

KARLSRUHER REIHE

Massivbau Baustofftechnologie Materialprüfung

HEFT 78

BJÖRN HAAG

Schadensidentifikation mit modalen Parametern

Anwendung auf extern vorgespannte
Hohlkastenbrücken

Björn Haag

Schadensidentifikation mit modalen Parametern

Anwendung auf extern vorgespannte Hohlkastenbrücken

Karlsruher Reihe

**Massivbau
Baustofftechnologie
Materialprüfung**

Heft 78

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Schadensidentifikation mit modalen Parametern

Anwendung auf extern vorgespannte
Hohlkastenbrücken

von
Björn Haag

Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften
Tag der mündlichen Prüfung: 14. Juli 2015
Referent: Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski
Korreferent: Prof. Dr.-Ing. habil. Manfred Bischoff

Impressum



Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
KIT Scientific Publishing
Straße am Forum 2
D-76131 Karlsruhe

KIT Scientific Publishing is a registered trademark of Karlsruhe
Institute of Technology. Reprint using the book cover is not allowed.

www.ksp.kit.edu



*This document – excluding the cover, pictures and graphs – is licensed
under the Creative Commons Attribution-Share Alike 3.0 DE License
(CC BY-SA 3.0 DE): <http://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/de/>*



*The cover page is licensed under the Creative Commons
Attribution-No Derivatives 3.0 DE License (CC BY-ND 3.0 DE):
<http://creativecommons.org/licenses/by-nd/3.0/de/>*

Print on Demand 2016

ISSN 1869-912X

ISBN 978-3-7315-0458-0

DOI 10.5445/KSP/1000051045

**Schadensidentifikation mit modalen Parametern:
Anwendung auf extern vorgespannte Hohlkastenbrücken**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

von der Fakultät für
Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften
des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Björn Haag
aus Schwetzingen

Tag der mündlichen Prüfung: 14.07.2015

Referent: Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski
Korreferent: Prof. Dr.-Ing. habil. Manfred Bischoff

Karlsruhe 2015

Kurzfassung

Eine Schädigung verändert die Eigenfrequenzen und Eigenformen einer Struktur. Viele Wissenschaftler greifen diesen Ansatz auf und entwickeln damit verschiedene Methoden zur Feststellung, Lokalisierung oder gar Quantifizierung eines Schadens. Hinsichtlich der Zustandsüberwachung von Betonbrücken werden in der vorliegenden Arbeit zunächst 19 Verfahren systematisch an einem linearen Brückenmodell unter realistischen Randbedingungen getestet. Während einige davon ein großes Potential zeigen, liefern andere bei dieser speziellen Anwendung keine vielversprechenden Ergebnisse. Danach wird ein detailliertes numerisches Modell einer verbundlos vorgespannten Hohlkastenbrücke mit einer Gesamtlänge von 130 m erstellt. Dabei kommen nichtlineare, anhand von Laborversuchen validierte Stoffgesetze zum Einsatz, die zu einer realitätsnahen Veränderung der Modalparameter bei einer unplanmäßigen Einwirkung führen. Durch eine kombinierte Anwendung von sechs Methoden lässt sich die zunehmende Rissbildung infolge einer Pfeilersetzung bzw. einem globalen Spannkraftverlust hier auch unter fließendem Verkehr eindeutig feststellen und erfolgreich lokalisieren. Neben der ständigen Veränderung der Verkehrslast werden dabei weitere Hindernisse, i. e. die Unvollständigkeit und Ungenauigkeit einer experimentellen Modalanalyse sowie der Temperatureinfluss, in die Untersuchung einbezogen. Diese Arbeit spricht die Schwierigkeiten an, die einer modalbasierten Schadensidentifikation an Brücken entgegenstehen, demonstriert aber gleichzeitig den hohen Informationsgehalt, den diese Verfahren auch bzgl. der Unterscheidung zwischen einer regulären und übermäßigen Rissbildung bereitstellen können. Sie stellt eine Erweiterung der bisherigen Forschung dar, die sich hauptsächlich auf Überbauten mit Verbundspanngliedern konzentrierte.

Abstract

Deterioration changes the resonance frequencies and the mode shapes of a structure. Based on this approach, many researchers develop their own theories for the detection, localisation and even quantification of damage. With a focus on the monitoring of concrete bridges, this study systematically evaluates 19 different methods applying their logic to a linear bridge model under realistic constraints. While some of these theories show great potential, others do not render promising results. Then, the detailed numerical model of an unbonded post-tensioned box-girder bridge with a total length of 130 m is created. There, nonlinear material laws, which have been validated by laboratory tests, are applied. These lead to a realistic change of the modal parameters under unplanned impacts. Combining six different methods, the increase in cracking as a consequence of either the settlement of the pier or the decrease in the tension force can be unambiguously assessed and localized even under traffic. Besides the constantly changing traffic load, other impediments, i. e. the incompleteness and the inaccuracy of modal testing as well as the influence of temperature, are taken into consideration in this study. On the one hand, this study addresses the difficulties the modal-based condition assessment faces; on the other hand, it shows the high information content this method can deliver – even when it comes to the differentiation between regular and excessive cracking. This study is an extension of former research which focuses mainly on bonded post-tensioned superstructures.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie des KIT.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski danke ich für seine Betreuung während der Promotion und die Anfertigung des Hauptreferats sowie die Möglichkeit zur Publikation im Bereich Baudynamik. Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Manfred Bischoff gebührt mein Dank für sein Interesse an meiner Arbeit und die bereitwillige Übernahme des Zweitgutachtens.

Weiterhin bedanke ich mich bei den ehemaligen Kollegen am Institut für das angenehme Arbeitsklima und die produktiven fachlichen und „überfachlichen“ Diskussionen. An dieser Stelle ist insbesondere auch Herr Dr.-Ing. Eugen Dutulescu zu erwähnen. Frau Ulrike Eggmann vom Zeichenbüro danke ich für ihre Mitarbeit bei der Erstellung der zahlreichen Abbildungen.

Darüber hinaus gilt mein Dank Herrn Dr. phil. Christian Knirsch für seine sprachlichen Ratschläge.

Sehr herzlich bedanke ich mich bei meiner Freundin Agnes für den Ausgleich und ihr Verständnis in der Endphase des Promotionsvorhabens.

Schließlich danke ich ganz besonders meinen Eltern Imelda und Dieter, die durch ihren Rückhalt und ihre Unterstützung zum Gelingen meiner Promotion beigetragen haben. Ihnen ist diese Arbeit gewidmet.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Bedeutung der Brückenprüfung.....	1
1.2	Brückenprüfung – Konventionelle Vorgehensweise	3
1.3	Zustandsbewertung mit modalen Parametern.....	4
1.4	Hindernisse bei einer Zustandsbewertung mit modalen Parametern	6
1.5	Anwendung bei externer Vorspannung.....	7
1.6	Aufbau und Forschungsbeitrag der Arbeit.....	9
2	Grundlagen	11
2.1	Eigenfrequenzen und Eigenformen.....	11
2.2	Normierung der Eigenformen	15
2.3	Messdurchführung	17
2.4	Modale Krümmungen	19
3	Literatursichtung	23
3.1	Numerische Studien und Laborversuche	23
3.2	Messungen an Brücken	30
4	Methodenvergleich	37
4.1	Modellbeschreibung.....	37
4.2	Gewählte Schadensszenarien	39
4.3	Simulation einer Messung.....	40

4.4	Aufbereitung der gemessenen Eigenformen	43
4.5	Schadensidentifikation mit den Eigenfrequenzen	45
4.6	Schadensidentifikation mit den Eigenformen	49
4.7	Modal Assurance Criterion (MAC) und Node Line Modal Assurance Criterion (NLMAC).....	53
4.8	Coordinate Modal Assurance Criterion (COMAC)	54
4.9	Mode Shape Area Index.....	56
4.10	Mode Shape Area Difference.....	57
4.11	Nachgiebigkeitsmatrix	59
4.12	Steifigkeitsmatrix	62
4.13	Mode Shape Slope	64
4.14	Modale Krümmungen	65
4.15	Modifizierter Laplace-Operator	70
4.16	Krümmung der Biegelinie unter Gleichlast	72
4.17	Damage Index Method.....	75
4.18	Direct Stiffness Calculation	78
4.19	Resümee	81
5	Modellvalidierung	85
5.1	Beschreibung der Laborversuche von Bungard	85
5.2	Modelle zur Versuchsnachrechnung.....	90
5.3	Platte: Numerische Ergebnisse und Parameterstudien	94
5.4	Balken: Numerische Ergebnisse und Parameterstudien.....	97
5.5	Resümee	100
6	Anwendung	101
6.1	Brückenbeschreibung.....	101
6.2	Voruntersuchungen zur Modellbildung	103
6.3	Numerische Modellierung.....	107

6.4	Tragwerksverhalten im Basiszustand.....	111
6.5	Untersuchte Schadensszenarien	113
6.6	Simulation einer ambienten Modalanalyse	114
6.7	Pfeilersetzung: Erkennung und Lokalisierung der Schädigung	116
6.8	Spannkraftverlust: Erkennung und Lokalisierung der Schädigung	124
6.9	Einfluss der Instationarität der Verkehrsbelastung und des Temperaturfeldes	129
6.10	Reduzierung der Sensordichte	134
6.11	Resümee.....	136
7 Schlussbetrachtungen		137
Quellenverzeichnis.....		141

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Bedeutung der Brückenprüfung

Mobilität ist in unserer schnelllebigen Gesellschaft zu einem prägenden Begriff geworden. Nicht selten liegen Wohn- und Arbeitsort eines Berufspendlers 50 Kilometer und mehr auseinander. Zudem werden Güter infolge der Globalisierung oftmals über mehrere Erdteile transportiert, bevor sie den Konsumenten erreichen. Eine zuverlässige und leistungsfähige Infrastruktur ist daher unabdingbar für die wirtschaftliche Entwicklung unseres Landes und die Sicherheit der vielen Nutzer. Hierzu zählt insbesondere der alternde Brückenbestand, der aggressiven Umweltbedingungen wie Tausalz und Frost sowie dem immer weiter zunehmenden Güterverkehr ausgesetzt ist.

Allein das Bundesfernstraßennetz umfasst derzeit rund 40.000 Brücken, wobei mit ca. 70 % der Großteil davon in Spannbetonbauweise errichtet wurde [Friebel 2010]. Nach den Zerstörungen des Zweiten Weltkrieges und parallel zum sogenannten Wirtschaftswunder kam es zwischen 1950 und 1979 in den alten Bundesländern zu einer Realisierung zahlreicher Neubauprojekte (siehe Abbildung 1-1). Vor allem diese Bauwerke bedürfen aufgrund der fortschreitenden Schädigung und der Bemessung mit einem veralteten Verkehrslastmodell einer erhöhten Aufmerksamkeit. Zudem weist die damals gültige Norm für Spannbeton [DIN 4227 1953] erhebliche Defizite bei der Rissbreitenbegrenzung und somit im Bereich des Korrosionsschutzes bzw. der Ermüdung auf [Buschlinger 2010].

Die [DIN 1076 1999] schreibt für Straßenbrücken umfangreiche Hauptprüfungen im Abstand von sechs Jahren vor. Dabei sind auch die schwer zugänglichen Bereiche handnah zu überprüfen. Mit Hilfe des Programmsystems [SIB-Bauwerke] werden die Schäden möglichst einheitlich ausgewertet, sodass sich für jede Brücke eine Zustandsnote ergibt, welche die Behörden dabei unterstützt, unnötige Instandhaltungsarbeiten zu vermeiden, die begrenzten finanziellen Mittel effizient einzusetzen und so die Nutzungsdauer der Brücken zu maximieren. Dies sollte stets das Ziel sein, da ein Neubau mit hohen Kosten, langen Vorlaufzeiten für Planung und Genehmigung sowie einer dauerhaften Umleitung des Verkehrs verbunden ist.

In Abbildung 1-2 wird deutlich, dass sich der Zustand des Bestandes signifikant verschlechtert hat. Um einer weiteren Degradation entgegenzuwirken, sind in den nächsten Jahren erhebliche Anstrengungen nötig. Dies ist in den Medien und der Politik derzeit ein viel diskutiertes Thema, was beispielsweise durch die geplante Einführung einer PKW-Maut bekräftigt wird.

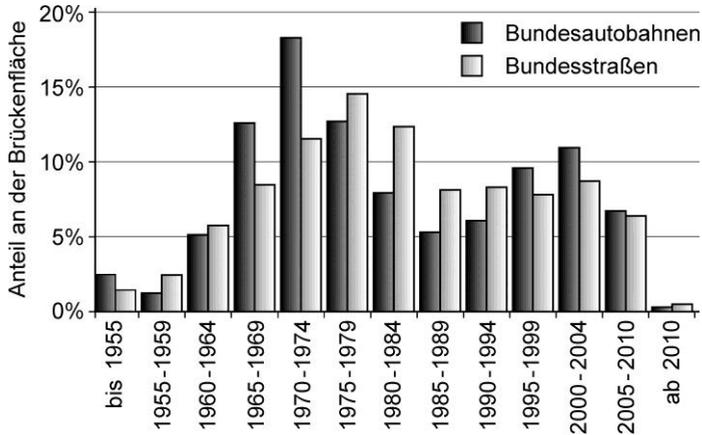


Abb. 1-1 Altersstruktur der Bundesfernstraßenbrücken nach Brückenfläche (Stand 2011) [Colditz 2012]

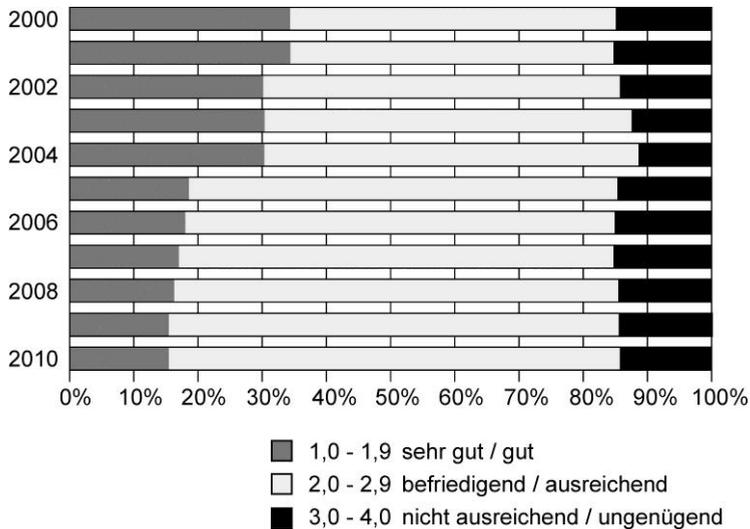


Abb. 1-2 Zustandsnoten der Bundesfernstraßenbrücken nach Brückenfläche [Colditz 2012]

1.2 Brückenprüfung – Konventionelle Vorgehensweise

Trotz der einheitlichen Regelungen besitzt die Brückeninspektion nach wie vor einen stark subjektiven Charakter. Der Prüfer versucht durch Betrachten bzw. Abklopfen der Oberfläche Schäden wie z. B. Risse, Kiesnester, Hohlstellen oder Rostfahnen zu erkennen. In Zweifelsfällen steigern spezielle lokale Prüfverfahren wie z. B. eine Spanngliedortung mit Ultraschall [Taffe/Wiggenhauser 2010] die Aussagekraft der Ergebnisse – ihr Einsatz liegt jedoch ebenfalls im Ermessen des Prüfers. Somit entscheidet letztendlich auch dessen Erfahrung, Kenntnisstand sowie Motivation über die endgültige Note und nicht nur der tatsächliche Bauwerkszustand. Außerdem wird die Mehrzahl der Prüfer die kritischen Bereiche eher zu konservativ bewerten, um auf der sicheren Seite zu sein. Dies führt naturgemäß zu einer schlechteren Note [Wenzel 2009]. Ferner ist zu erwähnen, dass diese aufwändige Art der Brückeninspektion mehrere Wochen in Anspruch nehmen kann [Maas et al. 2012a]. Für die handnahe Begutachtung müssen zudem oftmals Besichtigungsfahrzeuge eingesetzt werden, womit eine teilweise Sperrung der Fahrbahn unumgänglich wird (vgl. Abbildung 1-3).



Abb. 1-3 Einsatz eines Brückenbesichtigungsfahrzeuges [LR Schleswig-Holstein]

Als weiterer Nachteil der hauptsächlich visuellen Vorgehensweise stellt sich heraus, dass nicht immer alle potenziellen Schadensorte zugänglich sind. So kann man Verkleidungen relativ einfach abnehmen, den Asphalt aber nicht. Mit den lokalen experimentellen Prüfverfahren wiederum lässt sich naturgemäß nicht die gesamte Brücke abtasten, d. h. sie sind auf die als kritisch eingestuft Bereiche begrenzt. Außerdem erfordern sie meistens eine komplizierte und teure Messtechnik und sind wie z. B. bei einer Bohrkernentnahme nicht immer zerstörungsfrei. Allerdings haben diese Verfahren den Vorteil, dass sie Schäden u. U. bereits im Frühstadium anzeigen können. Als Beispiel sei die Messung der Karbonatisierungstiefe genannt, welche die Zerstörung der Passivschicht und somit die Gefahr einer Bewehrungskorrosion er-

kennt, bevor diese eingetreten ist. Generell bleiben dennoch eine gewisse Unsicherheit und die Frage, ob sich in den sechs Jahren zwischen den gründlichen Prüfungen ein kritischer Zustand entwickeln kann.

Es sei angemerkt, dass sich durch statische Probelastungen die Objektivität der Prüfung erhöhen und eine globale Aussage über den Brückenzustand treffen lässt. Dies führt jedoch zu einer temporären Sperrung der Fahrbahn, was beim heutigen Verkehrsaufkommen häufig problematisch ist. Außerdem ist die Messung einer statischen Durchbiegung in vielen Fällen aufwändig und relativ ungenau.

Trotz der aufgeführten Nachteile und Schwierigkeiten hat sich die konventionelle Brückenprüfung bewährt. Der große Erfahrungsschatz der Prüfengeieure wird auch in Zukunft eine wichtige Rolle bei der Zustandsbewertung spielen. Als Ergänzung sind jedoch praktikable Methoden gesucht, die das Wissen über den Bestand weiter präzisieren. In anderen Bereichen, z. B. bei der technischen Überwachung eines Autos, werden derartige Systeme schon längst standardmäßig eingesetzt. Die Hauptuntersuchung erfolgt hier im Abstand von zwei Jahren visuell und wird begleitet durch experimentelle Untersuchungen z. B. der Bremswirkung. Zusätzlich sind in einem modernen Auto zahlreiche Sensoren eingebaut, die ständig Reifendruck, Öltemperatur, Tankinhalt und ähnliche Messgrößen kontrollieren. Dagegen wirkt das übliche Vorgehen bei der Zustandsüberwachung einer Brücke veraltet, obwohl diese einen enormen finanziellen Wert besitzt und eine viel längere Nutzungsdauer erreichen soll und obwohl deren Einsturz dramatische Folgen haben kann.

1.3 Zustandsbewertung mit modalen Parametern

Ein Mittel, den Zustand einer Brücke möglichst objektiv anhand von Messwerten zu beschreiben, stellt die Verwendung der modalen Parameter Eigenfrequenz, Eigenform und (modale) Dämpfung dar. Die Idee, Schwingungsmessungen zur Schadenserkennung zu nutzen, wuchs parallel zur Entwicklung der PC- und Sensortechnik und wurde in den 1970er Jahren zunächst ohne Erfolg von der Offshore-Ölindustrie untersucht [Doebling et al. 1998]. Eine der ersten erfolgreichen Anwendungen dieser Methode gelang der NASA bei der Überwachung der für konventionelle Testmethoden unzugänglichen Spaceshuttle-Außenhaut [Hunt et al. 1990]. Auch beim Monitoring von Rotationsmaschinen sind derartige Systeme mittlerweile häufig im Einsatz [Farrar et al. 2001]. Im Rahmen einer Brückenprüfung werden jedoch nur selten unterstützende Schwingungsmessungen durchgeführt, d. h. die praktische Anwendung steckt noch in den Anfängen und wird durch eine rege Forschungstätigkeit begleitet.

Die gemessenen Zeitverläufe enthalten dabei wertvolle Informationen über zentrale Systemeigenschaften wie die Steifigkeit und die Dämpfung, welche sich beispielsweise bei einer Rissbildung ändern (siehe z. B. [Zonta 2000]). Die modalen Parameter geben diese Informationen in komprimierter Form wieder. Im Rahmen einer Zustandsbewertung bieten sich nun zwei verschiedene Vorgehensweisen an: Gewöhnlich werden die Ergebnisse einer Kontrollmessung mit denen einer früheren Basismessung („Geburtsurkunde“ der Struktur [Zilch et al. 2009]) verglichen. Letz-

tere muss dabei nicht unbedingt am ungeschädigten Ursprungssystem erfolgen, abweichende Ergebnisse zwischen zwei Messungen sind immer ein Alarmsignal und ein Indiz dafür, dass in der Struktur Schädigungsprozesse im Gang sind. In bestimmten Fällen können alternativ auch beobachtete Anomalien als Schadensanzeichen dienen, eine Referenzmessung ist dann nicht nötig. Als Beispiel sei hier die dynamische Überprüfung eines massiven Kirchturms genannt. Diese Türme weisen wegen ihres hohen Eigengewichts oftmals einen überdrückten Querschnitt auf (siehe [Stempniewski/Haag 2010]). Eine große Abweichung zwischen den bei umgebungsbedingter Anregung (Wind, Bodenunruhe) und beim Glockenläuten ermittelten Eigenfrequenzen ist ein Indiz dafür, dass die Glocken im Resonanzbereich betrieben werden und sich stark öffnende Risse erzeugen. Ein weiterer Anlass zur Beunruhigung ist die Messung von asymmetrischen Eigenformen an eigentlich symmetrischen Tragwerken.

Die modalen Parameter lassen sich weiter verarbeiten. So kann man z. B. durch zweimaliges Ableiten den einer Eigenform zugeordneten Krümmungsverlauf bestimmen. Derartige Prozeduren sind im Regelfall nötig, wenn neben der Feststellung eines Schadens auch dessen genaue Lokalisierung erwünscht ist (siehe [Ho/Ewins 2000]). Mit dieser Information sind dann beispielsweise lokale Methoden zielgerichtet einsetzbar oder visuelle Inspektionen auf kritische Bereiche fokussierbar.

Die Vorzüge einer modalbasierten Überprüfung sind vielfältig: Auch nicht sichtbare oder fernab der Beschleunigungssensoren liegende Schäden können damit aufgespürt werden. Der Ort eines potenziellen Schadens muss im Voraus nicht unbedingt bekannt sein und die Brücke wird als Einheit, ergo global bewertet. Des Weiteren sind Schwingungsmessungen zerstörungsfrei und relativ einfach durchführbar. So reicht für die Bestimmung der maßgebenden Eigenfrequenzen u. U. bereits ein günstig platzierter Sensor aus. Außerdem werden mittlerweile auch mit ambienten, d. h. sowieso vorhandenen Erregerquellen (Verkehr, Wind etc.), brauchbare Eigenfrequenzen und Eigenformen identifiziert [Peeters et al. 2000]. Eine künstliche Anregung mit bekannter Amplitude, deren Umsetzung vor allem bei großen Brücken erhebliche Schwierigkeiten mit sich bringt, ist nicht mehr zwingend notwendig. Dies bietet ferner die Möglichkeit einer permanenten Überwachung kritischer Tragwerke durch ständig installierte Sensoren. In Zukunft sind weitere Fortschritte in den Bereichen Messtechnik und -genauigkeit zu erwarten. Dann wird es bei vertretbaren Kosten möglich sein, Brücken an vielen Messpunkten abzutasten und sehr repräsentative Eigenformen zu ermitteln.

Die Ergebnisse der Schwingungsmessung veranlassen den Brückenprüfer eventuell zu einem genaueren Hinsehen oder bestätigen im Idealfall seine subjektive Wahrnehmung und sorgen so für eine Steigerung der Sicherheit. Außerdem helfen sie bei der Dokumentation des Bauwerkszustandes und bei der Visualisierung der Entwicklung eines bekannten Schadens im Prüfbericht. Ferner lassen sich die Messergebnisse auch zur Kalibrierung bzw. Verfeinerung eines bestehenden Finite-Elemente-Modells der Brücke nutzen (siehe z. B. [Raghavendrachar/Aktan 1992]).

1.4 Hindernisse bei einer Zustandsbewertung mit modalen Parametern

Gerade bei Brücken ist die Zustandsbewertung mit Eigenschwingungsgrößen jedoch mit einigen Schwierigkeiten verbunden. Die aufgezeichneten Zeitverläufe beinhalten einen gewissen Fehler. Das Signal-Rausch-Verhältnis ist im Vergleich zu Anwendungen im Maschinenbau im Regelfall relativ gering [Lee/Liang 1999]. Zudem kommt es auch bei der Auswertung dieser Verläufe zu Ungenauigkeiten. Insbesondere die ambiente Ermittlung der Dämpfung ist mit einer erheblichen Unsicherheit behaftet (siehe z. B. [Geier et al. 2008]). Nur die untersten Eigenfrequenzen bzw. die zugehörigen Eigenformen werden zuverlässig identifiziert und hier verwendet (siehe dazu z. B. [Feng et al. 2004]). Diese reagieren aber relativ unsensibel auf eine lokale Schädigung, so steht die Steifigkeit bei der Berechnung der Eigenfrequenz unter der Wurzel. Generell können auf diese Art nur Änderungen der Steifigkeit z. B. durch Risse, und in Sonderfällen Änderungen der Masse z. B. durch großflächige Betonabplatzungen erkannt werden, Schäden wie beispielsweise eine defekte Abdichtung oder eine weit fortgeschrittene Karbonatisierung lösen aber noch keinen Alarm aus. Überdrückte Risse sind mit dieser Methode ebenfalls kaum feststellbar [Huth et al. 2005].

Ein weiteres Problem ist, dass auch äußere Bedingungen die Modalparameter verändern, was bei deren Nichtbeachtung zu Fehlinterpretationen führt. Die Materialeigenschaften sind im Regelfall abhängig von der Temperatur, die z. B. bei einer mächtigen Asphaltdecke einen relativ starken Einfluss auf die Ergebnisse haben kann [Bungard et al. 2010]. Durch eine parallele Beobachtung des Temperaturfeldes mit einbetonierten Sensoren ist es jedoch möglich, bei ähnlichen Randbedingungen aufgezeichnete Schwingungen miteinander zu vergleichen. Des Weiteren beeinflusst der Schwerverkehr die schwingende Masse und ggf. auch die vorhandene Steifigkeit, beispielsweise wenn sich Risse unter der Verkehrslast öffnen. Dies ist besonders bei einem geringen Überbaueigengewicht zu beachten. Darüber hinaus sind die Eigenfrequenzen vor allem bei gerissenen Strukturen von der Stärke der dynamischen Anregung abhängig [Waltring et al. 2007]. Durch Auswertung eines langen Messfensters von z. B. 30 Minuten stellt sich eine gewisse Mittelung zwischen Zeiten mit viel und wenig Schwerverkehr ein [Kim et al. 2001]. Die während des Messschriebs vorhandene Verkehrsbelastung kann man relativ genau mit sogenannten *Weigh-in-Motion*-Systemen ermitteln [Ullerich 2012]. Eine grobe Abschätzung ist mit den aufgezeichneten Beschleunigungsamplituden oder durch Installation einer Videokamera möglich. Damit lässt sich vermeiden, dass beispielsweise ein durch viel Schwerverkehr induzierter Abfall der Eigenfrequenz als Schaden interpretiert wird. Auch eine Feuchtigkeitsaufnahme des Betons kann zu einer Zusatzmasse führen, eine Erhöhung der Windstärke wiederum führt zu einer stärkeren dynamischen Anregung. Diese beiden Umwelteinflüsse dürften meistens jedoch vernachlässigbar sein (siehe z. B. [Peeters/De Roeck 2001]).

Reguläre zeitabhängige Effekte wie der Spannkraftverlust durch Kriechen, Schwinden und Relaxation sowie gegenläufig die Nacherhärtung des Betons verändern ebenfalls die Eigenschwingungsgrößen, weshalb es u. U. sinnvoll ist, die Basismessung z. B. erst zwei Jahre nach dem Bau der Brücke durchzuführen. Später können

Sanierungsmaßnahmen wie der Austausch des Fahrbahnbelages eine neue Basis-messung erfordern, sofern sich die Systemmasse oder die Systemsteifigkeit dadurch deutlich ändert.

Außerdem ist zu erwähnen, dass Brücken komplexe Strukturen darstellen und nicht wie beispielsweise Autos oder Rotationsmaschinen in Serie hergestellt werden. Bei jeder Anwendung ist also ein neues, auf das jeweilige Bauwerk zugeschnittenes Konzept zu entwerfen [Geier et al. 2008]. So erfordert die Messung der Eigenformen einer großen Brücke mit vielen Feldern sehr viele Messpunkte. In einem solchen Fall kann es ratsam sein, vorab bestimmte Bereiche auszuwählen und dort die Sensoren zu platzieren. Bei der permanenten Schwingungsüberwachung ist zudem darauf zu achten, dass die Messtechnik beispielsweise durch eine Aufstellung im Hohlkasten vor Verschmutzung, extremer Witterung und mutwilliger Zerstörung geschützt ist.

1.5 Anwendung bei externer Vorspannung

Als die Spannbetonbauweise in den 1930er Jahren Einzug in den Brückenbau hielt, wurden die Spannglieder hauptsächlich außerhalb des Betonquerschnitts verlegt und konnten so jederzeit nachgespannt bzw. ausgewechselt werden, was aufgrund fehlender Erfahrungswerte z. B. über das Kriechverhalten des Betons einen wichtigen Faktor darstellte [Mehlhorn 2010]. Beispielhaft sei die Bahnhofsbrücke in Aue genannt [Schönberg/Fichtner 1939], die laut [Stiglat 2004] die erste Spannbetonbrücke in Deutschland war. Aufgrund der Nachteile dieser Bauweise, darunter die eingeschränkte Spanngliederführung, die geringe Ausnutzung des Spannstahls im Bruchzustand und vor allem die Korrosionsproblematik setzten sich dann allmählich Systeme mit nachträglichem Verbund durch [Rombach 2010]. Letztere war dadurch aber keineswegs gelöst. Durch unzureichende Verpressung der Spannkanaäle kam es weiterhin zu entsprechenden Schadensfällen (siehe z. B. [Wicke 1983]). So führte die Entwicklung eines werkseitigen Korrosionsschutzes durch eine fettverpresste Kunststoffummantelung in den 1990er Jahren zu einer Renaissance der verbundlosen Vorspannung im Brückenbau. Mittlerweile werden sogar wieder Überbauten mit rein externer Längsvorspannung hergestellt. Die größte Brücke dieser Bauart in Europa ist die 2001 fertig gestellte Talbrücke Trockau [SMP 2014], die bei einer maximalen Stützweite von 100 m eine Gesamtlänge von ca. 600 m aufweist (Abbildung 1-4).

Die Zugänglichkeit der im Hohlkasten angeordneten externen Spannglieder ist bei deren Zustandsbewertung natürlich von großem Vorteil. Eine Kontrolle der Vorspannkraft ist durch ein erneutes Ansetzen der Presse möglich, was im Rahmen einer Brückenprüfung jedoch einen recht aufwändigen Vorgang darstellt. Viel einfacher ist es, zunächst die Eigenfrequenzen der Spannglieder zu messen und mit diesen dann die Normalkräfte zu berechnen (siehe z. B. [Siegel 2012]). Diese Idee entstammt der Musik: Bei einem Saiteninstrument schwingen stärker gespannte Saiten in einer höheren Frequenz und liefern folglich einen höheren Ton. In dieser Arbeit stehen jedoch keine Prüfmethoden im Vordergrund, die explizit ausgewählte Elemente bewerten, vielmehr soll der Überbau „als Ganzes“ überwacht werden, damit auch andere Schäden erkennbar sind.

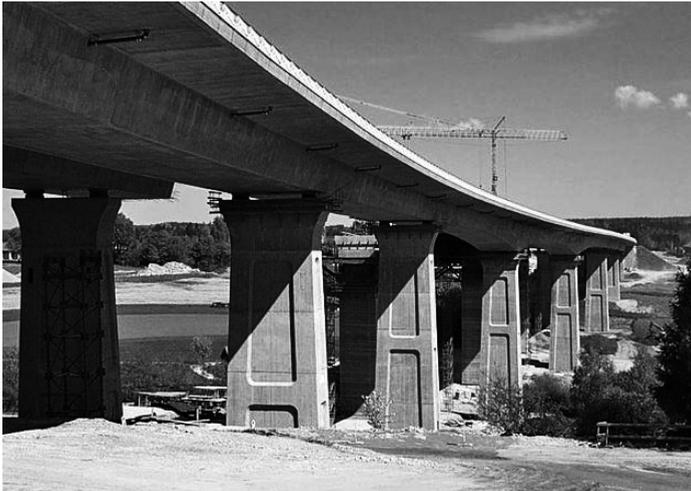


Abb. 1-4 Talbrücke Trockau im Bauzustand [Foto: Firmengruppe Max Bögl]

Die Forschung im Bereich der modalbasierten Schädigungsanalyse von Brücken fokussierte sich bisher hauptsächlich auf vorgespannte Überbauten mit nachträglich hergestelltem Verbund, was dem großen Anteil dieser Bauweise am Gesamtbestand entspricht (siehe dazu z. B. [Maeck 2003], [Stewering 2008], [Bungard 2011]). Diese Träger weisen Besonderheiten im mechanischen Verhalten auf: Aufgrund des Nachweises der Dekompression ist der Sicherheitsabstand zwischen dem Öffnen der Risse und dem Versagen relativ gering. Ein deutlicher Steifigkeitsabfall erfolgt erst relativ nahe bei der Bruchlast [Maas et al. 2012b]. Außerdem sind die Risse nach einer moderaten Überlastung wieder überdrückt, ergo geschlossen. Des Weiteren verursachen Spannstahlbrüche lediglich einen lokalen Abfall der Steifigkeit, daneben kommt es auf einer kurzen Strecke zu einer Wiederverankerung über den Verbund. Im Gegensatz dazu fällt die Normalkraft bei einer Vorspannung ohne Verbund global oder zumindest über einen größeren Bereich ab.

Bei verbundlos vorgespannten Überbauten sind die Anforderungen bzgl. der Rissbreitenbegrenzung aufgrund des werkseitigen Korrosionsschutzes weniger streng. Der Vorspanngrad ist damit im Regelfall geringer. Da der Spannstahl die Fließgrenze auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht erreicht und bei der Rissbreitenbegrenzung nicht mitwirkt, muss deutlich mehr Schlaffstahl verbaut werden, was die Robustheit erhöht. Typisch ist also ein größerer Abstand zwischen dem Öffnen der Risse und dem Versagen. Im Rahmen einer Zustandsbewertung steht dementsprechend nicht so sehr die Frage im Vordergrund, ob überhaupt Risse zu erkennen sind, vielmehr geht es darum, die Entwicklung der Rissbildung zu beobachten. Will man Eigenfrequenzen und Eigenformen als Schadensindikatoren bei externer Vorspannung verwenden, muss vorab geklärt werden, ob der Steifigkeitsabfall zwischen einem regulären Rissbild zum Zeitpunkt der Basismessung und einem eventuell übermäßigen Rissbild zum Zeitpunkt der Kontrollmessung ausreicht, um einen Schaden anzuzeigen. Auch zur Klärung dieser grundsätzlichen Frage soll diese Arbeit einen Beitrag leisten.

1.6 Aufbau und Forschungsbeitrag der Arbeit

Wie bereits dargelegt, besteht im Bauingenieurwesen ein hoher Bedarf an innovativen Verfahren, die zu einer Steigerung von Zuverlässigkeit und Aussagekraft einer Brückenprüfung beitragen. Die starke weltweite Forschungstätigkeit in diesem Bereich hat u. a. die Idee der schwingungsbasierten Schadensanalyse hervorgebracht. Probleme im Bereich der Materialermüdung könnten beispielsweise durch eine Messung der Schwinggeschwindigkeitsamplituden aufgedeckt werden (siehe dazu [Veit-Egerer et al. 2009]). In dieser Arbeit liegt der Fokus jedoch auf den Eigenfrequenzen und Eigenformen sowie auf davon abgeleitete Indikatoren wie der Nachgiebigkeitsmatrix und deren Veränderung bei der Schädigung einer verbundlos vorgespannten Hohlkastenbrücke.

Nach der Einleitung und der Darstellung der für das Verständnis notwendigen Grundlagen der Baudynamik ist im dritten Kapitel die Literatursichtung dokumentiert. Bei der Recherche fiel auf, dass die Fachwelt lebhaft über die generelle Eignung von globalen schwingungsbasierten Verfahren zur Schadenserkenkung bei Brücken diskutiert. Es werden viele verschiedene Methoden zur Feststellung, Lokalisierung oder gar Quantifizierung eines Schadens präsentiert, meistens jedoch nur wenige unter identischen Randbedingungen (Messpunktanzahl etc.) am gleichen Beispiel. Zudem geschieht dies häufig an numerischen Modellen ohne Einbeziehung einer messbedingten Streuung oder an sehr lokal geschädigten Strukturen (z. B. einzelner Riss). Es herrscht also keine Klarheit darüber, welche Indikatoren bei der praktischen Zustandsbewertung einer Betonbrücke den größten Erfolg versprechen.

Im vierten Kapitel werden dann zahlreiche Verfahren an einem linearen, mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) abgebildetem Brückenmodell vorgestellt und unter Berücksichtigung einer künstlichen Messabweichung systematisch getestet. Dies dient dazu, eine objektive Rangliste zu erstellen und so eine Vorauswahl zu treffen. Dabei erkennt man, dass jede Methode ihre eigenen Vorzüge bzw. Grenzen besitzt und somit eine kombinierte Anwendung mehrerer Verfahren anzustreben ist. Neben Kontrollmessungen an drei verschieden geschädigten Modellen wird zur Quantifizierung der Wiederholpräzision auch eine zweite Basismessung generiert (siehe auch [Fox 1992]). So kommt es zu einer Aussortierung jener Methoden, die zwar auf einen Schaden sensibel reagieren, auf eine unvermeidbare Streuung der Messergebnisse jedoch ebenfalls.

Das fünfte Kapitel dient der Validierung der später verwendeten nichtlinearen Materialgesetze. Dazu werden im Labor durchgeführte Schwingungsversuche an einer Stahlbetonplatte und einem Stahlbetonbalken nachgerechnet. Hier steht die Frage im Vordergrund, ob das numerische Modell die nach unterschiedlich starken statischen Schädigungen gemessenen Eigenfrequenzen und -formen ausreichend genau trifft.

Das sechste Kapitel stellt schließlich eine umfangreiche Studie an einem speziellen und modernen Brückentyp dar und bildet so das Kernstück der Arbeit. Zunächst wird ein repräsentatives räumliches FE-Modell einer in Längsrichtung rein extern vorgespannten Straßenbrücke erstellt. Dies geschieht unter Verwendung der validierten Stoffgesetze sowie einer detaillierten Eingabe von Geometrie, Vorspannung, Betonstahlmenge und Lastgeschichte. Somit können realistische, in Bezug zur Be-

lastung der Brücke stehende Schädigungen abgebildet werden. Mit den Methoden, die sich in der Vorauswahl durchgesetzt haben, erfolgt dann die modalbasierte Zustandsbewertung. Dazu werden zwei in der Praxis häufig vorkommende Schadensfälle erzeugt, die zu einem für Betonbrücken typischen ausgedehnten Risswachstum führen. Die Verwendung nur der untersten Eigenfrequenzen und Eigenformen sowie deren künstliche Kontamination und eine gemäßigte Sensordichte sorgen erneut für möglichst reale Messbedingungen. Des Weiteren wird der Einfluss der veränderlichen Verkehrslast bei dieser speziellen Anwendung quantifiziert.

Die Schrift schließt mit einem Fazit und einem Ausblick. Diese Arbeit ist als ausgiebige Voruntersuchung und als Basis für eventuelle Nachfolgeprojekte zu verstehen. Ziele sind die Einführung der Thematik am Institut für Massivbau des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) und das Herausarbeiten einer Aussage darüber, ob es sich überhaupt lohnt, die Idee der modalbasierten Zustandsbewertung eines Brückentragwerkes weiter zu verfolgen.

Kapitel 2

Grundlagen

2.1 Eigenfrequenzen und Eigenformen

Zur möglichst anschaulichen Heranführung an das Thema sowie zur Einführung der Fachbegriffe zeigt Abbildung 2-1 ein einfaches dynamisches Modell einer Spannbetonbrücke vor der Anregung durch einen Hammerschlag. Die in der Realität verschmierte Masse konzentriert sich dabei auf fünf Punkte, wovon zwei festgehalten sind. Die Brücke besitzt aufgrund der statischen Belastung durch Eigengewicht, Ausbaulast etc. bereits eine gewisse Durchbiegung, was in ihrer Feldmitte eventuell zu Rissen und somit einer Schädigung führte. Die drei eingezeichneten zeitabhängigen Freiheitsgrade werden relativ zu dieser Vorverformung gemessen und beschreiben eine Schwingung um die statische Gleichgewichtslage, die trotz eines im Regelfall sehr geringen baupraktischen Dämpfungsmaßes zügig nach dem Anschlagen wieder abklingt. Die bezüglich der Schwingung wirksame Biegesteifigkeit kann elementweise variieren und gilt für kleine Amplituden, die eine Linearisierung des Problems erlauben.

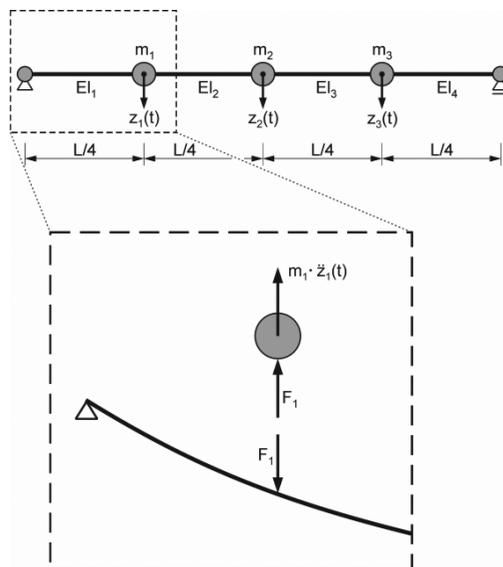


Abb. 2-1 Modell mit konzentrierten Punktmassen (*lumped masses*) und Freischnitt

Schneidet man die Punktmassen zu einem beliebigen Zeitpunkt t nach dem Hammerschlag frei, trägt danach die Schnittkräfte sowie die Trägheitskräfte, die sich als Produkt aus Masse und Beschleunigung ergeben, an und vernachlässigt dabei die Dämpfungskräfte (Abbildung 2-1), folgen die drei Gleichgewichtsbedingungen (vgl. z. B. [Vielsack 2005]):

$$\underline{F} = \begin{bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{z}_1(t) \\ \ddot{z}_2(t) \\ \ddot{z}_3(t) \end{bmatrix} = -\underline{M} \cdot \ddot{\underline{z}} \quad (2-1)$$

Die Nachgiebigkeitsmatrix gibt den Zusammenhang zwischen den Schnittkräften und den Verschiebungen an:

$$\underline{z} = \begin{bmatrix} z_1(t) \\ z_2(t) \\ z_3(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} s_{11} & s_{12} & s_{13} \\ s_{21} & s_{22} & s_{23} \\ s_{31} & s_{32} & s_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \end{bmatrix} = \underline{K}^{-1} \cdot \underline{F} \quad (2-2)$$

Der Eintrag s_{13} z. B. repräsentiert die statische Verschiebung an m_1 infolge einer Einheitslast an m_3 (Abbildung 2-2). Nach dem Vertauschungssatz von Maxwell ist die Nachgiebigkeitsmatrix bei linear-elastischen Systemen symmetrisch und somit gilt $s_{13} = s_{31}$ [Schnell et al. 2002].

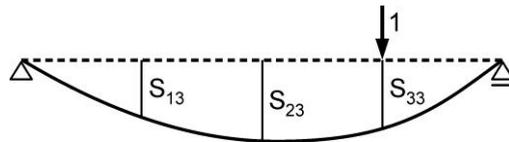


Abb. 2-2 Veranschaulichung der Nachgiebigkeitsmatrix

Bei einem ungerissenen Träger mit konstantem Biegesteifigkeitsverlauf $EI = \text{const.}$ gilt unter Vernachlässigung der Schubverformung beispielsweise

$$\underline{K}^{-1} = \frac{L^3}{768 EI} \begin{bmatrix} 9 & 11 & 7 \\ 11 & 16 & 11 \\ 7 & 11 & 9 \end{bmatrix} \quad (2-3)$$

Die erste Spalte dieser Matrix beschreibt die Biegelinie unter einer Einheitslast an m_1 . Die Summe der ersten Zeile entspricht der Durchbiegung an m_1 infolge einer Einheitslast an allen drei Massen.

Das Einsetzen von Gleichung 2-1 in Gleichung 2-2 führt zu

$$\underline{K}^{-1} \cdot \underline{M} \cdot \ddot{\underline{z}} + \underline{z} = \underline{0} \quad (2-4)$$

bzw.

$$\underline{\mathbf{M}} \cdot \ddot{\underline{\mathbf{z}}} + \underline{\mathbf{K}} \cdot \underline{\mathbf{z}} = \underline{\mathbf{0}} \quad (2-5)$$

Die Berechnung der Inversen der oben angeschriebenen Nachgiebigkeitsmatrix führt zur ebenfalls symmetrischen Steifigkeitsmatrix:

$$\underline{\mathbf{K}} = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 630,86 & -603,43 & 246,86 \\ -603,43 & 877,71 & -603,43 \\ 246,86 & -603,43 & 630,86 \end{bmatrix} \quad (2-6)$$

Die erste Spalte beispielsweise gibt das Lastbild an, das an m_1 eine Einheitsverschiebung hervorruft, während die anderen beiden Massen in ihrer Ausgangsposition verharren [Bachmann 2002].

Gleichung 2-5 ist die bekannte Bewegungsgleichung der ungedämpften Eigenschwingung nach einer Anfangsstörung der statischen Gleichgewichtslage. Mit dem Lösungsansatz

$$\underline{\mathbf{z}} = \begin{bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \end{bmatrix} \cdot \cos(\omega t + \alpha) = \underline{\mathbf{A}} \cdot \cos(\omega t + \alpha) \quad (2-7)$$

folgt

$$(-\omega^2 \cdot \underline{\mathbf{M}} + \underline{\mathbf{K}}) \cdot \underline{\mathbf{A}} = \underline{\mathbf{0}} \quad (2-8)$$

Die triviale Lösung entspricht der Ruhelage. Durch Nullsetzen der Determinante des Klammerausdruckes erhält man die nichttriviale Lösung [Clough/Penzien 1993], also

$$\det(-\omega^2 \cdot \underline{\mathbf{M}} + \underline{\mathbf{K}}) = 0 \quad (2-9)$$

Die Determinante lässt sich mit der Regel von Sarrus berechnen (siehe z. B. [Merzinger et al. 2001]). Bei einer konstanten Massenbelegung ρ (Masse pro Länge), ergo $m_1 = m_2 = m_3 = \rho \cdot L/4$, liefert z. B. das Programm [Matlab] als Ergebnis die drei positiven Eigenkreisfrequenzen

$$\omega_1 = 9,86 \sqrt{\frac{EI}{\rho L^4}} \quad \omega_2 = 39,19 \sqrt{\frac{EI}{\rho L^4}} \quad \omega_3 = 83,21 \sqrt{\frac{EI}{\rho L^4}} \quad (2-10)$$

Dem ersten Wert beispielsweise sind die Eigenfrequenz

$$f_1 = \frac{\omega_1}{2\pi} = 1,57 \sqrt{\frac{EI}{\rho L^4}} \quad (2-11)$$

und die Eigenperiode

$$T_1 = \frac{1}{f_1} = 0,64 \sqrt{\frac{\rho L^4}{EI}} \quad (2-12)$$

zugeordnet. Teilt man die Trägermasse in viele Punktmassen auf, lassen sich auch die höheren Eigenfrequenzen ermitteln. Die untersten drei (z. B. aus [Eibl et al. 1988]) weichen dann um 0,1 %, 0,7 % bzw. 6,7 % von den Ergebnissen 2-10 ab.

Werden die Eigenkreisfrequenzen aus 2-10 nacheinander in Gleichung 2-8 eingesetzt, ergeben sich die drei Eigenformen oder Eigenvektoren

$$\underline{A}_1 = \begin{bmatrix} 0,707 \\ 1 \\ 0,707 \end{bmatrix} \quad \underline{A}_2 = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ -1 \end{bmatrix} \quad \underline{A}_3 = \begin{bmatrix} -0,709 \\ 1 \\ -0,709 \end{bmatrix} \quad (2-13)$$

Diese geben lediglich Amplitudenverhältnisse und keine absoluten Werte an, d. h. eine Komponente ist jeweils frei wählbar. Hier wird der größte Ausschlag gleich 1,0 gesetzt (siehe auch Abbildung 2-3). Bei einer sehr feinen Massenaufteilung weichen die Ergebnisse nur bei der dritten Eigenform um 0,3 % von Gleichung 2-13 ab.

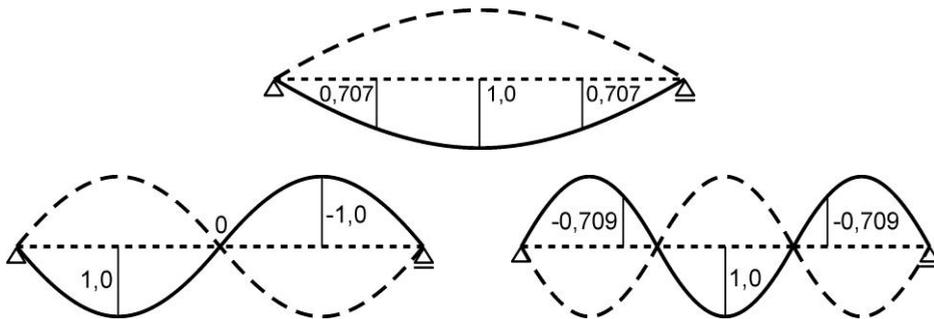


Abb. 2-3 Eigenformen des betrachteten Modells

Schlussendlich zeigt Gleichung 2-14 den zeitlichen Verlauf der ungedämpften Schwingung nach der impulsförmigen Anregung durch den Hammerschlag. Die sechs auftauchenden Konstanten können aus den Anfangsbedingungen ermittelt werden.

$$z = b_1 \cdot \underline{A}_1 \cdot \cos(\omega_1 t + \alpha_1) + b_2 \cdot \underline{A}_2 \cdot \cos(\omega_2 t + \alpha_2) + b_3 \cdot \underline{A}_3 \cdot \cos(\omega_3 t + \alpha_3) \quad (2-14)$$

Die Antwort besteht also aus einer Summe von Eigenformen, die jeweils in der zugeordneten Eigenfrequenz schwingen. Der Beitrag der untersten Eigenformen ist dabei am größten. Dies beschreibt die natürliche und von der Struktur angestrebte Bewegungsweise. Auch ohne Hammerschlag wird eine Brücke zu Schwingungen

angeregt. Die Ursachen sind vielfältig (Verkehr, Wind, Bodenunruhe) und führen zu unregelmäßigen, räumlich verteilten sowie über ein breites Frequenzband wirkenden Lasten. Auch in diesem Fall prägen die untersten Eigenfrequenzen die Schwingung. Bei einer Anregung mit Unwuchtmaschinen oder beim Passieren eines großen Marathon-Pulks hingegen werden der Brücke die Frequenzen der harmonischen Lasten bzw. der harmonischen Lastanteile aufgezwungen.

Bezüglich einer modalbasierten Zustandsbewertung liefert dieser Abschnitt folgende Erkenntnisse: Eine gleichmäßige, globale Reduktion der Biegesteifigkeit mit einem Faktor $< 1,0$ führt nach 2-10 zu einem Absinken der Eigenfrequenzen, wobei die Wurzel eine relativ geringe Sensitivität anzeigt. Im Gegensatz dazu bleiben die Eigenformen nach 2-13 unverändert. Dies ist übrigens auch der Fall, wenn das Basissystem keine konstante Massen- bzw. Steifigkeitsbelegung aufweist. Bei praktischen Anwendungen sind die Steifigkeitsabfälle jedoch im Regelfall auf bestimmte Bereiche begrenzt. Ist im betrachteten Modell z. B. nur ein Element gerissen, verändern sich auch die Eigenformen, die dann eine gewisse Asymmetrie aufweisen. Der Abfall einer Eigenfrequenz wird am größten, wenn sich der Schaden an der Stelle der (betragsmäßig) maximalen Krümmung der zugehörigen Eigenform befindet [Salawu 1997]. Dies ist leicht ersichtlich, da eine Reduktion der Biegesteifigkeit an einer Stelle ohne Biegung bzw. Krümmung keine Auswirkung haben kann. Dementsprechend sind Schädigungen an gelenkigen Endauflagern auf diese Art kaum zu erkennen. Da dort jedoch neben der modalen Krümmung auch das einwirkende Biegemoment gering ist, sind derartige Schadensfälle eher selten.

2.2 Normierung der Eigenformen

Um die Eigenschwingungsformen einer Kontrollmessung mit denen einer Basismessung vergleichen zu können, müssen sie normiert werden. Wie bereits erwähnt, besteht die Möglichkeit, den (betragsmäßig) größten Ausschlag jeweils gleich 1,0 oder auch 1,0 m zu setzen. Im zweiten Fall ist zu beachten, dass die identifizierten Eigenformen dennoch für die bei der Messung vorhandenen, geringen Schwingungsamplituden gelten. Diese einfache und anschauliche Art der Normierung ist bei manchen Problemstellungen jedoch ungeeignet, beispielsweise wenn es darum geht, einen angezeigten Schaden mit Hilfe der Krümmungen einer Eigenform zu lokalisieren. Befindet sich der Schaden an der Stelle des größten Ausschlags, so ändert sich der Wert des Eigenvektors an dieser Stelle nicht. Hier bietet sich z. B. eine Normierung bezüglich der Massenmatrix an [Hart/Wong 1999], im Folgenden symbolisiert durch einen Zirkumflex:

$$\hat{\underline{A}}_i^T \cdot \underline{M} \cdot \hat{\underline{A}}_i = 1 \quad (2-15)$$

Die „Massennormierung“ einer beliebig skalierten i -ten Eigenform erfolgt demnach mit dem Umrechnungsfaktor

$$\alpha_i = \frac{1}{\sqrt{\underline{A}_i^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{A}_i}} \quad (2-16)$$

Wird lediglich die Antwort einer Struktur gemessen, d. h. liegen keine klar definierten Informationen über die dynamische Anregung vor, so sind die gemessenen Eigenformen im Regelfall nicht massennormiert [Stewering 2008]. Dies kann im Nachgang mit einer geschätzten Massenmatrix erfolgen. Auch wenn die Amplitudenverhältnisse in einem akademischen Fall exakt ermittelt wurden, treten dabei jedoch Ungenauigkeiten auf. Die Gründe hierfür liegen primär bei den unvermeidbaren Abweichungen zwischen den Abmessungen bzw. Wichten, die in den Planunterlagen angegeben sind, und denen, die tatsächlich vor Ort vorliegen. Außerdem werden die Schwingungen nur an einer begrenzten Anzahl von Messpunkten und oftmals nur in vertikaler Richtung aufgezeichnet. Dies stellt jedoch nicht unbedingt einen entscheidenden Nachteil dar, da die Kontrollmessung an den gleichen Punkten erfolgt und zudem die gleiche Massenmatrix angenommen wird. Die Normierungsfehler vor bzw. nach einem eventuellen Schaden sind also meistens in etwa gleich. Bei einem ungeschädigten System sind sie sogar exakt gleich, weshalb diese Fehlerquelle allein keinen Fehlalarm auslösen kann.

Mit Gleichung 2-8 und Gleichung 2-15 erhält man

$$\hat{\underline{A}}_i^T \cdot \underline{K} \cdot \hat{\underline{A}}_i = \omega_i^2 \quad (2-17)$$

Schreibt man die n Eigenformen eines Systems mit n Freiheitsgraden in einer Modalmatrix

$$\underline{\Phi} = [\underline{A}_1 \quad \underline{A}_2 \quad \dots \quad \underline{A}_n] \quad (2-18)$$

an, dann folgt

$$\hat{\underline{\Phi}}^T \cdot \underline{K} \cdot \hat{\underline{\Phi}} = \underline{\Omega} \quad (2-19)$$

Die rechte Seite dieser Gleichung stellt eine Diagonalmatrix mit den Einträgen ω_i^2 dar. Demzufolge kann die Nachgiebigkeitsmatrix mit den massennormierten Eigenformen und den Eigenkreisfrequenzen berechnet werden (siehe beispielsweise [Hogue et al. 1991]):

$$\underline{K}^{-1} = \hat{\underline{\Phi}} \cdot \underline{\Omega}^{-1} \cdot \hat{\underline{\Phi}}^T \quad (2-20)$$

Oder anders ausgedrückt:

$$\underline{K}^{-1} = \sum_{i=1}^n \frac{\hat{\underline{A}}_i \cdot \hat{\underline{A}}_i^T}{\omega_i^2} \quad (2-21)$$

Hier wird ein praktischer Vorteil der Nachgiebigkeitsmatrix deutlich: Der Beitrag der höheren Eigenformen, die gerade ambient kaum angeregt und folglich nicht oder nur sehr ungenau gemessen werden können, ist gering.

Es ist zu beachten, dass man mit der auf diese Art und Weise ermittelten Nachgiebigkeitsmatrix natürlich nicht die Durchbiegungen infolge beliebiger statischer Belastungen berechnen kann. Sie repräsentiert die dynamische Steifigkeit gegenüber einer schwachen Schwingung um eine bestimmte statische Gleichgewichtslage.

2.3 Messdurchführung

Damit man die modalen Parameter einer Struktur ermitteln kann, muss sie in Schwingung versetzt werden. Bei der klassischen Modalanalyse geschieht dies z. B. mit einem Impulshammer oder einer Unwuchtmaschine, wobei neben der Reaktion auch die Anregung aufgezeichnet wird (*input-output*). Den Zusammenhang beschreiben die Übertragungsfunktionen, mit denen sich letztendlich die Eigenfrequenzen, Eigenformen und die Dämpfung bestimmen lassen [Retze 2011]. Die gleichzeitig wirkenden stochastischen Erregerkräfte z. B. infolge Windeinwirkung sind unbekannt und sollten demnach möglichst gering sein. Im Rahmen der Zustandsbewertung einer Straßenbrücke führt dies bei einem hohen Verkehrsaufkommen unweigerlich zu einer ungewollten Fahrbahnspernung. Außerdem erfordert eine künstliche globale Anregung vor allem bei großen und bedeutenden Brücken, bei denen messwertgestützte Überwachungssysteme am ehesten zum Einsatz kommen, sperrige und teure Geräte.

Von großem Vorteil ist deshalb, dass auch ohne exakte Kenntnis der Erregerkräfte Messungen mit zuverlässigen Ergebnissen möglich sind [Peeters et al. 2000]. Dabei wird die breitbandige, ambiente Anregung explizit ausgenutzt und keineswegs als störend empfunden. Sie entspricht der natürlichen dynamischen Belastung einer Brücke und stammt hauptsächlich aus der Nutzung durch den Verkehr, aber auch aus externen Quellen wie z. B. benachbarte Erschütterungen oder Wind. Es ist jedoch zu erwähnen, dass sich eine gewisse Einordnung der aktuellen Verkehrsbelastung auch bei einer derartigen *output-only*-Messung nicht vermeiden lässt – vor allem bei einem geringen Brückeneigengewicht (siehe Abschnitt 1.4).

Sollen an einer kaum benutzten Wirtschaftswegüberführung oder Fußgängerbrücke Schwingungsmessungen bei ambienter Anregung durchgeführt werden, ist dazu eine empfindliche Messeinrichtung mit äußerst geringem Rauschpegel nötig. In [Feltrin et al. 2008] sind dynamische Untersuchungen an einer in ländlicher Umgebung stehenden Holzbrücke mit einer relativ geringen Spannweite von 20 m dokumentiert. Die gemessene Beschleunigung liegt dabei im Bereich $0,001 \text{ m/s}^2$. Zur Einordnung dieses Wertes sollte man sich vergegenwärtigen, dass Menschen selbst eine Beschleunigungsamplitude von etwa $0,2 \text{ m/s}^2$ gar nicht wahrnehmen können [Kramer 1998]. Bei derartigen weichen Konstruktionen lassen sich die Schwingungen jedoch durch hüpfende Personen oder durch das Überfahren eines Holzbrettes mit einem Auto problemlos verstärken. In [Huang et al. 1999] wird eine Spannbeton-Hohlkastenbrücke mit einer maximalen Stützweite von 155 m beispielsweise vertikal zum Schwingen gebracht, indem ein 14 t schwerer LKW mit der Hinterachse von einem 20 cm hohen Betonblock herunterfährt.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass die lateralen Schwingungen im Rahmen einer Zustandsbewertung nur selten untersucht werden. Auch unter laufendem Verkehr ist die Anregung in dieser Richtung im Normalfall schwach [Stengel 2009], wobei als Ausnahme weitgespannte Hängebrücken unter dem Einfluss hoher Windgeschwindigkeiten zu nennen sind.

Sollen neben den Eigenfrequenzen auch die zugehörigen Eigenformen Verwendung finden, werden u. U. viele Messpunkte benötigt – auch wenn man sich, wie bei praktischen Anwendungen üblich, auf die untersten beschränkt. Wird die Struktur nur an wenigen Punkten abgetastet, sehen unterschiedliche Eigenformen gleich aus, ihre wirkliche Gestalt ist mit den wenigen bekannten Amplitudenverhältnissen nicht rekonstruierbar. Die Lokalisierung aller vorhandenen Schäden erfordert indes meist Informationen über die gesamte Brückenlänge. Zudem ist der Messfehler weitestgehend zu eliminieren, da er durch Ableiten verstärkt wird und demnach zu unbrauchbaren Krümmungsverläufen führt. Ein grobes Messnetz ist dazu nicht geeignet.

Um eine feinmaschige Messung zu erreichen, gibt es prinzipiell mehrere Möglichkeiten: In [Alampalli 2000] wird eine kleine gesperrte Stahlverbundbrücke durch einen Hammer mit eingebautem Kraftaufnehmer an vielen Stellen angeregt. Die Aufzeichnung der Schwingungen erfolgt dabei durch einen feststehenden, mit einem Magneten befestigten Beschleunigungssensor, der sich natürlich nicht an einem Eigenformknoten befinden darf. [Radzieński et al. 2011] dagegen versetzen einen 1 m langen Aluminiumstab mit einem externen Shaker in Schwingungen und messen diese berührungslos an 125 Punkten mit einem in kurzer Entfernung aufgestelltem Laser-Doppler-Vibrometer. Bei einer derartigen Anordnung ist es wichtig, dass der Shaker nicht an einem Eigenformknoten platziert ist. Um die Eigenschwingungsformen einer Brücke unter laufendem Verkehr zu messen, geht man oft den klassischen, naheliegenden Weg und bringt viele Beschleunigungssensoren in geringem Abstand an. Daneben ist es auch möglich, das Tragwerk mit einem „wandernden“, schrittweise verschobenen Sensor abzutasten (siehe dazu z. B. [Veit-Egerer/Wenzel 2008]). Zusätzlich wird ein ortsfester Referenzsensor installiert, der die Vergleichbarkeit der aufeinander folgenden Aufzeichnungen gewährleistet. Dieser sollte sich wiederum nicht an einem Eigenformknoten befinden, was durch eine grobe FEM-Voruntersuchung sichergestellt werden kann. Um die Genauigkeit der identifizierten Eigenvektoren zu steigern, bietet es sich an, die Ergebnisse aus mehreren Messdurchgängen zu mitteln. Außerdem sollten offensichtliche Ausreißer vorab gestrichen werden.

