

Neuere Methoden zur Identifikation und Lokalisierung von Schäden an vorgespannten Betonbrücken

Stefan Maas, Viet-Hà Nguyen, Tanja Kebig

Applied Mechanics & Energy Efficiency, Faculty of Science, Technology and Communication, Engineering Sciences, Campus Kirchberg, University of Luxembourg

Zusammenfassung: Zuerst wird ein rein statistischer Schadensindikator basierend auf der Hauptkomponentenanalyse vorgestellt. Wichtig sind Referenzmessungen im ungeschädigten Zustand, um Veränderungen zu identifizieren. Bevor die Messdaten mit den Rechenmodellen kombiniert werden, müssen Temperatureffekte kompensiert werden, um dann die Schäden zu erkennen und zu lokalisieren. Ein „Model-Updating“ Prozess eines speziellen Finite-Elemente-Modells passt die Steifigkeitsmatrix an die gemessenen Eigenfrequenzen oder an die progressive Absenkung unter Eigengewicht an.

1 Einleitung

Nach dem zweiten Weltkrieg wurden in Deutschland, Europa und weltweit sehr viele Brücken gebaut, die heute zunehmend unter Ermüdung und Korrosion leiden. Die Betonbrücken werden vor allem visuell in regelmäßigen Abständen inspiziert, wobei Risse, Abplatzungen, Wasseraustritte und andere Anomalitäten auf der Oberfläche gesucht werden. Je nach Vorspannung, Konstruktionstyp und Verhältnis zwischen vorgespannter und schlaffer Bewehrung werden diese äußeren Schadensanzeichen aber leider erst sehr spät auf der Oberfläche sichtbar, was ein Sicherheitsrisiko darstellen kann und auch schon zu katastrophalen Unfällen [1], [2], [3] führte. Folgt man dagegen dem Vorsorgeprinzip und reißt eine Brücke schon bei den ersten Anzeichen ab, sind die Kosten unverhältnismäßig hoch, so dass sich ein gewisses Dilemma ergibt. Außerdem kann der Zugang zur gesamten Brückenoberfläche für Inspektoren aufwendig und teuer sein, weshalb neuerdings verstärkt am Einsatz von Drohnen geforscht wird. Zudem können Verkleidungen und Korrosionsschutzanstriche vor allem mit elastischen Kunststofffarben äußere Schadensanzeichen überdecken, so dass ein großes Interesse an ergänzenden, alternativen, einfach durchführbaren Methoden zur Zustandsüberwachung und Schadenserkenntnis besteht.

Im Folgenden wird daher ausgeführt, wie aus wiederkehrenden einfachen statischen und dynamischen Messungen teilweise zusammen mit einem speziellen Finite-Elemente-Modell Schäden im frühen Stadium detektiert, lokalisiert und sogar quantifiziert werden können. Da Ungenauigkeiten, Rauschen und Temperatureffekte in den Messdaten an realen Brücken jedoch in der Größenordnung der Schadenseffekte liegen, müssen einige Details beim Messen von Anfang an beachtet und Temperatureffekte durch spezielle Algorithmen von Schadenseffekten getrennt werden.

Das Ziel all unserer Messungen und Rechnungen ist es, Veränderungen in der Steifigkeitsverteilung, also der Steifigkeitsmatrix, zu erkennen und zu quantifizieren. Schäden führen typischerweise zu Mikro- und dann zu sichtbaren Makrorissen und damit zur Reduktion der Steifigkeit, woraus eine Absenkung unter Eigengewicht, eine veränderte Biegelinie unter wiederkehrenden Testlasten und zu reduzierten Eigenfrequenzen und veränderten Eigenformen führt. Die messtechnische Nachverfolgung der genannten Testgrößen setzt voraus, dass im Neuzustand oder in einem schadensfreien Zustand nach einer umfassenden Inspektion die entsprechenden Referenzzustände exakt definiert, gut vermessen und teilweise in einem speziellen numerischen Modell hinterlegt werden. Dieses Modell wird dann später immer wieder an temperaturkompensierte statische oder dynamische Messdaten mittels Schadensfunktionen möglichst optimal angepasst. Der Vergleich zwischen Referenzmodell und aktuellem Modell lokalisiert und quantifiziert dann den oder die Schäden. Ein ad-hoc Modell ohne Anpassung an Referenzmesswerte ist aufgrund der erforderlichen hohen Genauigkeiten kaum möglich und wird hier nicht diskutiert.

