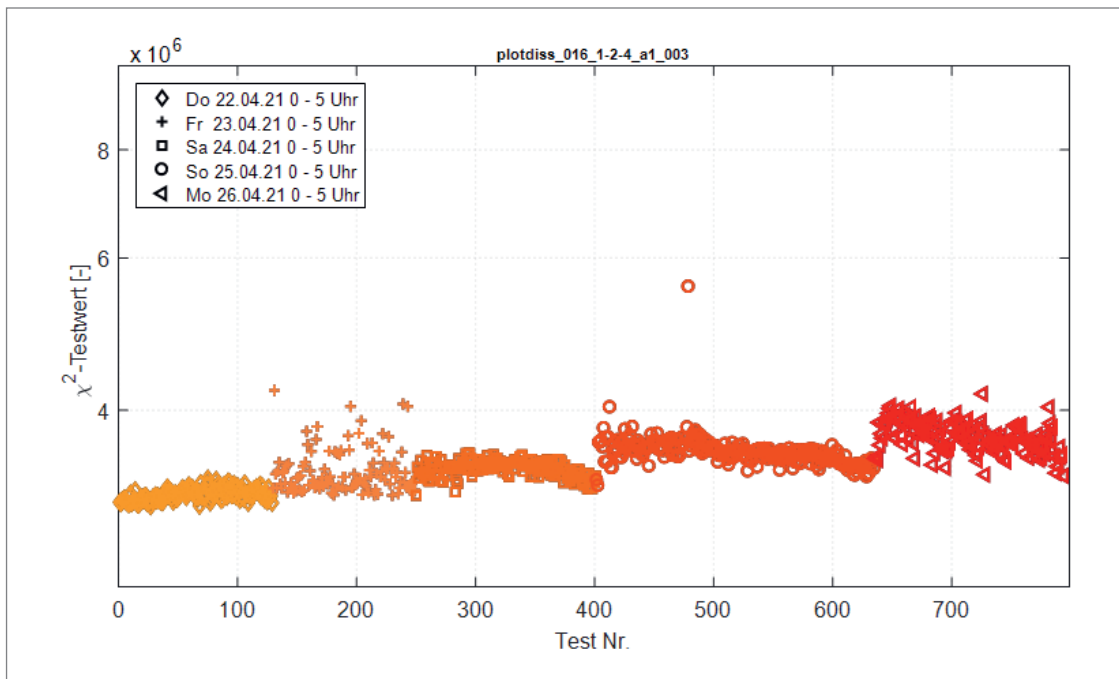


Abbildung 5.3e: Verlauf SDD Schadensindikator, Geophone, Auswahl Daten mit geringen Schwingungsamplituden – vom 22.04. bis zum 26.04., nachts zwischen 0 und 5 Uhr

sind. Gründe für die auffälligen Streuungen am Fr. den 23.04. sind unklar, ggf. sind sie mit Rangiertätigkeiten auf dem Güterbahnhof zu erklären.

Einfluss der Temperatur:

Während der gesamten Messung wurde der Verlauf der Lufttemperatur im abgeschatteten Bereich unter der Brücke aufgezeichnet, s. Abbildung 5.3f links

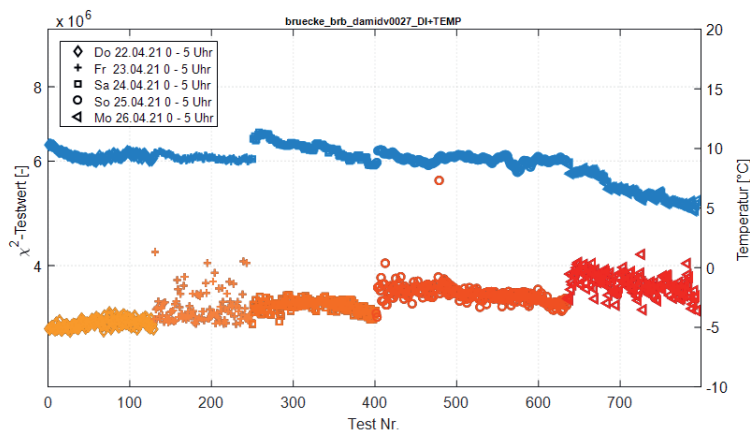
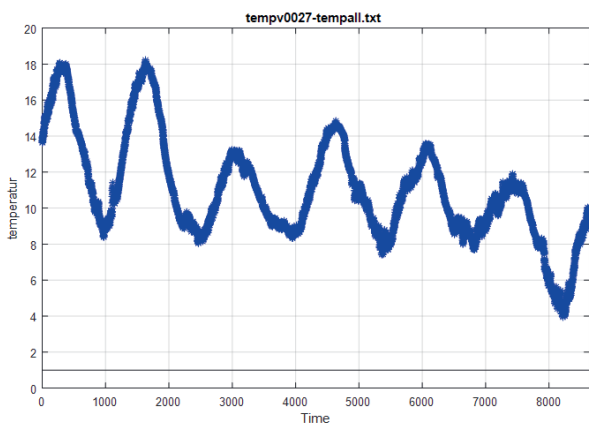


Abbildung 5.3f: links – Temperaturverlauf über den gesamten Zeitbereich der Messung, rechts – Verlauf Schadensindikator und Temperatur vom 22.04. bis zum 26.04., nachts zwischen 0 und 5 Uhr

Um den Einfluss auf das Schwingungsverhalten und damit auf die Schadensdetektion qualitativ bewerten zu können, wird in Abbildung 5.3f rechts der Verlauf des Schadensindikators und der Temperatur in einem Diagramm dargestellt. Bei der Bewertung muss berücksichtigt werden, dass die Änderung der Bauwerkstemperatur, gegenüber der der Lufttemperatur verzögert und mit deutlich geringeren Amplituden verläuft, so dass die Zunahme der Schadensindikation von der Temperatur abmindernd und nicht verstärkend beeinflusst wird, was eine erfolgreiche Schadensdetektion bestätigt.

Auswertung III – Messdaten aus MEMS Beschleunigungssensoren:

Die Vorauswertung der Messsignale ergab bereits eine deutliche Untersteuerung der Signale bei ausbleibender Anregung der Brücke durch Fahrzeugverkehr. Damit wurde erkennbar, dass die Sensitivität der gewählten MEMS Sensoren für diese recht steife Tragstruktur nicht ausreichend hoch war.

Abbildung 5.3g zeigt die Schwierigkeit auf, die auf der Basis von mittels MEMS Sensoren gemessenen Beschleunigungen eine Schädigung zu detektieren.

Auch hier dominieren die durch äußere Einwirkungen gestörten Schwingungsverläufe während der Arbeiten an der Brücke (vgl. Abbildung 5.3g links). Aber auch bei Nutzung nur ausgewählter Datensätze ohne Störgeräusche ist eine Schadensdetektion nicht möglich (vgl. Abbildung 5.3g rechts).

5.3.4 Zwischenfazit

Als Zwischenfazit in Bezug auf die Auswertung der Schwingungsmessungen können mehrere Aussagen getroffen werden.

1. Mit dem Schwingungsmonitoring und einem nachgeschalteten schwingungsbasierten Schadensdetektionsverfahren konnte eine sich nach dem Durchtrennen von Spanndrähten eingestellte Veränderung in der Schwingungscharakteristik der Brücke festgestellt werden. Diese ist mit hoher Wahrscheinlichkeit auf Risschäden und damit auf einen Verlust an struktureller Integrität des Tragwerks zurückzuführen, siehe Abbildung 5.3 e.
2. Die vielen verschiedenen Bau-, Abbruch- und Vorbereitungsaktivitäten wie bspw. Spundwandvibrationsrammen, Fräs-

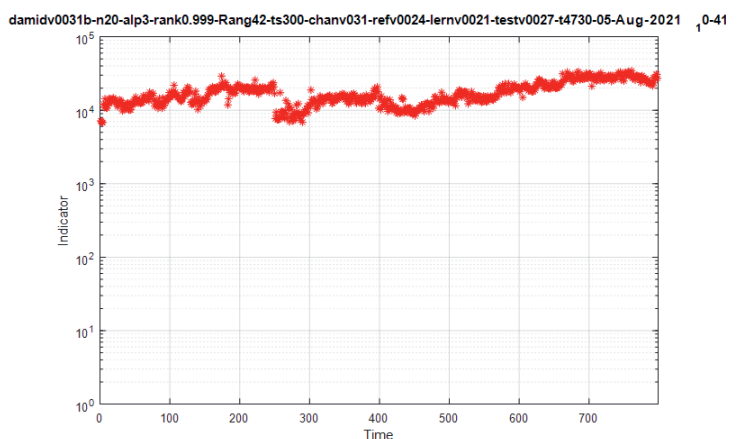
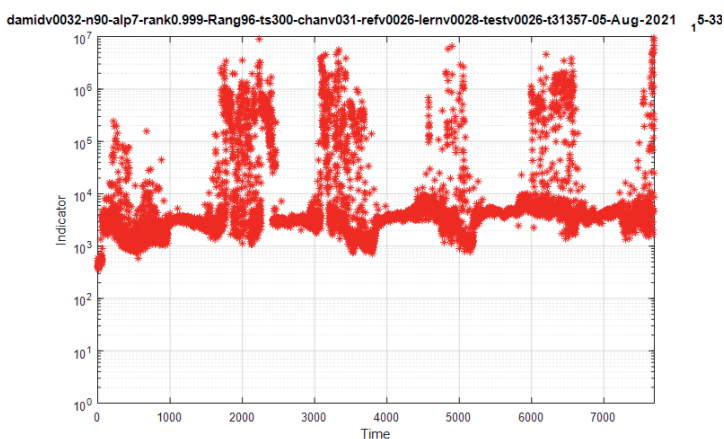


Abbildung 5.3g: Verlauf SSDD Schadensindikator, MEMS, kontinuierliche Monitoringphase über 5 Tage und 8 Stunden (links) sowie mit ausgewählten Messdatensätzen jeweils zwischen 0 Uhr und 5 Uhr (rechts).

Bohr- und Stemmarbeiten etc., haben die Schwingungssignale signifikant beeinflusst und eine Auswertung erschwert. Hier wäre es von Vorteil gewesen, bereits deutlich früher, also in „ruhigeren“ Zeiten mit der Aufnahme von Schwingungsdaten für die Referenz zu beginnen.

3. Werden zur Berechnung des Schadensindikators Messungen mit den empfindlicheren Geophonen verwendet und nur Datensätze, die geringe Schwingungsamplituden und damit keine Störanteile enthalten (vornehmlich nachts), ist der Anstieg des Schadensindikators und damit die Entwicklung eines Schadens nachweisbar. Eine Verursachung des Anstiegs durch unterschiedliche Temperaturen zu den jeweiligen Zeitpunkten konnte nachweislich ausgeschlossen werden.
4. Die gewählten MEMS Beschleunigungssensoren hatten keine ausreichend hohe Sensitivität, so dass sie nicht zur Schadensdetektion herangezogen werden konnten. Hier sind noch weitere Untersuchungen an Laborstrukturen zur Konkretisierung der Einsatzgrenzen im Schwingungsmonitoring von Brückenbauwerken erforderlich und ggf. andere MEMS Technik auszuwählen.
5. Die Auswertung des Datenbestandes ist noch nicht abgeschlossen. Untersuchungen zum Einfluss der Datensatzlänge (z.B. 30s, 60s, 120s – Datensätze) etc. sind noch nicht durchgeführt worden. Weiterhin ist Teil der Zielstellung zu analysieren, mit welcher Anzahl und welcher Positionierung der Sensoren eine Schadensdetektion möglich ist, wenn der Schadensort a priori nicht bekannt ist.

5.4 Monitoring mit Schallemissionsmessung (Bilfinger Noell, BAM)

Sebastian Schmidt, Bilfinger Noell
Stephan Pirskawetz, BAM

5.4.1 Messprinzip und Grundlagen

Bei der Entstehung oder dem Wachstum von Rissen in spröden Materialien laufen lokal sehr schnelle Materialverschiebungen ab. Die dadurch angeregten elastischen (akustischen) Wellen breiten sich im Material aus und können mit an der Oberfläche angekoppelten Sensoren detektiert werden. Die Quelle des Schallereignisses kann anhand der Unterschiede der Ankunftszeiten der Wellenfront an den einzelnen Sensoren geortet werden. Die Analyse von Merkmalen der detektierten Signale, wie Amplitude, Energie, Anstiegszeit und Frequenz, erlaubt Rückschlüsse auf den Quellmechanismus und die Klassifizierung der Signale.

Im Vergleich zu klassischen Anwendungen der Schallemissionsanalyse sind die bei Spanndrahtbrüchen freigesetzten Energien sehr groß. Die lokale Rückdehnung des Stahls regt Schallwellen mit hohen Amplituden an, die sich im Stahl, und je nach Güte der Verpressung, auch im umgebenden Beton ausbreiten. Mit wachsendem Abstand von der Quelle nimmt die Amplitude der Signale ab. Eine Abschätzung dieser Dämpfung am Bauwerk ist durch eine Simulation von Spanndrahtbruchsignalen durch Rückprallhammerschläge möglich. Für eine sichere Detektion und Identifizierung der Signale von Spanndrahtbrüchen müssen deren Amplituden größer sein als die der Störgeräusche, die z. B. durch den Verkehr verursacht werden können. Die Summe aller Hintergrundgeräusche wird als Noiselevel bezeichnet. Der maximale Abstand zwischen den Schallemissionssensoren und somit die Mindestanzahl an Sensoren, mit denen Spanndrahtbrüche

noch zuverlässig detektiert werden können, wird also durch die Dämpfung der Signale, und damit der Wahl des Sensors mit dem passenden Frequenzbereich sowie durch das Noiselevel bestimmt.

5.4.2 Messtellenplan und Konzept

Um die, durch die Seilsäge herbeigeführten Spanndrahtbrüche detailliert aufzeichnen zu können, wurde das bestehende Schallemissions-Monitoringsystem mit 75 Sensoren (siehe Kap. 2.6) durch weitere Sensoren an den beiden Versuchsstellen verdichtet. Die Verdichtung hat dabei mehrere Ziele.

Durch den reduzierten Sensorabstand sollen die Veränderung der Welleneigenschaften durch die Propagationsstrecke, insbesondere die Amplitudenabnahme und die Veränderung der Frequenzinhalte deutlich werden.

Die Verwendung verschiedener Sensortypen mit unterschiedlichen Frequenzbereichen soll breitbandige Informationen über die Welleneigenschaften liefern.

