



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 48



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

**10. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN**

11. März 2019

Herausgeber der Reihe

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

Institut für Massivbau
Technische Universität Dresden

D - 01062 Dresden

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

Titelbild:

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

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

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

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

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

Inhalt

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

Rissmonitoring zur Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit an bestehenden Brückenbauwerken

Jens Heinrich¹, Reinhard Maurer²

Kurzfassung. Im Juni 2016 wurde an einer Spannbetonbrücke aus dem Baujahr 1961 ein Brückenmonitoring gestartet. Die Notwendigkeit der Durchführung eines Monitorings ergab sich aus den Ergebnissen einer Brückennachrechnung, in der keine ausreichende Ermüdungsfestigkeit gemäß DIN EN 1992-2 nachgewiesen werden konnte. Zudem wurden im Zuge einer Brückenprüfung Risse mit Rissbreiten von bis zu 0,5 mm in den kritischen Bereichen der Momentennullpunkte festgestellt, so dass sich hier der Brückenquerschnitt im ausgeprägten Zustand II befindet und die Stahleinlagen dadurch spürbar ermüdungswirksam beansprucht werden.

Dass sich ein Ermüdungsversagen von Spannbetonbauteilen oder -bauwerken üblicherweise nicht schlagartig einstellt, wurde anhand von umfangreichen Ermüdungsversuchen an der TU Dortmund gezeigt. Die Versuchsergebnisse belegen, dass sich das endgültige Versagen der Versuchsträger durch ein entsprechendes Anwachsen der Rissbreite ankündigt, sofern mehrere Spannglieder aus jeweils mehreren Drähten oder Litzen verwendet werden, da der Ermüdungsbruch i. d. R. drahtweise erfolgt. Durch den sukzessiven Ausfall von Einzeldrähten verringert sich die Restspannstahlfläche im Spannglied, wodurch bei gleichbleibender Beanspruchungshöhe die Stahlspannungen sowie die Rissbreiten im Laufe der Zeit zunehmen.

Diese Erkenntnis aus den Ermüdungsversuchen dient als Grundlage für das Rissmonitoring an dem bestehenden Brückenbauwerk. Durch eine ständige Überwachung der Rissbreiten soll eine sukzessive Rissbreitenzunahme frühzeitig erkannt werden, so dass entsprechende Sofortmaßnahmen zur Vermeidung kritischer Zustände eingeleitet werden können.

¹ Dipl.-Ing., TU Dortmund, Lehrstuhl Betonbau

² Univ.-Prof. Dr.-Ing., TU Dortmund, Lehrstuhl Betonbau

1 Einleitung

1.1 Problematik der Verkehrsentwicklung

In den vergangenen Jahrzehnten konnte ein signifikanter Anstieg des Straßenverkehrs in Deutschland verzeichnet werden, der sich nach aktuellen Verkehrsprognosen [1] auch in den nächsten Jahren fortsetzen wird. Zwischen den Jahren 2010 und 2030 wird ein Zuwachs des LKW-Verkehrs auf deutschen Straßen von ca. 40 % erwartet (s. Bild 1).

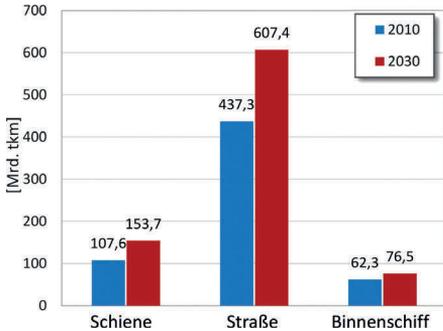


Bild 1 Verkehrsprognose aus [1] für Güterverkehr nach Träger für das Jahr 2030

Bei der Bemessung von Straßenbrücken wird ein Zuwachs des Straßenverkehrs durch die Modifikation von entsprechenden Lastmodellen in den Bemessungsvorschriften berücksichtigt. Bild 2 zeigt die Entwicklung der Lastannahmen für die seit 1925 angesetzten Lastmodelle sowie die zulässigen Achslasten und Gesamtgewichte [2]. Es ist daher nicht verwunderlich, dass die Tragreserven von älteren Brückenbauwerken, die seinerzeit für Brückenklasse 60 gemäß DIN 1072 [3] bemessen wurden, für heutige oder zukünftige Verkehrsbeanspruchungen nach DIN EN 1991-2 [4] nicht mehr ausreichen. Im Zuge von