2 Schadensindikatoren und Messungen

Zunächst wird eine rein mathematisch-statistische Methode basierend auf der Hauptkomponentenanalyse der gemessenen Eigenfrequenzen kurz vorgestellt. Diese erzielt gute Ergebnisse und befreit die Messwerte vom „Temperaturrauschen“. Bei unveränderter Massenbelegung sinken die Eigenfrequenzen bei abnehmender Steifigkeit und sind daher auch integrale Schadensindikatoren. Allerdings ist der Temperatureinfluss auf jeden Fall objektabhängig und kann durchaus größer sein als der Einfluss massiver Schäden. Diese statistische Methode führt zu einem einfachen „ja-nein“-Indikator für eine Brücke als Ganzes, welcher bisher bei all unseren Brückentests funktioniert hat und der im Detail von Nguyen et al. in [4] beschrieben wird.

Vor dem Abriss der beiden Testbrücken wurden in mehreren Schritten sukzessiv größer werdende Schäden eingebracht. Diese künstliche Schädigung wurde durch lokales Schneiden von verpressten Spannkabeln erreicht. Ziel war und ist es, diese künstlichen Schäden möglichst im Anfangsstadium, also ohne größere sichtbare Rissbildung, zu detektieren, zu lokalisieren und zu quantifizieren. Dabei ist ein „Schaden“ hier als Steifigkeitsverlust zu verstehen, was natürlich nicht direkt proportional zum Verlust an Traglast ist.

3 „Deutsche Bank Brücke“ und statistischer Indikator

An dieser 3-Feldbrücke waren insgesamt 29 Spannkabel vorhanden, wovon in der letzten Schadensstufe #4 in Summe 9 Kabel in den 3 Achsen B, C, D durchgeschnitten waren. Es lag also ein massiver Schaden vor und trotzdem konnten keine sichtbaren Risse und keine signifikante Änderung der 3 unteren Eigenfrequenzen (vgl. Tab. 1) festgestellt werden.

Kirchberg, Deutsche Bank Brücke

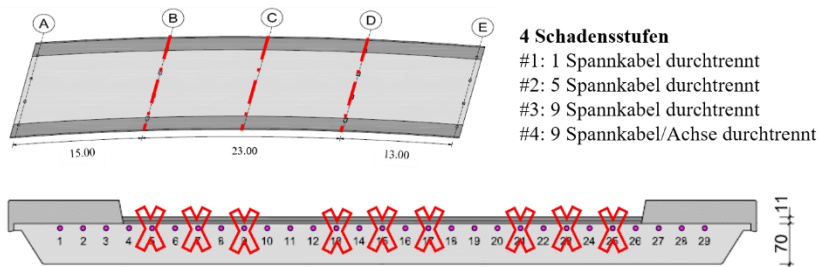


Abbildung 1: Markierung der lokal durchtrennten Spannkabel [4]

Schadensszenario	#0	#1	#2	#3	#4
Anzahl durchtrennter Kabel	0	1 Achse C	5 Achse C	9 Achse C	9 pro Achse, Achse B, C, D
1. Eigenfr., f_1 [Hz]	4.15	4.17	4.13	4.12	4.20
2. Eigenfr., f_2 [Hz]	5.08	5.08	5.06	5.11	5.13
3. Eigenfr., f_3 [Hz]	10.20	10.20	10.20	10.20	10.30
4. Eigenfr., f_4 [Hz]	11.90	12.00	12.00	12.00	12.00