Die Verteilung der Messstellen auf die Längsträger, Fahrbahnplatte und Bodenplatte des Überbaus ermöglicht den Vergleich des Einflusses der verschiedenen Bauteile auf die Wellencharakteristik und Dämpfung.

Insgesamt wurden 24 zusätzliche Sensoren, 12 Stück je untersuchtem Längsträger, an das Bauwerk appliziert. Die Messtechnik der zusätzlichen Sensoren und des Monitoring-systems wurden zu einem System zusammengeschaltet. Der Abstand der Sensoren beträgt nach der Verdichtung zwischen 1 m und 10 m entlang des Längsträgers.

Die Messtechnik stammt mit Ausnahme von vier Sensoren von der Vallen Systeme GmbH. Vier Sensoren sind eine Entwicklung der ACS Ltd. in Kooperation mit der BAM. Sie können in Frischbeton oder, wie hier, in Bohrlöchern in den Bestandsbeton eingebettet werden (Embedded Sensors – eS). Folgende Sensortypen kamen zum Einsatz:

- VS12 mit 0 dB Vorverstärkung
Frequenzbereich in kHz: 7 bis 58

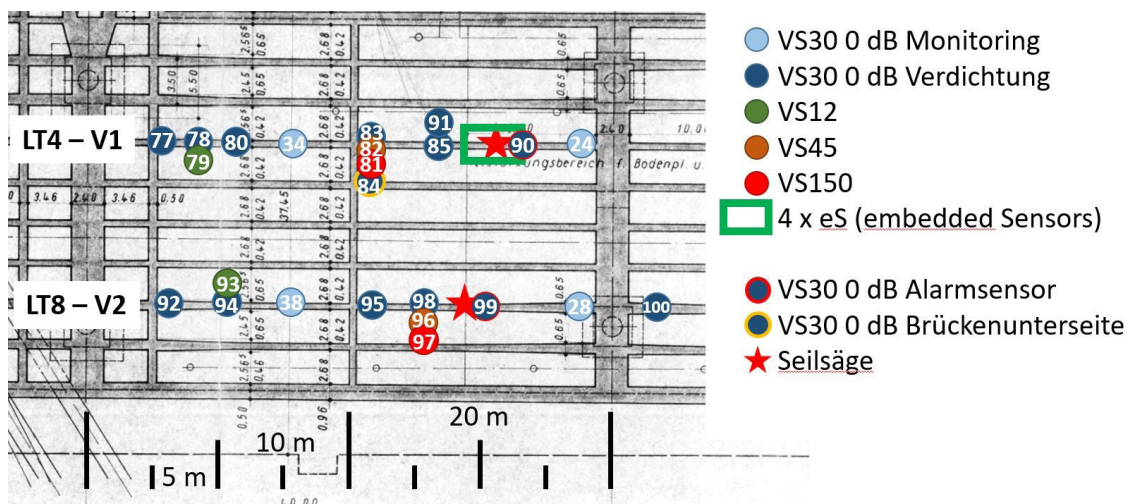


Abbildung 5.4a: Anordnung der instrumentierten Längsträger 4 und 8 in Feld 3 des Überbaus. In verschiedenen Farben sind die unterschiedlichen Sensortypen und -positionen dargestellt. Die Nummern der Sensoren stellen die zugewiesenen Kanäle im Schallemissionsmesssystem dar.

- VS30 SIC mit 0 dB Vorverstärkung
Frequenzbereich in kHz: 25 bis 80
- VS45 mit 0 dB und 34 dB Vorverstärkung
Frequenzbereich in kHz: 20 bis 450
- VS150 mit 0 dB und 34 dB Vorverstärkung
Frequenzbereich in kHz: 100 bis 450
- eS mit 0 dB Vorverstärkung
Frequenzbereich in kHz: 100 bis 450
- eS mit 34 dB Vorverstärkung
Frequenzbereich in kHz: 55 bis 70

Die Ankopplung der Sensoren an das Bauwerk wird durch Heißkleber sichergestellt. Dieses Medium zeichnet sich durch gute akustische Eigenschaften und Langlebigkeit aus. Zusätzlich werden die Sensoren mittels eines Magnethalters mit Federelementen und zuvor angebrachten Halteplatten dauerhaft an die Betonoberfläche gepresst.

Die Überprüfung der Ankopplung wurde mittels Hsu-Nielsen-Quelle durchgeführt. Dabei werden 0,5 mm 2H Druckbleistiftminen in einem definierten Winkel auf der Betonoberfläche gebrochen. Diese Brüche wurden in einem Abstand von 10 cm rund um den Sensor durchgeführt, um die gleichmäßige

Empfindlichkeit in allen Richtungen zu überprüfen.

Zur Erzeugung von künstlichen Signalen, welche einen Drahtbruch simulieren sollen, wurde der Rückprallhammer (RPH) Original Schmidt Typ N der Firma Proceq verwendet.

5.4.3 Messdaten und wesentliche Ergebnisse

a) Teilversuch I – Bereich mit geringer Vorschädigung

Im Rahmen der Ankopplung der Sensoren wurden sogenannte Schmidthammerreihen aufgezeichnet. Dabei werden entlang des Längsträgers an verschiedenen Positionen mit dem Schmidthammer Typ N Impulse in den Längsträger eingeleitet. Die Impulse werden jeweils von mehreren Sensoren detektiert.

In Abbildung 5.4b sind die Amplituden der Schmidthammerreihe an Längsträger 4 über der Entfernung dargestellt. Diese Grafik ermöglicht einen Vergleich von verschiedenen

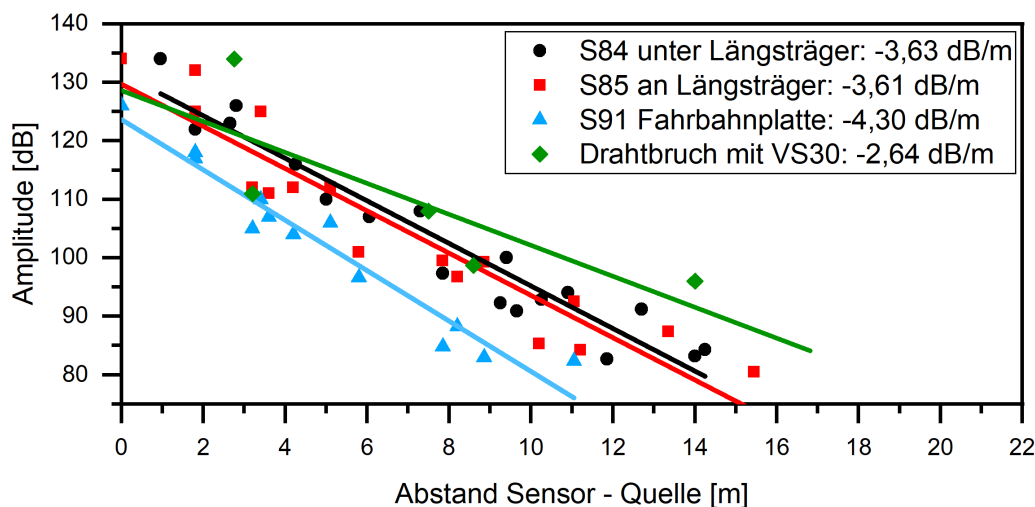


Abbildung 5.4b: Amplituden von Schmidthammerimpulsen (in den Längsträger induziert) in Abhängigkeit von der Entfernung zum Sensor. Über eine lineare Regression lässt sich daraus die Dämpfung in dBAE/m errechnen. Ein niedrigerer Wert ist besser. Alle Sensoren sind vom Typ VS30.

Messstellenpositionierungen für den Monitoringbetrieb. Die berechneten Dämpfungswerte, gemessen mit Sensoren des Typs VS30, für eine Applikation an die Seitenwand (Sensor 85, rot) und an die Unterseite (Sensor 84, schwarz) des Längsträgers sind dabei sehr ähnlich. Eine Applikation des Sensors an die Fahrbahnplatte (Sensor 91, blau) in der Mitte des Hohlkastens resultiert in einem höherem Dämpfungswert, sodass der Detektionsradius des Sensors eingeschränkt wird.

Für den Vergleich verschiedener Sensortypen wurden ebenfalls die Schallemissionsdaten der Schmidthammerreihen herangezogen. So wird in Abbildung 5.4c deutlich, dass die Dämpfung der Sensortypen VS30 und VS45 zwischen 3,4 dBAE/m und 3,7 dBAE/m beträgt. Diese Werte decken sich mit den Erfahrungswerten von Bilfinger Noell und der BAM an anderen Bauwerken und aus dem Labor, sind aber deutlich kleiner als in der Literatur beschrieben (z.B. [Köppel 2002]). Die mit dem Sensor VS12 gemessene Dämpfung beträgt hingegen lediglich 2,2 dBAE/m, was theoretisch, bei gleichem Noiselevel, einen größeren Detektionsradius ermöglicht. Aus

einem Vergleich der Frequenzinhalte der Transienten der verschiedenen Sensortypen geht hervor, dass hochfrequente Anteile der elastischen Wellen sehr stark durch den Beton bedämpft werden und somit schon nach einer sehr kurzen Propagationsstrecke die niederfrequenten Anteile des Schallemissionssignals dessen Charakteristik dominieren. Das erklärt die hohe Reichweite des VS12, der eine hohe Empfindlichkeit bei tiefen Frequenzen um 12 kHz aufweist.

Abbildung 5.4d zeigt die Ortungsergebnisse für Schmidthammerschläge am Längsträger 4. Berücksichtigt wurden dafür nur Signale mit einer Amplitude über 100dB. Der größte Teil der Schläge wurde von 3 Sensoren registriert. Insbesondere in Bereichen mit Sensorabständen unter 6 m bleiben die Ortungsfehler kleiner als ± 15 cm. Lediglich die Schläge an den Positionen -22,1 m und -26,7 m konnten mit dieser Schwelle und einem Sensorabstand von 7,8 m nicht geortet werden.

Die aus den Laufzeiten der Signale zwischen zwei Sensoren berechnete Schallgeschwindigkeit längs des Trägers liegt bei 3000 m/s.

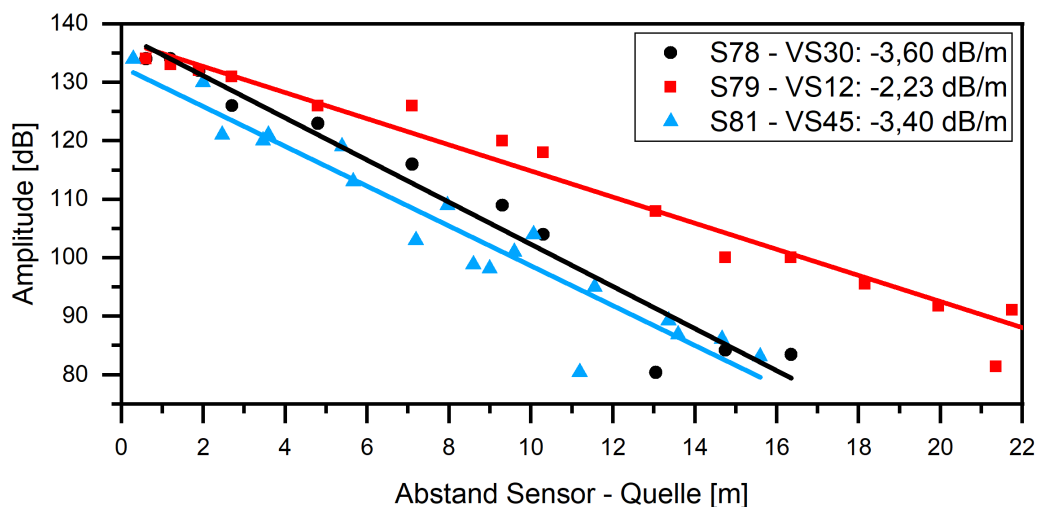


Abbildung 5.4c: Amplituden von Schmidthammerimpulsen (in den Längsträger induziert) in Abhängigkeit von der Entfernung zum Sensor. Die verschiedenen Datenreihen zeigen dabei verschiedene Sensortypen, welche sich vor allem durch ihren Frequenzgang unterscheiden.

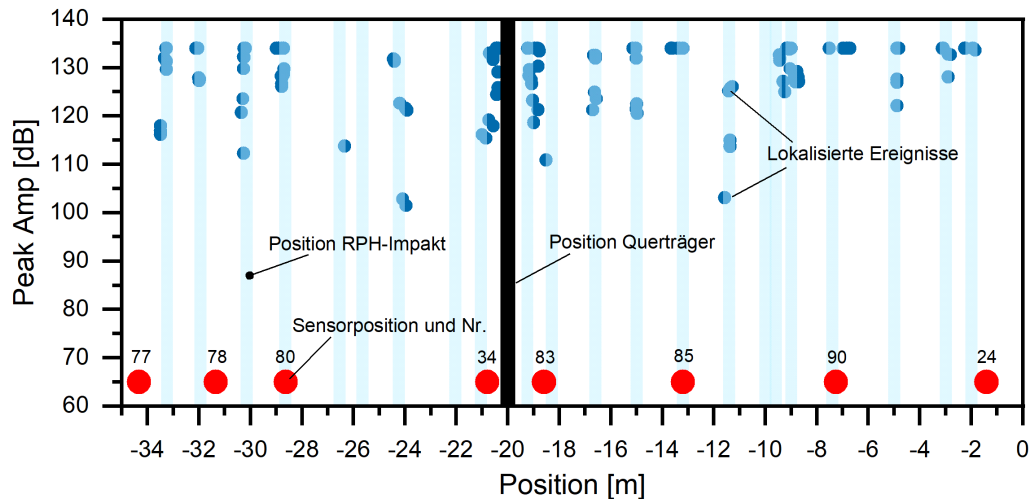


Abbildung 5.4d: Ortungsergebnisse für Schmidthammerschläge an Längsträger 4. Gemessen wurde mit Sensoren des Typs VS 30.

b) Teilversuch II – Bereich mit vermuteter Vorschädigung

Am Längsträger 8 wurden im Wesentlichen die an Längsträger 4 durchgeführten Messungen wiederholt. Trotz der deutlich unterschiedlichen Vorschädigung wurden keine signifikanten Unterschiede in den akustischen Eigenschaften der beiden Träger festgestellt. Lediglich Schmidthammerschläge auf hohl klingenden Oberflächen werden deutlich stärker gedämpft und sollten in benachbarten, intakten Bereichen wiederholt werden. Sensoren dürfen auf hohl klingenden Oberflächen nicht installiert werden.