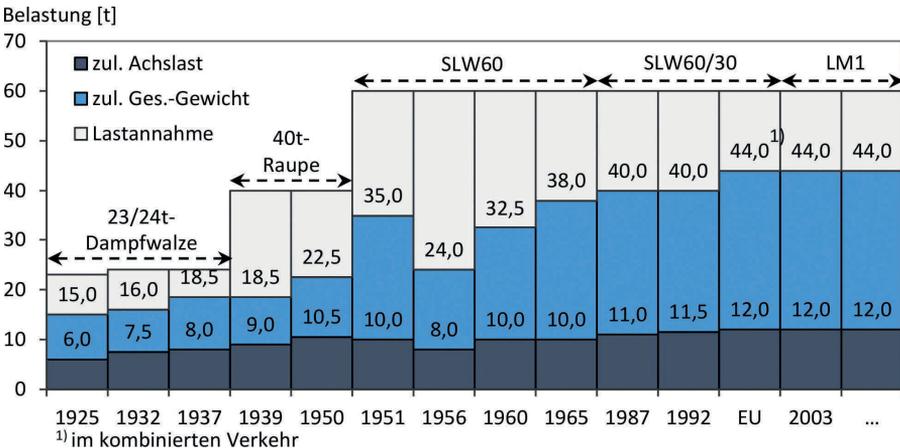


Bild 2 Entwicklung der Brückenklassen und der zulässigen Gesamtgewichte

Nachrechnungen gemäß der Nachrechnungsrichtlinie [5] werden bei älteren Bauwerken häufig Defizite hinsichtlich der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Leistungsfähigkeit festgestellt. Nicht selten sind hiervon auch Defizite hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit betroffen.

1.2 Beschreibung des Referenzbauwerks

Ein Brückenbauwerk, welches nicht nur rechnerische Defizite, sondern auch schon erste Schädigungsanzeichen in Form ausgeprägter Rissbildung mit unzulässig breiten Rissen ($w = 0,5 \text{ mm}$) aufweist, ist das Überführungsbauwerk der Wittener Straße über die L705 (Sheffield-Ring) in Bochum.

Bei dem Bauwerk handelt es sich um eine dreifeldrige Spannbetonbrücke aus dem Jahre 1961. Die beiden Brückenüberbauten bestehen jeweils aus zwei Hohlkasten-Balkenträgern und haben Stützweiten von 17,50 bis 30,00 m und 16,00 m. Das Bauwerk wurde seinerzeit für die Brückenklasse 60 nach [3] bemessen. Die Berücksichtigung der Zwangsbeanspruchungen aus Temperatur (ΔT_M) war seinerzeit noch nicht vorgeschrieben.

Im Jahr 2015 wurden während einer Brückenprüfung in den Hauptträgern im Bereich der Momentennulldurchgänge Risse mit Rissbreiten von bis zu 0,5 mm festgestellt. Bild 3 zeigt die Unterbrechungen und Zwischenverankerungen der Spannglieder in dem Bereich, in dem die Rissbildung stattgefunden hat. Es ist zu erkennen, dass die Spannglieder in den Stütz- und Feldbereichen nicht durchlaufen, sondern verankert sind und sich dabei nicht übergreifen. Hierdurch entsteht ein Spannungszustand in den Hauptträgern, der sich rissfördernd im Zwischenbereich auswirkt.

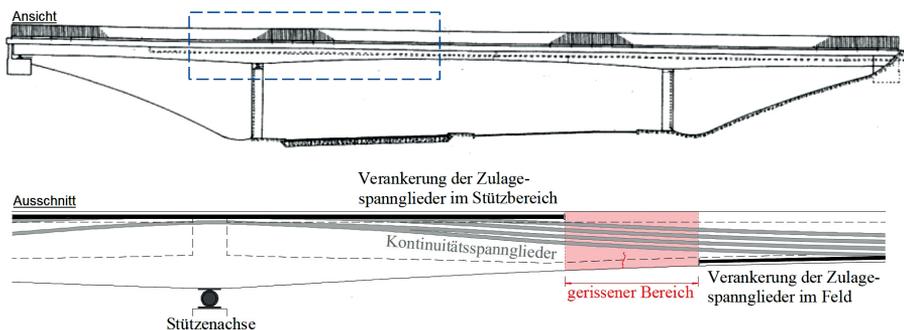


Bild 3 Brückenansicht und Teillängsschnitt im Bereich der Momentennullpunkte

Des Weiteren wurde das Brückenbauwerk gemäß Nachrechnungsrichtlinie [5] untersucht. Als Ergebnis der Nachrechnung konnte festgestellt werden, dass unter Berücksichtigung von entsprechenden Temperatureinwirkungen der Dekompressionsnachweis im Bereich der Momentennulldurchgänge nicht erbracht werden kann. Für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis nach DIN EN 1992-2 [4] entstehen hieraus rechnerische Spannungsschwingbreiten im Spannstahl, die deutlich ermüdungswirksam sind. Daher wurde gemäß Stufe 2

der Nachrechnungsrichtlinie die verbleibende Resttragfähigkeit des Bauwerks abgeschätzt. Hierzu wurde die direkte Schädigung D mit dem Ermüdungslastmodell 4 ermittelt. Die Berechnung ergab eine theoretische Restnutzungsdauer des Bauwerks bis 2019.

Aufgrund der ausgeprägten Rissbildung mit sehr großen Rissbreiten, der rechnerischen Defizite und der geringen rechnerischen Restnutzungsdauer wurde von Seiten des Bauherrn ein kurzfristiger Ersatzneubau der Brücke terminiert und die Verkehrsnutzung auf der Brücke auf 30 t beschränkt. Zur Absicherung der Verkehrsnutzung auf und unterhalb der Brücke bis zum Abbruch wurde vom Bauherrn zusätzlich die Durchführung eines Rissmonitorings beschlossen, mit dessen Hilfe ein potenzieller Spannstahlausfall infolge Ermüdung frühzeitig erkannt werden soll. Die Grundlage hierfür bilden die Versuchsergebnisse der Ermüdungsversuche an der TU Dortmund.

