

Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaß- nahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 118

bast

Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaß- nahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

von

Corinna Siegert
Alexander Holst
Martin Empelmann
Harald Budelmann

TU Braunschweig
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 118

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Schünemann Verlag GmbH, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BAST-Archiv ELBA zur Verfügung.
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE 15.0544/2011/LRB:
Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

Fachbetreuung
Tabea Neumann

Herausgeber
Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag
Fachverlag NW in der
Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9293
ISBN 978-3-95606-203-2

Bergisch Gladbach, Dezember 2015

Kurzfassung – Abstract

Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

Zunehmender Verkehr, Schädigungsprozesse sowie neue Bemessungsnormen bedingen in letzter Zeit vermehrt eine Nachrechnung von bestehenden Brückenbauwerken. Die derzeit auf Basis der Nachrechnungsrichtlinie oder der DIN-Fachberichte durchgeführten Nachrechnungen von Bestandsbrücken zeigen häufig rechnerische Defizite. Um diese Defizite auszugleichen, ermöglicht die Nachrechnungsrichtlinie u. a., die weitere verkehrliche Nutzung durch kompensierende Überwachungsmaßnahmen abzusichern. Eine Bewertung einer Monitoringmaßnahme im Sinne einer Kompensation bzw. die explizite Quantifizierung des Sicherheitsgewinns im Sinne der Sicherheitstheorie wird aufgrund fehlender Ansätze derzeit häufig nicht oder nur stark vereinfacht vorgenommen.

Im Rahmen des Projektes wurden Ansätze zur Quantifizierung des Sicherheitsgewinns durch kompensierende Monitoringmaßnahmen auf der Basis der Wahrscheinlichkeitstheorie entwickelt. In Abhängigkeit der Maßnahme (Schwellwertüberwachung oder Einwirkungsüberwachung) sowie von dessen Versagenswahrscheinlichkeit wurden dabei reduzierte Teilsicherheitsbeiwerte bestimmt.

Darüber hinaus wurden für typische Defizite von Betonbestandsbrücken geeignete Monitoringkonzepte einschließlich Sensorik vorgeschlagen und diskutiert.

Zur Erprobung der Methodik einer kompensierenden Monitoringmaßnahme wurde eine kompensierende Schwellwertüberwachung an der vierspurigen Hochstraße Gifhorn realisiert. Das gewählte Überwachungskonzept umfasste das einer kontinuierlichen Schwellwertüberwachung in Kombination mit intermittierenden Probelastungen. Hierbei wurde ein primäres permanentes statisches Messsystem aus 18 Schwingsaitensensoren temporär durch ein sekundäres dynamisches Messsystem aus 12 induktiven Wegaufnehmern ergänzt. Nach einer Kalibrierung des FE-Modells mithilfe von Messergebnissen der ersten

Probelastung unter definierter Belastung wurden sowohl absolute als auch relative Schwellwerte für die Messwerte der Schwingsaitenaufnehmer festgelegt und getestet.

Concepts for the surveillance of existing concrete structures as compensatory measures ensuring structural stability and serviceability

Various factors such as increasing amounts of traffic, processes of deterioration and new design standards require the recalculation of existing bridges. However, recalculations of these structures performed according to the recalculation guideline or the technical DIN reports, often reveal calculatory deficits. In order to counterbalance these deficits the recalculation guideline allows bridges to be kept in use for traffic, if e.g. safeguarded by compensatory measures of surveillance. Due to the absence of approaches an evaluation of monitoring measures as a compensation or the explicit quantification of the safety gain according to the safety theory is rarely performed and if so, only in a very simplified form.

In the context of the research project approaches for quantifying the safety gain through compensatory monitoring measures have been developed on the basis of the probability theory. Depending on the specific measure taken (either a traffic weight control or a threshold value monitoring system) as well as its failure probability reduced partial safety factors have been determined.

In addition appropriate monitoring concepts (including sensory measures) are being proposed and discussed focusing on deficits typical of existing concrete bridges.

In order to test the method of a compensatory monitoring measure a threshold value monitoring system has been applied to the 4-lane flyover in the north German town of Gifhorn. The surveillance concept chosen involved a continuous threshold value monitoring in combination with intermittent load tests. For this purpose a primary static measuring system comprising 18 vibrating wire

sensors was complemented by a secondary dynamic one consisting of 12 inductive displacement sensors. After calibrating a FE model on the basis of measurement results yielded by the initial load test under a defined load both absolute and relative threshold values for the measured values of the vibrating wire sensors were defined and tested.

Inhalt

Abkürzungen und Symbole	7	3.5.3 Kontinuierliche kompensierende Überwachungsmaßnahmen	27
1 Auftrag	11	3.6 Schwellwertüberwachung	27
1.1 Stand der Wissenschaft und Technik	11	3.6.1 Voll-probabilistisches Bemessungskonzept	27
1.2 Gesamtziel	12	3.6.2 Semi-probabilistisches Bemessungskonzept	30
1.3 Bedeutung	12	3.7 Einwirkungsüberwachung	33
1.4 Methodik des Vorgehens	12	3.7.1 Voll-probabilistisches Bemessungskonzept	33
2 Überblick über die Realisation des Auftrags	13	3.7.2 Semi-probabilistisches Bemessungskonzept	34
3 Sicherheitsgewinn durch kompensierende Überwachungsmaßnahmen	14	3.8 Systemidentifikation	35
3.1 Allgemeines	14	3.8.1 Voll-probabilistisches Bemessungskonzept	35
3.2 Grundlagen der Probabilistik	14	3.8.2 Semi-probabilistisches Bemessungskonzept	36
3.2.1 Stochastische Verteilungen	15	4 Messtechnische Konzeption kompensierender Monitoringmaßnahmen	36
3.2.2 Versagenswahrscheinlichkeit	16	4.1 Überblick über das Bauwerksmonitoring	36
3.2.3 Systemversagen	18	4.2 Überblick über vorhandene Bauwerkssensoren	40
3.3 Grundlagen der probabilistischen Bemessungskonzepte	18	4.3 Probelastung	43
3.3.1 Voll-probabilistisches Bemessungskonzept	18	4.4 Schwellwertüberwachung	44
3.3.2 Semi-probabilistisches Bemessungskonzept	20	4.5 Einwirkungsüberwachung	46
3.4 Probabilistische Quantifizierung eines Sicherheitsgewinns durch kompensierende Überwachungsmaßnahmen	23	4.6 Systemidentifikation	47
3.4.1 Voll-probabilistisches Bemessungskonzept	23	5 Kompensierende Monitoringmaßnahmen für typische Defizite von Betonbestandsbrücken	48
3.4.2 Semi-probabilistisches Bemessungskonzept	23	5.1 Typische Defizite von Betonbestandsbrücken	48
3.5 Arten von kompensierenden Überwachungsmaßnahmen	24	5.2 Nachweis der Dekompression	48
3.5.1 Einmalige diskrete kompensierende Überwachungsmaßnahmen	24	5.2.1 Mögliches Versagensszenario und Folgen bei Überschreitung des Grenzzustandes	49
3.5.2 Sich wiederholende diskrete kompensierende Überwachungsmaßnahmen	26		

5.2.2	Möglichkeiten der genaueren Modellierung	49	5.6.2	Möglichkeiten der genaueren Modellierung	57
5.2.3	Verstärkungsmöglichkeiten	49	5.6.3	Verstärkungsmöglichkeiten	57
5.2.4	Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme	50	5.6.4	Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme . . .	57
5.2.5	Zusammenfassung	51	5.6.5	Zusammenfassung	58
5.3	Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten	51	5.7	Nachweis gegen Spannungsrissskorrosion	58
5.3.1	Mögliches Versagensszenario und Folgen bei Überschreitung des Grenzzustandes	51	5.7.1	Mögliches Versagensszenario und Folgen bei Überschreitung des Grenzzustandes	58
5.3.2	Möglichkeiten der genaueren Modellierung	51	5.7.2	Möglichkeiten der genaueren Modellierung	58
5.3.3	Verstärkungsmöglichkeiten	51	5.7.3	Verstärkungsmöglichkeiten	58
5.3.4	Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme	52	5.7.4	Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme	58
5.3.5	Zusammenfassung	52	5.7.5	Zusammenfassung	58
5.4	Nachweis der Schubtragfähigkeit	52	5.8	Zusammenfassung	59
5.4.1	Mögliches Versagensszenario und Folgen bei Überschreitung des Grenzzustandes	52	6	Pilotanwendung: Hochstraße Gifhorn	60
5.4.2	Möglichkeiten der genaueren Modellierung	54	6.1	Vorstellung der Brücke	60
5.4.3	Verstärkungsmöglichkeiten	54	6.1.1	Konstruktionsbeschreibung	60
5.4.4	Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme	54	6.1.2	Zustand der Konstruktion	62
5.4.5	Zusammenfassung	55	6.1.3	Nachrechnung der Konstruktion nach DIN 1072 bzw. DIN 4227	63
5.5	Nachweis der Querbiegetragfähigkeit	55	6.2	Konzeption der kompensierenden Überwachung	65
5.5.1	Mögliches Versagensszenario und Folgen bei Überschreitung des Grenzzustandes	55	6.2.1	Vorüberlegungen	65
5.5.2	Möglichkeiten der genaueren Modellierung	56	6.2.2	Messtechnische Umsetzung	69
5.5.3	Verstärkungsmöglichkeiten	56	6.2.3	Intermittierende Probelastungen . . .	78
5.5.4	Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme	56	6.3	FE-Modell	80
5.5.5	Zusammenfassung	56	6.3.1	Allgemeine Beschreibung des FE-Modells	81
5.6	Nachweis gegen Ermüdung	56	6.3.2	Kalibrierung des FE-Modells	83
5.6.1	Mögliches Versagensszenario und Folgen bei Überschreitung des Grenzzustandes	56	6.4	Schwellwertfestlegung	86
			6.4.1	Absolute Schwellwerte	87
			6.4.2	Relative Schwellwerte	91
			6.5	Kompensierende Überwachung im Betrieb	99

6.5.1	Schwellwertüberwachung	99
6.5.2	Intermittierende Probelastungen	100
6.6	Beurteilung der Sensorik	103
7	Zusammenfassung und Ausblick	105
8	Literatur	106

Anlagen

Die Anlagen zum Bericht sind im elektronischen
BAST-Archiv ELBA unter:

<http://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar

Abkürzungen

AA	Absoluter Alarmwert
ARS	Allgemeines Rundschreiben Straßenbau
AW	Absoluter Warnwert
CFK	Kohlenstofffaserverstärkter Kunststoff
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DIN	Deutsches Institut für Normung
DYWIDAG	Dyckerhoff & Widmann AG
EC	Eurocode
EN	Europäische Norm
FB	Fachbericht
FEM	Finite-Elemente-Methode
GV	Gumbelverteilung
iBMB	Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
JCSS	Joint Committee on Structural Safety
KF	Koppelfuge
LF	Lastfall
LNV	Lognormalverteilung
MPA	Materialprüfanstalt für das Bauwesen
NLStBV	Niedersächsische Landesbehörde für Straßenbau und Verkehr
NV	Normalverteilung
OS	Oberflächenschutz
RW	Relativer Warnwert
SFB	Sonderforschungsbereich
STANAG	Standardisierungsübereinkommen
TS	Tandemsystem
UDL	gleichmäßig verteilte Flächenlast
V*	gestutzte Verteilung

Symbole

Lateinische Buchstaben

E	Beanspruchung, Bauteilbeanspruchung	$P_{f,\ddot{U},E}$	Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Einwirkungsüberwachung
E_d	Bemessungswert der Beanspruchung		
$E_{d,\ddot{U}}$	Bemessungswert der Beanspruchung unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme	$P_{f,\ddot{U},I}$	Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Inspektion
$E_{d,\ddot{U},S}$	Bemessungswert der Beanspruchung unter Berücksichtigung der Schwellwertüberwachung	$P_{f,\ddot{U},P}$	Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Probelastung
$E_{d,\ddot{U},E}$	Bemessungswert der Beanspruchung unter Berücksichtigung der Einwirkungsüberwachung	$P_{f,\ddot{U},S}$	Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Schwellwertüberwachung
E_k	Charakteristischer Wert der Beanspruchung	$P_{f,\ddot{U},Sy}$	Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Systemidentifikation
f_{EI}	Steifigkeitsfaktor vor der Kalibrierung	P_s	Überlebenswahrscheinlichkeit
f'_{EI}	Steifigkeitsfaktor nach der Kalibrierung	P_t	Zielversagenswahrscheinlichkeit
f_{TMY}	Faktor zur Kompensation des linearen Temperaturunterschiedes	q	Quantil
f_{TN}	Faktor zur Kompensation des konstanten Temperaturunterschiedes	q_E	Quantil der Beanspruchung
G	Grenzzustand	q_R	Quantil der Beanspruchbarkeit
G_d	Bemessungswert des Grenzzustandes	R	Beanspruchbarkeit, Bauteilwiderstand
$G_{d,\ddot{U}}$	Bemessungswert des Grenzzustandes unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme	R_d	Bemessungswert der Beanspruchbarkeit
P	Wahrscheinlichkeit	$R_{d,\ddot{U}}$	Bemessungswert der Beanspruchbarkeit unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme
P_f	Versagenswahrscheinlichkeit	$R_{d,\ddot{U},S}$	Bemessungswert der Beanspruchbarkeit unter Berücksichtigung der Schwellwertüberwachung
$P_{f,t}$	Zielversagenswahrscheinlichkeit	R_k	Charakteristischer Wert der Beanspruchbarkeit
$P_{f,E}$	Versagenswahrscheinlichkeit der Einwirkungsüberwachung	v	Variationskoeffizient
$P_{f,I}$	Versagenswahrscheinlichkeit der Inspektion		
$P_{f,S}$	Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung		
$P_{f,\ddot{U}}$	Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme		

Griechische Buchstaben

α	Sensitivitätsfaktor	$Y_{R,\ddot{U}}$	Teilsicherheitsbeiwert der Beanspruchbarkeit unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme
α_E	Sensitivitätsfaktor der Beanspruchung		
α_R	Sensitivitätsfaktor der Beanspruchbarkeit	$Y_{R,\ddot{U},S}$	Teilsicherheitsbeiwert der Beanspruchbarkeit unter Berücksichtigung des Schwellwertmonitorings
β	Zuverlässigkeitsindex		
β_t	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex	Y_S	Teilsicherheitsbeiwert des Stahls
$\beta_{\ddot{U}}$	Zuverlässigkeitsindex unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme	ΔT_{MY}	Linearer Temperaturunterschied
$\beta_{\ddot{U},E}$	Zuverlässigkeitsindex unter Berücksichtigung der Einwirkungsüberwachung	ΔT_N	Konstanter Temperaturunterschied
$\beta_{\ddot{U},I}$	Zuverlässigkeitsindex unter Berücksichtigung der Inspektion	μ	Mittelwert
$\beta_{\ddot{U},P}$	Zuverlässigkeitsindex unter Berücksichtigung der Probelastung	μ_E	Mittelwert der Beanspruchung
$\beta_{\ddot{U},S}$	Zuverlässigkeitsindex unter Berücksichtigung der Schwellwertüberwachung	μ_G	Mittelwert des Grenzzustandes
$\beta_{\ddot{U},Sy}$	Zuverlässigkeitsindex unter Berücksichtigung der Systemidentifikation	μ_R	Mittelwert der Beanspruchbarkeit
Y_C	Teilsicherheitsbeiwert des Betons	$\sigma -$	Standardabweichung
Y_E	Teilsicherheitsbeiwert der Beanspruchung	σ_E	Standardabweichung der Beanspruchung
$Y_{E,\ddot{U}}$	Teilsicherheitsbeiwert der Beanspruchung unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme	σ_G	Standardabweichung des Grenzzustandes
$Y_{E,\ddot{U},S}$	Teilsicherheitsbeiwert der Beanspruchung unter Berücksichtigung des Schwellwertmonitorings	σ_R	Standardabweichung der Beanspruchbarkeit
$Y_{E,\ddot{U},E}$	Teilsicherheitsbeiwert der Beanspruchung unter Berücksichtigung der Einwirkungsüberwachung		
Y_G	Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Lasten		
Y_i	Teilsicherheitsbeiwert		
Y_Q	Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Lasten		
$Y_{Q,\ddot{U},E}$	Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Lasten unter Berücksichtigung der Einwirkungsüberwachung		
Y_R	Teilsicherheitsbeiwert der Beanspruchbarkeit		

1 Auftrag

1.1 Stand der Wissenschaft und Technik

Zunehmender Verkehr, Schädigungsprozesse sowie neue Bemessungsnormen bedingen in letzter Zeit vermehrt eine Nachrechnung von bestehenden Brückenbauwerken. Um eine einheitliche und geregelte Nachrechnung der Bestandsbrücken sicherzustellen, wurde vom Bundesverkehrsministerium die Nachrechnungsrichtlinie [8] erarbeitet und eingeführt. Die derzeit mittels [8] durchgeführten Nachrechnungen von Bestandsbrücken zeigen häufig rechnerische Defizite, z. B. bei den Nachweisen der Schubbewehrung, der Ermüdung (u. a. an Koppelfugen) und des Gebrauchszustandes (Rissbreiten, Dekompression). Um diese Defizite auszugleichen, werden oftmals stark einschränkende verkehrliche Kompensationsmaßnahmen oder kostspielige Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich.