Tabelle 1: Schadensszenarien und die 4 unteren gemessenen Eigenfrequenzen

Obwohl im Szenario #4 ein massiver Schaden vorlag, weil 9 von 29 Spannkabel in 3 Achsen lokal durchtrennt waren, sind die Eigenfrequenzen nicht gefallen, sondern im Gegenteil sogar leicht angestiegen (rot markierte Werte). In Tab. 1 ist dies zu sehen, was auf Umwelteinflüsse zurückgeführt werden kann. Es waren keinerlei Risse an der Brücke zu erkennen. Dann wurde mit Hilfe der Wavelet-Transformation, einer Kurzzeit-Fouriertransformation, die gemessenen Beschleunigungen in den Frequenzbereich überführt und anschließend mittels Hauptkomponentenanalyse bearbeitet.

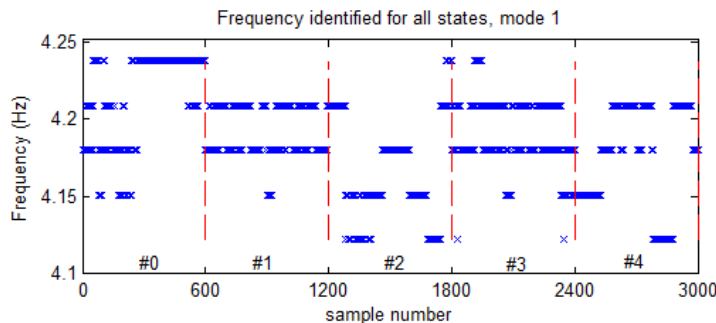


Abbildung 2: Verlauf der Wavelet-Transformierten einer Beschleunigungsmessung im Bereich der 1. Eigenfrequenz über alle Schadensszenarien [4]

Exemplarisch sind die Wavelet-transformierten Messungen für alle Schadensszenarien im Bereich der ersten Eigenfrequenz in der Abb. 2 gezeigt. Rein optisch kann man nicht wirklich etwas erkennen. Projektiert man aber diese Daten auf den ersten Hauptvektor des Referenzmodells, so lassen sich mit der Frobeniusnorm klare Veränderungen in den Frequenzen ausmachen.

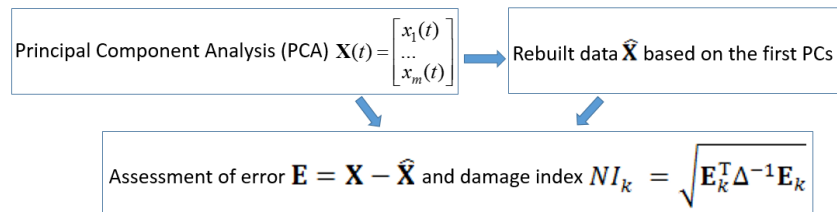


Abbildung 3: Schritte der Hauptkomponentenanalyse, (Δ = Kovarianzmatrix der untersuchten Eigenschaften)

Damit ist ein statistischer Gesamtschadensindikator definiert. Es wird nun der Quotient zwischen dem jeweiligen Indikator in diesem Szenario und dem Referenzzustand gebildet. Im Szenario #2 übersteigt dieser die zulässige Grenze und signalisiert „Schaden“, was im Detail von Nguyen et al. in [4] ausgeführt ist (vgl. Abb. 4).