Trotz aller Anstrengungen können Schwingungsmessungen nie den vollständigen modalen Informationsgehalt des Bauwerkes liefern. Eine reale Struktur hat unendlich viele Eigenfrequenzen und die zugehörigen räumlichen Eigenformen weisen keine Lücken auf. Eine numerische Modellierung mit n Freiheitsgraden führt zu n Eigenfrequenzen, wobei jede Eigenform nun durch n Verschiebungswerte definiert ist (vgl. Abschnitt 2.1). Im Vergleich dazu werden bei Messungen vor Ort im Regelfall nur wenige Frequenzen ermittelt. Darüber hinaus ist das Sensornetz relativ grobmaschig und die Messung erfolgt oft nur in vertikaler Richtung. Die Darstellung der Eigenformen muss folglich mit relativ wenigen Stützwerten auskommen.

2.4 Modale Krümmungen

Wie bereits erwähnt, sind die Krümmungen der Eigenformen ein interessantes Hilfsmittel bei der Lokalisierung eines Brückenschadens. [Pandey et al. 1991] demonstrieren dies erfolgreich an zwei Balkenmodellen.

Durch Umstellen der Gleichung 2-8 erhält man

$$\underline{K} \cdot \underline{A} = \omega^2 \cdot \underline{M} \cdot \underline{A} \quad (2-22)$$

Dieser Gleichungstyp ist aus der Statik bekannt: Die rechte Seite entspricht dem statischen Lastvektor, der an einem durch die Steifigkeitsmatrix repräsentierten System eine Verformung entsprechend der angesetzten Eigenform hervorruft (vgl. [Maecck 2003]). Bei einem Balkenmodell (vgl. Abschnitt 2.1) ist diesen Kräften ein Momentenverlauf zugeordnet, mit dem sich bei einer entlang des Trägers bekannten Biegesteifigkeit die modale Krümmung an jeder beliebigen Stelle x über

$$\kappa(x) = -\frac{M(x)}{EI(x)} \quad (\text{Bernoulli - Theorie}) \quad (2-23)$$

berechnen lässt. Demzufolge führt ein lokaler Abfall der Steifigkeit zu einem starken lokalen Anstieg der betragsmäßigen Krümmung – vorausgesetzt, die Eigenformen vor und nach dem Schaden sind miteinander vergleichbar z. B. durch eine Massennormierung. Hierbei ist zu beachten, dass der Schaden auch die statischen Ersatzlasten verändert. Ferner kommt es bei statisch unbestimmten Systemen auch bei gleicher Belastung zu einer gewissen Momentenumlagerung. Trotzdem dominiert in Gleichung 2-23 der Abfall im Nenner über denjenigen im Zähler.

Die Bestimmung von verwertbaren Krümmungsverläufen aus den gemessenen Eigenformen ist jedoch nicht trivial, da sich bereits eine geringe Messabweichung durch das zweimalige Ableiten stark auswirkt. Eine direkte Anwendung des zentralen Differenzenquotienten (siehe z. B. [Knorrenschild 2013])

$$\kappa_k \approx \frac{\varphi_{k-1} - 2 \cdot \varphi_k + \varphi_{k+1}}{l^2} \quad (2-24)$$

mit κ_k modale Krümmung am Messpunkt k
 φ_k gemessener Eigenformwert am Messpunkt k
 l Abstand der Messpunkte

ist deshalb nicht zielführend, vielmehr führt sie zu einem zackigen Verlauf. Die Eigenformen müssen mit speziellen Techniken bearbeitet und die Messfehler so möglichst herausgefiltert werden. Dazu entwickelt [Maecck 2003] den sogenannten *Mixed Approach (v2)*, bei dem der Balken in Elemente aufgeteilt und folgende Funktion minimiert wird:

$$\pi = \sum_{k=1}^N \frac{(v_k - \varphi_k)^2}{2} + \frac{\alpha l}{2} \cdot \int_0^L (\psi - v')^2 dx + \frac{\beta l^3}{2} \cdot \int_0^L (\kappa - \psi')^2 dx \quad (2-25)$$

mit	N	Anzahl der Messpunkte
	L	Gesamtlänge des Balkens
	v	geglättete Eigenform (quadratischer Ansatz zw. zwei Messpunkten)
	v_k	Wert der geglätteten Eigenform am Messpunkt k
	ψ, κ	Neigung, Krümmung (jew. linearer Ansatz zw. zwei Messpunkten)
	α, β	Penalty-Faktor für die Neigung, für die Krümmung

Hierbei sind alle drei Verläufe v , ψ und κ stetig. Der erste Term sorgt dafür, dass die ausgegebene Eigenform bei den Messwerten liegt, die Terme zwei und drei erzwingen „runde“ Ableitungen und somit letztendlich die Glättung. Die Wahl sinnvoller Werte für α und β obliegt dem Anwender, wobei zu geringe Penalty-Faktoren stark schwankende Krümmungen mit sich bringen. Im Extremfall $\alpha = \beta = 0$ fallen beide Terme weg, die „geglättete“ Eigenform entspricht der gemessenen und π wird zu Null. Setzt man sie zu hoch an, liegt die geglättete Kurve u. U. deutlich außerhalb der Messwerte und scharfe Krümmungsanstiege werden unterdrückt. Der sinnvolle Wertebereich ist von mehreren Randbedingungen wie z. B. der Anzahl der Messstellen, der geometrischen Kompliziertheit der Eigenform und der Messgenauigkeit abhängig. So sind bei der Glättung der Grundschiwingung einer mit 100 Sensoren bestückten Einfeldbrücke viel höhere Werte möglich als bei einer mit 50 Sensoren abgetasteten Zweifeldbrücke. Im Endeffekt helfen hier nur Ausprobieren und eine gewisse Erfahrung. Zudem kann eine grobe Kenntnis der Größe des Messfehlers ausgenutzt werden.

Die Minimierung der Funktion in 2-25 führt zu einem System mit $3 \cdot N$ Gleichungen. Bekannte Randbedingungen wie beispielsweise $\kappa = 0$ an einem gelenkigen Lager oder freien Ende können problemlos eingearbeitet werden. Als Lösung erhält man neben den Knotenwerten der geglätteten Eigenform v auch diejenigen der Neigung ψ und der Krümmung κ . Zweimaliges Ableiten von v führt nicht zum exakt gleichen Verlauf wie das direkte Ergebnis κ , da die Verläufe mit jeweils eigenem Ansatz „unabhängig“ voneinander ermittelt werden. Maeck testet seinen Mixed Approach zunächst an einem Einfeldträger, wobei er Messungenauigkeiten künstlich simuliert. Er erhält damit genauere Krümmungsverläufe als mit den klassischen Techniken wie z. B. Splines oder globale Polynome, bei denen geglättete Eigenformen analytisch abgeleitet werden. [Baghiee et al. 2009] machen die gleiche Feststellung.

Zur Illustration und zu Testzwecken betrachten wir einen Balken auf zwei Stützen (siehe Abbildung 2-4). Die Massenbelegung ist konstant und die im ungeschädigten Zustand ebenfalls konstante Biegesteifigkeit fällt durch einen Schaden lokal um 50 % ab.

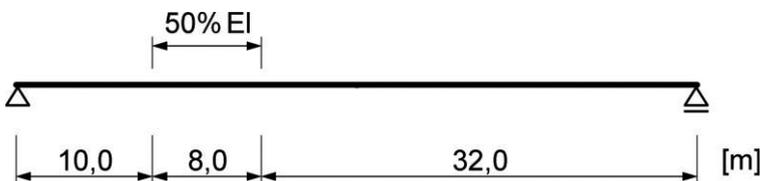


Abb. 2-4 Betrachteter Balken, Schadensszenario

Die Grundschiwingung und deren Änderung durch den Schaden zeigt Abbildung 2-5 (links). Der Abstand der Messpunkte beträgt 1,0 m, wobei jedem „exakten“ FEM-Wert ein zufälliger, normalverteilter Fehler zugewiesen wurde (vgl. [Ho/Ewins 1999]). Die beiden Eigenformen sind massennormiert, aus Gründen der Anschaulichkeit jedoch in der Einheit [m] dargestellt. Man erkennt, dass die relativ starke Schädigung auf 8,0 von 50,0 m zu einer deutlichen Verschiebung der Eigenform führt.

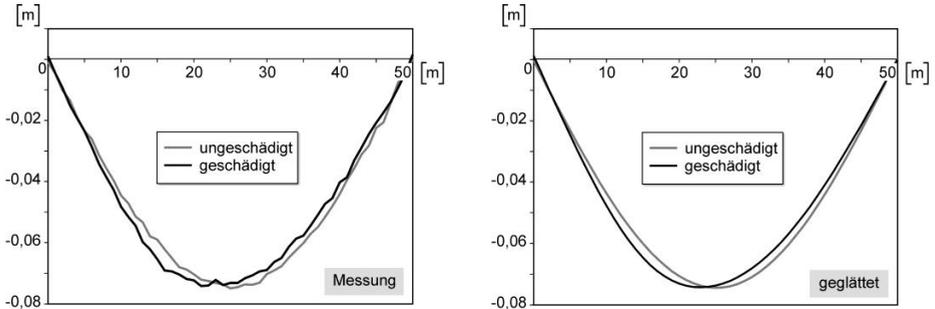


Abb. 2-5 Gemessene (links) und geglättete (rechts) erste Eigenform

Mithilfe des Mixed Approach gelingt es, den Messfehler weitestgehend zu beseitigen (Abbildung 2-5 rechts). Abbildung 2-6 (links) gibt die ermittelten Krümmungsverläufe wieder. Der Einfluss der örtlichen Steifigkeitsreduktion ist hier noch deutlicher zu erkennen als auf Abbildung 2-5. Die modale Krümmung ist demnach ein sehr sensibler und einträglicher Schadensindikator – vorausgesetzt, man kann sie ausreichend genau reproduzieren. Zum Vergleich werden die „exakten“ Verläufe pseudostatisch mit den Gleichungen 2-22 und 2-23 unter Ansatz der nicht kontaminierten FEM-Eigenformen und -frequenzen berechnet (Abbildung 2-6 rechts). Die Änderung durch den Schaden kommt dabei noch klarer heraus.

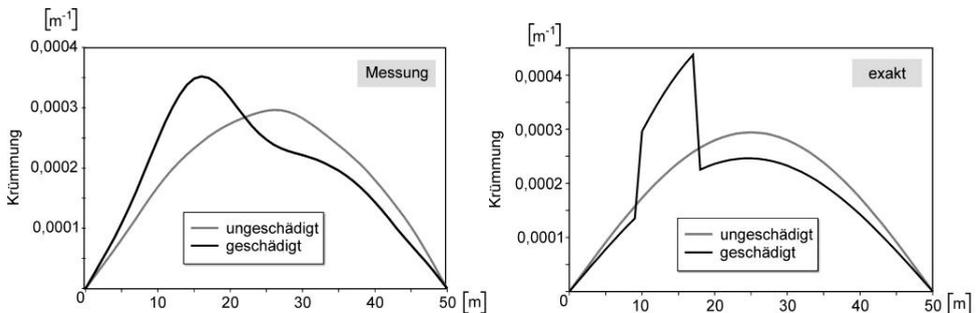


Abb. 2-6 Mit dem Mixed Approach ermittelte (links) und exakte (rechts) modale Krümmungen

Abbildung 2-7 macht deutlich, dass die mit dem Mixed Approach ermittelten Krümmungen hier eine akzeptable Genauigkeit aufweisen. Auch am Lager ist das

Ergebnis aufgrund der eingearbeiteten Randbedingung $\kappa = 0$ gut. Eine zweimalige numerische Differentiation der Rohdaten nach Gleichung 2-24 erweist sich dagegen als völlig ungeeignet (siehe Abbildung 2-8). Die Informationen über den Schadensort, die in der Eigenform enthalten sind, werden durch den Messfehler verdeckt.

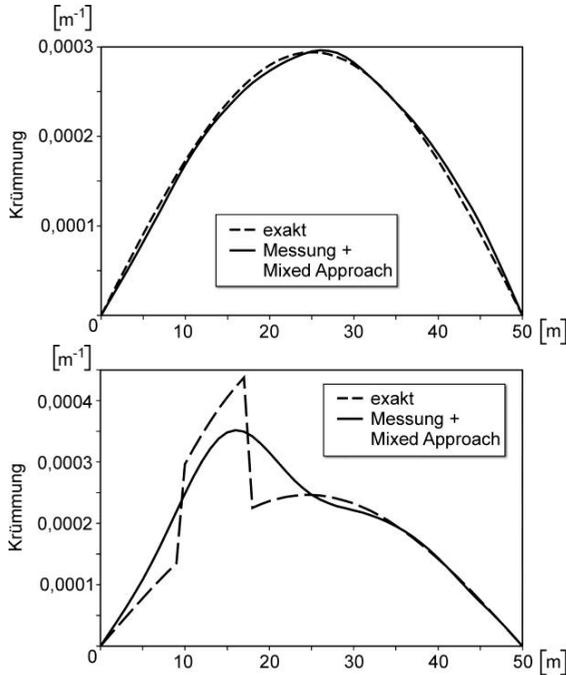


Abb. 2-7 Vergleich der genauen und gemessenen modalen Krümmungen des ungeschädigten (oben) bzw. geschädigten (unten) Systems

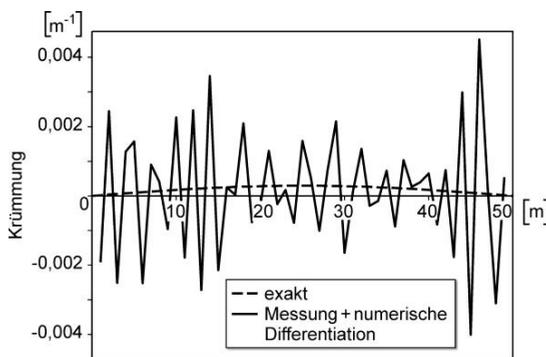


Abb. 2-8 Numerische Differentiation der unbearbeiteten Daten (ungeschädigtes System)

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass bei einem dichten Sensornetz, einer passablen Messgenauigkeit und einer geeigneten Verwertung der Messdaten durchaus brauchbare modale Krümmungen ermittelt werden können.

Kapitel 3

Literatursichtung

Bei der Literaturrecherche stand die Frage im Vordergrund, wie man durch Überwachung der Eigenfrequenzen und/oder Eigenformen Schäden an Brückenüberbauten feststellen bzw. lokalisieren kann – und zwar nach Möglichkeit *non-model-based*, d. h. ohne Anfertigung eines aufwendigen und detaillierten FE-Modells. In der folgenden Dokumentation, die zwischen der Grundlagenforschung am PC oder im Labor und praktischen Anwendungen *in situ* unterscheidet, finden sich jedoch auch Methoden, die nicht in diese Kategorie passen. Diese werden im nächsten Kapitel nicht aufgegriffen und nur zu Informationszwecken erwähnt. Dem Leser, der an einer noch ausführlicheren Zusammenfassung der weltweiten Forschung im Bereich der schwingungsbasierten Schadensanalyse interessiert ist, seien insbesondere die Veröffentlichungen [Salawu 1997], [Doebling et al. 1998], [Sohn et al. 2004] und [Strauss et al. 2009] empfohlen.

3.1 Numerische Studien und Laborversuche

[Chowdhury/Ramirez 1992] erzeugen künstliche Risse an Betonbalken, indem sie Teile von Plastikflaschen einbetonieren. Die Eigenfrequenzen fallen dabei je nach Größe und Position der Plastikteile unterschiedlich stark ab. In einem weiteren Versuch schädigen sie einen bewehrten Balken durch eine in Feldmitte angebrachte statische Last und entlasten ihn danach wieder. Die induzierte Rissbildung führt zu einem Absinken der Eigenfrequenz bzw. einem Anstieg der modalen Dämpfung. Das Spektrum wird dadurch unsauberer und ist schwerer auszuwerten. Um die Auswirkung einer globalen Schädigung quantitativ zu untersuchen, messen die Autoren auch die Eigenfrequenzen während des Erhärtungsvorgangs und geben als Ergebnis eine mathematische Beziehung zur Druckfestigkeit an. Die Dämpfung dagegen verhält sich während der Erhärtung nicht monoton.

Auch [Zonta 2000] erwähnt, dass das Spektrum der Antwort auf einen Hammer Schlag bei gerissenen Bauteilen weniger deutlich ist. Er beschreibt einen an der Universität Padua durchgeführten Versuch, bei dem eine statische Einzellast an einer vorgespannten Deckenplatte angebracht und so lange erhöht wird, bis sich in der Mitte ein Riss öffnet. Dieser im entlasteten Zustand wieder geschlossene Einzelriss führt nur zu einem geringen Abfall der ersten Eigenfrequenz im Vergleich zur ungeschädigten Platte um ca. 1 %, das zugehörige modale Dämpfungsmaß wird jedoch mehr als verdoppelt. Außerdem tritt im Spektrum an der Stelle der Eigenfrequenz

statt der scharfen Einzelspitze nun eine gespaltene Doppelspitze auf, was sich bei der Qualitätskontrolle von Fertigteilen ausnutzen lässt.

[Fox 1992] führt dynamische Untersuchungen an einem dünnen Stahlbalken durch, wobei er eine lokale Schädigung durch einen Sägeschnitt über die halbe Höhe anbringt. Zunächst generiert er ein FE-Modell und berücksichtigt dabei auch die Masse des Beschleunigungsaufnehmers. Durch die Änderung der Biegeeigenfrequenzen wird der Schaden zwar angezeigt, mit ihnen allein kann man diesen jedoch nicht lokalisieren (vgl. [Stewering 2008]). Fox fügt an, dass sich der Riss an einem Schwingungsknoten einer schwach abfallenden und an einem Bauch einer stark abfallenden Frequenz befinden muss. Die Eigenformen müssen dazu nicht genau ermittelt werden, eine grobe Kenntnis der Verläufe reicht aus. Durch die Messungen im Labor berücksichtigt Fox dann auch die in der Praxis unvermeidlichen Messabweichungen. Die Anregung erfolgt dabei mit einem Hammer nacheinander an 40 Punkten. Er ermittelt die ersten sechs Biegeeigenformen, normiert diese auf 1,0 und bildet für diejenigen mit signifikanter Frequenzänderung jeweils die Differenz zwischen dem ungeschädigten und geschädigten Zustand. Er stellt dabei fest, dass die ausgehend vom rechten Balkenende, wo die Differenz null beträgt, in Richtung des Risses betragsmäßig zunehmenden Extrema an den Knoten der Eigenform liegen. Nach Überschreiten des Risses kann dies nicht mehr beobachtet werden, womit eine Lokalisierung des Schadens möglich ist. Hier ist jedoch anzumerken, dass Fox die dynamischen Tests *free-free* durchführt, d. h. der Balken ist an weichen Federn aufgehängt. Diese akademische Anordnung wird oft gewählt, um klare Auflagerbedingungen zu gewährleisten, da das Bauteil so entkoppelt von der Labordecke schwingt und z. B. nicht auf den Lagern hin und her wackelt. Bei Brücken herrschen dagegen andere Randbedingungen. So sind bei einer starren Lagerung mindestens zwei Knoten fixiert, d. h. sie bleiben auch nach dem Schaden an der gleichen Stelle. Außerdem können in dieser Laborstudie relativ viele Eigenformen verwertet werden.

[Waltering et al. 2007] schädigen einen Stahlbetonbalken mit einer statischen Einzellast und regen ihn nach Entlastung und Free-Free-Aufhängung mit einem ortsfesten Shaker harmonisch an. Bei derartigen Versuchen ermittelt man die Resonanzstellen durch langsame Steigerung der Erregerfrequenz. Gestartet wird jedoch erst deutlich oberhalb der Starrkörperfrequenzen, um deren Anregung und damit ein Aufschaukeln des tief abgestimmten Feder-Masse-Systems zu vermeiden. Die Autoren variieren auch die Kraftamplitude der Anregung und überprüfen die Auswirkung auf die Eigenfrequenzen. Sie stellen dabei fest, dass die erste Biegeeigenfrequenz im ungeschädigten Zustand bei 16-facher Kraft nur um 2,7 % abnimmt. Nach der Risschädigung wirkt sich dieser Einfluss viel stärker aus und die Abnahme beträgt 9 %. Waltering et al. fügen jedoch an, dass sich diese Beobachtung im Rahmen der Inspektion einer hoch frequentierten Straßenbrücke kaum verwerten lässt, da hierfür eine temporäre Sperrung nötig wäre. Bei Eisenbahnbrücken könnte man eventuell die Zeiten zwischen den Zugüberfahrten ausnutzen.

[Maas et al. 2012a] beschreiben ähnliche Versuche, wobei hier eine schrittweise Erhöhung der statischen Last bis zum Bewehrungsfließen erfolgt. Nach jeder Stufe wird im unbelasteten Zustand eine dynamische Messung durchgeführt. Die Abhängigkeit der Eigenfrequenz von der Kraftamplitude nimmt dabei nach Überschreiten der Risslast zunächst zu, bei weiter zunehmender Schädigung aber wieder etwas ab,

was die Frage nach der Tauglichkeit dieses Indikators bei der Unterscheidung zwischen einer regulären und einer übermäßigen Rissbildung aufwirft. Auch die modale Dämpfung steigt bei beginnender Rissbildung an, verhält sich mit zunehmender Schädigung jedoch nicht monoton. Erwartungsgemäß zeigt sie zudem ebenfalls eine Abhängigkeit von der Anregungsstärke.

[Xia et al. 2006] untersuchen den Einfluss von Lufttemperatur und -feuchtigkeit auf die Eigenfrequenzen. Dazu wird eine Stahlbetonplatte zwei Jahre lang außerhalb der Versuchshalle gelagert und in periodischen Abständen dynamisch getestet. Die Autoren kommen zu dem Schluss, dass ein Anstieg der Temperatur um 10 °C einen Abfall der Biegeeigenfrequenzen von 1,3-2,3 % mit sich bringt, wobei diese Faustformel nur im Bereich der aufgetretenen Umgebungstemperaturen von 10-40 °C gilt. Ursächlich ist die Abnahme des E-Moduls bei steigender Betontemperatur, aufgrund deren Trägheit sich Lufttemperatur und Eigenfrequenz nicht exakt gegenphasig verhalten (siehe [Bungard et al. 2010]). Xia et al. stellen zudem fest, dass ein Anstieg der relativen Luftfeuchte um 10 % im Bereich von 15-80 % die Biegeeigenfrequenzen um etwa 0,3 % reduziert. Grund ist die Wasser- und damit Massenaufnahme durch die Platte, die bei Brücken wegen der Entwässerung nach [Peeters/De Roeck 2001] eine geringere Rolle spielen dürfte. Signifikante Veränderungen der Eigenformen können hier übrigens nicht beobachtet werden, da sich die Umwelteinflüsse etwa gleichmäßig auf die gesamte Platte auswirken.

[Ndambi et al. 2002] schädigen einen Stahlbetonbalken einseitig mit einer in fünf Stufen erhöhten statischen Einzellast. Durch Verschieben der beiden Unterstützungen und des Lastangriffspunkts erzeugen sie danach zusätzlich eine schrittweise Schädigung der anderen Seite, womit das Rissbild wieder symmetrischer wird. Nach jedem Lastschritt führen die Verfasser dynamische Messungen in Free-Free-Anordnung durch. Dabei werden die durch einen Shaker induzierten Schwingungen entlang des Balkens an 31 Messstellen in vertikaler Richtung aufgezeichnet. Mit dem *Modal Assurance Criterion* (siehe [Allemang/Brown 1982])

$$\text{MAC}_i = \frac{(\underline{A}_{i,u}^T \cdot \underline{A}_{i,g})^2}{(\underline{A}_{i,u}^T \cdot \underline{A}_{i,u}) \cdot (\underline{A}_{i,g}^T \cdot \underline{A}_{i,g})} \quad (3-1)$$

können z. B. die i-te Eigenform im nicht geschädigten Zustand u und die zugehörige i-te Eigenform im geschädigten Zustand g miteinander verglichen und der Grad der Übereinstimmung kann durch eine Zahl ausgedrückt werden. Bei zwei exakt gleichen Eigenformen beträgt das Ergebnis 1,0, wobei eine unterschiedliche Skalierung völlig unerheblich ist. Die Autoren stellen fest, dass die MAC-Werte mit zunehmender einseitiger Schädigung zunächst monoton abfallen, nach Verschieben der Last dann jedoch wieder zunehmen. Das symmetrische Rissbild hat demnach eine geringere Auswirkung auf die Eigenformen als das asymmetrische. Im Gegensatz dazu fallen die Eigenfrequenzen monoton mit jedem Lastschritt weiter ab.

Daneben beobachten Ndambi et al. auch die Entwicklung des *Coordinate Modal Assurance Criterion* (siehe [Lieven/Ewins 1988])

$$\text{COMAC}_k = \frac{\left(\sum_{i=1}^n |\hat{\phi}_{ki,u} \cdot \hat{\phi}_{ki,g}| \right)^2}{\left(\sum_{i=1}^n \hat{\phi}_{ki,u} \cdot \hat{\phi}_{ki,u} \right) \cdot \left(\sum_{i=1}^n \hat{\phi}_{ki,g} \cdot \hat{\phi}_{ki,g} \right)} \quad (3-2)$$

Nun wird der Wert 1,0 erreicht, wenn sich die massennormierten Ausschläge aller n gemessenen Eigenformen am Messpunkt k durch den Schaden nicht verändern. Die Autoren tragen $(1 - \text{COMAC})$ entlang des Balkens an und versuchen diese Informationen zur Schadenslokalisierung zu nutzen. Tatsächlich tritt nach Abschluss der einseitigen Schädigung ein deutliches Maximum am Lastangriffspunkt auf. Nach Verschieben der Last bleibt der Verlauf jedoch asymmetrisch und die zweite Schadenszone damit unerkannt. Auch ein Lokalisierungsversuch mit der Nachgiebigkeitsmatrix wird unternommen. Dazu bilden sie entsprechend [Pandey/Biswas 1994] jeweils die Differenzmatrix zwischen dem ungeschädigten und dem geschädigten Zustand und schreiben aus jeder Spalte den betragsmäßig größten Wert heraus. Da jeder Spalte ein Messpunkt zugeordnet ist, erhofft man sich auf diese Weise eine Identifizierung der Schadensstelle, was hier jedoch fehlschlägt.

[Zhao/DeWolf 1999] untersuchen in einer theoretischen Studie an einem Fünfmasenschwinger, wie sensibel die Eigenfrequenzen, die auf 1,0 normierten Eigenformen sowie die Nachgiebigkeitsmatrix auf eine Änderung eines Eintrages der Steifigkeitsmatrix reagieren. Die Nachgiebigkeitsmatrix weist dabei die größte relative Änderung auf.

[Sampaio/Maia 2004] vergleichen mit dem MAC keine Eigenformen, sondern Schwingungsformen bei harmonischer Anregung mit jeweils gleicher Frequenz. Für jede Erregerfrequenz erhalten sie somit einen MAC-Wert, während die Mittelwertbildung den sogenannten *Detection and Relative Damage Quantification Indicator* (DRQ) liefert. In einem einfachen numerischen Beispiel schädigen die Autoren einen Stahlbalken sukzessive auf 5 % seiner Länge durch Reduktion seiner Biegesteifigkeit um maximal 90 %. Trotz eines künstlichen Messfehlers nimmt der DRQ mit zunehmender Schädigung nahezu monoton von 1,0 bis auf etwa 0,7 ab. Im Anschluss werden die Ergebnisse der an der University of California durchgeführten Schwingungsmessungen an zyklisch geschädigten Stahlbetonpfeilern genutzt, um die Tauglichkeit des Indikators zu beweisen. Auch hier stellt sich jedoch die Frage nach der Anwendbarkeit bei ambienten Messungen.

[Jahn et al. 2001] erstellen ein lineares FE-Modell eines statisch geschädigten Stahlbetonbalkens. Die Stahl-Stabelemente schließen sie dabei unter Ansatz eines perfekten Verbundes an die Beton-Scheibenelemente an. Die vertikal angenommenen Risse werden durch Abminderung der Elementsteifigkeit in dazu senkrechter Richtung verschmiert erfasst. Mit den Korrekturparametern Ort und Ausdehnung der parabelförmigen Risszone bzw. mit dem darin angesetzten Steifigkeitsabminderungsfaktor nehmen die Autoren eine Anpassung der ersten fünf identifizierten FEM-Eigenfrequenzen und -formen an die im Labor gemessenen Werte vor, was man als *Model*

Updating bezeichnet. Das Ursprungsmodell weist dagegen eine gleichmäßige Betonsteifigkeit auf und wird durch Variation des angesetzten dynamischen E-Moduls an den im ungeschädigten Zustand gemessenen Eigenfrequenzen kalibriert. Am Ende des Prozesses spiegelt das vorhandene Modell das im Versuch beobachtete Rissbild sehr gut wieder. Im Anschluss daran rechnen Jahn et al. auf die gleiche Art und Weise einen ähnlichen Versuch an einer Stahlbetonplatte nach. Auch hier passen am Ende des Updating-Prozesses der ellipsenförmig angenommene Bereich der Steifigkeitsabminderung im FE-Plattenmodell und das im Versuch beobachtete Rissbild sehr gut zusammen. Hier ist jedoch anzumerken, dass sich diese Methode bei einer an vielen Stellen gerissenen Brücke mit mehreren Feldern deutlich komplizierter darstellt.

[Unger et al. 2006] schädigen einen Spannbetonbinder mit nachträglichem Verbund in einem mehrstufigen 4-Punkt-Biegeversuch und passen den Biegesteifigkeitsverlauf eines Balkenmodells immer wieder an die jeweils nach Entlastung gemessenen Eigenfrequenzen und Eigenformen an. Sie wollen damit überprüfen, ob auch geschlossene bzw. überdrückte Risse mit diesem Verfahren erkannt werden können und stellen fest, dass erst bei ca. 80 % der Versagenslast ein deutlicher Steifigkeitsabfall in Feldmitte im Vergleich zu dem an der ungeschädigten Messung kalibrierten Referenzmodell erkennbar ist. In der vorletzten Stufe beginnt die Bewehrung dann zu fließen und die Risse bleiben auch nach der Entlastung offen, was zu einem beachtlichen Steifigkeitsabfall im FE-Modell führt.

Die Autoren der dritten und letzten in diesem Abschnitt erwähnten Publikation im Bereich der modellbasierten Schadensidentifikation, [Ren et al. 2003], wollen ebenfalls Schadensort und -ausmaß erfahren, d. h. auch sie sind neben der Feststellung des Schadens an dessen Lokalisierung und Quantifizierung interessiert. Sie stellen dazu ein Verfahren vor, bei dem über Gleichung 2-8 mit der Massenverteilung, der Steifigkeitsmatrix des ungeschädigten FE-Modells sowie der im geschädigten Zustand gemessenen Eigenfrequenz und Eigenform ein modales Kraftresiduum berechnet wird, mit dem sich wiederum lokale Abminderungsfaktoren für die Steifigkeit bestimmen lassen (siehe dazu auch [Zimmerman/Kaouk 1994]). Ren et al. probieren dies in einem numerischen Beispiel erfolgreich an einem Einfeldträger aus, dessen Biegesteifigkeit an bis zu drei Stellen gleichzeitig unterschiedlich stark reduziert ist, sodass ein multipler Schaden entsteht.

[Carrasco et al. 1997] beschäftigen sich mit der Anwendung dynamischer Monitoringmaßnahmen in der Raumfahrttechnik und analysieren den Zustand eines künstlich geschädigten 3D-Fachwerks, dessen mit drei Shakern erzeugte Schwingungen an jedem der 91 Knoten mit je drei Beschleunigungssensoren räumlich aufgezeichnet werden. Sie ermitteln für jeden Stab mit den Eigenformen des ungeschädigten und geschädigten Systems sowie der ursprünglichen Elementsteifigkeitsmatrix einen Schadensfaktor. Letztere lässt sich für Fachwerkstäbe relativ einfach berechnen (siehe z. B. [Meißner/Menzel 1989]). Der stärkste Schaden, bei dem die axiale Steifigkeit des komplett durchgeschnittenen Elementes auf null abfällt, wird in fast allen untersuchten Positionen richtig lokalisiert. Zudem spiegeln die mit ca. -1,0 ausgegebenen Schadensfaktoren die Steifigkeitsreduktion gut wieder. Bei den schwächeren Schäden sind die Ergebnisse von Carrasco et al. jedoch nicht optimal.

In [Parloo et al. 2003] wird beschrieben, wie sich die Auswirkungen einer geringen lokalen Massen- oder Steifigkeitsänderung auf die Eigenformen anhand der Eigenfrequenzen und Eigenformen des Ursprungszustandes prognostizieren lassen. Dementsprechend sind durch eine zweite Messung am veränderten System Rückschlüsse auf Schäden möglich. Auf diese Weise orten die Verfasser erfolgreich eine 5 g schwere Zusatzmasse an einem ca. 1 kg schweren Holzbrett. Leider sind die Ergebnisse bei signifikanten Systemänderungen verwirrend, was bei einer in mehrjährigen Intervallen periodisch durchgeführten Brückenprüfung einen eklatanten Nachteil darstellt.

[Ho/Ewins 2000] testen verschiedene Methoden im Hinblick auf deren Eignung zur Lokalisierung eines Sägeschnittes in einem eingespannten Balken. Dazu variieren sie sowohl Tiefe als auch Position des Risses, was zu insgesamt 500 verschiedenen numerischen Modellen führt. Sie stellen fest, dass die größte Änderung der Eigenform nicht unbedingt an der Schadensstelle auftritt. Bereits einmaliges Ableiten verbessert die Ergebnisse. Die so ermittelte *Mode Shape Slope* könnte nach Meinung der Autoren bei realen Messbedingungen einen geeigneten Kompromiss zwischen möglichst geringem Messfehler und möglichst hoher Schadenssensitivität darstellen. Auch bei den modalen Krümmungen liegt die größte Änderung in fast allen Fällen an der Schadensstelle.

Auch [Ratcliffe 1997] will einen einzelnen Sägeschnitt mit den Eigenformen lokalisieren und stellt dazu einen neuen Algorithmus vor, den er als „Modifizierten Laplace-Operator“ bezeichnet. Im ersten Schritt ist hier der Verlauf des Differenzenquotienten 2-24 zu ermitteln. In einem zweiten Schritt berechnet man damit für jeden Messpunkt den Wert eines lokalen kubischen Polynoms, welches jeweils mit den 2 x 2 benachbarten Stützstellen gebildet wird, und subtrahiert davon Gleichung 2-24. Ratcliffe wendet dieses Verfahren im Labor erfolgreich an einer Stahlplatte an. Auch ohne Referenzmessung an der ungeschädigten Struktur kann er den Schaden klar orten. Die von Ratcliffe induzierte, sehr lokale Schädigung ist jedoch beträchtlich und führt zu einem Abfall der Grundfrequenz um ca. 10 %.

[Ho/Ewins 1999] testen die in [Stubbs et al. 1995] zur Schadenslokalisierung vorgestellte *Damage Index Method*, bei der nach einer Aufteilung der Struktur in mehrere Elemente für jedes dieser Elemente mit den modalen Krümmungen vor und nach dem Schaden ein Schadensindex berechnet wird. Die Untersuchungen erfolgen an einem eingekerbten FE-Stahlkragarm unter Berücksichtigung der untersten Eigenformen und einer künstlichen Messabweichung. Sie kommen zu dem Schluss, dass diese Methode sensibel auf Messfehler reagiert, was typisch für die Verwendung von modalen Krümmungen ist, wobei der tolerierbare Fehler von Ort und Schwere des Schadens sowie der Anzahl der Sensoren abhängt. Ho/Ewins empfehlen, entlang der untersuchten Struktur mindestens etwa 30 Messpunkte anzuordnen. Der Versuch der Schadensquantifizierung misslingt in dieser Studie jedoch auch ohne Berücksichtigung der Messgenauigkeit.

Auch [Riveros et al. 2010] untersuchen an einem einfachen numerischen Modell die Ergebnisqualität der Schadensindex-Methode bei einer begrenzten Anzahl von Messstellen und beschäftigen sich mit deren optimaler Positionierung.

Wie mehrere andere Autoren auch spielen [Alvandi/Cremona 2006] verschiedene Schadensszenarien an einem gelenkig gelagerten und ebenen FE-Einfeldträger mit linearem Stoffgesetz durch. Sie versuchen die geschädigten Elemente mit der Schadensindex-Methode, den modalen Krümmungen, der Nachgiebigkeitsmatrix sowie der Krümmung der Biegelinie unter Einheitsgleichlast aufzuspüren. Letztere wird von [Zhang/Aktan 1995] als dynamischer Schadensindikator vorgeschlagen und lässt sich aus der Nachgiebigkeitsmatrix berechnen, indem man deren Einträge zeilenweise aufaddiert und die resultierende Biegelinie zweimal ableitet. Um reale Messbedingungen zu simulieren, verwenden Alvandi/Cremona nur die untersten drei Eigenfrequenzen und -formen und kontaminieren diese mit einer regellosen Messabweichung. Die Schadensindex-Methode beurteilen die Autoren anhand der Anzahl der Fälle, in denen der angenommene Grenzwert am geschädigten Element – und nur dort – überschritten wird. Die anderen drei Methoden evaluieren sie auf Basis der Anzahl von Fällen, in denen die größte Änderung tatsächlich an der Schadensstelle auftritt. Um möglichst allgemeingültige Aussagen treffen zu können, verändern sie neben der Position des geschädigten Elements auch den darin angesetzten Steifigkeitsabfall sowie das Niveau der Messabweichung. Ferner generieren sie für jede dieser Kombinationen mehrere „Messungen“, womit dem zufälligen Charakter des Messfehlers Rechnung getragen wird. Ihr Fazit lautet, dass die Schadensindex-Methode vor allem bei schwer zu erkennenden Schäden am Lager bzw. an mehreren Stellen am besten abschneidet, die Ergebnisse jedoch stark von dem angenommenen Schwellenwert abhängen, bei dessen Überschreitung ein Schaden angezeigt wird.

[Jauregui/Farrar 1996b] wenden die gleichen Verfahren an, um die in einem numerischen 3D-Modell einer Stahlverbundbrücke simulierten Ermüdungsrisse zu lokalisieren. Des Weiteren setzen sie einen Indikator ein, der die Änderung der Steifigkeitsmatrix berücksichtigt. Unter Verwendung der Gleichungen 2-19 und 2-15 lässt sich beweisen, dass man diese mit den Eigenfrequenzen, den massennormierten Eigenformen und der Massenmatrix berechnen kann:

$$\underline{K} = \underline{M} \cdot \underline{\hat{\Phi}} \cdot \underline{\Omega} \cdot \underline{\hat{\Phi}}^T \cdot \underline{M} = \underline{M} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \omega_i^2 \cdot \underline{\hat{A}}_i \cdot \underline{\hat{A}}_i^T \right) \cdot \underline{M} \quad (3-3)$$

Mit dieser Formel wird die Steifigkeitsmatrix im ungeschädigten und im geschädigten Zustand ermittelt. Die Differenzmatrix multipliziert mit der Eigenform des geschädigten Systems ergibt dann den sogenannten Schadensvektor (siehe [Zimmerman/Kaouk 1994]), der dem bereits erwähnten modalen Kraftresiduum entspricht. Es ist jedoch anzumerken, dass in Gleichung 3-3 nun leider die höheren Eigenformen dominieren, die i. d. R. nicht identifiziert werden können, weshalb das Ergebnis bei praktischen Anwendungen immer sehr ungenau ist. Jauregui/Farrar gelingt es, einen einzelnen Riss im Hauptträger durch den unteren Teil des Steges und den kompletten unteren Flansch mit allen fünf verwendeten Methoden richtig zu lokalisieren. Allerdings trifft von den angewendeten Verfahren lediglich die Schadensindex-Methode durch einen Schwellenwert die klare Aussage: „An dieser Position befindet sich ein Schaden“ bzw. „an dieser Position befindet sich kein Schaden“. Dagegen könnte man bei der Nachgiebigkeitsmatrix beispielsweise neben der Stelle mit der größten Änderung weitere Stellen mit geringerer Änderung im Dia-

gramm als Schäden interpretieren. Die Autoren modellieren auch kleinere Risse sowie zwei gleichzeitig auftretende Risse und kommen ebenfalls zu dem Schluss, dass die Schadensindex-Methode insgesamt am besten zu bewerten ist.

[Choi et al. 2008] wollen mit der Schadensindex-Methode Fehlstellen in Holzbalken infolge Holzfäule oder Termitenbefall lokalisieren. Neben einer FE-Simulation führen sie dazu auch einen Versuch im Labor durch, wobei das Ansprechen auf einzelne und multiple Schäden untersucht wird. Die Ergebnisse sind jedoch suboptimal, weshalb eine Modifikation der Methode vorgeschlagen wird.

Generell fällt auf, dass die Autoren bei der Glättung bzw. Rekonstruktion der Eigenformen ähnlich vorgehen, bei der Berechnung der Schadensindizes gibt es jedoch Unterschiede. Auf Einzelheiten wird an dieser Stelle noch nicht eingegangen, da das dritte Kapitel zunächst einen ersten Überblick bieten soll. Nähere Informationen und eine formelmäßige Beschreibung finden sich später im vierten Kapitel, das viele der hier kurz vorgestellten Methoden genauer beleuchtet. Im weiteren Verlauf des Textes werden an passender Stelle immer wieder auch interessante Erkenntnisse anderer Wissenschaftler erwähnt.

3.2 Messungen an Brücken

Soll eine Brücke einer modalbasierten Schadensanalyse unterzogen werden, stellt sich insbesondere die Frage nach dem Einfluss von Temperatur und Verkehrslast auf die modalen Parameter. Da sich dieser je nach Konstruktion unterscheidet, ist eine Angabe von allgemeingültigen Zusammenhängen hier jedoch nicht möglich. So sind beispielsweise der E-Modul von Asphalt und damit die Eigenfrequenzen einer Brücke mit einem im Vergleich zum tragenden Querschnitt mächtigen Belag stark von der Temperatur abhängig. Gleiches gilt für eine gedrungene, statisch unbestimmte Spannbetonbrücke, deren hohe Zwangsbeanspruchung die vorher überdrückten Risse öffnet.

Mehrere Publikationen beschäftigen sich mit den äußeren Einflüssen, darunter [Alampalli 2000], der Messungen an einer gesperrten Stahlverbundbrücke über einen Bach mit einer geringen Stützweite von etwa 7 m auswertet. Die erste Eigenfrequenz liegt bei Lufttemperaturen von 10-23 °C im Bereich von 10 Hz und steigt bei Temperaturen unter dem Gefrierpunkt auf 15,2-19,7 Hz an. Alampalli erklärt diese gewaltige Zunahme mit dem Gefrieren angesammelter Feuchte am Lager, was zu einer stärkeren Einspannung der beiden im Widerlager eingebetteten Hauptträger führt. [Rücker 2012] dagegen gibt für die Berliner Westendbrücke einen nahezu linearen Abfall der Grundfrequenz bei steigender Temperatur von ungefähr 2,85 Hz bei -9 °C auf etwa 2,55 Hz bei 27 °C an.

Die in [Bungard et al. 2010] ausgiebig untersuchte, über zwei Felder durchlaufende Verbundbrücke mit einer Gesamtlänge von 37 m lässt eine hohe Temperaturabhängigkeit erwarten, da die Asphaltdecke bei einer Dicke von 25 cm rund 23,5 % des Überbaugewichtes ausmacht. Des Weiteren sind die Hauptträger an einem Ende ins Widerlager einbetoniert und ihre Längsdehnung im kürzeren Feld ist behindert. Die Messungen bei ambienter Anregung zeigen zunächst, dass die Verkehrsmasse hier

keinen Einfluss besitzt. Die identifizierten Eigenfrequenzen sind bei PKW- und LKW-Überfahrt gleich, obwohl letztere mit $0,15 \text{ m/s}^2$ eine fünfmal höhere Maximalbeschleunigung induziert. Die Autoren begründen dies damit, dass die Fahrzeuge gefedert sind und die Brücke zudem schnell passieren, weshalb der Ausschwingvorgang überwiegt. Neben den Schwingungen werden ferner die Temperaturen in der Betonplatte und unten am Stahlträger aufgezeichnet. Die Betrachtung der Messfenster, in denen diese beiden Temperaturen gleich sind, lässt erkennen, dass die erste Eigenfrequenz von $4,9 \text{ Hz}$ bei $-5 \text{ }^\circ\text{C}$ auf $3,9 \text{ Hz}$ bei $29 \text{ }^\circ\text{C}$ absinkt. Als Ursache dafür vermuten Bungard et al. neben der Erwärmung der Asphaltsschicht eine Änderung der Auflagerbedingung. Eine Messung der Eigenformen mit dichtem Sensorraaster bei harmonischer Anregung mit gleichbleibender Kraftamplitude bestätigt dies: Der Einspanngrad des eingebetteten Stahlträgers nimmt bei tieferen Temperaturen sichtbar zu.

[Geier et al. 2008] führen in einem milden Winter Langzeit-Schwingungsmessungen an einer Stahlbeton-Eisenbahnbrücke mit drei Feldern und einer Gesamtlänge von 22 m durch. Parallel dazu zeichnen sie auch die Temperaturen an der Betonoberfläche und im Tragwerk auf, wobei Werte unter $0 \text{ }^\circ\text{C}$ nur $3,3 \%$ bzw. $2,7 \%$ des gesamten Messzeitraums ausmachen. Die zwischen den Zugüberfahrten, d. h. bei sehr schwacher Anregung ermittelte erste Biegeeigenfrequenz ist über diesen langen Zeitraum einer deutlichen Schwankung unterworfen. Für die vielen von den Autoren gemessenen Werte kann ein Bereich von etwa $13,0\text{-}14,5 \text{ Hz}$ angegeben werden. Diese Streubreite wird weiter vergrößert, wenn man die Daten der von Geier et al. auf jeweils 2 s Länge geschätzten Ausschwingvorgänge direkt nach den Zugüberfahrten betrachtet. Die meisten Werte liegen hier in einem Bereich von etwa $10,0\text{-}13,0 \text{ Hz}$. Dafür machen die Autoren neben den unterschiedlichen Zugtypen, die zu verschieden starken Anregungen führen, auch Masseneffekte verantwortlich. Letztere lassen sich wohl nicht gänzlich vermeiden, da die Angabe des exakten Zeitpunktes, an dem der Zug das relativ leichte Tragwerk verlässt, mit Schwierigkeiten verbunden ist.

Auch [Zabel et al. 2007] werten Messungen an einer Eisenbahnbrücke aus und kommen zu dem Schluss, dass der Schotter durch gefrierende Feuchte im Winter zu einer Art „Eisbeton“ wird und einen starken Steifigkeitsbeitrag liefert, was zu einem deutlichen Anstieg der Eigenfrequenzen führt.

[Peeters/De Roeck 2001] untersuchen die knapp ein Jahr langen Aufzeichnungen der Umweltparameter und der Eigenfrequenzen der im nachträglichen Verbund vorgespannten Z24-Straßenbrücke in der Schweiz mit drei Feldern, einer Gesamtlänge von 58 m sowie einem zweizelligen Hohlkastenquerschnitt. Die ambient ermittelte erste Eigenfrequenz variiert dabei zwischen $3,8\text{-}4,4 \text{ Hz}$. Peeters/De Roeck tragen die Messwerte über der Asphalttemperatur auf und erhalten eine etwa bilineare Kurve mit einem Knick bei $0 \text{ }^\circ\text{C}$. Im Bereich unter $0 \text{ }^\circ\text{C}$ fällt die Frequenz mit steigender Temperatur stark ab, rechts davon ist das Gefälle dagegen eher gering. Bei Betrachtung der zugehörigen Zeitverläufe in den kalten Perioden stellen die Autoren ein nahezu exakt gegenphasiges Verhalten der Eigenfrequenz zur Asphalttemperatur fest. Sie kommen demnach zu dem Schluss, dass der Asphalt bei Kälte einen großen Steifigkeitsbeitrag liefert. Einen Einfluss der Umweltparameter Windstärke, Nieder-

schlagsmenge und Luftfeuchtigkeit auf die Eigenfrequenzen können sie dagegen nicht feststellen.

[Retze 2011] unternimmt über den Winter (Oktober bis April) Langzeitmessungen an einer Straßenbrücke in Verbundbauweise mit drei Feldern und einer Gesamtlänge von 84 m. Er sieht die größte Korrelation zwischen Eigenfrequenz und Betontemperatur in der Fahrbahnplatte und schätzt den Einfluss der Asphaltsschicht als vernachlässigbar ein. Trotzdem zeigen seine Messungen ebenfalls einen starken Anstieg der Frequenz von 0 °C bis ca. -5 °C, wobei er eine trilineare Kurve mit etwa gleicher Ableitung in den Bereichen unter -5 °C und über 0 °C ermittelt. Der gesamte Temperatureinfluss lässt sich auf etwa 10 % beziffern, die erste Eigenfrequenz beispielsweise fällt von ca. 2,5 Hz bei einer Betontemperatur von -20 °C auf ca. 2,3 Hz bei 25 °C ab. Retze erklärt den sprunghaften Anstieg zwischen 0 °C und -5 °C mit einer durch Gefrierprozesse ausgelösten Versteifung im Bereich der Betonrisse. Unterstützt wird seine Behauptung durch die gemessenen Dämpfungswerte, die sich invers zur Eigenfrequenz verhalten und von 0 °C bis -5 °C stark abfallen. Da der Schlupf und die damit verbundene Reibung zwischen Bewehrung und Beton am Riss zu einer Erhöhung der Dämpfung führt, muss umgekehrt eine Versteifung im Bereich der Risse zu deren Herabsetzung führen. Schwingungsmessungen an einer noch ungenutzten und damit ungerissenen Spannbetonbrücke scheinen seine These zu bestätigen: Einen sprunghaften Anstieg der Eigenfrequenzen unterhalb des Gefrierpunktes kann Retze hier nicht feststellen, weshalb er dieses Phänomen auch als Schadensindikator vorschlägt.

[Macdonald/Daniell 2005] präsentieren die ambienten Schwingungsmessungen an einer großen Schrägseilbrücke, welche zunächst im weichen Bauzustand, in dem das mittlere Feld noch getrennt ist und der Überbau um 228 m auskragt, durchgeführt werden. Die Messergebnisse lassen eine Abhängigkeit zwischen der Eigenfrequenz und der Windstärke erkennen. Die Grundfrequenz beispielsweise fällt von ca. 0,334 Hz bei Windstille auf ca. 0,331 Hz bei einer mittleren Windgeschwindigkeit von 54 km/h ab. Die Verfasser vermuten als Ursachen die geänderte Geometrie der Seile aufgrund der Durchbiegung im Wind und die Überwindung der Haftung an Anschlusspunkten. Spätere Messungen an der fertiggestellten Brücke unter Verkehr beziffern den Einfluss der variierenden Verkehrsbelastung bzgl. der ersten Eigenfrequenz des Decks auf etwa 1 %.

Die Anwendbarkeit einer modalbasierten Schädigungsanalyse untersuchen z. B. [Geier/Flesch 2005] an einer Stahlbrücke. Sie ermitteln die Eigenfrequenzen und Eigenformen nach einer Schwächung einzelner Träger durch Schnitte und vergleichen diese mit den Ergebnissen der Basismessung. Deutliche Veränderungen können sie jedoch nur unter Verkehr bzw. beim Einsatz eines Unwuchterregers beobachten. [Veit-Egerer et al. 2011] zeichnen die Beschleunigungen des zunächst bestehenden bleibenden Teils einer großen Bogenbrücke vor, während und nach der Sprengung des benachbarten Richtungstragwerkes auf. Die induzierten Vertikalbeschleunigungen sind dabei gegenüber dem Regelbetrieb unter Verkehr etwa 20-fach erhöht und durch zwei Belastungswellen geprägt, die durch die Explosion bzw. den Aufprall des Tragwerkes im Flussbett verursacht werden. Trotz dieser Beanspruchung fallen die ersten drei vertikalen Biegeeigenfrequenzen kaum ab: Anfangs betragen diese 1,57 – 2,78 – 4,60 Hz, nach der Sprengung dann 1,53 – 2,79 – 4,54 Hz. Ferner ver-

gleichen die Autoren auch Eigenformen sowie Dämpfungswerte und kommen zu dem Gesamturteil, dass das verbleibende Richtungstragwerk weiterhin voll belastbar und funktionstüchtig ist. In [Wang et al. 1999] sind die Ergebnisse der Schwingungsmessungen an der in den 1970er Jahren errichteten und aus zusammengespannten Hohlkastensegmenten bestehenden Kishwaukee-Straßenbrücke in Illinois, USA dokumentiert. An dieser wurden bereits früh vertikale Relativverschiebungen zwischen einzelnen Segmenten und viele von den Verzahnungen ausgehende Schrägrisse festgestellt, weshalb man Anfang Oktober 1986 eine experimentelle Modalanalyse durchführte. Eine Wiederholung Ende September 1998 zeigt nur eine geringfügige Reduktion der gemessenen Frequenzen. Beispielsweise geben Wang et al. für die erste Biegeeigenfrequenz einen Abfall von 1,60-1,65 Hz auf 1,60-1,62 Hz an.

[Veit-Egerer/Wenzel 2008] führen Schwingungsmessungen an einer 1961 fertiggestellten Straßenbrücke in Tschechien durch. In deren Hauptfeld, das eine Länge von 46 m aufweist, sind neun nebeneinander liegende Spannbeton-Fertigteilträger eingehängt, wobei eine zusätzliche Quervorspannung das Zusammenwirken sicherstellen soll. Bei einer visuellen Inspektion kommen diesbezüglich jedoch erhebliche Zweifel auf und der Zustand des Tragwerkes wird insgesamt als problematisch eingestuft. Eine Messung der Eigenformen in Querrichtung verstärkt die Bedenken, denn zwischen den Fertigteilen treten deutliche Relativverschiebungen auf. Diese Beobachtung untermauern die Autoren mit einem Blick auf die Frequenzspektren: Obwohl ein signifikanter Masseneffekt aufgrund des relativ hohen Brückeneigengewichts ausgeschlossen wird, sind große Schwankungsbreiten erkennbar, was Veit-Egerer/Wenzel auf eine ständige Veränderung des Tragwerkverhaltens unter der instationären Verkehrsbelastung zurückführen. Bei einer starken Anregung durch Schwerverkehr wirken die Fertigteile nicht mehr zusammen. Als Sofortmaßnahme empfehlen sie eine Verkehrseinschränkung auf Fahrzeuge mit höchstens 25 t Gesamtgewicht und als langfristige Maßnahme den Austausch des Tragwerkes bzw. eine jährliche Brückeninspektion.

Ähnlich der bereits beschriebenen Studie werten Jauregui und Farrar auch In-Situ-Versuche an der dem numerischen Modell als Vorlage dienenden Verbundbrücke aus [Jauregui/Farrar 1996a]. Der mit einem Brennschneider simulierte Ermüdungsrisse liegt im nördlichen Hauptträger in der Mitte des zweiten Feldes des betrachteten Brückenabschnitts und wird ausgehend von der Stegmitte in vier Stufen bis durch den kompletten unteren Flansch verlängert. Die Aufzeichnung der künstlich angeregten Schwingungen erfolgt an 19 Punkten entlang des betroffenen Hauptträgers. Auch in dieser Studie schneidet die Schadensindex-Methode am besten ab: Die Verfasser lokalisieren damit den Riss bereits in der ersten Stufe.

[Stubbs et al. 1999] versuchen mit der Schadensindex-Methode Risse an einer 1960 fertiggestellten Stahlbeton-Hohlkastenbrücke mit zwei Feldern und einer Gesamtlänge von 74 m zu lokalisieren. Sie führen zunächst eine experimentelle Modalanalyse an der existierenden Struktur durch und generieren mit den Ergebnissen sowie den Ausführungsplänen die Modalparameter des Referenzzustandes. Im Anschluss daran vergleichen sie die berechneten Schadensindizes mit dem vor Ort aufgenommenen Rissbild und stellen eine brauchbare Übereinstimmung fest. An dieser Stelle sei allgemein angemerkt, dass vor allem eine rein rechnerische Erzeugung eines

verwertbaren FE-Basismodells ohne Verwendung von Messergebnissen keineswegs trivial ist. Unsicherheiten bei der Modellierung der Auflagerbedingungen oder ein Steifigkeitsbeitrag des Fahrbelags beispielsweise können zu einer inakzeptablen Ungenauigkeit und damit zu einer fehlgeleiteten Zustandsbewertung führen.

In [Stewering 2008] ist der Versuch einer modalbasierten Schadensdiagnose an einer 1951 errichteten Bogenbrücke mit einer untenliegenden, längs und quer vorgespannten Fahrbahn und einer Stützweite von 63 m beschrieben. Auch die Hänger, Querträger und die beiden Hauptträger sind mit nachträglichem Verbund vorgespannt. Letztere werden an jeweils 23 Messpunkten abgetastet. Die Messung erfolgt in vertikaler Richtung, die Anregung mit einem Impulshammer, die Normierung der acht identifizierten Eigenformen mit geschätzter Massenmatrix und deren Glättung nach der Streichung einzelner Ausreißer mit abschnittsweise definierten Polynomen fünften Grades. Stewering untersucht u. a. die Auswirkungen des Durchtrennens eines Hängers und stellt eine nur geringfügige Beeinflussung des Haupttragverhaltens fest. Erst die sechste Eigenfrequenz fällt erkennbar unter den Wert der Referenzmessung mit einer relativen Änderung von -3,4 %. Die Autorin fügt an, dass bei einer Messung unter Last ein deutlicher Steifigkeitsverlust im Hauptträger und damit eine erkennbare Reduktion der untersten Eigenfrequenzen zu erwarten wären. Der Versuch einer Lokalisierung des Schadens mit den modalen Krümmungen schlägt fehl. Auch die Verwendung der Nachgiebigkeitsmatrix kann hier nicht zum Ziel führen, da sie von den untersten Eigenfrequenzen und -formen dominiert wird, die von der eingebrachten Schädigung nicht betroffen sind.

[Huth et al. 2005] untersuchen die Auswirkungen einer fortschreitenden Schädigung an der mit nachträglichem Verbund vorgespannten „Romeo Bridge“ nahe Luzern mit drei Feldern, einer Gesamtlänge von 95 m und einem Hohlkastenquerschnitt. Dazu werden zwei extern verankerte Stahlseile an der gesperrten Brücke angebracht und jeweils bis auf maximal 2400 kN in der vierten und letzten Laststufe angespannt. Diese Last führt im betroffenen Feld zu einer starken und ausgedehnten Schädigung mit Risslängen und -breiten von 60-100 cm bzw. 1-3 mm. Die Schwingungsmessungen finden jedoch immer im entlasteten Zustand statt, in dem die Risse zumindest teilweise wieder geschlossen sind. Die Eigenfrequenzen sinken deshalb auch nach der vierten Schadensstufe nur leicht ab, bei der ersten Biegeeigenfrequenz z. B. wird ein Abfall von 3,21 auf 3,10 Hz beobachtet. Da hier konstant kalte und neblige Wetterverhältnisse vorliegen, dürften Temperatureffekte laut den Verfassern keine Rolle spielen. Die Modifikation der Eigenformen ist etwas ausgeprägter und verstärkt sich monoton mit jeder Laststufe. Huth et al. bilden auch die MAC-Werte und stellen fest, dass die Änderungen der Eigenformen dadurch unterdrückt werden. Mit der ersten Eigenform beispielsweise folgt ein Endwert von 98,9 %. Die Autoren führen mit der *Mode Shape Area* deshalb einen neuen Schadensindikator ein und beobachten das Verhältnis zwischen der in einem Feld unter der Eigenform liegenden Fläche zur Gesamtfläche. Verglichen mit den Zahlenwerten der Basismessung treten hier Änderungen über 10 % auf. Des Weiteren versuchen sie, den Schaden durch Anpassung eines FE-Modells an die Messergebnisse zu lokalisieren und zu quantifizieren, wobei die ersten drei identifizierten Eigenfrequenzen und Eigenformen verwendet werden. Dies führt jedoch zu verwirrenden und stark schwankenden Verläufen. Bereits im Basismodell besitzt das später geschädigte Feld eine deutlich

geringere Biegesteifigkeit als die anderen Felder. Zudem vermutet man bei Betrachtung der fünf Modelle eine monotone Steifigkeitsreduktion in einem eigentlich ungeschädigten Feld.

[Maeck 2003] berechnet mit den Eigenform-Krümmungen und den beiden Gleichungen 2-22 sowie 2-23 in einer sogenannten *Direct Stiffness Calculation* die Biegesteifigkeit entlang des Überbaus der Z24-Brücke im ursprünglichen und künstlich geschädigten Zustand. Dabei ist aufgrund der Wechselwirkung zwischen dem Biegemoment und der Steifigkeit dieses statisch unbestimmten Systems ein iteratives Vorgehen nötig. Auf diese Weise lokalisiert er die infolge einer Pfeilersetzung um ca. 10 cm erzeugte Rissbildung. Zur technischen Umsetzung dieser Schädigung werden nach einer Brückensperrung in einem Pfeiler hydraulische Pressen installiert. Maeck quantifiziert den lokalen Abfall der Biegesteifigkeit auf -34 % und findet heraus, dass diese nach Zurückstellen der Setzung wieder das Ausgangsniveau erreicht, d. h. die Risse sind wieder überdrückt und geschlossen. Die gemessene Grundfrequenz sinkt dabei zunächst von 3,89 Hz auf 3,67 Hz ab, steigt dann aber wieder auf 3,86 Hz an. Ein Versuch, die im letzten Absatz beschriebene Schädigung an der „Romeo Bridge“ zu identifizieren, führt aufgrund der Entlastung vor der Messung nur zu einer geringen Abnahme der Steifigkeit. Zudem fügt Maeck an, dass die relativ schlechte Qualität der Messdaten und die geringe Anzahl von 28 in Überbaulängsrichtung liegenden Messpunkten die Eignung der Methode stark herabsetzt. Bei der Z24-Brücke sind im Vergleich dazu 43 Messpunkte vorhanden.

[Fritzen 2005] gelingt es, mit einem detaillierten FE-Schalenmodell den Steifigkeitsabfall an der Z24-Brücke zu identifizieren. Dabei gibt er neben dem bereichsweise gültigen E-Modul der Überbau- und Pfeilerelemente auch die Federsteifigkeiten am Widerlager bzw. am Pfeilerfuß als Updating-Parameter frei. In [Bergmeister/Wendner 2010] ist die Anwendung des Model Updatings an einer Stahlbeton-Dreifeldbrücke mit Plattenquerschnitt und einer Gesamtlänge von 33 m dokumentiert. Dabei fällt die entlang der Brückenachse aufgetragene Steifigkeit über den beiden Pfeilern deutlich ab. Die damit verbundene Rissbildung an der Plattenoberseite würde bei einer rein visuellen Inspektion ohne Hilfsmittel unerkannt bleiben. An dieser Stelle sei angemerkt, dass eine derartige Rissbildung bei nicht vorgespannten Stahlbetontragwerken aufgrund deren Funktionsweise nicht explizit einen Mangel darstellt und Anlass zur Sorge sein muss. Eine Beurteilung der Zustandsentwicklung wäre beispielsweise durch eine in Intervallen durchgeführte Messung möglich.

[Choi/Kwon 2000] nehmen Untersuchungen zur Schadenslokalisierung mit „Neuronalen Netzen“ an einer 1940 errichteten Stahlfachwerk-Eisenbahnbrücke vor. Dazu führen sie zunächst statische Belastungstests und eine experimentelle Modalanalyse durch und erstellen mit den Ergebnissen ein bzgl. Steifigkeits- und Masseneigenschaften realitätsnahes 3D-FE-Modell, an dem dann verschiedene Schadensszenarien durchgespielt und die Auswirkungen auf die Dehnungen einzelner Stäbe unter definierter Belastung sowie auf die Eigenfrequenzen und die Eigenformen festgehalten werden. Mit diesen Informationen erfolgt das Training des Netzes, das man im Rahmen einer Zustandsbewertung mit den Ergebnissen von Dehnungs- und Schwingungsmessungen füttern kann.