Die Nachrechnungsrichtlinie ermöglicht die weitere Sicherstellung der verkehrlichen Nutzung auch mithilfe von kompensierenden Überwachungsmaßnahmen am Bauwerk. Laut Definition der Nachrechnungsrichtlinie zählen hierzu zum einen die Einrichtung permanenter Kontrollmechanismen, z. B. die Einrichtung eines Monitoringverfahrens, oder zum anderen die Ergreifung zusätzlicher bzw. ergänzender Maßnahmen der Bauwerksprüfung, z. B. verringerte Prüfabstände. Eine Bauwerksprüfung (Inspektion) birgt stets das Problem der Subjektivität sowie der Gefahr eines Schadenseintritts zwischen den einzelnen Prüfterminen. Mit einem Monitoringsystem als permanenter Kontrollmechanismus lassen sich dagegen kontinuierlich objektive Kennwerte bestimmen. Da die Nachrechnungsrichtlinie den Begriff „kompensierende Überwachungsmaßnahme“ nicht weitergehend definiert, soll im Folgenden darunter nicht nur das eigentliche Monitoring bzw. die Überwachung des Bauwerks, sondern zugleich deren Bewertung im Sinne einer Kompensation zum Ausgleich von Defiziten verstanden werden.

Monitoring wird heutzutage in vielen Aufgabenbereichen angewandt. Haupteinsatzgebiet ist die Systemidentifikation eines Bauwerks und die anschließende Schadensüberwachung. Im Rahmen einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme kann eine Schwellwertüberwachung zur Vorbeugung bzw. Vermeidung einer Überschreitung eines

Grenzzustandes angewandt werden, z. B. in Form eines Alarmmechanismus aufgrund einer Überschreitung der maximal zulässigen Durchbiegung als Kenngröße (Indikator) der Überschreitung des maximal aufnehmbaren Biegemomentes. Vereinzelt wurden derartige Überwachungen bereits in der Praxis umgesetzt, z. B. an der Herrenbrücke in Lübeck durch das iBMB [45]. Eine explizite Quantifizierung des Sicherheitsgewinns fand hier jedoch nicht statt.

Zur Schwellwertüberwachung ist zunächst eine Systemidentifikation des Bauwerks erforderlich, um die entsprechenden Schwellwerte zu definieren [53]. Hierzu existieren verschiedene Monitoringssysteme. Unterschieden werden generell Verfahren mit ambienten Einwirkungen (fließender Verkehr) und Verfahren mit definierter Belastung (Zwangserregung, Probelastung) [5]. Die Vorteile des Systems mit ambienten Einwirkungen sind, dass dieses keine Sperrung des Bauwerks bedingt und durch den erzielbaren Umfang an Messdaten einen hohen Grad an Überbestimmtheit aufweist. Der wesentliche Vorteil eines Systems mit definierter Belastung ist hingegen die einfachere und kostengünstigere Umsetzung insbesondere bei Bestandsbauwerken.

Die zur Verfügung stehenden Messeinrichtungen und Sensoren zur anschließenden Schwellwertüberwachung sind zahlreich und vielfältig. Eine Übersicht zur Bauwerksüberwachungstechnik geben u. a. [1] und [15]. Grundsätzlich unterschieden werden kann globales (Top-down) und lokales (Bottom-up) Monitoring [5]. Bei der Überwachung und Erfassung globaler Struktureigenschaften bzw. Performance-Indikatoren als Zustandskenngrößen (z. B. Tragwerksverformung, Modalformen, Spanngliedkraft) werden nur das Gesamttragsystem bzw. einzelne Tragwerksteile überwacht. Die Auswirkungen von lokalen Schädigungen (z. B. Risse, Spanngliedausfall) sind global i. d. R. nicht direkt erfassbar. Dagegen können durch das Monitoring lokaler Zustandsgrößen (z. B. Spannstahlkraft, Betondehnung, Neigung, Rissöffnung, Korrosionsaktivität) örtliche Schäden unmittelbar erfasst werden. Globale Monitoring-Methoden werden benötigt, wenn Strukturbereiche nicht zugänglich sind bzw. wenn Modell-Updating-Ansätze in Verbindung mit einer Finite-Elemente-Modellierung durchgeführt werden sollen [5]. Für lokale Monitoringgrößen müssen potenzielle Schäden ingenieurmäßig erkannt werden. Eine genaue räumliche Positionierung der Sensoren ist dabei wichtig.

Eine Bewertung der Monitoringgrößen im Sinne einer Kompensation bzw. die explizite Quantifizierung des Sicherheitsgewinns durch eine Schwellwertüberwachung im Sinne der Sicherheitstheorie wird häufig nicht oder nur stark vereinfachend vorgenommen. Für eine objektive Beurteilung einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme formulieren BERGMEISTER & SANTA ein Konzept, bei welchem in Abhängigkeit der Monitoringintensität und des Ankündigungsverhaltens des Versagens der Zielzuverlässigkeitsindex β reduziert werden darf [1]. Die Nachteile dieses Ansatzes liegen zum einen darin, dass dieser im voll-probabilistischen Sicherheitskonzept formuliert ist und somit für den Ingenieur aus der Praxis schwer zugänglich ist. Zum anderen werden die Abhängigkeiten des Sicherheitsgewinns nur sehr grob berücksichtigt. Für die Zukunft sind für den Ingenieur in der Praxis die Berücksichtigung weiterer Abhängigkeiten sowie die Formulierung eines Ansatzes zur Quantifizierung des Sicherheitsgewinns einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme im semi-probabilistischen Sicherheitskonzept wünschenswert.

1.2 Gesamtziel

Ziel dieses Projekts ist es, auf spezifizierten Defiziten von Bestandsbrücken abgestimmte Monitoringkonzepte als kompensierende Überwachungsmaßnahmen zu entwickeln und den erzielbaren Sicherheitsgewinn zu quantifizieren. Im Einzelnen sollen

- Inhalte, Anforderungen, Möglichkeiten und Grenzen von Monitoringkonzepten, welche als kompensierende Überwachungsmaßnahmen dienen sollen, erarbeitet werden,
- ein Ansatz zur Quantifizierung des Sicherheitsgewinns durch die kompensierende Überwachungsmaßnahme im semi-probabilistischen Sicherheitskonzept formuliert werden,
- das entwickelte Konzept an einem Beispielbauwerk prototypisch umgesetzt werden, um es auf dessen Durchführbarkeit zu verifizieren.

1.3 Bedeutung

Je nach verkehrlicher Bedeutung sowie vorhandener Defizite des Bestandsbauwerkes können kompensierende Überwachungsmaßnahmen deutliche Vorteile gegenüber einschränkenden verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen bzw. kostspieligen

Instandsetzungsmaßnahmen zur Verlängerung der Lebensdauer des Bauwerks bzw. dem Ersatzneubau aufweisen. Daher ist eine abgesicherte Quantifizierung des Sicherheitsgewinns einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme von hoher volkswirtschaftlicher Bedeutung.

1.4 Methodik des Vorgehens

Im ersten Teil des Forschungsprojektes sollen integrierte Monitoringsysteme konzipiert werden, welche als messtechnische Grundlage für kompensierende Überwachungsmaßnahmen von defizitären Massivbrücken dienen können. Dabei soll zunächst anhand von Beispielbrücken aus der Praxis untersucht werden, für welche Defizite und Bauteile derartige Systeme erforderlich und zugleich möglich sind. Daraufhin sollen Monitoringsysteme und Messeinrichtungen konzipiert werden, die diesen Anforderungen genügen. Dazu sind u. a. die Festlegung von Schadensfolgeszenarien („robust-duktil“ und „spröde“ Versagensformen bzw. mit und ohne Vorankündigung) sowie deren Relevanz für die Brückenbewertung (Tragsicherheit bzw. Gebrauchstauglichkeit) zu beachten. Außerdem ist die Definition von Performance-Indikatoren mit entsprechenden Vergleichs- bzw. Messgrößen unter Berücksichtigung möglicher Störgrößen (z. B. der Temperatur) notwendig.

In Abhängigkeit der vorgenannten Aspekte erfolgt die Spezifikation von Art, Anzahl und Anordnung (Position) der Messmimik. Dabei soll ein Überwachungskonzept mit intermittierenden Probelastungen mit dazwischen erfolgender Schwellwertüberwachung gewählt werden. Dieses Konzept hat den baupraktischen und wirtschaftlichen Vorteil, dass die Einwirkungen nicht laufend und unmittelbar erfasst werden müssen, sondern an ausgewählten Zeitpunkten durch eine definierte Probelastung unter identischen Randbedingungen aufgebracht werden (vgl. Bild 1-1). Im Rahmen dieses Konzeptes ist eine (vorherige) Systemidentifikation (z. B. mittels einer Finite-Elemente-Analyse) für die Sensorkalibrierung, die Schwellwertüberwachung und die kompensatorische Bewertung erforderlich.

Im zweiten Teil sollen die Grundlagen und das Vorgehen zur Quantifizierung eines Sicherheitsgewinns durch kompensierende Überwachungsmaßnahmen (intermittierende Probelastungen mit dazwischen erfolgender Schwellwertüberwachung) erarbeitet werden. Hierbei soll auch der mögliche

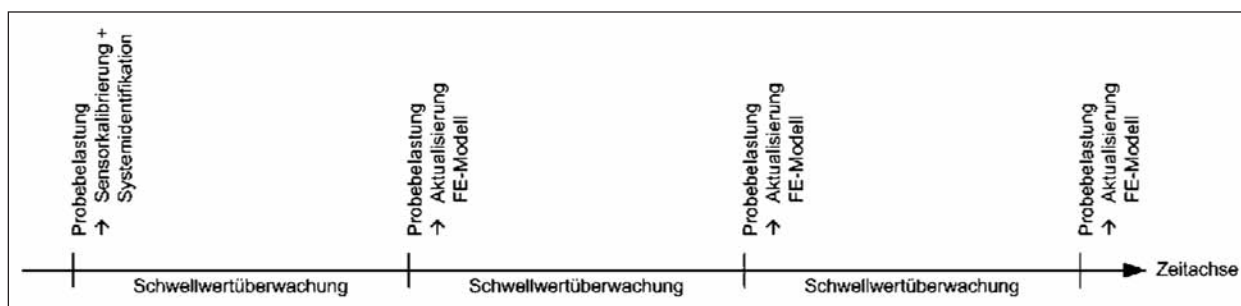


Bild 1-1: Überwachungskonzept der „intermittierenden Probelastung“

Sicherheitsgewinn aus einer verbesserten Systemidentifikation untersucht werden. Abgeleitet aus voll-probabilistischen Analysen soll eine Quantifizierung der Sicherheitsgewinne im semi-probabilistischen Sicherheitskonzept erfolgen. Reduzierte Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit diverser Eingangsparameter sollen hierbei definiert werden. Bei der Beantwortung der Fragen kann von den Erfahrungen bei der probabilistischen Nachrechnung von Bestandsbrücken profitiert werden [99, 100].

Beide Arbeitsteile sollen parallel vom Fachgebiet Baustoffe und vom Fachgebiet Massivbau des iBMB bearbeitet werden. Die gewonnenen Erkenntnisse sollen jeweils sukzessive in den parallel laufenden Arbeitsteil einfließen. Am Ende soll die Fragestellung beantwortet werden, für welche Brückenbauteile sowie brückenspezifischen Defizite die Durchführung der angedachten kompensierenden Überwachungsmaßnahmen möglich und zielführend ist, um vorhandene Defizite durch einen Sicherheitsgewinn zu kompensieren.

Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen sollen für ein konkretes Brückenbauwerk mit rechnerischen Defiziten kompensierende Überwachungsmaßnahmen detailliert erarbeitet werden. Zunächst sollen durch eine initiale definierte Probelastung eine Sensorkalibrierung und Systemidentifikation stattfinden. Damit werden die Schwellwerte für die anschließende Schwellwertüberwachung bestimmt. Im Rahmen des Projekts ist es geplant, die Probelastung (unter identischen Randbedingungen) noch einmal zu wiederholen, um ein Update des kalibrierten Finite-Elemente-Modells zu erstellen und somit die Methodik im Hinblick auf etwaige Schadensfortschritte zu überprüfen und die Prognosegenauigkeit zuzuschärfen, ggf. kann dies aber auch nachlaufend zum Projekt erfolgen.

Zum Abschluss soll mithilfe der gewonnenen Erfahrungen das erarbeitete Konzept beurteilt und Vor-

schläge für die praktische Anwendung bzw. zur Optimierung für die Zukunft gegeben werden.

2 Überblick über die Realisation des Auftrags

Im ersten Bearbeitungsschritt zur Realisation des Forschungsauftrages „Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit“ wurden die Grundlagen für eine kompensierende Überwachungsmaßnahme geschaffen (Kapitel 3). Dies beinhaltete zunächst die Definition einer kompensierenden Überwachung. Anschließend wurden verschiedene Möglichkeiten der kompensierenden Überwachung ermittelt. Da bislang in der Literatur Ansätze zur Quantifizierung des Sicherheitsgewinns fehlen, wurden diese für jede Überwachungsmethode auf Basis von wahrscheinlichkeitstheoretischen Zusammenhängen zunächst im voll-probabilistischen Bemessungskonzept erarbeitet und anschließend auf das semi-probabilistische Bemessungskonzept übertragen.

Im nächsten Arbeitsschritt wurde die generelle messtechnische Konzeption der vorher identifizierten kompensierenden Überwachungsmaßnahmen untersucht (Kapitel 4).

Daraufhin wurden mithilfe einer Auswertung zahlreicher Nachrechnungen von Bestandsbrücken typische Defizite von Bestandsbrücken identifiziert (Kapitel 5.1). Die Ergebnisse wurden mit den Angaben in der Fachliteratur verglichen und verifiziert. Für die typischen Defizite wurde dann das technische Potenzial für eine kompensierende Überwachung untersucht und die grundlegenden Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachung beurteilt (Kapitel 5.2 bis 5.8).