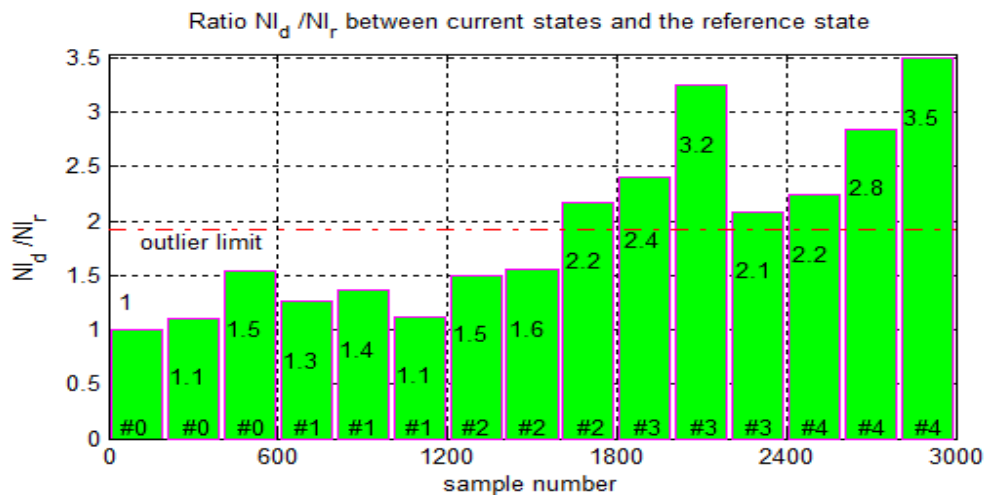


Abbildung 4: Schadensindikator basierend auf der Hauptkomponentenanalyse der Frequenzmessungen im Vergleich zum Referenzzustand mit rot markierter Grenze [4]

4 „Grevenmacher Brücke“ und Model-Updating

Diese Spannbetonbrücke verband Wellen in Deutschland mit Grevenmacher in Luxemburg und wurde in den Jahren 1953–1955 erbaut und 2013 durch eine neue Stahlbrücke ersetzt. Sie bestand aus vielen aneinandergereihten Doppel-T-Trägern, wovon ein Element (46 m lang, 2.5 m breit, 120 t schwer) in den nahegelegenen Hafen transportiert wurde und dort etwa 2 Monate für Testreihen zur Verfügung stand.

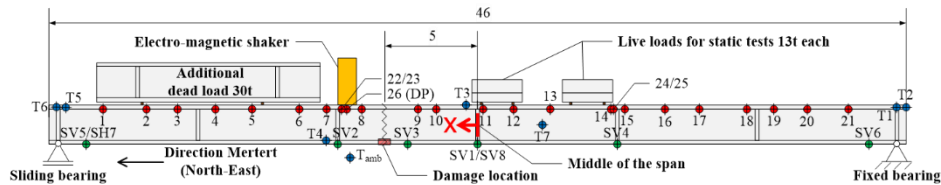


Abbildung 5: Skizze des aufgebockten Trägers mit Messpunkten [6]

Zur Kompensation des entfernten Asphalttes und der Bürgersteige wurde eine feste Totlast von 30 t aufgesetzt und nie verändert. Als statische Testlast dienten 2 Gewichte von je 13 t, die wiederholt an derselben Stelle auf- und abgesetzt wurden. Die Verformungen wurden im belasteten und unbelasteten Zustand mit Hilfe von sechs vertikalen Wegsensoren (SV1–SV6) und einem horizontalen Sensor (SH7) am Gleitlager gemessen. Dann wurden 5 m aus der Mitte die Spannkabel in 4 Szenarien durchtrennt, was in Abb. 6 zu sehen ist.

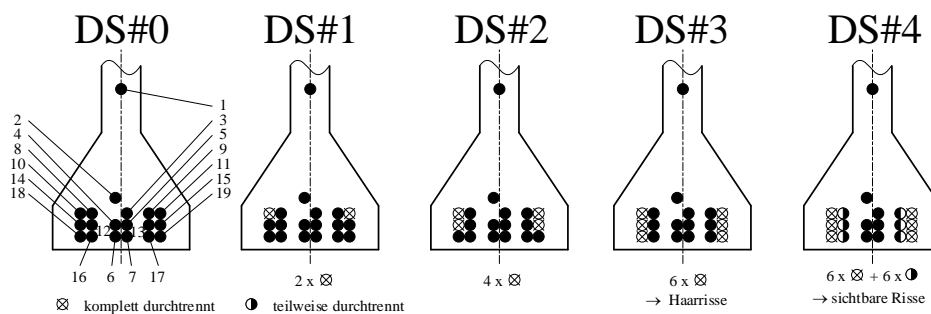


Abbildung 6: Künstliche Schädigung in 4 Schritten (Damage Szenario (DS)) durch Schneiden von Spannkabeln [6]