1.3 Versuchsergebnisse an der TU Dortmund



Bild 4 Versuchsstand für die Ermüdungsversuche an der TU Dortmund

Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Materialien oder Bauteilen können i. d. R. ausschließlich experimentell erfolgen. In der Fachliteratur sind bereits eine Vielzahl von experimentellen Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund dokumentiert worden. Beispiele für Forschungsergebnisse sind [6]–[8] zu entnehmen. Aufgrund der sehr langen Versuchslaufzeiten sind diese bei allen bisher dokumentierten Tests i. d. R. auf maximal 20 Millionen Lastwechsel begrenzt. Durch die stetig steigende Verkehrsbelastung kann eine Straßenbrücke mit entsprechend hoher Verkehrsbelastung jedoch während ihrer gesamten Lebensdauer bereits Lastwechselzahlen von mehr als 100 Millionen erfahren.

Daher wurde an der TU Dortmund eine Reihe von Ermüdungsversuchen durchgeführt (Bild 4), die erste Versuchsergebnisse bei sehr geringen Spannungsschwingbreiten und demnach sehr großen Lastwechselzahlen liefern sollten.

Bei den Versuchsträgern handelte es sich um Spannbetonbalken mit nachträglicher Vorspannung. Das Spannglied bestand aus fünf $3/8$ "-Litzen und wurde in ein gekrümmt geführtes Stahlhüllrohr eingebaut. Die Versuchsdurchführung sowie die Ergebnisse dieser Versuchsreihe sind in [6], [7], [9] detailliert dokumentiert. Aus den Versuchsergebnissen können zwei wichtige Erkenntnisse gewonnen werden:

1. Die Versuchsergebnisse bei Versuchen mit geringen Spannungsschwingbreiten im Spannstahl $\Delta\sigma_p \leq 100 \text{ N/mm}^2$ liegen unterhalb der Wöhlerkurve gemäß DIN EN 1992-2 [4] bzw. DIN EN 1992-2/NA [10]. Eine echte Dauerfestigkeit konnte selbst bei einer Spannungsschwingbreite von 50 N/mm^2 nicht festgestellt werden (s. Bild 5).
2. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass sich das endgültige Versagen des Versuchsträgers durch ein entsprechendes Anwachsen der Rissbreite ankündigt, da das Spannglied aus mehreren Litzen besteht und die Ermüdungsbrüche i. d. R. drahtweise erfolgen. Die Intensität der Rissbreitenzunahme infolge eines einzelnen Drahtbruches nimmt mit steigender Anzahl der Drahtbrüche zu. Bis zu einer bestimmten Anzahl von Brüchen (Versagenspunkt 1 in Bild 6) kann ein stabiles Rissbreitenwachstum beobachtet werden. Danach ist eine deutlich progressive und instabile Rissentwicklung festzustellen. Die Intensität der Rissbreitenzunahme verschärft sich ab einem zweiten Versagenspunkt 2 nochmals, wodurch ein Versagen des Bauteils in unmittelbarer Zeit angekündigt werden kann.

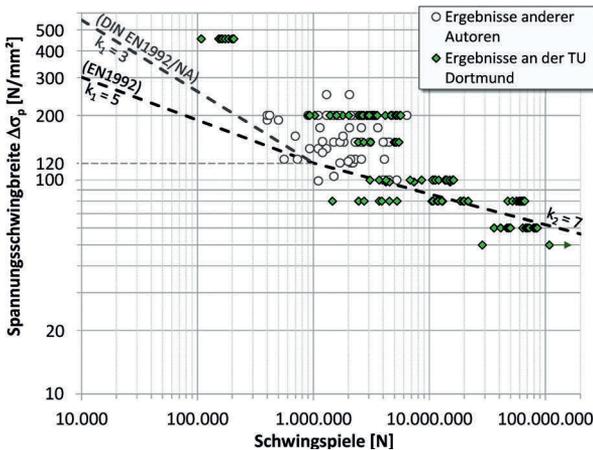


Bild 5 Übersicht der Versuchsergebnisse an Spannbetonbauteilen mit gekrümmten Stahlhüllrohren

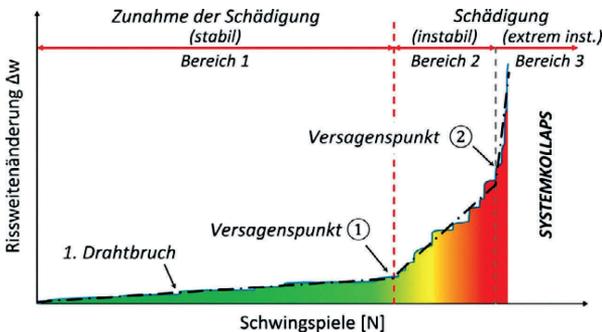


Bild 6 Versagensablauf und Rissbreitenänderung während der Ermüdungsversuche

Dieses Ankündigungsverhalten durch Überwachung der Rissbreitenentwicklung dient als Grundlage für das Rissbreitenmonitoring an dem beschriebenen bestehenden Brückenbauwerk (Abschnitt 1.2.)