Im Rahmen des Forschungsprojektes sollte ein kompensierendes Überwachungskonzept exemplarisch umgesetzt und verifiziert werden. Aufgrund des höheren möglichen Sicherheitsgewinnes wurde als Pilotanwendung eine kompensierende Schwellwertüberwachung ausgewählt. Anforderungen an eine geeignete Brücke für die Pilotanwendung waren das Vorhandensein von typischen Defiziten und die technische Möglichkeit einer kompensierenden Schwellwertüberwachung. In Gifhorn bei Braunschweig wurde eine entsprechende Brücke gefunden (Kapitel 6.1).

Verschiedene Arten von kompensierenden Monitoringkonzepten und deren messtechnischer Umsetzung wurden hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit an der Pilotbrücke Gifhorn analysiert. Nach der detaillierten Planung der kompensierenden Überwachungsmaßnahme erfolgte Mitte Mai 2013 die technische Installation der Messeinrichtungen vor Ort. Als nächster Schritt wurde nach einer Probelaufphase in den frühen Morgenstunden des 06.06.2013 die initiale kombinierte statische und dynamische Probelastung an der Brücke durchgeführt (Kapitel 6.2).

Auf der Basis der Messergebnisse der Probelastung wurde dann ein FE-Modell kalibriert (Kapitel 6.3), um mit dessen Hilfe zuverlässige Schwellwerte festlegen zu können (Kapitel 6.4). Die Schwellwerte wurden für den bisherigen Messzyklus überprüft (Kapitel 6.5). Darüber hinaus wurde die angewandte Sensorik reflektiert (Kapitel 6.6).

Abschließend wurden die gemachten Erfahrungen während des Forschungsprojektes zusammengefasst und ein Ausblick in die Zukunft gegeben (Kapitel 7).

3 Sicherheitsgewinn durch kompensierende Überwachungsmaßnahmen

Nach einer kurzen allgemeinen Einführung in die Thematik „Kompensierende Überwachungsmaßnahmen“ werden im Folgenden zunächst die Grundlagen der Probabilistik sowie der probabilistischen Bemessungskonzepte aufgezeigt. Daraufhin wird im ersten Schritt ein genereller Ansatz zur Quantifizierung des Sicherheitsgewinns durch kompensierende Überwachungsmaßnahmen formuliert. Im zweiten Schritt werden dann diese Ansätze

für verschiedene definierte Arten einer kompensierenden Überwachung verfeinert.

3.1 Allgemeines

Ist die Nachrechnung einer Bestandsbrücke aufgrund von defizitären Nachweisen nicht erfolgreich, besteht nach der Nachrechnungsrichtlinie [8] die Möglichkeit der Anordnung von Kompensationsmaßnahmen. Die Erfahrung zeigt, dass das Vermeiden von Versagensfällen von Brücken eng mit der Intensität der Brückenüberwachung zusammenhängt. Je besser und systematischer die Überwachung stattfindet, desto größer ist die Wahrscheinlichkeit, dass geschädigte Bauteile identifiziert, beurteilt und bei Bedarf Maßnahmen eingeleitet werden können, bevor es zu einem tatsächlichen Versagen kommt [1, 55]. Sind verkehrliche Kompensationsmaßnahmen also nicht gewünscht oder lassen sie nicht den gewünschten Erfolg erwarten, so ist die Anordnung einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme eine weitere Möglichkeit. Eine kompensierende Überwachungsmaßnahme kompensiert zielgerichtet ein bzw. mehrere Defizite. Es wurden bereits bzw. es werden derzeit einige kompensierende Überwachungsmaßnahmen durchgeführt (z. B. Herrenbrücke in Lübeck, Ernst-August-Kanal-Brücke in Hamburg). Die Beurteilung, inwieweit die Überwachung tatsächlich das bzw. die Defizite kompensiert, erfolgt in den meisten Fällen mit Sachverstand, allerdings subjektiv. Für eine objektive und somit sichere Planung einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme ist somit eine tatsächliche Quantifizierung des Sicherheitsgewinns von großem Interesse.

3.2 Grundlagen der Probabilistik

Bei der Bemessung einer Konstruktion wird gefordert, dass diese während der gesamten Nutzungsdauer allen wahrscheinlich auftretenden Einwirkungen und Einflüssen mit ausreichender Zuverlässigkeit standhält und darüber hinaus die geforderten Gebrauchseigenschaften aufweist. Da die Beanspruchungen und Beanspruchbarkeiten einen stochastischen Charakter aufweisen, können diese Forderungen nicht mit vollständiger, sondern lediglich mit einer ausreichenden Sicherheit gewährleistet werden. Mithilfe der Zuverlässigkeitstheorie kann die objektive Sicherheit quantifiziert werden. Üblich zur Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen ist die Verwendung des semi-probabilistischen

Konzeptes, welches sich aus dem voll-probabilistischen ableitet. Die Quantifizierung eines Sicherheitsgewinns durch eine kompensierende Überwachungsmaßnahme im semi-probabilistischen Kontext entsprechend der Praxis erscheint daher sinnvoll.

Im Folgenden werden kurz die wesentlichen Grundlagen der Probabilistik aufgezeigt, um darauf aufbauend Ansätze zur Quantifizierung der Sicherheitsgewinne durch verschiedene kompensierende Überwachungsmaßnahmen entwickeln zu können. Gute Literaturquellen stellen hierfür z. B. SPAETHE [94] und RACKWITZ [77] dar.

3.2.1 Stochastische Verteilungen

Sowohl Beanspruchungen E als auch Beanspruchbarkeiten R weisen keine festen Größen auf, sondern streuen. Nehmen sie zufälligerweise verschiedene Realisationen e bzw. r an, nennt man sie Zufallsgrößen.

Eine Zufallsgröße X kann mithilfe ihrer Verteilungsfunktion $F[x]$ vollständig charakterisiert werden. Im Sinne einer klassierten Stichprobe entspricht die Verteilungsfunktion $F[x]$ der Summenhäufigkeit. Die Verteilungsfunktion $F[x]$ beschreibt damit, mit welcher Wahrscheinlichkeit P eine Realisation x kleiner oder gleich dem Wert x_1 ist. In Bild 3-1, links ist eine Verteilungsfunktion $F[x]$ dargestellt.

Die Ableitung der Verteilungsfunktion $F[x]$ heißt Verteilungsdichte $f[x]$. Im Sinne einer klassierten Stichprobe entspricht die Verteilungsdichte $f[x]$ einem Histogramm, welches die relativen Häufigkeiten aufzeigt. In Bild 3-1, rechts ist eine Verteilungsdichte $f[x]$ dargestellt.

Bei vielen Anwendungen sind die Verteilungsfunktionen $F[x]$ nicht in allen Einzelheiten bekannt oder die Beschreibung durch die exakte Verteilungsfunktion $F[x]$ ist zu aufwendig. In diesen Fällen kann die Charakterisierung einer Zufallsgröße X vereinfacht mithilfe typischer Wahrscheinlichkeitsverteilungen erfolgen.

Im Ingenieurwesen kommt insbesondere der Normalverteilung (NV), der Lognormalverteilung (LNV) sowie der Gumbelverteilung (GV) eine große Bedeutung zu. Die Verteilungsdichten für diese drei Verteilungstypen sind in Bild 3-2 dargestellt.

Ständige Einwirkungen werden üblicherweise mithilfe einer Normalverteilung beschrieben. Da eine Lognormalverteilung nur für positive Werte definiert ist, werden Widerstände wiederum im Allgemeinen mithilfe dieser beschrieben. Um nicht einen zeitabhängigen Grenzzustand auswerten zu müssen, werden darüber hinaus veränderliche Einwirkungen mithilfe einer Extremwertverteilung, und zwar einer Gumbelverteilung, beschrieben. Die Beschreibung einer Extremwertverteilung ist damit stets an einen

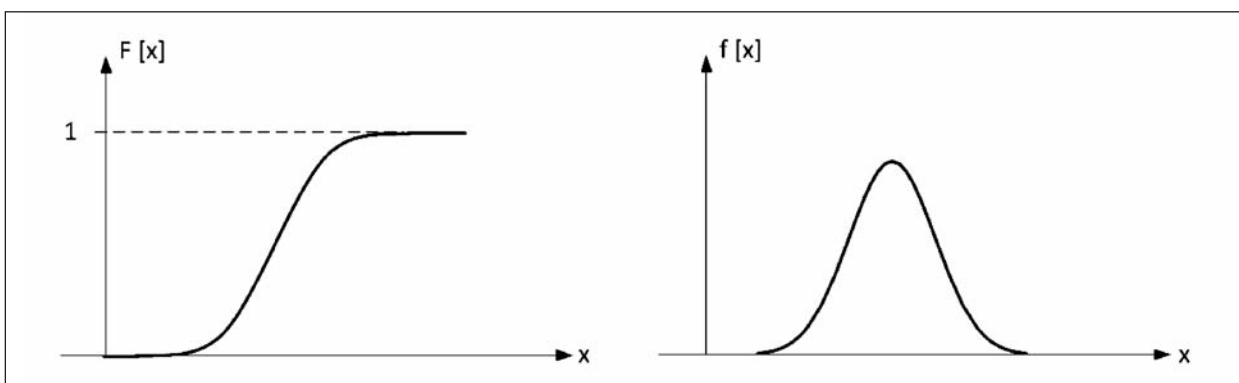


Bild 3-1: Verteilungsfunktion $F[x]$ und Verteilungsdichte $f[x]$

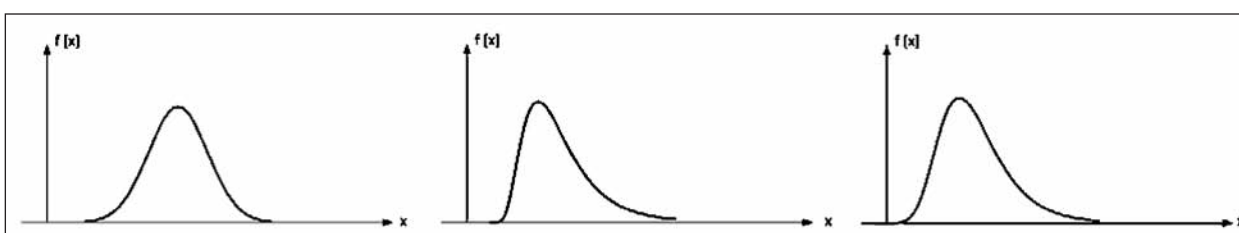


Bild 3-2: Verteilungsdichten $f[x]$ von typischen Wahrscheinlichkeitsverteilungen; links: NV, mittig: LNV, rechts: GV

	Unten gestutzte Verteilung	Oben gestutzte Verteilung	
$f^*[x]$	0	$\frac{f[x]}{F[x_0]}$	$x < x_0$
	$\frac{f[x]}{1 - F[x_0]}$	$\frac{f[x]}{1 - F[x_0]}$	$x_0 < x$
$F^*[x]$	0	$\frac{F[x]}{F[x_0]}$	$x < x_0$
	$\frac{F[x] - F[x_0]}{1 - F[x_0]}$	1	$x_0 < x$

Tab. 3-1: Gestutzte Verteilung (nach [94])

Bezugszeitraum gebunden. Der übliche Bezugszeitraum zur Beschreibung von veränderlichen Lasten beträgt hierzulande 50 Jahre.

Im Zuge der Quantifizierung des Sicherheitsgewinns durch kompensierende Überwachungsmaßnahmen ist zudem die gestutzte Verteilung (V^*) von Interesse. Die gestutzte Verteilung $f^*[x]$ bzw. $F^*[x]$ kann über ihre Ursprungsverteilung $f[x]$ bzw. $F[x]$ beschrieben werden. Die Bestimmungsgleichungen für Verteilungsdichte $f^*[x]$ und Verteilungsfunktion $F^*[x]$ sowohl von unten als auch von oben gestutzten Verteilungen sind in Tabelle 3-1 zusammengefasst.

In der Praxis werden die Verteilungsfunktionen $F[x]$ üblicherweise nicht durch ihre Funktion beschrieben, sondern mithilfe der Momente der Verteilungsfunktionen $F[x]$ charakterisiert. Wichtige Momente sind der Mittelwert μ_X sowie die Standardabweichung σ_X , welche ein Maß für die Streuung der Zufallsgröße X ist. Da die Standardabweichung σ_X vom Mittelwert μ_X abhängig ist, wird zur Beschreibung des streuenden Charakters der Größe X auch gerne der Variationskoeffizient v_X verwendet. Er ist ein relatives auf den Mittelwert μ_X bezogenes dimensionsloses Streuungsmaß.

Die bei einer üblichen Bemessung im Bauwesen verwendeten charakteristischen Werte einer Größe

X_k entsprechen Quantilen von Verteilungen. Ein q -Quantil gibt den Wert x_q an, welcher für eine vorgegebene Wahrscheinlichkeit Q unterschritten bzw. erreicht wird. Es entspricht somit der Fläche unter der Verteilungsdichte $f[x]$ links des Wertes x_q . Der charakteristische Wert berechnet sich mithilfe der inversen Verteilungsfunktion F^{-1} zu:

$$X_k = F^{-1} [q] \tag{Gl. 3-1}$$

In Tabelle 3-2 sind für verschiedene Typen von Verteilungen die Gleichungen zur Berechnung eines charakteristischen Wertes X_k zusammengefasst.

Für weitergehende Beschreibungen der einzelnen Wahrscheinlichkeitsfunktionen und -dichten wird u. a. auf SPAETHE [94] verwiesen.

3.2.2 Versagenswahrscheinlichkeit

Grundlage eines Bemessungskonzeptes ist die Gegenüberstellung des Bauteilwiderstandes R mit der Bauteilbeanspruchung E . Versagen lässt sich in der Auswertung der sogenannten Grenzzustandsfunktion G definieren:

$$G = R - E \tag{Gl. 3-2}$$

Da sowohl R als auch E Streuungen unterliegen, bedient man sich bei der Auswertung der Grenzzustandsgleichung der Probabilistik. Im voll-probabi-

NV	$X_{ki} = F^{-1}[q_i] = \mu_i + \sigma_i \cdot \Phi^{-1}[q_i]$
LNV	$X_{ki} = F^{-1}[q_i] = \exp(\mu_{ui} + \sigma_{ui} \cdot \Phi^{-1}[q_i])$ mit $\sigma_{ui} = \sqrt{\ln(1 + v_x^2)}$; $\mu_{ui} = \ln \mu_x - \frac{\sigma_{ui}^2}{2} = \ln\left(\frac{\mu_{xi}}{\sqrt{(1 + v_{xi}^2)}}\right)$; $v_{xi} = \frac{\sigma_{xi}}{\mu_{xi}}$
GV	$X_{ki} = F^{-1}[q_i] = u_i - \frac{1}{a_i} \cdot (\ln(-\ln(q_i)))$ mit $u_i = \mu_{xi} - \frac{0,577216}{a_i}$; $a_i = \frac{1,28255}{\sigma_{xi}}$
V* (unten)	$X_{ki}^* = F^{-1*}[q_i] = F^{-1}[F[x_o] + (1 - F[x_o]) \cdot q_i]$
V* (oben)	$X_{ki}^* = F^{-1*}[q_i] = F^{-1}[F[x_o] \cdot q_i]$

Tab. 3-2: Charakteristische Werte X_k für verschiedene Typen von Verteilungsfunktionen (nach [94])

listischen Konzept wird die Gleichung unter Verwendung der statistischen Quantifizierungen der Eingangswerte (Art der Verteilung und dazugehörige Parameter) ausgewertet. Das kumulierte Ergebnis ist die grenzzustandsbezogene Versagenswahrscheinlichkeit P_f für G ein negatives Ergebnis zu erhalten. Damit wird quantifizierbar, wie wahrscheinlich es ist, dass der streuende Bauteilwiderstand R kleiner ist als die ebenfalls streuende Bauteilbeanspruchung E , also mit welcher Wahrscheinlichkeit der gesuchte Grenzzustand überschritten wird.

$$P_f = P(G < 0) = P((R - E) < 0) \tag{Gl. 3-3}$$

Das Komplement zur Versagenswahrscheinlichkeit P_f ist die Überlebenswahrscheinlichkeit P_s . Sie entspricht der Zuverlässigkeit im mathematischen Sinn.

$$P_s = 1 - P_f \tag{Gl. 3-4}$$

Zur übersichtlichen Veranschaulichung des wahrscheinlichkeitstheoretischen Sicherheitskonzepts wird zunächst angenommen, dass der Bauteilwiderstand R und die Bauteilbeanspruchung E durch statistisch voneinander unabhängige Normalverteilungen beschrieben werden können und die Grenzzustandsgleichung linear sei. Die grafische Interpretation der auf Basis dieser vorläufigen Vereinfachungen folgenden Versagenswahrscheinlichkeit ist in Bild 3-3 dargestellt. Der integrierte Überlappungsbereich der Wahrscheinlichkeitsdichteverteilungen von R und E stellt die kumulierte Versagenswahrscheinlichkeit P_f dar.