Der Vergleich der Messdaten der beiden Teilversuche in Abbildung 5.4e zeigt, dass sich die Abschwächung der Wellen durch die Propagation an den beiden Versuchsstellen nicht wesentlich unterscheidet. Die Versuchsstelle V2 an Längsträger 8 wurde auf Grund ihrer Vorschädigung ausgewählt. Die Daten zeigen, dass diese Vorschädigung keine Auswirkung auf die Dämpfung hat, was bedeutet, dass das Messsystem nicht durch die fortschreitende Schädigung negativ beeinträchtigt wird.

Jeder Drahtbruch wurde von mehreren Sensoren detektiert. An beiden Versuchsstellen war ein sogenannter "Alarmsensor" in kurzer Distanz zur Sägestelle montiert. In der automatisierten Auswertung vor Ort wurden mit Hilfe dieses Alarmsensors die Drahtbrüche gezählt und anschließend mit der akustischen Zählung des Sägeteams verglichen.

Die mit den Sensoren VS30 gemessene Dämpfung der Signale aus Spanndrahtbrüchen ist mit ca. -2,6 dBAE/m geringer als die der durch Schmidthammerschläge erzeugten mit ca. 3,6 dBAE/m. Hauptursache ist wahrscheinlich die deutlich höhere Energie, die bei den Drahtbrüchen freigesetzt wird. Zudem liegt die Richtung der durch Schmidthammerschläge auf der Seitenwand des Steges erzeugten primären Wellenfront rechtwinklig zu der sich in Längsrichtung des Steges ausbreitenden Wellenfront eines Spanndrahtbrüches. Dennoch sind Schmidthammerschläge aufgrund ihrer guten Reproduzierbarkeit und der Ähnlichkeit der aus Drahtbrüchen resultierenden Signale gut zur Untersuchung der akustischen Eigenschaften von Brückenträgern geeignet.

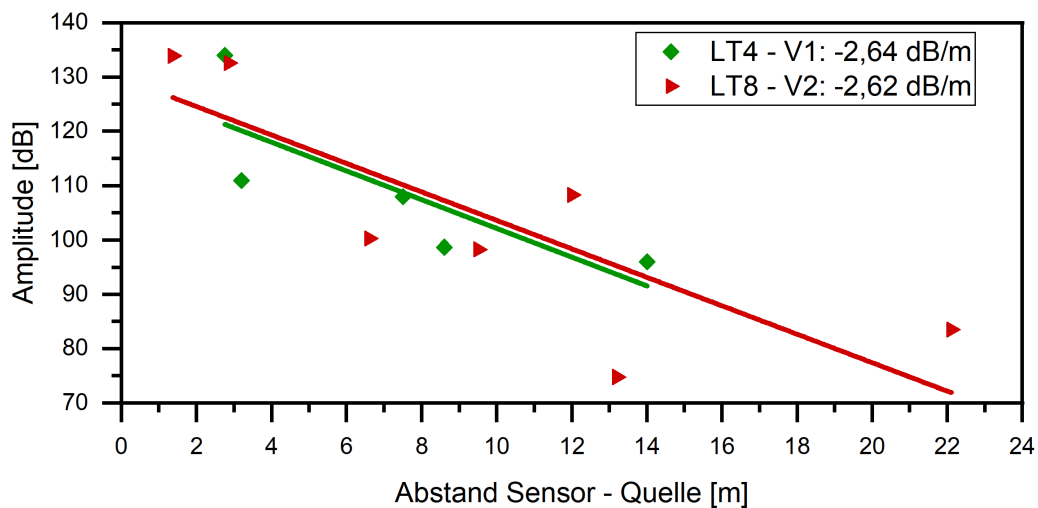


Abbildung 5.4e: Amplituden der künstlichen Drahtbrüche über die Entfernung. Die Linien stellen jeweils lineare Regressionen der Amplitude über die Entfernung der Sensoren zur Sägestelle dar. In Grün sind die Daten des Teilversuchs V1, in Rot die Daten des Teilversuchs V2 dargestellt.

5.4.4 Zwischenfazit

Das Schallemissionssystem mit 75 Sensoren wurde im Monat Juni 2020 durch die Firma Billfinger Noell installiert und in Betrieb genommen. Bis zum Abriss der Brücke im Mai 2021 wurden 111 spontane Spanndrahtbrüche detektiert. Während der Laufzeit des Systems gab es keine technisch bedingten Ausfallzeiten.

Für die Zeit vom 30. März 2021 bis zum 25. April 2021 wurde das vorhandene System durch ein System der BAM mit 24 weiteren Kanälen ergänzt, siehe Kap. 5.4.1. Dadurch konnte die Ortung der Signalquellen verbessert und die Veränderung der Signale von Spanndrahtbrüchen entlang des Laufweges analysiert werden. Andererseits wurden alternative Sensortypen getestet. Mit dem erweiterten Messsystem konnte die ursprünglich beauftragte Überwachung nahtlos fortgesetzt werden.

Die von den Drahtbrüchen an den Sensoren ausgelösten Schallemissionssignale werden mit einer Verzögerung von wenigen

Millisekunden vom Schallemissionssystem angezeigt. Die Auswertung der Schallemissionsdaten erfolgt sowohl im Monitoring- als auch Versuchsbetrieb unverzüglich vor Ort. Eine Klassifizierung der Daten in die Klassen Drahtbruch, Baulärm, Hintergrundgeräusche konnte umgehend vorgenommen werden. Die Bestimmung des Quellorts der Schallemissionen wurde automatisiert durch das Messsystem vorgenommen.

Anhand der mit Schallemissionsanalyse detektierten Drahtbrüche konnten Entscheidungen über den Versuchsablauf, wie z.B. Pausieren des Schneidens oder Versuchsende, getroffen werden. Während des Versuchs V1 wurden 272 Drahtbrüche infolge des Sägens identifiziert. Ein weiterer, spontaner Drahtbruch wurde in einer Ruhephase nach Abschalten der Seilsäge registriert. An der Versuchsstelle V2 wurden 236 Drahtbrüche detektiert.

Mit den durchgeführten Messungen konnte gezeigt werden, dass sich die Schallemissionsanalyse sehr gut, zuverlässig und nahezu



Abbildung 5.4f: Zuschauer beim Zählen der Spanndrahtbrüche an der Zentrale der Schallemissionsmessung

in Echtzeit zur Detektion von Spanndrahtbrüchen eignet. Voraussetzung ist eine gründliche Analyse der akustischen Eigenschaften des Bauwerks sowie der Störgeräusche. Die Erkenntnisse zur frequenzabhängigen Dämpfung können zur Optimierung und Erhöhung der Reichweite von Sensoren genutzt werden. Ein Vergleich der Wellenformen von detektierten Drahtbrüchen aus dem Monitoringzeitraum ergab eine große Übereinstimmung zu den detektierten Signalen der durch die Seilsäge erzeugten Drahtbrüche. Künstliche Drahtbrüche stellen somit eine Möglichkeit dar, Signale mit großer Ähnlichkeit zu spontanen Drahtbrüchen zu erzeugen.

5.5 Monitoring mit Faseroptischer Messung (BAM)

Detlef Hofmann, BAM

5.5.1 Messprinzip und Grundlagen

Faseroptische Messverfahren werden zunehmend für Monitoringaufgaben verwendet. Sie ergänzen herkömmliche Sensorsysteme aufgrund einer Vielzahl von Vorteilen besonders unter kritischen Bedingungen. Während bisher vorwiegend lokale punktförmige Sensoren einzeln oder als Array eingesetzt wurden, bietet die verteilte faseroptische Sensorik die attraktive Möglichkeit, die Faser selbst als Sensor zu nutzen.

Erstmals wurde im Rahmen des hier thematisierten umfangreichen Versuchsprogramms zur Verifizierung des Schadensbilds von Brückenbauwerken eine Kombination dreier verschiedener faseroptischer Messsysteme zur Aufnahme von Dehnungs- und Temperaturprofilen, zur akustischen Schadenserkenkung und zur Detektion von Rissereignissen eingesetzt.

Zur Aufnahme von Dehnungs- und Temperaturprofilen diente ein Neubrescope der Fa. Neu-brex, das durch die Kombination von Brillouin- und Rayleigh-Rückstreuverfahren Dehnung und Temperatur innerhalb einer Standardglasfaser unabhängig und orts aufgelöst aufnehmen kann (Winkler 2019). Die Detektion von Rissereignissen auf der Betonoberfläche erfolgte über ein optisches Rückstreureflektometer OBR 4600 (LUNA 2019), das die Rayleigh-Rückstreuung mittels eines durchstimmbaren Lasers im Frequenzbereich misst und neben dem Vorteil der verteilten Dehnungs- und Temperaturmessung eine gute Ortsauflösung bietet. Für die akustische Schadenserkenkung wurde ein modifiziertes experimentelles Gerät zur verteilten akustischen Sensorik aus einer Eigenentwicklung eingesetzt. Dieses basiert auf der Detektion von Phasenverschiebungen des rückgestreuten Lichts (φ -OTDR), wodurch akustische Signale über große Distanzen erfasst werden können (vgl. Park 2003, Taylor 1993).

5.5.2 Messstellenplan und Konzept

Ziel der Untersuchungen ist es, mit zerstörungsfreien verteilten faseroptischen Messverfahren Bauwerksschädigung im Rahmen einer definierten Schädigung des Bauwerks zu detektieren und somit die Einsatzmöglichkeiten dieser Messverfahren für das Monitoring von Bauwerken zu evaluieren.

Hierzu wurden entsprechend der Abstimmung mit den anderen Beteiligten faseroptische tight-buffered Sensorfasern und -ka-

bel für den Teilversuch I am Längsträger 4 in einem Abstand von ca. 9,0 m und für den Teilversuch II am Längsträger 8 in einem Abstand von ca. 12,0 m symmetrisch mäanderförmig um die Trennschnittstelle appliziert. Weitere Sensorfasern für die Dehnungs- und Rissensorik sowie für die verteilte akustische Sensorik wurden linear als Schleife auf der Brückenober- und -unterseite bis ca. 20 m von der Trennschnittstelle entfernt auf der westlichen und ca. 15 m von der Trennschnittstelle entfernt auf der östlichen Brückenseite geklebt. Die Montage erfolgt mit elastischem Hybridpolymer-Klebstoff, da die Glasfasern nur eine begrenzte Bruchfestigkeit aufweisen und Risse schnell zum Versagen der Faser führen können. Um das parallele Messen der drei einzelnen Messverfahren zu ermöglichen, ist für jedes eine gesonderte Messfaser nötig.

Die Anordnung der Messstellen ist schematisch in Abbildung 5.5a dargestellt.

Für das Neubrescope ist eine Sensorfaser im Bereich der Mäander vorgesehen. Gemessen wurden auf Grund der langen Messzeiten in den Pausen zwischen den Sägeschnitten.

Mittels Rückstreureflektometer OBR 4600 erfolgten die Messungen ebenfalls bei Stillstand der Säge, da Vibrationen das Messergebnis stark verfälschen. Aufgenommen wurden die Daten sowohl im Bereich der mäanderförmig verlegten Sensorfasern als auch in den gerade verlegten Fasern oberhalb und unterhalb der Brücke.

Das System für die verteilte faseroptische Sensorik (DAS) nahm wie das OBR 4600 Daten aller Bereiche der Sensorfasern auf. Die Messwerte wurden für insgesamt ca. 30 Minuten jeweils während der Sägeschnitte und danach aufgenommen.

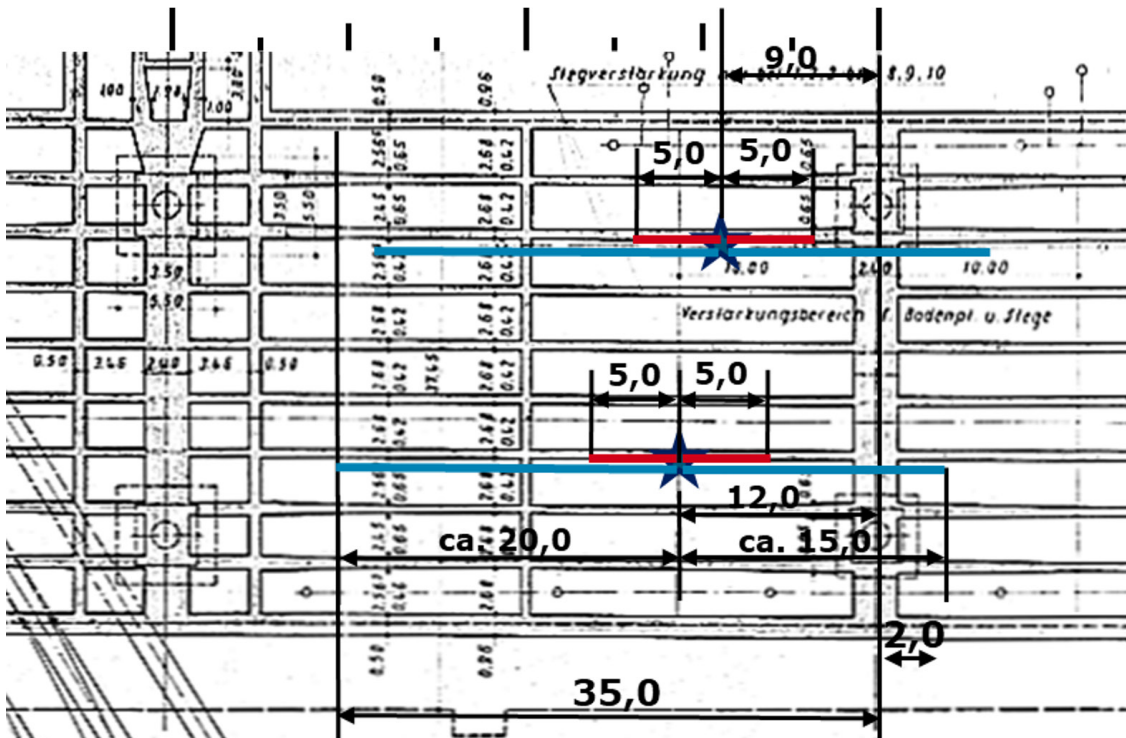


Abbildung 5.5a: Messstellenplan für die verteilte faseroptische Sensorik

5.5.3 Messdaten und wesentliche Ergebnisse

a) Teilversuch I – Bereich mit geringer Vorschädigung

Für beide Teilversuche wurden die Dehnungen mit dem Neubrescope im Brillouin-Modus mit einer Ortsauflösung von 20 cm (Abstand zwischen den einzelnen Messpunkten 5 cm) aufgenommen. Ein Offset entlang der y-Achse entspricht der Temperaturänderung während der Dauer der Versuche ($1\text{ }^{\circ}\text{C} = 20\text{ }\mu\text{m/m}$). Die TW-COTDR-Messungen (Ortsauflösung: 10 cm, Abstand zwischen den einzelnen Messpunkten: 5 cm) beziehen sich auf Referenzmessungen, die an den Messtagen jeweils vor den Versuchen durchgeführt wurden. In beiden Messmodi konnte die Zunahme der Dehnungen durch die entstehenden Risse verfolgt werden.