[Bungard 2011] und [Maas et al. 2012b] beschreiben Versuche an einer mit nachträglichem Verbund vorgespannten Plattenbrücke über drei Felder mit einer Gesamtlänge von 51 m. In einer Voruntersuchung werden 170 t Asphalt abgetragen, was eine Erhöhung der ersten Eigenfrequenz von 3,98 Hz auf 4,15 Hz mit sich bringt. Der Belag wirkt hier also hauptsächlich als zusätzliche Masse und stellt nur eine geringe zusätzliche Steifigkeit bereit, wofür Bungard auch das warme Wetter verantwortlich macht. Im Anschluss daran werden in der Mitte des Hauptfeldes 9 der 29 im Querschnitt liegenden Längsspannglieder von der Unterseite aus durchgeschnitten, wodurch ein minimaler Frequenzanstieg auf 4,20 Hz folgt. Als Ursachen dieser verwirrenden Beobachtung erwähnen die Autoren zum einen die Tatsache, dass die simulierte, gefährliche Korrosionsschädigung aufgrund der verbleibenden Vorspannung sowie der fehlenden Ausbaulast zu keiner Rissbildung im betroffenen Bereich führt, zum anderen dürften neben den Messabweichungen auch Umwelteinflüsse bei einer gesamten Testdauer von ca. zehn Tagen eine Rolle spielen.

Kapitel 4

Methodenvergleich

Das vorangegangene Kapitel machte deutlich, dass die weltweite Forschungstätigkeit viele Ideen zur Feststellung und Lokalisierung fortschreitender Schädigungen mittels Schwingungsmessungen hervorgebracht hat. In dieser Arbeit stehen jene Methoden im Vordergrund, die sich der Eigenfrequenzen bzw. Eigenformen bedienen. In einer ersten Vorauswahl werden Verfahren aussortiert, die bezüglich einer praktischen Zustandsbewertung der Tragstruktur einer verbundlos vorgespannten Straßenbrücke als weniger geeignet erscheinen. Ist beispielsweise die Anfertigung eines kalibrierten FE-Modells Bestandteil des Verfahrens, führt dies zu einem nicht unerheblichen Aufwand. Außerdem wird ein hohes Know-how des Anwenders vorausgesetzt. Er muss den Umfang und Detaillierungsgrad des Modells, die Updating-Parameter, die zugelassenen Abweichungen zu den Messergebnissen sowie u. U. die Form, Anzahl und Positionen der Schadenzonen wählen. In der Literatur sind zwar durchaus Beispiele zu finden, in denen diese Methodik plausible Ergebnisse liefert (siehe z. B. [Unger et al. 2006]), jedoch muss die Frage erlaubt sein, wie gut die Erfolgsaussichten bei einem Blindversuch, d. h. ohne Kenntnis der u. U. an mehreren Stellen vorhandenen und unterschiedlich stark ausgeprägten Schädigungen sind. Im Folgenden werden zahlreiche Methoden an einem linearen Balkenmodell genauer vorgestellt und systematisch getestet, wobei es zu einer zweiten Vorauswahl kommt. Letztendlich setzen sich einige wenige Verfahren durch, die dann im sechsten Kapitel, dem Kernstück der Arbeit, zum Einsatz kommen.

4.1 Modellbeschreibung

Das mit dem FE-Programm [ETABS] angefertigte Modell ist an einer typischen Wirtschaftswegüberführung (vgl. Abbildung 4-1) angelehnt. Diese wurde in den 1970er Jahren errichtet und weist wegen der geringen Betondeckung bereits erkennbare Korrosionsschäden auf (siehe Abbildung 4-2). Der Plattenbalken-Überbau ist im Verbund vorgespannt und besitzt zwei Felder mit Stützweiten von etwa 25 m. Trotz seiner Übersichtlichkeit enthält dieses System bereits wesentliche Effekte, die zu einer gewissen Allgemeingültigkeit der hier vorgenommenen Untersuchungen führen.

Das ebene und homogene Modell weist ein linear-elastisches Materialverhalten mit einem Elastizitätsmodul von 33.000 N/mm^2 auf und besteht aus 50 schubweichen Balkenelementen der Länge 1,0 m. Die Massenbelegung beträgt $7,2 \text{ t/m}$, wovon

2,0 t/m dem Ausbau entstammen (vgl. Abbildung 4-3). Durch Konzentration der eigentlich kontinuierlich verteilten Masse an den Elementknoten entstehen Punktmassen, denen keine Massenträgheitsmomente zugeordnet sind.

Es wird davon ausgegangen, dass der Überbau im ungeschädigten Zustand unter den quasi-ständigen Lasten in Längsrichtung überall überdrückt ist. Neben der Dämpfung finden auch die Steifigkeitsbeiträge der Kappen, des Belags und der im ungerissenen bzw. wieder überdrückten Querschnitt liegenden Bewehrung keine Berücksichtigung. Auch eventuelle Einspannwirkungen und Nachgiebigkeiten an den Auflagern werden als vernachlässigbar eingestuft. Zudem wird aufgrund der geringen Dehngeschwindigkeit wie z. B. in [Bachmann/Ammann 1987] vorgeschlagen auf eine Erhöhung des statischen E-Moduls verzichtet.



Abb. 4-1 Wirtschaftswegüberführung über die Autobahn 5 zwischen Heidelberg und Karlsruhe



Abb. 4-2 Sichtbare Brückenschäden

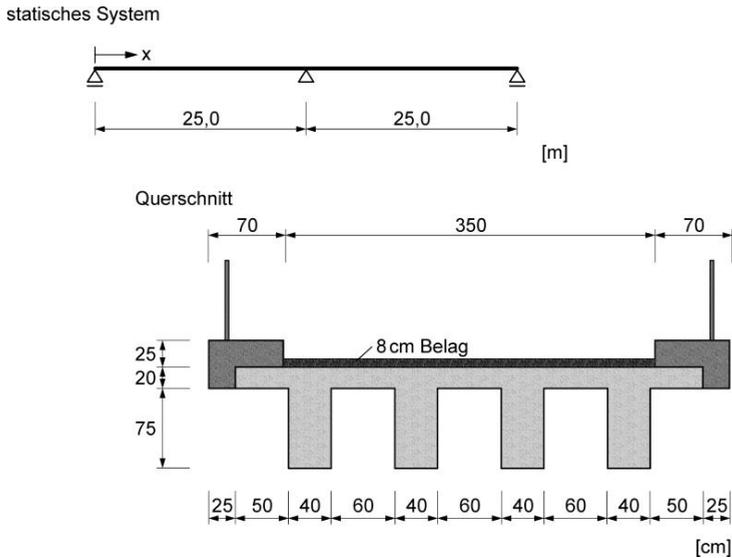


Abb. 4-3 System und Querschnitt des Brückenmodells

4.2 Gewählte Schadensszenarien

Im ungeschädigten Zustand weisen die Balkenelemente eine konstante Biegesteifigkeit von 5742 MNm^2 auf. Die Ergebnisse einer an diesem Modell durchgeführten Basismessung seien vorhanden. Der erste fiktive Schadensfall resultiert in einer Abnahme der Biegesteifigkeit um 40 % ausgedehnt auf 4,0 m Länge (Abbildung 4-4). Dies klingt zunächst recht drastisch, jedoch gilt es zu bedenken, dass die gegenüber einer Schwingung wirksame Steifigkeit bei beginnender Rissbildung bereits stark abfällt. In [Maeck 2003] sind Schwingungsmessungen an einem Stahlbetonbalken dokumentiert, der in einem statischen 3-Punkt-Biegeversuch schrittweise geschädigt wird. Die Messungen finden dabei jeweils nach Entlastung statt. Die mit der in Abschnitt 3.2 erwähnten Direct Stiffness Calculation berechnete Biegesteifigkeit fällt bei einer in Feldmitte angreifenden Einzellast von 15 kN dort bereits um 36 % ab. Zur Einordnung dieser Last sei gesagt, dass der erste Biegeriss bei 8 kN auftritt und die Zugbewehrung bei 56 kN fließt. Mögliche Ursachen der im Brückenmodell eingebrachten Steifigkeitsabnahme könnten beispielsweise Spannstahlbrüche infolge einer lokalen Korrosion an Kiesnestern oder ein Fahrzeuganprall sein. So musste 2012 eine Stahlverbundbrücke bei Heidelberg abgerissen werden, da ein aufgeladener Bagger mit ihr kollidierte [BNN 2012]. Der Massenverlust, der mit einem solchen Anprallschaden zweifellos verbunden wäre, bleibt hier unberücksichtigt. Zudem muss gesagt werden, dass man die aufgetretenen Betonabplatzungen natürlich auch visuell erkennen würde.

Im zweiten untersuchten Schadensfall fällt die Biegesteifigkeit über dem Pfeiler auf 6,0 m Länge um 30 % ab (Abbildung 4-4). Denkbare Ursachen sind hier z. B. Setzungen an den Widerlagern oder eine lokale Spannstahlkorrosion. Letztere könnte durch ein übermäßiges Eindringen von Schadstoffen über die Asphaltsschicht und die

eventuell zu geringe Betondeckung sowie eine unzureichende Verpressung und Beschädigung der Hüllrohre hervorgerufen worden sein. Auf eine Abminderung der Schubsteifigkeit im geschädigten Bereich wird wegen des geringen Einflusses wiederum verzichtet. Da am Ort des Schadens neben der Krümmung der dritten Eigenform auch die der ersten eine Nullstelle besitzt (Abbildung 4-8), ist zu erwarten, dass sich die Analyse etwas anspruchsvoller gestaltet als beim ersten Schadenszenario.

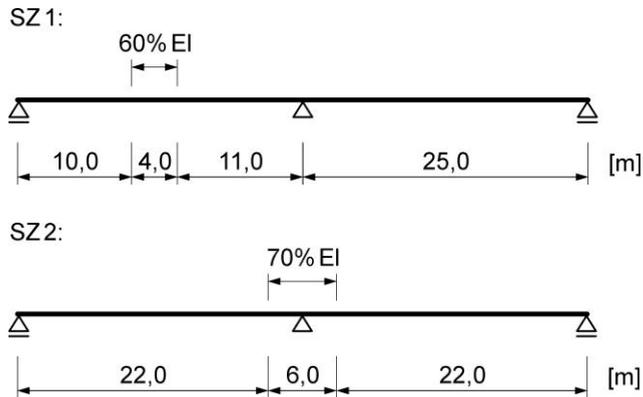


Abb. 4-4 Erstes und zweites Schadenszenario

In einem dritten Szenario treten die beiden erwähnten Schäden unterschiedlicher Ausdehnung und Stärke gleichzeitig auf, was zu einem multiplen Schaden führt. Da die betrachtete Brücke nur sehr selten von schweren Fahrzeugen befahren wird, erfolgen die fiktiven Messungen im unbelasteten Zustand. Die Schäden werden also nur dann zuverlässig erkannt, wenn die betroffenen Bereiche auch ohne Verkehrslast nicht mehr überdrückt sind.

4.3 Simulation einer Messung

Um möglichst reale Messbedingungen zu simulieren, finden hier lediglich die drei untersten vertikalen Biegeeigenfrequenzen und -formen des Überbaus Verwendung. Die Aufzeichnung der Schwingungen erfolgt im Abstand von 1,0 m an insgesamt 51 Messpunkten. Außerdem werden die FE-Ergebnisse mit einem künstlichen Messfehler kontaminiert. Dazu wird jede Eigenfrequenz mit einer Zufallsvariable multipliziert, die durch eine Normalverteilung mit einem Mittelwert von 1,0 und einer Standardabweichung von 0,5 % charakterisiert ist. Die Erzeugung dieser Zufallszahlen erfolgt mit dem Programm [Excel]. Der gewählte Ansatz deckt sich dabei gut mit den Ergebnissen der ambienten Messungen an der Z24-Überführung aus [Peeters et al. 2000], für deren Anregung der Wind, der unter der Brücke durchlaufende Verkehr sowie das auf der Brücke umherlaufende Personal sorgten. Eine Optimierung der Wiederholpräzision ist durch Bildung des Mittelwertes der an verschiedenen Messpunkten bestimmten Eigenfrequenzen möglich. Außerdem erscheint es zielführend, mehrere Messdurchgänge mit jeweils hoher Messdauer durchzuführen.

Die nachfolgende Studie beruht auf der Annahme, dass die Randbedingungen bei den zu vergleichenden Messungen in etwa übereinstimmen. Dies beinhaltet die eingesetzten Sensoren und die Weiterverarbeitung des gemessenen Signals, wobei im Falle eines Wechsels eine Kalibrierung des neuen Messsystems an dem alten vorzunehmen ist. Des Weiteren wird davon ausgegangen, dass die Temperaturwerte, die bei der Ermittlung der zu vergleichenden modalen Parameter vorherrschen, nahezu identisch sind und über dem Gefrierpunkt liegen. Dies kann man z. B. durch eine umfangreiche Basismessung erreichen, in der neben den Schwingungen auch das Temperaturfeld mit mehreren im Überbau integrierten Thermometern über einen längeren Zeitraum wiederholt aufgezeichnet wird. Einflüsse von größeren Verkehrslasten lassen sich hier leicht ausschließen, indem man Messfenster mit auffallend großen Schwingungsamplituden streicht. Auf diese Art finden sich für die bei nahezu beliebigen Temperaturverhältnissen durchführbare Kontrollmessung in der umfangreichen Datenbasis Frequenzen, die bei ähnlichen Randbedingungen ermittelt wurden. Ist lediglich eine kurzzeitige Basismessung vorhanden, muss man mit der z. B. im Abstand von sechs Jahren begleitend zur Hauptprüfung vorgenommenen Kontrollmessung warten, bis die Temperaturverhältnisse vergleichbar sind. Dabei bietet es sich an, den gleichen Monat zu wählen [Wenzel 2009]. Übrigens wäre unter Laborbedingungen, d. h. bei nahezu exakt konstanter Temperatur und Anregungsstärke sowie optimaler Umgebung für die Messtechnik, laut [Unger et al. 2006] auch eine Standardabweichung von 0,2 % vertretbar.

Die Störung der Eigenformen erfolgt nach dem Vorschlag von [Ho/Ewins 1999]: Zu jedem FE-Eigenformwert wird eine mit dem betragsmäßig größten Ausschlag multiplizierte Zufallsvariable addiert, die einer Normalverteilung mit einem Mittelwert von 0 und entsprechend [Maeck 2003] einer Standardabweichung von 1,0 % unterliegt. Diese Vorgehensweise berücksichtigt die Erwartung, dass die relative Messabweichung im Bereich kleiner Amplituden, d. h. an den Auflagern, ansteigt. Aufgrund einer Vereinfachung ist die angesetzte Standardabweichung bei allen drei herangezogenen Eigenformen gleich, in der Realität dürfte der Messfehler aber zwischen der ersten und dritten Eigenform etwas zunehmen. Die in [Xia et al. 2006] dokumentierten Langzeitmessungen an einer im Freien gelagerten und mit einem Impulshammer angeregten Stahlbetonplatte widerlegen die angenommene Ungenauigkeit im Übrigen keinesfalls, das Verhältnis zwischen der Standardabweichung und dem Mittelwert der massennormierten Auslenkung beträgt in dieser Publikation bei der ersten Eigenform trotz der stark variierenden Umweltbedingungen im mit den 12 Messpunkten gebildeten Durchschnitt 2,6 %. Bezogen auf den größten der 12 Mittelwerte folgt ein durchschnittliches Verhältnis von 2,0 %.

Neben Ungenauigkeiten in der Form der Eigenschwingung sind zudem Fehler bei der Schätzung der zur Normierung mit Gleichung 2-16 benötigten Punktmassen zu erwarten. Hier wird die Masse an jedem Messpunkt um 5 % zu hoch angesetzt, was z. B. bei einer im Vergleich zu den Planunterlagen zu dünnen Asphaltsschicht passieren kann. Dies geschieht jedoch nur zu Demonstrationszwecken und hat keinerlei Auswirkungen auf die Schadensanalyse, da der damit verbundene Fehler bei jeder Messung gleich ist.

Die Bewertung einer Methode kann nicht vollständig sein, wenn nicht erörtert wird, wie sensibel sie auf die unvermeidliche Streuung der Messwerte reagiert (vgl. [Fox 1992]). Deshalb werden neben den drei Messungen an den geschädigten Modellen (SZ 1, SZ 2, SZ 3) zwei Messungen am Basismodell (UG 1, UG 2) generiert. Die ersten drei mit geschätzter Massenmatrix normierten Eigenformen (EF) der fiktiven Messung UG 1 sind in Abbildung 4-5 bzw. Abbildung 4-6 dargestellt. Die zugehörigen Messwerte der Eigenfrequenzen lauten 2,230 Hz, 3,494 Hz und 8,939 Hz. Abbildung 4-6 zeigt zudem den Vergleich mit der von [ETABS] ausgegebenen und automatisch mit der fehlerfreien Massenmatrix normierten zweiten Eigenform. Auf Abbildung 4-7 ist der zugehörige Verlauf der Messabweichung über die Trägerlänge und die eingegebene Standardabweichung zu sehen.

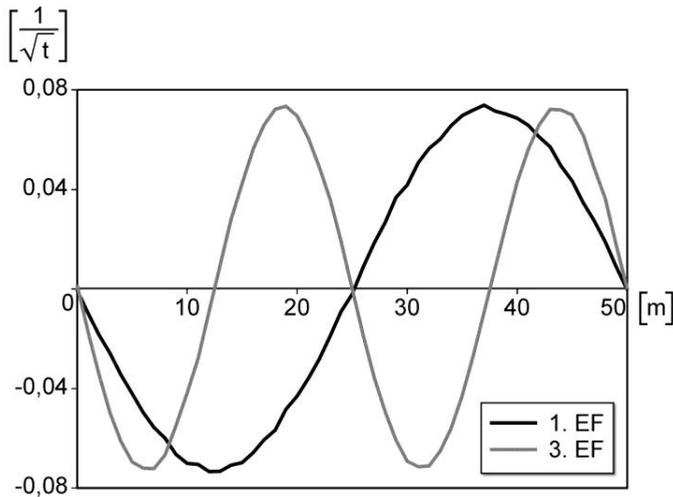


Abb. 4-5 Erste und dritte Eigenform (Messung UG 1)

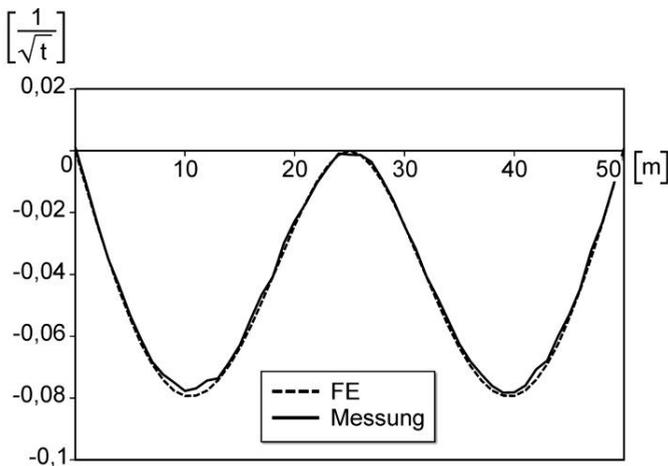


Abb. 4-6 Zweite Eigenform (Messung UG 1), Vergleich mit dem FE-Ergebnis

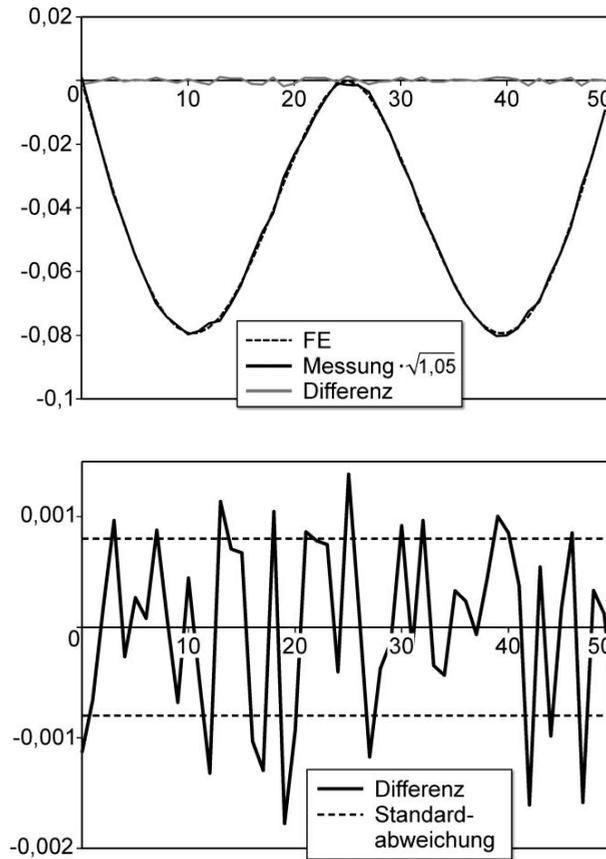


Abb. 4-7 Verlauf des Messfehlers bei der zweiten Eigenform (Messung UG 1)

4.4 Aufbereitung der gemessenen Eigenformen

Um die Eigenformen zu glätten und die modalen Krümmungen zu berechnen, kommt der in Abschnitt 2.4 vorgestellte Mixed Approach zum Einsatz, wobei die programmtechnische Umsetzung mit dem Softwarepaket [Matlab] erfolgt. Messwerte mit auffallend großem Fehler werden hier nicht händisch gestrichen, da ein eigener Versuch eine eher unsensible Reaktion des Verfahrens gegenüber einem einzelnen Ausreißer zeigte. Bei der Wahl der Penalty-Faktoren α und β wird darauf geachtet, dass die geglätteten Eigenformen überall in unmittelbarer Nähe der Messwerte liegen und die Verläufe der Krümmungen dennoch nicht unplausibel ungleichmäßig erscheinen. Außerdem beträgt der Median der an den 51 Messpunkten bestimmten relativen Abweichungen zwischen der gemessenen Eigenform und der geglätteten immer rund 1,5 %. In der Publikation [MaecK 2003] wird ein Wert im Intervall 1,5-2,0 % als sinnvolle Schätzung der Messabweichung erwähnt, [Baghiee et al. 2009] empfehlen einen Wert im Bereich von 2-3 %. Aufgrund der geometrischen Unterschiede müssen für die drei Eigenformen unterschiedliche Penalty-Faktoren gewählt

werden. Bekannte Randbedingungen kann man mit dem Mixed Approach relativ einfach einarbeiten. Hier wird die Krümmung an den beiden Endauflagern gleich null gesetzt. Dagegen bleibt die Absenkung an den drei Lagern frei, da die geringen Messwerte auch einer gewissen Nachgiebigkeit geschuldet sein könnten.

Abbildung 4-8 zeigt die mit dem Mixed Approach bestimmten Verläufe der ersten Eigenform der Messung UG 1. Diese wurde trotz der Massennormierung aus Gründen der Anschaulichkeit in der Einheit [m] angezeichnet. Die Ergebnisse für die zweite Eigenform der Messung UG 1 sind in Abbildung 4-9 dargestellt. Dabei fällt auf, dass die Krümmung über dem Pfeiler einen ausgerundeten Verlauf besitzt, was der Spitze in dem mit Gleichung 2-22 bestimmten Verlauf des modalen Biegemomentes widerspricht. Diese Beobachtung stellt eine ernsthafte Beeinträchtigung dar: Steile Anstiege im Krümmungsverlauf, die auch bei einem lokalen Abfall der Biegesteifigkeit entstehen, werden aufgrund des Messfehlers und der Glättungsoperation nur näherungsweise erfasst (vgl. auch Abbildung 2-7). Hier z. B. lautet der Betrag der pseudostatisch mit den nicht kontaminierten Modalparametern ermittelten Krümmung über dem Pfeiler $0,0025 \text{ m}^{-1}$. Dies liegt deutlich über dem Wert aus Abbildung 4-9 ($0,0021 \text{ m}^{-1}$). Insgesamt sind die Ergebnisse jedoch durchaus brauchbar, da sich der Messfehler der untersten Eigenformen in Grenzen hält und zudem ein dichtes Sensornetz vorhanden ist.

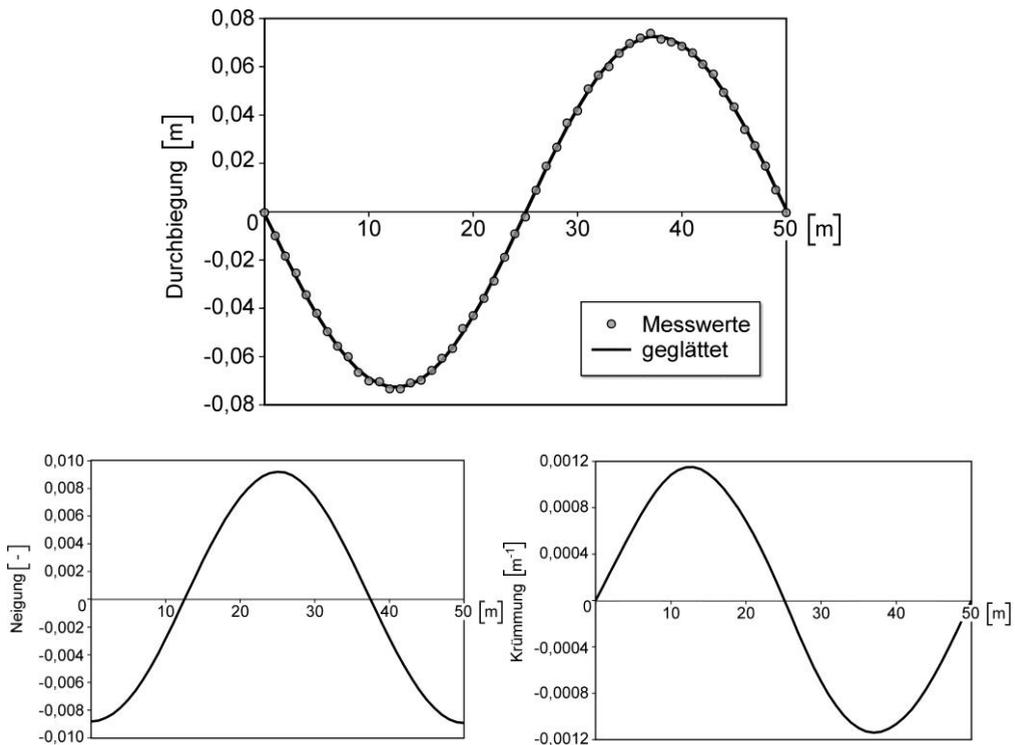


Abb. 4-8 Geglättete erste Eigenform (Messung UG 1), zugehörige modale Neigung bzw. Krümmung

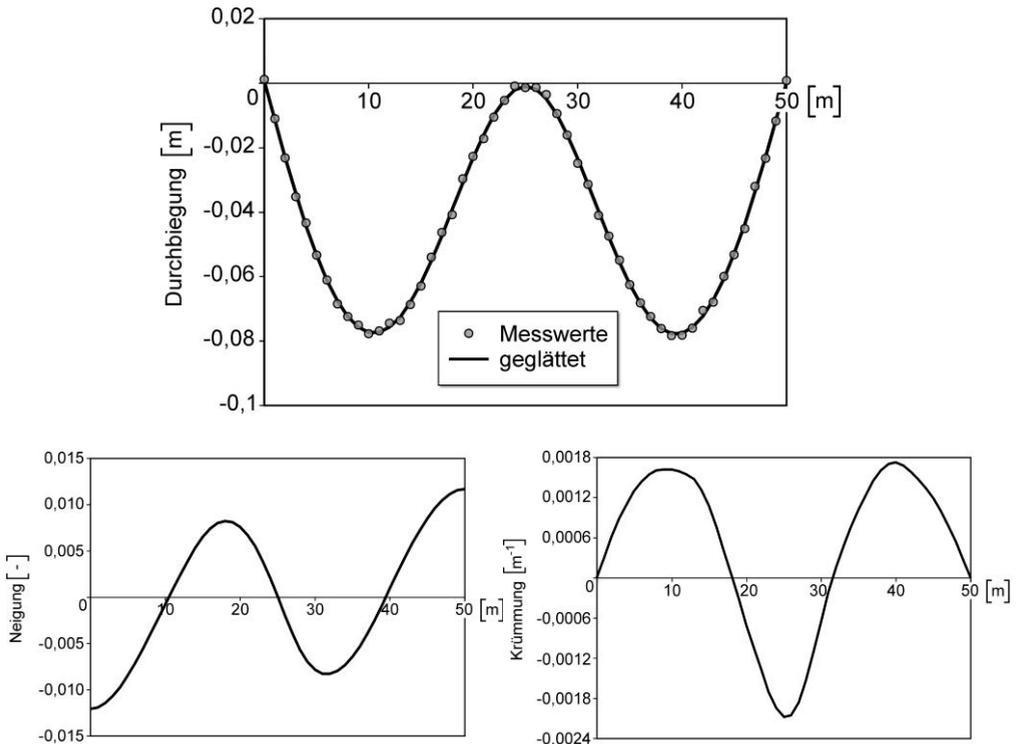


Abb. 4-9 Geglättete zweite Eigenform (Messung UG 1), zugehörige modale Neigung bzw. Krümmung

4.5 Schadensidentifikation mit den Eigenfrequenzen

Eigenfrequenzmessungen haben im Bauingenieurwesen eine lange Tradition. Beispielsweise beschäftigt sich die 1966 eingereichte Habilitationsschrift von F.-P. Müller mit der Ermittlung von Kirchturmeigenschwingzahlen und deren Abstimmung zu den Glocken [Müller 1968]. Bereits damals setzte man neben Unwuchtmaschinen auch speziell eingerichtete Messwagen ein, in denen die von den Aufnehmern über Kabel eingehenden Informationen verarbeitet wurden (siehe [Pacht 1968]). Der Gedanke, Schwingungsmessungen zur Feststellung von Schäden zu nutzen, kam etwa zu dieser Zeit auf [Doebeling et al. 1998], wobei der Artikel [Lifshitz/Rotem 1969] eine der Pionierleistungen auf diesem Gebiet beschreibt.

Tabelle 4-1 zeigt die kontaminierten Eigenfrequenzen der Brückenmodelle und Tabelle 4-2 die relativen Änderungen im Vergleich zur Messung UG 1. Im Schadensszenario SZ 1 liegen die Abfälle der ersten beiden Eigenfrequenzen weit außerhalb einer messbedingten Streuung und machen demnach auf eine anormale Situation aufmerksam. Gleiches gilt bei der Schädigung SZ 2 für die zweite sowie bei der Schädigung SZ 3 wieder für die erste und zweite Eigenfrequenz. Die Existenz des Schadens wird also in allen drei Fällen zuverlässig festgestellt.

Tab. 4-1 Eigenfrequenzergebnisse der fiktiven Messungen

[Hz]	UG 1	UG 2	SZ 1	SZ 2	SZ 3
f_1	2,230	2,243	2,143	2,238	2,116
f_2	3,494	3,475	3,398	3,292	3,199
f_3	8,939	8,856	8,827	8,739	8,804

Tab. 4-2 Relative Änderungen im Vergleich zur Messung UG 1

[%]	UG 2	SZ 1	SZ 2	SZ 3
f_1	+0,6	-3,9	+0,4	-5,1
f_2	-0,5	-2,7	-5,8	-8,4
f_3	-0,9	-1,3	-2,2	-1,5

Die Vorteile dieser Vorgehensweise sind vielfältig: Zum einen sind die Eigenfrequenzen einfach und relativ genau messbar, zum anderen verursachen auch gleichmäßige, globale Steifigkeitsabfälle einen Alarm. Als Nachteil ist der Einfluss der Nacherhärtung zu nennen, weshalb es sich anbietet, die Basismessung z. B. erst zwei Jahre nach dem Betonieren durchzuführen. In diesem Intervall sind signifikante Schädigungen i. d. R. sowieso unwahrscheinlich. Bei einer zeitnahen Referenzmessung könnten sich die Auswirkungen der Nacherhärtung und einer ernsthaften Schädigung zum Zeitpunkt der Kontrollmessung gegenseitig kompensieren.

[Stewering 2008] leitet am Bernoulli-Biegebalken eine Formel zur Berechnung der Änderung des Quadrates der Eigenkreisfrequenz infolge einer lokalen Schädigung her:

$$\Delta\omega^2 \approx \Delta EI_c \cdot l_c \cdot \hat{\kappa}_{c,u}^2 \tag{4-1}$$

mit ΔEI_c Änderung der Biegesteifigkeit im geschädigten Element
 l_c Länge des geschädigten Elements
 $\hat{\kappa}_{c,u}$ Krümmung der urspr. Eigenform (ma.no.) im geschädigten Element

Bei der Ermittlung dieser mathematischen Beziehung nimmt Stewering eine Linearisierung vor, d. h. man erhält damit nur bei einer geringen Änderung der lokalen Biegesteifigkeit ausreichend genaue Ergebnisse. Beispielsweise ergibt sich für das hier vorliegende erste Schadenszenario bei Ansatz der messfehlerfreien und richtig normierten Eigenform ein Abfall der Grundfrequenz von 2,238 Hz auf 2,166 Hz. Die exakte Eigenfrequenz im geschädigten Zustand liegt mit 2,129 Hz deutlich darunter. Dennoch können mit der Näherung 4-1 weiterführende Betrachtungen bzgl. der Lokalisierung eines Schadens angestellt werden. Aufgrund der Massennormierung ist ein Vergleich der modalen Krümmungen möglich, die bei den höheren Eigenformen größere Werte erreichen als bei den niedrigen, was z. B. bei einer Gegenüberstellung der Abbildungen 4-8 und 4-9 deutlich wird. Da auch die massen-

normierten Eigenformen spiegelverkehrt angezeichnet werden können, sind hier natürlich wieder die betragsmäßigen Maxima zu betrachten. Folglich muss der Schaden nicht unbedingt an der Stelle der maximalen Krümmung der Eigenschwingsform mit dem größten absoluten Abfall des Quadrates der Eigenkreisfrequenz liegen. Für den Spezialfall eines gelenkig gelagerten Einfeldträgers mit einer über die Länge jeweils konstanten Massenbelegung und Biegesteifigkeit zeigt Stewering, dass das Verhältnis der Eigenkreisfrequenz zur Maximalkrümmung bei jeder Eigenform i den gleichen Wert annimmt, d. h.

$$\frac{\omega_i}{\hat{\kappa}_{i,\max}} = c = \text{const.} \quad (\text{Spezialfall: Träger auf zwei Stützen}) \quad (4-2)$$

Unter Berücksichtigung von Gleichung 4-1 erhält sie somit

$$\frac{\Delta\omega_i^2}{\omega_{i,u}^2} = \frac{\Delta EI_e \cdot l_e}{c^2} \cdot \frac{\hat{\kappa}_{ei,u}^2}{\hat{\kappa}_{i,u,\max}^2} \quad (4-3)$$

Der erste Bruch auf der rechten Seite ist bei allen Eigenformen gleich. Der Schaden muss also im Bereich der maximalen Krümmung derjenigen Eigenform liegen, die der Eigenkreisfrequenz zugeordnet ist, deren Quadrat sich relativ gesehen am stärksten ändert. Bei der Ausnutzung dieser Beobachtung ist eine Normierung der Eigenformen bzgl. der Massenmatrix nicht zwingend notwendig, da sich der Skalierungsfaktor herauskürzt. Am Beispiel eines Einfeldträgers mit angeschlossenem Kragarm und einer lokal um 57 % abfallenden Biegesteifigkeit zeigt Stewering, dass diese Aussage u. U. auch bei einem anderen statischen System und einer starken lokalen Schädigung gilt. Sie verwendet dabei die ersten acht Eigenformen. Es ist anzumerken, dass auf eine hochpräzise Messung der Eigenformen ggf. verzichtet werden kann, indem man die Stellen der maximalen modalen Krümmungen z. B. mit einem vergleichsweise groben FE-Modell abschätzt.

Das vorgestellte Lokalisierungsverfahren wird nun auch am betrachteten Brückenmodell getestet. Zunächst werden die relativen Frequenzänderungen der Größe nach sortiert. Dabei ist es unerheblich, ob man das Quadrat der Eigenkreisfrequenz oder die Eigenfrequenz betrachtet. Die resultierende Reihenfolge ist in beiden Fällen gleich. Im ersten Schadensszenario ist die Grundfrequenz am stärksten betroffen (Tabelle 4-2). Markiert man im zugehörigen Krümmungsverlauf die Bereiche, in denen

$$\kappa_{i,u}^2 \geq 0,9 \cdot \left(|\kappa_{i,u}|_{\max} \right)^2 \quad (4-4)$$

gilt, lässt sich der Ort des Schadens auf zwei mögliche Intervalle eingrenzen (Abbildung 4-10). Genau genommen suggeriert das Schaubild dem Anwender zwei gleichzeitig auftretende Schäden, was jedoch keinen eklatanten Nachteil darstellt, da sich der alarmierte Prüfer dann beide Stellen genauer anschauen wird. Durch Betrachtung der Krümmungsverläufe wird zudem deutlich, weshalb die dritte Eigenfrequenz kaum abfällt: Die zugehörige Eigenform weist im geschädigten Bereich nur eine schwache Biegung auf.

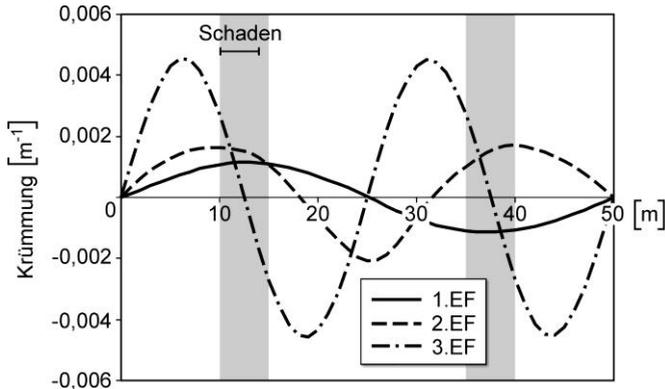


Abb. 4-10 Versuch der Lokalisierung von SZ 1 mit Hilfe der modalen Krümmungen des ungeschädigten Systems

Für das zweite Schadenszenario liefert die beschriebene Vorgehensweise ein eindeutiges Ergebnis. Der Schaden befindet sich an der Stelle der größten Krümmung der zweiten Eigenform, deren zugeordnete Frequenz den größten relativen Abfall erfährt (Abbildung 4-11). Die Krümmung der Grundschwingungsform nimmt an der Schadensstelle den Wert null an, was zusammen mit dem Messfehler den geringfügigen Anstieg der Grundfrequenz erklärt.

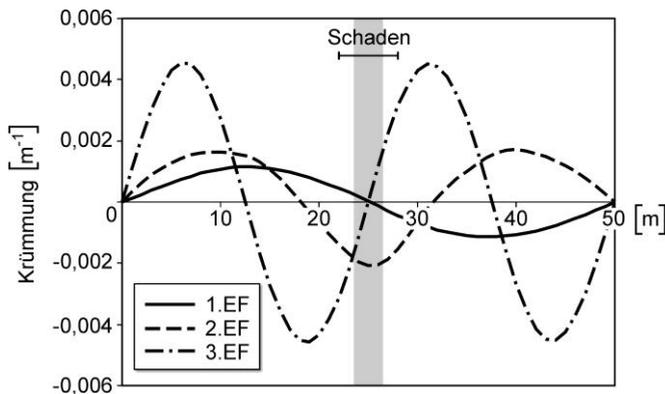


Abb. 4-11 Versuch der Lokalisierung von SZ 2 mit Hilfe der modalen Krümmungen des ungeschädigten Systems

Bei der Anwendung der Methode auf den dritten Schadensfall sind die Ergebnisse dagegen nicht optimal. Auch hier fällt die zweite Eigenfrequenz am stärksten ab, was zur Folge hat, dass die Schädigung im linken Feld unerkannt bleibt. Mit den gewonnenen Erkenntnissen kann man übrigens auch den umgekehrten Weg gehen: Die dritte Eigenfrequenz fällt im Vergleich zu den beiden anderen kaum ab. Dementsprechend ist es unwahrscheinlich, dass sich in den Bereichen um $x = 6$ m, $x = 19$ m, $x = 31$ m und $x = 44$ m ein signifikanter Schaden befindet.

4.6 Schadensidentifikation mit den Eigenformen

Die Ermittlung von Eigenformen ist mit einem wesentlich höheren Aufwand verbunden als eine Frequenzmessung. Dennoch hat der technische Fortschritt dazu geführt, dass Brücken schon heute an vielen Messpunkten abgetastet werden. An der Ting-Kau-Schrägseilbrücke in Hong Kong beispielsweise sind 45 Beschleunigungsaufnehmer mit insgesamt 67 Kanälen permanent installiert [Ko/Ni 2003]. Wie bereits in Abschnitt 2.3 erwähnt, besteht auch die Möglichkeit, mobile Sensoren schrittweise zu verschieben. Diese Vorgehensweise wählte man z. B. bei der Romeo Bridge, wobei in 28 Schritten insgesamt 140 über den Überbau verteilte Messstellen abgedeckt wurden [Huth et al. 2005]. Im Hinblick auf eine modalbasierte Schadensanalyse haben die Eigenformen den Vorteil eines im Vergleich zu den Eigenfrequenzen relativ geringen Temperatureinflusses (vgl. [Xia et al. 2006]). Des Weiteren erhält man über die Brückenausdehnung verteilte Informationen, womit die grundsätzliche Voraussetzung einer Schadenslokalisierung ohne FE-Modell erfüllt ist. [West 1984] ist einer der ersten Artikel, der einen systematischen Versuch der Schadenslokalisierung mit Hilfe von Eigenformen ohne Einsatz der FEM beschreibt [Doebling et al. 1998].

[Stewering 2008] leitet am Bernoulli-Biegebalken auch für die durch eine lokale Schädigung erzeugte Änderung der Eigenform eine Beziehung zu den modalen Krümmungen her:

$$\frac{\Delta \hat{A}_i}{\Delta EI_c} \approx \sum_{r=1, r \neq i}^n \frac{1}{\omega_{i,u}^2 - \omega_{r,u}^2} \cdot \hat{k}_{ei,u} \cdot \hat{k}_{er,u} \cdot l_c \cdot \hat{A}_{r,u} \quad (4-5)$$

Demnach wird der Änderungsvektor der mit der Massenmatrix normierten Eigenform i durch eine Eigenform r dominiert, deren Frequenz nahe bei der i -ten Eigenfrequenz liegt und die im Bereich der Schädigung eine große Krümmung aufweist. Die Schwingungsform i selbst liefert logischerweise keinen Beitrag (siehe auch [Zhao/DeWolf 1999]). Die Formel 4-5 bestätigt außerdem die naheliegende Vermutung, dass eine Eigenform, deren Krümmungsverlauf an der Schadensstelle den Wert null annimmt, überhaupt keine Veränderung erfährt. Stewering nimmt auch hier eine Linearisierung vor, demonstriert jedoch danach an einem Beispiel die Gültigkeit der getätigten Aussagen bei einer vergleichsweise starken lokalen Reduktion der Biegesteifigkeit. Des Weiteren zeigt sie, dass die hohen Eigenformen sensibler auf eine Schädigung reagieren als die niedrigen: Die unteren Eigenfrequenzen liegen zwar näher beieinander, womit der Bruch in Gleichung 4-5 relativ groß wird, die Krümmungen der zugehörigen massennormierten Eigenformen sind jedoch vergleichsweise gering. Der Betrag des größten Ausschlages liegt bei allen Eigenvektoren in der gleichen Größenordnung und spielt bei dieser Betrachtung folglich keine Rolle. Im Spezialfall eines gelenkig gelagerten Einfeldträgers mit gleichmäßig verteilter Masse und Biegesteifigkeit weisen die sinusförmigen Eigenformen sogar alle die gleiche Maximalamplitude auf – eine Massennormierung vorausgesetzt.

Der Änderungsvektor der ersten Eigenform des Brückenmodells durch den Schaden SZ 1 ist in Abbildung 4-12 zu sehen. Offensichtlich wird dieser von der zweiten Eigenform dominiert. Deren Frequenz liegt am nächsten bei der Grundfrequenz und

der zugehörige Krümmungsverlauf nimmt an der Schadensstelle einen beachtlichen Wert an (Abbildung 4-10). Außerdem kann man erkennen, dass der Messfehler durch die Glättungsoperation fast vollständig eliminiert wurde. Die Differenz zwischen den beiden Verläufen der Messungen UG 1 und UG 2 ist gering. Zum Vergleich zeigt Abbildung 4-13 die nicht geglätteten Kurven. Hier liegt die Differenz zwischen der Messung im geschädigten Zustand SZ 1 und der Messung UG 1 im ungeschädigten Zustand ebenfalls deutlich außerhalb der natürlichen Variation, d. h. die Existenz des Schadens wird auch ohne Glättung eindeutig festgestellt. Selbst bei einer hochgradig unvollständigen Messung der Eigenform würde man diese exzentrische Schädigung erkennen. Befinden sich beispielsweise lediglich zwei Sensoren auf der Brücke, und zwar bei $x = 13 \text{ m}$ und $x = 37 \text{ m}$, so lautet das identifizierte Amplitudenverhältnis $0,993:1$ in UG 1, $0,998:1$ in UG 2 und $1:0,790$ in SZ 1. Mit Abbildung 4-12 wird der Schaden im Übrigen sogar richtig lokalisiert: Die größte Änderung tritt an der Stelle $x = 10 \text{ m}$ und damit im gerissenen Bereich auf. Leider lässt das Schaubild auch eine Schädigung im rechten Feld vermuten.

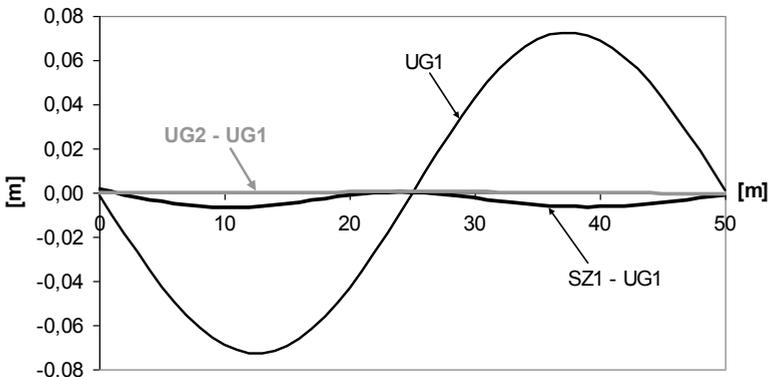


Abb. 4-12 Änderung der ersten Eigenform infolge SZ 1 und Vergleich mit der messbedingten Streuung (nach der Glättung)

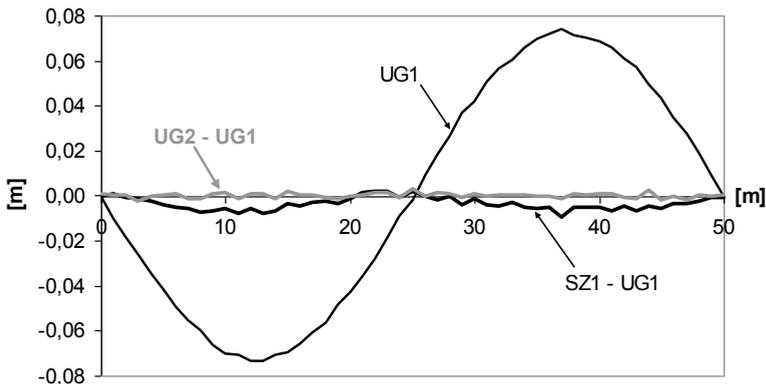


Abb. 4-13 Änderung der ersten Eigenform infolge SZ 1 und Vergleich mit der messbedingten Streuung (vor der Glättung)

Abbildung 4-14 macht deutlich, dass der Schaden SZ 1 auch mit der zweiten Eigenform klar zu erkennen ist, wobei nun die erste Eigenform den Änderungsvektor stark dominiert. Laut [Huth et al. 2005] folgt die Richtung der Veränderung nicht unbedingt einer Regel, was hier bestätigt werden kann: Während die Amplitude der Grundschwingungsform im linken Feld ansteigt, nimmt die des zweiten Eigenvektors dort ab. Des Weiteren beobachten Huth et al., dass die Eigenformen sensibler auf die künstlich eingebrachte, lokale Brückenschädigung reagieren als die Eigenfrequenzen. Auch diese Aussage kann an dieser Stelle verifiziert werden. Beispielsweise nimmt der Ausschlag der ersten Eigenschwingungsform bei $x = 10$ m von 6,90 cm auf 7,58 cm zu, was einem Anstieg um ca. 10 % entspricht. Im Vergleich dazu fällt die Grundfrequenz nur um rund 4 % ab.

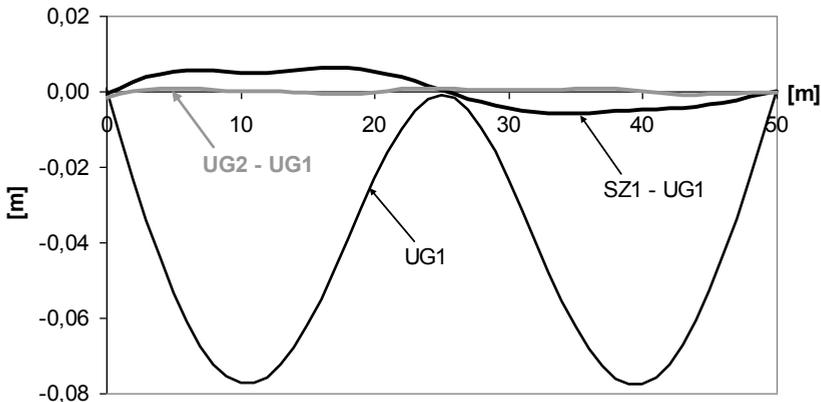


Abb. 4-14 Änderung der zweiten Eigenform infolge SZ 1 und Vergleich mit der messbedingten Streuung (nach der Glättung)

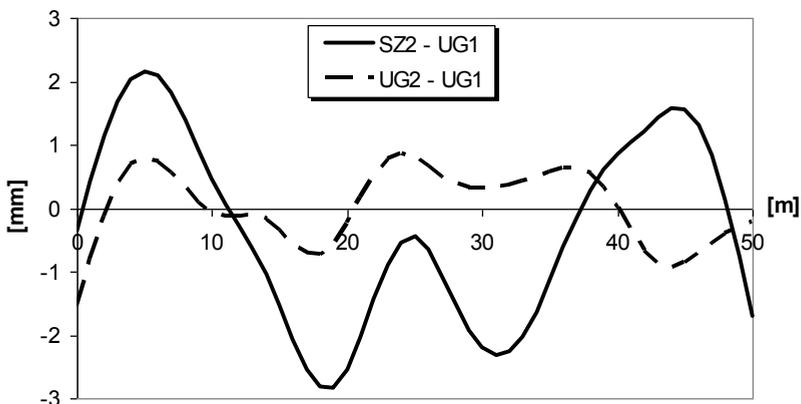


Abb. 4-15 Änderung der zweiten Eigenform infolge SZ 2 und Vergleich mit der messbedingten Streuung (nach der Glättung)

Die Analyse des Schadens SZ 2 stellt sich wesentlich schwieriger dar. Die Krümmung der ersten bzw. dritten Schwingungsform wird an der Position $x = 25$ m zu null und somit sind die Einträge im jeweiligen Änderungsvektor gering. Die zugehörigen Eigenfrequenzen sind die beiden Nachbarfrequenzen der zweiten Eigenform, weshalb sich auch diese kaum verändert (Abbildung 4-15). Mit den Frequenzwerten wird die Systemmodifikation SZ 2 dagegen zuverlässig festgestellt (Tabelle 4-2). Aufgrund der zentrischen Schädigung fällt im dargestellten Verlauf der Differenz zwischen SZ 2 und UG 1 eine gewisse Symmetrie auf. Da an der Stelle $x = 25$ m aufgrund des Lagers sowohl vor, als auch nach der Schädigung ein Schwingungsknoten vorliegt, kann eine Schadenslokalisierung mit den Eigenformen hier jedoch nicht zum Erfolg führen.

Die nicht weiter verarbeiteten Eigenformen können die Voraussetzungen einer zuverlässigen Lokalisierungsmethode also nicht erfüllen, weshalb man auf eine Massennormierung, die bei praktischen Anwendungen fast immer eine Fehlerquelle darstellt, auch verzichten kann. Eine einfache Alternative besteht darin, die Maximalamplitude gleich 1,0 m zu setzen. Dies beinhaltet jedoch z. B. beim ersten Eigenvektor aufgrund der Messabweichungen die Gefahr des „Umspringens“, d. h. bei der Messung UG 1 kann die Maximalamplitude im rechten Feld auftreten und bei der Messung UG 2 im linken, was zu einer größtmöglichen Differenz von ca. 2,0 m führt, obwohl gar kein Schaden vorliegt. Dieser Effekt kann verhindert werden, indem man die Eigenformen von vornherein nach oben klappt, d. h. die Beträge betrachtet (siehe auch [Huth et al. 2005]). Die entsprechenden Verläufe der Grundschwingungsform mit und ohne den Schaden SZ 1 sind in Abbildung 4-16 dargestellt, wobei dem Anwender noch deutlicher als auf Abbildung 4-12 angezeigt wird, dass das System eine Veränderung erfahren haben muss. Die gerade beschriebene Vorgehensweise ist natürlich ebenfalls nicht als Lokalisierungsmethode geeignet, da diese Art der Normierung dazu führen kann, dass sowohl der Eigenvektor des ungeschädigten Systems, als auch der des geschädigten Systems an der Schadensstelle den Wert 1,0 m annimmt, was hier offensichtlich der Fall ist.

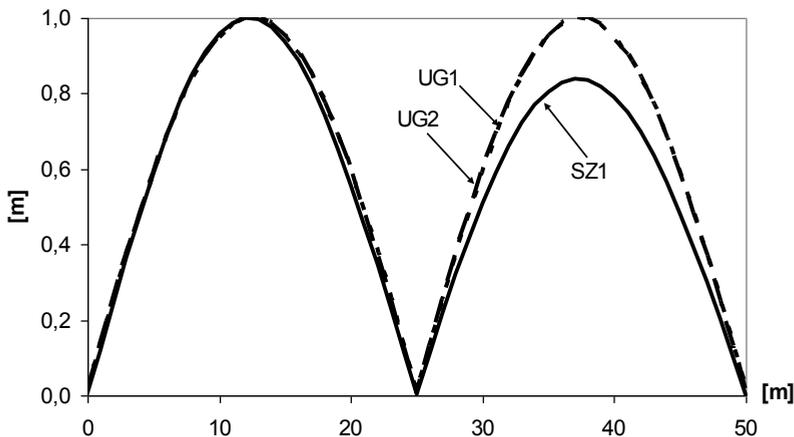


Abb. 4-16 Betragsmäßige erste Eigenform auf 1,0 m normiert (Messungen UG 1, UG 2 und SZ 1)

4.7 Modal Assurance Criterion (MAC) und Node Line Modal Assurance Criterion (NLMAC)

Das Modal Assurance Criterion 3-1 ist ein weit verbreitetes Werkzeug, um eine Aussage über den Grad der Übereinstimmung zweier Eigenvektoren zu treffen. Ursprünglich beurteilte man damit die Korrelation der bei einer Anregung an unterschiedlichen Stellen identifizierten Eigenformen [Pastor et al. 2012]. Ein weiteres Anwendungsgebiet des MAC ist das Model Updating, bei dem es darum geht, gemessene und mit einem numerischen Modell berechnete Eigenschwingungsgrößen miteinander zu vergleichen (vgl. [Unger et al. 2006]). Ändert sich die Reihenfolge der Eigenformen durch eine Schädigung bzw. liefert eine Messung nur unvollständige oder unplausible Ergebnisse, besteht bei der automatisierten Dauerüberwachung einer Brücke die Gefahr, dass eigentlich nicht zueinander gehörende Eigenvektoren oder Eigenfrequenzen miteinander verglichen werden. Dies kann man beispielsweise durch einen MAC-„Schnelltest“ vermeiden (vgl. [Jahn et al. 2001]). Auch als Schadensindikator wurde das MAC bereits eingesetzt, wobei Wissenschaftler wie z. B. [Huth et al. 2005] bereits die sehr geringe Sensitivität des MAC-Wertes bzgl. einer schwachen Veränderung der Eigenform bemängelten. Dies bestätigt auch die Tabelle 4-3, bei deren Ermittlung im Hinblick auf ein möglichst einfaches Instrument der Schadensfeststellung die nicht geglätteten Eigenformen zum Einsatz kamen.

Tab. 4-3 Auswirkung der Messungenauigkeit bzw. der Schäden auf das MAC (Vergleich mit UG 1), Ansatz der nicht geglätteten Eigenformen

[%]	UG 2	SZ 1	SZ 2	SZ 3
1. EF	99,9	99,2	99,9	99,0
2. EF	99,9	99,1	99,8	98,8
3. EF	99,9	99,9	99,9	99,9

Vergleicht man mit dem MAC die an den asymmetrisch geschädigten Systemen ermittelten Eigenformen mit denjenigen der Messung UG 1, ergibt sich eine maximale Abweichung von lediglich 1,2 % vom optimalen Wert 1,0, der eine vollständige Übereinstimmung anzeigt. Ein Vergleich mit der für das MAC typischerweise hohen Wiederholpräzision führt dennoch zu einem jeweils deutlichen Alarmsignal. Wie erwartet schlägt dieser Indikator bei Auftreten des symmetrischen Schadens SZ 2 jedoch kaum an. Dementsprechend wäre eine Erweiterung des Schadens SZ 1 um einen Steifigkeitsabfall zwischen $x = 36$ m und $x = 40$ m mit einem MAC-Wert der dann wieder symmetrischen Grundschwingungsform von etwa 100 % verbunden – trotz einer weitaus stärkeren Brückenschädigung.

Die Eigenformen zweier Messungen weichen relativ gesehen am stärksten im Bereich der Knoten voneinander ab, weshalb [Wolff/Richardson 1989] das sogenannte *Node Line Modal Assurance Criterion* vorschlagen. [Fox 1992] greift diese Idee auf und betrachtet lediglich jene 10 seiner insgesamt 40 Messstellen, die die kleinsten Auslenkungen aufweisen. Im vorliegenden Beispiel werden bei der ersten Eigen-

form acht und bei der zweiten bzw. dritten Eigenform jeweils zwölf Messpunkte herangezogen. Die Lagerpunkte erfahren dabei keine Berücksichtigung, was zu den in Tabelle 4-4 angegebenen Ergebnissen führt.

Nun treten bei den Kontrollmessungen an den geschädigten Systemen deutlich geringere Werte auf als in Tabelle 4-3. Diese Feststellung muss allerdings relativiert werden, da die Wiederholpräzision aufgrund der schlechten Messqualität an den Knoten ebenfalls abnimmt. Die mit dem Schaden SZ 2 in Verbindung stehenden Werte unterscheiden sich weiterhin kaum von denen der messbedingten Streuung. Es ist jedoch anzumerken, dass die Randbedingungen denkbar schlecht sind für das NLMAC, das bei einer Verschiebung von Schwingungsknoten stärker anschlagen würde. Freie Knoten findet man hier lediglich in der dritten Eigenform, die von den drei untersuchten Schadensfällen aber kaum betroffen ist. Bessere Voraussetzungen lägen beispielsweise bei einer Free-Free-Konfiguration mit asymmetrischer Schädigung vor. Ein offensichtlicher Vorteil des NLMAC gegenüber dem MAC ist dagegen die geringere Anzahl an benötigten Messpunkten. Durch die hier vorgenommene Auswahl wären statt 51 nur noch 20 Sensoren erforderlich. Darüber hinaus ist positiv zu erwähnen, dass eine unterschiedliche Skalierung der Eigenformen auch auf die NLMAC-Werte keinen Einfluss hat.

Tab. 4-4 Auswirkung der Messungenauigkeit bzw. der Schäden auf das NLMAC (Vergleich mit UG 1), Ansatz der nicht geglätteten Eigenformen

[%]	UG 2	SZ 1	SZ 2	SZ 3
1. EF	99,7	99,4	99,6	99,2
2. EF	99,5	95,3	98,8	94,4
3. EF	99,9	99,6	99,7	99,5

4.8 Coordinate Modal Assurance Criterion (COMAC)

Im Gegensatz zum MAC, das zwei Eigenvektoren global miteinander vergleicht, werden mit dem Coordinate Modal Assurance Criterion nach Gleichung 3-2 die Veränderungen von sämtlichen identifizierten Eigenformen entlang der Struktur ausgewertet und durch einen Verlauf visualisiert. Dabei müssen beide Datensätze mindestens zwei normierte Eigenvektoren enthalten, ergo ist die Bedingung $n \geq 2$ zu erfüllen. Hier werden alle drei Eigenformen berücksichtigt und ohne vorherige Glättung angesetzt. Durch Auftragen der Werte $(1 - \text{COMAC})$ entsteht eine anschauliche Grafik, die zeigt, an welchen Stellen die Eigenvektoren der beiden Messungen am wenigsten miteinander korrelieren (vgl. [Ndambi et al. 2002]). An den drei Lagerpunkten kommt es allein wegen der Messungenauigkeit bereits zu einer starken relativen Änderung der jeweiligen Eigenform, weshalb die entsprechenden Messpunkte gestrichen werden. Abbildung 4-17 (bzw. Abbildung 4-18) zeigt den Vergleich zwischen der Messung am geschädigten System SZ 1 (bzw. SZ 2) und der Messung UG 1 am ungeschädigten System.

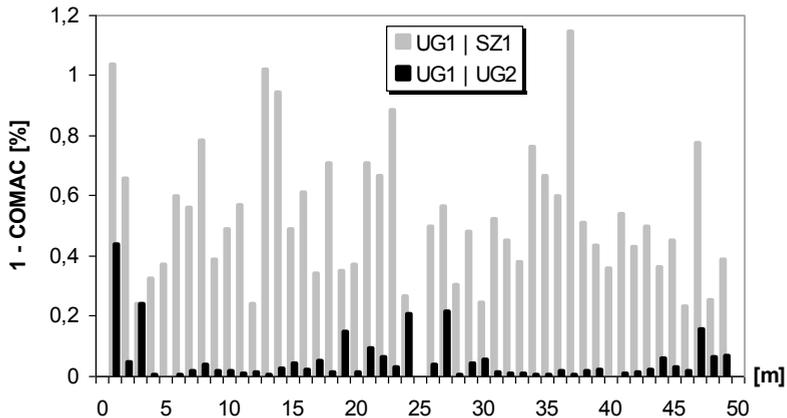


Abb. 4-17 Auswirkung des Schadens SZ 1 auf das COMAC und Vergleich mit dem Messfehlereinfluss, Ansatz der nicht geglätteten Eigenformen

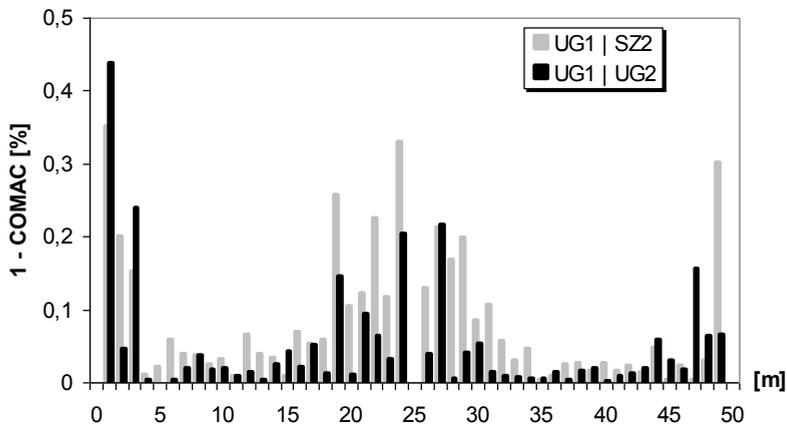


Abb. 4-18 Auswirkung des Schadens SZ 2 auf das COMAC und Vergleich mit dem Messfehlereinfluss, Ansatz der nicht geglätteten Eigenformen

Auch bei dieser Methode liegen die Auswirkungen des exzentrischen Schadens SZ 1 deutlich außerhalb einer messbedingten Streuung. Die Probleme bei der Analyse des Schadens SZ 2 sind jedoch noch ausgeprägter als bei der Verwendung des MAC. Da bei der Ermittlung des COMAC-Verlaufes die Eigenformen und nicht die zugehörigen modalen Krümmungen angesetzt werden, kann der Versuch einer Schadensortung nicht zuverlässig zum Erfolg führen, was die beiden Abbildungen bestätigen. Erwartungsgemäß zeigen diese Diagramme einen Anstieg der messfehlerbedingten Streuung an den Lagern, weshalb es naheliegend ist, z. B. weitere sechs Messpunkte zu streichen. Führt man darüber hinaus im Vorfeld eine Glättung der Eigenformen durch, löst auch der Schaden SZ 2 ein deutlich wahrnehmbares Alarmsignal aus (Abbildung 4-19). Nichtsdestotrotz sind die einfach zu messenden Eigenfrequenzen weiterhin überlegen, wenn man die Werte des jeweiligen Indikators mit der Streuung vergleicht.