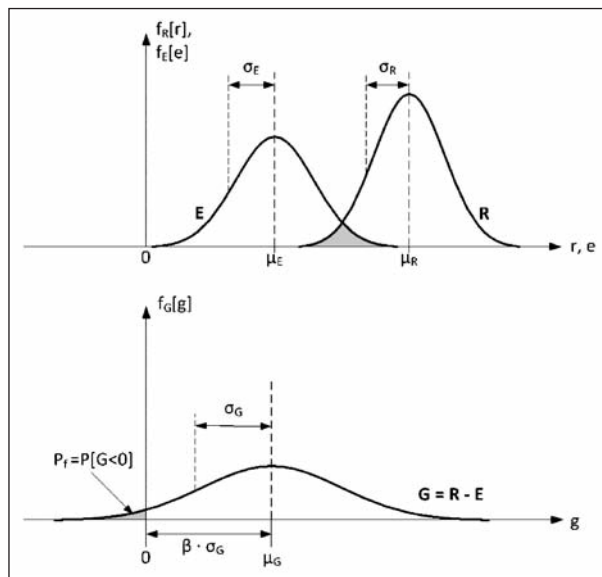


Bild 3-3: Zustandsfunktion $G = R - E$; Definition von Versagenswahrscheinlichkeit P_f und Sicherheitsindex β

Aus dem Mittelwert μ_G und der Standardabweichung σ_G kann der Zuverlässigkeitsindex β berechnet werden (Gl. 3-5), welcher ein Maß für die Zuverlässigkeit ist. Er beschreibt anschaulich, wie viele Standardabweichungen σ_G der Mittelwert μ_G vom einsetzenden Versagen, d. h. $G = 0$, entfernt liegt (vgl. Bild 3-3). Die Umrechnung des Zuverlässigkeitsindex β in die gesuchte kumulierte Versagenswahrscheinlichkeit P_f erfolgt nach Gl. 3-6. Die Abhängigkeit zwischen Versagenswahrscheinlichkeit P_f und Zuverlässigkeitsindex β ist in Tabelle 3-3 dargestellt. Mit wachsendem β fällt die Versagenswahrscheinlichkeit P_f und das Zuverlässigkeitsniveau nimmt zu. Da die Versagenswahrscheinlichkeit P_f eine sehr kleine numerische Größe

P_f	0,5	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	0	1,3	2,3	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2

Tab. 3-3: Beziehung zwischen Versagenswahrscheinlichkeit P_f und Zuverlässigkeitsindex β

Benennung besitzt und gegenüber Änderungen der statistischen und deterministischen Informationen über das betrachtete System sehr empfindlich ist, wird die noch zu verantwortende Versagenswahrscheinlichkeit P_f im Bauwesen meist durch den Zuverlässigkeitsindex β abgebildet.

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad \text{Gl. 3-5}$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad \text{Gl. 3-6}$$

Da die Streuungen der Eingangswerte der Grenzzustandsgleichung durch menschliches Versagen schwer quantifizierbar sind, handelt es sich bei dem Ergebnis der probabilistischen Analyse üblicherweise um operative Versagenswahrscheinlichkeiten und nicht um reale Versagenswahrscheinlichkeiten. Diese können stark voneinander abweichen.

Im Zuge der Entwicklung von Ansätzen zur Quantifizierung von Sicherheitsgewinnen durch kompensierende Überwachungsmaßnahmen ist eine weitere Differenzierung der Versagenswahrscheinlichkeiten erforderlich. Die Versagenswahrscheinlichkeit ist zu unterscheiden in die Versagenswahrscheinlichkeit ohne Überwachungsmaßnahme bzw. ohne Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme P_f und die Versagenswahrscheinlichkeit des Grenzzustandes unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme $P_{f,\ddot{U}}$. Es handelt sich hierbei bei beiden um operative Versagenswahrscheinlichkeiten ohne Berücksichtigung der Möglichkeiten von menschlichem Versagen.

3.2.3 Systemversagen

Üblicherweise werden die Grenzzustände zunächst für eine Versagensform ausgewertet. Die Verknüpfung der einzelnen Grenzzustände erfolgt mithilfe der Systemtheorie. Es existieren zwei Grundformen von Systemverknüpfungen: zum einen das Parallelsystem und zum anderen das Reihensystem. Die Grundformen lassen sich in anschaulicher Form anhand von Blockschaltbildern darstellen (vgl. Bild 3-4).

Sind beispielsweise zwei Bauteile parallel geschaltet, so kann die Last eines versagenden Bauteils

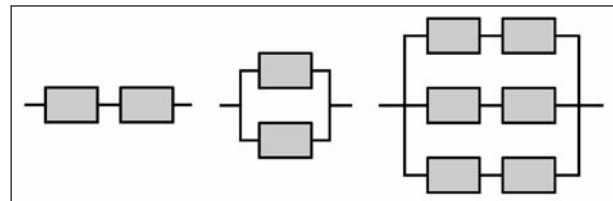


Bild 3-4: Verschiedene Arten von Systemschaltungen; links: Reihenschaltung, mittig: Parallelschaltung, rechts: Mischsystem

durch konstruktive Maßnahmen auf das andere Bauteil übertragen werden. Man spricht damit auch von redundanten Bauteilen. Sind zwei Bauteile oder Versagensformen hingegen in Reihe kombiniert, so kann die Last bei Versagen des einen Bauteils nicht auf das andere Bauteil übertragen werden und das Gesamtsystem versagt. Eine höhere Anzahl von Bauteilen oder möglicher Versagensformen reduziert bei einem Reihensystem somit die Zuverlässigkeit der Konstruktion.

Die sich ergebende Systemversagenswahrscheinlichkeit hängt neben der Art des Systems von der Korrelation der einzelnen Elemente zueinander ab.

3.3 Grundlagen der probabilistischen Bemessungskonzepte

Eine probabilistische Bemessung dient dazu, die Versagenswahrscheinlichkeit einer Struktur zu begrenzen. Übliche Sicherheitskonzepte sind das voll-probabilistische Sicherheitskonzept und das semi-probabilistische Sicherheitskonzept. Um ein adäquates anwenderfreundliches Bemessungskonzept für kompensierende Überwachungsmaßnahmen entwickeln zu können, ist die Kenntnis der beiden Konzepte erforderlich. Daher werden sie im Folgenden näher erläutert.

3.3.1 Voll-probabilistisches Bemessungskonzept

Beim voll-probabilistischen Sicherheitskonzept ist die Versagenswahrscheinlichkeit P_f im Zuge der Bemessung auf eine Zielversagenswahrscheinlichkeit $P_{f,t}$ zu begrenzen (bzw. der Zuverlässigkeits-

index β auf den Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β_t). Die Nachweisgleichung lautet damit wie folgt:

$$P_f \leq P_{f,t} \quad \text{bzw.} \quad \beta \geq \beta_t \quad \text{Gl. 3-7}$$

Bei der Gegenüberstellung ist darauf zu achten, dass, im Fall von eingehenden extremwertverteilten Variablen, dieselben Bezugszeiträume für die vorhandene und die geforderte Zuverlässigkeit angesetzt werden.

Primär bestimmen das Sicherheitsbedürfnis der Öffentlichkeit, das gesellschaftlich akzeptierte Risiko sowie die Optimierung von Kosten-Nutzen-Rechnungen die Zielversagenswahrscheinlichkeit P_t (bzw. den Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β_t). Vollkommene Sicherheit würde einen immensen, nicht zumutbaren Kostenaufwand bedeuten und ist theoretisch unerreichbar.

Die DIN EN 1990:2012 [25] differenziert die Zielwerte der Zuverlässigkeit nach den Zuverlässigkeitsklassen RC (vgl. Tabelle 3-4). Die Zuverlässigkeitsklassen sind mit den Schadensfolgekassen verknüpft, welche die Folgen für Menschenleben sowie wirtschaftliche, soziale und umweltbeeinträchtigende Folgen berücksichtigen sollen. Übliche Betonbauten, wozu auch Betonbrücken gehören, werden standardmäßig in die Zuverlässigkeitsklasse RC 2 eingeordnet.

Die Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex nach DIN EN 1990:2012 [25] gelten für operative Versagenswahrscheinlichkeiten. Inwiefern sie für die

Zuverlässigkeitsklasse	Mindestwert für β	
	Bezugszeitraum 1 Jahr	Bezugszeitraum 50 Jahre
RC 3	5,2	4,3
RC 2	4,7	3,8
RC 1	4,2	3,3

Tab. 3-4: Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex β_t nach DIN EN 1990:2012 [25]

operative Systemversagenswahrscheinlichkeit, die operative Komponentensversagenswahrscheinlichkeit oder die operative Versagenswahrscheinlichkeit der Versagensform gelten, wird nicht definiert.

In der Literatur werden weitere Ansätze zur Quantifizierung von Zielzuverlässigkeiten benannt (u. a. JCSS [54], ALLEN [1] und SCHUEREMANS [92]). Auch existieren abweichende Größen in ausländischen Normen. Dies zeigt, dass die Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex β_t diskutierbare Größen darstellen.

ALLEN [1] und BERGMEISTER & SANTA [4, 82] formulieren erste Ansätze zur Berücksichtigung von vorhandenen Überwachungsmaßnahmen, welche den Zielzuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit der Intensität der Überwachung anpassen. Allerdings werden lediglich drei unterschiedliche Kategorien unterschieden. Eine Berücksichtigung der Art der Überwachungsmaßnahme sowie von dessen Versagenswahrscheinlichkeit ist nicht möglich (vgl. Tabelle 3-5). Eine entsprechende Bemessung erfolgt voll-probabilistisch durch den Vergleich des operativen Zuverlässigkeitsindex ohne Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme β mit dem entsprechend der vorhandenen Überwachungsmaßnahme reduzierten Zielwert des Zuverlässigkeitsindex $\beta_{t,\ddot{u}}$. Die Reduktion der Zielwerte wurde bei beiden Ansätzen anhand von Erfahrungen festgelegt. Eine objektive Prüfung und Festlegung der reduzierten Zielzuverlässigkeiten auf der Grundlage von sicherheitstheoretischen Überlegungen sind daher wünschenswert. In diesem Zuge sollte auch eine genauere Differenzierung der vorhandenen Überwachungsmaßnahme sowie deren Versagenswahrscheinlichkeit ermöglicht werden.

Mithilfe des voll-probabilistischen Sicherheitskonzepts kann die wirtschaftliche Optimierung einer Konstruktion gewährleistet werden. Es sind jegliche Besonderheiten des Anwendungsfalls, wie individuelle Sicherheitsansprüche oder standortspezifische Gegebenheiten, berücksichtigbar. Nachteilig sind

ALLEN		BERGMEISTER & SANTA	
Kontrolle des Elements nicht durchführbar	-0,25	Kontinuierliche Kontrolle der kritischen Elemente	0,50
Regelmäßige Kontrolle des Elements	0,00	Jährliche Kontrolle der kritischen Elemente bei denen eine sichtbare Vorwarnung erfolgt	0,25
Gutachterliche Kontrolle des kritischen Elements (bei sprödem Versagen)	0,25 (0,00)	Jährliche Kontrolle der kritischen Elemente bei denen keine sichtbare Vorwarnung erfolgt	0,10

Tab. 3-5: Reduktion der Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex $\Delta\beta_t$ infolge von Überwachungsmaßnahmen nach ALLEN [1] und BERGMEISTER & SANTA [4, 82]

jedoch der erhöhte Berechnungsaufwand sowie die mangelnde Kenntnis des Konzepts in der Bemessungspraxis. Voll-probabilistische Analysen kommen daher heutzutage nur bei der Bemessung von Sonderbauten von großem wirtschaftlichem und gesellschaftlichem Interesse zum Einsatz. Die gängige Bemessungspraxis ist das semi-probabilistische Bemessungskonzept. Dieses stellt einen sinnvollen Kompromiss zwischen einer ausreichenden Berücksichtigung des Einflusses von streuenden Größen auf die Versagenswahrscheinlichkeit und einer guten Anwenderfreundlichkeit dar. Analog dazu scheint das semi-probabilistische Konzept ebenfalls als geeignet für ein anwenderfreundliches Bemessungskonzept für kompensierende Überwachungsmaßnahmen. Das semi-probabilistische Bemessungskonzept wird daher im Folgenden näher erläutert.

3.3.2 Semi-probabilistisches Bemessungskonzept

Das semi-probabilistische Bemessungskonzept, welches auch unter dem Namen „Teilsicherheitskonzept“ bekannt ist, fordert eine zentrale Sicherheitszone. Die zentrale Sicherheitszone ist durch den Abstand der Mittelwerte der Beanspruchung μ_E zu dem Mittelwert des Widerstands μ_R festgelegt und somit ebenfalls durch den Abstand von μ_G zu $G = 0$ (vgl. Bild 3-5). Der Abstand für den Fall einer linearen Grenzzustandsfunktion mit zwei normalverteilten Eingangsgrößen beträgt (vgl. auch Bild 3-5):

$$\mu_R - \mu_E = \beta \cdot \sigma_G = \beta \cdot \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} \quad \text{Gl. 3-8}$$

Wird die Verknüpfung der Standardabweichung σ_G mit den Standardabweichungen σ_R und σ_E mithilfe der Sensitivitätsfaktoren α_R und α_E linearisiert, so ergibt sich für den Abstand:

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} = \alpha_R \cdot \sigma_R + \alpha_E \cdot \sigma_E \quad \text{Gl. 3-9}$$

mit

$$\alpha_R^2 + \alpha_E^2 = 1 \quad \text{Gl. 3-10}$$

$$\hookrightarrow \mu_R - \mu_E = \beta \cdot \sigma_G = \beta \cdot \alpha_R \cdot \sigma_R + \beta \cdot \alpha_E \cdot \sigma_E \quad \text{Gl. 3-11}$$

Die Sensitivitätsfaktoren α_R und α_E beschreiben somit den Einfluss der einzelnen Variablen auf die Versagenswahrscheinlichkeit P_f . Sie können Werte zwischen -1 und 1 annehmen. Je näher der Betrag des Sensitivitätsfaktors bei 1 liegt, desto größer ist dessen Beitrag zur Versagenswahrscheinlichkeit P_f .