Beim Rückstreureflektometer wurde für die Dehnungsauswertung ein 4 cm Abstand der einzelnen Messpunkte gewählt. Die folgenden Ausführungen zum Dehnungsverlauf beziehen sich vorwiegend auf die Ergebnisse dieser Messungen.

Das DAS-System nahm Messwerte für ca. 30 Minuten je-weils während der Sägeschnitte und danach auf. Hierbei können über die gesamte Länge der Sensorfaser Vibrationen mit einer Frequenz von bis zu 40 kHz detektiert werden, wobei für die Auswertung der Messdaten insbesondere die Frequenzbereiche 10 bis 20 kHz, 0 bis 20 kHz und 0 bis 10 kHz analysiert wurden.

Die Dehnungsmessungen über die gesamte Messzeit auf und unter der Brücke ergaben keine wesentlichen Veränderungen. Dehnungsänderungen im Bereich des Stelortes der Säge resultieren vorwiegend aus

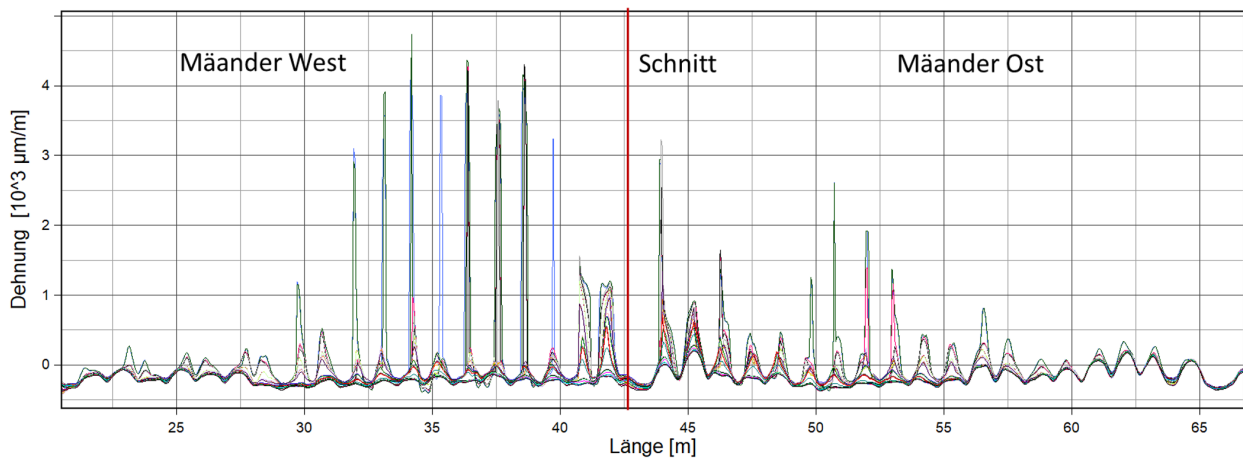


Abbildung 5.5b: Übersicht über die Messungen mit dem Neubrescope (Brillouin-Modus) im mäandrierten Sensorbereich beim Teilversuch 1. Die Längenangaben beziehen sich auf die Sensorfaserlänge.

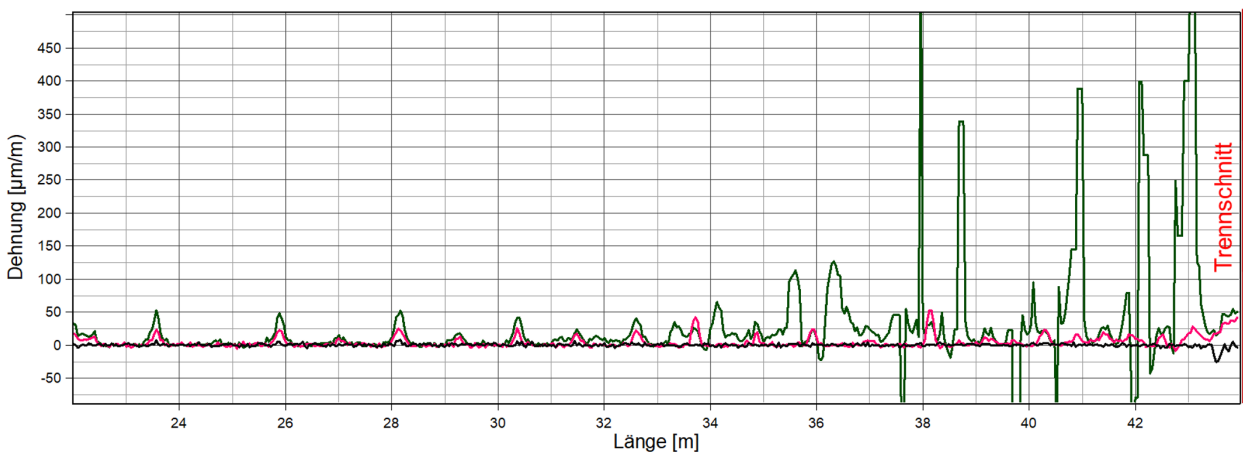


Abbildung 5.5c: Dehnungsverlauf der Sensorfaser (Mäander West). Die grüne Kurve zeigt den Verlauf nach Trennschnitt 1 mit beginnender Dehnungsüberhöhung. Die Längenangabe ist die Lauflänge der Sensorfaser.

Veränderungen der lokalen Umgebungsbedingungen (Temperatur, Feuchtigkeit) und liegen im Bereich zwischen $-100 \mu\text{m/m}$ und $+150 \mu\text{m/m}$.

Während des Teilversuchs I wurden bereits nach dem Trennschnitt zwei erste Dehnungszuwächse am Mäander West nahe der Sägestelle festgestellt (s. Abbildung 5.5c).

Beim Trennschnitt 4 konnten gegen 16:33 Uhr verstärkte akustische Aktivitäten im Schnittbereich festgestellt werden. Bereits davor ab

Teilschnitt 3 und ab Teilschnitt 6 deutlich sichtbar, breiteten sich besonders im Mäander Ost Dehnungserhöhungen bis in die vom Schnitt entfernten Faserbereichen aus. Während des Teilschnitts 8 intensivierte sich die akustische Aktivität durch die Fortsetzung der Rissbildung im Mäanderbereich, die auch noch nach Teilschnitt 9 feststellbar waren. Die durch das faseroptische DAS-System aufgezeichnete Anzahl von Ereignissen sind in Tabelle 5.5a für verschiedene Frequenzbereiche ausgewiesen. Die Abbildung 5.5d zeigt beispielhaft den Zeitverlauf einer DAS-Messung.

Datum	Trennschnitt	Zeit	getrennte Drähte	Vgl. mit Schallemission*)	DAS 10 kHz – 20 kHz			DAS 0 kHz – 20 kHz		
					Mäander	Brücke oben	Brücke unten	Mäander	Brücke oben	Brücke unten
23.04	1	ab 14:35	7	-	-	-	-	-	-	-
	2	ab 15:41	16	100%	28	16	5	28	21	24
	3	ab 16:09	12	98%	45	20	6	46	36	38
	4	ab 16:32	71	100%	31	5	5	32	26	17
	5	ab 17:10	17	74%	14	1	0	14 (+6)	12	10
	6	ab 17:52	46	-	-	-	-	-	-	-
24.04.	7	ab 13:08	27	97%	36	0	2	36	19	32
	8	ab 14:08	38	92%	36	0	2	36	30	26
		14:23–14:28	?	-	88	0	7	95	0	19
	9	ab 14:57	32	90%	35 (+13 ab 15:05)	0	0	35 (+17 ab 15:05)	33	31

*) prozentuale zeitliche Übereinstimmung der erfassten Ereignissen im Mäanderbereich von elektrischen und faseroptischen Messungen (DAS 10 kHz – 20 kHz).
 () Werte in Klammern sind detektierte Ereignisse nach den Sägeschnitten, die nicht in den Vergleich eingegangen sind. Eine Klassifizierung erfolgte nicht.
 - keine Messung durchgeführt

Tabelle 5.5a: Mit dem DAS-Messsystem aufgezeichnete Anzahl von Ereignissen in verschiedenen Frequenzbereichen im prozentualen Vergleich zur Schallemissionsanalyse.

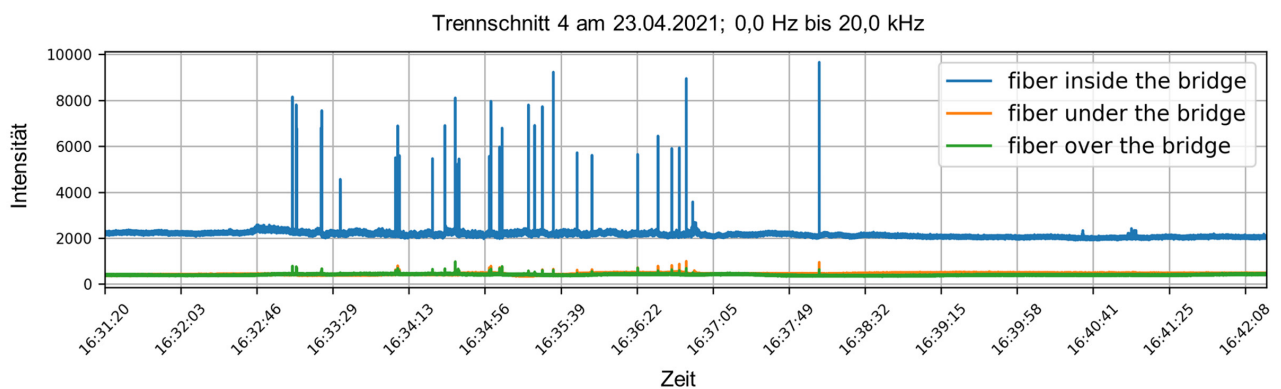


Abbildung 5.5d: Aufgezeichnete Einzelereignisse des faseroptischen DAS-Systems für die verschiedenen Faserabschnitte in, unter und auf der Brücke während des Trennschnitts 4.

b) Teilversuch II – Bereich mit vermuteter Vorschädigung

Die Dehnungsmessungen während des Teilversuchs II ergaben über die gesamte Messzeit auf und unter der Brücke keine wesentlichen Veränderungen. Da der Versuchsbereich vorgeschädigt war, konnten bereits nach dem ersten Trennschnitt Dämpfungserhöhungen in den drei ersten Mäanderabschnitten der östlichen und westlichen Fasersektionen festgestellt werden. Eine verstärkte Rissausbreitung wurde zwischen Trennschnitt 3 und 4 detektiert. Abbildung 5.5e zeigt zwei aufeinanderfolgende Mes-

sungen (rote und blaue Kurve), bei denen die beschleunigte Rissbildung gut zu erkennen ist. Dabei handelt es sich um den gleichen horizontalen Riss, der die Mäander mehrmals kreuzt. Insbesondere im westlichen Mäanderbereich ist dies auch für die nachfolgenden Messungen zu erkennen (s. Abbildung 5.5f). Zu bemerken ist nach dem 5. Trennschnitt die rasche Ausbreitung der Risse vom Schnittbereich weg mit fast gleicher Dehnungserhöhung.

Akustisch erfasste das DAS-System ab ca. 15:00 Uhr (Trennschnitt 3) viele hörbare Risse (im unteren Frequenzbereich) vor dem

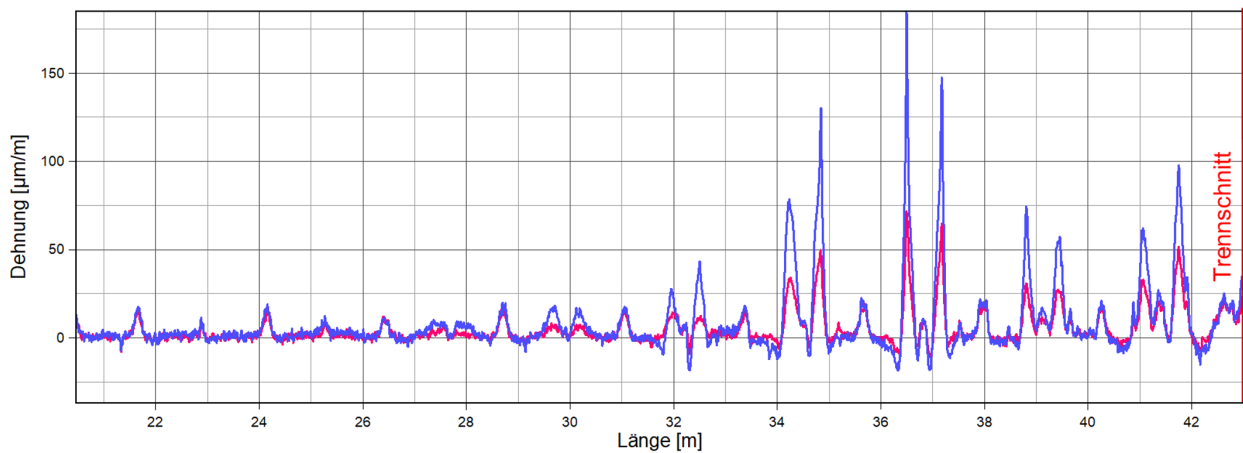


Abbildung 5.5e: Dehnungsverlauf der Sensorfaser (Mäander West) während des Teilversuchs II. Die rote Kurve zeigt den Verlauf nach Trennschnitt 3, die blaue den darauffolgenden mit beschleunigter Dehnungsüberhöhung. Die Längenangabe ist die Lauflänge der Sensorfaser.