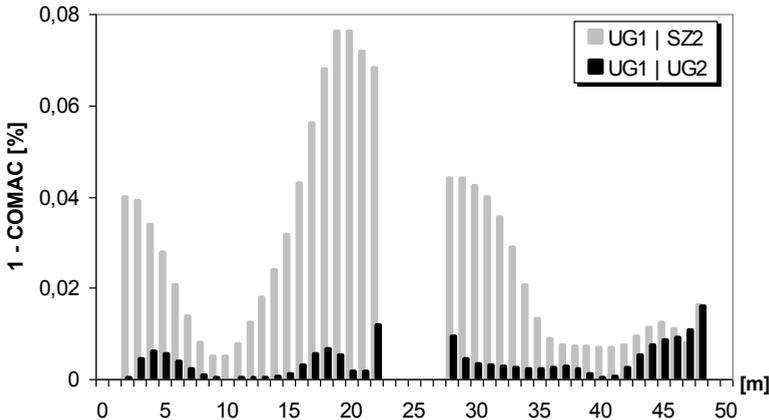


Abb. 4-19 Auswirkung des Schadens SZ 2 auf das COMAC und Vergleich mit dem Messfehlereinfluss, Ansatz der geglätteten Eigenformen und Streichung von insgesamt 9 Messpunkten

Nachteilig bei der praktischen Anwendung des COMAC wirkt sich die benötigte Normierung aus. Eine willkürlich variierende Skalierung führt auch bei eigentlich exakt gleichbleibenden Eigenformen zu Werten $< 1,0$, was unweigerlich einen Fehlalarm zur Folge hat. Eine einfache Alternative zur vorgenommenen Massennormierung ist eine unter der Annahme, dass die Massenmatrix der Einheitsmatrix entspricht (siehe z. B. [Jauregui/Farrar 1996a]). Dies würde im vorliegenden Fall aufgrund der konstanten Massenbelegung zu ähnlichen Verläufen führen.

4.9 Mode Shape Area Index

[Huth et al. 2005] dividieren die in einem Brückenfeld von der (betragsmäßig ange-tragenen) Eigenform $A(x)$ eingeschlossene Fläche durch die zugehörige Gesamtfläche und nutzen dieses Verhältnis als Schadensindikator:

$$MSAI_s = \frac{\int_{x_{s-1}}^{x_s} |A(x)| dx}{\int_0^L |A(x)| dx} \quad (4-6)$$

Dabei sind x_{s-1} und x_s die Grenzen des s-ten Feldes der Brücke mit der Gesamtlänge L . Dieser Vorschlag wird hier aufgegriffen, wobei die nicht geglätteten Eigenformen Verwendung finden. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4-5 angeschrieben.

Eine Erfassung des zentrischen Schadens SZ 2 ist auf diese Weise grundsätzlich nicht möglich, da die Eigenformen weiterhin symmetrisch bleiben. Hinsichtlich der Möglichkeit einer Schadenslokalisierung ist das Verfahren ebenfalls negativ zu bewerten. Optimistisch stimmt dagegen die Reaktion auf die beiden asymmetrischen

Schäden SZ 1 und SZ 3, die zu relativen Änderungen von bis zu 11 % im Vergleich zur Basismessung führen. Zudem kommt es hier aufgrund der feldweisen Betrachtung zu einer gewissen Kompensation der Messungenauigkeiten, weshalb die Werte zwischen den Messungen UG 1 und UG 2 kaum voneinander abweichen. Bei Ansatz der geglätteten Eigenformen ergeben sich demzufolge nahezu die exakt gleichen Prozentsätze. Neben der Glättung der Eigenformen kann auch auf deren Normierung verzichtet werden. Zusammenfassend stellt dieses Verfahren ein anschauliches, einfaches und in vielen Fällen leistungsfähiges Werkzeug der Schadensfeststellung dar.

Tab. 4-5 Schadensbedingte Veränderung des Mode Shape Area-Indikators (linkes Feld – rechtes Feld), Vergleich mit der messbedingten Streuung, Ansatz der nicht geglätteten Eigenformen

[%]	UG 1	UG 2	SZ 1	SZ 2	SZ 3
1. EF	50,1 – 49,9	50,0 – 50,0	54,0 – 46,0	49,8 – 50,2	54,3 – 45,7
2. EF	50,0 – 50,0	50,0 – 50,0	45,2 – 54,8	50,0 – 50,0	44,5 – 55,5
3. EF	50,1 – 49,9	50,1 – 49,9	50,8 – 49,2	50,0 – 50,0	50,8 – 49,2

4.10 Mode Shape Area Difference

[Bungard 2011] schlägt ein Verfahren zur Schadenserkenkung und -ortung vor, welches ebenfalls die Fläche unter der Eigenform betrachtet. Dabei wird die Brücke zunächst gedanklich in mehrere Bereiche aufgeteilt. Danach ist in jedem Bereich s die zwischen der i -ten Eigenform des ursprünglichen Systems und der zugehörigen Eigenform des modifizierten Systems eingeschlossene Fläche ΔP_{si} zu ermitteln und durch die Gesamtfläche ΔP_i zu teilen. Nach dem Quadrieren, der Wiederholung des Rechenganges mit den restlichen $(n-1)$ gemessenen Eigenformpaaren und der abschließenden Superposition ergibt sich der MSAD-Wert des Elements s zu

$$\text{MSAD}_s = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta P_{si}}{\Delta P_i} \right)^2 \quad (4-7)$$

Sinnvollerweise verwendet Bungard dabei die massennormierten Schwingungsformen. Wird in einem Gegenbeispiel der Eigenvektor der Basismessung mit einem beliebig hohen Faktor multipliziert, nimmt die Differenzfunktion dessen Verlauf an und die Informationen der Kontrollmessung gehen verloren. Abbildung 4-20 zeigt die Ergebnisse bei einem Ansatz der ersten beiden geglätteten Eigenformen und macht zwei Schwächen des Verfahrens deutlich: Die Division durch die Gesamtfläche in Gleichung 4-7 sorgt dafür, dass die Verteilung der Eigenformänderungen und nicht deren absolute Größe erfasst wird. Demnach treten auch beim Vergleich der Messungen UG 1 und UG 2 große – ja sogar die größten – Werte auf, wobei der zugehörige Peak einen Schaden am Mittelaufleger vermuten lässt. Der Versuch der Lokalisierung der tatsächlich vorhandenen Schäden führt ebenfalls nicht zuverlässig zum Ziel, da der Vergleich zwischen den Messungen UG 1 und SZ 1 bzw. SZ 3 dem

Anwender jeweils eine symmetrische Schädigung in beiden Feldern suggeriert. Auch die zum Schaden SZ 2 gehörende Kurve lässt einen großen Interpretationsspielraum zu, wobei die beiden höchsten Gipfel den gerissenen Bereich immerhin einschließen. Durch die Hinzunahme der dritten bzw. durch den alleinigen Ansatz der ersten Eigenform tritt ebenfalls keine Verbesserung der Ergebnisqualität ein.

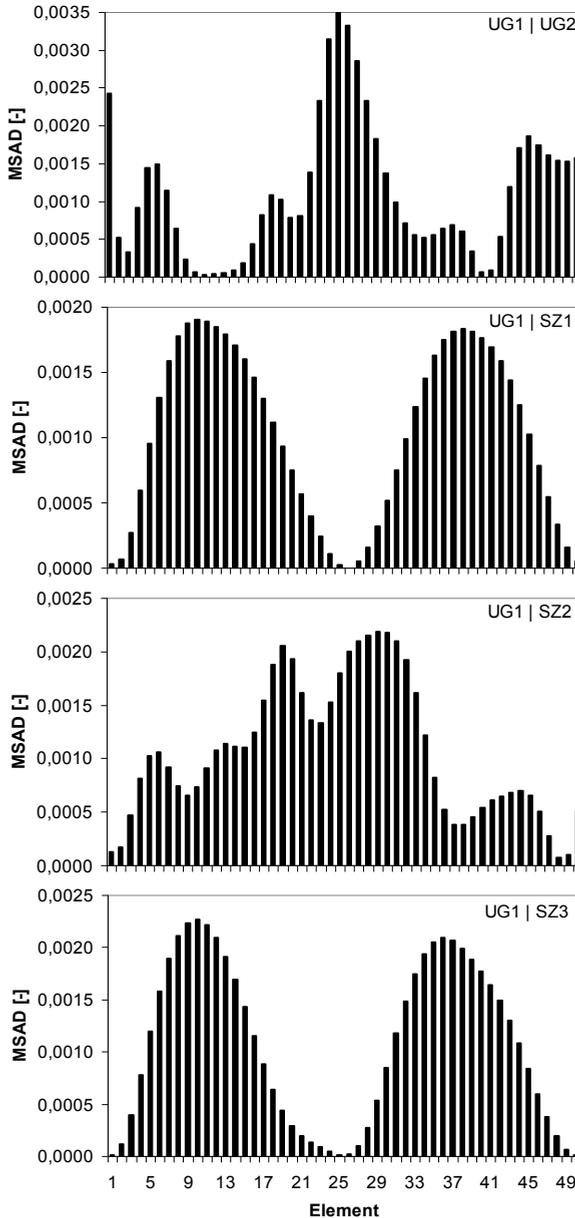


Abb. 4-20 Verlauf der MSAD-Werte (UG 2, SZ 1, SZ 2, SZ 3 jeweils mit UG 1 als Referenz), Ansatz der ersten beiden geglätteten Eigenformen

4.11 Nachgiebigkeitsmatrix

Auch der Artikel [Pandey/Biswas 1994] beschreibt einen Versuch der Schadensfeststellung und -ortung, wobei die Verfasser die Veränderung der Nachgiebigkeitsmatrix 2-21 (siehe dazu auch Abschnitt 2.1) heranziehen. Sie heben heraus, dass diese schnell konvergiert und mit den untersten, relativ leicht messbaren Eigenfrequenzen und -formen bereits ausreichend genau ermittelt werden kann. Ihr Ansatz sieht vor, nach der Bildung der Differenzmatrix

$$\Delta \underline{K}^{-1} = \underline{K}_u^{-1} - \underline{K}_g^{-1} \quad (4-8)$$

aus jeder Spalte den jeweils betragsmäßig größten Eintrag herauszuschreiben. Die Spalte k beschreibt dabei die schadensinduzierte Veränderung der Biegelinie unter einer Einheitslast an der Stelle k oder, aufgrund der Symmetrie der Matrix, die schadensinduzierten Veränderungen der bei einer Wanderlast an der Stelle k aufgenommenen Verschiebungswerte. Es sei angemerkt, dass vor Pandey/Biswas auch schon [Raghavendrachar/Aktan 1992] die Sensitivität der Nachgiebigkeitsmatrix bezüglich einer lokalen Schädigung untersuchen.

Abbildung 4-21 zeigt die entsprechend dem Vorschlag von Pandey/Biswas berechneten Verläufe, wobei jeweils alle drei kontaminierten Eigenfrequenzen und geglätteten Eigenformen Verwendung finden. Bei den Schadensfällen SZ 1 und SZ 3 wird unmissverständlich klar, dass eine signifikante Modifikation des Systems vorliegt. Beim Schaden SZ 2 beträgt das Verhältnis zwischen den Maximalwerten der zum geschädigten System gehörenden Kurve, die im Folgenden in Anlehnung an die Bezeichnungen in der Nachrichtentechnik auch als „Signal“ bezeichnet wird, und der messbedingten Streuung („Noise“) ca. 3,0, was im Hinblick auf schwächere Schäden eher zurückhaltend zu beurteilen ist. Eine Verbesserung auf einen Wert von 4,5 ist möglich, indem man nur die zweite Eigenform bei der Berechnung der „Nachgiebigkeitsmatrix“ ansetzt. Treten in einem illustrativen Vergleichsbeispiel erst im hohen Frequenzbereich erkennbare Änderungen auf, gehen diese in der Nachgiebigkeitsmatrix aufgrund des geringen Beitrags der höheren Eigenformen unter und werden durch die Streuung der unteren Anteile überdeckt.

Pandey/Biswas zeigen an den FE-Modellen eines Kragarms, eines gelenkig gelagerten Einfeldträgers und eines Free-Free-Balkens, dass mit ihrer Methode auch eine Schadenslokalisierung möglich ist. Dazu reduzieren sie die Biegesteifigkeit auf etwa 3 % der Trägerlänge um 50 % und variieren die Schadensposition. Für jedes dieser drei einfachen Systeme entdecken sie jedoch andere Gesetzmäßigkeiten, was die Frage nach der Ableitung solcher Regeln in komplizierten Fällen wie z. B. einer mehrfeldrigen Brücke mit verschiedenen Stützweiten, verschiedenen Lagern und einer u. U. an mehreren Stellen gleichzeitig auftretenden Schädigung aufwirft. In dieser Arbeit wird deshalb nach einer Methode gesucht, die eindeutige Schaubilder liefert, welche möglichst allgemeingültig nach dem gleichen Muster ausgewertet werden können. Eine derartige Anforderung erfüllen Verfahren, bei denen die Stellen der maximalen Änderungen und die Schadenspositionen übereinstimmen – ein Ansatz, den z. B. auch [Jauregui/Farrar 1996a] verfolgen. Dies führt zu einer negativen Beurteilung der in Abbildung 4-21 dargestellten Verläufe, da sowohl im Szenario

rio SZ 2 als auch in SZ 3 eine Schädigung über dem Mittelaufleger ausgeschlossen wird. Die Durchbiegung dort ist unabhängig von dem Zustand der Balkenelemente und dem Lastangriffspunkt null.

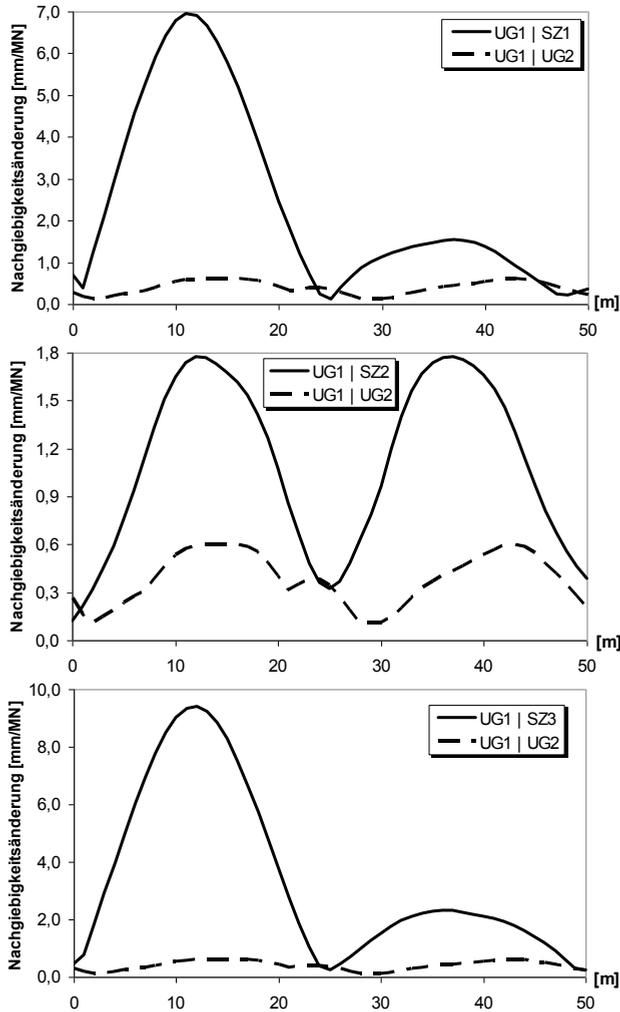


Abb. 4-21 Verlauf der Nachgiebigkeitsänderung („Signal“), Vergleich mit der messbedingten Streuung („Noise“), Ansatz der geglätteten Eigenformen

[Bungard 2011] betrachtet die Hauptdiagonalen der mit jeweils einer Eigenform getrennt gebildeten Nachgiebigkeitsmatrizen und trägt die entsprechenden Werte vor und nach einer lokalen Schädigung entlang seines FE-Balkens an. Dabei fällt ihm auf, dass die Maxima etwas in Richtung der Steifigkeitsreduktion wandern. Meines Erachtens lässt sich diese Beobachtung jedoch bei eventuell an mehreren Stellen gleichzeitig auftretenden Schäden aufgrund der fehlenden Übersichtlichkeit kaum ausnutzen.

Auch [Stewering 2008] untersucht Veränderungen in den Hauptdiagonalen der anteiligen Nachgiebigkeitsmatrizen und versucht Gesetzmäßigkeiten zu entdecken, die eine Schadensortung erlauben. Sie stellt fest, dass in der Differenzkurve am Schaden stets ein lokaler Extremwert auftritt. Mit Hilfe dieser Beobachtung wird hier nun versucht, den Schaden SZ 2 zu lokalisieren. Bei Ansatz der zweiten Eigenform ergeben sich dabei drei mögliche Schadensstellen ($x = 13 \text{ m}$, 25 m , 37 m), eine weitere Eingrenzung mit den anderen beiden Eigenformen schlägt jedoch fehl. Bei Ansatz der Grundswingungsform tritt an der Schadensstelle überhaupt kein lokales Extremum auf, da die Messungenauigkeit die geringe Änderung infolge des Schadens überdeckt. Mit der dritten Eigenform folgen insgesamt acht lokale Extrema, u. a. an den drei bereits erwähnten Stellen.

[Ho/Ewins 2000] gehen bei der Ermittlung der Nachgiebigkeitsmatrizen sehr pragmatisch vor. Da sich die Eigenfrequenzen durch einen Schaden nur relativ schwach ändern und zudem eine deutliche Temperaturabhängigkeit aufweisen, streichen sie den Nenner in Gleichung 2-21. Ferner verwenden Ho/Ewins die auf den Wert 1,0 normierten Eigenformen. Da auch sie nur die Hauptdiagonalen der anteiligen Nachgiebigkeitsmatrizen betrachten, werden im Endeffekt an jedem Messpunkt die quadrierten Eigenformwerte des geschädigten und ungeschädigten Systems voneinander subtrahiert. Dieser Vorschlag wird hier nicht aufgegriffen, da es sich strenggenommen lediglich um eine Modifikation der bereits vorgestellten Eigenformmethode handelt.

Neben der Betrachtung einzelner Einträge der Nachgiebigkeitsmatrix ist es auch möglich, durch zeilenweise Summation die Biegelinie unter einer Gleichlast zu berechnen und deren Veränderung zur Erkennung von Systemmodifikationen zu nutzen (vgl. [Zhang/Aktan 1995]). Abbildung 4-22 zeigt für das zweite Schadensszenario den Betrag der Differenz bei Ansatz aller drei Eigenformen, wobei der Vergleich mit der messbedingten Streuung auch in diesem kritischen Schadensfall zu einem deutlichen Alarm führt.

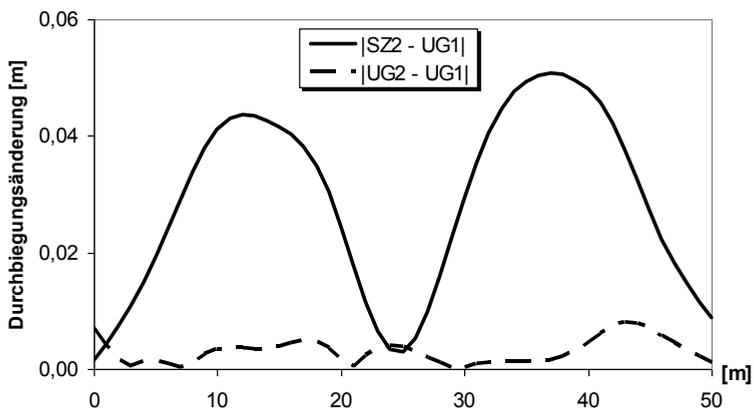


Abb. 4-22 Veränderung der Biegelinie unter einer Gleichlast von 1 MN an jedem Messpunkt, Vergleich mit der messbedingten Streuung

4.12 Steifigkeitsmatrix

Wie Gleichung 3-3 zeigt, kann man mit den modalen Parametern auch die Steifigkeitsmatrix berechnen. Da die hohen Eigenformen nicht messbar sind, führt dies jedoch zu einem sehr ungenauen Ergebnis. Dennoch wird im Folgenden der Begriff „Steifigkeitsmatrix“ beibehalten. Vereinfachend streichen [Jauregui/Farrar 1996a] die Massenmatrix in 3-3, was konsistent zu einer Normierung der Eigenformen mit der Einheitsmatrix ist. Eine bemerkenswerte Veränderung der Massenmatrix ist sowieso nur bei einer wesentlichen Brückenschädigung zu erwarten. Ein derartiger Schaden kommt jedoch selten vor und fällt bei einer visuellen Inspektion im Regelfall sofort auf. Jauregui/Farrar bilden die Differenzmatrix

$$\underline{\Delta K} = \underline{K}_u - \underline{K}_g \quad (4-9)$$

und multiplizieren diese mit der i -ten Eigenform des geschädigten Systems, woraus der i -te Schadensvektor folgt:

$$\underline{D}_i = \underline{\Delta K} \cdot \hat{\underline{A}}_{i,g} \quad (4-10)$$

Dieser wird bereits in [Zimmerman/Kaouk 1994] erwähnt – allerdings im Rahmen einer modellbasierten Vorgehensweise. Er entspricht dem modalen Kraftresiduum, das man erhält, wenn man das Eigenwertproblem 2-8 für das geschädigte System g folgendermaßen anschreibt (siehe auch [Ren et al. 2003]):

$$\underline{R}_i = (-\omega_{i,g}^2 \cdot \underline{M} + \underline{K}_u) \cdot \hat{\underline{A}}_{i,g} = \underline{\Delta K} \cdot \hat{\underline{A}}_{i,g} \quad (4-11)$$

Hier sind im ungeschädigten und geschädigten Zustand jeweils drei Eigenformen zur Bildung der Steifigkeitsmatrix verfügbar, wobei gerade die dominierende dritte Eigenform von allen drei Schadensfällen kaum betroffen ist. Unter den vorliegenden Randbedingungen fällt die Prognose für die Effektivität der beschriebenen Methode demnach eher dürrtig aus, zumal die Messungenauigkeit der dritten Eigenform bei einer praktischen Anwendung u. U. deutlich über derjenigen der ersten und zweiten Eigenform liegt. Aus diesen Gründen werden hier lediglich die ersten beiden Eigenformen herangezogen, was grundsätzlich als kritisch zu bewerten ist, da eine Schadensidentifikationsmethode möglichst unabhängig von subjektiven und willkürlich erscheinenden Entscheidungen sein sollte. Die geglätteten, mit der überschätzten Tragwerksmasse normierten Eigenformen werden in Gleichung 3-3 in der Einheit [m] angesetzt und die Massenmatrix wird gestrichen. Die entsprechenden Ergebnisse sind in Abbildung 4-23 dargestellt. Da bei dieser Methode auch die Frequenzänderungen Berücksichtigung finden, ist die Alarmstärke beim kritischen zweiten Schadensszenario ebenfalls ausreichend. Bezüglich einer Schadenslokalisierung sind die Ergebnisse jedoch verwirrend.

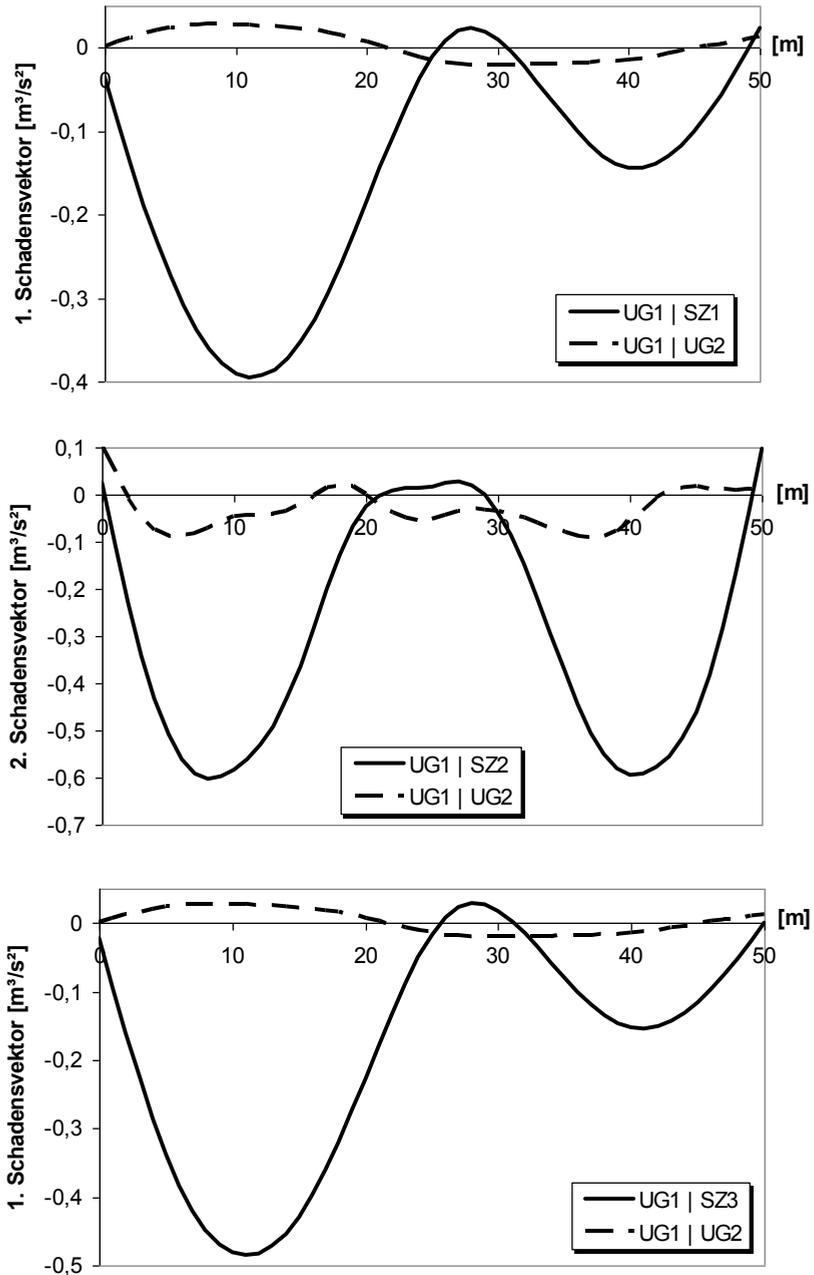


Abb. 4-23 Ergebnisse der Steifigkeitsmethode, Ansatz der ersten beiden Eigenformen

4.13 Mode Shape Slope

[Ho/Ewins 2000] heben die hohe Sensitivität der modalen Krümmungen bzgl. einer lokalen Schädigung hervor (siehe dazu auch Abschnitt 2.4), bemängeln aber gleichzeitig die relativ hohe Ungenauigkeit bei deren Ermittlung. Deshalb schlagen sie als Kompromiss die Verwendung der ersten Ableitung der Eigenform vor und führen den Schadensindikator

$$\Delta\hat{\psi}_i^2 = \hat{\psi}_{i,g}^2 - \hat{\psi}_{i,u}^2 \tag{4-12}$$

ein. Laut ihren Untersuchungen tritt die größte Änderung so häufiger an der tatsächlichen Schadensstelle auf als bei der klassischen Eigenformmethode (Abschnitt 4.6).

Abbildung 4-24 macht deutlich, dass die durch den Schaden SZ 1 induzierte Modifikation des mit dem Mixed Approach ermittelten Neigungsverlaufs die messbedingte Streuung um ein Vielfaches übertrifft. Der betragsmäßig größte Wert aus Gleichung 4-12 tritt jedoch am linken Endauflager auf, womit die Schadensortung fehlschlägt. Auch Ho/Ewins stellen fest, dass der Schaden u. U. fälschlicherweise am Eigenformknoten angezeigt wird, und begründen dies mit der relativ schlechten Messqualität dort. Letztere kann hier für das linke Endauflager durchaus bestätigt werden: Leitet man die messfehlerfreien Eigenformen mit dem Vorwärtsdifferenzenquotienten (siehe z. B. [Koch/Stämpfle 2013])

$$\psi_k \approx \frac{\Phi_{k+1} - \Phi_k}{l} \tag{4-13}$$

ab, ergibt sich lediglich eine vergleichsweise geringe Änderung von 0,001 % (statt 0,0023 %). An diesem Beispiel kann man zudem erkennen, weshalb auch Gleichung 4-12 die Voraussetzungen einer verlässlichen Lokalisierungsmethode nicht erfüllt. Die größte Amplitude der Grundschwingungsform befindet sich sowohl vor, als auch nach der Schädigung im Mittelpunkt des betroffenen Bereichs ($x = 12$ m), d. h. die erste Ableitung ist dort in beiden Fällen gleich null.

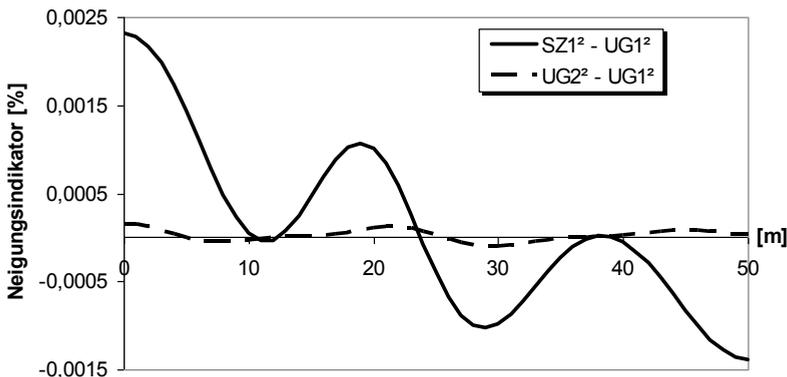


Abb. 4-24 Änderung des Quadrates der ersten Ableitung der Grundschwingungsform infolge des Schadens SZ 1, Vergleich mit der messbedingten Streuung

Die Analyse des zweiten Schadensszenarios SZ 2 gestaltet sich auch mit der zweiten Eigenform, deren Frequenz am stärksten abfällt, problematisch (Abbildung 4-25). Das *Noise-Level* ist hier mit einem betragsmäßigen Maximalwert von 0,0018 % am linken Endauflager deutlich erhöht. Dies liegt daran, dass die Anwendung des Mixed Approach bei der zweiten Eigenform die meisten Schwierigkeiten bereitet. Die Penalty-Faktoren sind hier am geringsten und führen bei einer Erhöhung dazu, dass die geglättete Eigenform am Mittelaufleger nicht mehr in den Messwerten liegt. Da im gerissenen Bereich $x = 22$ m bis $x = 28$ m nur eine schwache Änderung zwischen der Messung UG 1 und der Messung SZ 2 auftritt, die gleich von mehreren Peaks übertroffen wird, ist das Lokalisierungsergebnis ebenfalls ungünstig.

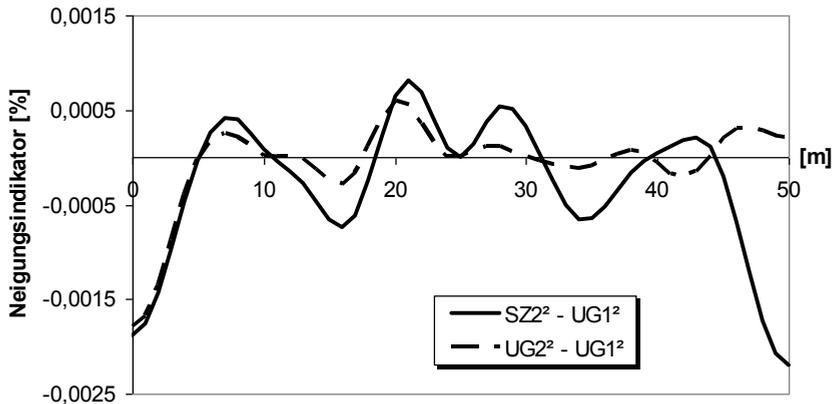


Abb. 4-25 Änderung des Quadrates der ersten Ableitung der zweiten Eigenform infolge des Schadens SZ 2, Vergleich mit der messbedingten Streuung

4.14 Modale Krümmungen

Bereits in der Publikation [Pandey et al. 1991] wird vorgeschlagen, die Krümmungsverläufe der Biegeeigenformen zur Feststellung und Lokalisierung von Schäden heranzuziehen. Die Autoren erstellen das FE-Modell eines Kragarms bzw. eines gelenkig gelagerten Einfeldträgers und reduzieren jeweils die Biegesteifigkeit eines der 20 Balkenelemente um 50 %. Sie normieren alle Eigenformen bzgl. der Massenmatrix und ermitteln die modalen Krümmungsverläufe durch numerische Differentiation mit Gleichung 2-24. Pandey et al. stellen fest, dass diese in der geschädigten Zone eine viel stärkere Änderung erfahren als in den restlichen Balkenelementen, was bei den unbearbeiteten Eigenformen nicht der Fall ist.

Auch hier wird nun der Betrag der Differenz zwischen der modalen Krümmung im geschädigten Zustand und derjenigen im ungeschädigten Zustand betrachtet:

$$\Delta \hat{\kappa}_i = \left| \hat{\kappa}_{i,g} - \hat{\kappa}_{i,u} \right| \quad (4-14)$$

Für den ersten Schadensfall zeigt Abbildung 4-26 den zur laut Tabelle 4-2 und Tabelle 4-3 stark betroffenen Grundschwingungsform gehörenden Verlauf. Das Schaubild bestätigt nachdrücklich, dass eine Veränderung des Systems stattgefunden haben muss, kann die hohen Erwartungen bzgl. einer Lokalisierung des Problems jedoch nicht erfüllen. Neben dem tatsächlichen Schaden werden weitere Schädigungen über dem Mittelaufleger und im rechten Feld vermutet. Letzteres kann als Schadensort ausgeschlossen werden, da der Betrag der Krümmung durch den Schaden dort abnimmt. Eine weitere Eingrenzung ist durch eine Kombination mit der Eigenfrequenzmethode, d. h. mit Abbildung 4-10 möglich. Da die zweite Eigenfrequenz schwächer abfällt als die erste, ist ein ernsthafter Schaden am Mittelaufleger unwahrscheinlich. Ursächlich für die enttäuschenden Ergebnisse aus Abbildung 4-26 sind die Messungenauigkeiten, die durch das zweimalige Ableiten verstärkt werden und auch nach der Glättungsoperation noch zu einem gewissen Grad vorhanden sind. Die Randbedingungen sind hier deutlich ungünstiger als im Beispiel aus Abschnitt 2.4, bei dem nur eine Sinushalbwellen an 51 Punkten abgetastet wird.

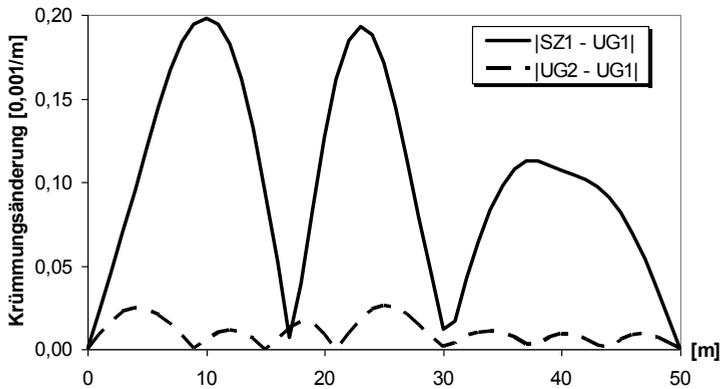


Abb. 4-26 Änderung der Krümmung der ersten Eigenform infolge des Schadens SZ 1, Vergleich mit der messbedingten Streuung

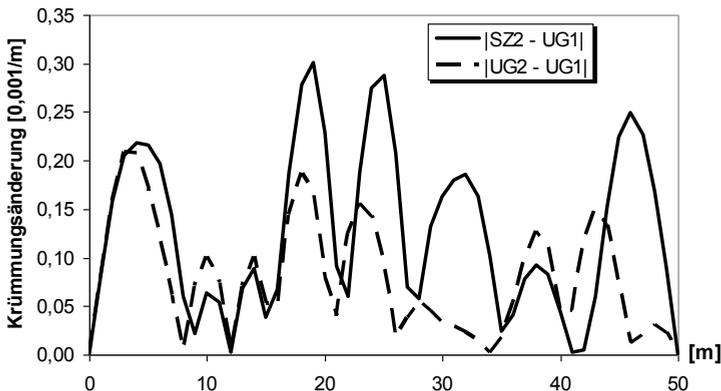


Abb. 4-27 Änderung der Krümmung der zweiten Eigenform infolge des Schadens SZ 2, Vergleich mit der messbedingten Streuung

Dementsprechend sind auch die Ergebnisse für den zweiten Schadensfall nicht zufriedenstellend (Abbildung 4-27). Aufgrund der bereits erwähnten Probleme bei der Glättung der zweiten Eigenform, i. e. die vergleichsweise „unrunde“ Form der Ableitungen und die unvollständige Erfassung der Krümmungsspitze, übertrifft das Signal kaum die messbedingte Streuung. Selbst wenn man einen Schaden vermutet, wird dieser mit dem vorliegenden Schaubild wohl kaum ausschließlich dem Bereich am Pfeiler zugeordnet. Die mit einem Maximum von $0,21 \text{ ‰ m}^{-1}$ relativ große Differenz zwischen UG 2 und UG 1 unterstreicht die Schwierigkeiten bei der Ermittlung der Krümmung der zweiten Eigenform. Im Vergleich dazu liegt das Noise-Level in Abbildung 4-26 mit einem Höchstwert von $0,03 \text{ ‰ m}^{-1}$ in einem sehr niedrigen Bereich. Dies erklärt auch, warum die Verwendung der zweiten Eigenform beim ersten Schadensszenario ein fast doppelt so hohes Signal liefert wie die Verwendung der Grundswingungsform – natürlich bei einem viel geringeren Signal-Rausch-Verhältnis.

Das Potential dieses Verfahrens wird deutlich, wenn man die messfehlerfreien Eigenformen einer zweifachen numerischen Differentiation unterzieht. Dann verursacht der Schaden SZ 1 bei der Grundswingungsform im gerissenen Bereich einen rund 50-prozentigen Krümmungsanstieg von ca. $1,2 \text{ ‰ m}^{-1}$ auf $1,8 \text{ ‰ m}^{-1}$, was die hohe Sensitivität der modalen Krümmungen gegenüber einer lokalen Schädigung eindrucksvoll demonstriert (Abbildung 4-28). Im Vergleich dazu zeigt Abbildung 4-26 an der Stelle $x = 12 \text{ m}$ einen eher mäßigen Anstieg um ca. $0,2 \text{ ‰ m}^{-1}$. Dies macht deutlich, dass die reichhaltigen Informationen, die in den Eigenformen stecken, durch den Messfehler überdeckt werden und nur teilweise reproduzierbar sind (vgl. Abbildung 2-7). Während die Ergebnisse des Mixed Approach die eher „runde“ Änderung der Eigenform nahezu vollständig wiedergeben, wird der lokal scharfe Krümmungsanstieg hier nur zu etwa einem Drittel erfasst, was [Maeck 2003] als *Locking* bezeichnet. Eine starke Reduktion der Penalty-Faktoren bringt in dieser Hinsicht kaum eine Verbesserung und führt zu einer deutlichen Verstärkung der Streuung zwischen UG 1 und UG 2. Bei höheren Biegeeigenformen $i > 3$ stellt die Bestimmung von verwertbaren Krümmungsverläufen unter realen Messbedingungen selbst bei einem dichteren Sensornetz vermutlich eine große Herausforderung dar. Bei der Interpretation von Abbildung 4-28 fällt zudem auf, dass die Differenz am Mittelaufleger ungleich null ist. Demnach verschiebt der exzentrische Schaden die Krümmungsnulstelle, was den Erwartungen entspricht. Bezüglich der Möglichkeit einer Schadensortung bestätigt dieses Schaubild die Beobachtungen von Pandey et al. und ist demnach sehr positiv zu bewerten. Auch ohne Basismessung würde man bei Betrachtung des Krümmungsverlaufs der Eigenform des geschädigten Systems auf die richtige Schadensstelle schließen. Dieses Vorgehen führt jedoch bei einem komplizierten System, welches bereits im planmäßigen Zustand einen veränderlichen Biegesteifigkeitsverlauf z. B. infolge einer Voutung oder regulären Rissbildung aufweist, selbst bei einer messfehlerfreien Messung nicht zum Ziel.

Auch der zweite Schadensfall wird nun unter der Annahme einer exakten Messung analysiert. Dabei kommt die zweite Eigenform zum Einsatz (Abbildung 4-29), deren Frequenz am stärksten abfällt. Folglich liegt der Schaden im Bereich der maximalen Krümmung im ungeschädigten Zustand (siehe Abbildung 4-11), weshalb das Verhältnis zwischen der größten Krümmungsänderung und dieser Maximalkrümmung

einen beachtlichen Wert annimmt. Dementsprechend ist eine Modifikation des Verlaufs deutlich erkennbar. Auch in diesem Schadensbeispiel gelingt die Lokalisierung, wobei der Verlauf nicht ganz so eindeutig ist wie in Abbildung 4-28. Ein Vergleich der größten Änderungen ergibt hier einen geringeren Wert von $0,4 \text{ ‰ m}^{-1} < 0,6 \text{ ‰ m}^{-1}$. Die Gründe dafür sind zum einen der schwächere Abfall der Biegesteifigkeit und zum anderen die stärkere Abnahme des mit Gleichung 2-22 berechneten pseudostatischen Momentes an der Schadensstelle. Dies führt neben den Schwierigkeiten bei der Glättung der zweiten Eigenform zu den relativ ungünstigen Voraussetzungen bei der Analyse des Schadensszenarios SZ 2.

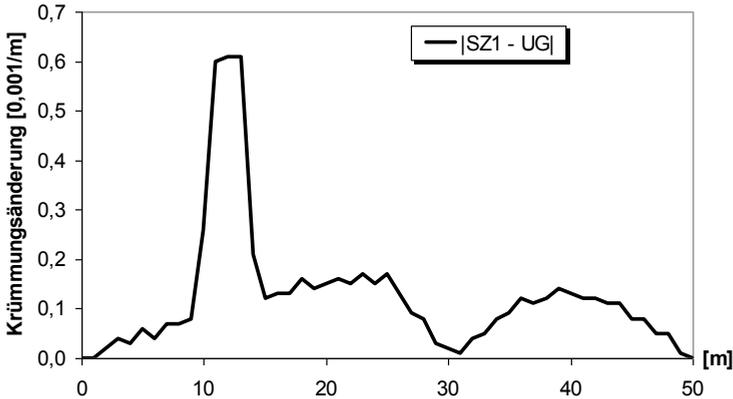


Abb. 4-28 Änderung der Krümmung der messfehlerfreien ersten Eigenform infolge des Schadens SZ 1

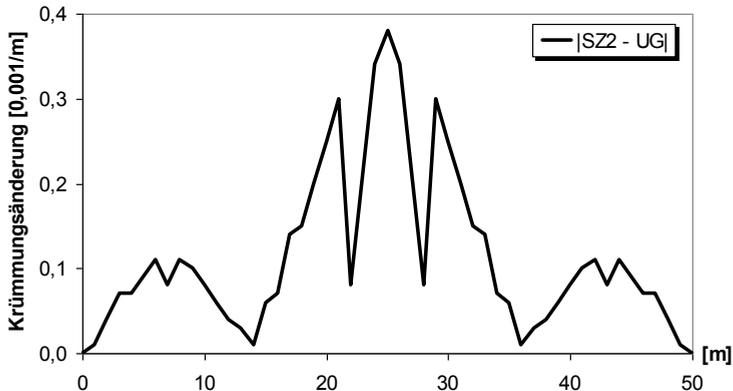


Abb. 4-29 Änderung der Krümmung der messfehlerfreien zweiten Eigenform infolge des Schadens SZ 2

Die Signalstärke, die von der Grundswingungsform im zweiten Schadensfall angeboten wird, ist bei einem Maximalwert von $0,1 \text{ ‰ m}^{-1}$ im Vergleich zu den $0,6 \text{ ‰ m}^{-1}$ im ersten Schadensfall erwartungsgemäß gering. [Stewering 2008] beobachtet einen nahezu linearen Zusammenhang zwischen der ursprünglichen Krüm-

mung an einer Stelle x und deren Änderung bei einer lokalen Steifigkeitsreduktion an dieser Stelle. Dementsprechend ist eine Schädigung am gelenkigen Endauflager auf diese Weise nicht erkennbar (vgl. [Alvandi/Cremona 2006]). Die geringen Änderungen werden durch den Messfehler verdeckt.

Bei der Lokalisierung des Schadens SZ 3 liefert die dritte Eigenform bei Ausklammerung der Messungenauigkeit erstaunlicherweise den günstigsten Verlauf (Abbildung 4-30). Die Krümmungsänderungen treten hier sehr konzentriert an den Schadensstellen auf, was sich mit einer pseudostatischen Betrachtung erklären lässt: Da sowohl die Eigenfrequenz als auch die Eigenform nahezu gleich bleiben, kann lediglich eine Momentenumlagerung infolge der veränderten Steifigkeitsverhältnisse für eine Modifikation des modalen Momentenverlaufs sorgen. Diese ist jedoch gering, da die beiden Schäden jeweils an einer Nullstelle des ursprünglichen Verlaufs liegen. Dementsprechend treten die Krümmungsänderungen nach Gleichung 2-23 nur lokal an den Schadensstellen auf und die multiple Schädigung spiegelt sich eindeutig wieder, wobei die absoluten Änderungen mit einem Maximum von rund $1,0 \text{ ‰ m}^{-1}$ beachtlich sind. Dies liegt daran, dass die massennormierten Krümmungen im ungeschädigten Zustand bereits $2,5 \text{ m}$ neben der Nullstelle Werte erreichen, welche die globalen Maximalkrümmungen der ersten, und sogar der zweiten Eigenform übertreffen. Dennoch muss diese Beobachtung relativiert werden, da die größte Krümmung der dritten Eigenform im ungeschädigten Zustand rund 5 ‰ m^{-1} beträgt. Die beiden Verläufe des ungeschädigten und geschädigten Systems unterscheiden sich demnach kaum voneinander. Generell gilt es anzumerken, dass die dritte Eigenform bei der Schadensanalyse hier unbrauchbar ist, da sie von allen drei Schadensfällen aufgrund deren Lage an Krümmungsnullstellen kaum betroffen ist. Der geringe Informationsgehalt wird durch die Messabweichungen überdeckt, die unter realen Messbedingungen u. U. deutlich über denen der ersten beiden Eigenformen liegen können. Es sei angemerkt, dass die massennormierten Krümmungen an der (den) Schadensstelle(n) bei Ausklammerung der Messungenauigkeit wie erwartet betragsmäßig immer zunehmen. Dies gilt für sämtliche berücksichtigten Eigenformen bzw. untersuchten Schadensfälle.

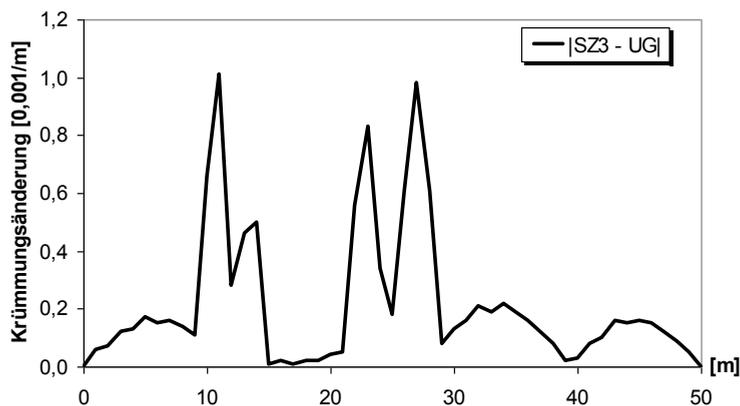


Abb. 4-30 Änderung der Krümmung der messfehlerfreien dritten Eigenform infolge des Schadens SZ 3

Nun steht die Frage im Vordergrund, inwieweit ein engeres Messnetzraster mit einer reduzierten Elementlänge von 50 cm die Ergebnisse verbessert. Die Verunreinigung der FE-Ergebnisse an den 101 Messpunkten erfolgt wieder auf die in Abschnitt 4.3 beschriebene Weise. Bei der Glättung der Eigenformen können bzw. müssen die Penalty-Faktoren nun sehr stark erhöht werden, da sich ansonsten unbrauchbare Krümmungsverläufe ergeben. Analysiert wird der kritische Schadensfall SZ 2 unter Verwendung der zweiten Eigenform (siehe Abbildung 4-31). Die betragsmäßige Differenz zwischen den Messungen SZ 2 und UG 1 spiegelt dabei den genauen Verlauf aus Abbildung 4-29 nahezu exakt wieder. Da für die Glättung doppelt so viele Informationen zur Verfügung stehen wie beim ursprünglichen Sensornetz, können noch genauere Eigenformen ermittelt werden, weshalb der Krümmungsanstieg am Mittelaufleger besser erfasst und das Noise-Level stark reduziert wird. Bei einem dichten Messnetz und einer möglichst exakten Identifikation der Eigenformen, z. B. durch Mittelung der Ergebnisse aus mehreren Messungen, lässt sich das Potential der modalen Krümmungen ausschöpfen. Werden diese weiter verarbeitet, sind abermalige Verbesserungen möglich, was später bei der Vorstellung der Schadensindex-Methode demonstriert wird (Abschnitt 4.17).

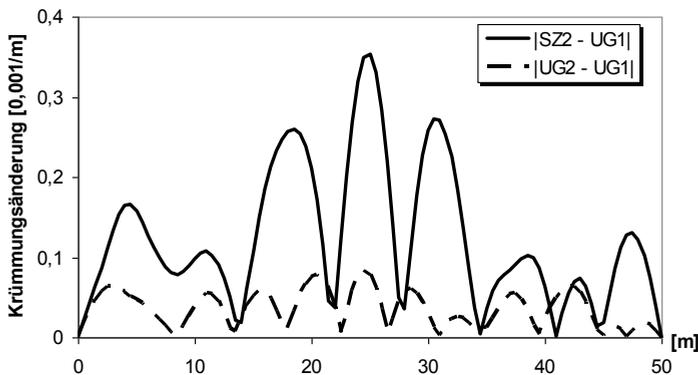


Abb. 4-31 Änderung der Krümmung der zweiten Eigenform infolge des Schadens SZ 2 (101 Messpunkte), Vergleich mit der messbedingten Streuung

4.15 Modifizierter Laplace-Operator

[Ratcliffe 1997] schlägt eine spezielle Lokalisierungsmethode vor und berechnet dazu zunächst mit der numerischen Differentiation 2-24 den Verlauf der zweiten Ableitung der Eigenform, wobei er den Nenner streicht und die allgemeine Bezeichnung „Eindimensionaler Laplace-Operator“ wählt:

$$LA_k = \varphi_{k-1} - 2 \cdot \varphi_k + \varphi_{k+1} \quad (4-15)$$

Im Anschluss daran bestimmt er für jeden Messpunkt k den Wert eines lokalen kubischen Polynoms

$$y_k = a_0 + a_1 \cdot x_k + a_2 \cdot x_k^2 + a_3 \cdot x_k^3 \quad (4-16)$$

dessen Koeffizienten mit den jeweils vier benachbarten Stützstellen LA_{k-2} , LA_{k-1} , LA_{k+1} und LA_{k+2} ermittelt werden. Der „Modifizierte Laplace-Operator“ ergibt sich schließlich zu

$$MLA_k = y_k - LA_k \quad (4-17)$$

Ratliffe kann damit einen Sägeschnitt in einer Stahlplatte auch ohne Referenzmessung an der ungeschädigten Struktur orten.

Ein Nachteil dieser Vorgehensweise wird deutlich, wenn man die messfehlerfreie zweite Eigenform im geschädigten Zustand SZ 1 heranzieht. Abbildung 4-32 zeigt den entsprechenden Verlauf, wobei an den beiden Endauflagern jeweils drei Messpunkte ausgespart und somit insgesamt 45 lokale Polynome berechnet wurden. Das Signal steigt im gerissenen Bereich zwar deutlich an, jedoch vermutet man einen zweiten, noch stärkeren Schaden am Mittelaufleger. Eine Erklärung für diesen Effekt liefert Abbildung 4-33, bei dem die zweite Eigenform des ungeschädigten Systems betrachtet wird. Der Indikator springt offensichtlich auf steile Krümmungsanstiege an, wobei es unerheblich ist, ob diese durch einen Schaden entstanden oder regulärer Natur sind. Zur Feststellung eines Schadens scheint die Methode ebenfalls nicht geeignet zu sein: Betrachtet man die zweite Eigenform im geschädigten Zustand SZ 2, fällt der Maximalwert am Mittelaufleger von 0,37 mm auf 0,36 mm ab.

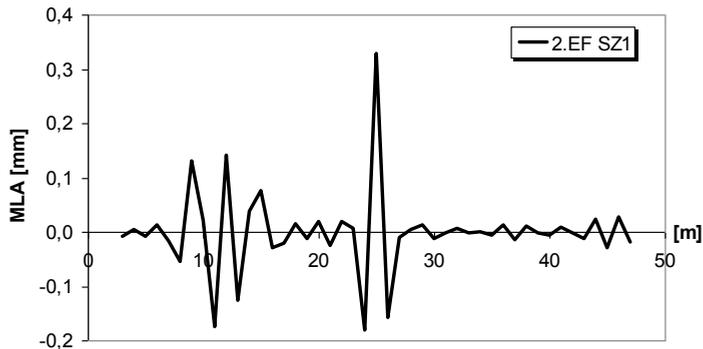


Abb. 4-32 Differenzfunktion der messfehlerfreien zweiten Eigenform im Zustand SZ 1

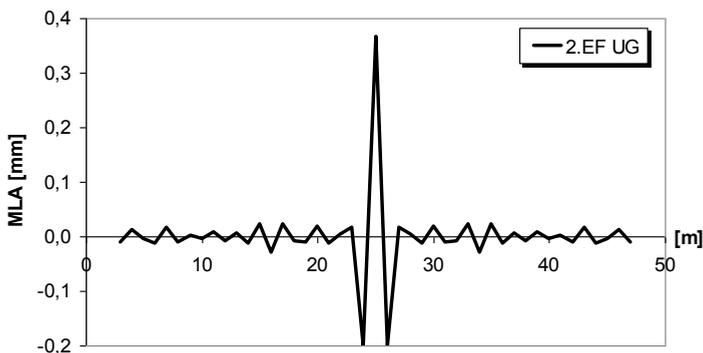


Abb. 4-33 Differenzfunktion der messfehlerfreien zweiten Eigenform im Zustand UG

Bei Berücksichtigung der unvermeidbaren Messungenauigkeit fallen die Ergebnisse allesamt negativ aus. Exemplarisch zeigt Abbildung 4-34 den verwirrenden Verlauf bei Ansatz der geglätteten Grundswingungsform im Schadenszenario SZ 1. In dem Zeitschriftenartikel von [Radziński et al. 2011] wird der Versuch beschrieben, einen Sägeschnitt in einem eingespannten Aluminiumstab zu lokalisieren. Auch dort haben die Autoren mit dieser Methode keinen Erfolg.

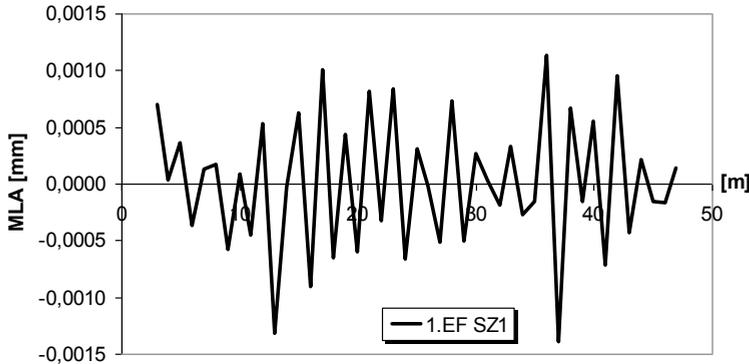


Abb. 4-34 Differenzfunktion der geglätteten Grundswingungsform im Zustand SZ 1

4.16 Krümmung der Biegelinie unter Gleichlast

[Zhang/Aktan 1995] kalibrieren ein lineares FE-Modell einer Stahlverbundbrücke an die gemessenen Eigenfrequenzen und Eigenformen und setzen danach zur Schadenssimulation den E-Modul lokal herab. Sie ermitteln mit den Modalparametern für jeden Hauptträger jeweils den Krümmungsverlauf unter Gleichlast im ursprünglichen sowie modifizierten Zustand und stellen fest, dass die mit Abstand größte Änderung im geschädigten Bereich des betroffenen Trägers auftritt.

Die Effektivität dieser Methode wird nun auch am hier betrachteten Brückenmodell getestet. Dazu ist im ersten Schritt die Nachgiebigkeitsmatrix des ungeschädigten bzw. des geschädigten Systems mit Gleichung 2-21 zu berechnen, wobei jeweils drei „gemessene“ Eigenfrequenzen und Eigenformen zur Verfügung stehen. Letztere kommen ohne vorherige Glättung zum Einsatz. Im nächsten Schritt werden die Matrixeinträge mit dem Faktor 1.000 multipliziert und zeilenweise aufaddiert. Das Ergebnis ist die rechnerische Biegelinie in [m] unter einer Gleichstreckenlast von 1 MN/m, bzw. genauer gesagt unter Einzellasten von je 1 MN an jedem Messpunkt. Aufgrund der fehlerhaften Massennormierung sind die Durchbiegungswerte um 5 % zu gering, was auf die Schadensanalyse jedoch – wie bereits erwähnt – keinen Einfluss hat. Mit dem Mixed Approach erfolgt dann die Glättung der ermittelten Biegelinien und die Berechnung der zugehörigen Krümmungsverläufe, wobei an den beiden Endauflagern die Randbedingung $\kappa = 0$ zum Ansatz kommt. Aufgrund der Ähnlichkeit der Verformungsfiguren mit der zweiten Eigenform sind auch hier relativ geringe Penalty-Faktoren zu wählen. Im letzten Schritt wird an jedem Messpunkt die Differenz zwischen den Krümmungen vor und nach Eintritt des Schadens bestimmt

und entlang der Brückenlängsachse betragsmäßig angetragen. Es sei angemerkt, dass neben der dritten Eigenform auch die erste Eigenform bei der Berechnung der Biegelinie des ungeschädigten Systems UG wegen dessen Symmetrie keinen Beitrag liefert, was untypisch für die Verwendung einer Nachgiebigkeitsmatrix ist. Dennoch sind immer alle drei identifizierten Eigenformen zu berücksichtigen, da sonst z. B. beim geschädigten System SZ 1 die Durchbiegung im rechten Feld größer wäre als im linken.

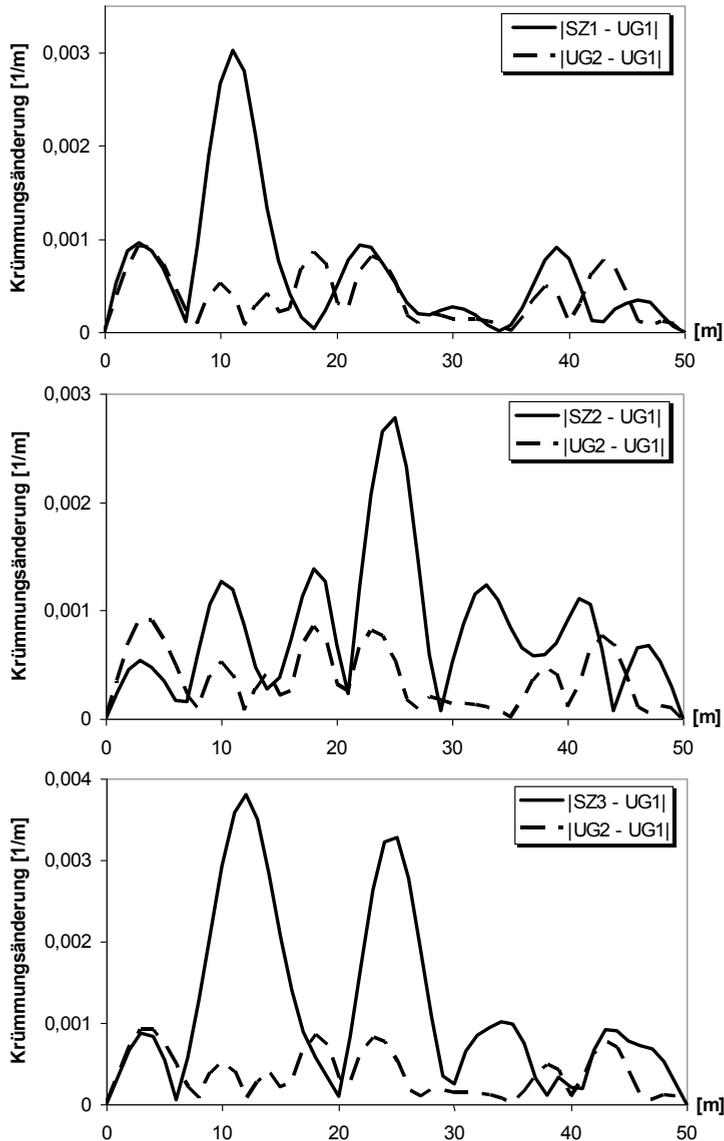


Abb. 4-35 Veränderung der Krümmung der Biegelinie unter Gleichlast (1 MN/m), Vergleich mit der messbedingten Streuung

Abbildung 4-35 zeigt die entsprechenden Verläufe für die drei Schadensszenarien. Die Schaubilder verursachen in sämtlichen Fällen ein deutliches Alarmsignal und führen auch im kritischen Schadensfall SZ 2 bzw. bei der multiplen Schädigung SZ 3 zu einer treffsicheren Lokalisierung der gerissenen Bereiche. Bei einem statisch bestimmten System sind die Werte in den ungeschädigten Zonen bei idealen Messbedingungen sogar gleich null und eine direkte Quantifizierung des lokalen Steifigkeitsabfalls über die Krümmungszunahme wäre möglich. Zur Verdeutlichung der Sensitivität des vorgestellten Indikators zeigt Abbildung 4-36 die Krümmungsverläufe der Messungen UG 1, UG 2 und SZ 3.