2 Beschreibung des Brückenmonitorings

2.1 Ziel des Brückenmonitorings

Die Durchführung des Monitorings an dem Brückenbauwerk wurde beschlossen, um die frühzeitige Erkennung eines kritischen Spannstahlausfalls infolge Ermüdung feststellen und rechtzeitig Gegenmaßnahmen am Bauwerk einleiten zu können. Im Zuge der experimentellen Untersuchungen an der TU Dortmund wurde in [7] eine Berechnungsgleichung zur Abschätzung der Rissbreitenänderung infolge sukzessivem Spannstahlausfall über die Zeit t entwickelt, Gl. (1):

$$w(t) = \frac{(1 - k_t(t)) \cdot (\Delta\sigma_{pr}(t))^2 \cdot A_p(t)}{0,72 \cdot \pi \cdot f_{ctm} \cdot E_p \cdot \sqrt{A_p(t)}} \quad (1)$$

Mit:

$k_t(t)$	Funktion zur Beschreibung des Völligkeitsbeiwerts zum Zeitpunkt t
$\Delta\sigma_{pr}(t)$	Spannstahldifferenzspannung aus Oberlast der zyklischen Belastung $\sigma_{p,max}$ und vorhandener Vorspannung σ_{pm0} im Spannstahl zum Zeitpunkt t
$A_p(t)$	Querschnittsfläche des Spannstahls zum Zeitpunkt t
E_p	E-Modul des Spannstahls
f_{ctm}	Mittelwert der Betonzugfestigkeit

Diese Gleichung wurde auch zur Abschätzung der zu erwartenden Rissbreitenänderung an dem Brückenbauwerk angewendet. Die hierfür erforderlichen Kenndaten für die Betongüte (B 450), Spannstahlgüte (St 145/160) und -menge ($A_p = 7680 \text{ mm}^2$) sowie der Vorspanngrad ($\sigma_{pm0} = 0,55 \cdot \beta_s$) wurden aus den Bestandsunterlagen entnommen. Unter pauschaler Berücksichtigung von 15 % Kriech- und Schwindverlusten ergibt sich eine Vorspannung im Spannlied von:

$$\sigma_{pm0} = (1 - 0,15) \cdot 0,55 \cdot 1600 = 748 \text{ N/mm}^2 \quad (2)$$

Da die tatsächlichen Stahlspannungen im Spannlied unter Last nicht bekannt sind, wurden diese so ermittelt, dass sich eine Ausgangsrissbreite von 0,2 mm ergibt. Diese ergab sich bei einer Stahlspannung von $\sigma_{p,max} = 825 \text{ N/mm}^2$. Diese Stahlspannung entspricht auch etwa der Stahlspannung im Spannstahl aus der Brückennachrechnung unter der häufigen Einwirkungskombination.

Die Ergebnisse der Rissbreitenabschätzung sind in Tabelle 1 zusammengefasst und in Bild 7 visualisiert. Hieraus geht hervor, dass die zu erwartende Rissbreitenzunahme infolge eines einzelnen Drahtbruchs gerade einmal 0,02 mm beträgt. Der Grund hierfür ist die

große Anzahl von Spanngliedern und eine noch größere Anzahl an Spanndrähten im Bereich des Risses.

Tabelle 1 Zu erwartende Rissbreitenänderungen infolge Spannstahlausfalls

Drahtbrüche i		$A_{p,i}$	$\Delta\sigma_{pr,i}$	w_i	$w_i - w_0$
[-]	[%]	[mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]
0	0	7.680	77,0	0,20	–
1	0,4	7.650	80,2	0,22	0,02
5	2,0	7.530	93,4	0,29	0,09
10	3,9	7.380	110,5	0,41	0,21
20	7,8	7.080	146,9	0,70	0,50
50	19,5	6.180	277,2	2,34	2,14

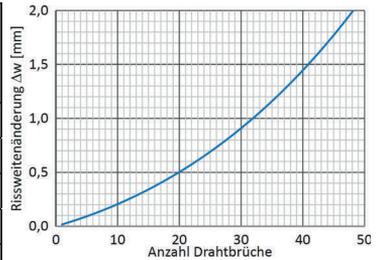


Bild 7 Zu erwartende Rissbreitenänderung infolge Spannstahlausfalls

Mit:

- $A_{p,i}$ verbleibende Spannstahlfläche bei i Drahtbrüchen
- $\Delta\sigma_{pr,i}$ Spannungsschwingbreite im verbleibenden Spannstahl bei i Drahtbrüchen
- w_i rechnerisch zu erwartende Rissbreite bei i Drahtbrüchen
- $w_{pi} - w_0$ rechnerisch zu erwartende Rissbreitenzunahme bei i Drahtbrüchen

In den Versuchen an der TU Dortmund bestand ein Spannglied aus 35 Spanndrähten. Die Summe aller Spannstähle (Sigma oval) im Bereich des Risses am Bauwerk beträgt jedoch 256. Der Ausfall eines einzelnen Spannstahls hat somit einen verhältnismäßig geringen Einfluss auf die verbleibende Gesamtquerschnittsfläche des Spanngliedes. Erst bei Ausfallgraden zwischen 5 und 10 % der gesamten vorhandenen Spannstahlfläche sind Rissbreitenzuwächse von 0,2 bis 0,5 mm zu erwarten. Eine solche Rissbreitenzunahme kann durch eine entsprechende Messvorrichtung erfasst werden. Gleichzeitig droht bei diesen Ausfallgraden noch kein Totalversagen des Bauwerks, da zur Kompensation die Verkehrsbeschränkung angeordnet wurde.