Die allgemeine Nachweisgleichung des semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes wird letztendlich durch ein Umordnen der jeweiligen Anteile auf die Seite der Beanspruchungen E bzw. des Widerstands R erzielt:

$$\frac{\mu_E + \beta \cdot \alpha_E \cdot \sigma_E}{E_d} \leq \frac{\mu_R - \beta \cdot \alpha_R \cdot \sigma_R}{R_d} \quad \text{Gl. 3-12}$$

Für eine normalverteilte Variable gilt somit für den Bemessungswert X_{di} :

$$X_{di} = \mu_i + \beta \cdot \alpha_i \cdot \sigma_i \quad \text{Gl. 3-13}$$

Verallgemeinert ergibt sich ein Bemessungswert X_{di} zu:

$$X_{di} = F^{-1}[\Phi[\alpha_i \cdot \beta]] \quad \text{Gl. 3-14}$$

In Tabelle 3-6 sind für verschiedene Typen von Verteilungen die Gleichungen zur Berechnung des Bemessungswertes X_{di} zusammengefasst.

Um eine verringerte Abhängigkeit der Bemessungsgleichung von den Standardabweichungen σ_E und σ_R zu erreichen, werden zudem, statt der Verwendung der Mittelwerte μ_E und μ_R , die charakteristischen Werte E_k und R_k zur Nachweisführung herangezogen. Dies geschieht mithilfe der Teilsicherheitsbeiwerte γ_i . Unter Berücksichtigung der Definition, dass größere Teilsicherheitsbeiwerte γ_i eine größere Sicherheit bedeuten, folgt für die Nachweisgleichung:

$$\frac{E_k \cdot \gamma_E}{E_d} \leq \frac{R_k / \gamma_R}{R_d} \quad \text{Gl. 3-15}$$

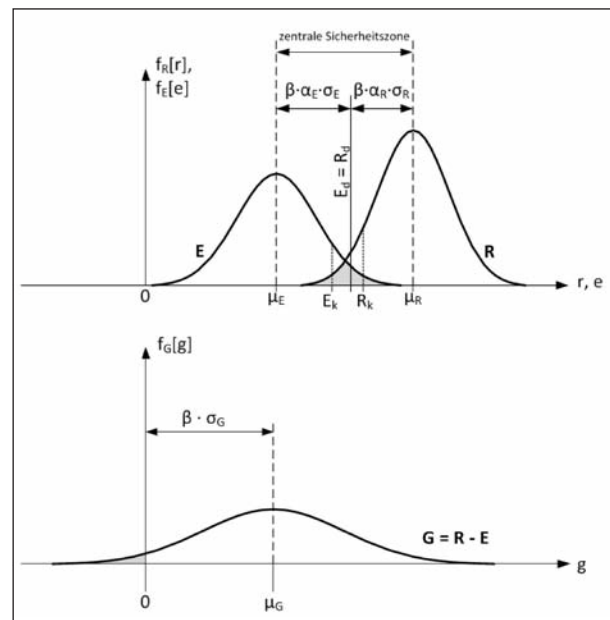


Bild 3-5: Semi-probabilistisches Sicherheitskonzept

NV	$X_{di} = F^{-1}[\Phi[\alpha_i \cdot \beta]] = \mu_i + \sigma_i \cdot \alpha_i \cdot \beta$
LNV	$X_{di} = F^{-1}[\Phi[\alpha_i \cdot \beta]] = \exp(\mu_{ui} + \sigma_{ui} \cdot \alpha_i \cdot \beta)$ mit $\sigma_{ui} = \sqrt{\ln(1 + v_{xi}^2)}$; $\mu_{ui} = \ln \mu_{xi} - \frac{\sigma_{ui}^2}{2} = \ln \left(\frac{\mu_{xi}}{\sqrt{(1 + v_{xi}^2)}} \right)$; $v_{xi} = \frac{\sigma_{xi}}{\mu_{xi}}$
GV	$X_{di} = F^{-1}[\Phi[\alpha_i \cdot \beta]] = u_i - \frac{1}{a_i} \cdot (\ln(-\ln(\Phi[\alpha_i \cdot \beta])))$ mit $u_i = \mu_{xi} - \frac{0,577216}{a_i}$; $a_i = \frac{1,28255}{\sigma_{xi}}$
V* (unten)	$X_{di}^* = F^{-1*}[\Phi[\alpha_i \cdot \beta]] = F^{-1}[F[x_o] + (1 - F[x_o]) \cdot \Phi[\alpha_i \cdot \beta]]$
V* (oben)	$X_{di}^* = F^{-1*}[\Phi[\alpha_i \cdot \beta]] = F^{-1}[F[x_o] \cdot \Phi[\alpha_i \cdot \beta]]$

Tab. 3-6: Bemessungswerte X_{di} für verschiedene Typen von Verteilungsfunktionen

mit

$$\gamma_E = \frac{E_d}{E_k} = \frac{F^{-1}[\Phi[\alpha_E \cdot \beta]]}{F^{-1}[q_E]} \quad \text{Gl. 3-16}$$

$$\gamma_R = \frac{R_k}{R_d} = \frac{F^{-1}[q_R]}{F^{-1}[\Phi[\alpha_R \cdot \beta]]} \quad \text{Gl. 3-17}$$

Überträgt man die Problematik auf allgemeine Grenzzustände, welche nicht in der Form $G = R - E$ vorliegen, sondern mehrere streuende Parameter aufweisen, so kann für jeden einzelnen streuenden Parameter ein Teilsicherheitsbeiwert γ_i bestimmt werden. Je mehr Teilsicherheitsbeiwerte γ_i zum Einsatz kommen, desto besser ist die Anpassung der Bemessungsgleichung an die Zuverlässigkeitstheorie. Allerdings gestaltet sich diese Umsetzung in die Bemessungspraxis aufgrund ihrer Komplexität als nicht praktikabel. Üblicherweise werden daher gering streuende Größen als deterministisch angenommen, womit deren Unsicherheit in den übrigen Teilsicherheitsbeiwerten γ_i aufgenommen werden muss. Auch die Unsicherheiten des Berechnungsmodells müssen innerhalb der Teilsicherheitsbeiwerte γ_i abgedeckt sein.

In Tabelle 3-7 sind für verschiedene Typen von Verteilungen die Gleichungen zur Berechnung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_i zusammengefasst. Hierbei wurden die Verteilungen ausgewählt, die typischerweise zur Beschreibung der Einwirkung bzw. des Widerstands verwendet werden. Des Weiteren werden zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten für kompensierende Überwachungsmaßnahmen

die Bestimmungsgleichungen für gestutzte Verteilungen benötigt.

Zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten γ_i zur Anwendung innerhalb einer Bemessungsgleichung einer Norm bestehen drei Möglichkeiten mit abnehmender Genauigkeit. Zum einen kann die Bestimmung auf der Grundlage von probabilistischen Analysen erfolgen. Des Weiteren können die Teilsicherheitsbeiwerte γ_i mithilfe von geschätzten Sensitivitätsfaktoren α_E und α_R berechnet werden. Die dritte Möglichkeit ist deren Kalibrierung an Vorgängernormen.

Die genaueste Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_i ist deren Bestimmung auf Grundlage probabilistischer Analysen. Problematisch ist, dass durch die Sensitivitätsfaktoren α_E und α_R die Teilsicherheitsbeiwerte γ_i jeweils mit den Streuungen der Beanspruchung σ_E sowie des Widerstands σ_R verknüpft sind. Damit sind die Größen von γ_E und γ_R gekoppelt und treffen somit nur für definierte Kombinationen von E und R zu. Folglich variieren bei dem semi-probabilistischen Bemessungskonzept die Versagenswahrscheinlichkeiten P_f innerhalb des definierten Anwendungsbereichs. Die Streuungen sind allerdings akzeptabel. Die Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_i entspricht damit jedoch einem Optimierungsproblem. Vorteilhaft bei dieser Methode ist, dass für beliebige Grenzzustandsfunktionen die vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit explizit erfasst werden kann. Nachteilig ist der hohe Rechenaufwand.

Einwirkung	
NV	$\gamma_{Ei} = \frac{E_{di}}{E_{ki}} = \frac{\mu_i + \sigma_i \cdot \alpha_i \cdot \beta}{\mu_i + \sigma_i \cdot \Phi^{-1}[q_i]} = \frac{1 + v_i \cdot \alpha_i \cdot \beta}{1 + v_i \cdot \Phi^{-1}[q_i]}$
GV	$\gamma_{Ei} = \frac{E_{di}}{E_{ki}} = \frac{u_i - \frac{1}{\alpha_i} \cdot (\ln(-\ln(\Phi[\alpha_i \cdot \beta])))}{u_i - \frac{1}{\alpha_i} \cdot (\ln(-\ln(q_i)))}$ $\gamma_{Ei} = \frac{E_{di}}{E_{ki}} = \frac{1 - 0,45005 \cdot v_{xi} - 0,77970 \cdot v_{xi} \cdot (\ln(-\ln(\Phi[\alpha_i \cdot \beta])))}{1 - 0,45005 \cdot v_{xi} - 0,77970 \cdot v_{xi} \cdot (\ln(-\ln(q_i)))}$
V* (oben)	$\gamma_{Ei} = \frac{E_{di}}{E_{ki}} = \frac{F^{-1}[F[x_o] \cdot \Phi[\alpha_i \cdot \beta]]}{F^{-1}[F[x_o] \cdot q_i]}$
Widerstand	
LNV	$\gamma_{Ri} = \frac{R_{ki}}{R_{di}} = \frac{\exp(m_{ui} + \sigma_{ui} \cdot \Phi^{-1}[q])}{\exp(m_{ui} + \sigma_{ui} \cdot \alpha_i \cdot \beta)} = \exp\left(\sqrt{\ln(1 + v_{xi}^2)} \cdot (\Phi^{-1}[q] - \alpha_i \cdot \beta)\right)$
V* (unten)	$\gamma_{Ri} = \frac{R_{ki}}{R_{di}} = \frac{F^{-1}[F[x_o] + (1 - F[x_o] \cdot q)]}{F^{-1}[F[x_o] + (1 - F[x_o] \cdot \Phi[\alpha_i \cdot \beta])]}$

Tab. 3-7: Teilsicherheitsbeiwerte γ_i für verschiedene Typen von Verteilungsfunktionen

Die zweite Möglichkeit zur Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_i basiert auf den Gl. 3-16 und Gl. 3-17. Allerdings werden dabei geschätzte Sensitivitätsfaktoren α_E und α_R verwendet. Laut der DIN EN 1990 [25] darf vereinfacht global für alle Einwirkungen $\alpha_E = 0,7$ und für Widerstände $\alpha_R = -0,8$ angewendet werden, sofern $0,16 < \sigma_E/\sigma_R < 7,6$ ist. Dieses Verfahren ist weitaus weniger arbeitsaufwendig. Jedoch ist zu bedenken, dass hiermit keine Versagenswahrscheinlichkeiten P_f berechnet werden und somit die Qualität des Ergebnisses stark von der Schätzung der Eingangsparameter abhängt.

Die dritte Möglichkeit zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten γ_i stellt die Kalibrierung an Vorgängernomen dar. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_i werden dabei aus den globalen Sicherheitsbeiwerten η rückgerechnet, welche sich bereits über Jahre hinweg bewährt haben. Da diese meist nicht probabilistisch begründet waren, sind die so bestimmten Teilsicherheitsbeiwerte γ_i dies ebenfalls nicht.

Ein Großteil der heutzutage gültigen Teilsicherheitsbeiwerte wurde auf die dritte Art bestimmt. Allerdings ergibt eine Rückrechnung der heutzutage gültigen Teilsicherheitsbeiwerte in den überwiegenden Fällen relativ realistische Variationskoeffizienten. Zur Berechnung reduzierter Teilsicherheitsbeiwerte aufgrund von kompensierenden Überwa-

v_i	V_i	α_i	β_t	q_i	v_i
Einwirkung					
$\gamma_G = 1,35$	NV	0,7	3,8	0,50	0,13
$\gamma_Q = 1,50$	GV	0,7	3,8	0,50	0,12
Widerstand					
$\gamma_C = 1,50$	LNV	-0,8	3,8	0,05	0,10
$\gamma_S = 1,15$	LNV	-0,8	3,8	0,05	0,30

Tab. 3-8: Rückrechnung der Variationskoeffizienten nach DIN EN 1990:2012 [25]

chungsmaßnahmen ist die Kenntnis über von der Norm angenommenen Variationskoeffizienten erforderlich. Daher wurden diese für Eingangsparameter, welche für eine Nachrechnung einer Betonbrücke von Interesse sind, mithilfe der in Tabelle 3-6 aufgeführten Formeln zurückgerechnet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3-8 zusammengefasst. Es wurden die nach DIN EN 1990:2012 [25] angegebenen vereinfachten Sensitivitätsfaktoren α_i verwendet. Des Weiteren wurde, aufgrund des hierzu lande geltenden Bezugszeitraumes von 50 Jahren zur Beschreibung von veränderlichen Lasten, der für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren nach DIN EN 1990:2012 [25] gültige Zielzuverlässigkeitsindex β_t angesetzt. Die Quantile wurden ebenfalls der DIN EN 1990:2012 [25] entnommen.

3.4 Probabilistische Quantifizierung eines Sicherheitsgewinns durch kompensierende Überwachungsmaßnahmen

Laut Nachrechnungsrichtlinie [8] sind Kompensationsmaßnahmen „Maßnahmen, die die weitere verkehrliche Nutzung eines Bauwerks bei gegebener Tragfähigkeit sicherstellen“. Voraussetzung für eine kompensierende Überwachungsmaßnahme ist somit, dass sie in der Lage ist, Defizite auszugleichen. Dies bedeutet wiederum, dass eine kompensierende Überwachungsmaßnahme einen Sicherheitsgewinn erzeugen muss.

Im Folgenden werden generelle Ansätze zur Quantifizierung eines Sicherheitsgewinns durch kompensierende Überwachungsmaßnahmen sowohl im voll-probabilistischen als auch im semi-probabilistischen Bemessungskonzept aufgezeigt.

3.4.1 Voll-probabilistisches Bemessungskonzept

Im voll-probabilistischen Bemessungskonzept bedeutet die Definition einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme, dass die operative Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Überwachung $P_{f,\bar{U}}$ durch die Überwachungsmaßnahme derart reduziert werden muss, dass der Zielwert der Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,t}$ eingehalten wird:

$$P_{f,\bar{U}} \leq P_{f,t} \quad \text{bzw.} \quad \beta_{\bar{U}} \geq \beta_t \quad \text{Gl. 3-18}$$

Die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme $P_{f,\bar{U}}$ ist maßgeblich von der Art der kompensierenden Überwachungsmaßnahme abhängig und wird daher in den folgenden Abschnitten getrennt nach deren Art aufgezeigt.

Als Zielwert der Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,t}$ wird das in DIN EN 1990:2012 [25] definierte Sicherheitsniveau angesetzt. Es wird somit ein von ALLEN [1] sowie BERGMEISTER und SANTA [4, 82] abweichender Ansatz gewählt, da damit der Sicherheitsgewinn direkter erarbeitet werden kann.