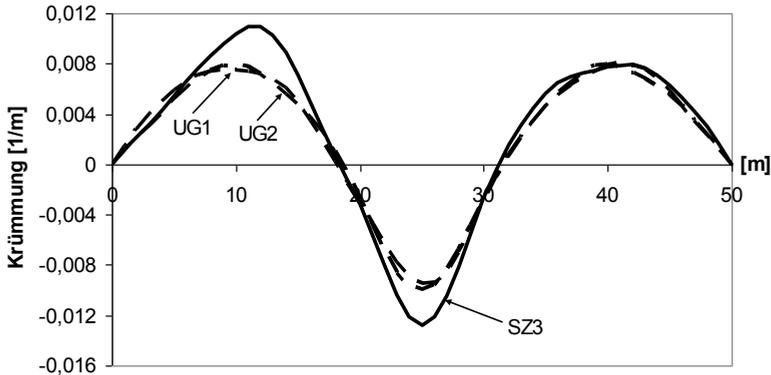


Abb. 4-36 Krümmungsverläufe in den Messungen UG 1, UG 2 und SZ 3

Wie bereits erwähnt, erfährt im Schadensfall SZ 2 nur die zweite Eigenform eine erkennbare Veränderung. Bei alleinigem Ansatz dieser Eigenform folgt ein ähnliches Schaubild wie in Abbildung 4-35, d. h. die Berücksichtigung von unbeeinflussten Schwingungsformen verschlechtert das Ergebnis nicht. Ein weiterer Vorteil dieses Verfahrens ist, dass auch ein globaler Steifigkeitsabfall aufgrund der Erfassung der Eigenfrequenzänderungen einen Alarm auslöst, während ein derartiger Schaden z. B. bei Verwendung der modalen Krümmungen unerkannt bleibt. Ungünstig ist sicherlich die Notwendigkeit einer Massennormierung, die man durch eine Normierung bzgl. der Einheitsmatrix umgehen könnte. In einem solchen Fall werden natürlich rein fiktive Biegelinien ermittelt, wobei mit der dynamisch gemessenen Nachgiebigkeitsmatrix sowieso keine Durchbiegungen unter beliebigen statischen Lasten berechenbar sind (siehe Anmerkungen zu Gleichung 2-21). Außerdem fällt bei der Analyse des asymmetrischen Schadens SZ 1 auf, dass der Abstand zwischen dem Signal $|SZ 1 - UG 1|$ und dem Noise-Level $|UG 2 - UG 1|$ geringer ist als bei Verwendung des zur Grundschwingungsform gehörenden Krümmungsverlaufes (vgl. Abbildung 4-26), was an der Ähnlichkeit der Biegelinie unter Gleichlast mit der zweiten Eigenform liegt. Die Schwierigkeiten bei der Glättung einer derartigen Verformungsfigur wurden bereits ausführlich diskutiert. Des Weiteren hat auch diese Methode den Nachteil, dass man bei Betrachtung des jeweiligen Signals neben dem tatsächlichen Schaden prinzipiell auch weitere flachere Peaks als Schaden interpretieren könnte, wobei diese den natürlichen Streubereich hier nur leicht überragen. Im Gegensatz zur später vorgestellten Schadensindex-Methode ist kein Grenzwert ver-

füßbar, der anzeigt, ab wann in etwa ein Defekt vorliegt – ein Manko, das bereits [Jauregui/Farrar 1996b] erwähnen. Meines Erachtens ist eine modalbasierte Schadenslokalisierung jedoch generell als nützliche Hilfestellung und nicht als ultimatives Entscheidungskriterium zu verstehen. Im vorliegenden Fall stellt sich beispielsweise die Frage, ob die Rissbildung am Mittelaufleger von unten sichtbar wäre. Aufgrund der Vorspannung liegt die Nulllinie relativ hoch und die Rissbreite an der Risswurzel ist gering. Bei einer großen Plattenbalkenbrücke mit schlaffer Bewehrung wäre eine detaillierte Überprüfung des Risswachstums entlang des gesamten Trägers mit Hilfe eines Linienstärkemaßstabes aufgrund der fehlenden Begehungsmöglichkeit mit einem erheblichen Aufwand verbunden.

4.17 Damage Index Method

Die Publikation [Stubbs et al. 1995] stellt die sogenannte Schadensindex-Methode vor, die sich der modalen Verzerrungsenergie bedient und in der Fachwelt eine große Resonanz erfahren hat. Bei diesem Verfahren ist das Bauteil mit der Gesamtlänge L zunächst in mehrere Elemente aufzuteilen, wobei jedes Element s von den Grenzen x_{s-1} sowie x_s eingeschlossen wird. Mit den Krümmungen der Eigenform i des ungeschädigten Systems u und den zugehörigen Krümmungen des geschädigten Systems g erfolgt dann die Berechnung der Schadensindizes:

$$\beta_{si} = \frac{\int_{x_{s-1}}^{x_s} \kappa_{i,g}^2 dx + \int_0^L \kappa_{i,g}^2 dx}{\int_{x_{s-1}}^{x_s} \kappa_{i,u}^2 dx + \int_0^L \kappa_{i,u}^2 dx} \cdot \frac{\int_0^L \kappa_{i,u}^2 dx}{\int_0^L \kappa_{i,g}^2 dx} = \frac{\text{NUM}_{si}}{\text{DEN}_{si}} \quad (4-18)$$

Sind jeweils n Eigenformen verfügbar, schlagen Stubbs et al. die Superposition

$$\beta_s = \frac{\sum_{i=1}^n \text{NUM}_{si}}{\sum_{i=1}^n \text{DEN}_{si}} \quad (4-19)$$

vor. Die Elementanzahl entspricht der Anzahl der Schadensindizes, mit deren Mittelwert μ_β und Standardabweichung σ_β eine Normierung entsprechend

$$Z_s = \frac{\beta_s - \mu_\beta}{\sigma_\beta} \quad (4-20)$$

vorgenommen wird. Weitere Erläuterungen und eine anschauliche Herleitung der Formel 4-18 können der Veröffentlichung [Choi et al. 2008] entnommen werden. Stubbs et al. lokalisieren die eingebrachten Schäden mit der Schranke $Z_s \geq 2,0$, wobei eine Anhebung dieses Grenzwertes die Wahrscheinlichkeit erhöht, dass an der (den) angezeigten Stelle(n) auch tatsächlich eine Schädigung vorliegt.

Gleich mehrere Wissenschaftler greifen die Idee einer derartigen elementweisen Berechnung von Schadensindizes mit Hilfe der modalen Krümmungen auf. Nicht alle wenden den angegebenen Algorithmus dabei *sensu stricto* an, sondern es werden z. T. auch Modifikationen vorgenommen. So geben [Jauregui/Farrar 1996a] eine Alternative zur Überlagerung 4-19 an:

$$\beta_s = \sum_{i=1}^n \beta_{si} \quad (4-21)$$

[Alvandi/Cremona 2006] berechnen die Schadensindizes mit

$$\beta_s = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\int_{x_{s-1}}^{x_s} \kappa_{i,g}^2 dx}{\int_{x_{s-1}}^{x_s} \kappa_{i,u}^2 dx} \cdot \frac{\int_0^L \kappa_{i,u}^2 dx}{\int_0^L \kappa_{i,g}^2 dx} \quad (4-22)$$

wobei diese Formel numerische Probleme an der Krümmungsnulstelle vermuten lässt. [Choi et al. 2008] merken an, dass bei einer Superposition gemäß Gleichung 4-19 die höheren Eigenformen stark dominieren, denn diese weisen z. B. bei einer Massennormierung die größten Krümmungen auf. Dementsprechend wird der Beitrag der niedrigsten Eigenformen, die relativ genau messbar sind, unterminiert. Choi et al. schlagen deshalb vor, die angesetzten Krümmungsverläufe auf einen Maximalwert von 1,0 zu normieren.

Hier werden die Schadensindizes mit den Gleichungen 4-18 sowie 4-21 berechnet und die ersten beiden Eigenformen angesetzt. Dabei kürzen sich beliebige Skalierungsfaktoren heraus, d. h. man kann man auf eine Normierung der verschiedenen Eigenformen oder der modalen Krümmungen verzichten. Die Struktur wird in 400 Elemente aufgeteilt und der Krümmungsverlauf zwischen den mit 2-25 ermittelten Knotenwerten (N = 51) linear angenommen. Die Berechnung der normierten Schadensindizes erfolgt dann über Gleichung 4-20. In Abbildung 4-37 sind die Ergebnisse für alle drei Schadensszenarien sowie die zweite Basismessung UG 2 dargestellt, wobei die Messung UG 1 wieder als Referenz fungiert.

Zur Feststellung eines Schadens scheint diese Methode nicht geeignet zu sein, da bei der Gegenüberstellung der beiden Messungen am ungeschädigten System am mittleren Auflager und an der Stelle $x = 43$ m Werte $Z_s \geq 2,0$ erreicht werden. Vergleicht man in einem Gedankenbeispiel den exakten Krümmungsverlauf der zweiten Eigenform mit einem fast identischen Verlauf, der nur an der Stelle $x = 7$ m einen geringen lokalen Fehler von 0,6 % aufweist, beträgt der normierte Schadensindex Z_s an dieser Stelle 8,1, während im Resttragwerk negative Werte auftreten. Die hohe Gefahr eines Fehlalarms ist offensichtlich und somit eignet sich diese Methode hauptsächlich zur Lokalisierung eines Schadens, dessen Existenz bereits bekannt ist. Im vorliegenden Beispiel können durch Herabsetzung des Grenzwertes auf $Z_s = 1,5$ alle drei simulierte Rissbildungen richtig lokalisiert werden. Dagegen führt der Versuch einer Schadensquantifizierung mit Abbildung 4-37 nicht zum Ziel: Der normierte

Schadensindex beträgt 3,4 bei SZ 1 bzw. 3,7 bei SZ 2, erreicht bei SZ 3 jedoch nur Werte von 2,6 sowie 1,7 – trotz identischer Steifigkeitsverluste.

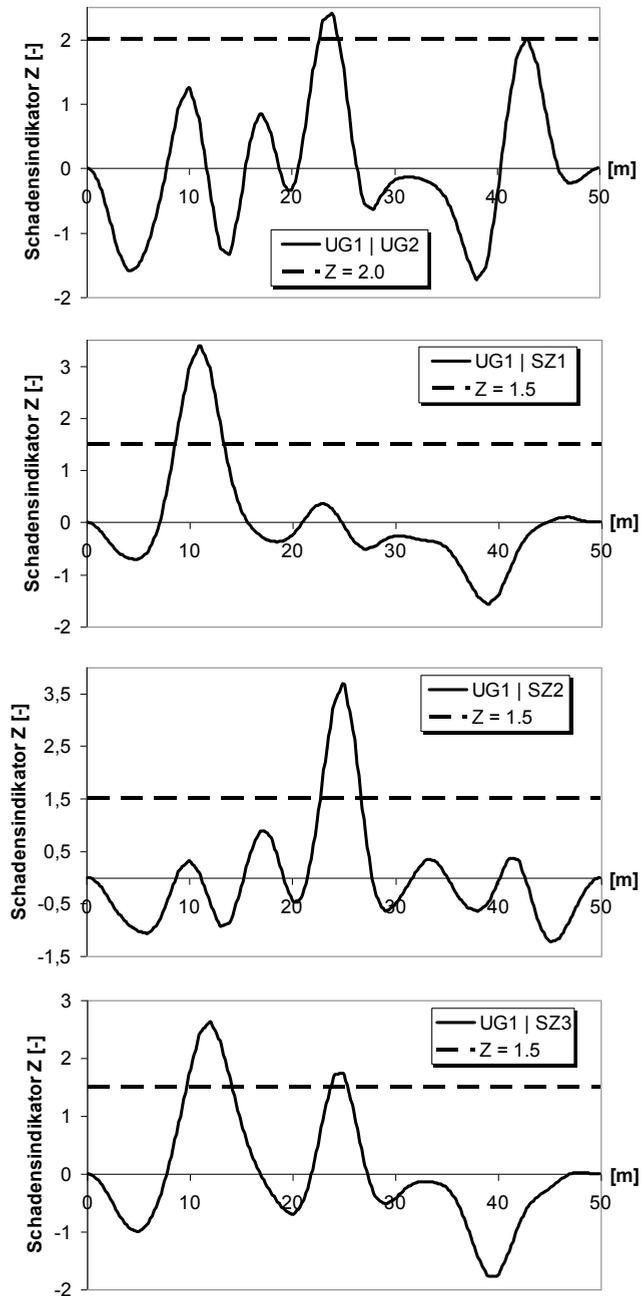


Abb. 4-37 Ergebnisse der Schadensindex-Methode (UG 2, SZ 1, SZ 2 und SZ 3 jeweils mit UG 1 als Referenz), Ansatz der ersten beiden Eigenformen

Neben den sehr guten Lokalisierungsergebnissen ist positiv zu erwähnen, dass sich die Schaubilder nur unwesentlich ändern, wenn die von den Schäden nur schwach betroffene dritte Eigenform mit einbezogen wird. Auch wenn [Stubbs et al. 1995] die Effektivität des Verfahrens an einem einzelnen Riss, ergo einem sehr lokalen Steifigkeitsabfall, demonstrieren und [Ndambi et al. 2002] bei einer verteilten Rissbildung mit dieser Methode keinen Erfolg haben, kann bei der hier vorliegenden Schädigung, die sich z. B. im Szenario SZ 3 auf insgesamt 10 m ausdehnt, durchaus ein positives Fazit gezogen werden. Bei einer derartigen Anwendung scheint jedoch eine Absenkung des Schwellenwertes angebracht.

4.18 Direct Stiffness Calculation

[Maeck/De Roeck 1999] schlagen ein spezielles Verfahren vor, das neben der Feststellung und Lokalisierung eines Schadens auch eine Aussage über dessen Ausmaß ermöglicht. Dazu werden zunächst mit der Gleichung 2-22 die modalen Trägheitskräfte berechnet und an der Struktur angetragen, woraus bei dem hier vorliegenden Balkenmodell aus Abbildung 4-3 ein Momentenverlauf folgt. Mit den modalen Krümmungen lässt sich schließlich über Gleichung 2-23 die dynamische Biegesteifigkeit $EI(x)$ ermitteln. Bei statisch unbestimmten Systemen ist das Moment $M(x)$ wiederum von der Steifigkeitsverteilung abhängig, was ein iteratives Vorgehen erfordert. In [Maeck 2003] wird die Direct Stiffness Calculation zunächst in einem numerischen Beispiel unter Berücksichtigung einer simulierten Messungenauigkeit und danach an mehreren statisch geschädigten Laborbalken sowie an zwei künstlich geschädigten Spannbetonbrücken getestet. Maeck stellt dabei fest, dass das Verfahren bereits mit einfachen FE-Balkenmodellen zuverlässige Ergebnisse liefert und ohne die Erstellung eines sehr detaillierten Modells auskommt.

Unter Vernachlässigung der Messabweichungen wird am Modell SZ 3 zunächst das große Potential der vorgestellten Methode verdeutlicht (Abbildung 4-38), die neben der Änderung der modalen Krümmung auch die Änderung des modalen Biegemomentes berücksichtigt. Im ersten Versuch findet die Grundswingungsform Verwendung, wobei an den Nullstellen der mit Gleichung 2-24 ermittelten Krümmungen erwartungsgemäß numerische Probleme auftreten. Da die höheren Eigenformen viele solcher Stellen aufweisen, richtet sich das Verfahren vor allem an die untersten. Die Lücke am Mittelaufleger kann später mit der zweiten Eigenform geschlossen werden, die sich mit der Grundswingungsform hier gut ergänzt. Nach Durchführung ausreichend vieler Iterationsschritte unter Einbindung des Programms [Stab2D] liegt der zusammengesetzte Verlauf überall sehr nah an der tatsächlich vorhandenen Biegesteifigkeit. Neben der zweifelsfreien Feststellung der Existenz des Schadens werden Ort und Ausmaß der beiden Steifigkeitsabfälle realitätsnah wiedergegeben. Prinzipiell ist die Direct Stiffness Calculation damit den anderen vorgestellten Methoden überlegen, wobei auch hier ein unwahrscheinlicher Schaden an einem Endaufleger unerkannt bleiben würde.

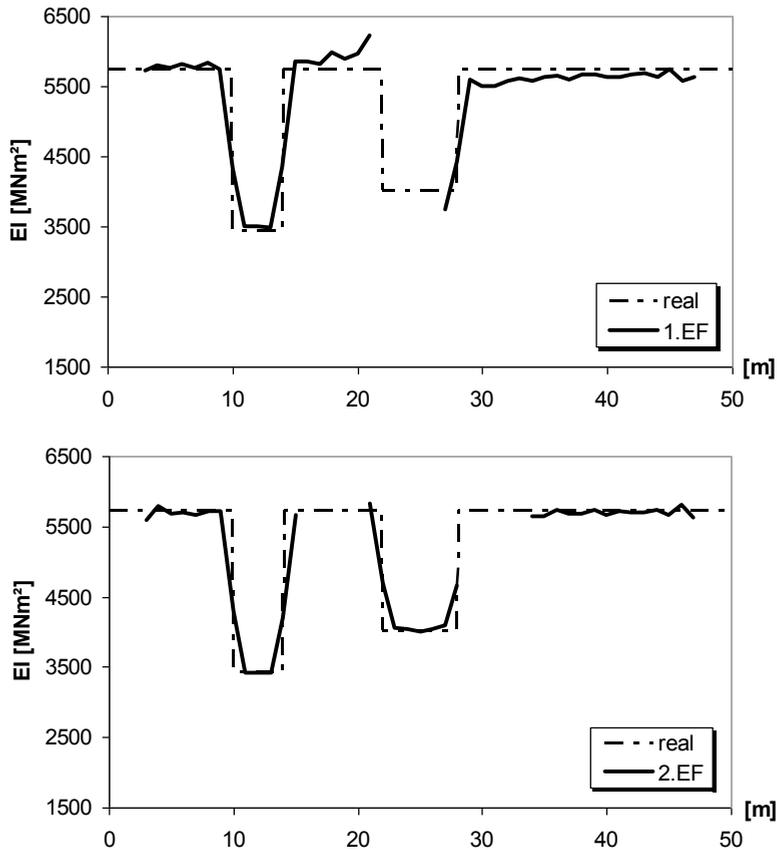


Abb. 4-38 Direkte Steifigkeitsberechnung mit der ersten (oben) bzw. zweiten (unten) Eigenform unter Vernachlässigung des Messfehlers am Beispiel des dritten Schadensszenarios

Abschließend sollte die Effektivität des Verfahrens auch unter realistischen Messbedingungen überprüft werden (siehe Abbildung 4-39). Die dargestellten Schaubilder wurden unter Ansatz der geglätteten Eigenformen sowie der um 5 % überschätzten Brückenmasse ermittelt und weisen einige Schwächen auf. So liegen die beiden mit den Ergebnissen der Messungen am ungeschädigten System ermittelten Verläufe nicht übereinander und sind zudem entlang des Trägers nicht konstant. Vor allem die mit der zweiten Eigenform bestimmte Biegesteifigkeit am Mittelaufleger ist wegen der unterschätzten Krümmung dort deutlich zu groß. Des Weiteren zeigen die Kontrollmessungen unlogische lokale Steifigkeitsanstiege im Vergleich zur Basismessung. Dennoch sinkt der Verlauf an der (den) Schadensstelle(n) in allen drei Schaubildern weit unter den messbedingten Streubereich des ungeschädigten Systems und somit können die simulierten Schäden auch unter realistischen Rahmenbedingungen erkannt bzw. lokalisiert werden. Da bei dieser Methode neben den Eigenformen und den zugehörigen Krümmungen auch die Eigenfrequenzen Berücksichtigung finden, wäre selbst eine sehr ausgedehnte, globale Schädigung erkennbar.

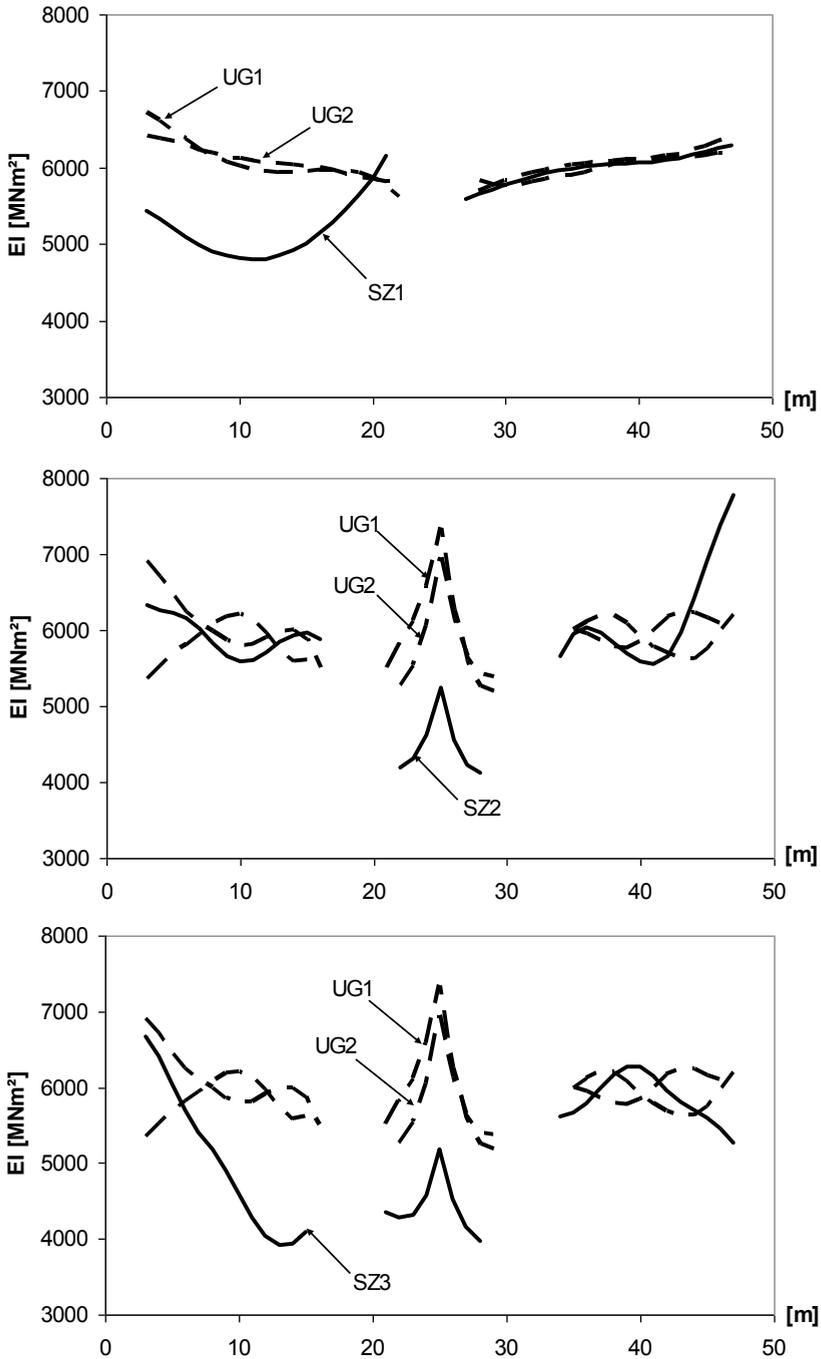


Abb. 4-39 Direkte Steifigkeitsberechnung bei Berücksichtigung des Messfehlers: Erste Eigenform im ersten Schadensszenario (oben), zweite Eigenform im zweiten Schadensszenario (Mitte), zweite Eigenform im dritten Schadensszenario (unten)

4.19 Resümee

In diesem Kapitel wurden zahlreiche modalbasierte Schadensidentifikationsmethoden getestet. Unter den angenommenen Randbedingungen wie z. B. der Verwendung eines Balkenmodells mit zwei gleich langen Feldern und 51 Messpunkten, einer passablen Messgenauigkeit der untersten Eigenformen, ähnlichen Bauteiltemperaturen und Anregungsstärken sowie einer fehlenden Verkehrsbelastung bei den zu vergleichenden Messungen etc. lässt sich für die in der beschriebenen Weise angewendeten Verfahren in etwa eine Bewertung gemäß Tabelle 4-6 abgeben.

Üblicherweise bildet eine Basismessung die Grundlage der Zustandsbewertung. Dabei werden mit einem relativ groben Messnetz zunächst z. B. die Eigenfrequenzen, Eigenformen und die bezogenen Eigenformflächen ermittelt. Die Durchführung mehrerer Messungen liefert jeweils einen für die vorliegenden Randbedingungen charakteristischen Streubereich. Soll das System später auch Hilfestellung zur Lokalisierung eventueller Schäden leisten, ist im Anschluss eine Basismessung mit dichtem Messnetz vorzunehmen. Der Prüfer wählt dann ein i. d. R. mehrjähriges Intervall für die Kontrollmessungen und führt diese unter ähnlichen Randbedingungen und im Rahmen einer pragmatischen Vorgehensweise mit einer moderaten Anzahl an Sensoren durch. Verlassen die drei erwähnten Indikatoren, die bei kombinierter Anwendung viele praktische Schadensfälle abdecken, erkennbar die ermittelten Streubereiche, liegt ein Schaden bzw. eine Verschlechterung der Situation vor (vgl. [Peeters/De Roeck 2001]). Es sei angemerkt, dass die Modalparameter einer Messung u. U. eine Mittelung aus mehreren Messdurchgängen darstellen, was zu einer Erhöhung der Wiederholpräzision führt. Nur im Falle eines Alarms wird dann ggf. auch eine feinmaschige Kontrollmessung zur Lokalisierung des Problems unternommen. Dazu beobachtet der Anwender z. B. die Veränderung der Krümmung unter Gleichlast, die mit den modalen Krümmungen berechneten Schadensindizes und/oder den mit der Direct Stiffness Calculation ermittelten Steifigkeitsverlauf. Diese drei Verfahren sind mit einem relativ hohen Aufwand verbunden und erfordern eine möglichst genaue Identifikation der Eigenformen. Ist es in naher Zukunft bei vertretbaren Kosten möglich, Brücken in feiner Auflösung, vielen Messdurchgängen und mit geringer Messabweichung abzutasten, kann das große Potential dieser Methoden ausgeschöpft werden. Die Direct Stiffness Calculation ist übrigens das einzige Verfahren, mit dem man den Schaden SZ 2 auch ohne eine Basismessung feststellen könnte (vgl. Abbildung 4-39 Mitte). Es ist jedoch leicht vorstellbar, dass diese Vorgehensweise bei einem komplizierten System mit mehreren, unterschiedlich langen Feldern sowie in Längsrichtung veränderlichem Biegesteifigkeitsverlauf infolge planmäßiger Betonrissbildung oder stark ungleichmäßigem Temperaturfeld schnell an ihre Grenzen stößt.

Tabelle 4-6 stellt eine übersichtliche Zusammenfassung dieses Kapitels dar, bedarf aber einiger Erklärungen: Die Fähigkeit eines Verfahrens, eine Zustandsverschlechterung festzustellen, wird möglichst einfach mit dem Verhältnis des maximalen Signalwertes zur Höhe des Noise-Levels beurteilt. Der Zähler beschreibt die Auswirkung des Schadens inkl. der messbedingten Streuung und ergibt sich aus einem Vergleich zwischen den Ergebnissen der Messung am geschädigten System und denen der Messung UG 1. Die Streuungen werden isoliert im Nenner erfasst und durch

eine Gegenüberstellung der Messungen UG 1 und UG 2 quantifiziert. Im Hinblick auf schwächere Schäden, eine eventuell ungünstigere Auswirkung der Messgenauigkeit sowie leicht variierende äußere Bedingungen sollte dieses Verhältnis mindestens 5,0 betragen. Wird diese Schranke in allen drei Schadensszenarien überschritten, erfolgt eine positive Beurteilung. Bei einer neutralen Beurteilung wird der Wert 5,0 nur in den beiden asymmetrischen Schadensfällen erreicht. Eine erfolgreiche Schadensortung liegt vor, wenn das vorliegende Diagramm das Schadensbild des Überbaus sauber widerspiegelt. Diejenigen Methoden, die sowohl bei der Schadenserkenkung, als auch bei dessen Lokalisierung versagen, werden nicht weiter beachtet. Die dritte Spalte gibt an, ob der Indikator auch bei einem über die Trägerlänge konstanten Steifigkeitsabfall anschlägt. Dieser Prüfstein wird jedoch nur zu Informationszwecken erwähnt und fließt nicht in das Gesamturteil ein, da derartige Schäden in der Praxis kaum vorkommen. Die Rubrik „Sensoranzahl“ verdeutlicht noch einmal, dass die Methoden, die Krümmungen heranziehen, ein enges Messnetzraster voraussetzen. Als Beispiel sei eine Beobachtung der nicht weiter verarbeiteten modalen Krümmungen genannt, wobei dieser Indikator nur einen relativ geringen Ertrag liefert, der den entstehenden Aufwand kaum rechtfertigt. Dagegen fällt die Ergebnisqualität bei einer direkten Verwendung der Schwingungsformen ohne vorherige Ableitung wohl auch bei einem deutlich größeren Messpunktabstand kaum ab. Eine Überprüfung dieser Aussage erfolgt später im sechsten Kapitel. Wurden die Eigenformen vor der Anwendung der untersuchten Methode geglättet, stellt dies eine zusätzliche Schwierigkeit und damit einen Minuspunkt dar. Gleiches gilt, wenn eine Annahme für die Massenmatrix zu treffen war. In der Spalte „Anmerkungen“ stehen dann ergänzende Informationen, die z. T. auch für andere Verfahren gelten. So ist beispielsweise weder bei der Anwendung der Schadensindex-Methode (mit den Gleichungen 4-18 und 4-21), noch bei der Berechnung der bezogenen Eigenformfläche (Mode Shape Area Index) eine Normierung der Schwingungsformen nötig. In das Gesamturteil fließen schließlich auch subjektive Kriterien ein. So erhalten die Eigenformen und die Biegelinie unter Gleichlast positive Bewertungen und werden dementsprechend im sechsten Kapitel aufgegriffen, obwohl sie hier nur relativ wenige Pluspunkte aufweisen. Beide haben den Vorteil, dass sie als klassische Eigenschaften jedem Bauingenieur ein Begriff sind, während sich dieser mit Begriffen wie „Coordinate Modal Assurance Criterion“ eher schwertut. Außerdem ist es einleuchtend, dass Lokalisierungsmethoden per se mit einem höheren Aufwand verbunden sind und nicht „eins zu eins“ mit einfachen Einzahlindikatoren wie dem MAC verglichen werden können.

Abschließend sei angemerkt, dass der Versuch der Vereinigung zweier Verfahren zu einem noch leistungsfähigeren Indikator nicht von Erfolg gekrönt war. So wurde beispielsweise die Biegelinie unter Gleichlast entsprechend der Vorgehensweise bei der Ermittlung des Mode Shape Area Index ausgewertet. Ferner wurde die Veränderung der Krümmung unter Gleichlast herangezogen, um mit den Gleichungen 4-18 und 4-20 Schadensindizes zu berechnen. Trotz der höheren Kompliziertheit brachte dies jedoch keine weiteren Verbesserungen. Die Ermittlung eines Biegesteifigkeitsverlaufs mit der Krümmung unter Gleichlast wiederum hat gegenüber dem vorgesehenen Vorgehen bei der Direct Stiffness Calculation den Nachteil, dass sich die Lücken an den Krümmungsnullstellen nicht wie in Abbildung 4-38 durch ergänzende Verläufe schließen lassen.

Tab. 4-6 Scoresheet im betrachteten Beispiel (+ günstig, 0 neutral, -- ungünstig)

Methode	Erken- nung	Lokali- sierung	globaler Schaden	Sensor- anzahl	Glättung	Massen- annahme	Anmerkungen	Gesamt- eindruck
Frequenzen	+	0	+	+	+	+	+ Messgenauigkeit, grobe Lokalisierung -- Einfluss Temperatur/Nacherhärtung	+
Eigenformen	0	--	--	0	--	+	+ geringerer Temperatureinfluss	+
MAC	0	--	--	0	+	+	+ übersichtlich	0
NLMAC	0	--	--	+	+	+	+ bei wanderndem Knoten -- Messqualität am Knoten	0
COMAC	+	--	--	0	--	--	-- Probleme am Lager (MPE gestrichen)	--
MSAI	0	--	--	0	+	+	+ automatische Messfehlerelimination, ein Feld in mehrere Elemente aufteilbar	+
MSAD	--	--	--	--	--	--	--	--
Nachgiebigkeit	0	--	+	0	--	--	-- Temperaturabhängigkeit	--
Biegelinie Gleichlast	+	--	+	0	--	--	--	+
Steifigkeit	+	--	+	0	--	--	-- Dominanz hoher EF (3. EF gestrichen)	0
Slope	0	--	--	--	--	--	--	--
Krümmung	0	0	--	--	--	--	-- hohe Messgenauigkeit erforderlich	--
MLA	--	--	--	--	--	--	--	--
Krümmung Gleichlast	--	+	+	--	--	--	+ aus Stahlbeton-Statik bestens bekannte Eigenschaft	+
Damage Index	--	+	--	--	--	+	+ überhaupt keine EF-Normierung nötig	+
Direct Stiffness	0	+	+	--	--	--	+ Aussage über Schadensausmaß	+

Kapitel 5

Modellvalidierung

Ziel der Arbeit ist die Durchführung einer modalbasierten Schädigungsanalyse an einem numerischen Modell, welches das reale Verhalten der abgebildeten extern vorgespannten Brücke ausreichend genau wiedergibt. Dies impliziert eine direkte Verknüpfung zwischen der Beanspruchung und der dadurch induzierten Schädigung bzw. der dynamischen Steifigkeit. Aufgrund der Rissbildung hängt diese Beziehung neben der aufgetragenen Vorspannung auch von der eingebauten Schlaffstahlbewehrung ab. Dementsprechend ist die im Rahmen der Voruntersuchungen im vorherigen Kapitel gewählte Vorgehensweise, i. e. die gleichmäßige Herabsetzung der Biegesteifigkeit auf einer willkürlich gewählten Länge von z. B. 6,0 m mit einem pauschalen Abminderungsfaktor von z. B. 70 %, nicht mehr angebracht. Im Folgenden wird zunächst überprüft, ob die später verwendeten Materialmodelle die Veränderungen der Eigenfrequenzen und Eigenformen tatsächlich realitätsnah wiedergeben. Dazu werden zwei in der gesichteten Literatur beschriebene Laborversuche nachgerechnet.

5.1 Beschreibung der Laborversuche von Bungard

[Bungard 2011] schildert ausführlich die der Modellvalidierung zugrunde liegenden Schwingungsversuche an einer statisch geschädigten Stahlbetonplatte bzw. an einem statisch geschädigten Stahlbetonbalken. Diese Publikation dient als Quelle der in diesem Abschnitt aufgeführten Informationen, wobei sich dort auch Angaben finden, die über die nachfolgende Kurzbeschreibung hinausgehen.

Das statische System und der Querschnitt der 1.935 kg schweren Stahlbetonplatte sind in Abbildung 5-1 dargestellt. Die Platte enthält insgesamt 16 schlaffe Bewehrungsstäbe der Güte St 1470/1670 mit einem E-Modul von 205.000 N/mm². Für die mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons gibt der Hersteller nach einer Qualitätskontrolle einen Wert von 58,3 N/mm² an und für dessen E-Modul einen Wert von 42.700 N/mm². Da Bungard im Anschluss an die hier beschriebenen Versuche auch die Auswirkung einer fortschreitenden lokalen Schädigung der Zugbewehrung untersucht, wird die Betondeckung an der Unterseite in Feldmitte durch Bohren entfernt. Außerdem unternimmt er parallel Vergleichsexperimente an einer baugleichen vorgespannten Platte, was die ungewöhnlich hohe Stahlfestigkeit erklärt.

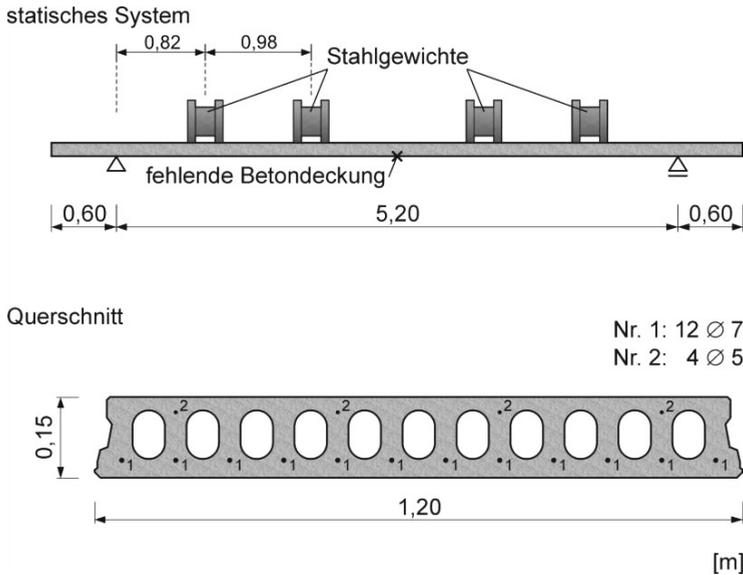


Abb. 5-1 System und Querschnitt der getesteten Stahlbetonplatte (siehe [Bungard 2011])

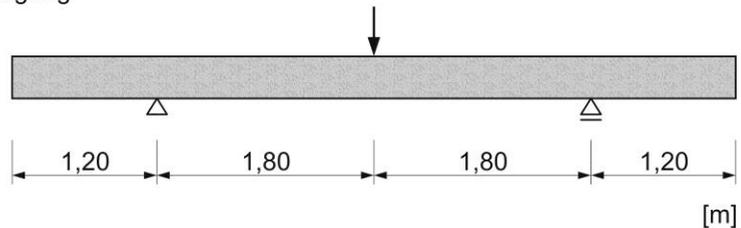
In der Basismessung wird die Grundfrequenz der unbelasteten Platte bei unterschiedlich starker Erregung ermittelt. Diese erfolgt zunächst impulsartig mit einem kleinen Modalhammer, danach in Form einer harmonischen Resonanzanregung mit einer im Bereich 20-100 N schrittweise erhöhten Kraftamplitude. Ähnliche dynamische Tests werden dann unter einer Zusatzbelastung von zwei Stahlgewichten à 845 kg durchgeführt. Diese beiden statischen Lasten wirken in einem Abstand von 82 cm zum jeweiligen Lager und erzeugen die ersten Biegerisse in der Platte. Vor der dritten Messung werden zusätzlich die inneren Stahlgewichte à 855 kg aufgesetzt, was zu einem abgeschlossenen Rissbild mit einer maximalen Öffnung von 0,7 mm führt. Tabelle 5-1 zeigt die Veränderung der mit einer Lastamplitude von 20 N bestimmten Grundfrequenz. Die mit dem schwachen Hammerschlag ermittelten Frequenzen liegen immer etwas über den abgedruckten Werten. Aufgrund der zusätzlichen Masse und des relativ geringen Bewehrungsgrades ist unter vier Stahlgewichten ein starker Frequenzabfall um rund 70 % zu beobachten.

Tab. 5-1 Bei einer Lastamplitude von 20 N gemessene Eigenfrequenzen der Stahlbetonplatte

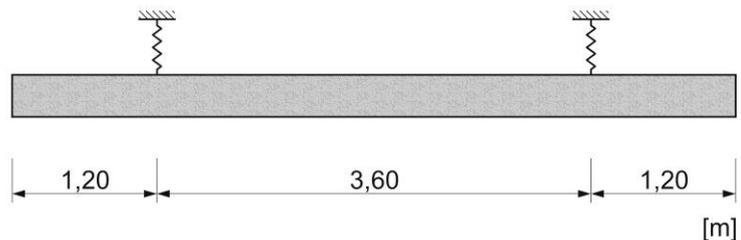
statische Belastung	1. Eigenfrequenz [Hz]
Eigengewicht	10,95
Eigengewicht + 2 Stahlgewichte	8,65
Eigengewicht + 4 Stahlgewichte	3,20
Eigengewicht (nach Entlastung)	8,85

Dieser Versuch passt gut in das im Vorfeld definierte Anforderungsprofil. Ersetzt man die verbundlose Vorspannung des im nächsten Kapitel untersuchten Brückenüberbaus gedanklich durch äußere Lasten, erhält man ein gewöhnliches Stahlbetonbauteil ähnlich der getesteten Platte. Diese erfährt wie die Brücke eine ausgedehnte Rissbildung unter verteilten Lasten. In mehreren Laststufen finden dynamische Messungen statt, was zu einer Quantifizierung der Auswirkung einer fortschreitenden statischen Schädigung auf die Eigenfrequenz führt und die Möglichkeit eröffnet, das FE-Modell in einem breiten Spektrum zu testen. Die Frequenzbestimmung erfolgt mit Ausnahme der ergänzenden vierten Messung jeweils unter Last, d. h. die risserzeugenden Stahlgewichte werden vorher nicht weggenommen. Auch in dieser Hinsicht erfüllt der Versuch die später vorliegenden Randbedingungen. Außerdem stehen die in Tabelle 5-1 angegebenen Frequenzen mit der gleichen Lastamplitude und den gleichen Bauteiltemperaturen in Verbindung. Bei Brücken sollten äußere Einflüsse ebenfalls möglichst minimal gehalten und die Aufzeichnungen unter ähnlichen Bedingungen durchgeführt werden. Ein praktischer Vorteil ist, dass Bungard den Versuchsaufbau und die gehaltvollen Ergebnisse der statischen und dynamischen Messungen sehr ausführlich beschreibt.

statische Schädigung



dynamische Messung



Querschnitt

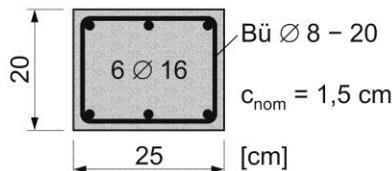


Abb. 5-2 System und Querschnitt des getesteten Stahlbetonbalkens (siehe [Bungard 2011])

Leider zeichnet Bungard die Eigenformen der Platte nicht auf. Er beschreibt jedoch auch einen Balkenversuch (Abbildung 5-2), bei dem die Biegeeigenformen während einer sukzessiv zunehmenden Schädigung in feiner Auflösung beobachtet werden. Die Risschädigung erfolgt durch eine mittig angreifende und bis zum Versagen schrittweise gesteigerte statische Einzellast, wobei die dynamischen Messungen jeweils nach Entlastung in Free-Free-Anordnung durchgeführt werden. Der 730 kg schwere Testbalken enthält insgesamt sechs schlaffe Längsbewehrungsstäbe der üblichen Güte BSt 500 mit einem E-Modul von 200.000 N/mm² und einer hohen Duktilität. Die Festigkeit des Betons und dessen E-Modul werden in einem statischen Druckversuch ermittelt und mit 52 N/mm² bzw. 35.400 N/mm² angegeben.

Der getestete Balken ist sehr stark instrumentiert. Während der statischen Belastungsintervalle werden neben der aufgebrachtten Kraft auch die Durchbiegungen sowie die Materialdehnungen an jeweils fünf Punkten überwacht. Die Eigenformermittlung erfolgt mittels einer zentrischen Swept-Sine-Anregung mit konstanter Kraftamplitude (40 N), die von einem externen Shaker bereitgestellt wird. Die induzierten Beschleunigungen werden in einem Längsabstand von 5 cm an der Balkenunterseite in vertikaler Richtung aufgezeichnet. Tabelle 5-2 gibt für eine Anregungsamplitude von 20 N den Zusammenhang zwischen der ersten Biegeeigenfrequenz und dem Schädigungsgrad an. Aufgrund der statischen Entlastung hält sich die Verringerung der dynamischen Biegesteifigkeit auch in den letzten Stufen in Grenzen.

Tab. 5-2 Bei einer Lastamplitude von 20 N gemessene Eigenfrequenzen des Stahlbetonbalkens

statische Einzellast [kN]	1. Biegeeigenfrequenz [Hz]
0	21,6
8	20,9
25	19,3
40	19,0
55	18,3

Zur Einordnung der erzeugten Schädigung ist zu sagen, dass unter 6,5 kN die ersten Biegerisse in Balkenmitte auftreten. Der typische Gebrauchsbereich wird durch eine Maximaldurchbiegung von $360/250 \approx 1,5$ cm definiert und bei ca. 30 kN erreicht. An diesem Punkt ist das Rissbild bereits abgeschlossen, wobei die Rissbreite selbst unter einer Last von 40 kN mit einem Maximalwert von 0,2 mm gering ist. Das Ende der letzten Stufe ist gleichbedeutend mit dem Fließbeginn der unteren Bewehrung, nach dessen Auftreten der Balken entlastet wird.

Abbildung 5-3 zeigt die ersten drei normierten Biegeeigenformen im ursprünglichen Zustand bzw. nach der letzten Schädigungsstufe. Aufgrund der Ausdehnung des gerissenen Bereiches erfährt auch die zweite Eigenform eine deutliche Veränderung, wobei man eine Wanderung der beiden inneren Schwingungsbäuche in Richtung des

am stärksten geschädigten Bereichs in Feldmitte feststellen kann. Etwas Verwirrung stiftet das Messergebnis der dritten Eigenform, die trotz der Symmetrie von Balkengeometrie und Schädigung eine gewisse Asymmetrie aufweist. In der Dissertation [Maeck 2003] ist ein fast identischer Versuch dokumentiert, bei dem die in einem Abstand von 20 cm gemessenen Biegeeigenformen allesamt nahezu perfekt symmetrisch sind. Die schädigungsbedingten Veränderungen decken sich aber dennoch sehr gut mit denen von Abbildung 5-3.

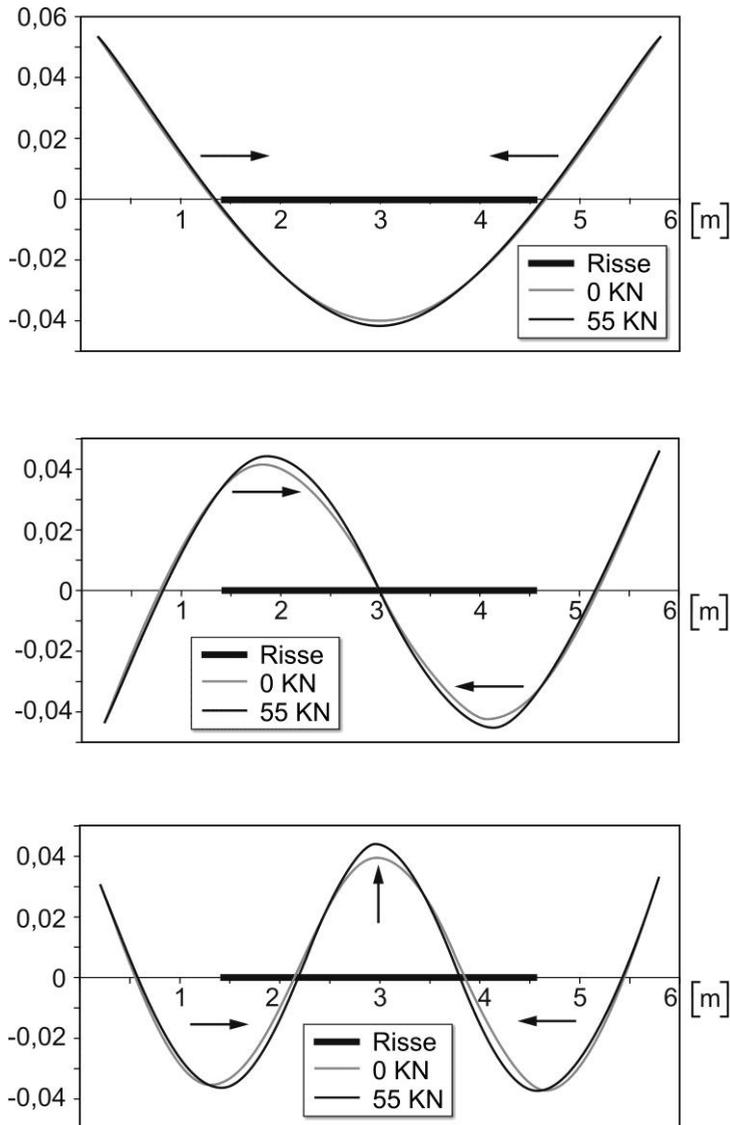


Abb. 5-3 Schädigungsbedingte Veränderung der gemessenen Biegeeigenformen des Stahlbetonbalkens

5.2 Modelle zur Versuchsnachrechnung

Nun wird versucht, die im vorherigen Abschnitt beschriebenen Experimente numerisch zu simulieren. Dabei kommt das umfangreiche Softwarepaket [Abaqus] zum Einsatz, dessen Benutzerhandbuch ausführliche Erläuterungen zu den implementierten Materialgesetzen und Elementtypen enthält. Die beiden damit angefertigten FE-Modelle werden im Folgenden vorgestellt.

Im ersten Schritt der Modellierung ist die Bauteilgeometrie zu erfassen. Dabei wird die Platte etwas vereinfacht und darauf geachtet, dass sowohl das Trägheitsmoment als auch die Fläche des Bruttoquerschnittes gleich bleiben (vgl. Abbildung 5-4). Darüber hinaus werden die zwölf Bohrlöcher in der Feldmitte vernachlässigt. Die Diskretisierung des dreidimensionalen Betonkörpers erfolgt durch achtknotige Kontinuums-elemente mit einem linearen Verschiebungsansatz und zusätzlichen internen Freiheitsgraden, die in der Programmterminologie als „C3D8I“ bezeichnet werden und das Biegeverhalten der Platte ausreichend genau darstellen können (siehe dazu auch [Khbeis 2007]). Die Größe dieser Elemente beträgt rund $3 \times 3 \times 10$ cm. Die Modellierung der Bewehrung erfolgt durch ebenfalls lineare, zweiknotige Fachwerkstäbe (T3D2) mit einer Länge von 10 cm, die unter Vernachlässigung des Schlupfes in den Betonkörper eingebettet werden. Insgesamt besteht das Modell aus ca. 8500 Elementen.

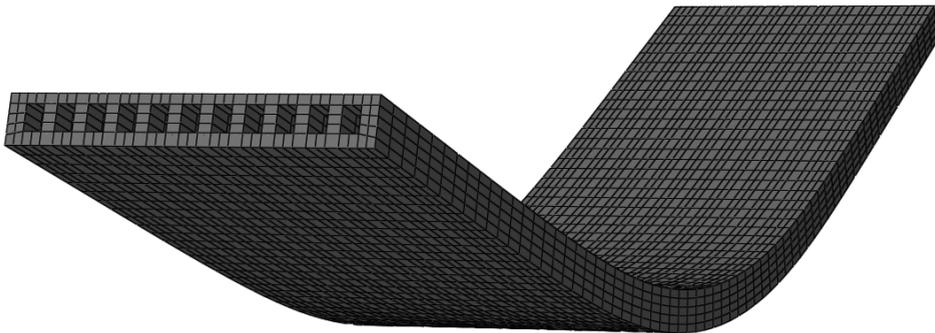


Abb. 5-4 Plattenmodell in der ersten Eigenform

Vor jeder Modalanalyse ist der Gleichgewichtszustand unter der in drei Schritten gesteigerten statischen Einwirkung zu ermitteln, wobei die bei Aufsetzen der Stahlgewichte auftretende Rissbildung eine nichtlineare Berechnung erfordert. Diese wird mit Hilfe des im Programm implementierten Materialmodells *Concrete Smeared Cracking* vollzogen. Der linear-elastische Bereich des Betonverhaltens wird dabei durch einen zur Berücksichtigung der von Bungard festgestellten Mikrorissbildung um 10 % reduzierten E-Modul von 38.400 N/mm^2 beschrieben. Die gesamte Arbeitslinie unter einachsiger Druckbeanspruchung stellt ähnlich wie in Abbildung 5-8 eine multilineare Approximation der in [DIN 1045-1 2008] für nichtlineare Verformungsberechnungen vorgeschlagenen Spannungs-Dehnungs-Linie dar. Wirklich relevant ist jedoch nur der durch den erwähnten Tangentenmodul repräsentierte An-

fangsbereich dieser Kurve. Die von Hand unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit berechnete betragsmäßig maximale Druckspannung im gerissenen Querschnitt in Plattenmitte ist selbst unter vier Stahlgewichten mit rund 20 N/mm^2 relativ gering. Im FE-Modell wird dieser Wert aufgrund der dort angesetzten Betonzugfestigkeit und der später erläuterten verschmierten Rissmodellierung noch unterschritten. Wie in Abbildung 5-8 eingezeichnet, würde eine Entlastung immer entsprechend der Kurvensteigung im Ursprung erfolgen. Eine unter hoher Druckbeanspruchung zu erwartende Schädigung könnte folglich nicht wiedergegeben werden. Jedoch steht auch in der Realität im Druckbereich die Plastizitätstheorie im Vordergrund, während die Schädigungstheorie mit einer Entlastung nahe der Ursprungseckante das Zugverhalten bestimmt [Fäcke 2006] (vgl. Abbildung 5-5). Außerdem ist das verwendete Materialmodell ausdrücklich für eine monotone Beanspruchungszunahme mit höchstens geringen Entlastungen vorgesehen.

Wie die Bezeichnung des Betonmodells bereits verrät, wird die Auswirkung einer Rissbildung unter Zugbeanspruchung hier verschmiert erfasst. Dies führt zu einem glatten Verlauf der Dehnung in der Zugbewehrung und, aufgrund des starren Verbundes, zu einer entsprechend gleichmäßigen Schädigung des anliegenden Betons. In der Realität treten jedoch diskrete Risse auf, wobei im Bereich eines solchen Risses bzw. auf der gesamten Länge zwischen zwei Rissen Dehnungsdifferenzen zwischen Stahl und Beton vorhanden sind. Im ersten Fall spricht man von einem Einzelriss, im zweiten Fall von einem abgeschlossenen Rissbild (siehe [König/Tue 2003]). Entlang dieser Strecken mit nachgiebigem Verbundverhalten gibt der lokal stark beanspruchte Bewehrungsstahl einen Teil seiner Spannung an den umliegenden Beton ab. Im Modell wird dieses komplizierte Zusammenspiel nicht detailliert erfasst, sondern näherungsweise über eine Modifikation des hinter der linear-elastischen Grenze liegenden Nachbruchbereiches der Betonarbeitslinie. Für relativ dicht bewehrte und angemessen fein vernetzte Bauteile schlägt das Handbuch den Verlauf von Abbildung 5-5 vor, wobei der Hinweis folgt, dass dies lediglich eine grobe Abschätzung darstellt und zusätzliche Einflussfaktoren wie z. B. die Verbundqualität auch eine Rolle spielen.

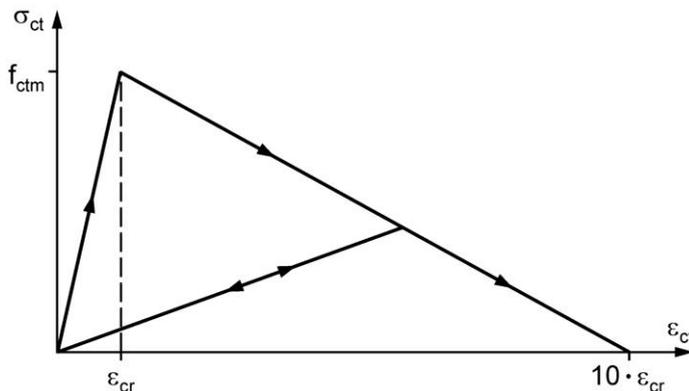


Abb. 5-5 Modifizierte Betonarbeitslinie bei einachsiger Zugbeanspruchung zur realitätsnahen Berücksichtigung des Zusammenwirkens von Beton und Stahl (*Tension Stiffening*)

Im stark beanspruchten Bereich in Plattenmitte kann man vereinfachend noch von einem eindimensionalen Spannungszustand sprechen. In anderen Bauteilen entstehen die Risse bzw. vollzieht sich das Druckversagen jedoch u. U. unter einer mehraxialen Spannungskombination (vgl. Abbildung 5-6). Beispielsweise leiten bei einem einachsigen Druckversuch Parallelrisse den Bruch ein, deren Entwicklung durch Querkzug zweifellos forciert wird. Auch solche Effekte deckt das verwendete Betonmodell ab – mit Ausnahme z. B. der Auswirkung einer hohen dreiachsigen, nahezu hydrostatischen Druckbeanspruchung.

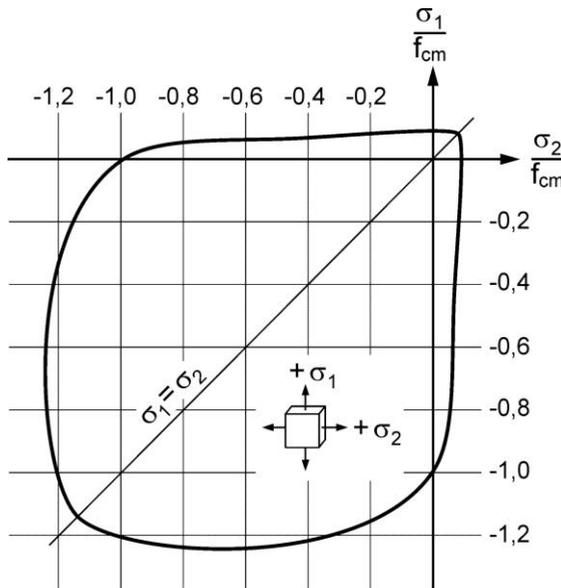


Abb. 5-6 Festigkeit des Betons unter zweiachsiger Beanspruchung [Kupfer 1969]

Die Erfassung der Materialeigenschaften des Bewehrungsstahls gestaltet sich dagegen vergleichsweise trivial. Aufgrund seiner hohen Festigkeit wird er auch unter der maximalen Belastung mit vier Stahlgewichten nur schwach ausgenutzt, weshalb hier lediglich der elastische Bereich der bilinearen Idealisierung unterhalb der Fließgrenze Berücksichtigung findet.

Nach der Berechnung des Gleichgewichtszustandes unter der statischen Belastung erfolgt die Bestimmung der Eigenfrequenzen und Eigenformen unter der Annahme einer geringen Schwingungsamplitude, deren Auswirkung auf den anschließenden statischen Berechnungsschritt vernachlässigbar ist. Dazu werden zunächst die „gerissenen“ Betonelemente im Modell identifiziert. Diese Rissbildung wird dann durch Ansatz eines gegenüber der linear-elastischen Anfangssteifigkeit reduzierten Elastizitätsmoduls berücksichtigt, wobei sich die Abminderung an der vorhandenen Elementdehnung orientiert. Damit generiert das Programm dann die Steifigkeitsmatrix und stellt das Eigenwertproblem 2-8 auf. Bei der Berechnung der Massenmatrix werden die Stahlgewichte gedanklich in den Betonkörper hineingeschoben, was zu einer lokalen Erhöhung der rechnerischen Betondichte führt.

Generell ist zu sagen, dass das Modell einige Vereinfachungen enthält. Ähnlich wie die Durchbiegung und die Biegelinie sind die Eigenfrequenzen und Eigenformen integrale Kriterien (vgl. [Geißler 2014]), die mit dem globalen mechanischen Verhalten der Platte in Verbindung stehen. Dies rechtfertigt im Hinblick auf die Gefahr von Berechnungsabbrüchen die relativ grobe, nicht bis ins kleinste Detail vorgenommene Modellierung mit homogenen, gemittelten Materialeigenschaften, verschmierter Risserfassung, einer vereinfachten Geometrie sowie einer moderaten Netzfeinheit. Die Ermittlung der lokalen Stahlspannung im Riss oder der Betonspannung am Bohrloch beispielsweise würde dagegen ein weitaus detaillierteres Rechenmodell erfordern.

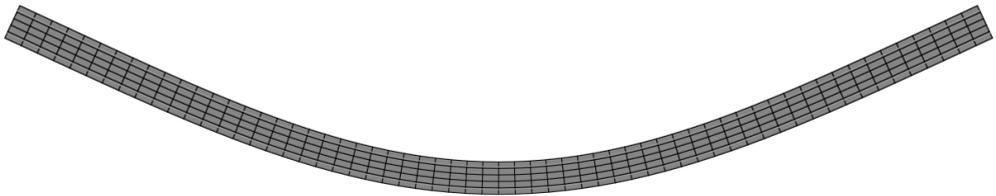


Abb. 5-7 Modell des Balkens in der ersten Biegeeigenform

Die numerische Simulation des Balkenversuches erfolgt unter der Annahme eines ebenen Spannungszustandes mit einem zweidimensionalen Modell (Abbildung 5-7). In gewisser Ähnlichkeit zur Platte wird der Betonkörper mit CPS4I-Elementen („PS“ für *plane stress*) abgebildet, in die zwei horizontale Fachwerkstäbe zur Erfassung der Längsbewehrung in der Zug- und Druckzone sowie 30 lotrechte Fachwerkstäbe zur Erfassung der Bügelschenkel eingebettet sind. Die Größe der Betonelemente beträgt 10×4 cm und die der Längs- bzw. Querstäbe 10 cm bzw. 4 cm, was zu einer Summe von ca. 550 Elementen führt. Auch die Materialmodelle ähneln denen der Platte, wobei die abweichende Betongüte eine Anpassung der Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons erfordert (siehe Abbildung 5-8) und die starke Beanspruchung in der letzten Laststufe eine Berücksichtigung des plastischen Bereiches der Stahlarbeitslinie induziert. Hinter der Fließgrenze wird dabei ein ansteigender Ast angesetzt, der bei einer Spannung von rund 600 N/mm^2 und einer Dehnung von 50 % endet. Die Entlastung erfolgt jedoch auch im Fließbereich entsprechend der Anfangssteifigkeit (siehe z. B. [Akkermann 2000]). Weitere Unterschiede im Vergleich zur Plattenmodellierung betreffen die Lastaufbringung und die weiche elastische Aufhängung während der Modalanalyse.

Es sei noch einmal darauf hingewiesen, dass das verwendete Betonmodell eigentlich nicht für Anwendungen gedacht ist, in denen zwischendurch eine mit Ausnahme des Eigengewichtes komplette Entlastung erfolgt. Dementsprechend ist zu erwarten, dass die bei der Modalanalyse angesetzte Steifigkeit in der gerissenen Balkenmitte einen gewissen Fehler aufweist. Dies stellt jedoch kein unüberwindbares Gegenargument dar, da eine qualitative Verifikation der Eigenformänderungen als ausreichend angesehen wird. Das später untersuchte Brückenmodell erfährt im Wesentlichen eine monotone Beanspruchungszunahme und erfüllt demnach wie die untersuchte Platte die grundsätzlichen Voraussetzungen.

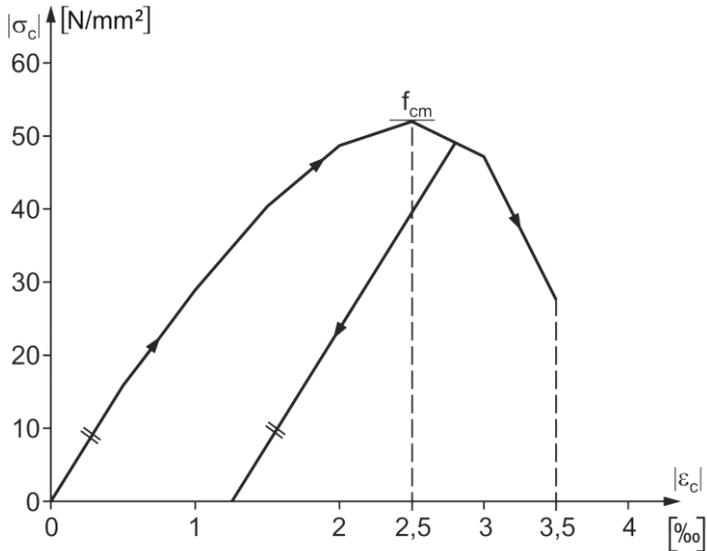


Abb. 5-8 Spannungs-Dehnungs-Linie (Druck) für den Beton des Versuchsbalkens

5.3 Platte: Numerische Ergebnisse und Parameterstudien

Die mit dem erläuterten Plattenmodell berechneten Eigenfrequenzen sind in Tabelle 5-3 angeschrieben und weisen fast alle eine akzeptable Genauigkeit auf (vgl. Tabelle 5-1). Lediglich die nach Wegnahme der Stahlgewichte ermittelte Frequenz ist unbrauchbar.

Tab. 5-3 Eigenfrequenzen des FE-Modells der Stahlbetonplatte und isolierte Betrachtung der Massenwirkung

statische Belastung	1. Eigenfrequenz [Hz]	Abweichung vom Messwert	Massenwirkung [Hz]
EG	11,25	+2,7 %	11,25
EG + 2 SG	8,70	+0,6 %	9,21
EG + 4 SG	3,32	+3,7 %	6,34
EG (nach Entlastung)	6,91	-22 %	11,25

Interessant ist hier eine getrennte Betrachtung der Auswirkung von Steifigkeitsverringerung und Massenerhöhung. Dazu wird in einer separaten Modalanalyse jeweils die ursprüngliche, mit den linear-elastischen Betoneigenschaften aufgestellte Steifigkeitsmatrix angesetzt. Die Ergebnisse sind in der letzten Spalte dargestellt und machen deutlich, dass die Schädigung unter zwei Stahlgewichten noch gering ist, beim Aufsetzen der beiden inneren Gewichte jedoch stark zunimmt.