2.2 Installation der Messtechnik

Da für das Monitoring eine ständige Überprüfung der Rissbreiten über einen Zeitraum von 2–3 Jahren vorgesehen war, wurden induktive Wegaufnehmer (IWA) zur Messung der Rissbreitenänderungen verwendet. Die IWA wurden seitlich an den Hauptträgern im Bereich der Risse angeordnet, so dass sie das Lichtraumprofil der überführten Straße nicht beeinträchtigten (Bild 8). Insgesamt wurden 16 Messstellen eingerichtet, so dass an jedem Hauptträger beidseitig je ein Wegaufnehmer angeordnet war.

Neben den Rissbreitenmessungen wurden zusätzliche Temperaturmessstellen zur Messung der Lufttemperatur eingerichtet. Eine Temperaturmessstelle befand sich seitlich auf der Brückenkappe und eine weitere unterhalb des Überbaus an einem Stützpfiler.



Bild 8 Induktiver Wegaufnehmer an einer Messstelle am Bauwerk

Sämtliche Messdaten wurden auf einem Steuerrechner, der direkt am Bauwerk angebracht und mit Strom versorgt wurde, gespeichert und täglich per Mail versendet. Das Intervall zur Messwertabfassung wurde mit 0,5 Hz sehr gering gewählt, um einen möglichen Sprung der Rissbreite infolge eines schlagartigen Spannstahlausfalls identifizieren zu können. Die Messtechnik wurde Ende Mai 2016 am Bauwerk eingerichtet. Die Messung wurde am 1.6.2016 um 1:00 Uhr (Winterzeit) morgens gestartet.

2.3 Durchführung einer Probelastung

Zur Abschätzung und Kalibrierung der gemessenen Rissbewegungen zu einer zugehörigen bekannten Verkehrsbelastung wurde am 5.6.2016 eine Probelastung mit einem Mobilkran der örtlichen Feuerwehr als Belastungsfahrzeug (Bild 9) mit einem Gesamtgewicht von



Bild 9 Probelastung durch einen 48-t-Mobilkran

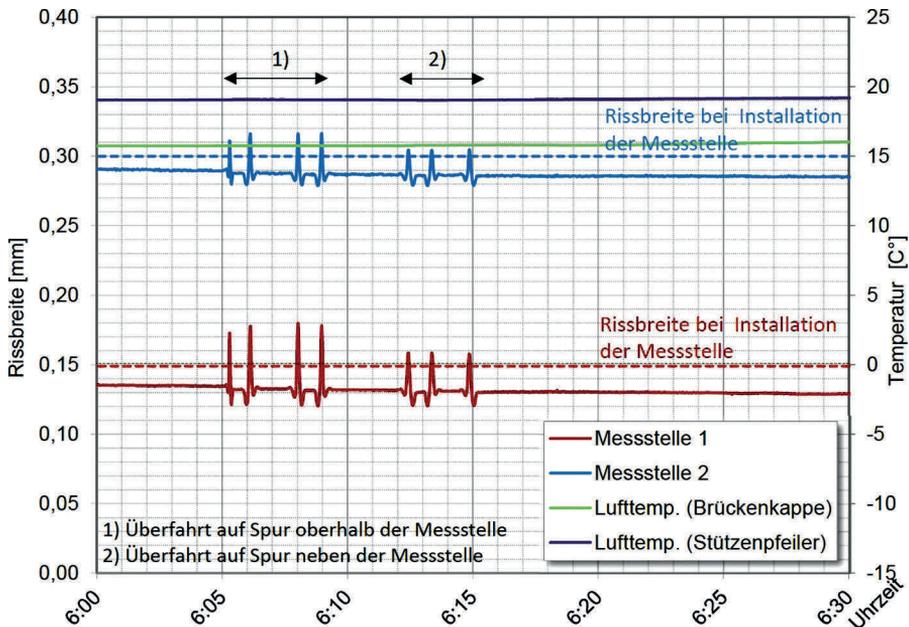


Bild 10 Rissbreitenverlauf während der Probelastung

48 t und einer Überfahrtgeschwindigkeit < 10 km/h durchgeführt. Während der Überfahrt wurde die Brücke für den übrigen Verkehr gesperrt.

Bild 10 zeigt die Rissbreitenverläufe an zwei ausgewählten Messstellen während der Probelastung. Die beiden Messstellen befanden sich am gleichen Riss eines Hauptträgers. Die ersten vier Überfahrten erfolgten unmittelbar auf der Fahrspur über dem Hauptträger mit den Messstellen 1 und 2. Die nächsten drei Überfahrten erfolgten auf der Fahrspur neben dem betrachteten Hauptträger (vgl. Bild 11), so dass hier entsprechend kleinere Rissbreitenänderungen aufgezeichnet wurden.

Die Probelastung zeigte, dass sich durch die Überfahrt im betrachteten Riss maximale Rissbewegungen von ca. 0,06 mm einstellen. Der Riss ist demnach nicht durch die Vorspannung überdrückt, so dass sich hier ermüdungswirksame Spannstahlspannungen einstellen können.