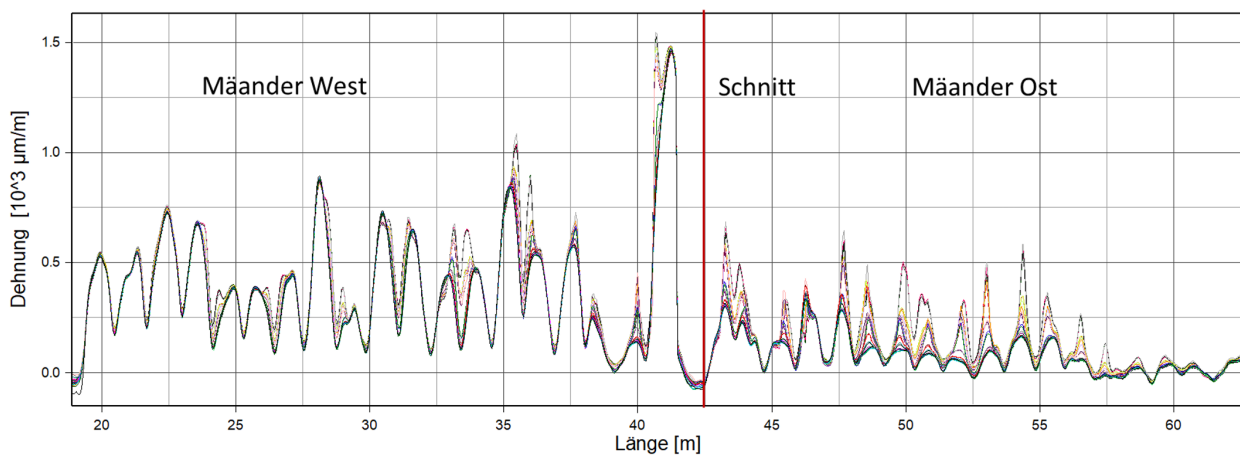


Abbildung 5.5f: Übersicht über die Messungen mit dem Neubrescope (Brillouin-Modus) im mäandrierten Sensorbereich beim Teilversuch II. Zu beachten ist die starke Dehnungsüberhöhung im westlichen Teil. Die Längenangaben beziehen sich auf die Sensorfasertlänge.

Reißen des Stahls ebenso wie manuelle Aktivitäten im Brückenbereich. Tabelle 5.5b zeigt für den Teilversuch II die mit der herkömmlichen Schallemissionsanalyse gut vergleichbaren Ergebnisse des faseroptischen DAS-Systems sowie in Abbildung 5.5g ein Beispiel von detektierten Einzelereignissen.

Datum	Trennschnitt	Zeit	getrennte Drähte	Vgl. mit Schall-emission*	DAS 10 kHz – 20 kHz			DAS 0 kHz – 20 kHz		
					Mäander	Brücke oben	Brücke unten	Mäander	Brücke oben	Brücke unten
25.04.	1	ab 14:20	27	97 %	30	28	26	30	27	29
	2	ab 14:40	25	123 %	27 (+1)	27	25	27 (+25)	27	27 (+2)
	3	ab 14:59	22	100 %	30 (+1)	28	30	30 (+54)	30 (+1)	30 (+18)
	4	ab 15:23	26	104 %	29 (+4)	29	29 (+1)	29 (+60)	29 (+4)	29 (+9)
	5	ab 15:51	36	-	-	-	-	-	-	-
	6	ab 16:17	42	-	-	-	-	-	-	-
	7	ab 16:48	21	139	25	15	15	26 (+58)	24	26 (+48)
	8	ab 17:28	8	-	-	-	-	-	-	-
	9	ab 17:50	26	104	27 (+11)	16	22	25 (+159)	26 (+1)	25 (+14)

*) prozentuale zeitliche Übereinstimmung der erfassten Ereignissen im Mäanderbereich von elektrischen und faseroptischen Messungen (DAS 10 kHz – 20 kHz).

() Werte in Klammern sind detektierte Ereignisse nach den Sägeschnitten, die nicht in den Vergleich eingegangen sind. Eine Klassifizierung erfolgte nicht.

- keine Messung durchgeführt

Tabelle 5.5b: Mit dem DAS-Messsystem aufgezeichnete Anzahl von Ereignissen in verschiedenen Frequenzbereichen im prozentualen Vergleich zur Schallemissionsanalyse (Teilversuch II).

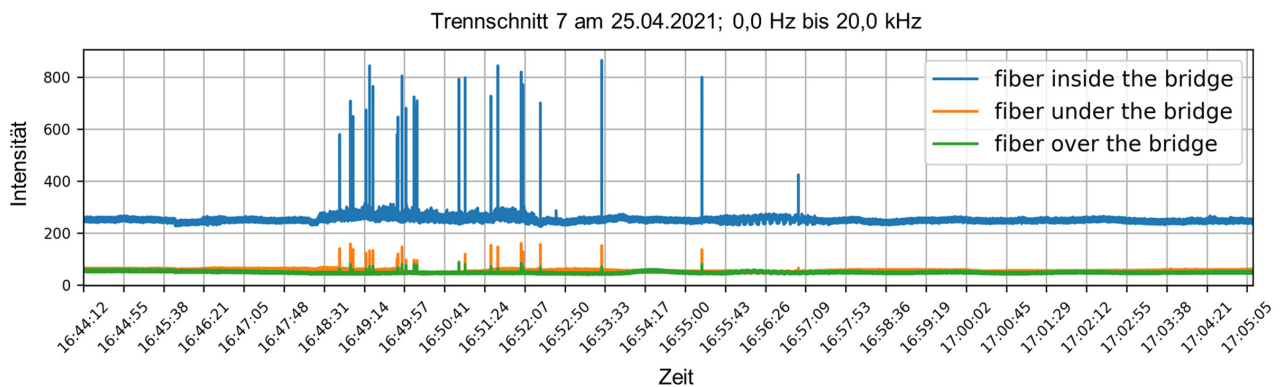


Abbildung 5.5g: Aufgezeichnete Einzelereignisse des faseroptischen DAS-Systems für die verschiedenen Faserabschnitte in, unter und auf der Brücke während des Trennschnitts 7.

5.5.4 Zwischenfazit

Die beiden zur Dehnungs- und Rissensorik eingesetzten Messsysteme haben während der Versuchszeit zuverlässig gearbeitet und Messdaten aufgezeichnet. Das Messregime aller Messsysteme musste jedoch an die örtlichen Gegebenheiten angepasst werden. Besonders bei der Erfassung akustischer Messdaten mit dem DAS-System ist der benötigte Speicherumfang der Rohdaten bei Dauermessungen zu berücksichtigen, da eine anwendungsbezogene Datenreduktion noch nicht implementiert ist. Dies führte zu teilweise fehlenden Messdaten.

Die Dehnungsmessungen mit dem Neubrescope zeigen die erwarteten Werte und mit dem System lässt sich eine Dauerüberwachung realisieren. Der Dehnungsverlauf über die Messstrecke kann im Rayleigh-Modus temperaturkompensiert dargestellt werden und Dehnungsüberhöhungen durch Risse lassen sich detektieren. Eine genaue Ortung ist auf Grund der Ortsauflösung von 20 cm bzw. 10 cm aber nicht möglich. Die Messdaten lassen sich online anzeigen und können nach Abschluss einer Einzelmessung interpretiert werden.

Faseroptische DAS-Systeme sind genauso wie das Neubrescope für Messaufgaben mit langen Messstrecken konzipiert, bieten ein

breites Anwendungsspektrum und vielseitige Analysemöglichkeiten. Durch den sehr hohen Datendurchsatz ist es für ein effektives Arbeiten aber notwendig, auf entsprechende KI-gestützte Auswertelgorithmen, die auf den Anwendungsfall zugeschnitten sind, zurückgreifen zu können. Die Anwendung zur Schallemissionsanalyse an Brücken war ein Sonderfall und entsprechend der Auswerteaufwand sehr hoch. Es konnte eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der konventionellen Schallemissionsmessung festgestellt werden. Zur Klassifizierung der Ereignisse, z. B. zur Detektion der Spanndrahtbrüche, sind weiterführende Untersuchungen nötig. Forschungsarbeiten zu verteilten faseroptischen akustischen Messsystemen werden in der BAM intensiv durchgeführt.

Für die verteilte Dehnungs- und Rissmessung ist das LUNA OBR, obwohl es vorwiegend für Laborarbeiten gedacht ist, gut geeignet. Allerdings ergeben sich auf Grund des hochauflösenden Messprinzips einige Aspekte, die zu beachten sind: Während des Messvorgangs führen Vibrationen auf der Faser (durch Bewegungen des Messobjekts, Windbelastung) zu Artefakten im aufgenommenen Dehnungs- bzw. Temperaturverlauf. Ebenso kann der Bezug auf eine Referenzmessung nur über einen begrenzten Zeitraum gewährleistet werden. Aus diesen Gründen ist meist eine nachträgliche Berechnung des Dehnungs- und Temperaturverlaufs sinnvoll. Dies ist bei Nachfolgeentwicklungen, die für den industriellen Einsatz geeignet sind, weitestgehend gelöst (LUNA 2021).

Sämtliche im Einsatz befindlichen Messgeräte lassen sich kalibrieren bzw. besitzen eine interne Referenzquelle.

5.6 Monitoring mit Videoextensometer (Fotogrammetrie)

Georg Fiedler und Thomas Bösche, HTW Dresden

Thomas Häntzschel und Oliver Steinbock, TU Dresden

5.6.1 Messprinzip und Grundlagen

Fotogrammetrie kann im Rahmen von softwaregestützten Videoextensometern zur Ermittlung von Verschiebungen einer Fläche oder eines Körpers genutzt werden. Im Falle des vorliegenden Projektes wurde eine 2D Auswertung gewählt. Bei dieser wird mittels einer Kamera eine kontrastreiche Fläche in definierten Intervallen fotografiert und die Bilder miteinander verglichen. Die Auswertung erfolgt automatisiert mittels der Software „ARAMIS Professional“ der Firma gom. Die Bildrate kann bis zu mehreren Hertz betragen, wurde jedoch im Versuch auf einige Sekunden begrenzt.

Der Kontrast wird mittels eines Anstriches sowie dem Aufbringen zusätzlicher Punkte erreicht. Die Software sucht und bestimmt diese mittels digitaler Bildverarbeitung und Mustererkennung. Aus den gefundenen Punkten wird eine 2D Fläche mit Punktkoordinaten erstellt. Die Punkte können somit verfolgt und mit einem Referenzbild vom Beginn des Versuches verglichen werden.

Zur Darstellung werden die Verschiebungen zum Referenzbild farblich unterschieden. Die Skala ist dabei frei wählbar.

Zur Punktverfolgung ist eine ausreichende sowie gleichmäßige Ausleuchtung notwendig (LED-Strahler ausreichend). Außerdem muss eine stabile erschütterungsfreie Aufstellfläche der Kamera gegeben sein. Die Kamera sowie Objektiv sind in Größe und Auflösung dem Einsatzzweck angepasst. Schärfe und

Belichtung sind vor Beginn einzustellen. Fehler infolge Vignettierung, also Verzerrungen zu den Bildrändern aufgrund der Linse, werden vernachlässigt.

Aufgrund der 2D Messung sind nur Bewegungen in der Ebene aufnehmbar. Verschiebungen aus der Ebene führen zu fehlerhaften Angaben durch die Software und sind visuell zu prüfen. Dazu zählen erhöhte Feuchtebelastungen, welche sich in fleckenhaften Störungen äußern.

5.6.2 Messstellenplan und Konzept

Die Entstehung von Rissen sollte frühzeitig erkannt werden sowie eine vorläufige Aussage über Verlauf und Größe dieser getroffen werden. Die Ergebnisse waren anschließend in den Hohlkästen visuell zu prüfen. Aufgrund der live-Auswertung war ein frühzeitiger Abbruch des Sägeschnittes bei sehr hohen Punktverformungen (Risswachstum) möglich.

Es wurden zwei Industriekameras der Firma gom sowie zwei Spiegelreflexkameras der Firma Olympus verwendet. Sie waren in ihrer Auflösung sowie Genauigkeit so angepasst, dass eine Genauigkeit kleiner 1/10 mm möglich war. Die Messfelder ergaben sich zu einer ungefähren Größe von 1,20 m x 1,00 m bei einem Abstand zu Bildebene von 1,50 – 2,50 m. Die Lage der Messfelder kann den Messstellenplänen (Kap. 7.4) entnommen werden. Die Beschriftung der Messfelder erfolgte je Hohlkasten von Westen nach Osten.

Die zwei Industriekameras wurden während des Versuches, die Spiegelreflexkameras im Nachgang ausgewertet. Eine Liveauswertung ist bei ausreichender Rechenleistung möglich. Es werden Schwarz-Weiß Kameras aufgrund ihrer höheren Auflösung verwendet.

Es wurde darauf Wert gelegt, den Großteil der Kameras um den Sägeschnitt herum

anzuordnen, wo der hauptsächliche Rissfortschritt erwartet wurde. Einzelne Kameras wurden für jeden Versuch weiter entfernt aufgestellt, um eventuelle Rissentstehungen im Auflagerbereich zu erfassen. Diese lieferten jedoch keine Ergebnisse, da keine Risse festgestellt wurden bzw. bereits vorhandene Risse sich nicht veränderten.

Da der Beginn sowie die Maxima der Rissbreiten unbekannt waren, wurde der Abstand der Messfelder vom Sägeschnitt für beide Versuche unterschiedlich gewählt.

Nach Beendigung eines jeden Sägeschnittes erfolgte zeitweise eine weitere Aufnahme von Bildern, um später entstehende Risse zu erfassen.

5.6.3 Messdaten und wesentliche Ergebnisse

a) Teilversuch I – Bereich mit geringer Vorschädigung

Nachdem ein Riss erkannt wurde, ist in diesem Bereich ein digitaler Abstandsmesser an den Rissufer platziert worden. Somit lies sich die Rissweite digital anzeigen. Die visuelle Prüfung bestätigte die angezeigten Werte.

Es war in allen Messfeldern erkennbar, dass die Risse ausgehend vom Sägeschnitt zunehmen. In Ihrer Form folgen sie dem Verlauf der Spannglieder. Es war auffällig, dass in Phasen, in denen nicht gesägt wurde, sich schnell ein Schadensfortschritt stabilisierte. Aufgrund der langen, nicht kontinuierlichen Versuchsdauer wurde der Versuch nach einzelnen Bildern ausgewertet. Phasen ohne Schadenszuwachs entfielen somit.

Der Bereich ohne Vorschädigung befand sich eher im Stützbereich, weshalb der Spanngliedverlauf in der Mitte des Bildes verlief. Um allgemeine Veränderungen der Fläche

zum Referenzbild zu erkennen, wurde ein Abstandsmesser zur Kontrolle digital aufgebracht. Dieser überschritt zu keiner Zeit eine Längenänderung von 4/100 mm.