Im Regelfall sind bei nichtlinearen Betonsimulationen neben den Lagerungsbedingungen auch die im Bauteil vorliegenden Materialeigenschaften nicht eindeutig definiert. Folglich hat der Anwender gleich mehrere Stellschrauben zur Verfügung, um das numerische Ergebnis den Messergebnissen anzugleichen („Model Updating“). Dabei stellt sich die Frage, ob die Annahmen realistisch sind bzw. in einem physikalisch begründbaren Intervall liegen. Hilfreich ist zunächst ein Blick auf die an der vorgespannten Vergleichsplatte gemessene Frequenz, die im unbelasteten Zustand mit 11,75 Hz deutlich höher liegt, was Bungard einleuchtend mit dem Zudrücken von Mikrorissen erklärt. Eine rechnerische Abschätzung ist mit Tabelle 5-3 möglich, indem man die Abminderung des E-Moduls unter Verwendung der Gleichung 2-10 zurücknimmt:

$$f_1 = \sqrt{\frac{1}{0,9}} \cdot 11,25 = 11,86 \text{ Hz} \quad (5-1)$$

Dieser Vergleich bestätigt die eingegebene Geometrie und die in Abbildung 5-1 dargestellten Lagerungsbedingungen. Die Eigenfrequenzen der unbelasteten Stahlbetonplatte korrelieren mit der linear-elastischen Betonsteifigkeit, wobei ein wirksamer E-Modul von 38.400 N/mm² als erste Abschätzung bereits zu einer realitätsnahen Grundfrequenz von 11,25 Hz führt. Der durch die beginnende Rissbildung unter den zwei äußeren Stahlgewichten erzeugte Steifigkeitsabfall in Feldmitte lässt sich dann über die Betonzugfestigkeit f_{cm} steuern. Der hier angesetzte Wert befindet sich mit rund 6 % der Druckfestigkeit f_{cm} ebenfalls in einem vertretbaren Bereich, wenn man sich die zu erwartenden Streuungen und eventuell vorhandenen Zwangsspannungen im Bauteil vor Augen führt. Das in der Norm [DIN 1045-1 2008] für einen Beton C50/60 angegebene Verhältnis liegt mit 7 % nur unwesentlich höher. Die Eigenfrequenz unter vier Stahlgewichten wird maßgeblich durch den Verlauf des Entfestigungsbereiches der Zugarbeitslinie beeinflusst. Für eine gute Übereinstimmung mit dem Messwert muss die Kurve aus Abbildung 5-5 hier deutlich nach rechts verlängert werden. Der angegebene Wert von 3,32 Hz tritt beispielsweise auf, wenn die abfallende Spannung erst bei einer Dehnung von 2 ‰ die Abszisse erreicht. Wie bereits erwähnt ist dieser Parameter von zahlreichen Einflussfaktoren abhängig und der vorgeschlagene Verlauf mit einem Endpunkt bei ca. 1 ‰ lediglich als grobe Schätzung anzusehen. Bei dieser Anwendung stellt sich z. B. die Frage, inwieweit die Vernachlässigung der plastischen Betonzugdehnungen zu einer Herabsetzung der dynamischen Steifigkeit führt. Die bei der Modalanalyse nach der Plattenentlastung angesetzte Steifigkeitsmatrix ist erwartungsgemäß unbrauchbar und führt dazu, dass die berechnete Frequenz um ca. 22 % vom Messwert abweicht.

Nun ist zu überprüfen, ob eine weitere Netzverfeinerung einen deutlichen Einfluss auf die Ergebnisse hat. Dabei werden würfelförmige Betonelemente mit einer Kantenlänge von 2,5 cm eingesetzt und auch die Länge der Bewehrungselemente wird auf 2,5 cm reduziert. Zur Begrenzung des Rechenaufwandes erfolgt die Untersuchung am halben System (siehe Abbildung 5-9). Betrachtet werden die Eigenfrequenzen der unbelasteten und der mit zwei Zusatzgewichten belasteten Platte, die mit 11,25 Hz bzw. 8,76 Hz gar keine Veränderung bzw. eine nur leichte Erhöhung erfahren. Demzufolge wird die ursprüngliche Netzfeinheit als ausreichend angese-

hen. Auch die Verwendung eines anderen Betonelementtyps mit quadratischem Verschiebungsansatz und reduzierter Integration („C3D20R“) liefert mit 11,25 Hz bzw. 8,68 Hz nahezu identische Eigenfrequenzen.

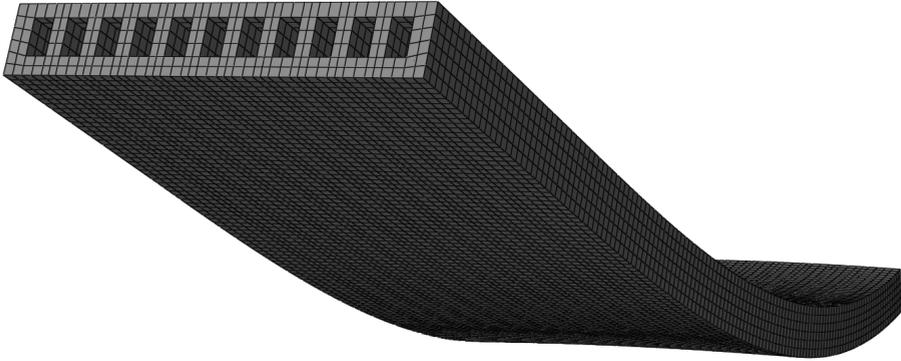


Abb. 5-9 Netzverdichtung – Berechnung am halben System

Ein weiteres Modell (siehe Abbildung 5-10) soll beweisen, dass die Steifigkeitsabminderung durch die Bohrlöcher tatsächlich vernachlässigbar ist. Zum Einsatz kommen quadratische, voll integrierte Elemente (C3D20), deren Größe in Feldmitte reduziert wird. Trotz der lokal deutlich erhöhten Betonlängsdehnung ist auch dieser Einfluss auf die mit 11,22 Hz bzw. 8,73 Hz ausgegebene Eigenfrequenz gering.

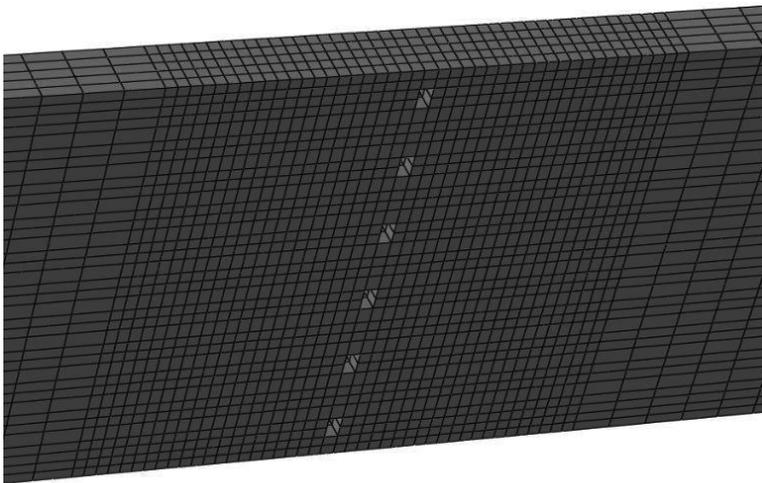


Abb. 5-10 Vereinfachte Berücksichtigung der Bohrlöcher

Es sei angemerkt, dass die Veränderungen der Eigenformen des Modells ebenfalls plausibel sind. In Abbildung 5-12 ist exemplarisch die massennormierte zweite Eigenform (vgl. Abbildung 5-11) unter vier Stahlgewichten dargestellt und als Vergleich dazu der „ungeschädigte“ Verlauf, bei dem die Rissbildung ausgeklammert

und lediglich die Wirkung der Zusatzmassen berücksichtigt wurde. Erwartungsgemäß sind hier signifikante Verschiebungen der Schwingungsbäuche in Richtung der stark geschädigten Plattenmitte zu erkennen.

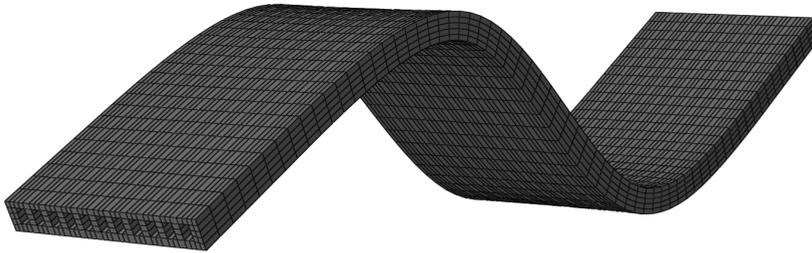


Abb. 5-11 Plattenmodell in der zweiten Eigenform

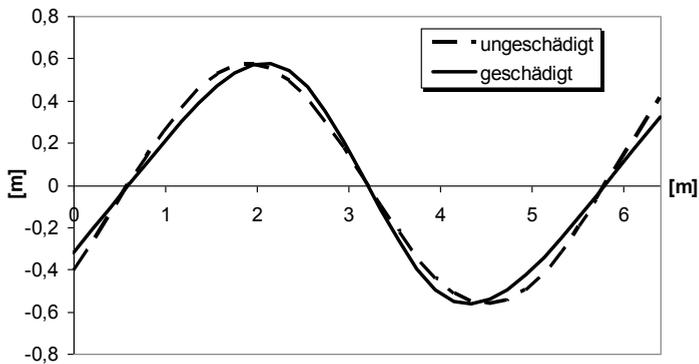


Abb. 5-12 Verschiebung der Schwingungsbäuche in Richtung Plattenmitte

5.4 Balken: Numerische Ergebnisse und Parameterstudien

Tabelle 5-4 zeigt die mit dem Modell des Balkens berechneten Biegeeigenfrequenzen, die sich größtenteils deutlich von den gemessenen Werten unterscheiden.

Tab. 5-4 Eigenfrequenzen des FE-Balkens

statische Einzellast [kN]	1. Biegeeigenfrequenz [Hz]	Abweichung vom Messwert
0	22,45	+3,9 %
8	22,45	+7,4 %
25	15,06	-22 %
40	13,91	-27 %
55	13,57	-26 %

Die Abweichung der vor der statischen Schädigung ermittelten Eigenfrequenz ist mit 3,9 % noch akzeptabel. Ursächlich ist hier die grobe Erfassung der Mikrorissbildung durch eine Abminderung des E-Moduls auf 31.800 N/mm² sowie die Tatsache, dass das Trägermaterial hinter der Bewehrung nicht weggeschnitten wird, was aufgrund des relativ hohen Längsbewehrungsgrades zu einer bemerkbaren Überschätzung der Steifigkeit führt. Die Rissbildung setzt im Modell etwas später ein als in der Realität, weshalb in der Stufe „8 kN“ noch kein Frequenzabfall zu beobachten ist. Auch diese Abweichung könnte man durch eine begründbare Anpassung der Materialeigenschaften, genauer gesagt durch eine Reduzierung der mit 3,9 N/mm² angenommenen Betonzugfestigkeit, beseitigen. Nach Einsetzen der Rissbildung steigt der Fehler der numerischen Ergebnisse stark an, d. h. die bei der Modalanalyse im Feld angesetzte Steifigkeit ist zu gering – und das, obwohl in der letzten Stufe weder die mit einem betragsmäßigen Maximalwert unter Last von 52 N/mm² sehr hohen Betondruckspannungen noch die lokale Plastifizierung der Zugbewehrung die Elementsteifigkeiten verringern. Auch durch eine indiskutable Modifikation der Betonkennwerte kann die Abweichung nicht in ein annehmbares Intervall geschoben werden. Bei einer Verlängerung des Entfestigungsastes der Zugarbeitslinie auf 20 % beispielsweise liegt die erste Biegeeigenfrequenz in der letzten Stufe mit rund 16 Hz immer noch 13 % unter dem Messwert. Es sei angemerkt, dass sich auch die im Rahmen des Forschungsprojektes angefertigte Diplomarbeit [Müller 2012] mit der numerischen Simulation dieses Balkenversuches beschäftigt. Müller diskretisiert den Betonkörper dabei relativ grob mit 120 quadratischen, reduziert integrierten CPS8R-Elementen bzw. mit Schalenelementen und kommt ebenfalls zu dem Schluss, dass der Frequenzabfall zwischen der Stufe „0 kN“ und der Schädigungsstufe „55 kN“ durch das jeweilige Modell deutlich überschätzt wird. Eine hier durchgeführte Netzverfeinerung (siehe Abbildung 5-13) hat übrigens keine nennenswerte Auswirkung auf die in Tabelle 5-4 angeschriebenen Ergebnisse und ändert dementsprechend nichts an der Schlussfolgerung.

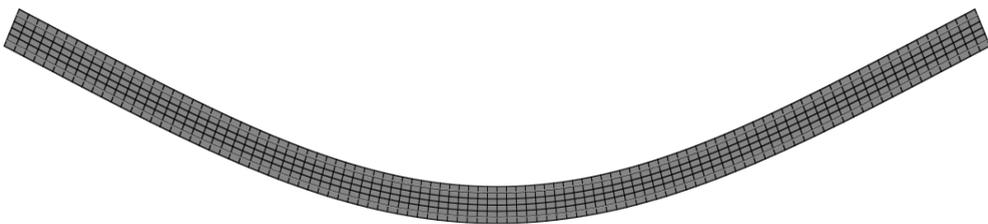


Abb. 5-13 Netzverdichtung – Betonelemente 6,0 x 3,5 cm

Die Veränderungen der Biegeeigenformen zwischen dem ungeschädigten Zustand und der letzten Schädigungsstufe sind in Abbildung 5-14 dargestellt. Auch wenn die Unterschiede aufgrund der zu starken Abminderung der nach Entlastung im Feld wirksamen dynamischen Steifigkeit deutlich überschätzt werden, so ist doch eine große Ähnlichkeit mit den Beobachtungen im Labor zu erkennen (Abbildung 5-3).

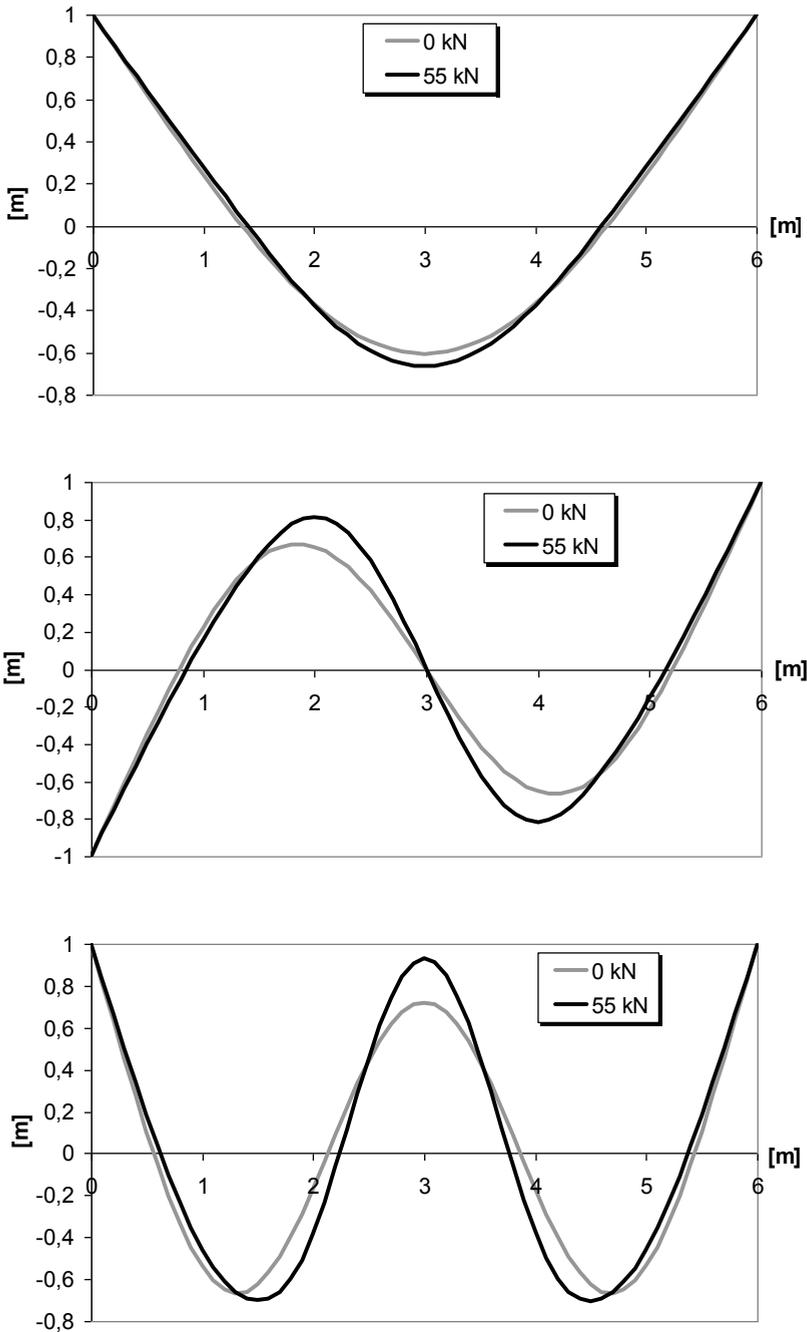


Abb. 5-14 Veränderung der numerisch bestimmten Biegeeigenformen

5.5 Resümee

In diesem Kapitel wurde gezeigt, dass sich mit den verwendeten Materialmodellen unter den später vorliegenden Randbedingungen ausreichend genaue Eigenfrequenzen und Eigenformen ermitteln lassen – die Wahl geeigneter Elemente und eine angemessene Netzfeinheit vorausgesetzt. Die Zielvorgabe lautete hier nicht, die Messergebnisse exakt zu treffen, da sowohl die Messungenauigkeiten als auch Streuungen im Bereich des Herstellungsprozesses bzw. der Materialeigenschaften sowie die Komplexität des Betonverhaltens eine gewisse Unschärfe mit sich bringen. „Brauchbarkeit“ im vorliegenden Kontext bedeutet, dass die Änderungen der Eigenformen des Balkens qualitativ richtig wiedergegeben werden und die berechneten Plattenfrequenzen nicht zu stark von den Messwerten abweichen. In diesem Fall ist die bei der Modalanalyse angesetzte, nach der Rissbildung entlang des Trägers variierende dynamische Steifigkeit im Verlauf und in der Höhe plausibel.

Kapitel 6

Anwendung

Die folgenden Abschnitte beschreiben den Versuch, zwei realistische Brückenschäden mit Hilfe der modalen Parameter zu erkennen und zu lokalisieren. Im ersten Schritt wird dazu ein zweifeldriger Überbau mit einer rein externen Längsvorspannung entworfen und nach modernen Regelwerken bemessen (siehe auch [Paulus 2013]). Obwohl das betrachtete Tragwerk hierbei fiktiv ist, könnte es durchaus in einer ähnlichen Form zur Ausführung kommen. Der zweite Schritt umfasst dann die numerische Modellierung, die es erlaubt, beliebige Schadensszenarien am Rechner durchzuspielen. Dabei wird neben dem räumlichen Verhalten auch das nichtlineare Materialverhalten möglichst genau erfasst, wobei letzteres eine detaillierte Eingabe des Betonstahls, der Vorspannwirkung und der Lastgeschichte erfordert. Die beiden generierten Schadensfälle, eine Pfeilersetzung sowie ein globaler Abfall der Vorspannkraft, führen zu Steifigkeitsverlusten, zu deren Entdeckung die Methoden zum Einsatz kommen, die sich in der Vorauswahl durchgesetzt haben. Auch hier werden wieder verschiedene Annahmen getroffen, um die in der Realität vorliegenden Defizite bei einer (ambienten) Schwingungsmessung an einer Brücke zu simulieren. Das Ende des Kapitels analysiert schließlich den Einfluss der variierenden Verkehrsbelastung und widmet sich der Frage, inwieweit Temperaturschwankungen sowie eine Verringerung der Sensordichte die bisherigen Schlussfolgerungen tangieren.

6.1 Brückenbeschreibung

Der Brückenentwurf orientiert sich in Ansätzen an der Talbrücke Trockau, deren Mittelfeld eine für die externe Vorspannung eher unübliche Länge von 100 m aufweist (siehe [MB 2002]). Neben der Stützweite wird aus Gründen der Übersichtlichkeit auch die Anzahl der Felder reduziert, wobei die beiden Felder im Gegensatz zur vorher betrachteten Wirtschaftswegüberführung nun unterschiedliche Längen besitzen. Die beiden Richtungsfahrbahnen enthalten jeweils zwei Fahrstreifen und befinden sich auf zwei getrennten Überbauten, von denen im Folgenden lediglich einer betrachtet wird. Abbildung 6-1 zeigt das statische System, den konstanten einzelligen Hohlkastenquerschnitt sowie die trapezförmige Führung der Längsspannglieder des untersuchten Überbaus. Dieser ist durch sechs gelenkige, ein- bis dreiwertige Kalottenlager mit den starr angenommenen und auf felsigem Untergrund errichteten Brückenunterbauten verbunden. Seine Längsvorspannung besteht aus 14 durchlaufenden externen Spanngliedern, die an den drei Querrahmen und an den acht Um-

lenkkonsolen kräftemäßig auf den Betonkörper einwirken (vgl. Abbildung 6-2). Des Weiteren befinden sich in der Fahrbahnplatte insgesamt 132 zentrisch geführte, ebenfalls verbundlose Querspannglieder. Die Betongüte beträgt C45/55, die Güte von Betonstahl und Spannstahl BSt 500 bzw. St 1470/1670.

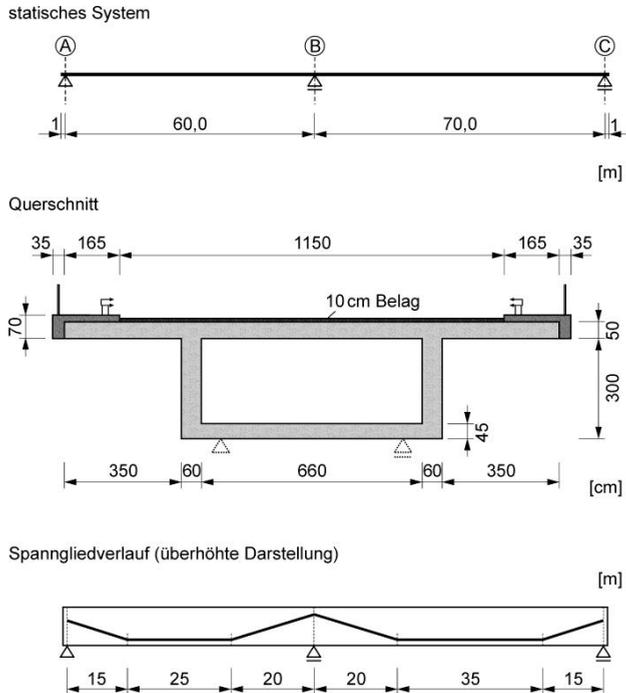


Abb. 6-1 Untersuchte Brücke



Abb. 6-2 Externe Längsspannglieder in der Talbrücke Nordumgehung Rottweil

Die Bemessung des Überbaus erfolgt nach [DIN-FB 102 2009] gemäß der Anforderungsklasse D mit den Lastannahmen aus [DIN-FB 101 2009]. Dabei wird von einer Herstellung auf einem Lehrgerüst ausgegangen, sodass die Bauzustände hier nur eine untergeordnete Rolle spielen. Nach der Erbringung der erforderlichen Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit sowie der konstruktiven Durchbildung beläuft sich der maximale Gesamtlängsbewehrungsgrad am Pfeiler auf etwa 1,8 % (siehe dazu Abbildung 6-3). Das Verhältnis zwischen der Spannstahlfläche und dem Bruttobetonquerschnitt beträgt in Längsrichtung 0,25 %.



Abb. 6-3 Illustration der Bewehrungsführung in einer Hohlkastenbrücke, Beispiel Saale-Elster-Talbrücke (Vorspannung im nachträglichen Verbund) [Foto: BBV Systems GmbH]

6.2 Voruntersuchungen zur Modellbildung

Im Vorfeld der numerischen Simulation stellt sich insbesondere die Frage, welche Elementtypen für die Modellierung des Überbaus in Frage kommen. Die bei der Nachrechnung des Plattenversuchs gewählte Variante, i. e. eine Einbettung von Fachwerkstäben in dreidimensionale Kontinuumselemente, ist hier mit einem hohen Eingabeaufwand verbunden und führt zu kaum überwindbaren Schwierigkeiten bei der Gleichgewichtsberechnung. Eine effiziente Alternative dazu sind die in der Elementbibliothek von [Abaqus] enthaltenen konventionellen Schalenelemente, in die man relativ einfach Bewehrungsschichten („Rebar Layer“) einfügen kann, die den eigentlich diskret verteilten Betonstahl verschmiert aufnehmen und starr mit der Betonmatrix verbinden. Vorab ist jedoch zu klären, ob diese vereinfachte Vorgehensweise ähnliche Ergebnisse erwarten lässt wie die im fünften Kapitel anhand von Laborversuchen validierte allgemeine Art der Modellierung. Dazu werden im Folgenden drei Versuche durchgeführt:

Im ersten Versuch wird zur Beurteilung des Biegeverhaltens in Schalenebene der in Abbildung 6-4 dargestellte, 1,5 t schwere Stahlbetonbalken (C30/37, BSt 500) herangezogen. Dieser ist einer statischen Streckenlast von 30 kN/m unterworfen, die etwa in der Mitte zwischen der Risslast 11 kN/m und der Bemessungsbruchlast 44 kN/m liegt. Im Rahmen eines akademischen Beispiels werden Masse und Last hier als vollkommen unabhängig voneinander angenommen, wohingegen in der Realität eine Zunahme der Bauteilbeanspruchung meistens mit einer Zunahme der schwingenden Masse in Verbindung steht. Abbildung 6-4 zeigt außerdem die beiden angefertigten Modelle, wobei im Schalenmodell die untere Längsbewehrung z. B. über die Höhe (9,2 cm) des am unteren Balkenrand liegenden Elementes verschmiert ist. Da gewöhnliche vierknotige Schalenelemente (Bezeichnung: „S4“) verwendet werden, ist das Netz mit sieben statt fünf Elementen über die Trägerhöhe etwas feiner als beim C3D8I-Volumenmodell. Die eingegebenen Materialgesetze sind in beiden Fällen gleich.

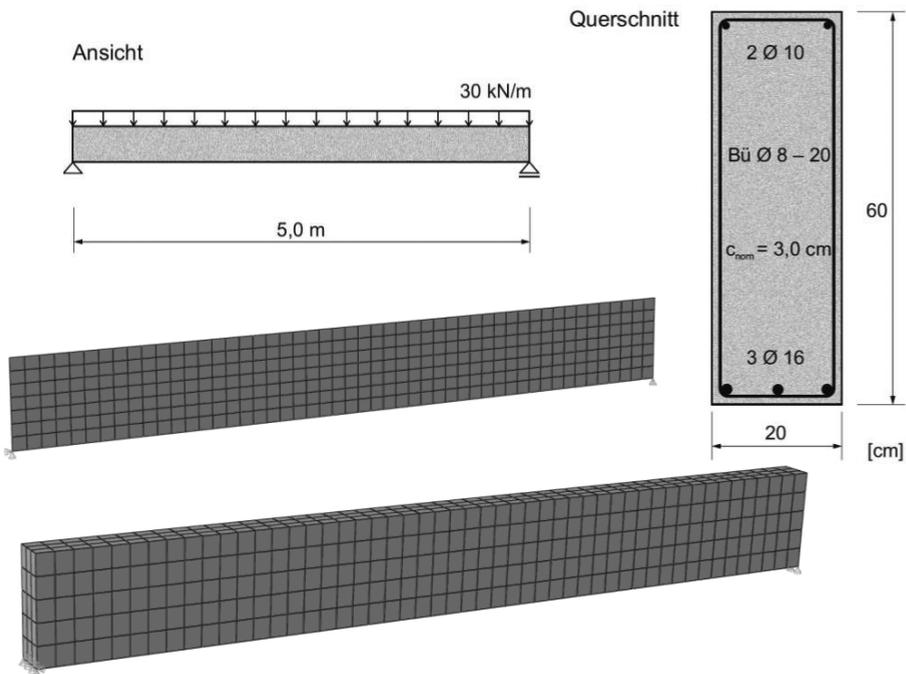


Abb. 6-4 Geometrie und unterschiedliche Modellierung des betrachteten Stahlbetonbalkens

Sind die im ungeschädigten Zustand berechneten Grundfrequenzen mit 35,76 Hz bzw. 35,81 Hz noch nahezu identisch, so liefert das Schalenmodell nach der statischen Schädigung mit 23,3 Hz einen doch deutlich größeren Wert als das Volumenmodell mit diskreter Längs- und Bügelbewehrung (20,0 Hz). Dieser Unterschied sinkt allerdings bei einer weiteren Verfeinerung des Schalennetzes schnell ab. Mit quadratischen, reduziert integrierten Schalenelementen („S8R“) folgt übrigens schon

bei sechs Elementen über die Höhe eine akzeptable Frequenz von rund 21 Hz. Auch die mit dem Schalenmodell berechneten Biegeeigenformen sind brauchbar, was [Müller 2012] bestätigt, der bei der Nachrechnung des in Abschnitt 5.1 beschriebenen Balkenversuchs mit in ihrer Ebene belasteten S8R-Elementen Schaubilder erhält, die denen von Abbildung 5-14 stark ähneln.

Im zweiten Versuch steht zur isolierten Betrachtung des Biegeverhaltens senkrecht zur Schalenebene nun die in Abbildung 6-5 dargestellte einachsrig gespannte Stahlbetonplatte (C30/37, BSt 500) im Blickpunkt. Diese Platte wird durch eine Flächenlast von 15 kN/m^2 beansprucht, die erneut ungefähr in der Mitte zwischen der Risslast $5,4 \text{ kN/m}^2$ und der Bemessungsbruchlast 24 kN/m^2 liegt. Hier liefern beide Modelle sowohl im ungeschädigten Zustand mit $14,6$ bzw. $14,7$ Hz als auch unter Last mit $10,0$ bzw. $10,3$ Hz nahezu identische Eigenfrequenzen.

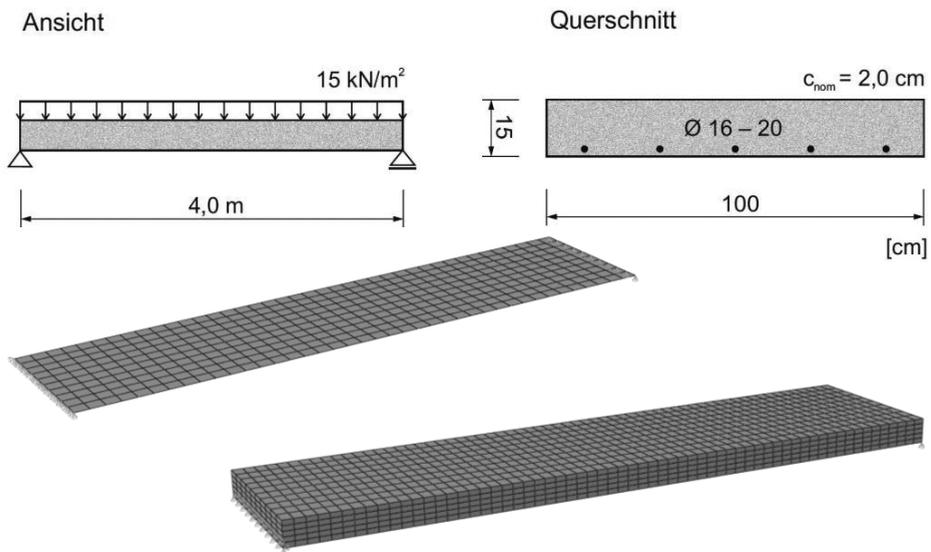


Abb. 6-5 Geometrie und unterschiedliche Modellierung der betrachteten Stahlbetonplatte

Der dritte Versuch beschäftigt sich mit dem räumlichen Gesamtverhalten des Überbaus aus Abbildung 6-1. Dieser wird unter der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens ($E = 33.000 \text{ N/mm}^2$) sowie unter Vernachlässigung der Bewehrung und des Ausbaus zunächst mit C3D8I-Elementen, dann als Faltnetz mit S4-Schalenelementen und schließlich mit einfachen Balkenelementen modelliert (siehe Abbildung 6-6).

Tabelle 6-1 zeigt die ersten beiden Eigenfrequenzen der gerade beschriebenen Modelle. Die Unterschiede zwischen dem Schalenmodell und dem Volumenmodell sind gering. Das Stabmodell dagegen liefert etwas höhere Frequenzen, da zum einen die mitschwingende Masse durch das Fehlen der Konsolen reduziert ist und zum anderen die Steifigkeit aufgrund der überall voll mitwirkenden Platten und der Unterdrückung der Querbiegung erhöht ist.

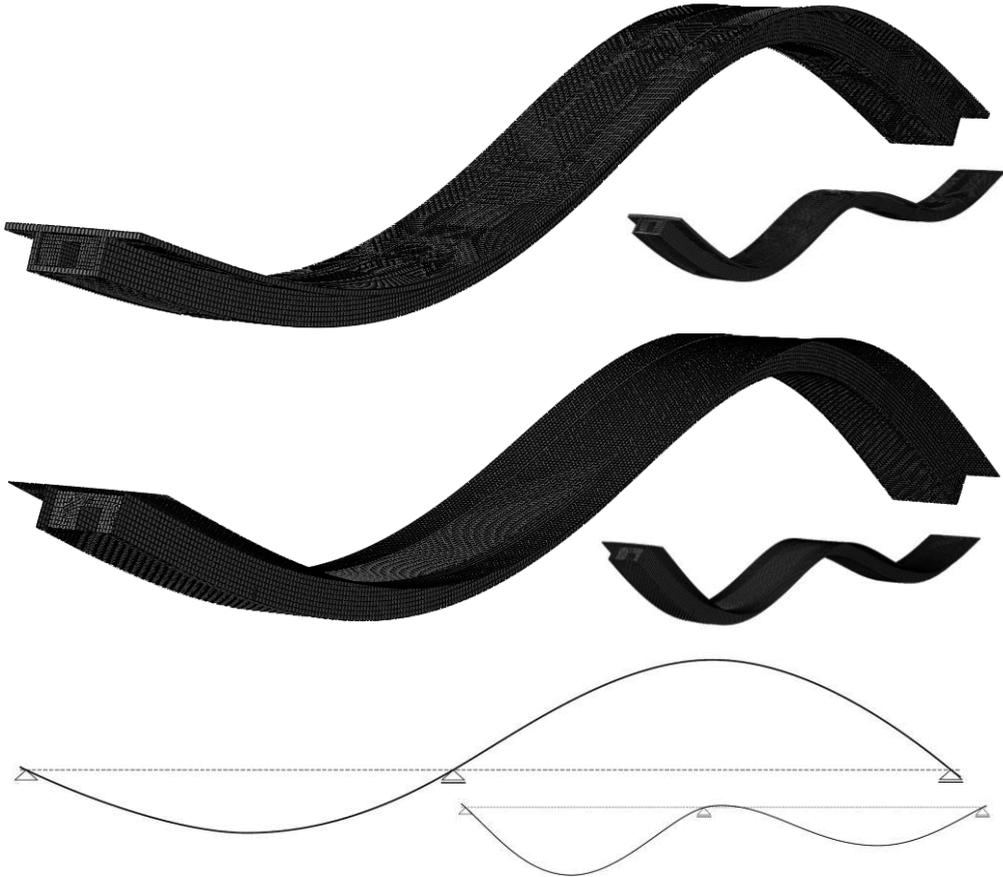


Abb. 6-6 Volumen- (oben), Schalen- (Mitte) und Stabtestmodell (unten) in der ersten bzw. zweiten Eigenform

Tab. 6-1 Eigenfrequenzen des nackten Überbaus im Zustand I je nach Modellierung

[Hz]	C3D8I	S4	Stab
f₁	1,70	1,68	1,71
f₂	2,66	2,66	2,82

Trägt man die an der Fahrbahnplatte in circa einem Meter Entfernung vom Plattenrand in vertikaler Richtung ausgegebenen, zu den abgedruckten Frequenzen gehörenden Verschiebungen entlang der Längsachse auf, liegen die Kurven des Schalen- bzw. Volumenmodells nach einer Massennormierung übereinander (hier nicht dargestellt).

6.3 Numerische Modellierung

Zur Bearbeitung der vorliegenden Problemstellung lässt sich der betrachtete Hohlkastenüberbau also mit S4-Schalenelementen modellieren. Mit Ausnahme der dicht bewehrten Querrahmen und Umlenkconsolen enthält ein Element dabei vier Bewehrungsschichten, nämlich an beiden Schalenseiten jeweils eine Schicht, die in der Überbaulängsrichtung wirkt, sowie eine, die quer dazu orientiert ist. Letztere ist z. B. in den Elementen der Fahrbahnplatte, die am Steg und innerhalb von diesem liegen, für die normgemäße Aufnahme von Anschlusszugkräften, Torsionsmomenten, Querbiegemomenten und Zwangskräften ausgelegt. Um den eingebauten Betonstahl mit einer ausreichenden Genauigkeit zu erfassen, werden insgesamt 20 verschiedene Schalenquerschnitte mit einer bezüglich der Mittelfläche symmetrischen Bewehrung definiert (vgl. Abbildung 6-7). Die Abmessung eines Hohlkastenelements beträgt 100 cm in Längsrichtung bzw. ca. 40 cm in Querrichtung. Die Elemente der Querrahmen und Konsolen besitzen eine Größe von rund 30 cm x 30 cm (siehe Abbildung 6-10), womit das gesamte Überbaumodell schlussendlich aus etwa 10.000 Elementen besteht.

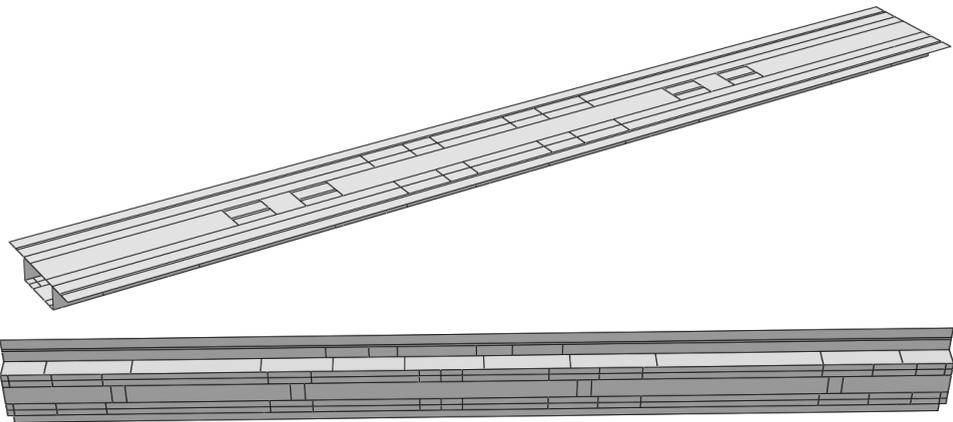


Abb. 6-7 Aufteilung des Hohlkastens zur detaillierten Erfassung der Betonstahlbewehrung und der Zusatzmassen (Querscheiben und Konsolen ausgeblendet)

Im Rahmen dieser Studie werden weder die Brückenlager noch die Unterbauten samt Gründung und Baugrund in ihrer Ausdehnung modelliert. Stattdessen sind die Verschiebungen des Überbaus an sechs Knoten in einer Richtung bzw. in mehreren Richtungen starr blockiert; einer Verschiebung in den verbleibenden Freiheitsgraden oder einer beliebig gerichteten Verdrehung stellt sich dagegen kein Widerstand entgegen (vgl. Abbildung 6-1). Nach Meinung des Autors sind diese Annahmen vertretbar bei einer Kombination aus einem sehr steifen Untergrund und einem kurzen, wuchtigen Pfeiler, der auf einem ausgedehnten Gründungskörper steht und die Überbaulasten – so wie die Auflagerbänke der Widerlager – über Kalottenlager aufnimmt. [Unger et al. 2006] z. B. mutmaßen, dass die untersten vertikalen Eigenfrequenzen einer langen Brücke von der Nachgiebigkeit der Unterkonstruktion kaum

betroffen sind. Ferner wird hier davon ausgegangen, dass der Überbau aufgrund der weichen Verbindung zum Widerlager über das Gelände und die Übergangskonstruktion völlig entkoppelt von diesem schwingt. Generell ist zu sagen, dass die getroffenen Annahmen die Aussagekraft der Schlussfolgerungen keineswegs beeinträchtigen. Vielmehr ist davon auszugehen, dass die später eingesetzten Schadensidentifikationsmethoden auch unter anderen Randbedingungen ähnlich gute bzw. schlechte Ergebnisse liefern.

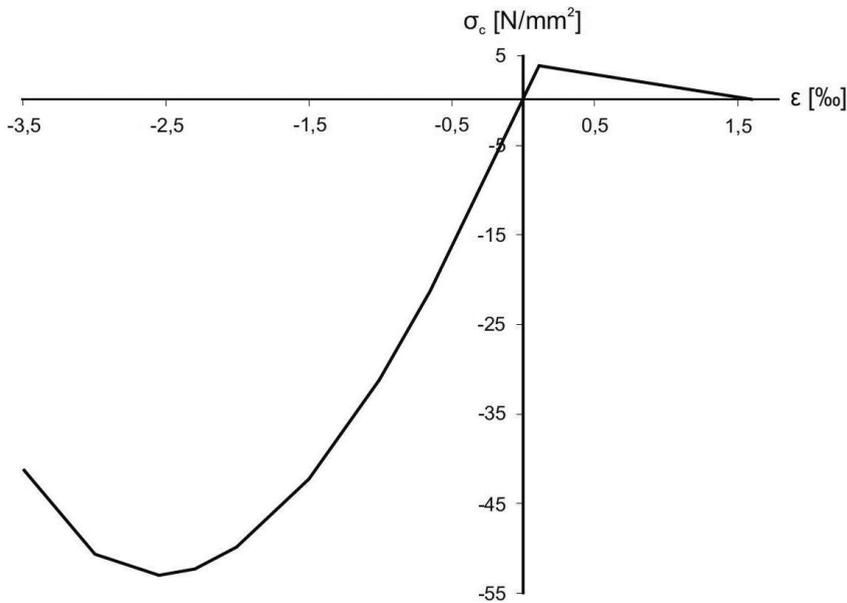


Abb. 6-8 Betonarbeitslinie bei einer einachsigen Beanspruchung

Die verwendeten Materialmodelle wurden bereits im vorangegangenen Kapitel näher erläutert. Abbildung 6-8 zeigt die für eine einachsige Betonbeanspruchung ange-setzte Arbeitslinie, wobei der mit 32.800 N/mm² angenommene Sekantenmodul den linear-elastischen Bereich repräsentiert (vgl. [DIN 1045-1 2008]). Da die untersuchten Lastfallkombinationen weit unterhalb der Tragfähigkeit liegen und somit zu betragsmäßig relativ geringen Druckspannungen führen, wird im Druckbereich erneut keine Schädigung definiert. Aus diesem Grund ist auch zu erwarten, dass der Betonstahl keine plastischen Dehnungen erfährt, sodass die Erfassung seiner gesamten Arbeitslinie (siehe Abbildung 6-9) eigentlich unnötig ist. Das Modell ist homogen, d. h. es gelten überall die gleichen Materialgesetze, bei deren Formulierung hier Langzeiteffekte wie das Kriechen und die Nacherhärtung des Betons ausgeblendet werden. Das Erstere entspricht dabei der Annahme, dass die unter einer Dauerlast auftretenden Spannungsumlagerungen keinen starken Einfluss auf die dynamische Steifigkeit ausüben bzw. diese bei allen Messungen annähernd gleich beeinflussen. Das Letztere hat seine Berechtigung bei einer späten Vorspannung, z. B. aufgrund einer zu langsamen Festigkeitsentwicklung, oder einer bzgl. der Brückenfertigung um Jahre verzögerten Basismessung.

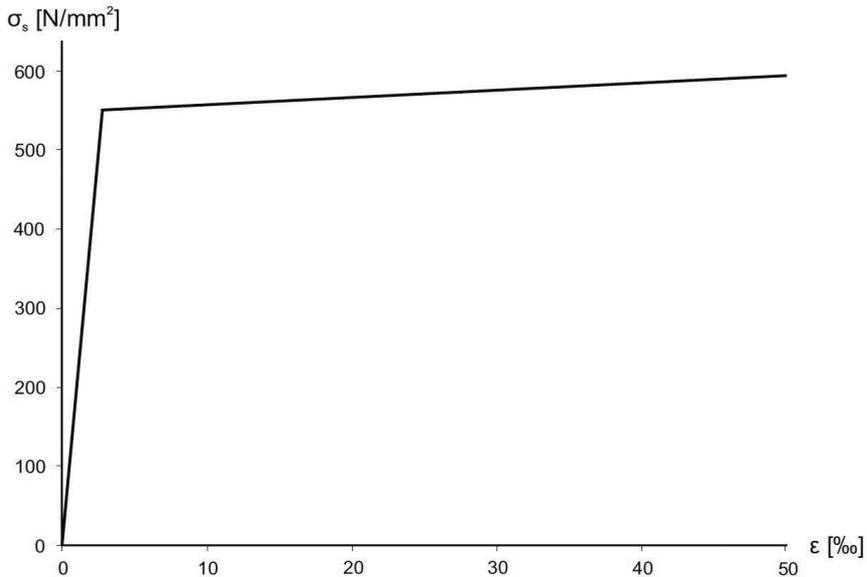


Abb. 6-9 Arbeitslinie des Betonstahls nach DIN 1045-1

Die Materialeingabe endet ohne eine Erfassung der Eigenschaften des in Längs- bzw. Querrichtung eingebauten Spannstahls, der gedanklich aus dem Überbau herausgeschnitten und durch zunächst konstante Anker- und Umlenkkräfte ersetzt wird, welche die Verluste aus Reibung an den Sätteln sowie Keilschlupf beinhalten und auf die Querrahmen und Konsolen bzw. auf die Fahrbahnplatte einwirken. Diese Vorgehensweise berücksichtigt die praxisübliche Annahme, dass die im Gebrauchsbereich noch geringen Durchbiegungen des Überbaus keine bemerkenswerten Zusatzspannungen im verbundlosen Spannstahl hervorrufen (siehe z. B. [Graubner/Six 2011]), womit dessen genaue Modellierung die Beton- und Schlaffstahlspannungen kaum beeinflusst. In diesem Kontext seien die numerischen Untersuchungen von [Bruggi et al. 2008] erwähnt, die einen linear-elastischen Betonbalken mit einer ohne Verbund exzentrisch geführten Spannleiste modellieren und nach deren Wegnahme trotz des relativ hohen Spannstahlbewehrungsgrades von 0,4 % nur einen geringen Abfall der ersten vertikalen Biegeeigenfrequenz um rund 1 % beobachten.

Auch der Steifigkeitsbeitrag des Brückenausbaus bestehend aus dem Belag, den Kappen sowie den Leitplanken und Geländern wird vernachlässigt. Da das Programm lediglich die Eigenmasse der physisch modellierten Bauteile selbstständig über die eingegebene Materialdichte erfasst, sind Zusatzmassen zu definieren und den Schalenelementen zuzuweisen. Außerdem werden in beiden Feldern jeweils vier Flächen (5,0 m x 0,4 m) festgelegt, in denen die Schalenelemente weiter um rund 5 t/m² erhöht wird (vgl. Abbildung 6-7). Diese „Blöcke“ repräsentieren zwei ungefederte „Euro-Sattelzüge“ mit einem Gesamtgewicht von je 40 t, die mittig im Feld sowie nahezu mittig im LKW-Streifen stehen. Mit der so angenäherten Massenverteilung stellt das Programm dann die zur Durchführung der Modalanalyse notwendige Massenmatrix auf, wobei die Gesamtmasse des Modells rund 5.700 t beträgt.

Bevor die zur Berechnung der Eigenfrequenzen und -formen ebenfalls benötigte Steifigkeitsmatrix aufgestellt werden kann, ist der Gleichgewichtszustand unter der statischen Belastung zu ermitteln. Dies geschieht unter Ansatz der in Tabelle 6-2 skizzierten Lastgeschichte, wobei stoffliche und geometrische Nichtlinearitäten Berücksichtigung finden. Vereinfachend wird dabei von einem starren Lehrgerüst ausgegangen, welches sich weder vor noch während des Spannvorgangs verformt. Die Simulation der Vorspannwirkung erfolgt durch Einzel- und Streckenlasten, wobei die (unvollständige) Aktivierung des Eigengewichts ein Abheben des noch nackten Hohlkastens von der Schalung verhindert. Die Eigen-, Ausbau- und Verkehrslasten generiert das Programm aus der Gesamtmasse des jeweiligen Schalelements und manuell eingegebenen Faktoren („Gravity-Loads“). Zur Erfassung der pauschal mit 10 % angenommenen zeitabhängigen Spannkraftverluste werden im Schritt 5 (s) Lasten angebracht, die der Vorspannwirkung entgegengerichtet sind.

Tab. 6-2 Reihenfolge der statischen Lastfälle (s) und Modalanalysen (m)

Schritt	Bezeichnung	Bemerkung
1 (s)	Vorspannen	längs und quer, dabei 40 % des Eigengewichts aktiviert
2 (s)	Ausschalen	Aufbringung der restlichen 60 % des Eigengewichts
3 (s)	Ausbaulast	
4 (s)	Verkehrslast	2 Sattelzüge (kein DIN-FB-Lastmodell)
5 (s)	Spannkraftverlust	zeitabhängig (z. B. Relaxation)
6 (m)	Modalanalyse „ungeschädigt“	Basismessung
7 (s)	Schadensszenario	Setzung bzw. weiterer Spannkraftabfall (später erläutert)
8 (m)	Modalanalyse geschädigt	Kontrollmessung

Trotz des erhöhten Eingabeaufwandes und der Komplexität des Modells ist eine große Ähnlichkeit mit dem zur Validierung der Stoffgesetze angefertigten Plattenmodell zu konstatieren. Innerhalb einer statischen Stufe wird die aufgebrachte Belastung langsam hochgefahren, was zu einer Vernachlässigung der Massenträgheit führt und keine Schwingungen zur Folge hat. Die Materialbeanspruchung nimmt mit Beginn des Ausschalens mit jeder Stufe im Wesentlichen monoton zu, d. h. die Vertikallasten sind in Längsrichtung ähnlich verteilt und zeigen in dieselbe Richtung. Nachdem die statische Belastung aufgebracht wurde, wirkt dann gedanklich eine geringe dynamische Kraft, die eine Bestimmung der Modalparameter ermöglicht (vgl. Abschnitt 5.2). In der Realität entspricht dieses Modell anschaulich gesprochen einer Brücke, auf die zwei Sattelzüge langsam auffahren und in der jeweiligen Feldmitte verharren. Danach werden z. B. mit einem Unwuchterreger Schwingungen erzeugt und die Eigenfrequenzen sowie Eigenformen bestimmt. Ferner sind die

Temperaturen im Überbau räumlich sowie zeitlich konstant, was summa summarum ein eher akademisches Beispiel darstellt und einem Versuch unter Laborbedingungen ähnelt. Im weiteren Verlauf ist deshalb zu diskutieren, wie die von dieser Modellvorstellung abweichenden Eigenschaften einer realen Verkehrsbelastung bzw. eines realen Temperaturfeldes die Schlussfolgerungen beeinflussen.

6.4 Tragwerksverhalten im Basiszustand

Die Ergebnisse einer numerischen Simulation sollten stets kritisch hinterfragt werden, was insbesondere auf derart umfangreiche Modelle zutrifft, bei deren Erstellung das Risiko eines Eingabefehlers trotz sorgfältiger Überprüfung nicht vollständig verschwindet. Dazu wurden hier die Auflagerkräfte und Eigenfrequenzen sowie die an ausgewählten Punkten ausgegebenen Verschiebungen, Dehnungen und Spannungen mit den Ergebnissen von einfachen Handrechnungen bzw. einfachen linearen FE-Balkenanalysen verglichen und als plausibel erachtet. Dabei entwickelt der Anwender ein Gespür für das Verhalten des Modells, dessen Grundzüge dieser Abschnitt präsentiert.

Interessant ist zunächst ein Blick auf die Verformungen, wobei Abbildung 6-10 den Zustand des Tragwerkes vor der Durchführung der dynamischen Basismessung, und somit am Ende der fünften Laststufe zeigt. Die maximale Durchbiegung tritt im rechten Feld auf und beträgt 8 cm, wobei Langzeiteffekte hier wie bereits erwähnt keine Berücksichtigung finden. Bei Betrachtung des Querschnitts an ausgewählten Stellen fällt auf, dass neben der Rahmenverformung des Hohlkastens auch dessen Verdrehung aufgrund der geringen Lastexzentrizität und der hohen Torsionssteifigkeit minimal bleibt. Das Verformungsbild am Ende des Spannvorgangs stimmt ebenfalls mit den Erwartungen überein: Die vertikalen Verschiebungen liegen entsprechend der Lasteingabe noch im Millimeterbereich und der Überbau erfährt hauptsächlich eine Verkürzung um rund 1 cm.

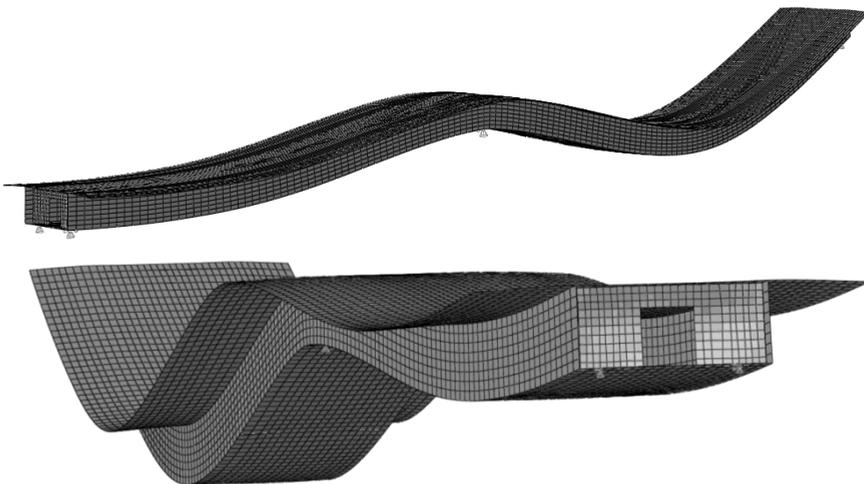


Abb. 6-10 Überhöhte Verformung des Überbaus am Ende von Schritt 5 (s) (Basiszustand)

Weitere wichtige Informationen über das Verhalten des Modells liefert eine Beobachtung der Betonhauptdehnungen. Sind nach dem Vorspannen weder in den Stegen, noch in der Fahrbahn- bzw. Bodenplatte Risse zu erkennen, so reißt der Hohlkasten im rechten Feld und über dem Pfeiler während des Ausschalens jeweils über einen längeren Bereich auf. Dies führt dort zu einer starken Herabsetzung der Steifigkeit in Längsrichtung und trotz der verschmierten Rissmodellierung zu einem deutlichen betragsmäßigen Anstieg der Betondruckspannungen. Dennoch liegen die nach der fünften Laststufe im rechten Feld und am Pfeiler ausgegebenen Extrema mit rund -10 N/mm^2 bzw. -20 N/mm^2 weit entfernt von der Festigkeit. Des Weiteren wird die bei der statischen Berechnung angenommene mitwirkende Plattenbreite bestätigt: Während die Druckspannungen in der Mitte beider Felder über die Breite der Fahrbahnplatte nahezu konstant sind, fallen die Werte in der Bodenplatte am Pfeiler in Richtung Kastenmitte deutlich ab.

Im Fokus der Arbeit steht jedoch das modale Verhalten des Überbaus, der aufgrund des geschlossenen Kastenquerschnitts und der massiven Querscheiben eine hohe Torsionssteifigkeit aufweist. Dies führt zum einen dazu, dass die Torsionseigenformen erst spät auftauchen, zum anderen bleiben die Torsionsanteile in den Biegeeigenformen auch bei einem gewissen Abstand zwischen dem Massen- und dem Steifigkeitszentrum gering. Die zu den untersten vier Schwingungsformen gehörenden Frequenzen sind in Tabelle 6-3 angeschrieben und liegen erwartungsgemäß deutlich unter den Werten aus Tabelle 6-1. Ursächlich hierfür ist neben den Zusatzmassen die aufgetretene Rissbildung, die vor allem die Grundfrequenz stark beeinflusst. Deren zugeordneter Krümmungsverlauf im nicht gerissenen Zustand wird im rechten Feld maximal und fällt im weitläufig gerissenen Bereich nur schwach ab. Abschließend sei angemerkt, dass die Verwendung von reduziert integrierten S4R- bzw. S8R-Schalenelementen bei gleicher Netzfeinheit zu identischen Frequenzwerten führt.

Tab. 6-3 Die untersten Eigenfrequenzen im Basiszustand

Nummer	Eigenfrequenz [Hz]	Kurzbeschreibung der Eigenform
1	1,34	1. Biegung vertikal (BV1)
2	2,38	2. Biegung vertikal (BV2)
3	4,0	1. Biegung lateral (BL1)
4	5,2	3. Biegung vertikal (BV3)

BV1:



BL1:



BV2:



BV3:



6.5 Untersuchte Schadensszenarien

Vom beschriebenen Basiszustand UG ausgehend werden zwei Systemveränderungen vorgenommen, die nicht gleichzeitig oder nacheinander, sondern alternativ auftreten. Im ersten Schadensfall SZ 1 sinken die beiden Punktlager am Pfeiler um 8 cm ab – ein Wert, der deutlich über der bei der Bemessung angenommenen Setzungsdifferenz liegt. Bei der Analyse wird das in diesem Fall entlastend wirkende Betonkriechen weiterhin vernachlässigt, was zur Annahme führt, dass die Kontrollmessung zeitnah nach dem Eintreten der Setzung erfolgt. Deren Ursache könnte beispielsweise eine Tunnelbohrung sein, welche in der Nähe des Pfeilerfundamentes verläuft. Die daraus folgende Veränderung der Überbaubeanspruchung skizziert Tabelle 6-4, bei deren Ermittlung ein Balkenmodell zum Einsatz kam, das eine konstante, gegenüber dem Wert im nicht gerissenen Zustand um 40 % reduzierte Biegesteifigkeit aufweist und einer Belastung unterworfen ist, die derjenigen des Schalenmodells entspricht (vgl. Tabelle 6-2). Durch die induzierte Lagersetzung wird das Rissbild im rechten Feld verstärkt und über dem Pfeiler abgeschwächt, das linke Feld bleibt rissfrei. Auch nach der Zunahme des Biegemomentes im rechten Feld liegt dieses weit unterhalb des unter Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte auf Materialseite berechneten Bruchmomentes (ca. 235 MNm), weshalb ein Anspringen des Überwachungssystems hier zu einem frühzeitigen Alarm mit einer weiterhin großen Sicherheitsreserve führen würde. Wie bereits erwähnt, ist das verwendete Betonmodell für eine monotone Zunahme der Beanspruchung mit maximal schwachen Entlastungsintervallen vorgesehen. Streng genommen liegt die bei der Kontrollmessung angesetzte dynamische Steifigkeit über dem Pfeiler außerhalb der im fünften Kapitel durchgeführten Validierung, die eine Unterschätzung des Steifigkeitsrückgewinnes bei Entlastung zeigt. Da der Rückgang der Biegebeanspruchung um 18 % jedoch relativ gering ist, ist zu erwarten, dass die Ergebnisse trotzdem belastbar sind.

Tab. 6-4 Änderung der Biegemomente durch den jeweiligen Schaden

[MNm]	Basiszustand (UG)	nach Setzung (SZ 1)	nach Spannkraft- verlust (SZ 2)
Max. linkes Feld	59	70	66
am Pfeiler (Achse B)	-153	-125	-167
Max. rechtes Feld	112	125	121

Im zweiten Schadensszenario SZ 2 versagen 3/7 des Querschnittes der am vorderen Steg liegenden Längsspannglieder, ohne sich am Sattel infolge Querpressung wieder zu verankern. Dies führt zu einem globalen Abfall der Gesamtspannkraft um rund 20 %. Als Ursachen hierfür kommen eine lokale Korrosion, die trotz des werkseitig hergestellten Schutzes nicht vollkommen ausgeschlossen werden kann (siehe dazu [Rombach 2010]), sowie Sabotage in Betracht, wobei letztere höchstwahrscheinlich nach einer gewissen Zeit bei einer Brückenbesichtigung auffallen würde. Auch zur schnellstmöglichen Erkennung und Aufklärung derlei terroristischer Akte sind schwingungsbasierte Dauermonitoringmaßnahmen, bei denen mit wenigen Sensoren

z. B. lediglich die Eigenfrequenzen überwacht werden, ein interessanter Ansatz. Die Umsetzung des Schadens erfolgt wie bei der Erfassung der planmäßigen zeitabhängigen Spannkraftverluste durch an den Anker- und Umlenkstellen angebrachte Lasten, die der Vorspannwirkung entgegengerichtet sind. Dadurch wird neben dem entlastenden Moment auch die Normaldruckkraft reduziert und die Rissbildung im rechten Feld und am Pfeiler forciert, wohingegen das linke Feld erneut rissfrei bleibt. Die betragsmäßig größten Hauptdruckspannungen treten natürlich weiterhin am Pfeiler auf und beziffern sich auf etwa -25 N/mm^2 – ein Wert, der nur leicht außerhalb der linear-elastischen Grenze liegt (vgl. Abbildung 6-8). Gänzlich elastisch bleibt der Stahl, dessen Spannungen die Fließgrenze trotz der Belastungszunahme bei weitem nicht erreichen.

6.6 Simulation einer ambienten Modalanalyse

Gedanklich erfolgt die Ermittlung der Eigenfrequenzen des Überbaus sowie der zugehörigen Schwingungsbilder mit 66 vertikal ausgerichteten 1D-Beschleunigungssensoren, welche die Fahrbahnplatte entlang einer im Abstand von 1,2 m zum vorderen Rand verlaufenden Reihe an jedem zweiten FE-Knoten abtasten (Abbildung 6-11). Um das Potential der modalbasierten Zustandsbewertung nicht zu überschätzen, werden hier nur die ersten beiden Eigenfrequenzen und -formen verwendet. Der dritte Eigenvektor beschreibt hauptsächlich eine laterale Bewegung (vgl. Tabelle 6-3) und wird durch den Verkehr kaum angeregt. Die erfassten vertikalen Amplituden sind dementsprechend sehr gering und auch bei den anderen Eigenformen stellt sich die Frage, ob deren schwache Anregung eine ausreichend genaue Identifikation erlaubt.

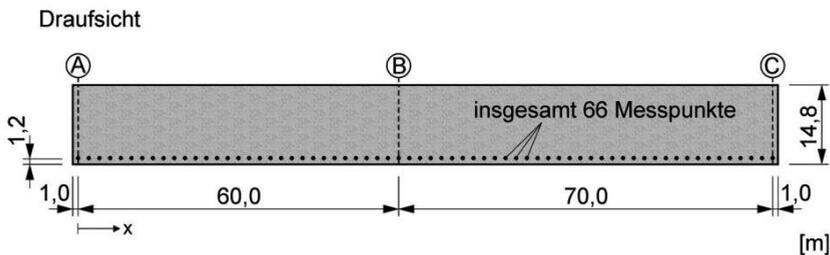


Abb. 6-11 Sensorlayout

Da die vielen verschiedenen Brückentypen stark unterschiedliche Schwingungseigenschaften aufweisen können, ist das Sensorlayout bei jeder Anwendung neu zu konzipieren und auf den vorliegenden Fall abzustimmen. Hier liefert beispielsweise eine parallele Messung am hinteren Plattenrand aufgrund der hohen Torsionssteifigkeit sowohl im Basiszustand als auch in den Schadensszenarien Kurven, die genau über den beiden vorne ermittelten Schwingungsformen liegen. Somit geht der weitere Informationsgewinn bzgl. einer Schadenserkenung genauso gegen Null, wie dies bei einer zweiten Sensorreihe am Steg der Fall ist, welche ebenfalls identische Kurven liefert, wenn man über die etwas höhere Skalierung am Rand infolge der Plattennachgiebigkeit hinwegsieht.