In Abb. 7 ist der mittlere Verschiebungssensor 1 (SV1) über der Zeit aufgetragen, während unten in pink die Temperatur T4 am Boden des Trägers zu sehen ist. Durch das Aufsetzen der 2 mal 13 t Gewichte entstehen die Sprünge in der Durchbiegung zwischen 17 und 35 mm, die eingezeichnet sind und die ohne Schädigung eigentlich immer exakt dieselbe Durchbiegung hervorrufen sollten. Oben in grün sind die Schadensszenarien von #0 bis #4 eingezeichnet, d. h. am Ende des Szenarios wurde stets der Schaden zur nächst höheren Stufe vergrößert (siehe Abb. 6). Die Schwankungen in SV1 innerhalb einer Schadens- und Laststufe sind temperaturinduziert, wie man bereits mit bloßem Auge erkennt. Die Temperaturkompensation nach Ngyuen et al. ist in [5] beschrieben und ergibt in diesem Beispiel die rote gestrichelte Kurve. Insgesamt sackt die Brücke im unbelasteten Zustand um ca. 25 mm ab, was rechts in Abb. 7 angedeutet ist.

In Abb. 8 ist nun das scheibenweise organisierte „mapped mesh“ dieses Trägers zu sehen, d. h. es wurden ca. 20 cm breite Scheiben aus „solid“ Elementen „geclustert“, was nichts anderes bedeutet, als das der E-Modul dieser Scheiben als Ganzes variiert und angepasst wurde, wobei eine glockenkurvenartige Schadensfunktion verwendet wurde. Dies alles ist notwendig, um die Zahl der freien Parameter im Updating-Prozess zu begrenzen, weil sonst

die numerische Minimierung der Zielfunktion zur Anpassung des Rechenmodells an die Messwerte nicht mehr konvergiert [6]. Als Messgrößen zur Anpassung wurden die 3 unteren Eigenfrequenzen und die Nulllinie in den 4 Schadensstufen, also das Absacken verwendet.