Da in den ersten Trennschnitten kein Schaden zu verzeichnen war, wurden im Trennschnitt 4 mehr Drähte durchtrennt. Beendet wurde, nachdem sich ein Riss von 0,1 mm Weite digital zeigte. Nach anschließender visueller Kontrolle konnten diese Angaben bestätigt werden. Deutlich erkennbar ist das Risswachstum von der Sägestelle an. Zu diesem Zeitpunkt waren etwa 27 % der vorhandenen Spanndrähte mittels Säge durchtrennt.

Während sich im Messfeld 2 des HK6 vereinzelte größere Risse öffneten, entwickelte sich im Messfeld 1 desselben Hohlkastens eine Vielzahl kleinerer Risse, siehe Messstellenplan Kap. 7.4. Im Verlauf des 8. Sägeschnitt-

tes sowie der anschließenden Pause öffnete sich innerhalb von 50 min (zwischen 14:09 und 14:58 Uhr) ein erheblicher Riss mit einer maximalen Rissweite von 0,45 mm im Messfeld 1. Aufgrund dieses schnellen Schadensfortschrittes wurden die Sägearbeiten nach einem weiteren Schnitt eingestellt. Der größte Riss hatte zu diesem Zeitpunkt eine maximale Rissweite von 0,55 mm. Die fotogrammetrischen Messungen wurden zur Kontrolle bis zum dritten Tag (25.04.) geführt, es war jedoch kein weiterer Schadensfortschritt erkennbar. Das Ergebnis ist in Abbildung 5.6b zusammengestellt.

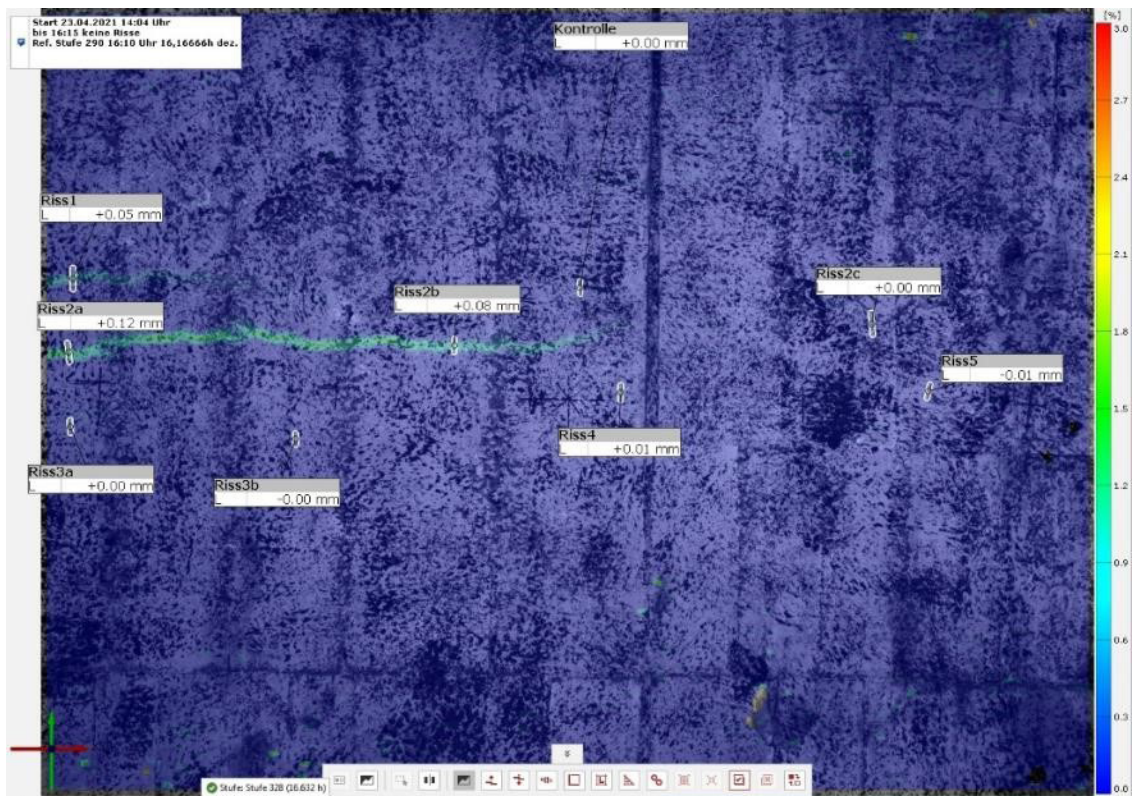
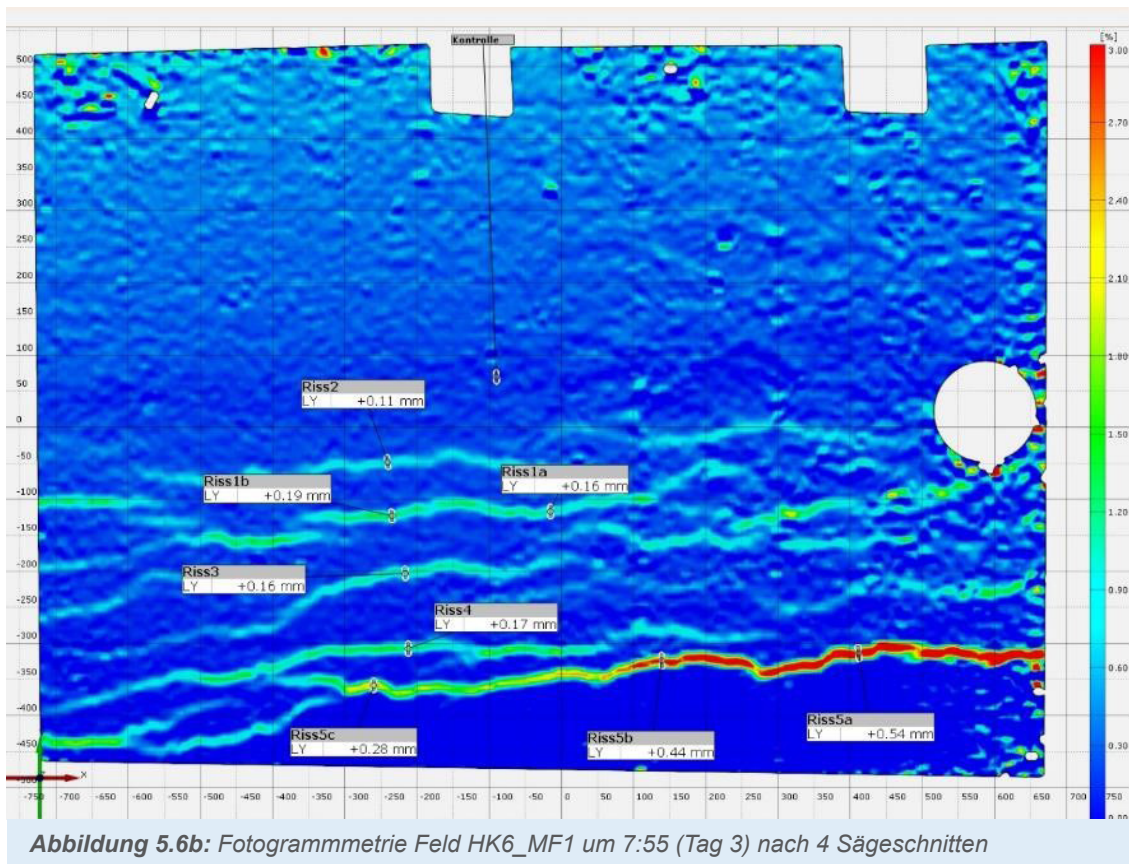


Abbildung 5.6a: Fotogrammetrie Feld HK6_MF2 um 16:36 (Tag 1) nach 4 Sägeschnitten



b) Teilversuch II – Bereich mit Vorschädigung

Der Bereich mit Vorschädigung befindet sich im Feldbereich, weshalb der Spanngliedverlauf in der unteren Bildhälfte verläuft. Auf bereits vorhandenen Rissen wurden digitale Wegaufnehmer angebracht, um Veränderungen frühzeitig zu erkennen. Wie in Abbildung 5.6c erkennbar, ist der vorhandene Riss 1 markiert. Da dieser schon im Referenzbild vorlag, ist die Farbgebung nicht unterschiedlich.

Während des Trennschnitts 5 um 15:51 Uhr ergaben sich in den Messfeldern 1 und 2 des HK2 sowie im Messfeld 1 des HK 3 erste erkennbare Risse. In dem in 3.2b dargestellten Zeitstrahl lässt sich erkennen, dass zu diesem Zeitpunkt bereits 34,5 % der Spanndrähte mittels Seilsäge durchgeschnitten waren. Deut-

lich erkennbar ist das Risswachstum von der Sägestelle an.

Während des 5. und 6. Sägeschnittes nahm das Risswachstum erheblich zu. In Abbildung 5.6d wird dies in einem Weg-Zeit-Diagramm für das Messfeld 1 des HK 3 aufgetragen. Vertikale Sprünge geben ein hohes Wachstum der Rissufer in kurzer Zeit an.

Die Risse sowie deren maximale Rissweite verschieben sich mit zunehmendem Schaden von dem Sägeschnitt weg. So ist in Abbildung 5.6e erkennbar, dass die maximale Rissweite in 1,0 m Entfernung zum Sägeschnitt liegt. Nach diesem 9. Sägeschnitt wird der Versuch abgebrochen. Es sind zu diesem Zeitpunkt etwa 59,5 % der vorhandenen Spanndrähte durchtrennt. Das Rissbild zeigte einen deutlichen Schaden.

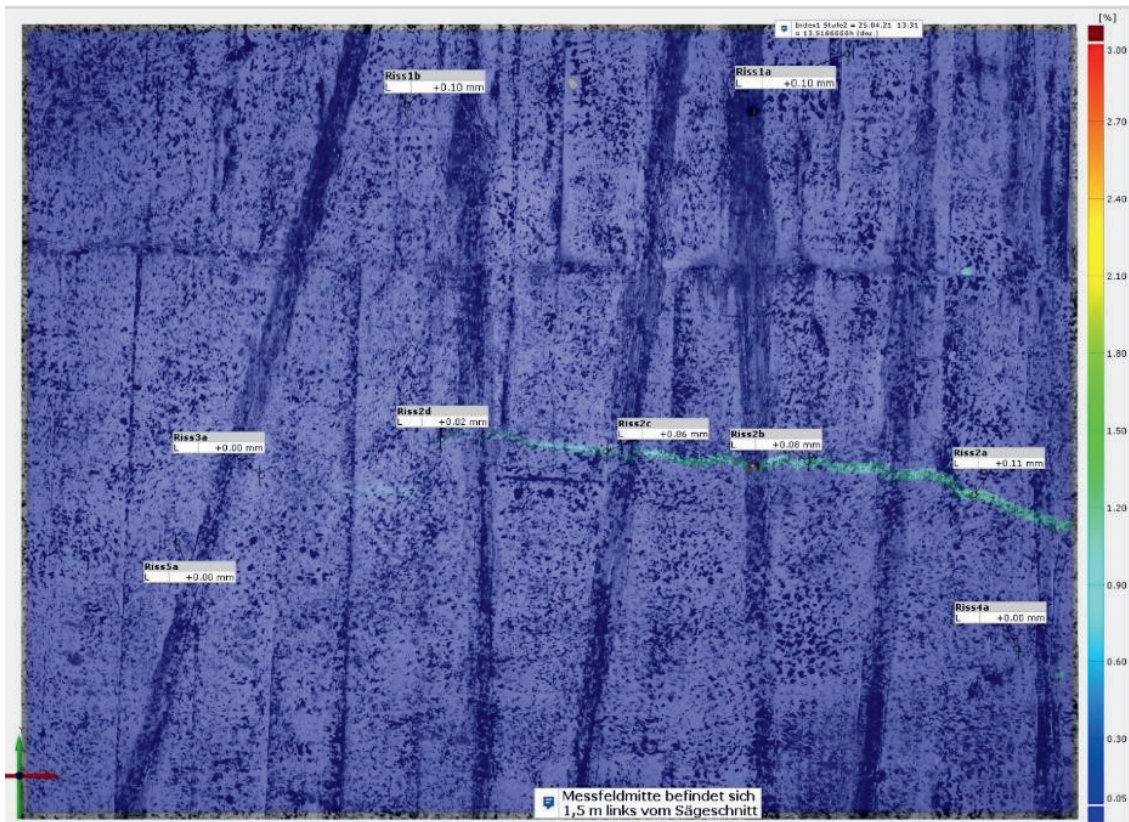


Abbildung 5.6c: Fotogrammetrie Feld HK3_MF1 um 16:01 nach 5 Sägeschnitten

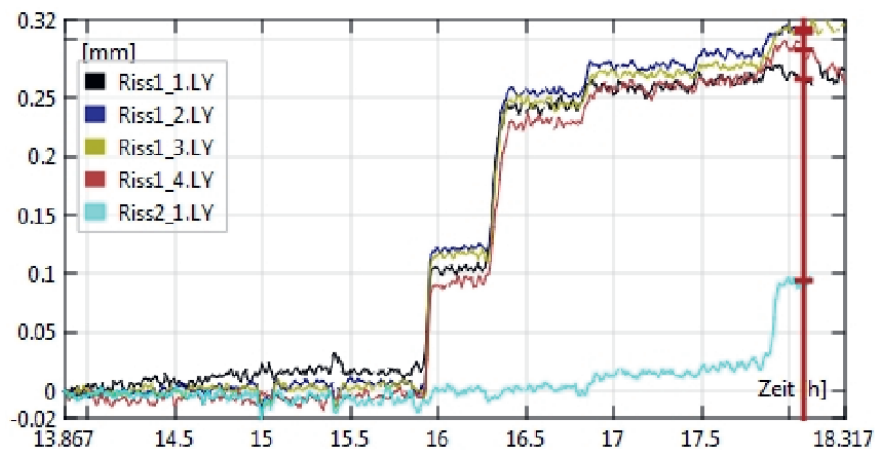


Abbildung 5.6d: Verformung-Zeit-Diagramm mit Verlauf der Rissweiten für das Messfeld 1 des HK3