Der Sicherheitsgewinn durch eine kompensierende Überwachungsmaßnahme $\Delta P_{f,\bar{U}}$ entspricht dann dem Abfall der Versagenswahrscheinlichkeit durch die Überwachungsmaßnahme. Er ergibt sich folglich, indem die Versagenswahrscheinlichkeit des

Tragwerks, welche die Überwachungsmaßnahme berücksichtigt, $P_{f,\bar{U}}$ subtrahiert wird von der Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks ohne Überwachungsmaßnahme P_f :

$$\Delta P_{f,\bar{U}} = P_f - P_{f,\bar{U}} \quad \text{bzw.} \quad \Delta \beta_{\bar{U}} = \beta_{\bar{U}} - \beta \quad \text{Gl. 3-19}$$

Im Umkehrschluss ist eine überwachende Kompensationsmaßnahme erfolgreich, wenn der Sicherheitsgewinn $\Delta P_{f,\bar{U}}$ größer ist als das betrachtete Defizit ΔP_f :

$$\Delta P_{f,\bar{U}} \geq \Delta P_f \quad \text{bzw.} \quad \Delta \beta_{\bar{U}} \leq \Delta \beta \quad \text{Gl. 3-20}$$

3.4.2 Semi-probabilistisches Bemessungskonzept

Im semi-probabilistischen Bemessungskonzept bedeutet die Definition einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme, dass der Bemessungswert der Einwirkung (ggf. unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme) $E_{d,\bar{U}}$ kleiner sein muss als der Bemessungswert des Widerstandes des Tragwerks (ggf. unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme) $R_{d,\bar{U}}$:

$$E_{d,\bar{U}} \leq R_{d,\bar{U}} \quad \text{Gl. 3-21}$$

Reduzierte Bemessungswerte der Einwirkung $E_{d,\bar{U}}$ bzw. erhöhte Bemessungswerte des Widerstandes $R_{d,\bar{U}}$ können mithilfe von reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{i,\bar{U}}$ bestimmt werden.

$$E_{d,\bar{U}} = \gamma_{E,\bar{U}} \cdot E_k \quad \text{Gl. 3-22}$$

$$R_{d,\bar{U}} = R_k / \gamma_{R,\bar{U}} \quad \text{Gl. 3-23}$$

Welche Teilsicherheitsbeiwerte und um wie viel sie, reduziert werden können, hängt von der Art der kompensierenden Überwachungsmaßnahme ab und wird daher in den nachfolgenden Abschnitten je nach der Art der Kompensationsmaßnahme getrennt untersucht.

Der Sicherheitsgewinn durch eine kompensierende Überwachungsmaßnahme $\Delta G_{d,\bar{U}}$ entspricht dann der Summe aus dem Sicherheitsgewinn auf der Einwirkungs- $\Delta E_{d,\bar{U}}$ und der Widerstandsseite $\Delta R_{d,\bar{U}}$:

$$\Delta G_{d,\bar{U}} = \Delta E_{d,\bar{U}} + \Delta R_{d,\bar{U}} \quad \text{Gl. 3-24}$$

mit

$$\Delta E_{d,\bar{U}} = E_d - E_{d,\bar{U}} \quad \text{Gl. 3-25}$$

$$\Delta R_{d,\bar{U}} = R_{d,\bar{U}} - R_d \quad \text{Gl. 3-26}$$

Im Umkehrschluss ist eine überwachende Kompensationsmaßnahme erfolgreich, wenn der Sicherheitsgewinn $\Delta G_{d,\ddot{U}}$ größer ist als das betrachtete Defizit ΔG_d :

$$\Delta G_{d,\ddot{U}} \geq \Delta G_d \quad \text{Gl. 3-27}$$

3.5 Arten von kompensierenden Überwachungsmaßnahmen

Mithilfe der Definition einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme lassen sich verschiedene Arten von dieser ableiten. Sie können nach ihrer zeitlichen Anordnung differenziert werden in

- einmalige diskrete kompensierende Überwachungsmaßnahmen,
- sich wiederholende diskrete kompensierende Überwachungsmaßnahmen und
- kontinuierliche Überwachungsmaßnahmen.

3.5.1 Einmalige diskrete kompensierende Überwachungsmaßnahmen

Zu den einmaligen diskreten kompensierenden Überwachungsmaßnahmen zählen u. a.:

- Ermittlung der Betondruckfestigkeit,
- Ermittlung der Spannstahlkraft,
- Aufnahme der Geometrie,
- Ermittlung des tatsächlich vorhandenen Verkehrs sowie
- Durchführung einer Probelastung.

Zur Berücksichtigung von zeitlich diskreten Überwachungsmaßnahmen bei der Nachrechnung von Bestandsbauwerken existieren u. a. folgende Abhandlungen: FISCHER [37], BRAML [12] und HANSEN [44].

Die grundsätzliche Idee zur Berücksichtigung von Zusatzinformationen zu den statischen Verteilungen der Eingangswerte der Grenzzustandsgleichung, welche durch eine Überwachungsmaßnahme gewonnen wurden, ist eine Verbesserung der in der probabilistischen Berechnung ursprünglich angesetzten statistischen Verteilung über ein Bayes'sches Update. Im Zuge eines Bayes'schen Updates werden zur Bestimmung der neu anzusetzenden Verteilung (Posteriordichte) nicht nur

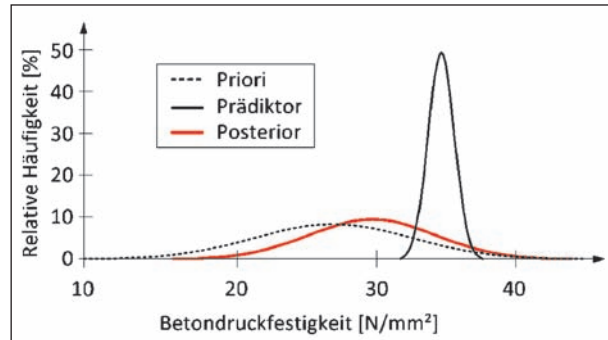


Bild 3-6: Bayes'sches Update am Beispiel einer Betondruckfestigkeit

das Stichprobenergebnis aus der Bauwerksuntersuchung (Prädiktordichte) verwendet, sondern ebenfalls Zusatzinformationen, und zwar Vorinformationen wie z. B. Erfahrungswerte (Priordichte). Das Ergebnis ist am Beispiel eines Updates der statistischen Verteilung einer Betondruckfestigkeit in Bild 3-6 dargestellt.

Ein in das semi-probabilistische Konzept umgesetzter Ansatz ist sowohl für die Betondruckfestigkeit als auch für die Aufnahme der Geometrie in der Nachrechnungsrichtlinie [8] enthalten.

Für die charakteristische Betondruckfestigkeit dürfen bei der Nachrechnung von Bestandsbrücken nach der Nachrechnungsrichtlinie [8] bei gleichbleibendem Teilsicherheitsbeiwert ca. 115 % (Faktor 1/0,85) von der am Bauwerk ermittelten charakteristischen Betondruckfestigkeit angesetzt werden. Die Erhöhung ist zum einen baustoffbedingt, aber zum anderen auch sicherheitstheoretischer Natur.

Wurde die Geometrie der Brücke durch repräsentative und ausreichende Messungen der Bauteildicken ermittelt und erfolgte die Bestimmung der Wichten des bewehrten Betons unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bewehrungsgehaltes, so darf laut Nachrechnungsrichtlinie [8] unter Ansatz der so ermittelten Eigenlastverteilung ein reduzierter Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen aus Eigenlasten von $\gamma_G = 1,20$ statt $\gamma_G = 1,35$ angesetzt werden.

Bei einer Probelastung werden zwei Vorgehensweisen unterschieden. Die erste Vorgehensweise ist eine Belastung des Bauwerks unter einer definierten Belastung, welche jedoch nicht über der rechnerischen liegt. Diese Art der Probelastung dient der Systemidentifikation (bzgl. eines Sicherheitsgewinns vgl. Kapitel 3.5.3 bzw. Kapitel 3.8). Bei der zweiten Vorgehensweise wird das unter-

suchte Bauwerk bis zu einer Belastung, welche oberhalb der rechnerisch zulässigen liegt, beansprucht. Die Versuchsziellast ist laut DAfStb-Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [18] die beim Belastungsversuch vorgesehene maximale Belastung. Dient die Probelastung einem versuchsgestützten Nachweis der Standsicherheit des Bauwerks bei vorgegebener Belastung, ergibt sie sich in Abhängigkeit eben dieser Belastung. Die Versuchsgrenzlasterlast ist hingegen die Belastung, bei der im Belastungsversuch, gerade noch keine Schädigung auftritt (Grenzkriterien entsprechend [18]), welche die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks im künftigen Nutzungszeitraum beeinträchtigt. Voraussetzung für die Durchführung einer Probelastung ist daher eine ausreichende Vorankündigung des Versagens. Der versuchsgestützte Nachweis ist dann erfüllt, wenn die Versuchsgrenzlasterlast der Versuchsziellasterlast entspricht.

Einen voll-probabilistischen Ansatz zur Quantifizierung des Sicherheitsgewinns durch eine Probelastung bis zur Versuchsgrenzlasterlast oberhalb des rechnerischen Widerstandes formuliert u. a. SPAETHE [95]. Die Probelastung bedeutet für die Versagenswahrscheinlichkeit der Konstruktion einen Wegfall der Unsicherheit des Widerstandes bis zur Versuchsgrenzlasterlast. Anschaulich dargestellt ist dies in Bild 3-7. E ist in diesem Fall die einwirkende Last und R die aufnehmbare Last ermittelt aus dem defizitären Nachweis. Die resultierende Versagenswahrscheinlichkeit nach der Probelastung ist somit kleiner als vor der Probelastung. Hinsichtlich der Verbesserung der Zuverlässigkeit ist damit eine Probelastung umso wirksamer, je größer die Streuung des Bauteilwiderstandes ist.

Im wahrscheinlichkeitstheoretischem Kontext gesprochen, entspricht die Versagenswahrscheinlichkeit nach der Probelastung $P_{f,\ddot{U},P}$ der Wahr-

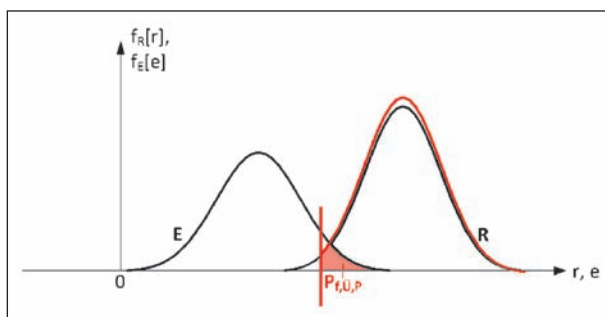


Bild 3-7: Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung einer Probelastung $P_{f,\ddot{U},P}$

scheinlichkeit, dass die Konstruktion unter gegebener Nutzlast versagt, allerdings unter der Bedingung, dass die Versuchsgrenzlasterlast erfolgreich abgetragen werden kann:

$$P_{f,\ddot{U},P} = P[G < 0 \mid G_P > 0] \quad \text{Gl. 3-28}$$

mit

$$G_P = R_P - E \quad \text{Gl. 3-29}$$

mit R_P als Versuchsgrenzlasterlast der Probelastung als deterministischer Wert.

Der Sicherheitsgewinn im voll-probabilistischen Kontext ergibt sich dann aus der Gegenüberstellung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit ohne Kompensationsmaßnahme P_f mit der operativen Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Probelastung $P_{f,\ddot{U},P}$:

$$\Delta P_{f,\ddot{U},P} = P_f - P_{f,\ddot{U},P} \quad \text{bzw.}$$

$$\Delta \beta_{\ddot{U},P} = \beta_{\ddot{U},P} - \beta \quad \text{Gl. 3-30}$$

Mithilfe des erforderlichen Sicherheitsgewinns zur Kompensation des betrachteten Defizits kann die Versuchsziellasterlast berechnet werden. Da das Erreichen der gewünschten Versuchsziellasterlast damit nicht in allen Anwendungsfällen garantiert werden kann, kann auch der notwendige Sicherheitsgewinn durch die Probelastung nicht im Voraus sichergestellt werden.

Einen Ansatz zur Berücksichtigung der Ergebnisse einer Probelastung im semi-probabilistischen Bemessungskonzept ist in der DAfStb-Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [18] enthalten. Die Richtlinie gilt lediglich für den Hochbau, kann aber sinngemäß auf den Brückenbau übertragen werden. Die beim Belastungsversuch zusätzlich zu den vorhandenen ständigen Einwirkungen eingetragene Last $ext F_{Ziel}$ ist nach der Richtlinie die für die Nachrechnung anzusetzende Grenzlasterlast für zusätzliche Bemessungslasten:

$$ext F_{Ziel} = \sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{Gl. 3-31}$$

Da sich der Einfluss der einzelnen Eingangsparameter an der Versagenswahrscheinlichkeit durch eine Probelastung gegeneinander verschiebt und sich somit die dazugehörigen Sensitivitätsfaktoren α_i ändern, wäre ein genauere semi-probabilistischer Ansatz die Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstands- als auch auf der Einwirkungsseite mithilfe der entsprechenden Formeln

aus Tabelle 3-7 entsprechend ihren neuen Sensitivitätsfaktoren α_j und Verteilungen. (Der Widerstand kann nun über eine unten gestutzte Lognormalverteilung beschrieben werden.) Dieser Ansatz ist jedoch deutlich weniger anwenderfreundlich.

3.5.2 Sich wiederholende diskrete kompensierende Überwachungsmaßnahmen

Zu den sich wiederholenden diskreten kompensierenden Überwachungsmaßnahmen zählen:

- in zeitlichen Intervallen wiederkehrende Inspektionen (z. B. Brückenprüfung nach DIN 1076 [22] bzw. Brückenprüfung nach DIN 1076 [22] mit verkürzten Prüfintervallen),
- sich wiederholende Probelastungen.

Inspektionen dienen dazu, Schädigungen zu erkennen, bevor sie maßgeblichen Schaden verursachen. Neben den Ansätzen von ALLEN [1] und BERGMEISTER & SANTA [4, 82], welche den Zielzuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit der Inspektionsintensität reduzieren, enthält der Probabilistic Model Code vom JCSS [54] einen grundlegenden wahrscheinlichkeitstheoretischen Ansatz zur Berücksichtigung von Inspektionen.

Danach ergibt sich die operative Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung von Überwachung aus der Auswertung des in Bild 3-8 dargestellten Ereignisbaumes. Angenommen, dass die erste Inspektion I_1 zum Zeitpunkt t_1 geplant ist, so ergeben sich drei Möglichkeiten:

- Ein Versagen der Komponente findet vor t_1 statt (Ast F).
- Die Inspektion deckt eine gravierende Schädigung auf. Eine Reparatur der Komponente wird eingeleitet (Ast R).

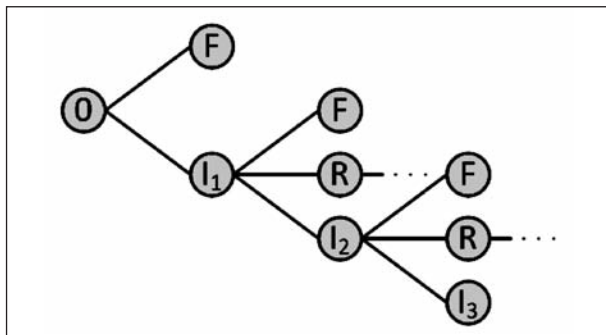


Bild 3-8: Ereignisbaum einer Komponente, für welche regelmäßig Inspektionen durchgeführt werden (F = Versagen, I = Inspektion, R = Reparatur), nach [54]

- Es wird keine gravierende Schädigung erfasst. Die nächste Inspektion wird zum Zeitpunkt t_2 geplant.