Auch bei der folgenden Studie ist es dringend erforderlich, die unvermeidbare Streuung der Messergebnisse mit einzubeziehen. Diese resultiert vor allem aus Ungenauigkeiten, die mit der Gewinnung und Verarbeitung von Beschleunigungszeitverläufen in Verbindung stehen, aber auch aus äußeren Einflüssen wie den Schwankungen der Bauteiltemperaturen und der Anregungsstärke, die trotz einer Beobachtung nicht vollkommen ausgeschaltet werden können. Ein Vergleich von Messergebnissen, die unter exakt gleichen äußeren Bedingungen entstanden sind, ist demnach utopisch. Die Berücksichtigung dieser Widrigkeiten erfolgt durch eine künstliche Kontamination der vom FE-Programm ausgegebenen Frequenzen und modalen Verschiebungen, wobei die angesetzten Zufallsvariablen die in Abschnitt 4.3 beschriebenen Eigenschaften aufweisen. Ein weiterer zentraler Aspekt, nämlich die ständige Veränderung von Position und Betrag des dominierenden statischen Anteils der Verkehrsbelastung nebst der damit verbundenen Zusatzmasse, wird zunächst bewusst ignoriert und erst später in Abschnitt 6.9 besprochen. Auf die erläuterte Weise werden nun im Gegensatz zum vierten Kapitel in sämtlichen Systemzuständen, also nicht nur im Basiszustand, jeweils zwei Messungen generiert, welche die Bezeichnungen UG 1, UG 2 („ungeschädigt“) sowie SZ 11, SZ 12 (Szenario Setzung) bzw. SZ 21, SZ 22 (Szenario Spannkraftverlust) tragen.

Nach der eigentlichen Messung an der Brücke und der anschließenden Auswertung der gewonnenen Zeitverläufe stehen die Eigenvektoren in Form von Rohdaten zur Verfügung. Vor der Anwendung der verschiedenen Schadensidentifikationsmethoden erfolgen dann die Glättung dieser Eigenformen und parallel dazu die Ermittlung der zugehörigen Krümmungsverläufe. Dazu kommt das bereits vorgestellte Verfahren „Mixed Approach“ zum Einsatz, wobei darauf zu achten ist, dass die gewählten Penalty-Faktoren auf der einen Seite groß genug sind, um unplausibel stark schwankende Krümmungen z. B. an den Endauflagern zu unterdrücken, auf der anderen Seite jedoch nicht zu groß sind, mit dem Ergebnis, dass die geglättete Kurve zu weit unterhalb oder neben den Messwerten liegt. Ferner gilt es möglichst alle bekannten Randbedingungen in das aufgestellte Gleichungssystem einzuarbeiten. Im vorliegenden Fall wird beispielsweise angenommen, dass die Krümmungen der beiden identifizierten Biegeeigenformen an den Endauflagern (Achse A, C in Abbildung 6-1) etwa null sind, was die Ausgabe unrealistisch hoher Krümmungswerte in diesen Bereichen verhindert. Die vertikalen Verschiebungen an den Lagern sind dagegen unbekannt und werden nicht unterbunden. Neben geometrischen Gesichtspunkten, die mit der Drehung des 3,5 m hohen Hohlkastens um den Auflagerpunkt zusammenhängen, ist dies eventuellen Nachgiebigkeiten geschuldet, die z. B. in einem denkbaren Schadensszenario aufgrund eines defekten Brückenlagers vorliegen könnten. Vergleicht man die Schwingungsformen nach der Glättung mit den reinen FE-Kurven, ist eine sehr gute Übereinstimmung erkennbar. Deutlich ungenauer sind jedoch erwartungsgemäß die ermittelten modalen Krümmungen, die z. B. den scharfen Anstieg am Pfeiler infolge der bereits im Basiszustand auftretenden Rissbildung nicht wiedergeben.

Später soll u. a. die Krümmung der Verformungsfigur unter Gleichlast zur Schadenslokalisierung herangezogen werden – eine Methode, die eine Massennormierung gemäß Gleichung 2-16 voraussetzt. In diesem Fall sind die Eigenschwingungsformen innerhalb einer Messung sowie zwischen mehreren Messungen übergreifend

gleich skaliert. Mit dem verwendeten Programm [Abaqus] lassen sich zwar Eigenvektoren ausgeben, die bereits massennormiert sind, jedoch geschieht dies unter Berücksichtigung aller, also auch der horizontalen FE-Freiheitsgrade sowie der sich auf der Brücke befindlichen Verkehrsmasse. Eine derart feine Auflösung ist bei einer realen Schwingungsmessung nicht zu erreichen. Im vorliegenden Fall beispielsweise besteht jeder Eigenvektor aus lediglich 66 vertikalen Verschiebungen. Zudem ist die durch den Verkehr eingebrachte, variierende Zusatzmasse bei praktischen Anwendungen nicht bekannt. Dementsprechend wird hier eine Massenmatrix verwendet, deren Diagonale eine Längsaufteilung der Eigen- und Ausbaumasse des Überbaus auf 66 Punkte darstellt. Diese Vorgehensweise führt zu Normierungsfehlern, die aus den im Abschnitt 2.2 erwähnten Gründen jedoch keinen großen Einfluss auf die Zustandsbewertung haben. Ein anschauliches Gegenbeispiel ist allerdings eine Stahlbrücke mit einer schwach ausgesteiften Fahrbahnplatte und einer starken Schädigung an nur einem der Hauptträger. Wird in diesem Fall lediglich an einem Hauptträger gemessen, kann der Normierungsfehler nach der Schädigung deutlich größer sein als davor.

6.7 Pfeilersetzung: Erkennung und Lokalisierung der Schädigung

Nun wird untersucht, ob man die beiden beschriebenen Brückenschäden mit den zur Verfügung stehenden Eigenfrequenzen und Eigenformen feststellen und lokalisieren kann. Zum Verständnis des Textes sind zunächst die im Folgenden verwendeten Termini näher zu erläutern. So bezieht sich der Begriff „Schaden“ im vorliegenden Kontext auf die zunehmende Rissbildung und nicht auf deren eigentliche Ursache, ergo die Setzung am Pfeilerfundament bzw. die Spannstahlbrüche. Das modalbasierte Überwachungssystem liefert dementsprechend keine abschließende Beurteilung und ist von der Erfahrung des Brückenprüfers abhängig, der die angezeigten Steifigkeitsabfälle einem vorgelagerten Prozess zuordnen muss. Die „planmäßige“ Rissbildung im Basiszustand wird hier ebenfalls nicht als „Schaden“ oder als „Schädigung“ titulierte, sondern erst die darüber hinausgehende Zunahme der Rissbreite und -höhe sowie die Vergrößerung des betroffenen Bereichs. Dieser in Abschnitt 6.4 beschriebene Zustand ist also der Punkt, ab dem die Definition aus [Duden 2014] gilt:

„[Ein Schaden ist] etwas, was die Gegebenheiten, die bestehende Situation in einer negativen, nicht wünschenswerten Weise verändert.“

Um dem Leser die Interpretation der später abgedruckten Schaubilder zu erleichtern, skizziert Abbildung 6-12 zunächst die in den drei verschiedenen Zuständen von einer Rissbildung betroffenen Intervalle. Bei der Abschätzung der Grenzen wurden unter Berücksichtigung der jeweils vorhandenen Normalkraft sowie der mitwirkenden Plattenbreiten nach DIN 1045-1 die Rissmomente berechnet und den zur Tabelle 6-4 gehörenden Momentenverläufen gegenübergestellt.

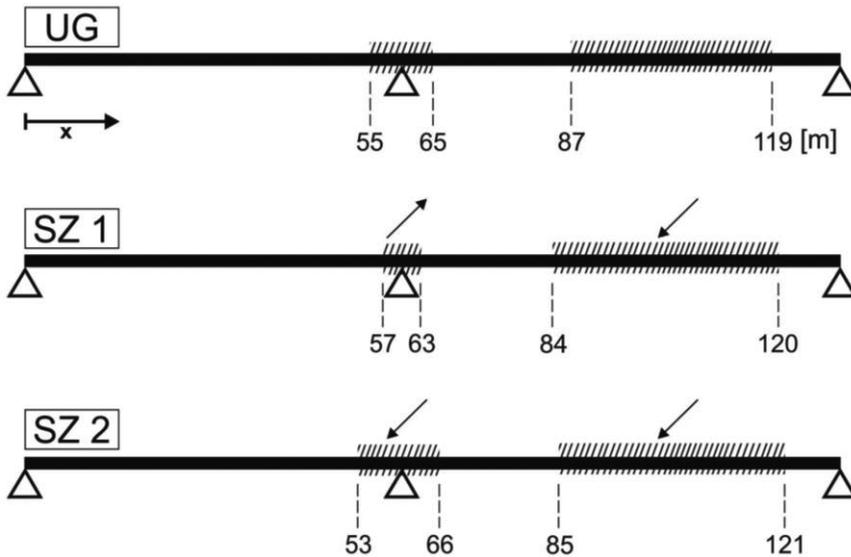


Abb. 6-12 Rechnerisch gerissene Bereiche und Veränderung der dynamischen Steifigkeit

Ergänzend zu den Voruntersuchungen im vierten Kapitel werden die verbleibenden Methoden nun unter erschwerten Randbedingungen getestet. Dies betrifft z. B. die räumliche Modellierung und das dadurch kompliziertere Tragwerksverhalten, vor allem aber die Rissbildung im Basiszustand, die über einen weiten Bereich ausgehende Schädigung sowie den von der Pfeilerersetzung erzeugten lokalen Steifigkeitsanstieg. Letzterer tritt in einem Intervall auf, in dem die zweite Eigenform eine große Krümmung aufweist (Abbildung 6-13), womit er die Auswirkung des weitläufigen Steifigkeitsabfalls im rechten Feld auf die zweite Eigenfrequenz egalisiert (Tabelle 6-5). Trotzdem würde auch ein Überwachungssystem mit nur einem Messpunkt auf die Zustandsverschlechterung SZ 1 anspringen, da die Krümmung der Grundschwingungsform im geschädigten Bereich maximal wird und die Grundfrequenz deshalb stark absinkt (Tabelle 6-6).

Tab. 6-5 Eigenfrequenzergebnisse der fiktiven Messungen

[Hz]	UG 1	UG 2	SZ 11	SZ 12
f_1	1,336	1,344	1,236	1,245
f_2	2,398	2,381	2,380	2,396

Tab. 6-6 Relative Änderungen im Vergleich zur Messung UG 1

[%]	UG 2	SZ 11	SZ 12
f_1	+0,6	-7,5	-6,8
f_2	-0,7	-0,8	-0,1

Mit den modalen Krümmungen lassen sich die beobachteten Frequenzveränderungen bei Kenntnis des Schadensbildes anschaulich erklären. Im Praxisfall ist jedoch der inverse, deutlich schwierigere Weg zu gehen, d. h. der Anwender versucht, den noch nicht genauer bekannten Schaden mit Abbildung 6-13 zu orten. Markiert man im Krümmungsverlauf der ersten Eigenform den Bereich, in dem die Ungleichung 4-4 gilt, so lässt sich der Steifigkeitsabfall prinzipiell richtig lokalisieren, wobei dessen exakte Ausdehnung unterschätzt wird. Darüber hinaus erweist sich eine ernsthafte Schädigung bei $x = 25$ m oder am Pfeiler bei Betrachtung des zur zweiten Eigenform gehörenden Verlaufs als eher unwahrscheinlich. Komplexer ist dagegen eine Interpretation der Frequenzveränderungen bei einer gleichzeitigen Betrachtung beider Verläufe. Die naheliegende Erklärung für das stark unterschiedliche Verhalten ist ein schwerer, sehr lokal begrenzt auftretender Schaden bei $x = 48$ m oder $x = 86$ m. Da derartige Schäden für verbundlos vorgespannte Betonbrücken jedoch untypisch sind, liegt die Vermutung einer bereichsweisen Steifigkeitszunahme nahe. Durch diese gedankliche Erweiterung ergeben sich u. U. viele Kombinationen aus verschiedenen starken und mit unterschiedlichen Vorzeichen nebeneinander stattfindenden Steifigkeitsänderungen, die zu den beobachteten Frequenzverschiebungen passen. An diesem Punkt muss der Anwender denkbare Schadensursachen durchspielen und unwahrscheinlich erscheinende Kombinationen ausschließen. Für eine abschließende Beurteilung sind jedoch eine Bestätigung mit speziellen Lokalisierungsverfahren und letztendlich auch eine Begutachtung des Rissbildes vor Ort nötig.

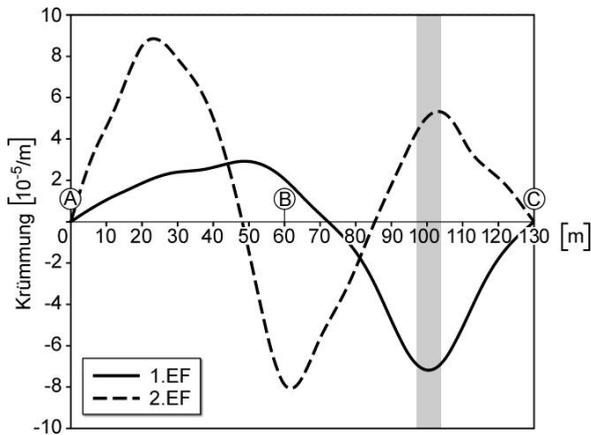


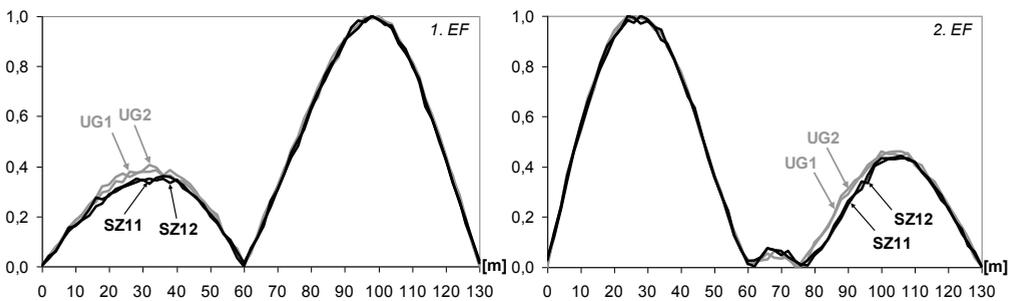
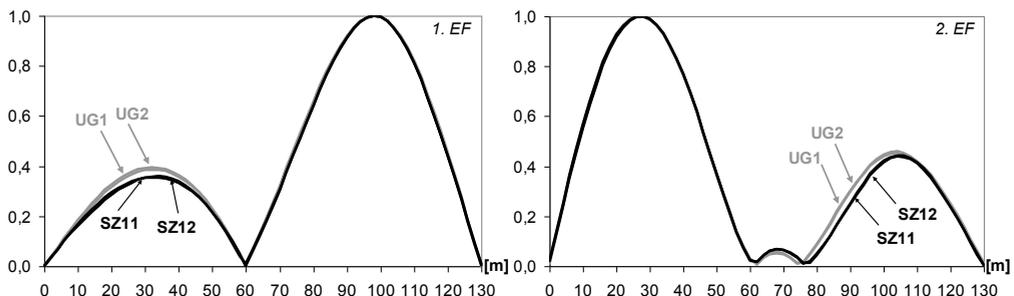
Abb. 6-13 Lokalisierungsversuch mit den modalen Krümmungen des Basiszustandes (Messung UG 1)

Neben den Eigenfrequenzen erwies sich in der Vorauswahl auch der sogenannte Mode Shape Area Index als ein effektives Werkzeug der Schadensfeststellung. Tabelle 6-7 zeigt die entsprechenden Verhältnisse bei Ansatz der noch nicht geglätteten Eigenformen. Man erkennt, dass die im Zustand SZ 1 gemessenen Werte deutlich von denen der beiden Messungen UG 1 und UG 2 abweichen, d. h. der Schaden wird auch mit dieser Methode zuverlässig festgestellt.

Tab. 6-7 Mode Shape Area (linkes Feld – rechtes Feld)

[%]	UG 1	UG 2	SZ 11	SZ 12
1. EF	26,4 – 73,6	26,6 – 73,4	24,9 – 75,1	25,2 – 74,8
2. EF	70,4 – 29,6	70,2 – 29,8	71,8 – 28,2	71,8 – 28,2

Bemerkenswert dabei ist, dass sich aufgrund der verschobenen Steifigkeitsverteilung auch die zweite Eigenschwingungsform signifikant verändert, obwohl ihre Frequenz quasi gleich bleibt. Dies bestätigen die Abbildungen 6-14 und 6-15, welche die vor bzw. nach der Glättung betragsmäßig angetragenen und auf einen Maximalausschlag von 1,0 normierten modalen Verschiebungen zeigen. Betrachtet man die geglättete Grundschwingungsform an der Stelle $x = 30$ m, verringert sich die Amplitude von 0,384 (UG 1) auf 0,354 (SZ 11), was einem prozentualen Abfall um ca. 8 % entspricht. Im Vergleich dazu ist die Abweichung zwischen den Messungen UG 1 und UG 2 dort mit rund 2 % gering. Auch diese Schaubilder machen deutlich, dass die angewendete Glättungstechnik einen großen Teil der Messungenauigkeiten eliminiert (vgl. Abbildung 4-12).

**Abb. 6-14** Gemessene Eigenformamplituden (vor der Glättung)**Abb. 6-15** Gemessene Eigenformamplituden (nach der Glättung)

Ein weiterer verlässlicher Schadensindikator ist die mit den Modalparametern ermittelte Verformungsfigur unter Gleichlast (vgl. Tabelle 4-6). Selbst bei einer linearen Modellierung des Überbaus wäre diese saloppe Bezeichnung allerdings mit Vorsicht

zu genießen. Die fiktive statische Belastung besteht hier aus 66 nach unten gerichteten Einzellasten von je 1 MN, die in einer parallel zum Rand der Fahrbahnplatte verlaufenden Reihe wirken. Die mit Gleichung 2-21 berechneten Durchbiegungen an den Sensorpositionen sind jedoch fehlerbehaftet – auch wenn man die Messfehler in den Eigenfrequenzen und Amplitudenverhältnissen ausklammert. Verantwortlich dafür ist vor allem der sehr dürftige modale Input, der aus lediglich zwei Ergebnissen besteht. So liegen beispielsweise keine Torsionseigenformen vor, mit denen man die Verdrehung des Überbaus infolge der außermittig angeordneten Lasten erfassen könnte. Außerdem sind die je 66 modalen Verschiebungen aus den bereits erwähnten Gründen nicht richtig normiert. Unbeeinflusst davon zeigt Abbildung 6-16 eine deutliche Modifikation der ermittelten Biegelinie respektive eine deutliche Zunahme der Durchbiegungen im rechten Feld durch die von der Setzung erzeugten Steifigkeitsveränderungen. Da die generierten Verformungsfiguren eine gewisse Ähnlichkeit mit der zweiten Schwingungsform aufweisen, wurden bei der Glättung deren Penalty-Faktoren übrigens fast exakt übernommen (vgl. Abschnitt 4.16).

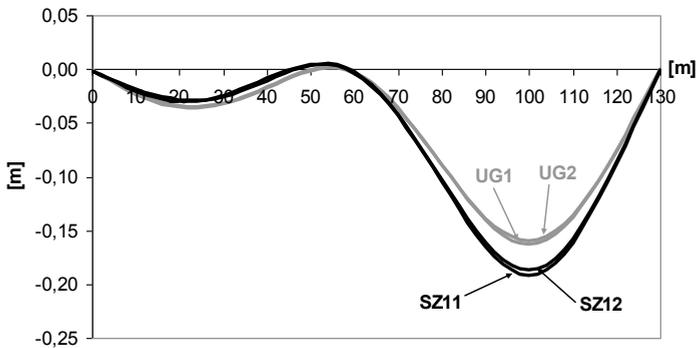


Abb. 6-16 Rechnerische Biegelinien unter Gleichstreckenlast (1 MN an jedem Messpunkt)

Die Veränderung dieser Biegelinie kann bei Betrachtung der zugehörigen Krümmungen auch zur Lokalisierung des angezeigten Schadens genutzt werden. Abbildung 6-17 zeigt die entsprechenden Kurven, wobei die größte Änderung tatsächlich im geschädigten Bereich auftritt und das hier als „Noise-Level“ bezeichnete und mit rund $0,04 \text{ ‰ m}^{-1}$ ausgegebene globale Maximum der Funktion $|UG 2 - UG 1|$ deutlich überragt. Dies gilt unabhängig davon, ob man die Ergebnisse der Messung SZ 11 oder die der Messung SZ 12 heranzieht und diese auf den Datensatz UG 1 oder den Datensatz UG 2 (Abbildung 6-18) bezieht. Außerhalb des geschädigten Bereiches treten erwartungsgemäß noch weitere Peaks auf, die jedoch allesamt wegdiskutiert werden können, da sie nicht in allen vier Verläufen erscheinen, von dem Noise-Level nahezu vollständig eingeschlossen sind und/oder mit einer betragsmäßigen Abnahme der Krümmung in Verbindung stehen. Trotzdem ist zu sagen, dass die Kurven die hohen Erwartungen aus dem vierten Kapitel (Abbildung 4-35) nicht gänzlich erfüllen. Vergleicht man die Krümmungswerte, aus denen Abbildung 6-17 hervorgeht, fällt zudem auf, dass der Betrag der Krümmung am Pfeiler ansteigt, was der Steifigkeitszunahme dort widerspricht und die Schwierigkeiten bei der Erfassung einer von Messungenauigkeiten überdeckten Krümmungsspitze aufs Neue belegt.

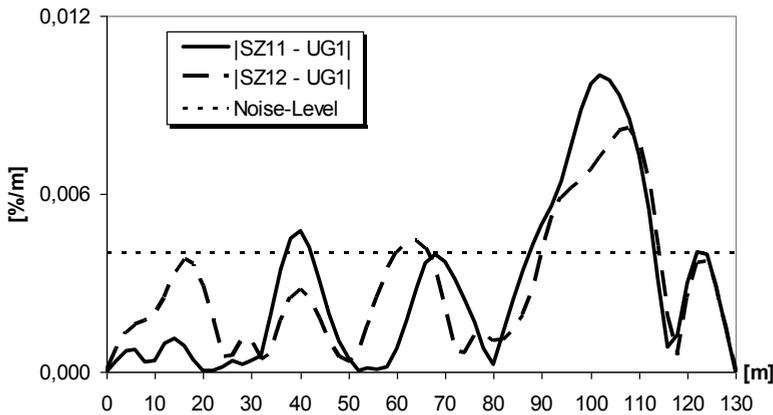


Abb. 6-17 Änderung der Krümmung der Biegelinie unter Gleichlast (Bezug: UG 1)

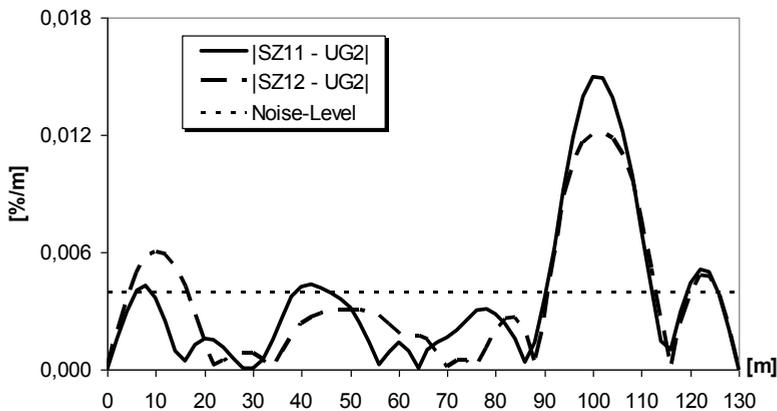


Abb. 6-18 Änderung der Krümmung der Biegelinie unter Gleichlast (Bezug: UG 2)

Ein großes Potential bescheinigten die Voruntersuchungen auch der sogenannten Direct Stiffness Calculation (Abbildung 4-39). Dabei wird der betrachtete Überbau zunächst gedanklich durch ein simples, statisch unbestimmtes Balkenmodell ersetzt. Danach erfolgt die iterative Ermittlung des Verlaufs der gegenüber einer schwachen Schwingung um die nichtlinear berechnete statische Gleichgewichtslage wirksamen Biegesteifigkeit. An dieser Stelle sei angemerkt, dass sich auf ähnliche Weise auch die dynamische Torsionssteifigkeit abschätzen lässt, sofern eine Torsionseigenform zur Verfügung steht, die modale Drillungen und mit Gleichung 2-22 auch Torsionsmomente liefert (siehe [Maeck/De Roeck 1999]). Wie in Abschnitt 4.18 werden die Krümmungswerte an den Nullstellen gestrichen und die Iteration startet jeweils ohne Vorwissen mit einer konstanten Biegesteifigkeit $EI(x)$. Abbildung 6-19 zeigt zunächst die mit der zweiten Eigenform berechneten Verläufe, die ein durchaus positives Gesamtbild abgeben. Sowohl im Zustand UG als auch im Zustand SZ 1 sind die Abweichungen zwischen den beiden Verläufen relativ gering. Außerdem treten die im Basiszustand im rechten Feld vorhandene Rissbildung und deren Zunahme sowie der Steifigkeitsanstieg über dem Pfeiler deutlich zu Tage. Dem linken Feld wird

richtigerweise eine unveränderte Steifigkeit attestiert. Der relativ geringe Abstand zwischen den Kurven SZ 11 bzw. SZ 12 und dem zur planmäßigen Rissbildung gehörenden Streubereich verdeutlicht im Übrigen, dass ein Lokalisierungsversuch ohne Basismessung im vorliegenden Fall problematisch ist.

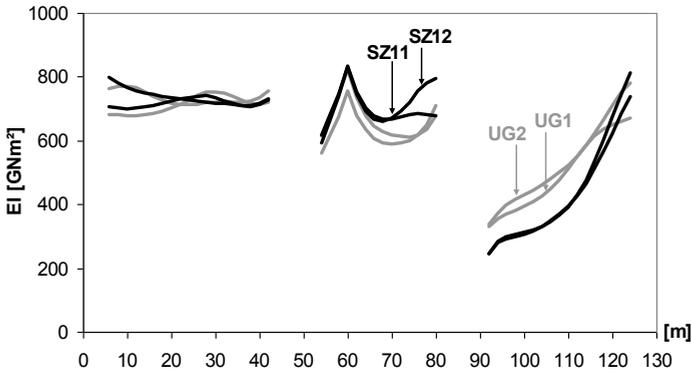


Abb. 6-19 Direkte Steifigkeitsberechnung mit der zweiten Eigenform

Unklar ist, ob auch die Lücken bei $x = 48$ m sowie $x = 86$ m Schädigungen aufweisen. Zur Klärung dieser Frage steht die Grundschiebungsform zur Verfügung, die hier jedoch auch bei Messungen am gleichen System signifikant voneinander abweichende Kurven liefert. Daher wird an jedem Messpunkt jeweils das arithmetische Mittel aus den beiden vorhandenen EI-Werten gebildet, was die Interpretation des Schaubildes deutlich erleichtert. Die resultierenden Verläufe sind in Abbildung 6-20 dargestellt, weisen aber einige Schwächen auf: So wird das Risswachstum im rechten Feld zwar auch mit der ersten Schwingungsform erkannt, jedoch sinkt die Biegesteifigkeit im Intervall von ca. $x = 30$ m bis über den Pfeiler hinweg noch stärker ab, was den tatsächlichen Verhältnissen und auch den mit der zweiten Eigenform ermittelten Ergebnissen widerspricht. Genau genommen würde man bei Betrachtung von Abbildung 6-20 vermuten, dass der Überbau über die gesamte Länge geschädigt wurde.

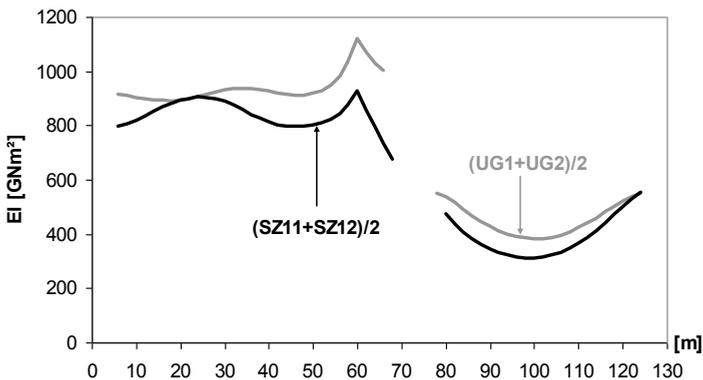


Abb. 6-20 Direkte Steifigkeitsberechnung mit der ersten Eigenform (Mittelwertbildung)

Als ein interessantes Lokalisierungsverfahren erwies sich auch die Schadensindex-Methode. Abbildung 6-21 zeigt die mit den jeweils zwei Eigenformen unter Verwendung der Gleichungen 4-18, 4-21 und 4-20 berechneten Verläufe, wobei die Daten UG 1 als Referenz fungieren. Unabhängig davon, ob die Ergebnisse der Messung SZ 11 oder die der Messung SZ 12 verwendet werden, überschreitet die Kurve im geschädigten Bereich den Schwellenwert $Z_s = 1,5$. Hierbei ist es nicht wichtig, dass das betroffene Intervall mit den exakten Grenzen heraustritt, da sich der Prüfer mit den vorliegenden Informationen sowieso einen größeren Bereich der Brücke genauer anschauen würde. Bei einem Vergleich mit Abbildung 4-37 fällt auf, dass sich dort isolierte Peaks stark von der Umgebung abheben und die Schadensstellen eindeutig anzeigen, während in Abbildung 6-21 auch an anderen Stellen Werte auftreten, die nicht weit unterhalb der „dehnbaren“ Schranke 1,5 liegen. Diese werden jedoch durch das jeweils andere Schaubild oder durch Heranziehen der Messung UG 2 (Abbildung 6-22) entkräftet.

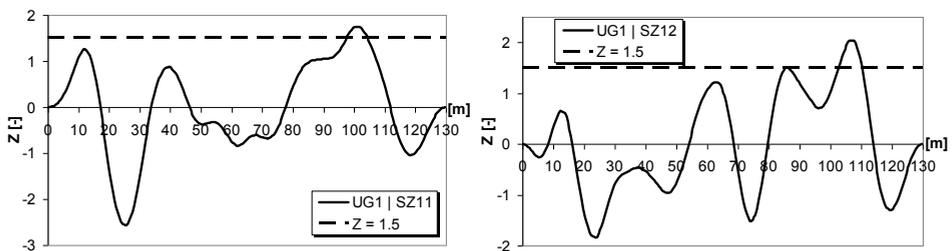


Abb. 6-21 Lokalisierungsversuch mit der Schadensindex-Methode (Bezug: UG 1)

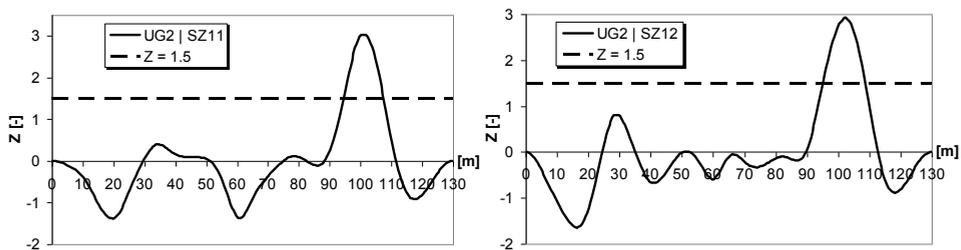


Abb. 6-22 Lokalisierungsversuch mit der Schadensindex-Methode (Bezug: UG 2)

Bei Betrachtung der vier abgedruckten Schaubilder sind relativ große Unterschiede auszumachen, die ihre Ursache in den bei der Ermittlung der modalen Krümmungen auftretenden Streuungen haben. Trotzdem wird der ausgedehnte und im betroffenen Intervall veränderliche Abfall der Steifigkeit in allen vier Fällen richtig lokalisiert, d. h. bei allen bisherigen Anwendungen inkl. der Voruntersuchungen liefert der Grenzwert $Z_s = 1,5$ gute Ergebnisse. Dies heißt aber keineswegs, dass dieser Wert bei allen Randbedingungen geeignet ist. Hier erfolgte vor der Berechnung der Schadensindizes eine feine Aufteilung der Struktur, nämlich in 260 Elemente bzw. im vierten Kapitel sogar in 400 Elemente. Bei einer sehr groben Untergliederung in 13 Elemente dagegen führt ein Vergleich zwischen den Datensätzen UG 1 und SZ 11 im rechten Feld nur zu einem Maximalwert von ca. 1,1. Auch bei einem größeren

Messnetz (siehe dazu [Ho/Ewins 1999]), einer höheren Messungenaugigkeit oder einem geringeren Steifigkeitsabfall ist zu erwarten, dass die normierten Schadensindizes im geschädigten Bereich unterhalb der Werte aus den Abbildungen 6-21 und 6-22 liegen. Wird in einem solchen Fall z. B. durch einen Abfall der Eigenfrequenzen ein Alarm ausgelöst, zeigt der zur Lokalisierung eingesetzte Verlauf der Schadensindizes nach einer Herabsetzung der Schranke auf etwa 1,0 u. U. mehrere potentielle Schadensorte an (vgl. [Alvandi/Cremona 2006]). Nun ist jedoch nicht davon auszugehen, dass bei der Auswertung weiterer Messungen immer an denselben Stellen nahezu gleichwertige Maxima auftreten, sodass nur wenige als kritisch eingestufte Bereiche im Fokus bleiben. Die ggf. vorzunehmende Anpassung des Schwellenwertes sollte jedenfalls kein unüberwindbares Gegenargument darstellen, da dem Anwender eine mit jedem Einsatz des Systems expandierende Datenbank zur Verfügung steht, aus der er Vergleichsfälle heranziehen und Erfahrungswerte übernehmen kann.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Beobachtung von jeweils zwei Eigenfrequenzen und Eigenformen unter den vorliegenden Randbedingungen ausreicht, um den Schaden eindeutig festzustellen und grob zu lokalisieren. Bei der Anwendung der Direct Stiffness Calculation nach Maeck/De Roeck liefern beide Eigenformen widersprüchliche Ergebnisse, die deshalb ignoriert werden. Dagegen zeigen die von Zhang/Aktan herangezogene Veränderung des Krümmungsverlaufes unter Gleichlast und die Schadensindex-Methode von Stubbs et al. übereinstimmend einen Steifigkeitsabfall im rechten Feld an. Dieser lässt sich bei Betrachtung der modalen Krümmungen des Basiszustands mit den Frequenzveränderungen bestätigen, wenn gleichzeitig eine Steifigkeitszunahme über dem Pfeiler oder im linken Feld hinzugezogen wird. Wurde das Rissbild im Basiszustand bei einer früheren Brückenprüfung aufgenommen, scheidet eine Steifigkeitszunahme im linken Feld wohl a priori aus. Somit erhält der Prüfer bereits eine relativ klare Vorstellung vom Schadensbild und kann durch die Anwendung mehrerer modalbasierter Methoden eine belastbare Aussage über die Zustandsentwicklung treffen, die trotz allem durch eine anschließende Begutachtung des Überbaus zu untermauern ist. Abschließend stellt sich natürlich die Frage nach der Ursache der festgestellten Veränderungen. Prinzipiell mögliche Erklärungen sind z. B. eine Hebung der Widerlager oder Setzungen am Pfeiler.

6.8 Spannkraftverlust: Erkennung und Lokalisierung der Schädigung

Auch die exzentrischen Spannstaahlbrüche kann man laut Tabelle 6-8 durch eine Beobachtung der Eigenfrequenzen des Überbaus deutlich wahrnehmen. Da das Rissbild dadurch u. a. großflächig in einem Bereich verstärkt wird, in dem die erste Eigenform ihre maximale Krümmung erreicht, fällt die Grundfrequenz dabei am stärksten ab. Ein Lokalisierungsversuch mit Ungleichung 4-4 führt dann dazu, dass das Risswachstum über dem Pfeiler unerkannt bleibt (vgl. Abbildung 6-13). Bei einer gleichzeitigen Betrachtung der Krümmungsverläufe beider Eigenformen wäre ein allein auftretender Schaden im Bereich $x = 100$ m ebenfalls eine plausible Erklärung für die in Tabelle 6-9 angeschriebenen Frequenzabfälle.

Tab. 6-8 Eigenfrequenzergebnisse der fiktiven Messungen

[Hz]	UG 1	UG 2	SZ 21	SZ 22
f_1	1,336	1,344	1,239	1,241
f_2	2,398	2,381	2,293	2,318

Tab. 6-9 Relative Änderungen im Vergleich zur Messung UG 1

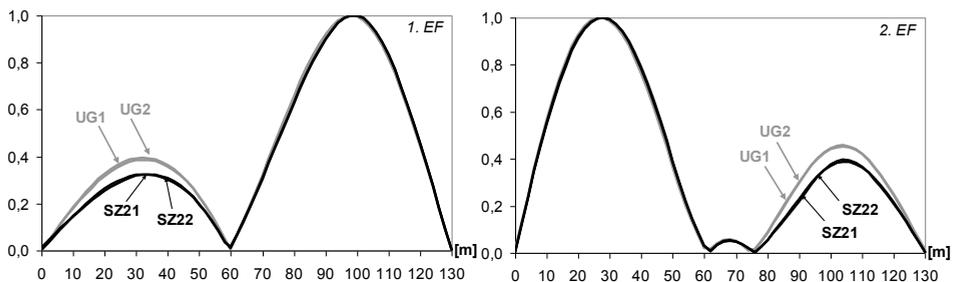
[%]	UG 2	SZ 21	SZ 22
f_1	+0,6	-7,3	-7,1
f_2	-0,7	-4,4	-3,3

Eine Feststellung der Zustandsveränderung ist auch mit Hilfe der bezogenen Eigenformflächen möglich (Tabelle 6-10). Selbst bei Ansatz der noch nicht geglätteten Eigenformen liegt dabei eine hohe Wiederholpräzision vor, da die Abweichungen zwischen den Ergebnissen der Messungen UG 1 und UG 2 gerade einmal rund 0,2 Prozentpunkte betragen. Im Vergleich dazu erhöht bzw. reduziert die Zustandsverschlechterung die Werte um 3-4 Prozentpunkte.

Tab. 6-10 Mode Shape Area (linkes Feld – rechtes Feld)

[%]	UG 1	UG 2	SZ 21	SZ 22
1. EF	26,4 – 73,6	26,6 – 73,4	23,2 – 76,8	23,1 – 76,9
2. EF	70,4 – 29,6	70,2 – 29,8	74,1 – 25,9	74,2 – 25,8

Die Veränderungen sind hier signifikant größer als beim ersten Schadensszenario (vgl. Tabelle 6-7), was ein Blick auf die zugehörigen, nun geglätteten Eigenformen untermauert (Abbildung 6-23).

**Abb. 6-23** Gemessene Eigenformamplituden (nach der Glättung)

So nimmt z. B. an der Stelle $x = 30$ m die Amplitude der auf 1,0 normierten Grundschwingungsform von 0,384 (UG 1) auf 0,322 (SZ 21) oder prozentual ausgedrückt um ca. 16 % ab (SZ 11: -8 %). Zudem fällt auf, dass die zweite Eigenform eine äh-

lich starke Veränderung erfährt wie die erste, obwohl letztere einen etwa doppelt so großen Frequenzabfall aufweist. Dass sich die Eigenfrequenzen und Eigenformen nicht unbedingt gleichartig verhalten, wurde schon bei der Analyse des Schadens SZ 2 im vierten Kapitel deutlich. Begründen lässt sich diese Feststellung durch einen Vergleich der Formeln 4-1 und 4-5, wonach die Lage der Schäden im Krümmungsverlauf der betrachteten Eigenform über die Frequenzänderung bestimmt, während die Zusammenhänge bei den Eigenformen deutlich vielschichtiger sind.

Bei der Berechnung der Nachgiebigkeitsmatrizen werden gemäß Gleichung 2-21 massennormierte modale Verschiebungen miteinander multipliziert und durch quadrierte Eigenkreisfrequenzen dividiert. Deshalb erwartet man eine höhere Sensitivität gegenüber Änderungen in der Steifigkeitsmatrix als bei den gemessenen Eigenformen, was die Untersuchungen von [Zhao/DeWolf 1999] bestätigen. Die mit den vorliegenden Eigenvektoren ermittelten Biegelinien unter Gleichlast (Abbildung 6-24) bestätigen diese Prognose: An der Stelle $x = 100$ m beispielsweise steigt die Durchbiegung von 16,3 cm (UG 1) auf 20,0 cm (SZ 21) oder prozentual ausgedrückt um rund 23 %, wobei die beiden zum ungeschädigten Zustand gehörenden Werte ebenfalls etwas weiter auseinander liegen als dies an der Stelle $x = 30$ m in Abbildung 6-23 der Fall ist. Gegenüber den Eigenformen, die nur an den Endauflagern gemeinsame Krümmungsnullstellen besitzen und so zusammen fast die gesamte Länge abdecken, hat dieser Schadensindikator den theoretischen Nachteil, dass lediglich eine Verformungsfigur vorliegt, die durch einen Schaden im Bereich kleiner Krümmungen keine relevante Veränderung erfährt. Da eine signifikante Rissbildung an den Momentennullpunkten unter Gleichlast eher unwahrscheinlich ist, stellt dies allerdings kein großes Handicap dar.

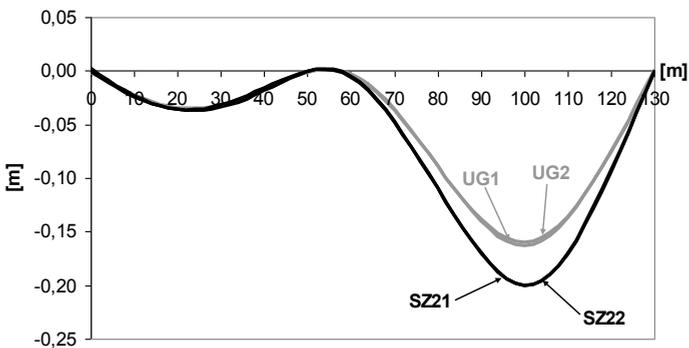


Abb. 6-24 Rechnerische Biegelinien unter Gleichstreckenlast (1 MN an jedem Messpunkt)

Durch die Analyse der zu den Biegelinien aus Abbildung 6-24 gehörenden Krümmungsverläufe erfolgt nun der Versuch, die unmissverständlich angezeigte Zustandsveränderung näher zu beschreiben. Abbildung 6-25 zeigt ein Signal, das sowohl am Pfeiler als auch im rechten Feld deutlich aus der messbedingten Streuung heraustritt. Dies gilt unabhängig davon, ob die Ergebnisse der Messung SZ 21 oder die der Messung SZ 22 herangezogen werden. Dabei steigen die Krümmungen in diesen beiden Bereichen betragsmäßig an, was auf eine Systemschwächung in zwei Intervallen schließen lässt und zur korrekten Lokalisierung der Schäden führt.

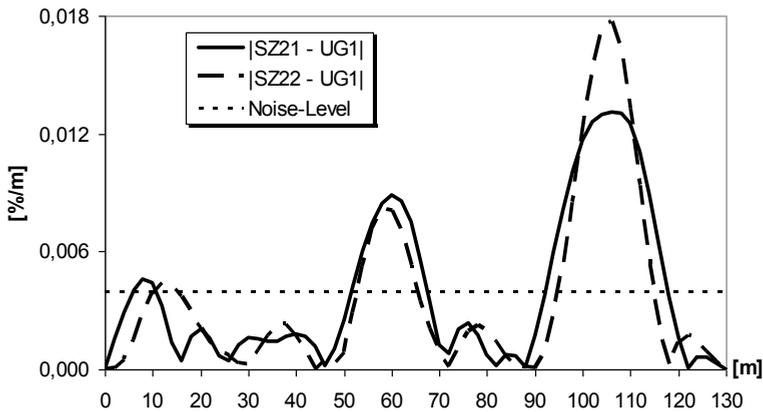


Abb. 6-25 Änderung der Krümmung der Biegelinie unter Gleichlast (Bezug: UG 1)

Um diese Schlussfolgerung weiter zu erhärten, werden die Verläufe der dynamischen Biegesteifigkeit zunächst mit der zweiten Eigenform näherungsweise geschätzt (Abbildung 6-26). Die Rückgänge am Pfeiler und im rechten Feld sind dabei zwar augenscheinlich, doch fallen die Kurven auch im Bereich $x = 40$ m ab. Gleichzeitig zeigt sich ein starker unlogischer Steifigkeitsanstieg bei $x = 80$ m, der mit dem großen relativen Fehler an der Krümmungsnullstelle zusammenhängt. Zur Einordnung der ermittelten Werte sei gesagt, dass die Biegesteifigkeit des nicht gerissenen Querschnitts bei Ansatz der vollen Plattenbreite 800 GNm^2 beträgt.

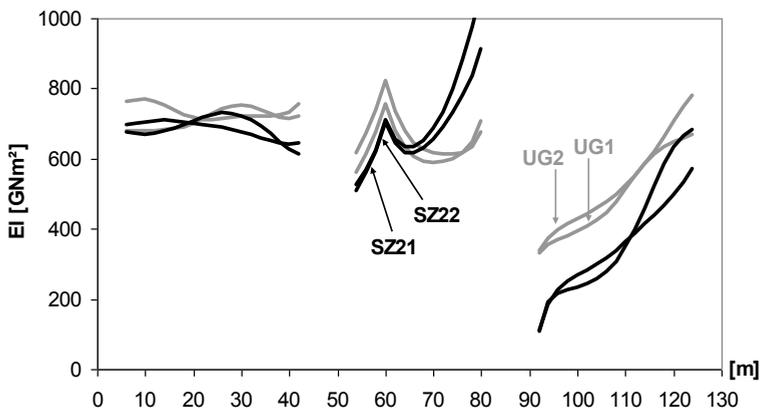


Abb. 6-26 Direkte Steifigkeitsberechnung mit der zweiten Eigenform

Zum Vergleich wird die Direct Stiffness Calculation nun auch mit der ersten Schwingungsform durchgeführt, wobei aus Gründen der Übersichtlichkeit wieder eine Mittelwertbildung erfolgt (Abbildung 6-27). Auch hier treten nicht plausible Steifigkeitsveränderungen in Form eines deutlichen Anstiegs im Bereich $x = 15$ m und eines Abfalls im Bereich $x = 48$ m auf. Ferner ist zu erkennen, dass die mit der ersten Eigenform ermittelten Werte z. T. stark von den mit der zweiten Eigenform berechneten abweichen – eine Feststellung, die bereits [Huth et al. 2005] machen

und der Sensitivität der modalen Krümmungen gegenüber Ungenauigkeiten bei der Eigenformmessung zuschreiben.

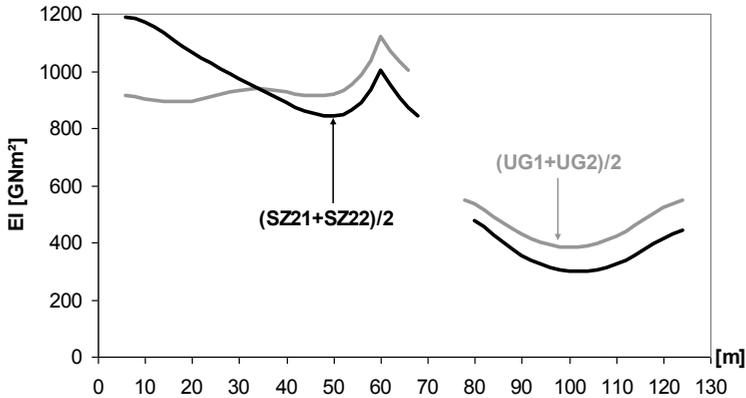


Abb. 6-27 Direkte Steifigkeitsberechnung mit der ersten Eigenform (Mittelwertbildung)

Auch bei diesem Schadensfall liefert die Schadensindex-Methode deutlich bessere Ergebnisse, da mit der Schranke $Z_s = 1,5$ dem Anwender in beiden Schaubildern Schäden am Pfeiler und im rechten Feld angezeigt werden (Abbildung 6-28).

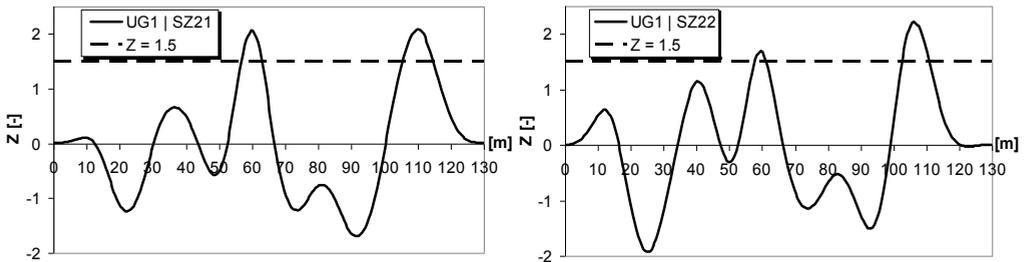


Abb. 6-28 Lokalisierungsversuch mit der Schadensindex-Methode (Bezug: UG 1)

Diese Systemveränderung kann also ebenfalls mit den modalen Parametern festgestellt werden. Des Weiteren ist es durch die Beobachtung von nur zwei Eigenfrequenzen und Eigenformen möglich, den angezeigten Schaden anhand der Veränderung des Krümmungsverlaufes unter Gleichlast und mit der Schadensindex-Methode übereinstimmend den beiden tatsächlich betroffenen Bereichen zuzuordnen, wobei der Befund zu den beobachteten Frequenzverschiebungen passt. Als mögliche Ursache dieser Zustandsentwicklung kommt neben einem partiellen Verlust der Vorspannwirkung auch eine temporäre Überlastung der Brücke zwischen der Basis- und Kontrollmessung in Frage. Deren Auslöser könnte beispielsweise ein Schwertransport sein, der Turbinen für ein nahe gelegenes Kraftwerk lieferte. Dazu sei gesagt, dass z. B. die Westendbrücke in Berlin pro Jahr von rund 500 Fahrzeugen passiert wird, die jeweils ein Gesamtgewicht zwischen 70-80 t aufweisen [Rücker 2012].

6.9 Einfluss der Instationarität der Verkehrsbelastung und des Temperaturfeldes

Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde bisher von rein statischen Verkehrslasten ausgegangen. In der Realität bewegen sich jedoch unterschiedlich schwere Fahrzeuge entlang der Brücke, wobei Stöße an Fahrbahnebenen wie z. B. der Übergangskonstruktion die unteren Eigenformen der Brücke anregen. Dieser Effekt ersetzt den fiktiven Unwuchterreger aus Abschnitt 6.3 und ermöglicht die experimentelle Modalanalyse. Misst man den Zeitverlauf der Durchbiegung an einer Stelle x während einer LKW-Überfahrt, ergibt sich eine Kurve entsprechend der Einflusslinie unter Wanderlast („statischer Anteil“), die durch eine im Vergleich dazu hochfrequente Oszillation mit geringer Amplitude gestört wird („dynamischer Anteil“). Eine derartige Messung ist beispielsweise in der Veröffentlichung [Veit-Egerer/Wenzel 2008] beschrieben.

Zunächst wird die Annahme getroffen, dass eine endlose LKW-Kolonnen die Brücke passiert. Die LKWs weisen dabei eine Länge von 16 m sowie ein unterschiedliches, auf ca. 40 t begrenztes Gesamtgewicht auf und halten einen Sicherheitsabstand von rund 50 m ein. Dieser gleichmäßige Verkehrsfluss führt unter der Annahme einer im Überwachungszeitraum annähernd gleichbleibenden Fahrbahnqualität zu einer relativ konstanten sowie, aufgrund des geringen Verhältnisses zwischen anregender und schwingender Masse, schwachen dynamischen Anregung. Der Einfluss der PKWs ist im Rahmen dieser Studie vernachlässigbar, weshalb der PKW-Streifen gänzlich unbelastet bleibt. Außerdem werden keine Schädigungen infolge hoher Lastwechselzahlen berücksichtigt, da die statische Berechnung des Überbaus eine großzügige Erfüllung der Ermüdungsnachweise zeigte. Zur Bewertung dieser Vereinfachungen sei die Publikation [Wang et al. 1999] erwähnt, die ambiente Schwingungsmessungen an einer sichtbar gerissenen Hohlkastenbrücke mit fünf Feldern, einer Gesamtlänge von 330 m und einer relativ geringen Massenbelegung beschreibt. Bei einer Anregung durch schwere LKWs werden dabei Maximalbeschleunigungen von $1,5 \% \cdot g$ registriert. Selbst bei einer harmonischen Anfachung der ersten Eigenform mit der Resonanzfrequenz 1,65 Hz entspricht diese Beschleunigung einer Wegamplitude von lediglich 1,4 mm. Außerdem fallen die Mittelwerte der gemessenen Eigenfrequenzen in zwölf Jahren zwischen dem 08.10.1986 und dem 28.09.1998 nur um 0,8 % (f_1) bzw. 0,6 % (f_2) ab, wobei diese Differenzen im Bereich der messbedingten Streuung liegen.

Zur Abschätzung des unter den beschriebenen Randbedingungen zu erwartenden Verkehrseinflusses wird Schritt 4 (s) aus Tabelle 6-2 modifiziert (vgl. Abbildung 6-29) und die Auswirkung auf die Basismessung unter Vernachlässigung der Messabweichung ermittelt. Bei der Interpretation der Frequenzergebnisse aus Tabelle 6-11 sind sowohl Massen- als auch Steifigkeitsänderungen zu beachten, weshalb z. B. die Grundfrequenz von Modell 3 aufgrund der geringen Biegeentlastung des stark gerissenen rechten Feldes mit der Grundfrequenz von Modell 4 übereinstimmt, obwohl die mitschwingende Masse größer ist. Zur Beurteilung der Unterschiede sind auch die Frequenzen des geschädigten Ursprungsmodells angeschrieben.

Tab. 6-11 Modifikation der Laststufe 4 (s) und Auswirkung auf die Eigenfrequenzen im Basiszustand, Vergleich mit der Veränderung infolge SZ 2

Modell	Beschreibung	f_1 [Hz]	Änderung [%]	f_2 [Hz]	Änderung [%]
1 (bek.)	2 LKWs	1,34	Referenz	2,38	Referenz
2	1 LKW mittig rechten Feld	1,34	±0	2,41	+1,3
3	1 LKW mittig linken Feld	1,38	+3,0	2,40	+0,8
4	0 LKWs	1,38	+3,0	2,42	+1,7
1 – SZ 2	2 LKWs – Schaden SZ 2	1,24	-7,5	2,30	-3,4

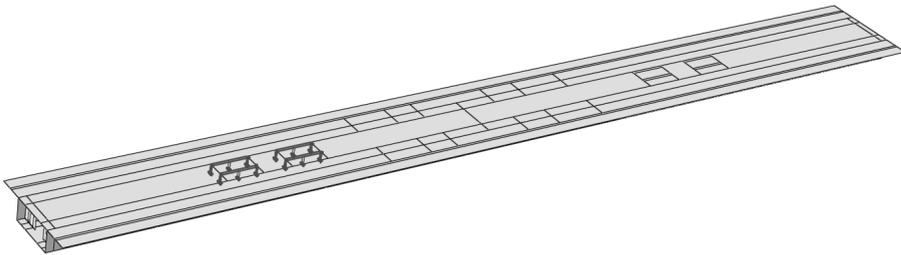


Abb. 6-29 Modell 3 – 1 LKW (ca. 40 t) auf der Brücke

Die an den 66 Messstellen aus Abbildung 6-11 abgelesenen modalen Verschiebungen zeigen die Abbildungen 6-30 und 6-31, wobei die Eigenvektoren im Rahmen einer praxisüblichen Vorgehensweise unter Vernachlässigung der Verkehrslast massennormiert wurden (vgl. Abschnitt 6.6). Zum Vergleich sind auch hier die Veränderungen durch den Schaden SZ 2 eingetragen.

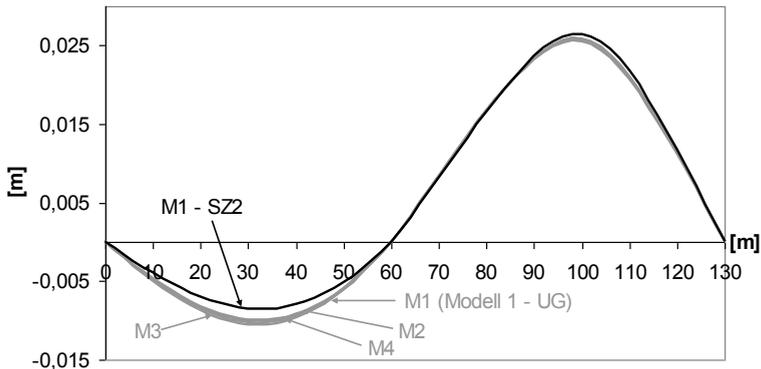


Abb. 6-30 Auswirkung der Modifikation der Laststufe 4 (s) auf die erste Eigenform im Basiszustand, Vergleich mit der Veränderung infolge SZ 2

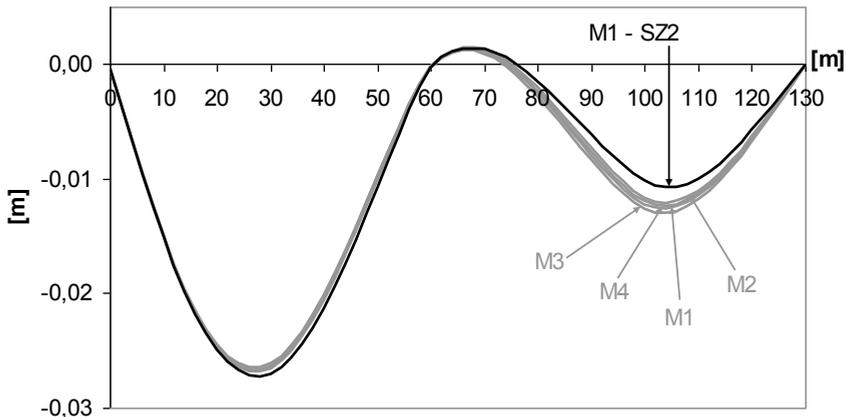


Abb. 6-31 Auswirkung der Modifikation der Laststufe 4 (s) auf die zweite Eigenform im Basiszustand, Vergleich mit der Veränderung infolge SZ 2

Sowohl die Eigenfrequenzen als auch die zugehörigen Eigenformen der vier Modelle weichen zwar nicht stark, aber doch erkennbar voneinander ab. Dies lässt befürchten, dass die Auswirkung eines schwächeren Schadens durch die Schwankungsbreite verdeckt wird. Drei wesentliche Effekte, die bisher keine Beachtung fanden, schieben die Werte bzw. die Kurven jedoch zusammen:

1. Für jede von einer Rissbildung betroffenen Stelle x gibt es ein Verkehrslastbild, das den unter den beschriebenen Randbedingungen größtmöglichen Steifigkeitsabfall herbeiführt. Der durch ein günstigeres Lastbild erzeugte Steifigkeitsrückgewinn ist vernachlässigbar, da z. B. der Anteil des Verkehrs am betragsmäßig maximalen Stützmoment, das unter dem Lastbild von Modell 1 auftritt, gerade einmal 3 % beträgt. Dementsprechend ist die bei der Modalanalyse anzusetzende Steifigkeitsmatrix konstant und der fließende Verkehr beeinflusst lediglich die Massenmatrix. Schätzt man den Masseneffekt mit einem Balkenmodell ab, verursachen die beiden LKWs nur einen Eigenfrequenzabfall von 1,4 %.
2. Durch die Federung unter den fahrenden Zusatzmassen wird dieser Wert noch stark verringert (siehe [Bungard et al. 2010]).
3. Außerdem werden die modalen Parameter aus minutenlangen Messschrieben und u. U. sogar aus mehreren Messdurchgängen bestimmt, was eine Mittelung und eine weitere Verringerung der Schwankungsbreiten bewirkt (siehe dazu [Kim et al. 2001]).

Die stochastischen Eigenschaften des fließenden Regelverkehrs führen hier also nur zu geringfügigen Abweichungen zwischen zwei Messungen am gleichen System, sodass die Schlussfolgerungen bzgl. der Erkennung der Schäden SZ 1 und SZ 2 nicht beeinträchtigt werden. Eine genaue Beobachtung der Verkehrslasten oder gar eine Sperrung der Fahrbahn bzw. ein Ausweichen auf Sonn- oder Feiertage mit LKW-Fahrverbot ist nicht nötig. Auch die Lokalisierung der angezeigten Schäden ist hier ohne besondere Maßnahmen unter Regelverkehr möglich.

In der bisher gültigen Modellvorstellung fließt der Verkehr stets störungsfrei, was bei vielen Autobahnen einem Wunschdenken gleichkommt. Deshalb wird die Lastgeschichte nun entsprechend Tabelle 6-12 modifiziert und unter Vernachlässigung der Messabweichung exemplarisch untersucht, welche Auswirkungen dies auf die Analyse des Schadens SZ 1 hat. Die Laststufe „Stau“ entspricht dabei einer Flächenlast von 9 kN/m^2 , die über die gesamte Länge auf einer Breite von $2,6 \text{ m}$ mittig im LKW-Streifen wirkt (Abbildung 6-32) und acht stehende 40 t -Sattelzüge repräsentiert. Zur Separierung der beiden Effekte „fließender Regelverkehr“ und „temporäre Staus“ wird davon ausgegangen, dass sich während der dynamischen Messungen keine LKWs auf der Brücke befinden, d. h. im Schritt „Verkehrsentlastung“ wird die Flächenlast wieder komplett heruntergefahren.

Tab. 6-12 Modifikation der Lastgeschichte zur Untersuchung des Einflusses von Verkehrsstockungen

Schritt	Bezeichnung	Schritt	Bezeichnung
1 (s)	Vorspannen	8 (s)	Setzung
2 (s)	Ausschalen	9 (s)	Stau
3 (s)	Ausbaulast	10 (s)	Verkehrsentlastung
4 (s)	Spannkraftverlust	11 (m)	Kontrollmessung
5 (s)	Stau		
6 (s)	Verkehrsentlastung		
7 (m)	Basismessung		

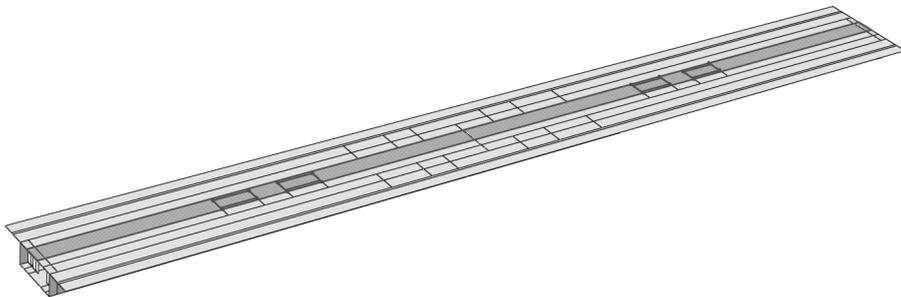


Abb. 6-32 Gleichmäßige Flächenlast zur Stausimulation

Bei der Kontrollmessung liegt die erste Eigenfrequenz nun $7,0 \%$ und die zweite Eigenfrequenz $0,9 \%$ unter den Ergebnissen der Basismessung, was in etwa mit den Angaben aus Tabelle 6-6 übereinstimmt. Bei einem Vergleich der Abbildungen 6-33 und 6-15 fällt zudem auf, dass sich die Eigenformen ebenfalls ähnlich verhalten. Der zwischen den beiden dynamischen Messungen entstandene Schaden kann also auch unter diesen Randbedingungen zuverlässig festgestellt werden. Ferner ist es durch Verarbeitung der zur Verfügung stehenden Eigenformen z. B. gemäß der Schadens-

index-Methode weiterhin möglich, den durch die Setzung induzierten Steifigkeitsabfall richtig zu lokalisieren (Abbildung 6-34). Dieses Schaubild belegt im Übrigen, dass das linke Feld trotz Setzung und hoher Verkehrslast am Ende der Stufe 9 (s) keine Risse aufweist. Zusammenfassend lässt sich also sagen, dass die Schlussfolgerungen bzgl. der Erkennung und Lokalisierung der Schäden SZ 1 und SZ 2 auch gültig sind, wenn vor der Basismessung sowie zwischen dem Schadenseintritt und der Kontrollmessung Staus auftraten oder Schwertransporte die Brücke überquerten.