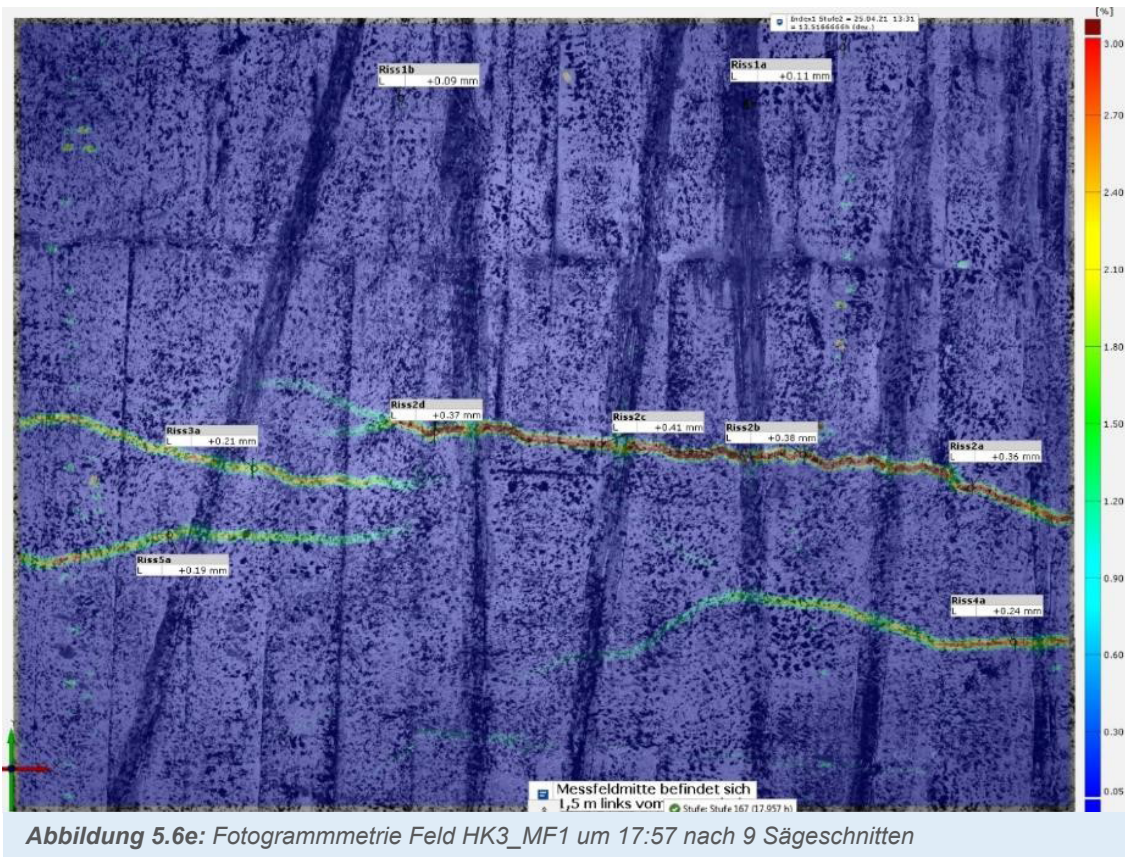


Abbildung 5.6e: Fotogrammetrie Feld HK3_MF1 um 17:57 nach 9 Sägeschnitten

5.6.4 Zwischenfazit

Alle Kamerasysteme haben zuverlässig gearbeitet. Auch eine unmittelbare Auswertung vor Ort war möglich. Ein nachträgliches Bearbeiten der Bilddateien kann angewendet werden.


Die Rissverläufe und -weiten waren als Visualisierung vor Ort leicht eingängig und durchaus belastbar. Es war aufgrund der minimal messbaren Verformungen möglich, Risse zu detektieren, bevor sie auch mit dem Auge sichtbar wurden.

Zu nennen ist die Störanfälligkeit des Systems. Durch Anstoßen der Kameras verstellt sich der Bildausschnitt, weshalb die weiteren Daten unbrauchbar werden können. Daher ist es wichtig, dass das Referenzbild unmittelbar vor Versuchsbeginn aufgenommen wird, um

Messfehler zu minimieren. Bewegungen aus der Zeichenebene äußern sich in extrem angezeigten Verformungen.

Die Fläche muss während des Versuches ständig und vollständig sichtbar sein. Einzelne unbrauchbare Bilder, beispielsweise durch Personen im Messbereich, können nachträglich gelöscht werden. Die Messeinrichtung muss demnach ständig vor Ort verbleiben. Die Kameras können durch Verschmutzung oder Feuchte beschädigt werden. Da es sich um offensichtlich teure Ausrüstung (Kamera und Computer) handelt, ist diese vor Diebstahl zu sichern. Fehler infolge von Feuchte liefern lediglich optische Beeinträchtigungen auf der 2D Fläche.

Als Bildrate genügte eine Frequenz von 30s für gute Ergebnisse während der Sägearbeiten. Die Bildaufnahme sollte einige Minuten



nach Beendigung jedes Schnittes nachlaufen. Aufgrund des schnellen Einstellens eines Gleichgewichtes war die Aufnahme von Bildern über Nacht ohne Ergebnis. Es ist zu erwähnen, dass bei einer längeren Beobachtung des Bauwerkes Bilder in wesentlich größeren Intervallen möglich sind.

Das Übertragen der Auswertung an einen anderen Ort sowie die Auswertung live funktionierten einwandfrei. Bei einem Anteil von ungefähr 30 % methodisch geschädigter Spanndrähte waren Risse messbar.

6.1 Rückschlüsse aus den rechnerischen Untersuchungen

Thomas Bösche, HTW Dresden
Oliver Steinbock, TU Dresden

Maßgeblich für Bauwerke, in denen spannungsrissskorrosionsgefährdete Spannstähle verbaut wurden, ist eine nachweisbare Resttragfähigkeit zum Zeitpunkt der Erkennbarkeit erster Schädigungssymptome. Anerkanntes Symptom ist das Auftreten von Biegerissen infolge des Ausfalls von Spanndrähten. Ein Bauwerk kündigt damit vor Versagen den Verlust von Tragfähigkeit an – „Riss-vor-Bruch-Kriterium“.

Für Bauwerke, welche mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden, muss dieses Ankündigungsverhalten nach der „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung [SpRk HA 2011] rechnerisch nachgewiesen werden.

Aus den für die Brücke am Altstädter Bahnhof Brandenburg durchgeführten Modellrechnungen ergab sich nach den eingeführten Verfahren kein ausreichendes Ankündigungsverhalten des Bauwerks bei Tragfähigkeitsverlust durch Spannstahlausfall. Durch die hohe Vorspannung und fehlende Spanngliedabstufung bei konstanter Bauhöhe war das Auftreten von erkennbaren Biegerissen (insbesondere im Feldbereich) nicht als Symptom verwendbar.

6.2 Rückschlüsse aus den Schadensbildern

Thomas Bösche, HTW Dresden
Oliver Steinbock, TU Dresden
Gino Ebell, BAM

6.2.1 Im Rahmen der OSA festgestellte Schadensbilder

Neben vielen anderen Schadensbildern wurden signifikante Längsrisse in den Stegen festgestellt. Die Rissbreiten waren mit 0,1 – 0,3 mm vergleichsweise klein – auffällig war aber die Rissentwicklung während der Beobachtungszeit. Augenscheinlich schienen die Risse dem Verlauf der Spannkästen in den Stegen zu folgen, Abbildung 6.2a. Erste entnommene Spannstahlproben wiesen auf eine ausgeprägte Spannungsrissskorrosion und einen bereits stark versprödeten Spannstahl hin, Abbildung 6.2b.

Im Zusammenhang mit den Erkenntnissen an der ähnlich konstruierten Eisenbrücke in Berlin und dem Wissen um die stattfindende Spannungsrissskorrosion führten zu der Theorie, die Ursache der Längsrisse in örtlich gehäuften Spanndrahtbrüchen zu vermuten. Gebrochene Spanndrähte verankern sich durch Verbund und führen zu Spannungserhöhungen für die benachbarten Spanndrähte, wodurch eine Kettenreaktion ausgelöst werden kann. Bei einer größeren Anzahl an einem Ort gebrochener Spanndrähte können die Spaltzugkräfte der sich verankernden Gruppe zu den beschriebenen Längsrissen in der Betonüberdeckung des Spannkastens führen.



Abbildung 6.2a: Risse in den Stegen entlang der Spannkästen

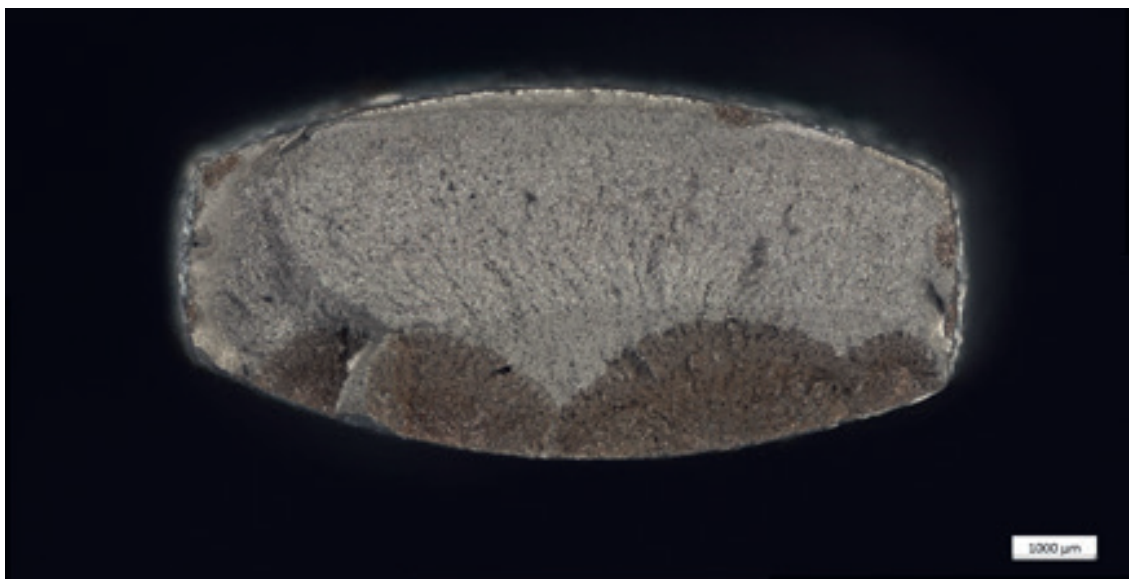


Abbildung 6.2b: Bruchfläche eines, infolge Wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion, angerissenen Spanndrahts

6.2.2 Während der Versuche festgestellte Schadensbilder

Ziel der zerstörenden Versuche war es, das Versagen einer Spanndrahtgruppe künstlich herbeizuführen um die vermutete Sprengwirkung durch die Verbundverankerung als Ursache für die Längsrisse zu bestätigen.

Beim Trennen der Spannglieder konnte das Entstehen der Längsrisse nachgewiesen

werden, nachdem etwa ein Drittel der Drähte des Spanngliedes durchtrennt waren. Des Weiteren konnten Hohlstellen detektiert werden, die sich mit zunehmenden Schädigungsgrad ausbreiteten. An Messtelle II, die bereits vor dem Versuch Längsrisse und eine Hohlstelle aufwies, konnte keine nennenswerte Zunahme der Rissweiten bestehender Risse festgestellt werden, sondern es kam vorwiegend zu neuen Rissbildungen und zur Verlängerung bestehender Risse.

Längsrisse in den Stegen entlang des Spanngliedverlaufs können, insbesondere in Verbindung mit Hohlstellen, daher bei diesem Spannverfahren auf eine lokale Häufung von Spanndrahtbrüchen im Inneren der Spannglieder hinweisen.

6.2.3 Untersuchungen nach Bauwerksabbruch

Die durchgeführten Untersuchungen am Spannstahl nach der Sprengung des Bauwerks untermauern die beschriebenen Erkenntnisse. Die Spanndrähte weisen an den Bruchstellen linsenförmige Verfärbungen auf. Diese spiegeln die Anrisse infolge wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion im Querschnitt wider.

Eine Vielzahl der Drähte zeigen zudem ein Bruchbild mit bereits korrodierten Restbruchflächen und müssen bereits vor der Sprengung gerissen sein. Auffällig ist die lokale Häufung von Anrissen und Brüchen in den Kontaktbereichen zu den eingesetzten Abstandhaltern – am Auflager C des Bauwerks waren offensichtlich fast alle Spanndrähte des Spanngliedes im Hauptträger 3 bereits vor dem Sprengabbruch an einer Stelle gerissen, siehe Abb.6.3c. Zum Vergleich ist in 6.3d das Spannglied aus Träger 4 / Auflager C dargestellt, die Bruchflanken weisen kleine Anrisslinsen auf und sind kurz vor oder im Zuge der Sprengung ausnahmslos spröde gebrochen.

Die Kombination aus Spanndrahtbrüchen an den eingesetzten Abstandhaltern und die auftretenden Verankerungseffekte, können bei diesem Spannverfahren zu einem lokal und zeitlich konzentriertem Spannstahlausfall führen.



Abbildung 6.2c: Infolge Spannungsrisskorrosion bereits vor der Sprengung vollständig gerissenes Spannglied in Träger 3 Feld 2.2 nahe Auflager C



Abbildung 6.2d: zum Vergleich, spröde gebrochene Spanndrähte, ohne signifikante Korrosionsprodukte, des Spanngliedes in Träger 4

6.3 Schlussfolgerungen aus den Monitoringergebnissen

*Stephan Pirskawetz und
Ernst Niederleithinger, BAM
Felix Kaplan, LS Brandenburg*

Im Rahmen der Untersuchungen an der Brücke Altstädter Bahnhof konnte eine Vielzahl von Monitoringverfahren in einem zerstörenden Versuch erprobt werden. Mit den eingesetzten Verfahren können nur Änderungen des Bauwerkszustandes detektiert werden. Die Bewertung des Bauwerkszustands vor Messbeginn hat deshalb einen außerordentlich hohen Stellenwert. Nur durch diese fundierte Diagnose im Vorfeld können die Messdaten einen Mehrwert für die Sicherheit des überwachten Bauwerks leisten.

Durch die Bauwerksuntersuchungen konnte gezeigt werden, dass die Verfahren für verschiedene Anwendungsfälle geeignet sind. Mittels Schallemissionsanalyse können einzelne Spanndrahtbrüche zuverlässig detektiert und lokalisiert werden. Durch die messtechnische Erfassung dieser fortschreitenden Schädigung hat der Baulastträger z. B. die Möglichkeit, die Bauwerksprüfung auf Bereiche mit aktueller Schädigungsentwicklung zu konzentrieren.

Veränderungen von globalen Steifigkeitseigenschaften lassen sich durch Schwingungsmessungen und geodätische Durchbiegungsmessungen erfassen. Die Präzession und die Sensitivität hängt dabei von der Anzahl der Messstellen und der Lage der Messstellen im Bezug zur Schädigungsstelle ab. Mit diesen Verfahren lassen sich insbesondere zuvor definierte Grenzwerte von Bauwerken überwachen.