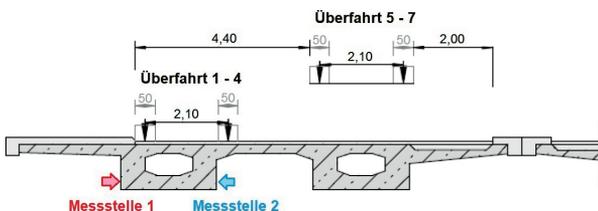


Bild 11 Fahrspuren für den Mobilkran während der Probelastung und Lage der Messstellen

2.4 Festlegung der Alarmwerte

Auf Basis der rechnerischen Voruntersuchungen und der Messwerte aus der Probelastung konnten nach einigen Monaten durchgeführter Messung zwei Alarmwerte festgelegt werden.

Der erste Alarmwert begrenzt das absolute Rissbreitenmaximum w_{\max} . Dieser Grenzwert wurde für die einzelnen Risse am Überbau individuell definiert. Hierzu wurde zunächst für sämtliche Risse der maximale Messwert aus den ersten acht Wochen nach Start der Messung bestimmt. Beträgt dieser beispielsweise an einer Messstelle 0,5 mm, wurde der Alarmwert auf $w_{\max} \leq 0,7$ mm festgesetzt. Somit kann noch eine zusätzliche Rissbreitenzunahme von 0,2 mm bis zum Auslösen des Grenzwertes erfolgen. Es konnte in Abschnitt 2.1 (Tabelle 1) gezeigt werden, dass eine solche Zunahme etwa einem Spannstahlausfall von ca. 5 % entspricht. Bei Rissen mit einer Ausgangsrissbreite von 0,3 mm wurde der Grenzwert dementsprechend auf 0,5 mm gesetzt.

Der zweite Alarmwert begrenzt die Rissbreitenzunahme von zwei aufeinanderfolgenden Messwerten Δw_{\max} und soll somit einen sprunghaften Rissbreitenanstieg infolge schlagartigen Spannstahlausfalls begrenzen. Die Probelastung zeigte bei einem 48-t-Fahrzeug Rissbreitenöffnungen von 0,06 mm. Da die Brücke für Fahrzeuge über 30 t gesperrt wurde, waren planmäßig keine größeren sprunghaften Rissbreitenöffnungen infolge Verkehrs zu erwarten. Mit einem zusätzlichen Aufschlag wurde daher der zweite Alarmwert zu $\Delta w_{\max} \leq 0,1$ mm gesetzt.

Sobald diese Alarmwerte überschritten werden, wird eine entsprechende E-Mail an einen bestimmten Verteiler versendet. Der zweite Alarmwert (Δw_{\max}) wurde bereits seit Beginn der Messungen einige Male überschritten. Als Ursache konnte hier in allen Fällen eine nicht autorisierte Überfahrt von Fahrzeugen mit einem Gesamtgewicht von mehr als 30 t festgestellt werden, da die Rissbreitenverläufe denen der Probelastung ähnelten und sich die Rissbreiten vor und nach der Überfahrt auf gleichem Niveau einstellten. Im Falle eines plötzlichen Spannstahlausfalls würde sich indes eine bleibende Rissbreitenänderung einstellen.

2.5 Darstellung erster Messergebnisse

Aufgrund des kurzen Messintervalls von 0,5 Hz und der seit dem 1. Juni 2016 laufenden kontinuierlichen Messung hat sich bereits ein großer Datensatz angesammelt. Sofern keine Alarmgrenzen ausgelöst werden, erfolgt die Auswertung der Messdaten monatlich. Die Ergebnisse der Messungen werden anschließend in Form eines Beurteilungsberichts für den Auftraggeber dokumentiert.

Hierbei werden zunächst die Tagesdaten der einzelnen Messstellen auf Auffälligkeiten, wie z. B. ein schlagartiges Ansteigen der Rissbreite, untersucht. Bild 12 zeigt beispielhaft den Rissbreitenverlauf von zwei Messstellen am 26.5.2017. Hierbei handelt es sich um einen charakteristische Messwertkurve über den Tag während der Sommermonate. Die Rissbrei-

ten verlaufen nahezu sinusförmig und weisen eine signifikante Abhängigkeit zum Temperaturverlauf auf. Auffällig ist insbesondere die Rissbreitenzunahme der betrachteten Messstellen von ca. 0,2 mm innerhalb weniger Stunden. Diese Rissbreitenänderung ist allein auf Temperatureinflüsse zurückzuführen.