Für genau eine Inspektion ergibt sich nach dem JCSS [54] unter Ansatz des Gesetzes der totalen Wahrscheinlichkeit die operative Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Inspektion $P_{f,\ddot{U},I}$ zu:

$$P_{f,\ddot{U},I} = P[G < 0 | I_1 > 0] \cdot P[I_1 > 0] + P[G < 0 | I_1 < 0] \cdot P[I_1 < 0] \quad \text{Gl. 3-32}$$

mit I_1 als Ergebnis der Inspektion (negative Werte entsprechen der Erfassung gravierender Schädigungen).

Unter der Annahme, dass bei Erfassung von gravierenden Schädigungen die Konstruktion entsprechend saniert wird, reduziert sich Gl. 3-32 zu:

$$P_{f,\ddot{U},I} = P[G < 0 | I_1 > 0] \cdot P[I_1 > 0] \quad \text{Gl. 3-33}$$

Umformuliert ergibt sich die operative Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Inspektion $P_{f,\ddot{U},I}$ aus der Schnittmenge der operativen Versagenswahrscheinlichkeit ohne Überwachung P_f sowie der Versagenswahrscheinlichkeit der Inspektion, gravierende Schäden erfolgreich aufzudecken, P_{f,I_1} .

$$P_{f,\ddot{U},I} = P[G < 0 \cap I_1 > 0] = P_f \cap P_{f,I_1} \quad \text{Gl. 3-34}$$

Für mehrere Inspektionen ergibt sich die operative Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Inspektionen $P_{f,\ddot{U},I}$ zu:

$$P_{f,\ddot{U},I} = P[G < 0 \cap \{\cap I_i > 0\}] = P_f \cap \{\cap P_{f,I_i}\} \quad \text{Gl. 3-35}$$

Zur Bestimmung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung von Inspektionen ist also die Kenntnis über die Versagenswahrscheinlichkeit der Inspektionen, gravierende Schäden erfolgreich aufzudecken, erforderlich. Zu deren expliziten Bestimmung werden im JCSS keine Angaben gemacht. Auch eine Übertragung der theoretischen Überlegungen in das Teilsicherheitskonzept liegt nicht vor.

Sich wiederholende Probelastungen dienen neben der Verbesserung der Systemidentifikation auch zur Aufdeckung von Schädigungen. Bezüglich der Quantifizierung eines Sicherheitsgewinns können sie daher wie wiederkehrende Inspektionen behandelt werden. Der Sicherheitsgewinn ist abhän-

gig von der Wahrscheinlichkeit, gravierende Schäden erfolgreich aufzudecken.

3.5.3 Kontinuierliche kompensierende Überwachungsmaßnahmen

Zu den kontinuierlichen kompensierenden Überwachungsmaßnahmen zählen

- Schwellwertüberwachung und
- Einwirkungsüberwachung.

Die Idee einer Schwellwertüberwachung ist die direkte Überwachung des defizitären Grenzzustandes. Bei Überschreitung eines vorher definierten Grenzwertes wird ein Alarmmechanismus ausgelöst, ein Beispiel ist die Überschreitung einer definierten Rissbreite, welche ein baldiges Versagen ankündigt, und die darauf folgende Schließung der überwachten Brücke. Die Schwellwertüberwachung ist die effektivste kompensierende Überwachung, da sie direkt mit einem Grenzzustand verknüpfbar ist und damit sowohl die Unsicherheiten in der Einwirkung als auch die Unsicherheiten in dem Widerstand berücksichtigt. Allerdings ist eine Schwellwertüberwachung nur möglich, wenn geeignete Monitoringsysteme existieren, die ein Versagen so rechtzeitig ankündigen, dass keine Gefahr für Menschenleben besteht und womöglich auch noch eine nachträgliche Sanierung bzw. Verstärkung des Tragwerkes möglich ist. Eine weitere Schwierigkeit bei dieser Überwachungsmaßnahme ist die Ermittlung der Schwellwerte.

Bei einer Einwirkungsüberwachung werden potenzielle Einwirkungen durch Verkehr auf die betrachtete Brücke ermittelt (z. B. durch ein Weigh-in-Motion-System). Im Sinne einer Kompensation eines Querkraft- bzw. Biegedefizits kann folgendes Verfahren angewandt werden: Übersteigen die vorzeitig ermittelten Lasten (Weigh-in-Motion-System muss in einem ausreichenden Abstand installiert sein) einen vorgegebenen Grenzwert, so wird die Brücke gesperrt (z. B. durch eine Schranke oder ein Ampelsystem), bevor das ermittelte Fahrzeug die Brücke passieren kann. Im Sinne einer Kompensation eines Defizits beim Ermüdungsnachweis reicht eine simple kontinuierliche Aufnahme des Verkehrs. Es handelt sich somit lediglich um eine genauere Ermittlung des tatsächlichen Verkehrs, als dies durch eine einmalige Verkehrsermittlung möglich ist. Die Unsicherheit der statistischen Verteilung der Verkehrslast nimmt also ab. Der Sicherheitsgewinn kann analog zu der einmaligen Ermitt-

lung der Verkehrslast über ein Bayes'sches Update der statistischen Verteilung der Verkehrslast bestimmt werden.

Eine umfangreiche Literaturrecherche zu bestehenden Ansätzen zur Quantifizierung des Sicherheitsgewinns durch kontinuierliche kompensierende Überwachungsmaßnahmen lässt vermuten, dass neben den wenig detaillierten Ansätzen von ALLEN [1] und BERGMEISTER & SANTA [4, 82] keine weiteren existieren. Daher werden hierfür im Folgenden Ansätze entwickelt. Der wahrscheinlichkeitstheoretische Ansatz des JCSS [54] zur Berücksichtigung von Inspektionen kann sinngemäß verwendet werden.

Sowohl durch eine kontinuierliche Schwellwertüberwachung als auch durch eine Probelastung kann des Weiteren eine Systemidentifikation stattfinden, die wiederum in der Lage sein kann, Defizite auszugleichen. Eine Systemidentifikation ermöglicht neben dem Ansatz eines verbesserten Modells auch die Reduktion der in der probabilistischen Berechnung anzusetzenden Modellunsicherheiten. Eine derartige Untersuchung ist den Autoren ebenfalls unbekannt und wird daher im Rahmen des Projektes näher untersucht.

3.6 Schwellwertüberwachung

Aufgrund von fehlenden Ansätzen in der Literatur wird im Folgenden zunächst der Sicherheitsgewinn durch Schwellwertüberwachung im voll-probabilistischen Bemessungskonzept selbst hergeleitet. Daraufhin werden die gewonnenen Erkenntnisse auf das semi-probabilistische Bemessungskonzept übertragen.

3.6.1 Voll-probabilistisches Bemessungskonzept

Der Sicherheitsgewinn durch eine Schwellwertüberwachung ergibt sich analog zum Sicherheitsgewinn durch Inspektionen nach dem JCSS [54]. Im übertragenden Sinn ist allerdings lediglich eine Inspektion vorhanden, diese jedoch dauerhaft. Bei Verwendung eines geeigneten Monitoringsystems ist die Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung damit deutlich niedriger als die der Inspektionen. Die operative Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung einer Schwellwertüberwachung $P_{f,\dot{U},S}$ ergibt sich daher aus der Schnittmenge der Versagenswahrschein-

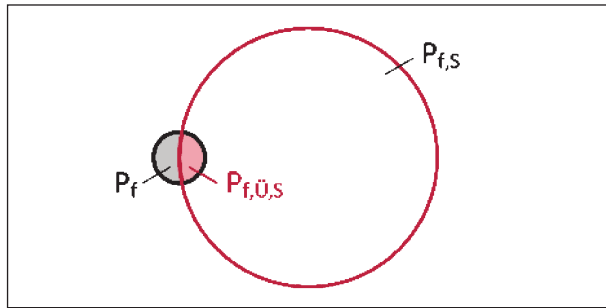


Bild 3-9: Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung einer Schwellwertüberwachung $P_{f,Ü,S}$

lichkeit ohne Kompensationsmaßnahme P_f und der Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $P_{f,S}$. Dies ist anschaulich in Bild 3-9 dargestellt. Alternativ ausgedrückt handelt es sich um ein Parallelsystem der Komponenten Bauteil und Schwellwertüberwachung.

Die dazugehörige Berechnungsvorschrift lautet:

$$P_{f,Ü,S} = P[G < 0 | S > 0] \cdot P[S > 0] \quad \text{Gl. 3-36}$$

Umformuliert ergibt sich:

$$P_{f,Ü,S} = P_f \cap P_{f,S} \quad \text{Gl. 3-37}$$

Sind beide Versagenswahrscheinlichkeiten vollständig unkorreliert, ergibt sich die Gesamtversagenswahrscheinlichkeit aus der Multiplikation der Einzelversagenswahrscheinlichkeiten. Es findet somit eine Reduktion der Versagenswahrscheinlichkeit statt und es kann ein Sicherheitsgewinn geschaffen werden.

$$P_{f,Ü,S} = P_f \cdot P_{f,S} \quad \text{Gl. 3-38}$$

Sind beide Versagenswahrscheinlichkeiten vollständig korreliert, entspricht die Gesamtversagenswahrscheinlichkeit der minimalen Einzelversagenswahrscheinlichkeit. Es kann somit lediglich ein Sicherheitsgewinn erzielt werden, wenn die Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $P_{f,S}$ kleiner ist als die Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks ohne Überwachung P_f .

$$P_{f,Ü,S} = \min[P_f; P_{f,S}] \quad \text{Gl. 3-39}$$

In der Realität sind die Versagenswahrscheinlichkeiten zumeist weder perfekt korreliert noch vollständig voneinander unabhängig. Die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,Ü,S}$ liegt daher zwischen folgenden Schranken:

$$\min[P_f; P_{f,S}] \leq P_{f,Ü,S} \leq P_f \cdot P_{f,S} \quad \text{Gl. 3-40}$$

Der Sicherheitsgewinn im voll-probabilistischen Kontext ergibt sich auch hier aus der Gegenüber-

stellung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks ohne Kompensationsmaßnahme P_f mit der operativen Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Schwellwertüberwachung $P_{f,Ü,S}$:

$$\Delta P_{f,Ü,S} = P_f - P_{f,Ü,S} \quad \text{bzw.}$$

$$\Delta \beta_{Ü,S} = \beta_{Ü,S} - \beta \quad \text{Gl. 3-41}$$

Der erforderliche Sicherheitsgewinn bestimmt damit die höchst zulässige Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $\max P_{f,S}$.

Für den Fall vollständig unkorrelierter Einzelversagenswahrscheinlichkeiten folgt mit den Gleichungen Gl. 3-38 und Gl. 3-41 für die höchst zulässige Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $\max P_{f,S}$:

$$\max P_{f,S} = 1 - \frac{\text{erf} \Delta P_{f,Ü,S}}{P_f} = 1 - \frac{P_f - P_{f,t}}{P_f} \quad \text{Gl. 3-42}$$

Für eine Zielzuverlässigkeit von $\beta_t = 3,8$ (durchgezogene Linie – nach DIN EN 1990 [25] gültig für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren, für welchen die Verkehrslasten über eine Extremwertverteilung üblicherweise abgebildet werden) sowie für weitere Zielzuverlässigkeiten β_t (gepunktete Linien) und der Annahme zweier unkorrelierter Versagenswahrscheinlichkeiten ist der Zusammenhang zwischen dem vorhandenen Zuverlässigkeitsindex $\text{vorh } \beta$ und der daraus resultierenden maximal zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $\max P_{f,S}$ in Bild 3-10 dargestellt. Zu erkennen ist der exponentielle Anstieg der maximal zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $\max P_{f,S}$ bei steigendem vorhandenem Zuverlässigkeitsindex $\text{vorh } \beta$. Für einen Zielzuverlässigkeitsindex von $\beta_t = 3,8$ darf bei einem vorhandenem Zuverlässigkeitsindex von beispielsweise $\text{vorh } \beta = 2,5$ die Schwellwertüberwachung eine Versagenswahrscheinlichkeit von nur $\max P_{f,S} = 1,7 \%$ aufweisen, bei einem Zuverlässigkeitsindex von $\text{vorh } \beta = 3,0$ schon $\max P_{f,S} = 5,4 \%$ und bei einem Zuverlässigkeitsindex von $\text{vorh } \beta = 3,5$ sogar $\max P_{f,S} = 31,1 \%$. Für große Defizite ist folglich eine sehr hohe Zuverlässigkeit der Schwellwertüberwachung erforderlich, um das Defizit normkonform auszugleichen.

Für den Fall vollständig korrelierter Versagenswahrscheinlichkeiten kann mit den Gleichungen Gl. 3-39 und Gl. 3-41 mathematisch hergeleitet werden, dass die höchst zulässige Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung

$\max P_{f,S}$ genau der Zielversagenswahrscheinlichkeit $P_{f,t}$ entspricht.

$$\max P_{f,S} = P_{f,t} \quad \text{Gl. 3-43}$$

Dieser Zusammenhang ist in Bild 3-11 dargestellt (zur besseren Lesbarkeit wurde ein zweites Diagramm mit einer geringeren Größenordnung der y-Achse hinzugefügt). Zum Erlangen einer Zielzuverlässigkeit von z. B. $\beta_t = 3,8$ ist unabhängig vom vorhandenen Zuverlässigkeitsindex vorh β stets eine maximale Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung von $\max P_{f,S} = 0,007\%$ gültig.

Insgesamt gilt, dass zur Berechnung eines Ausgleichs eines Defizites durch eine Schwellwertüberwachung die Kenntnis über die Zuverlässigkeit der Schwellwertüberwachung erforderlich ist. Bei gegebener Versagenswahrscheinlichkeit kann dann aber bereits in der Planungsphase sichergestellt werden, inwieweit die Kompensationsmaßnahme wirksam ist.

Die Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $P_{f,S}$ ist abhängig von einem komple-

xen Zusammenspiel zahlreicher Einflussfaktoren. Der in Bild 3-12 dargestellte beispielhafte Fehlerbaum, welcher bei weitem nicht als vollständig zu betrachten ist, soll diese Komplexität verdeutlichen. Prinzipiell können verschiedene Sensoren als Parallelsystem betrachtet werden. Jede einzelne Funktionstüchtigkeit des Sensors, von dem Messwert an sich über dessen Übertragung zur Auswerteeinheit, seiner Auswertung, der Übertragung des etwaigen Alarms, dem Empfang diesen Alarms bis hin zur adäquaten Reaktion auf den Alarm, entspricht hingegen einem Reihensystem. Ansätze zur tatsächlichen Quantifizierung der Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,S}$ existieren derzeit noch nicht und sollten Bestandteil weitergehender Forschung zur zuverlässigen Planung kompensierender Überwachungsmaßnahmen sein. Eine generelle Betrachtung des Fehlerbaums trägt allerdings bereits jetzt zur zuverlässigeren Planung der Kompensationsmaßnahme bei, da dieser Abhängigkeiten herausstellt und die Wichtigkeit von redundanten Systemen verdeutlicht. Beispielsweise besteht eine große Abhängigkeit des Gesamtsystems von der Verfügbarkeit von Strom. Die Bereitstellung eines Notstromaggregats könnte somit die Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $P_{f,S}$ maßgeblich positiv beeinflussen. Gleiches gilt für eine redundante Auswerteeinheit, eine redundante Alarmübermittlung, redundante Empfänger etc. Auch die Verwendung verschiedener Schwellwerte kann die Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,S}$ reduzieren.