Die Messungen mit Dehnungsmessstreifen, Fotogrammetrie und Faseroptik sind für die Erfassung von Rissen auf dem Beton im un-

mittelbaren Umfeld einer zuvor bekannten Schädigungsstelle sehr gut geeignet. Bei der Versuchsdurchführung waren sie unverzichtbar, da mit diesen Verfahren die lokalen Abbruchkriterien überwacht wurden. Im aktuellen Entwicklungsstand erscheinen die Verfahren primär für die Anwendungen im Labor bzw. im Rahmen von Versuchen geeignet. Durch die Weiterentwicklung der faseroptischen Verfahren, insbesondere mit Fokus auf die akustische Detektion von Spanndrahtbrüchen, erscheint auch hier eine Überwachung des gesamten Bauwerks möglich.

Im Ergebnis der zahlreichen Messungen ist festzuhalten, dass das Bauwerksmonitoring nur dann zur Sicherheit der Infrastruktur beitragen kann, wenn die eingesetzten Verfahren auf die zu erwartenden Schäden abgestimmt sind. Erst die Vernetzung der Bauwerksdiagnose mit den Daten aus verschiedenen Monitoringverfahren liefert ein umfassendes Bild für das sichere Erkennen und Einordnen der Schadensbilder und des Schadensfortschritts. Der Entwurf eines solchen Überwachungskonzepts erfordert bei den Straßenbaulastträgern, den Messtechnikern und den bewertenden Ingenieurbüros eine entsprechende Qualifikation des Personals.

6.4 Empfehlungen zum Umgang mit vergleichbaren Bauwerken

Andreas Rogge und Ernst Niederleithinger, BAM

Thomas Bösche, HTW Dresden

Oliver Steinbock, TU Dresden

Felix Kaplan, LS Brandenburg

Die hier beschriebenen Untersuchungen an der Brücke Altstädter Bahnhof haben gezeigt, dass Konstruktionen mit konzentrierten Spanngliedern eine erhöhte Aufmerksamkeit erfordern. Die Ursache für die festgestellten Schadensbilder waren zuvor eingetretene lokale Häufungen von Spanndrahtbrüchen. Das Entstehen von Längsrissen und Hohlstellen in den Stegen auf Höhe der Spannglieder kann, ähnlich zu den bei Konstruktionen mit kleinteiligen Spanngliedern bekannten Biegerissen, als Ankündigungssymptom für fortschreitende Bauwerksschädigung durch Spanndrahtbrüche gewertet werden. Anders als bei einem Ankündungsverhalten durch Biegerisse ist hier jedoch eine zuverlässige Ermittlung der tatsächlich ausgefallenen Spannstaahlmenge schwierig. An der Brücke Altstädter Bahnhof war im Versuch die Bildung der Längsrisse bei etwa einem Drittel getrennter Spanndrähte nachweisbar. Nach der Sprengung zeigt sich, dass einige Spannglieder bereits vollständig versagt hatten.

Das prinzipielle Verhalten ist nicht nur auf die nur wenigen baugleichen Bestandsbrücken auf dem Gebiet der ehemaligen DDR übertragbar. Es ist zu vermuten, dass es ähnlich auch bei vergleichbaren Spannverfahren (z. B. Baur-Leonhardt) auftreten kann. Es wird daher dringend empfohlen, dass die an der Brücke Altstädter Bahnhof gewonnenen Erkenntnisse bei einer Begutachtung und Bewertung von vergleichbaren Schadensbildern an anderen Bauwerken berücksichtigt werden.

7 Unterlagen und Literatur

7.1 Bestandsunterlagen/Gutachten/Berichte

[Bestandsaufnahme TBW 1]	Risskartierungen Anlage Bauwerksprüfbericht TbW 1 – Stand 04.08.2020
[Bestandsaufnahme TBW 2]	Risskartierungen Anlage Bauwerksprüfbericht TbW 2– Stand 04.08.2020
[Planunterlagen Bestand]	bereitgestellte Planunterlagen Bestand – Digital zur Verfügung gestellt
[Bestandsstatik]	Bestandsstatik – Altstädter Bahnhof – 3 Ordner zu Haupt- und Nebentragwerk.
[NR Naumann]	Brücke in Zuge der B 1 Altstädter Bahnhof in Brandenburg an der Havel ASB 3541 2 911. Statische Nachrechnung. Oktober 2009
[Bauwerksbuch TBW 1]	Druck Bauwerksbuch Stand 11.02.2020 – Brücke über Gleise/Parkplatz/Zanderstraße Hauptbrücke.
[Bauwerksbuch TBW 2]	Druck Bauwerksbuch Stand 11.02.2020 – Brücke über Gleise/Parkplatz/Zanderstraße Nebenbrücke - Zubringer.

7.2 Technische Regelwerke

[DIN-Fb-101]	DIN-Fachbericht 101: Ausgabe 2009-03: Einwirkungen auf Brücken. Berlin: Beuth.
[DIN Fb-102: 2009]	DIN-Fachbericht 102: Ausgabe 2009-03: Betonbrücken. Berlin: Beuth.
[DIN 1072: 1985]	DIN-Deutsches Institut für Normung e. V. (Hrsg.): DIN 1072: Straßen und Wegbrücken. Lastannahmen. Ausgabe 1985-12.
[ZB DIN 4227: 1960]	Bundesministerium für Verkehr und Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn (Hrsg.): Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton. Ausgabe 1960-06. Verkehrsblatt 1961, H. 7, S. 196–203.
[ZB DIN 4227: 1966-02]	Bundesministerium für Verkehr und Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton. Fassung Februar 1966. Verkehrsblatt 1966, H. 8, S. 230 – 238
[Leitfaden OSA]	Homepage Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten RI-ERH-ING – Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse. Ausgabe 2017.
[ZB DIN 4227: 1966-08]	https://www.bast.de/BAST_2017/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Erhaltung/RI-ERH-ING-OSA-Leitfaden-Erhaltung.pdf?__blob=publicationFile&v=3 ,
[ZB DIN 4227: 1969]	geprüft am 07.12.2019
[DIN 1076: 1999]	Bundesministerium für Verkehr und Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn (Hrsg.): Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton Änderung und Ergänzung. Fassung August 1966. Verkehrsblatt 1966, H. 17, S. 481–482
[SpRk Empfehlung 1993]	Bundesministerium für Verkehr und Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn (Hrsg.): Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton. Fassung November 1969. Verkehrsblatt 1970, H. 3, S. 94–101

[SpRk HA 1998]	Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung. Ausgabe 1999-11.
[SpRk HA 2011]	Bundesministerium für Verkehr – Abteilung Straßenbau (Hrsg.): Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N 40 bis 1965 erstellt wurden (Empfehlungen Spannungsrissskorrosion). Ausgabe 1993-07.
[SpRk DB 2016]	Bundesanstalt für Straßenwesen – Abteilung Brücken- und Ingenieurbau (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion). Ausgabe 1998.
[NRR 2011]	Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion). Ausgabe 2011-06.
[NRR 1.Erg 2015]	DB Netz AG (Hrsg.): Bauwerk mit spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstählen–Nachrechnungskonzept. Ausgabe 2016-03.
[RI-EB-PRÜF 2017]	Nachrechnungsrichtlinie. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 2011-05.
[TGL 0-1045: 1963]	Nachrechnungsrichtlinie. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011. 1. Ergänzung. 2015-04
[TGL 0-1075: 1965]	Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten (RI-ERH-ING) bzw. Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EB-PRÜF), Stand 2017-02.
[TGL 0-4227: 1963]	Bauwerke aus Stahlbeton. Projektierung und Ausführung. DDR-Standard. TGL 0-1045. Ausgabe 1963-04, VEB Fachbuchverlag, Leipzig
[TGL 101-036/02: 1966]	Verkehrsbau. Massive Brücken. Berechnung und Ausführung. DDR-Standard. TGL 0-1075. Ausgabe 1965-02, Staatsverlag der DDR, Berlin
[TGL 173-33 1967]	Spannbeton. Berechnung und Ausführung. DDR-Standard. TGL 0-4227. Ausgabe 1963-05, VEB Fachbuchverlag, Leipzig
	TGL 101-036, Blatt 2: Spannstahl St 140/160, ölschußvergütet, oval schräg gerippt. Abmessungen. Ausgabe 1966-06. DDR-Standard.
	TGL 1733-33 Spannblochverfahren – Spannglieder mit Nennspannkraft 600 bis 1600 Mp. Fachbereichsstandard. Ausgabe 1967-06.

7.3 Literatur

[Bauplanung - Bautechnik 1969]	Lippold, P.: Konzentrierte Spannungsglieder im Straßenbrückenbau. Bauplanung - Bautechnik, Heft 4/1969, S. 172ff
[Hille 2018]	Hille, F.: Unterraumbasierte Detektion von Strukturschäden an Jacket-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen. Dissertation, Technische Universität Berlin, 2018 DOI: 10.14279/depositonce-7567
[Köppel 2002]	Köppel, S. 2002: Schallemissionsanalyse zur Untersuchung von Stahlbetontragwerken, Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule ETH Zürich
[Leonhardt 1980]	Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau – TEIL 5: Spannbetonbau. Springer: Heidelberg, 1980
[LUNA 2019]	Luna Innovations Inc. (2019). OBR 4600 Optical Backscatter Reflectometer. Datasheet. https://lunainc.com/sites/default/files/assets/files/resource-library/LUNA-Data-Sheet-OBR-4600-V2.pdf
[LUNA 2021]	Luna Innovations Inc. (2021). ODiSI 6000 Series, Optical Distributed Sensor Interrogators. Datasheet. https://lunainc.com/sites/default/files/assets/files/data-sheet/LUNA ODiSI 6000 0Data Sheet.pdf
[Park 2003]	Park, J.; Taylor, HF. (2003). Fiber Optic Intrusion Sensor using Coherent Optical Time Domain Reflectometer. In Japanese Journal of Applied Physics. Juni 2003;42(Part 1, No. 6A):3481–3482. https://doi.org/10.1143/jjap.42.3481
[Taylor 1993]	Taylor, HF.; Lee, Ch. E. (1993). Apparatus and method for fiber optic intrusion sensing (US 5194847A). United States Patent. https://patentimages.storage.googleapis.com/50/68/e7/7bff4f28e28b5e/US5194847.pdf
[Wilhelm 2014]	Wilhelm, T.: Wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion. Dissertation: TU Dresden. 2014
[Winkler 2019]	Winkler, M., Monsberger, C., Lienhart, W., Vorwagner, A., Kwapisz, M. (2019). Assessment of crack patterns along plain concrete tunnel linings using distributed fiber optic sensing. In Proceedings of the 5th International Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures 2019

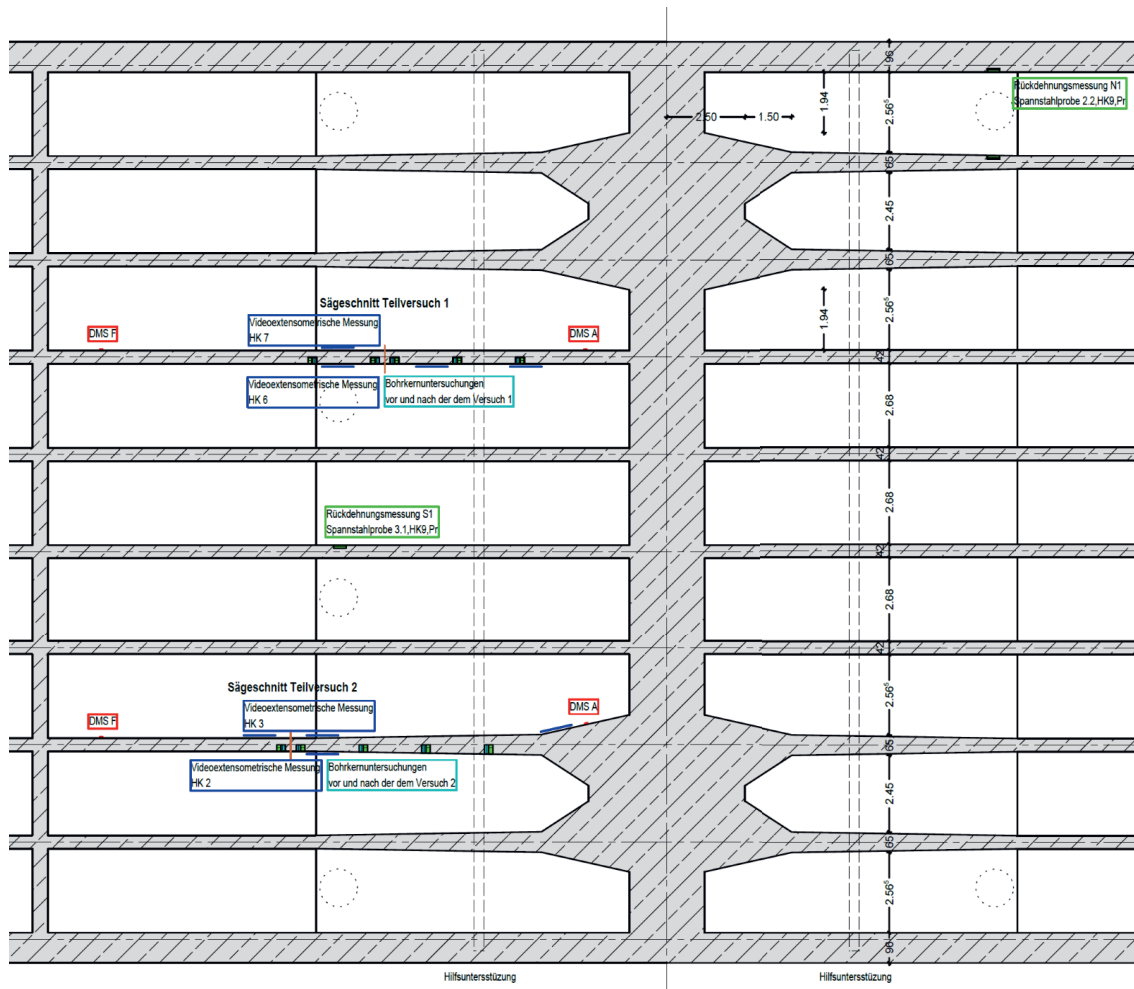


Abbildung 7.4b: Auszug Messstellenplan – Fotogrammetrie, Rückdehnungsmessungen und DMS-Positionen

Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg

Betriebssitz

Lindenallee 51

15366 Hoppegarten

<https://www.ls.brandenburg.de>