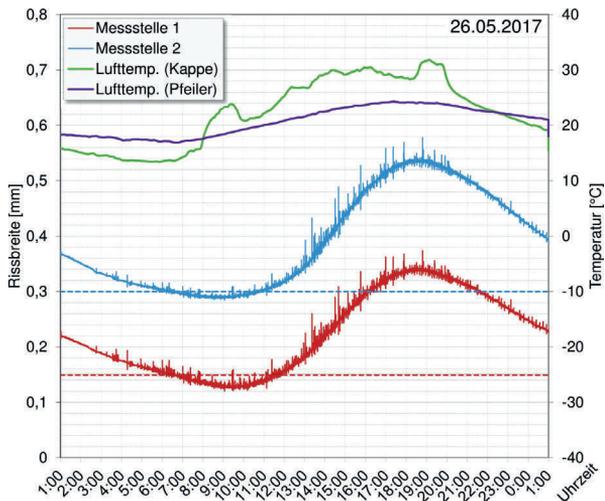


Bild 12 Rissbreitenverläufe
am 26. Mai 2017

In den Rissbreitenverläufen sind zudem senkrechte Ausschläge zu erkennen. Diese resultieren aus Verkehrsüberfahrten aus fließendem Verkehr auf dem Bauwerk. Während der Nacht (zwischen 0:00 und 4:00 Uhr) sind daher keine nennenswerten Ausschläge aus Verkehr zu verzeichnen. Im Laufe des Tages nimmt die Intensität der Ausschläge auch mit der ansteigenden Lufttemperatur zu.

Neben den einzelnen Tagesverläufen wurde auch die Entwicklung der Rissbreiten über einen längeren Betrachtungszeitraum überwacht. Bei einem Messintervall von 0,5 Hz ergeben sich mit zunehmender Beobachtungszeit entsprechend große Datenmengen. Bild 13 und Bild 14 zeigen z. B. die Rissbreitenverläufe während der Jahre 2016 und 2017. Für diese Darstellungen wurde das Intervall zwischen den ausgewerteten Messwerten auf 5 Minuten erhöht.

Die Rissbreitenverläufe in den beiden Jahren zeigen deutlich, dass die Jahreszeit großen Einfluss auf die Rissbreitenänderung hat. In den Sommermonaten von April bis September sind die maximalen Rissbreiten sowie sehr große Rissbreitenschwankungen innerhalb einzelner Tage (vgl. Bild 12) festzustellen. In den Wintermonaten sind die Rissbreitenschwankungen und damit die ermüdungswirksamen Beanspruchungen dagegen deutlich geringer. Die gestrichelten Linien in den Bildern 13 und 14 stellen jeweils den Startwert der Rissbreitenaufzeichnung dar. Dieser wurde unmittelbar bei der Installation der Wegaufnehmer gemessen, dokumentiert und als Ausgangswert der Rissbreite am 1.6.2016 um 1:00 Uhr (Winterzeit) angesetzt.

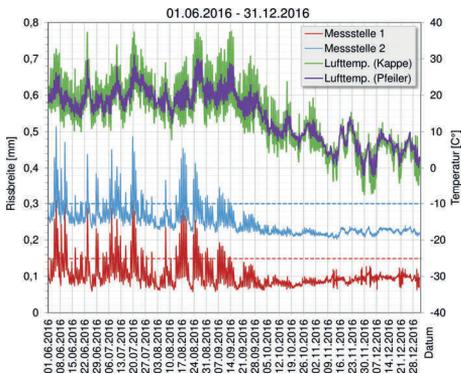


Bild 13 Rissbreitenverläufe im Jahr 2016

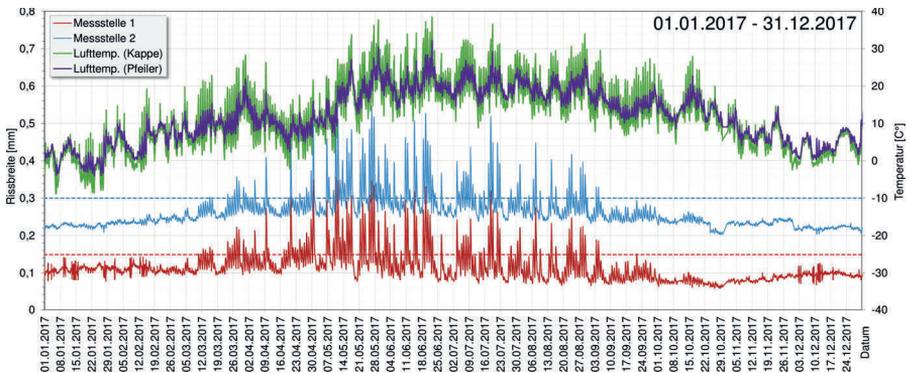


Bild 14 Rissbreitenverläufe im Jahr 2017

3 Bewertung der Messergebnisse und Ausblick

Grundsätzlich ist zu erkennen, dass sich die Verläufe der gemessenen Rissbreiten aus dem Brückenmonitoring deutlich von den Verläufen aus den Ermüdungsversuchen unter Laborbedingungen unterscheiden. Sämtliche Versuche wurden unter nahezu gleichen klimatischen Bedingungen in der geschlossenen Experimentierhalle durchgeführt. Über die gesamte Versuchsdauer konnte eine zyklische Belastung mit gleichbleibenden Spannungsamplituden aufgebracht werden.

Bei einem tatsächlichen Brückenbauwerk sind jedoch weder die klimatischen Bedingungen noch die Beanspruchungsamplituden konstant. Wie an den Ergebnissen zu sehen ist, hat die Temperatur einen sehr großen Einfluss auf die Rissbreitenentwicklung. Daher kann es zu großen Rissbreitenänderungen innerhalb eines Tages von bis zu 0,20 mm insbesondere in den Sommermonaten kommen, die eine Identifizierung eines sukzessiven Spannstahlausfalls deutlich erschweren. Die realen Lastzyklen sind derzeit nicht messbar, so dass hierzu leider keine quantitativen Aussagen zu treffen sind.