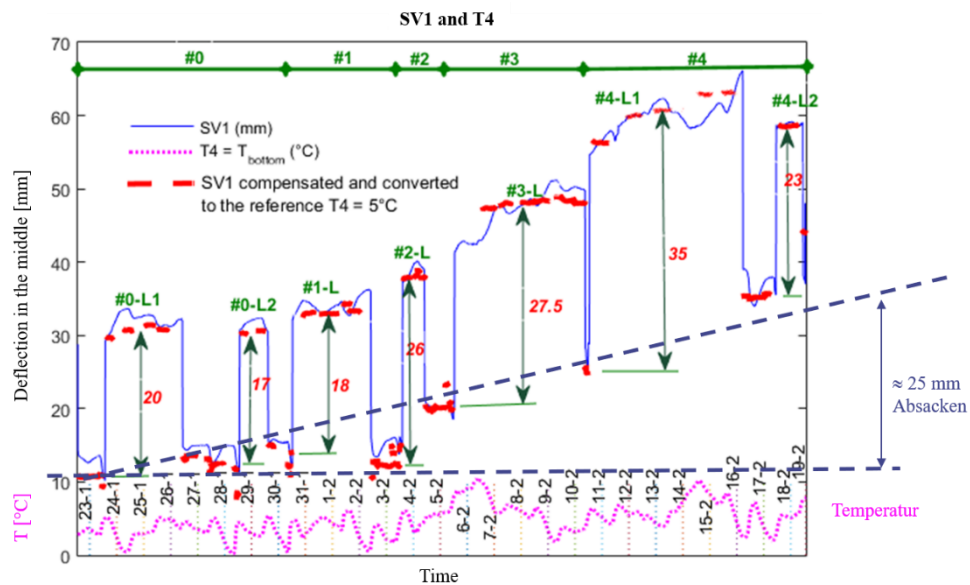


Abbildung 7: Mittlerer Verschiebungssensor (SV1) und Betontemperatur (T4) vom 23.01. bis zum 19.02.2014 durch 7-maliges Be- und Entlasten in den Schadensszenarien #0 bis #4 [6]

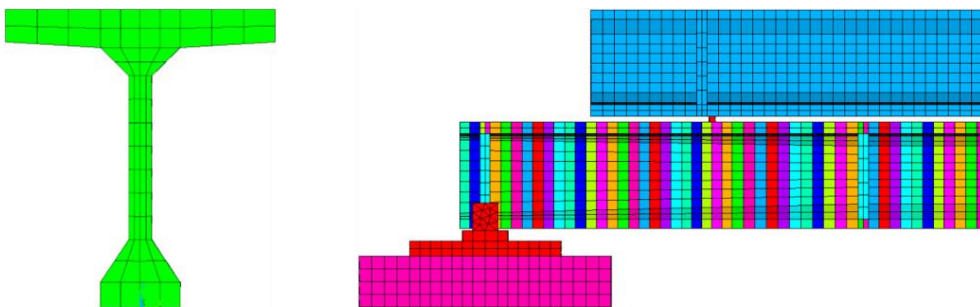


Abbildung 8: Das „mapped mesh“ des Betonträgers aus „solids“ [6]

In Abb. 9 sind die gerechneten und die gemessenen Ergebnisse zum Absacken und zu den unteren 3 Eigenfrequenzen (erste Biegung B1a, erste Torsion T1 und zweite Biegung B2) dargestellt. In Abb.10 ist gezeigt, wie im Rechenmodell in den 4 Schadensstufen der E-Modul angepasst wurde, um die Ergebnisse aus Abb. 9 zu erreichen. Man erkennt hier deutlich den zunehmenden Steifigkeitsverlust, rund um die wahre Schadensstelle, die bei $x = 5$ m in Abb. 10 als schwarze gestrichelte Linie eingezeichnet ist. Es sei darauf hingewiesen, dass Mikrorisse erst ab #3 und deutlich sichtbare Risse ab #4 erkennbar waren.

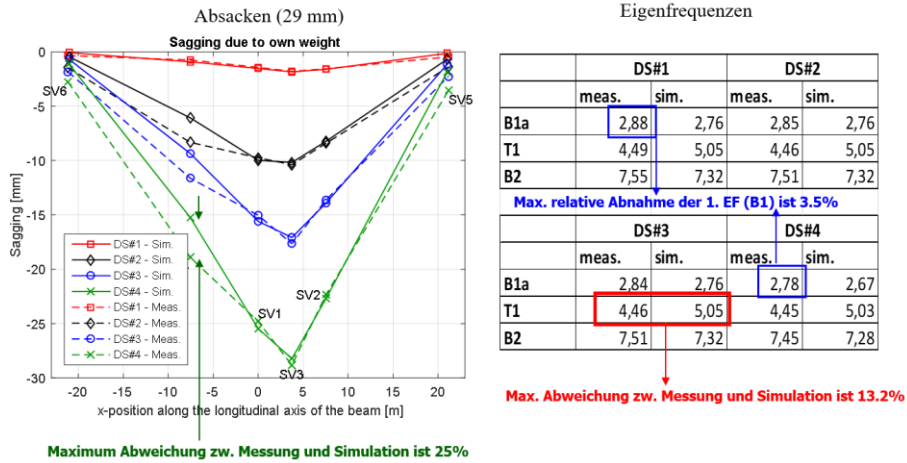


Abbildung 9: Vergleich zwischen Messungen und Simulationen, am Ende der Anpassung für das Absacken und die Eigenfrequenzen [6]