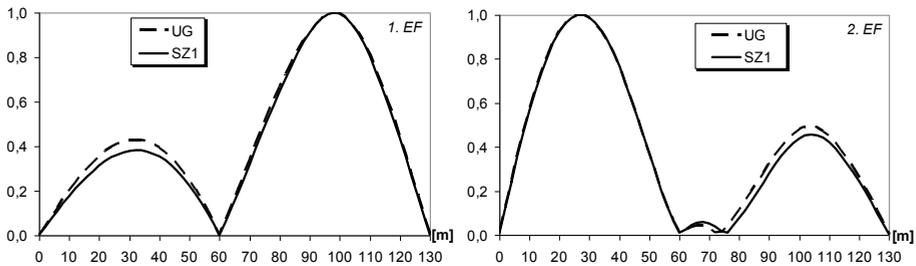


Abb. 6-33 Veränderung der Eigenformen durch den Schaden SZ 1

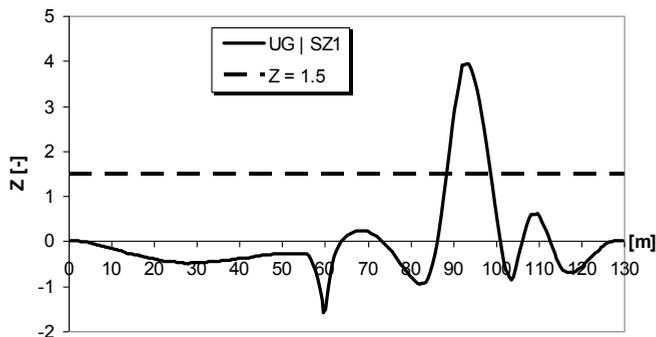


Abb. 6-34 Lokalisierung des Schadens SZ 1 mit der Schadensindex-Methode (Krümmungsermittlung mit numerischer Differentiation)

Hinsichtlich der bisherigen Annahme, dass die Temperaturen in der Struktur räumlich und zeitlich nicht variieren, ist die Modellvorstellung ebenfalls zu erweitern. So erzeugen die in der Praxis linear angenommenen und in horizontaler Richtung i. d. R. vernachlässigten Temperaturunterschiede Spannungen und damit ggf. Steifigkeitsabfälle in den von einer Rissbildung betroffenen Bereichen. Um die Wirkung dieser veränderlichen Zusatzbelastung zu erfassen, müsste die Lastgeschichte aus Tabelle 6-12 weiter ausgestaltet werden. Da die zu vergleichenden Schwingungsmessungen jedoch bei einem ähnlichen Temperaturfeld erfolgen, führt dieser Effekt wie die zwischendurch auftretenden Verkehrsstockungen nicht zu einer Herabsetzung der Effizienz der modalbasierten Schadensidentifikation. Aus dem gleichen Grund stellt die Temperaturabhängigkeit der Materialeigenschaften kein starkes Gegenargument dar, zumal der Asphalt aufgrund der großen Biegesteifigkeit des

massiven Hohlkastens hier nur einen vernachlässigbaren Steifigkeitsbeitrag liefert. Dazu sei angemerkt, dass gewisse Abweichungen der Temperaturwerte durch die künstliche Streuung der Modalparameter berücksichtigt wurden.

6.10 Reduzierung der Sensordichte

Auch wenn das Sensorlayout aus Abbildung 6-11 den (räumlichen) modalen Informationsgehalt nicht vollständig erfassen kann, stellt eine Messung an 66 Punkten bereits einen beträchtlichen Aufwand dar. Gleichwohl werden durchaus Brücken und Bauteile im Labor mit einer vergleichbaren oder sogar noch viel feineren Auflösung abgetastet. So zeichnen [Bungard et al. 2010] die Schwingungen einer Verbundbrücke an insgesamt 102 Punkten auf, [Unger et al. 2006] bringen an einem Spannbetonbinder 75 Sensoren an und [Carrasco et al. 1997] statten ein 3D-Fachwerk sogar mit 273 Beschleunigungsaufnehmern aus. Dennoch stellt sich aus praktischen und finanziellen Gründen die Frage, ob bzw. in welchem Maß eine Reduzierung der Sensoranzahl die Wirksamkeit der eingesetzten Methoden herabsetzt. Dazu wird der Abstand der Messpunkte von 2 m auf 5 m erhöht und nur noch jeder fünfte FE-Knoten entlang der Messflucht aus Abbildung 6-11 berücksichtigt, was die Rekonstruktion der exakten Schwingungsformen und somit die Berechnung brauchbarer Krümmungsverläufe deutlich erschwert. [Maeck 2003] z. B. stellt bei der Anwendung der Direct Stiffness Calculation fest, dass man selbst bei einer niedrigen oder gemäßigten Messabweichung mindestens 30 Messpunkte entlang der Struktur anordnen sollte. [Ho/Ewins 1999] müssen in Längsrichtung ihres Modells auch bei einer sehr gering gewählten künstlichen Messabweichung 33 der 101 FE-Knoten heranziehen, um mit der Schadensindex-Methode überzeugende Ergebnisse zu erhalten. Dementsprechend ist zu erwarten, dass eine Sensoranzahl von 27 unabhängig von der verwendeten Glättungstechnik zu Problemen führt. Die Verifizierung dieser Vermutung erfolgt am ursprünglichen Modell mit der Lastgeschichte aus Tabelle 6.2, wobei die Kontamination der modalen Verschiebungen neu erzeugt wird.

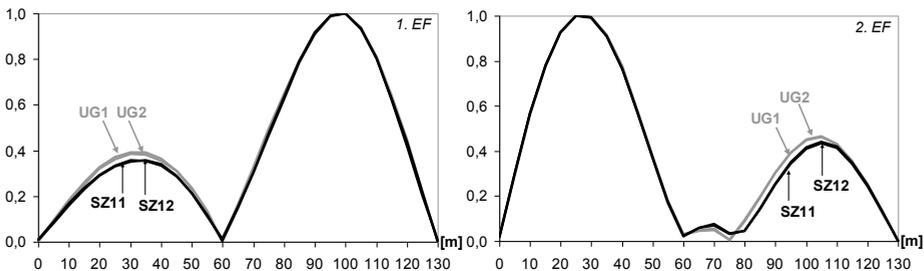


Abb. 6-35 Veränderung der Eigenformen durch den Schaden SZ 1

Abbildung 6-35 und Abbildung 6-36 zeigen die mit dem Mixed Approach geglätteten, auf eine maximale Amplitude von 1,0 normierten und betragsmäßig angetragenen Eigenformen. Vergleicht man diese Schaubilder mit Abbildung 6-15 bzw. Abbildung 6-23, so erkennt man keine bemerkenswerten Unterschiede, d. h. die beiden

Schäden sind nach wie vor eindeutig feststellbar. Letzteres bestätigen die bezogenen Eigenformflächen aus Tabelle 6-13, bei deren Ermittlung die noch nicht geglätteten Eigenformen zum Einsatz kommen. Dabei fällt jedoch auf, dass die Werte zweier Messungen am gleichen System (z. B. SZ 11 und SZ 12) stärker voneinander abweichen als dies in Tabelle 6-7 bzw. Tabelle 6-10 der Fall ist, wo sich die Messfehler aufgrund der hohen Sensoranzahl bis zu einem gewissen Grad ausgleichen. Trotzdem liegen die Werte im geschädigten Zustand weit außerhalb der Streuung zwischen UG 1 und UG 2.

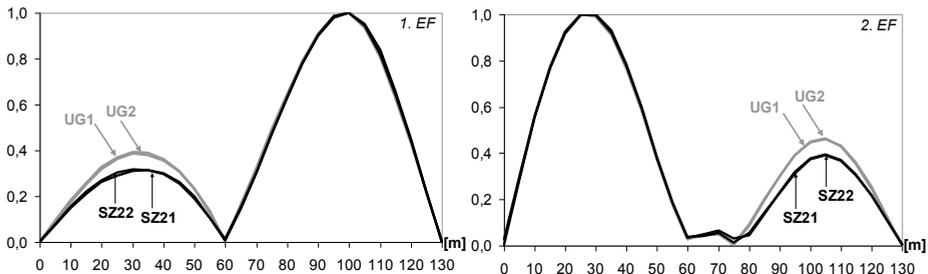


Abb. 6-36 Veränderung der Eigenformen durch den Schaden SZ 2

Tab. 6-13 Mode Shape Area (linkes Feld – rechtes Feld)

[%]	UG 1	UG 2	SZ 11	SZ 12	SZ 21	SZ 22
1. EF	27,0–73,0	26,2–73,8	25,3–74,7	24,9–75,1	22,9–77,1	23,1–76,9
2. EF	70,0–30,0	70,2–29,8	71,5–28,5	71,8–28,2	73,9–26,1	74,0–26,0

Beim Versuch der Lokalisierung der angezeigten Schäden macht sich die Verringerung der Sensoranzahl jedoch deutlich bemerkbar. So führt z. B. ein Vergleich der modalen Krümmungen der Messungen UG 1 und SZ 21 entsprechend der Schadensindex-Methode dazu, dass lediglich im rechten Feld ein Schaden angezeigt wird (Abbildung 6-37). Senkt man den Schwellenwert auf $Z_s = 0,7$, werden drei Schadensstellen angezeigt, wobei im Bereich $x = 34$ m ein Fehlalarm auftritt.

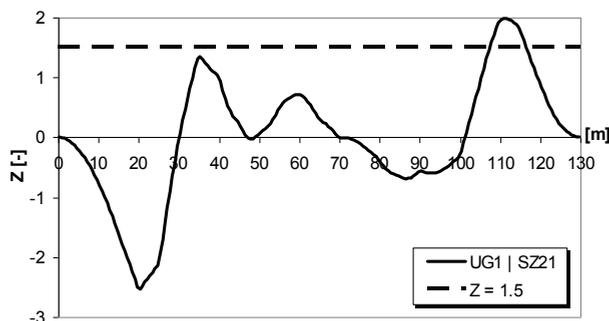


Abb. 6-37 Versuch der Lokalisierung des Schadens SZ 2 mit der Schadensindex-Methode

Trotz der Verringerung der Messpunktanzahl von 66 auf 27, die zu einem wesentlich geringeren Messaufwand führt, ist das System bzgl. einer Erkennung von Schäden also weiterhin voll wirksam. Die Aussagekraft der Lokalisierungsergebnisse ist dadurch jedoch deutlich herabgesetzt.

6.11 Resümee

Dieses Kapitel beschreibt die modalbasierte Zustandsbewertung am Modell eines verbundlos vorgespannten Brückenüberbaus. Dabei konnte die durch eine Pfeilersetzung bzw. durch einen irregulären Spannkraftverlust ausgelöste Zustandsverschlechterung eindeutig festgestellt und die zunehmende Rissbildung zudem lokalisiert werden. Die Schwingungsmessungen lieferten präzise Informationen über die untersuchte Struktur und stellen somit eine wertvolle Ergänzung zur konventionellen Prüfmethodik dar. Neben der detaillierten numerischen Modellierung und der Simulation einer realen Messung flossen auch die Schwankungen der Verkehrsbelastung und der Bauteiltemperaturen in die Überlegungen mit ein. Diese basierten z. B. auf der Annahme, dass die ersten beiden Eigenformen mit einer passablen Genauigkeit messbar und alle anderen Eigenformen in dieser Hinsicht unbrauchbar sind. Die untersuchten Schadensfälle, i. e. eine Setzung um 8 cm bzw. ein Spannkraftverlust in Längsrichtung von ca. 20 %, stellen einen signifikanten Eingriff in das globale Tragverhalten dar und spiegeln sich in einer deutlichen Veränderung der Eigenfrequenzen und Eigenformen wieder. Auch die Existenz schwächerer Schäden könnte man auf diese Weise erkennen, deren Lokalisierung würde jedoch eine genauere Krümmungsermittlung und dementsprechend einen beträchtlichen Messaufwand erfordern. Des Weiteren ist zu erwähnen, dass eine Modifikation des Tragverhaltens in Querrichtung den niederfrequenten Modalcharakter i. d. R. kaum beeinflusst. Folglich kann z. B. eine Rissbildung in der Fahrbahnplatte infolge einer lokal nachlassenden Quervorspannung mit dem beschriebenen System nicht entdeckt werden.

Abschließend sei angemerkt, dass die untersuchte Brücke Eigenschaften aufweist, die sich von denen anderer Brücken u. U. stark unterscheiden. Will man z. B. die dynamische Biegesteifigkeit des Überbaus einer Rahmenbrücke mit der Direct Stiffness Calculation ermitteln, sind zur Berechnung des modalen Biegemomentes mit Gleichung 2-22 eventuell auch die Schwingungen der Pfeiler aufzuzeichnen, die sich an den Eigenformen beteiligen. Im vorliegenden Beispiel lieferte diese Methode jedoch widersprüchliche Ergebnisse und blieb weit hinter den Erwartungen zurück. Als deutlich effektiver erwies sich die Schadensindex-Methode, deren Anwendung keine Massennormierung voraussetzt, welche bei einer ausschließlichen Messung am Überbau durch evtl. mitschwingende Unterbauten u. U. stark fehlerhaft ist.

Kapitel 7

Schlussbetrachtungen

Diese Arbeit liefert einen Beitrag zur Weiterentwicklung der Zustandsüberwachung von Betonbrücken. Die derzeit übliche Vorgehensweise bei der Brückenprüfung lässt offensichtlich Raum für Verbesserungen. So bleiben verdeckte Schäden an der Tragstruktur u. U. unerkannt. Ferner ist es keineswegs ausgeschlossen, dass ein Prüfer den unveränderten Erhaltungszustand einer Brücke schlechter bewertet als sein Vorgänger und somit eine fortschreitende Schädigung dokumentiert. Zur Ergänzung sind deshalb globale und objektive Verfahren gesucht, wobei ein innovativer Ansatz die Beobachtung der modalen Parameter vorsieht. Diese Idee stammt aus anderen Fachdisziplinen und hat zu einer Entwicklung verschiedener Methoden zur Feststellung, Lokalisierung oder gar Quantifizierung von Schäden geführt, die jedoch z. T. an speziellen Strukturen wie z. B. einem Fachwerk oder einem angesägten Stahlbalcken vorgestellt und getestet wurden. Bei Großversuchen an Betonbrücken lag der Fokus bisher hauptsächlich auf vorgespannten Überbauten mit nachträglich hergestelltem Verbund. Bei solchen Versuchen wird der Einfluss der variierenden Verkehrsbelastung i. d. R. ausgeklammert, d. h. die Tests erfolgen bei gesperrter Fahrbahn.

An diese Ausgangslage anknüpfend werden in der vorliegenden Arbeit verschiedene Studien durchgeführt:

1. Ermittlung des Potentials von 19 verschiedenen Methoden, die sich der Eigenfrequenzen und/oder Eigenformen bedienen und deren Algorithmus keine Anfertigung eines kalibrierten FE-Modells vorsieht
 - a. bzgl. der Feststellung und Lokalisierung räumlich ausgedehnter Steifigkeitsabfälle
 - b. an einem linearen FE-Modell, das auf die spätere Anwendung zugeschnitten ist
 - c. unter Beachtung der Unvollständigkeit und Ungenauigkeit einer realen Messung
2. Durchführung der modalbasierten Schadensidentifikation am numerischen 3D-Modell eines verbundlos vorgespannten Hohlkastenüberbaus einer Straßenbrücke, dabei
 - a. Verwendung nichtlinearer, anhand von Laborversuchen validierter Stoffgesetze
 - b. detaillierte Abbildung von Geometrie, Betonstahl, Vorspannwirkung und Lastgeschichte

- c. Simulation realistischer Schadensfälle (8 cm Setzung, 20 % Spannkraftverlust)
 - d. Berücksichtigung der Defizite einer ambienten Modalanalyse
3. Quantifizierung bzw. Diskussion der Einflüsse
 - a. variierende Verkehrsbelastung
 - b. Temperaturschwankungen
 - c. Sensordichte

Im Hauptteil wird unter einem hohen Aufwand versucht, systematische Experimente an einer modernen Brücke am PC zu simulieren. Der betrachtete Überbau weist dabei besondere Eigenschaften auf. So sind Teile des Hohlkastens bereits im Basiszustand gerissen und ein lokales Versagen des Längsspannstahls wirkt sich auf der gesamten Länge aus.

Die beschriebenen Untersuchungen liefern die folgenden Hauptergebnisse:

1. Zur Feststellung einer Zustandsverschlechterung gegenüber einem planmäßigen oder zumindest als nicht kritisch eingestuften Basiszustand stehen mehrere leistungsfähige Methoden zur Verfügung, die mit einem relativ groben Sensornetz auskommen.
2. Zur Lokalisierung der angezeigten Steifigkeitsabfälle ist hier jedoch ein feines Messnetz nötig, wobei von den getesteten Verfahren nur die Beobachtung der Krümmungen unter Gleichlast und die Schadensindex-Methode in allen betrachteten Fällen zum Erfolg führen.
3. Die Ermittlung der ersten beiden Eigenfrequenzen und zugehörigen Eigenformen ist in allen betrachteten Fällen ausreichend, um die simulierten Schäden zu erkennen und zu lokalisieren.
4. Mit den Eigenschwingungsgrößen lässt sich hier auch die Entwicklung der Rissbildung beobachten. Dies ist nicht selbstverständlich, da z. B. die (nach Entlastung gemessene) erste Biegeeigenfrequenz des in [Bungard 2011] getesteten Balkens zwischen dem Gebrauchsbereich und dem Bruchzustand nur um rund 5 % abfällt (Tabelle 5-2).
5. Die zunehmende Rissbildung im Hohlkasten infolge des moderaten Setzungs- bzw. Spannstahlschadens kann auch dann eindeutig festgestellt und lokalisiert werden, wenn die dynamischen Messungen unter fließendem Verkehr ohne eine genaue Beobachtung der Verkehrslasten erfolgen.

Sowohl an dem linearen Balkenmodell einer gesperrten Wirtschaftswegüberführung als auch an dem komplexen 3D-Modell einer hoch frequentierten, 130 m langen Straßenbrücke deuten die modalbasierten Verfahren ein großes Potential an. Auf diese Art lassen sich Schädigungsprozesse erkennen, sodass z. B. bei der Nachrechnung eines extern vorgespannten Überbaus keine ungerechtfertigten Annahmen bzgl. des noch vorhandenen Vorspanngrades getroffen werden.

Bei der Interpretation dieser Arbeit sind jedoch verschiedene Punkte zu beachten: Trotz aller Anstrengungen wie der Validierung der verwendeten Stoffgesetze bleibt auch ein komplexes FE-Modell lediglich ein Modell. Gerade bei der Abbildung von

Stahlbetonbrücken ist die exakte rechnerische Erfassung aller Einflüsse und Wechselwirkungen utopisch und es müssen begründbare Annahmen getroffen werden. Auch die Simulation einer realen Messung ist mit gewissen Unsicherheiten verbunden. Des Weiteren weist die betrachtete Brücke bestimmte Eigenschaften auf, die sie von anderen Brücken unterscheidet, sodass die gewonnenen Erkenntnisse nicht allgemeingültig sind. Sollen beispielsweise an einem relativ leichten Überbau Messungen unter Verkehr durchgeführt werden, ist eine parallele Beobachtung der Verkehrslasten nötig. Die Verwendung der modalen Krümmungen würde in einem solchen Fall vermutlich eine temporäre Brückensperrung erfordern. Ferner liegt der Fokus hier auf der Entdeckung von ausgedehnten (Biege-)Risschädigungen, was den für Betonbrücken typischen Schadensfall darstellt. Besondere Schäden wie z. B. eine defekte Auflagerung oder eine mangelhafte Quervorspannung von Fertigteilträgern (siehe [Veit-Egerer/Wenzel 2008]) lassen sich auch ohne Basismessung erkennen und direkt mit den Eigenformen lokalisieren. Generell steht in dieser Arbeit die Überwachung des Überbaus im Vordergrund. Bei einer Rahmenbrücke könnte man bestimmte Pfeilerschäden aufgrund der Schwingungskopplung auch durch eine (vertikal ausgerichtete) Messung am Überbau erkennen; zur Lokalisierung müssten die Pfeiler jedoch ebenfalls mit Sensoren ausgestattet werden.

Wie bereits erwähnt, sollen die modalbasierten Verfahren die konventionelle Brückenprüfung ergänzen und nicht ersetzen. Dementsprechend sind beispielsweise die Ergebnisse der Schadensindex-Methode nicht die einzigen Informationen, die zur Planung einer Brückensanierung herangezogen werden. Dennoch können sie eine sehr wertvolle Hilfestellung leisten, da Risse von außen nicht immer sichtbar sind und die globale Beobachtung der Rissentwicklung mit einer Risslupe oder einem Risslineal einen erheblichen Aufwand darstellt und dazu eine gewisse Unschärfe mit sich bringt. Da bei der modalbasierten Schadensidentifikation i. d. R. relativ geringe Veränderungen der modalen Parameter ausgenutzt werden, ist die Betrachtung aller Einflüsse essentiell. So kann der Austausch eines mächtigen, stark beschädigten Fahrbahnbelags die statische Belastung, die mitschwingende Masse und die Schwingungsamplituden deutlich verringern und somit die Auswirkung einer Schädigung der Tragstruktur auf die Eigenfrequenzen verdecken.

Abschließend ist anzumerken, dass Anstrengungen in verschiedenen Bereichen nötig sind, um das Potential dieser innovativen Art der Brückenüberwachung weiter voranzutreiben:

1. Messtechnik und -auswertung: Es wird angestrebt, dass Brücken bei vertretbaren Kosten an vielen Messpunkten drahtlos abgetastet und nahezu exakte Eigenformen ermittelt werden können.
2. Numerische Untersuchungen: Ähnliche Studien an anderen Brückenmodellen würden weitere Erkenntnisse und neue theoretische Ansätze liefern. Diese Erfahrungswerte ermöglichen bei einer praktischen Anwendung dann den Entwurf eines auf die Brücke abgestimmten Sensorlayouts und die Wahl geeigneter Schadensindikatoren. Des Weiteren kann man der expandierenden Datenbasis entnehmen, welche Schäden an welchen Brücken auf diese Weise überhaupt erkennbar sind. Eine solche Studie an einer Bogenbrücke mit vorgespannten Hauptträgern ist z. B. in [Stewering 2008] zu finden.

3. Messungen an Brücken: Langzeitbeobachtungen an kritischen Brücken liefern beispielsweise Erkenntnisse darüber, wie sich eine jahrelange Verkehrsüberlastung auf die modalen Parameter auswirkt. Auch Versuche an vor dem Abriss stehenden, künstlich geschädigten Brücken (vgl. z. B. [Huth et al. 2005]) führen zu weiteren Erfahrungswerten und sind nicht wie eine numerische Studie mit Unsicherheiten behaftet. Ferner wären weitere Experimente hinsichtlich der äußeren Einflüsse wünschenswert. Mit eingebetteten Thermometern lässt sich z. B. der Einfluss von Temperaturunterschieden auf die ermittelten modalen Krümmungen quantifizieren. Dabei wird dann deutlich, welche Abweichungen zwischen zwei Messungen akzeptabel sind und den Lokalisierungserfolg nicht gefährden.

Quellenverzeichnis

Literatur

[Akkermann 2000]

AKKERMANN, J.: *Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken*, Dissertation, Universität Karlsruhe (TH), 2000

[Alampalli 2000]

ALAMPALLI, S.: "Effects of Testing, Analysis, Damage and Environment on Modal Parameters", *Mechanical Systems and Signal Processing* 14 (2000), Heft 1, S. 63-74, Elsevier

[Allemang/Brown 1982]

ALLEMANG, R. J.; BROWN, D. L.: "A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis", *Proceedings of the 1st International Modal Analysis Conference*, S. 110-116, Orlando, 08.-10.11.1982

[Alvandi/Cremona 2006]

ALVANDI, A.; CREMONA, C.: "Assessment of vibration-based damage identification techniques", *Journal of Sound and Vibration* 292 (2006), S. 179-202, Elsevier

[Bachmann 2002]

BACHMANN, H.: *Erdbebensicherung von Bauwerken*, Basel, Birkhäuser, 2. Auflage 2002

[Bachmann/Ammann 1987]

BACHMANN, H.; AMMANN, W.: *Schwingungsprobleme bei Bauwerken – Durch Menschen und Maschinen induzierte Schwingungen*, Zürich, IABSE, 1987

[Baghiee et al. 2009]

BAGHIEE, N.; ESFAHANI, M. R.; MOSLEM, K.: "Studies on damage and FRP strengthening of reinforced concrete beams by vibration monitoring", *Engineering Structures* 31 (2009), S. 875-893, Elsevier

[Bergmeister/Wendner 2010]

BERGMEISTER, K.; WENDNER, R.: "Monitoring und Strukturidentifikation von Betonbrücken", Beitrag im *Beton-Kalender 2010*, Teil 1, Berlin, Ernst & Sohn

[BNN 2012]

Badische Neueste Nachrichten, Karlsruhe, Ausgabe vom 10.04.2012

[Bruggi et al. 2008]

BRUGGI, M.; CAPRIOLI, A.; VANALI, M.; VENINI, P.: "Investigation of the Pre-stress Loss in the Dynamical Behaviour of Concrete Beams", *Proceedings of the 26th International Modal Analysis Conference*, S. 2142-2149, Orlando, 04.-07.02.2008

[Bungard 2011]

BUNGARD, V.: *Condition assessment of concrete structures and bridges using vibration monitoring in comparison to changes in their static properties*, Dissertation, Universität du Luxembourg, Aachen, Shaker, 2011

[Bungard et al. 2010]

BUNGARD, V.; MAHOWALD, J.; WALDMANN, D.; MAAS, S.; ZÜRBE, A.: "Dynamische Zustandsbewertung einer Verbundbrücke: Beobachtung äußerer und nichtlinearer Einflüsse auf die modalen Eigenschaften", *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (2010), Heft 8, S. 509-520, Ernst & Sohn

[Buschlinger 2010]

BUSCHLINGER, M.: "Spannbetonbrücken, von 1935 bis heute; Anforderungen an die Brückenprüfung", *Informationstag Moderne Bauwerksprüfung*, BAST Bergisch Gladbach, 10.11.2010

[Carrasco et al. 1997]

CARRASCO, C. J.; OSEGUEDA, R. A.; FERREGUT, C. M.; GRYGIER, M.: "Localization and quantification of damage in a space truss model using modal strain energy", *SPIE Proceedings* 3043, *Smart Structures and Materials 1997*, S. 181-192, San Diego

[Choi et al. 2008]

CHOI, F. C.; LI, J.; SAMALI, B.; CREWS, K.: "Application of the modified damage index method to timber beams", *Engineering Structures* 30 (2008), S. 1124-1145, Elsevier

[Choi/Kwon 2000]

CHOI, M. Y.; KWON, I. B.: "Damage Detection System of a Real Steel Truss Bridge by Neural Networks", *SPIE Proceedings* 3988, *Smart Structures and Materials 2000*, S. 295-306, Newport Beach (USA)

[Chowdhury/Ramirez 1992]

CHOWDHURY, M. R.; RAMIREZ, M.: "A Comparison of the Modal Responses for Defective Versus Nondefective Concrete Test Beams", *Proceedings of the 10th International Modal Analysis Conference*, S. 508-515, San Diego, 03.-07.02.1992

[Clough/Penzien 1993]

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J.: *Dynamics of Structures*, New York, McGraw-Hill, 2. Auflage 1993

[Colditz 2012]

COLDITZ, B.: "Bedeutung der Bauwerksprüfung für die Brückenertüchtigung", 23. *Zusammenkunft der Ingenieure der Bauwerksprüfung*, Fulda, 11.09.2012

- [DIN 1045-1 2008]
 DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*, Berlin, Beuth, 2008
- [DIN 1076 1999]
 DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung*, Berlin, Beuth, 1999
- [DIN 4227 1953]
 DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *Spannbeton – Richtlinien für Bemessung und Ausführung*, Berlin, Beuth, 1953
- [DIN-FB 101 2009]
 DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken*, Berlin, Beuth, 2009
- [DIN-FB 102 2009]
 DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken*, Berlin, Beuth, 2009
- [Doebbling et al. 1998]
 DOEBLING, S. W.; FARRAR, C. R.; PRIME, M. B.: “A Summary Review of Vibration-Based Damage Identification Methods”, *The Shock and Vibration Digest* 30 (1998), S. 91-105, Sage Publications
- [Duden 2014]
 Internetauftritt Duden online, www.duden.de (Stand 15.08.2014)
- [Eibl et al. 1988]
 EIBL, J.; HENSELEIT, O.; SCHLÜTER, F.-H.: “Baudynamik”, Sonderdruck aus dem *Beton-Kalender 1988*, Berlin, Ernst & Sohn
- [Fäcke 2006]
 FÄCKE, A.: *Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbebenlasten*, Dissertation, Universität Karlsruhe (TH), 2006
- [Farrar et al. 2001]
 FARRAR, C. R.; DOEBLING, S. W.; NIX, D. A.: “Vibration-based structural damage identification”, *Philosophical Transactions of the Royal Society: Mathematical, Physical & Engineering Sciences* 359 (2001), S. 131-149
- [Feltrin et al. 2008]
 FELTRIN, G.; GÜLZOW, A.; STEIGER, R.; GSELL, D.: “Dynamische Untersuchungen an einer Holzbrücke”, *11. Symposium Bauwerksdynamik und Erschütterungsmessungen*, EMPA-Dübendorf, 30.05.2008
- [Feng et al. 2004]
 FENG, M. Q.; KIM, D. K.; YI, J.-H.; CHEN, Y.: “Baseline Models for Bridge Performance Monitoring”, *Journal of Engineering Mechanics* 130 (2004), S. 562-569, ASCE

[Fox 1992]

FOX, C. H. J.: "The Location of Defects in Structures: A Comparison of the Use of Natural Frequency and Mode Shape Data", *Proceedings of the 10th Modal Analysis Conference*, S. 522-528, San Diego, 03.-07.02.1992

[Friebel 2010]

FRIEBEL, W.-D.: "Bauwerkserhaltung – Eine wichtige Zukunftsaufgabe", *Informationstag Moderne Bauwerksprüfung*, BASt Bergisch Gladbach, 10.11.2010

[Fritzen 2005]

FRITZEN, C.-P.: "Vibration-based Structural Health Monitoring – Concepts and Applications", *Key Engineering Materials* 293-294 (2005), S. 3-20, Trans Tech Publications

[Geier et al. 2008]

GEIER, R.; ÖSTERREICHER, M.; PIRCHER, M.: "Langzeitmessungen an einer Eisenbahnbrücke", *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), Heft 6, S. 378-387, Ernst & Sohn

[Geier/Flesch 2005]

GEIER, R.; FLESCHE, R.: "Ein Konzept für integriertes Bauwerksmonitoring", Aufsatz im *Bauingenieur* 80 (2005), Heft 9, Düsseldorf, Springer-VDI

[Geißler 2014]

GEISSLER, K.: *Handbuch Brückenbau – Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung*, Berlin, Ernst & Sohn, 2014

[Graubner/Six 2011]

GRAUBNER, C.-A.; SIX, M.: "Spannbetonbau", Beitrag in *Stahlbetonbau aktuell 2011*, Berlin, Beuth (davor Bauwerk)

[Hart/Wong 1999]

HART, G. C.; WONG, K.: *Structural Dynamics for Structural Engineers*, Chichester, John Wiley & Sons, 1999

[Hogue et al. 1991]

HOGUE, T. D.; AKTAN, A. E.; HOYOS, A.: "Localized Identification of Constructed Facilities", *Journal of Structural Engineering* 117 (1991), Heft 1, S. 128-148, ASCE

[Ho/Ewins 1999]

HO, Y. K.; EWINS, D. J.: "Numerical Evaluation of the Damage Index", *Proceedings of the 2nd International Workshop on Structural Health Monitoring*, S. 995-1011, Stanford University, 1999

[Ho/Ewins 2000]

HO, Y. K.; EWINS, D. J.: "On the Structural Damage Identification with Mode Shapes", *Proceedings of the European COST F3 Conference on System Identification and Structural Health Monitoring*, S. 677-686, Madrid, Juni 2000

[Huang et al. 1999]

HUANG, C. S.; YANG, Y. B.; LU, L. Y.; CHEN, C. H.: "Dynamic Testing and System Identification of a Multi-span Highway Bridge", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 28 (1999), S. 857-878, John Wiley & Sons

[Hunt et al. 1990]

HUNT, D. L.; WEISS, S. P.; WEST, W. M.; DUNLAP, T. A.; FREEMEYER, S. R.: "Development and Implementation of a Shuttle Modal Inspection System", *Journal of Sound and Vibration* 24 (1990), Heft 9, S. 34-42, Elsevier

[Huth et al. 2005]

HUTH, O.; FELTRIN, G.; MAECK, J.; KILIC, N.; MOTAVALLI, M.: "Damage Identification Using Modal Data: Experiences on a Prestressed Concrete Bridge", *Journal of Structural Engineering* 131 (2005), Heft 12, S. 1898-1910, ASCE

[Jahn et al. 2001]

JAHN, T.; KREX, L.; MEHLHORN, G.: "Die Identifikation von Ribbereichen an Stahlbetonbalken und -platten mit Hilfe von Schwingungstestdaten", *Bautechnik* 78 (2001), Heft 4, S. 272-282, Ernst & Sohn

[Jauregui/Farrar 1996a]

JAUREGUI, D. V.; FARRAR, C. R.: "Comparison of Damage Identification Algorithms on Experimental Modal Data from a Bridge", *Proceedings of the 14th International Modal Analysis Conference*, S. 1423-1429, Dearborn (USA), 12.-15.02.1996

[Jauregui/Farrar 1996b]

JAUREGUI, D. V.; FARRAR, C. R.: "Damage Identification Algorithms Applied to Numerical Modal Data from a Bridge", *Proceedings of the 14th International Modal Analysis Conference*, S. 119-125, Dearborn (USA), 12.-15.02.1996

[Khbeis 2007]

KHBEIS, H.: *Experimentelle und numerische Untersuchungen von Topflagern*, Dissertation, Universität Karlsruhe (TH), 2007

[Kim et al. 2001]

KIM, C.-Y.; JUNG, D.-S.; KIM, N.-S.; YOON, J.-G.: "Effect of Vehicle Mass on the Measured Dynamic Characteristics of Bridges from Traffic-Induced Vibration Test", *Proceedings of the 19th International Modal Analysis Conference*, S. 1106-1111, Kissimmee (USA), 05.-08.02.2001

[Knorrenschild 2013]

KNORRENSCHILD, M.: *Numerische Mathematik: Eine beispielorientierte Einführung*, München, Hanser, 5. Auflage 2013

[Koch/Stämpfle 2013]

KOCH, J.; STÄMPFLE, M.: *Mathematik für das Ingenieurstudium*, München, Hanser, 2. Auflage 2013

[König/Tue 2003]

KÖNIG, G.; TUE, N. V.: *Grundlagen des Stahlbetonbaus: Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1*, Stuttgart, Teubner, 2. Auflage 2003

[Ko/Ni 2003]

KO, J. M.; NI, Y. Q.: "Structural Health Monitoring and Intelligent Vibration Control of Cable-Supported Bridges: Research and Application", *KSCCE Journal of Civil Engineering* 7 (2003), Heft 6, S. 701-716, Springer

[Kramer 1998]

KRAMER, H.: "Dynamische Belastung durch Fußgänger", *Bauingenieur* 73 (1998), Heft 7/8, S. 342-346, Springer-VDI

[Kupfer 1969]

KUPFER, H.: *Das Verhalten des Betons unter zweiachsiger Beanspruchung*, Bericht Nr. 78, Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Hochschule München, 1969

[Lee/Liang 1999]

LEE, G. C.; LIANG, Z.: "Development of a Bridge Monitoring System", *Proceedings of the 2nd International Workshop on Structural Health Monitoring*, S. 349-358, Stanford University, 1999

[Lieven/Ewins 1988]

LIEVEN, N. A. J.; EWINS, D. J.: "Spatial Correlation of Mode Shapes, The Coordinate Modal Assurance Criterion (COMAC)", *Proceedings of the 6th International Modal Analysis Conference*, S. 690-695, Kissimmee (USA), 01.-04.02.1988

[Lifshitz/Rotem 1969]

LIFSHITZ, J. M.; ROTEM, A.: "Determination of Reinforcement Unbonding of Composites by a Vibration Technique", *Journal of Composite Materials* 3 (1969), S. 412-423, Sage Publications

[Maas et al. 2012a]

MAAS, S.; ZÜRBES, A.; WALDMANN, D.; WALTERING, M.; BUNGARD, V.; DE ROECK, G.: "Damage assessment of concrete structures through dynamic testing methods. Part 1 – Laboratory tests", *Engineering Structures* 34 (2012), S. 351-362, Elsevier

[Maas et al. 2012b]

MAAS, S.; ZÜRBES, A.; WALDMANN, D.; WALTERING, M.; BUNGARD, V.; DE ROECK, G.: "Damage assessment of concrete structures through dynamic testing methods. Part 2: Bridge tests", *Engineering Structures* 34 (2012), S. 483-494, Elsevier

[Macdonald/Daniell 2005]

MACDONALD, J. H. G.; DANIELL, W. E.: "Variation of modal parameters of a cable-stayed bridge identified from ambient vibration measurements and FE modeling", *Engineering Structures* 27 (2005), S. 1916-1930, Elsevier

[Maeck 2003]

MAECK, J.: *Damage Assessment of Civil Engineering Structures by Vibration Monitoring*, Dissertation, Katholieke Universiteit Leuven (Belgien), 2003

[Maeck/De Roeck 1999]

MAECK, J.; DE ROECK, G.: “Dynamic Bending and Torsion Stiffness Derivation from Modal Curvatures and Torsion Rates”, *Journal of Sound and Vibration* 225 (1999), Heft 1, S. 153-170, Elsevier

[MB 2002]

Firmengruppe Max Bögl, Projektbroschüre “Talbrücke Trockau”, 2002

[Mehlhorn 2010]

MEHLHORN, G.: “Beton-Balkenbrücken”, im *Handbuch Brücken*, Berlin, Springer, 2. Auflage 2010

[Meißner/Menzel 1989]

MEISSNER, U.; MENZEL, A.: *Die Methode der finiten Elemente – Eine Einführung in die Grundlagen*, Berlin, Springer, 1989

[Merziger et al. 2001]

MERZIGER, G.; MÜHLBACH, G.; WILLE, D.; WIRTH, T.: *Formeln + Hilfen zur Höheren Mathematik*, Springer, Binomi, 4. Auflage 2001

[Müller 1968]

MÜLLER, F.-P.: *Berechnung und Konstruktion von Glockentürmen*, Berlin, Ernst & Sohn, 1968

[Müller 2012]

MÜLLER, M.: *Numerische Untersuchungen an Stahlbetonbalken zur Änderung der modalen Eigenschaften infolge Schädigung*, Diplomarbeit, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2012

[Ndambi et al. 2002]

NDAMBI, J.-M.; VANTOMME, J.; HARRI, K.: “Damage assessment in reinforced concrete beams using eigenfrequencies and mode shape derivatives”, *Engineering Structures* 24 (2002), S. 501-515, Elsevier

[Pacht 1968]

PACHT, H. O. F.: “Schwingungsmessungen an Glockentürmen”, *Die Bautechnik* 45 (1968), Heft 5, S. 159-166, Ernst & Sohn

[Pandey et al. 1991]

PANDEY, A. K.; BISWAS, M.; SAMMAN, M. M.: “Damage Detection from Changes in Curvature Mode Shapes”, *Journal of Sound and Vibration* 145 (1991), Heft 2, S. 321-332, Elsevier

[Pandey/Biswas 1994]

PANDEY, A. K.; BISWAS, M.: “Damage Detection in Structures Using Changes in Flexibility”, *Journal of Sound and Vibration* 169 (1994), Heft 1, S. 3-17, Elsevier

[Parloo et al. 2003]

PARLOO, E.; GUILLAUME, P.; VAN OVERMEIRE, M.: “Damage Assessment Using Mode Shape Sensitivities”, *Mechanical Systems and Signal Processing* 17 (2003), Heft 3, S. 499-518, Elsevier

[Pastor et al. 2012]

PASTOR, M.; BINDA, M.; HARČARIK, T.: “Modal Assurance Criterion”, *Procedia Engineering* 48 (2012), S. 543-548, Elsevier

[Paulus 2013]

PAULUS, S. N.: *Entwurf und Bemessung einer extern vorgespannten Hohlkastenbrücke*, Diplomarbeit, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2013

[Peeters et al. 2000]

PEETERS, B.; MAECK, J.; DE ROECK, G.: “Excitation sources and dynamic system identification in civil engineering”, *Proceedings of the European COST F3 Conference on System Identification and Structural Health Monitoring*, S. 341-350, Madrid, Juni 2000

[Peeters/De Roeck 2001]

PEETERS, B.; DE ROECK, G.: “One-year monitoring of the Z24-Bridge: environmental effects versus damage events”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 30 (2001), S. 149-171, John Wiley & Sons

[Radziński et al. 2011]

RADZIŃSKI, M.; KRAWCZUK, M.; PALACZ, M.: “Improvement of damage detection methods based on experimental modal parameters”, *Mechanical Systems and Signal Processing* 25 (2011), Heft 6, S. 2169-2190, Elsevier

[Raghavendrachar/Aktan 1992]

RAGHAVENDRACHAR, M.; AKTAN, A. E.: “Flexibility by Multireference Impact Testing for Bridge Diagnostics”, *Journal of Structural Engineering* 118 (1992), Heft 8, S. 2186-2203, ASCE

[Ratcliffe 1997]

RATCLIFFE, C. P.: “Damage Detection Using a Modified Laplacian Operator on Mode Shape Data”, *Journal of Sound and Vibration* 204 (1997), Heft 3, S. 505-517, Elsevier

[Ren et al. 2003]

REN, W.-X.; YU, D.-J.; SHEN, J.-Y.: “Structural Damage Identification Using Residual Modal Forces”, *Proceedings of the 21st International Modal Analysis Conference*, Kissimmee (USA), 03.-06.02.2003

[Retze 2011]

RETZE, U.: *Beispielhafte Untersuchung zum Einsatz von Monitoringmethoden an einer Brücke*, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, Selbstverlag, 2011

[Riveros et al. 2010]

RIVEROS, C. A.; CARCÍA, E. F.; BUILES, M. A.: “A Numerical Approach for Fault Detection in Beam-like Structures Using Modal Strain Energy”, *Revista EIA* Nr. 13, S. 171-184, Medellín (Kolumbien), Juli 2010

[Rombach 2010]

ROMBACH, G.: *Spannbetonbau*, Berlin, Ernst & Sohn, 2. Auflage 2010

[Rücker 2012]

RÜCKER, W.: “Konzepte und Aufgaben”, *Bauwerksüberwachung – Konzepte, Sensorik, Bewertungsverfahren und Anwendungen*, VDI Wissensforum, Kassel, 27.04.2012

[Salawu 1997]

SALAWU, O. S.: “Detection of structural damage through changes in frequency: a review”, *Engineering Structures* 19 (1997), S. 718-723, Elsevier

[Sampaio/Maia 2004]

SAMPAIO, R. P. C.; MAIA, N. M. M.: “On the Detection and Relative Damage Quantification Indicator”, *Proceedings of the 2nd European Workshop on Structural Health Monitoring*, S. 757-766, München, 07.-09.07.2004

[Schnell et al. 2002]

SCHNELL, W.; GROSS, D.; HAUGER, W.: *Technische Mechanik 2 – Elastostatik*, Berlin, Springer, 7. Auflage 2002

[Schönberg/Fichtner 1939]

SCHÖNBERG, M.; FICHTNER, F.: “Die Bahnhofsbrücke in Aue (Sa.)”, *Die Bau-technik* 17 (1939), Heft 8, S. 97-104, Ernst & Sohn

[Siegel 2012]

SIEGEL, S.: “A quick in-situ non-destructive test method for external prestressed tendons and stay cables”, *Proceedings of the 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, S. 639-644, Karlsruhe 22.-25.07.2012

[SMP 2014]

Internetauftritt der SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH, www.smp-ing.de (Stand 11.07.2014)

[Sohn et al. 2004]

SOHN, H.; FARRAR, C. R.; HEMEZ, F. M.; SHUNK, D. D.; STINEMATES, D. W.; NADLER, B. R.; CZARNECKI, J. J.: *A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996-2001*, Los Alamos National Laboratory, LA-13976-MS, 2004

[Stempniewski/Haag 2010]

STEMPNIEWSKI, L.; HAAG, B.: *Baudynamik-Praxis*, Berlin, Beuth (davor Bauwerk), 2010

[Stengel 2009]

STENGEL, D.: *System Identification for 4 Types of Structures in Istanbul by Frequency Domain Decomposition and Stochastic Subspace Identification Methods*, Diplomarbeit, Boğaziçi University Istanbul und Universität Karlsruhe (TH), 2009

[Stewering 2008]

STEWERING, U.: *Schädigungsanalyse für Tragwerke anhand ihrer modalen Systemeigenschaften*, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Aachen, Shaker, 2008

[Stiglat 2004]

STIGLAT, K.: *Bauingenieure und ihr Werk*, Berlin, Ernst & Sohn, 2004

[Strauss et al. 2009]

STRAUSS, A.; BERGMEISTER, K.; WENDNER, R.; HOFFMANN, S.: "System- und Schadensidentifikation von Betontragstrukturen", Beitrag im *Beton-Kalender 2009*, Teil 2, Berlin, Ernst & Sohn

[Stubbs et al. 1995]

STUBBS, N.; KIM, J.-T.; FARRAR, C. R.: "Field Verification of a Nondestructive Damage Localization and Severity Estimation Algorithm", *Proceedings of the 13th International Modal Analysis Conference*, S. 210-218, Nashville, 13.-16.02.1995

[Stubbs et al. 1999]

STUBBS, N.; SIKORSKY, C.; PARK, S.; CHOI, S.; BOLTON, R.: "Verification of a Methodology to Nondestructively Evaluate the Structural Properties of Bridges", *Proceedings of the 2nd International Workshop on Structural Health Monitoring*, S. 440-449, Stanford University, 1999

[Taffe/Wiggenhauser 2010]

TAFFE, A.; WIGGENHAUSER, H.: "Zerstörungsfreie Prüfverfahren im Bauwesen (ZfPBau)", *Informationstag Moderne Bauwerksprüfung*, BAST Bergisch Gladbach, 10.11.2010

[Ullerich 2012]

ULLERICH, C.: "Permanentes Echtzeit-Monitoring von Verkehrslasten auf der Köhlbrandbrücke", *Bauingenieur* 87 (2012), Heft 10, S. 433-441, Springer-VDI

[Unger et al. 2006]

UNGER, J. F.; TEUGHEL, A.; DE ROECK, G.: "System Identification and Damage Detection of a Prestressed Concrete Beam", *Journal of Structural Engineering* 132 (2006), Heft 11, S. 1691-1698, ASCE

[Veit-Egerer et al. 2009]

VEIT-EGERER, R.; SCHEDLER, R.; HETZENBERGER, T.: "Brückenobjekt A21.R1 – Wiener Außenring Autobahn Knoten Steinhäusel", *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), Heft 8, S. 517-529, Ernst & Sohn

[Veit-Egerer et al. 2011]

VEIT-EGERER, R.; WENZEL, H.; REISCHL, J.; HINTRINGER, H.: "Traunbrücke Steyermühl – Sprengungsüberwachung mit BRIMOS[®] Structural Health Monitoring", *Bautechnik* 88 (2011), Heft 3, S. 189-198, Ernst & Sohn

[Veit-Egerer/Wenzel 2008]

VEIT-EGERER, R.; WENZEL, H.: "Ermittlung der Tragfähigkeit und insbesondere der Belastbarkeit einer Spannbeton-Straßenbrücke mittels Dynamischem Bauwerksmonitoring", *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), Heft 6, S. 364-377, Ernst & Sohn

[Vielsack 2005]

VIELSACK, P.: *Grundlagen der Baudynamik*, Skriptum zur Vorlesung an der Universität Karlsruhe (TH), Sommersemester 2005

[Waltering et al. 2007]

WALTERING, M.; WALDMANN, D.; MAAS, S.; ZÜRBESE, A.: “Untersuchung nichtlinearer Schwingungseigenschaften zur zerstörungsfreien Zustandsprüfung am Beispiel von Stahlbetonbalken”, *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Heft 9, S. 615-621, Ernst & Sohn

[Wang et al. 1999]

WANG, M. L.; XU, F. L.; SATPATHI, D.; CHEN, Z. L.: “Modal testing for a multi-spans continuous segmental prestressed concrete bridge”, *SPIE Proceedings* 3671, *Smart Structures and Materials 1999*, S. 328-336, Newport Beach (USA)

[Wenzel 2009]

WENZEL, H.: *Health Monitoring of Bridges*, Chichester, John Wiley & Sons, 2009

[West 1984]

WEST, W. M.: “Illustration of the Use of Modal Assurance Criterion to Detect Structural Changes in an Orbiter Test Specimen”, *Proceedings of the Air Force Conference on Aircraft Structural Integrity*, S. 1-6, Los Angeles, 1984

[Wicke 1983]

WICKE, M.: “Einige Langzeiterfahrungen mit Massivbrücken in Österreich“, *Beton- und Stahlbetonbau* 78 (1983), Heft 6/7, S. 158-162/202-205, Ernst & Sohn

[Wolff/Richardson 1989]

WOLFF, T.; RICHARDSON, M. H.: “Fault Detection in Structures from Changes in their Modal Parameters”, *Proceedings of the 7th International Modal Analysis Conference*, S. 87-94, Las Vegas, 30.01.-02.02.1989

[Xia et al. 2006]

XIA, Y.; HAO, H.; ZANARDO, G.; DEEKS, A.: “Long term vibration monitoring of an RC slab: Temperature and humidity effect”, *Engineering Structures* 28 (2006), Heft 3, S. 441-452, Elsevier

[Zabel et al. 2007]

ZABEL, V.; BREHM, M.; BUCHER, C.: “Seasonal changes of the dynamics of railway bridges with steel girders embedded in concrete”, *Proceedings of EVACES*, Porto, 24.-26.10.2007

[Zhang/Aktan 1995]

ZHANG, Z.; AKTAN, A. E.: “The Damage Indices for the Constructed Facilities”, *Proceedings of the 13th International Modal Analysis Conference*, S. 1520-1529, Nashville, 13.-16.02.1995

[Zhao/DeWolf 1999]

ZHAO, J.; DEWOLF, J. T.: “Sensitivity Study for Vibrational Parameters Used in Damage Detection”, *Journal of Structural Engineering* 125 (1999), Heft 4, S. 410-416, ASCE

[Zilch et al. 2009]

ZILCH, K.; WEIHER, H.; GLÄSER, C.: “Monitoring im Betonbau”, Beitrag im *Beton-Kalender 2009*, Teil 2, Berlin, Ernst & Sohn

[Zimmerman/Kaouk 1994]

ZIMMERMAN, D. C.; KAOUK, M.: “Structural Damage Detection using a Minimum Rank Update Theory”, *Journal of Vibration and Acoustics* 116 (1994), S. 222-231, ASME

[Zonta 2000]

ZONTA, D.: *Structural Damage Detection and Localization by using Vibrational Measurements*, Dissertation, Università di Bologna, 2000

Verwendete Finite-Elemente-Software

[Abaqus]

Abaqus 6.10-EF1, Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, USA

[ETABS]

ETABS v9 Nonlinear, Computer & Structures, Inc., Berkeley, USA

[Stab2D]

Stab2D Ver. 5.73, Universität Hannover, Institut für Statik und Dynamik

Verwendete Software zur Lösung mathematischer Probleme

[Excel]

Tabellenkalkulationsprogramm Excel, Microsoft Corporation, Redmond, USA

[Matlab]

Softwarepaket Matlab, The MathWorks, Inc., Natick, USA

Internet-Bildquelle

[LR Schleswig-Holstein]

Landesregierung Schleswig-Holst., www.schleswig-holstein.de (Stand 10.01.2014)

Sonstiges

[SIB-Bauwerke]

Programmsystem SIB-Bauwerke, WPM-Ingenieure GmbH, 66540 Neunkirchen

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

Herausgeber Univ.-Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Universität Karlsruhe (TH)
ISSN 0933-0461

- Heft 1 **Manfred Curbach**
Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen
Belastungsgeschwindigkeiten. 1987
- Heft 2 **Franz-Hermann Schlüter**
Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung –
Flugzeugabsturz. 1987
- Heft 3 **Marlies Schieferstein**
Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub
und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung von Beton. 1988
- Heft 4 **Thomas Bier**
Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton. 1988
- Heft 5 **Wolfgang Brameshuber**
Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton. 1988
- Heft 6 **Bericht DFG-Forschungsschwerpunkt**
Durability of Non-Metallic Inanorganic Building Materials. 1988
- Heft 7 **Manfred Feyerabend**
Der harte Querstoß auf Stützen aus Stahl und Stahlbeton. 1988
- Heft 8 **Klaus F. Schönlin**
Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton. 1989
- Heft 9 **Lothar Stempniewski**
Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung. 1990
- Heft 10 **Jörg Weidner**
Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter
zur Silodruckermittlung. 1990
- Heft 11 **Pingli Yi**
Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten. 1991

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 12 **Rainer Kunterding**
Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter. 1991
- Heft 13 **Peter Haardt**
Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton.
1991
- Heft 14 **Günter Rombach**
Schüttguteinwirkungen auf Silozellen – Exzentrische Entleerung. 1991
- Heft 15 **Harald Garrecht**
Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und
ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk. 1992
- Heft 16 **Violandi Vratsanou**
Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter
Erdbebenbeanspruchung – Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren. 1992
- Heft 17 **Carlos Rebelo**
Stochastische Modellierung menschengenerierter Schwingungen. 1992
- Heft 18 **Seminar 29./30. März 1993**
Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung
des Eurocode 8. 1993
- Heft 19 **Hubert Bachmann**
Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton
bei schneller Zugbeanspruchung. 1993
- Heft 20 **DBV/AiF-Forschungsbericht H. Emrich**
Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter
Querkraft- und Längszugbeanspruchung. 1993
- Heft 21 **Robert Stolze**
Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien
abweichender Bewehrungsrichtung – Bruchlinien-Rotationskapazität. 1993
- Heft 22 **Jie Huang**
Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter
Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. 1994
- Heft 23 **Rolf Wörner**
Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton. 1994

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 24 **Ioannis Retzepis**
Schiefe Betonplatten im gerissenen Zustand. 1995
- Heft 25 **Frank Dahlhaus**
Stochastische Untersuchungen von Silobeanspruchungen. 1995
- Heft 26 **Cornelius Ruckenbrod**
Statische und dynamische Phänomene bei der
Entleerung von Silozellen. 1995
- Heft 27 **Shishan Zheng**
Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit
einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik. 1996
- Heft 28 **Yong-zhi Lin**
Tragverhalten von Stahlfaserbeton. 1996
- Heft 29 **DFG**
Korrosion nichtmetallischer anorganischer Werkstoffe im Bauwesen. 1996
- Heft 30 **Jürgen Ockert**
Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton. 1997
- Heft 31 **Andreas Braun**
Schüttgutbeanspruchungen von Silozellen unter Erdbebeneinwirkung. 1997
- Heft 32 **Martin Günter**
Beanspruchung und Beanspruchbarkeit des Verbundes
zwischen Polymerbeschichtungen und Beton. 1997
- Heft 33 **Gerhard Lohrmann**
Faserbeton unter hoher Dehngeschwindigkeit. 1998
- Heft 34 **Klaus Idda**
Verbundverhalten von Betonrippenstäben bei Querzug. 1999
- Heft 35 **Stephan Kranz**
Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten,
oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen. 1999
- Heft 36 **Gunther Herold**
Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineralsauren Wässern. 1999

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 37 **Mostafa Mehrfaza**
Entleerungsdrücke in Massefluss-Silos – Einflüsse der Geometrie
und Randbedingungen. 2000
- Heft 38 **Tarek Nasr**
Druckentlastung bei Staubexplosionen in Siloanlagen. 2000
- Heft 39 **Jan Akkermann**
Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken. 2000
- Heft 40 **Viktor Mechtcherine**
Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen
zur Rißausbreitung in Beton. 2001
- Heft 41 **Ulrich Häußler-Combe**
Elementfreie Galerkin-Verfahren – Grundlagen und Einsatzmöglichkeiten
zur Berechnung von Stahlbetontragwerken. 2001
- Heft 42 **Björn Schmidt-Hurtienne**
Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluß
des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung. 2001
- Heft 43 **Nazir Abdou**
Ein stochastisches nichtlineares Berechnungsverfahren für Stahlbeton
mit finiten Elementen. 2002
- Heft 44 **Andreas Plokitzka**
Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen
beim Abbruch durch Sprengen. 2002
- Heft 45 **Timon Rabczuk**
Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von
Beton mit Hilfe der SPH-Methode. 2002
- Heft 46 **Norbert J. Krutzik**
Zu Anwendungsgrenzen von FE-Modellen bei der Simulation von
Erschütterungen in Kernkraftbauwerken bei Stoßbelastungen. 2002
- Heft 47 **Thorsten Timm**
Beschub von flüssigkeitsgefüllten Stahlbehältern. 2002
- Heft 48 **Slobodan Kasic**
Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer
Vorspannung ohne Verbund. 2002

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 49 **Christoph Kessler-Kramer**
Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. 2002
- Heft 50 **Nico Herrmann**
Experimentelle Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik. 2002
- Heft 51 **Michael Baur**
Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte
bei Erdbebeneinwirkung. 2003
- Heft 52 **Seminar 02. Juli 2004**
DIN 1045-1; Aus der Praxis für die Praxis. 2004
- Heft 53 **Abdelkhalek Saber Omar Mohamed**
Behaviour of Retrofitted Masonry Shear Walls Subjected
to Cyclic Loading. 2004
- Heft 54 **Werner Hörenbaum**
Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit
von Sandsteinsichtmauerwerk. 2005
- Heft 55 **Seminar Februar 2006**
DIN 4149 – Aus der Praxis für die Praxis. 2006
- Heft 56 **Sam Foos**
Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten
Beanspruchungen. 2006
- Heft 57 **Ramzi Maliha**
Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton. 2006
- Heft 58 **Andreas Fäcke**
Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von
Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbebenlasten. 2006
- Heft 59 **Juliane Möller**
Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmenttragwerken. 2006
- Heft 60 **Martin Larcher**
Numerische Simulation des Betonverhaltens unter Stoßwellen mit
Hilfe des Elementfreien Galerkin-Verfahrens. 2007
- Heft 61 **Christoph Niklasch**
Numerische Untersuchungen zum Leckageverhalten von
gerissenen Stahlbetonwänden. 2007

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 62 **Halim Khbeis**
Experimentelle und numerische Untersuchungen von Topflägern. 2007
- Heft 63 **Sascha Schnepf**
Vereinfachte numerische Simulation des Tragverhaltens ebener
mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen unter zyklischer Belastung. 2007
- Heft 64 **Christian Wallner**
Erdbebenberechtigtes Verstärken von Mauerwerk durch Faserverbundwerk-
stoffe – experimentelle und numerische Untersuchungen. 2008
- Heft 65 **Niklas Puttendörfer**
Ein Beitrag zum Gleitverhalten und zur Sattelausbildung
externer Spannglieder. 2008

»»»»»»»»»» **Bezug der Hefte 1 – 65 und 67**
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Gotthard-Franz-Str. 3, 76131 Karlsruhe
www.betoninstitut.de

Bezug ab Heft 66
KIT Scientific Publishing
Straße am Forum 2, 76131 Karlsruhe
www.ksp.kit.edu

»»»»»»»»»» **Fortführung der Reihe ab Heft 66 unter neuem Namen**

KARLSRUHER REIHE
Massivbau
Baustofftechnologie
Materialprüfung

erschienen bei KIT Scientific Publishing (ISSN 1869-912X)

KARLSRUHER REIHE

Massivbau – Baustofftechnologie – Materialprüfung

Herausgeber Univ.-Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
KIT Scientific Publishing
ISSN 1869-912X

- Heft 66 **Michael Haist**
Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen
bei Zementsuspensionen. 2009
ISBN 978-3-86644-475-1
- Heft 67 **Stephan Steiner**
Beton unter Kontaktdetonation – neue experimentelle Methoden. 2009
(noch erschienen in der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau
und Baustofftechnologie, ISSN 0933-0461)
- Heft 68 **Christian Münich**
Hybride Multidirektionaltexilien zur Erdbebenverstärkung
von Mauerwerk – Experimente und numerische Untersuchungen
mittels eines erweiterten Makromodells. 2011
ISBN 978-3-86644-734-9
- Heft 69 **Viktória Malárics**
Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch
an zylindrischen Betonproben. 2011
ISBN 978-3-86644-735-6
- Heft 70 **Daniela Ruch**
Bestimmung der Last-Zeit-Funktion beim Aufprall
flüssigkeitsgefüllter Stoßkörper. 2011
ISBN 978-3-86644-736-3
- Heft 71 **Marc Beitzel**
Frischbetondruck unter Berücksichtigung der
rheologischen Eigenschaften. 2012
ISBN 978-3-86644-783-7

- Heft 72 **Michael Stegemann**
Großversuche zum Leckageverhalten von gerissenen
Stahlbetonwänden. 2012
ISBN 978-3-86644-860-5
- Heft 73 **Isabel Anders**
Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens
junger normal- und hochfester Betone. 2013
ISBN 978-3-7315-0043-8
- Heft 74 **Jennifer C. Scheydt**
Mechanismen der Korrosion bei ultrahochfestem Beton. 2013
ISBN 978-3-7315-0113-8
- Heft 75 **Michael Auer**
Ein Verbundmodell für Stahlbeton unter Berücksichtigung
der Betonschädigung. 2015
ISBN 978-3-7315-0316-3
- Heft 76 **Christian Moritz Urban**
Experimentelle Untersuchungen und Bemessungsansätze für
faserverstärktes Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchungen. 2015
ISBN 978-3-7315-0372-9
- Heft 77 **Tobias Bacht**
Horizontaltragfähigkeit von Wänden aus Leichtbeton-Schalungssteinen –
Experimente und numerische Modellierung. 2015
ISBN 978-3-7315-0413-9
- Heft 78 **Björn Haag**
Schadensidentifikation mit modalen Parametern:
Anwendung auf extern vorgespannte Hohlkastenbrücken. 2016
ISBN 978-3-7315-0458-0

Eine Schädigung verändert die Eigenfrequenzen und Eigenformen einer Struktur. Viele Wissenschaftler greifen diesen Ansatz auf und entwickeln damit verschiedene Methoden zur Feststellung, Lokalisierung oder gar Quantifizierung eines Schadens. Hinsichtlich der Zustandsüberwachung von Betonbrücken werden in der vorliegenden Arbeit zunächst 19 Verfahren systematisch an einem linearen Brückenmodell unter realistischen Randbedingungen getestet. Danach wird ein detailliertes numerisches Modell einer verbundlos vorgespannten Hohlkastenbrücke erstellt. Dabei kommen nichtlineare, anhand von Laborversuchen validierte Stoffgesetze zum Einsatz, die zu einer realitätsnahen Veränderung der Modalparameter bei einer unplanmäßigen Einwirkung führen. Durch eine kombinierte Anwendung von sechs Methoden lässt sich die zunehmende Rissbildung infolge einer Pfeilersetzung bzw. einem globalen Spannkraftverlust hier auch unter fließendem Verkehr eindeutig feststellen und erfolgreich lokalisieren.

Diese Arbeit spricht die Schwierigkeiten an, die einer modalbasierten Schadensidentifikation an Brücken entgegenstehen, demonstriert aber gleichzeitig den hohen Informationsgehalt, den diese Verfahren auch bzgl. der Unterscheidung zwischen einer regulären und übermäßigen Rissbildung bereitstellen können. Sie stellt eine Erweiterung der bisherigen Forschung dar, die sich hauptsächlich auf Überbauten mit Verbundspanngliedern konzentrierte.