Die Überprüfung der Rissbreitenentwicklung erfolgt auf zwei Wegen: Zunächst werden die Rissbreitenverläufe eines einzelnen Tages auf einen bleibenden sprunghaften Anstieg überprüft, der für einen plötzlichen Spannstahlverlust infolge Ermüdung stehen könnte. Des Weiteren wird die Rissentwicklung gegenüber dem Ausgangswert (gestrichelte Linie) überprüft. Sollte allmählich ein Anstieg deutlich über den Ausgangswert festzustellen sein, kann dies ebenfalls ein Hinweis auf eine ermüdungsbedingte Schädigung im Spannstahl sein. Letztendlich sind zudem Alarmwerte definiert worden, die bei der Detektion dieser ersten Anzeichen unterstützen sollen.

Anhand der beiden dargestellten Messstellen ist diesbezüglich zu erkennen, dass z. B. zwischen Januar und Dezember 2017 keine nennenswerte Zunahme der Rissbreite festzustellen ist. Dies gilt bisher auch für die weiteren 14 Messstellen am Brückenbauwerk. Hierdurch konnten von Beginn des Monitorings bis zum jetzigen Zeitpunkt eine weitere Schädigung der Vorspannung infolge Ermüdung ausgeschlossen und die weitere Nutzung des Brückenbauwerks sichergestellt werden.

Das oben beschriebene Verfahren stellt einen ersten Schritt zur Überwachung eines Brückenbauwerks dar, welches neben einem rechnerischen Defizit bezüglich der Ermüdungstragfähigkeit bereits erste Schädigungserscheinungen in Form einer ausgeprägten Rissbildung mit unzulässigen Breiten von bis zu 0,5 mm zeigt. Zurzeit erfolgen in Zusammenarbeit mit dem Institut Statistik an der TU Dortmund Untersuchungen zur Entwicklung möglicher Prognoseverfahren zur Früherkennung eines beginnenden Spannstahlausfalls auf Basis der Versuchsergebnisse und der tatsächlichen Brückendaten. Hierbei steht u. a. auch die Automatisierung der Auswertung und Bewertung der Messdaten im Vordergrund, welche derzeit doch noch zu großen Teilen manuell erfolgen muss.

Zusätzlich laufen Untersuchungen zur Bestimmung des tatsächlichen Zustands des Bauwerks, insbesondere zum Schädigungsgrad der Spannglieder. Dies erfolgt auf Basis des gemessenen Rissverhaltens des Brückenbauwerks während der Probelastung. Aufgrund der vielen Unwägbarkeiten und der großen Anzahl von Einflüssen auf die Rissbreite stellt dies jedoch eine schwierige Aufgabe dar. Hierbei wäre es von großem Vorteil, wenn die Spannglieder nach dem Abbruch auf eine bereits erfolgte Schädigung infolge Ermüdung untersucht werden könnten. Ob die Möglichkeit hierzu besteht, muss noch mit dem Auftraggeber abgestimmt werden.

Danksagung

Die wissenschaftliche Arbeit wurde durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) innerhalb des Sonderforschungsbereichs SFB 823 *Statistical modeling of nonlinear dynamic processes* [11] gefördert.

Literatur

- [1] Schubert, M.: Verkehrsverflechtungsprognose 2030. Forschungsbericht FE-Nr.: 96.0981/2011, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, 2014
- [2] Naumann, J.: Brückenertüchtigung jetzt – Ein wichtiger Beitrag zur Sicherung der Mobilität auf Bundesfernstraßen. DBV-Heft 22 (2011)
- [3] DIN 1072:1967-11: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen.
- [4] DIN EN 1992-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008
- [5] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 2011
- [6] Heinrich, J.: Ermüdungsverhalten von Spannbetonbauteilen – Untersuchungen unter sehr hohen Lastwechselzahlen. In: Breit, W.; Kurz, W.; Pahn, M.; Sadegh-Azar, H.; Hofmann, J.; Schnell, J.; Thiele, C. (Hrsg.): Beiträge zur 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium, 20./21.9.2017 in Kaiserslautern, Kaiserslautern: TU Kaiserslautern, 2017, S. 45–55
- [7] Heeke, G.: Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl und Spannstahl im Zeit- und Dauerhaftigkeitsbereich mit sehr hohen Lastwechselzahlen. Diss., TU Dortmund, 2016
- [8] Remitz, J.; Empelmann, M.: Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand. Schlussbericht Nr. P02-16, 2015
- [9] Maurer, R.; Heeke, G.; Marzahn, G.: Ermüdungsfestigkeit der Spannstähle einer Autobahn von 1957 im einbetonierten Zustand. Bauingenieur 87 (2012) 5, S. 226–236
- [10] DIN EN 1992-2/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln.
- [11] Homepage SFB 823: <https://www.statistik.tu-dortmund.de/sfb823.html> (geprüft am 29.10.2018)

Bildnachweise

- Bilder 1, 3–5, 7, 9–14 Jens Heinrich
- Bild 2 Jens Heinrich nach [2]
- Bild 6 aus [7]
- Bild 8 Stefan Fehl

Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden Heft 48

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

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

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