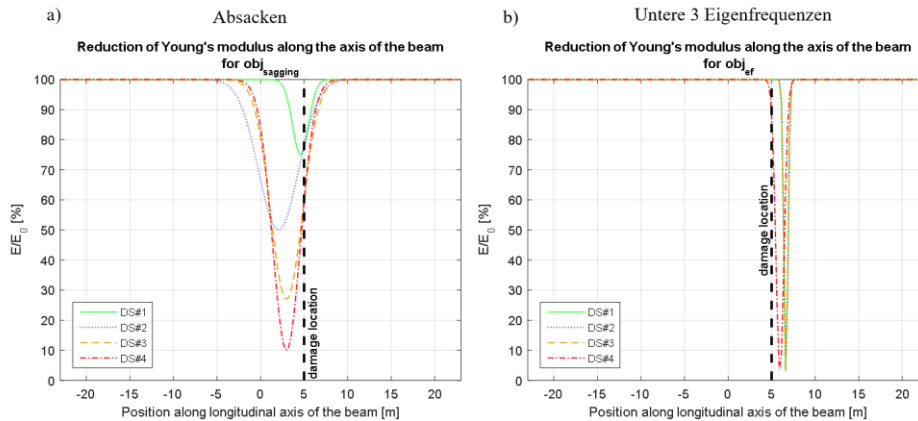


Abbildung 10: Lokale Reduktion des E-Modulus durch Minimierung der Fehler zwischen Modell und Messung im Hinblick auf a) das Absacken und b) die 3 unteren Eigenfrequenzen [6]

5 Schlussbemerkung

Der rein mathematisch-statistische Indikator, der auf der Hauptkomponentenanalyse beruht, führte bisher bei allen Testbrücken zur korrekten Schadensidentifikation, sogar im Anfangsstadium der Schädigung. Des Weiteren wurde ein Model-Updating Verfahren basierend auf Schadensfunktionen und einem scheinweise organisierten Finite-Elemente-Modell angewendet. Mit Hilfe der gemessenen Ergebnisse des Absackens und der Eigenfrequenzen konnten die Schäden frühzeitig detektiert, lokalisiert und sogar quantifiziert werden.

Literatur

- [1] Lazarova, D. Collapse of Prague footbridge raises concerns regarding state of other bridges. Prague, 2017, unter: <https://www.radio.cz/en/section/curraffrs/collapse-of-prague-footbridge-raises-concerns-regarding-state-of-other-bridges> (abgerufen am 30.10.2019)
- [2] Chrysopoulos, P. Part of Bridge in Kavala Collapses. Kavala, 2018, unter: <https://greece.greekreporter.com/2018/11/09/part-of-bridge-in-kavala-collapses-no-injuries-video/> (abgerufen am 30.10.2019)
- [3] Pollock, E. Italy's Morandi Bridge Collapse – What Do We Know? Genua, 2018, unter: <https://www.engineering.com/BIM/ArticleID/17517/Italys-Morandi-Bridge-Collapse-What-Do-We-Know.aspx> (abgerufen am 30.10.2019)
- [4] Nguyen, V.H.; Mahowald, J.; Golinval, J.-C.; Maas, S. Damage detection in bridge structures including environmental effects. In: The Ninth International Conference on Structural Dynamics EURODYN 2014, Porto
- [5] Nguyen, V.H.; Schommer, S.; Maas, S.; Zürbes, A. Static load testing with temperature compensation for structural health monitoring of bridges. Engineering Structures, Nr. 127 (2016), S.700-718
- [6] Schommer, S. Damage detection in prestressed concrete bridges based on static load testing, sagging and modal parameters, using measurements and model updating. Dissertation 2017, University of Luxembourg, FSTC, Engineering Sciences