Der Ansatz zur Quantifizierung des Sicherheitsgewinns durch eine Schwellwertüberwachung kann für die Durchführung von Inspektionen mit verringerten Prüfintervallen ebenfalls verwendet werden. Zu beachten ist dabei, dass nur die Auswirkung zusätzlicher Inspektionen beim Vergleich der opera-

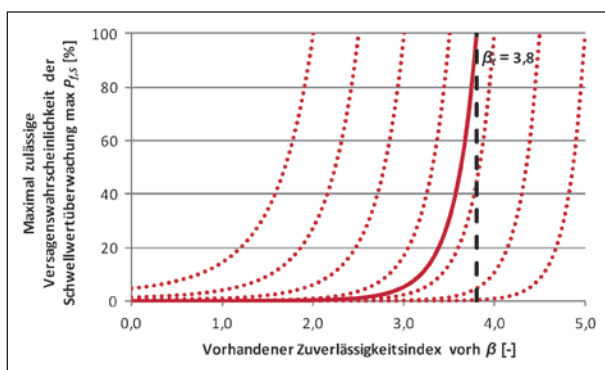


Bild 3-10: Zusammenhang zwischen dem vorhandenen Zuverlässigkeitsindex vorh β und der daraus resultierenden höchst zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $\max P_{f,S}$ (unkorrelierte Versagenswahrscheinlichkeiten)

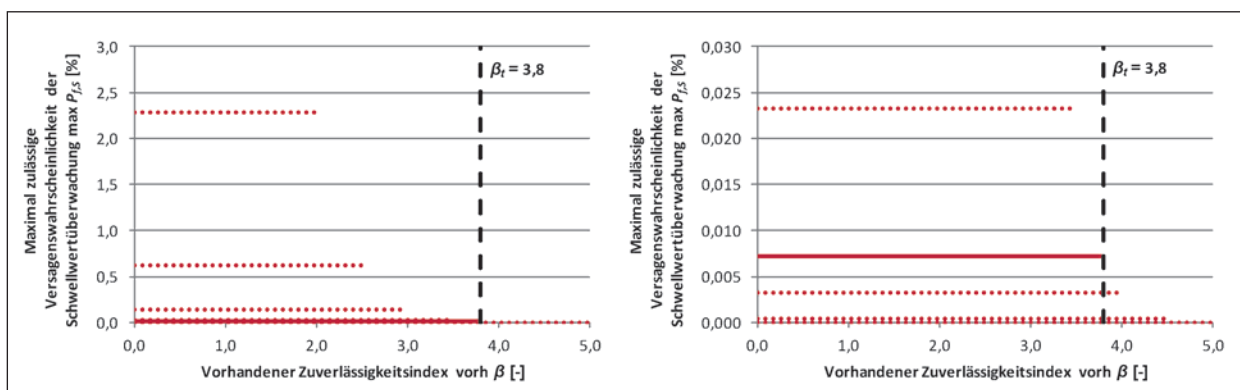


Bild 3-11: Zusammenhang zwischen dem vorhandenen Zuverlässigkeitsindex vorh β und der daraus resultierenden höchst zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $\max P_{f,S}$ (korrelierte Versagenswahrscheinlichkeiten)

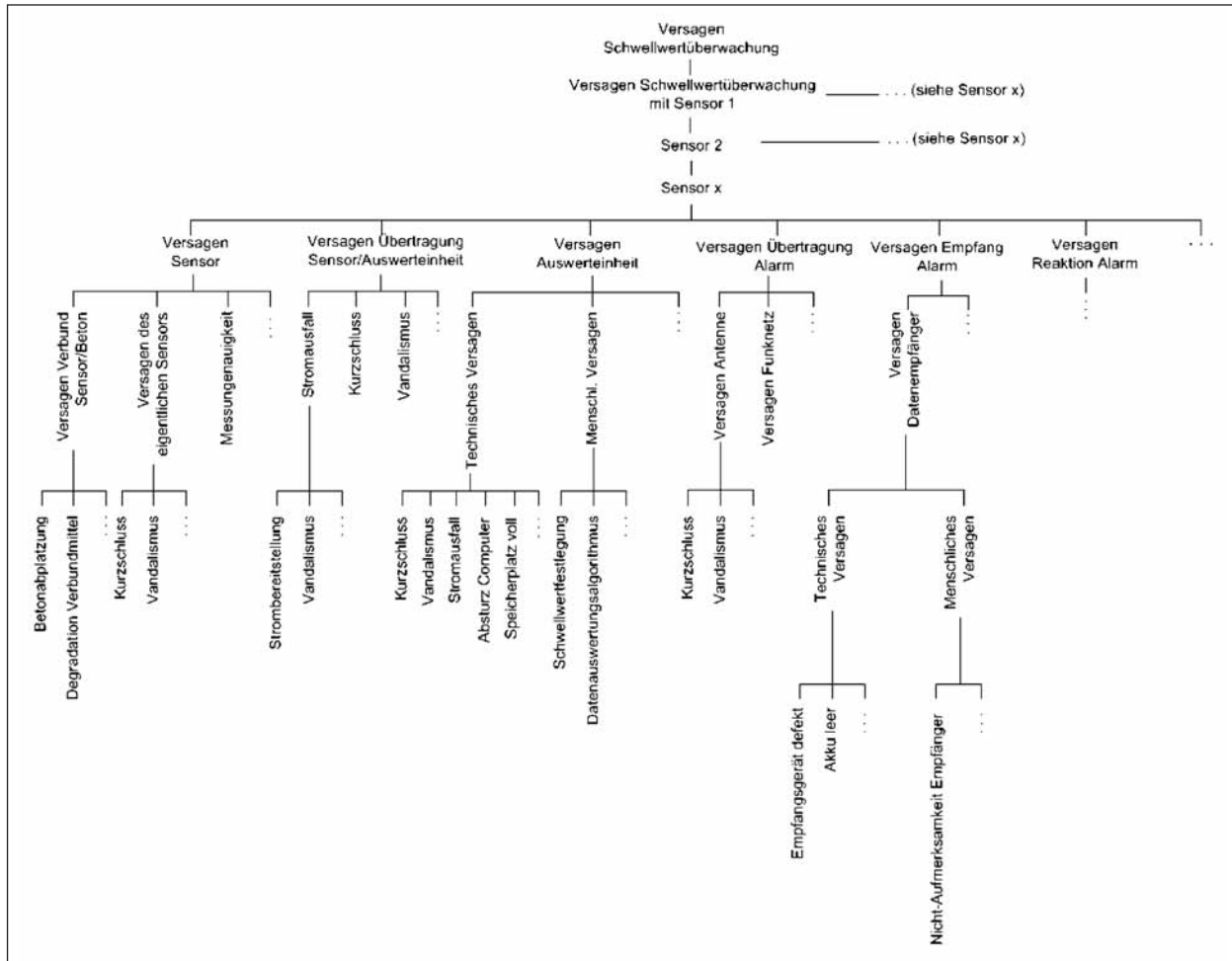


Bild 3-12: Fehlerbaum zur Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $P_{f,S}$

tiven Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung von Inspektionen, also $P_{f,\ddot{U},\Delta I}$ mit dem Zielwert der Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,t}$, berücksichtigt werden darf, um normenkonform den Zielwert der Versagenswahrscheinlichkeit ansetzen zu können:

$$\Delta P_{f,\ddot{U},\Delta I} = P_f + \Delta P_{f,\ddot{U},I} \quad \text{Gl. 3-44}$$

mit

$$\Delta P_{f,\ddot{U},I} = P_f - P_{f,\ddot{U},I} \quad \text{Gl. 3-45}$$

3.6.2 Semi-probabilistisches Bemessungskonzept

Eine Schwellwertüberwachung betrifft den tatsächlichen Grenzzustand und damit auch alle Eingangsparameter. Folge hiervon ist, dass alle Teilsicherheitsbeiwerte im semi-probabilistischen Bemessungskonzept abgemindert werden können.

Da sich der Einfluss der einzelnen Variablen an der Versagenswahrscheinlichkeit nicht verschiebt,

können vereinfacht die Sensitivitätsfaktoren nach DIN EN 1990 [25] zur Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte herangezogen werden. Es werden somit keine voll-probabilistischen Analysen in Abhängigkeit des untersuchten Grenzzustandes zwingend erforderlich, um eine normenkonforme Teilsicherheitsbestimmung durchzuführen. Die reduzierten Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{i,\ddot{U},S}$ ergeben sich allgemein formuliert zu:

$$\gamma_{E,\ddot{U},S} = \frac{E_{d,\ddot{U},S}}{E_k} = \frac{F^{-1}[\Phi[\alpha_E \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{\ddot{U},S})]]}{F^{-1}[q_E]} \quad \text{Gl. 3-46}$$

$$\gamma_{R,\ddot{U},S} = \frac{R_k}{R_{d,\ddot{U},S}} = \frac{F^{-1}[q_R]}{F^{-1}[\Phi[\alpha_R \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{\ddot{U},S})]]} \quad \text{Gl. 3-47}$$

Mit den in Tabelle 3-8 angegebenen Verteilungen für ständige Lasten, veränderliche Lasten, Stahl und Beton und den dazugehörigen Vorschriften zur Berechnung von charakteristischen Werten (Tabelle 3-2) sowie Bemessungswerten (Tabelle 3-6) ergeben sich die in Tabelle 3-9 zusammengefassten Berechnungsvorschriften für die reduzierten

G	$\gamma_{G,\ddot{u},S} = \frac{\mu_G + \sigma_G \cdot \alpha_G \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{\ddot{u},S})}{\mu_G + \sigma_G \cdot \Phi^{-1}[q_G]} = \frac{1 + v_G \cdot \alpha_G \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{\ddot{u},S})}{1 + v_G \cdot \Phi^{-1}[q_G]}$
Q	$\gamma_{Q,\ddot{u},S} = \frac{u_Q - \frac{1}{\alpha_Q} \cdot (\ln(-\ln(\Phi[\alpha_Q \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{\ddot{u},S}]))))}{u_Q - \frac{1}{\alpha_Q} \cdot (\ln(-\ln(q_Q)))}$ $= \frac{1 - 0,45005 \cdot v_Q - 0,77970 \cdot v_Q \cdot (\ln(-\ln(\Phi[\alpha_Q \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{\ddot{u},S}]))))}{1 - 0,45005 \cdot v_Q - 0,77970 \cdot v_Q \cdot (\ln(-\ln(q_Q)))}$
C	$\gamma_{C,\ddot{u},S} = \frac{\exp(\mu_{uc} + \sigma_{uc} \cdot \Phi^{-1}[q_C])}{\exp(\mu_{uc} + \sigma_{uc} \cdot \alpha_C \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{\ddot{u},S}))} = \exp(\sqrt{\ln(1 + v_C^2)} \cdot (\Phi^{-1}[q_C] - \alpha_C \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{\ddot{u},S})))$
S	$\gamma_{S,\ddot{u},S} = \frac{\exp(\mu_{us} + \sigma_{us} \cdot \Phi^{-1}[q_S])}{\exp(\mu_{us} + \sigma_{us} \cdot \alpha_S \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{\ddot{u},S}))} = \exp(\sqrt{\ln(1 + v_S^2)} \cdot (\Phi^{-1}[q_S] - \alpha_S \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{\ddot{u},S})))$

Tab. 3-9: Reduzierte Teilsicherheitsbeiwerte infolge einer Schwellwertüberwachung $\gamma_{i,\ddot{u},S}$

Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Lasten $\gamma_{G,\ddot{u},S}$, für veränderliche Lasten $\gamma_{Q,\ddot{u},S}$, für Stahl $\gamma_{S,\ddot{u},S}$ und für Beton $\gamma_{C,\ddot{u},S}$.

Eine mit den in Deutschland vorhandenen gültigen Normen konsistente Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte ergibt damit die in Bild 3-13 bis Bild 3-16 dargestellten Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{i,\ddot{u},S}$. Hierbei wurde berücksichtigt, dass der Bezugszeitraum der charakteristischen Verkehrslasten nach DIN-FB 101 [27] bzw. DIN EN 1991-2 [26] 50 Jahre beträgt und die vorhandenen Teilsicherheitsbeiwerte auf den nach DIN EN 1990 [25] für diesen Bezugszeitraum gültigen Zielzuverlässigkeitsindex von $\beta_t = 3,8$ abgestimmt sind. Das bedeutet, es wurden die in Tabelle 3-8 berechneten Werte für Variationskoeffizienten v_j , Sensitivitätsfaktoren α_j und Quantile q_j verwendet. Werden somit bei der Nachrechnung eine nach DIN EN 1990 [25] gültige Zuverlässigkeit angestrebt und die charakteristischen Lasten und Werkstoffeigenschaften nach DIN-FB 101 [27] bzw.

DIN EN 1991-2 [26] angesetzt, so können die in diesen Bildern dargestellten Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{i,\ddot{u},S}$ verwendet werden.

In Bild 3-13 und Bild 3-14 sind die sich ergebenden Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{i,\ddot{u},S}$ für den allgemeinen Fall ($\beta_t - \Delta\beta$) dargestellt. Entspricht der charakteristische Wert der untersuchten stochastisch verteilten Größe dem Mittelwert dieser Größe, also dem 50%-Quantil, so ergibt sich für eine mit absoluter Sicherheit funktionierende Schwellwertüberwachung ($P_{f,S} = 0\%$) ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{i,\ddot{u},S} = 1,00$ (hier ständige und veränderliche Lasten). Entspricht der charakteristische Wert hingegen einem vom 50%-Quantil abweichenden Quantil, so gilt für das Minimum des reduzierten Teilsicherheitsbeiwertes $\min \gamma_{i,\ddot{u},S} < 1,00$ (hier Beton und Stahl, jeweils 5%-Quantil). Dies ist der Fall, da in der Verwendung des Quantilwertes eine Sicherheit gegenüber dem Mittelwert beinhaltet ist.

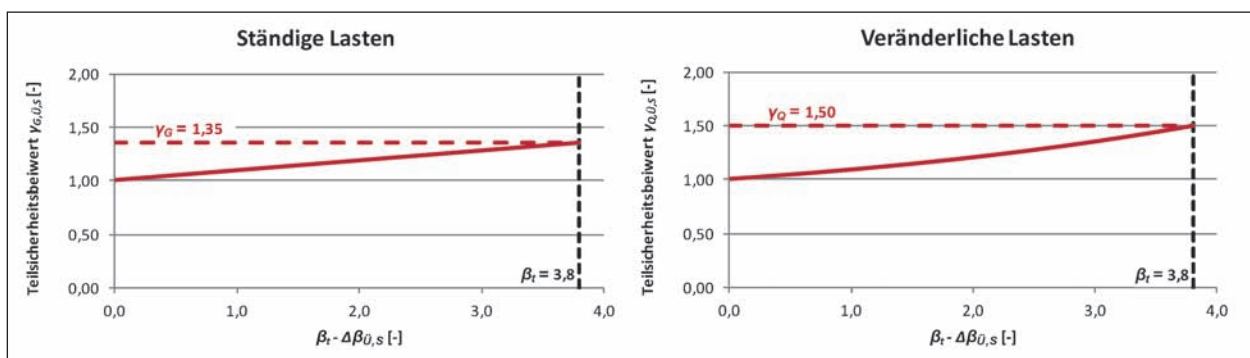


Bild 3-13: Aufgrund einer Schwellwertüberwachung reduzierter Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten $\gamma_{G,\ddot{u},S}$ und für veränderliche Lasten $\gamma_{Q,\ddot{u},S}$ (allgemeiner Fall ($\beta_t - \Delta\beta_{\ddot{u},S}$))

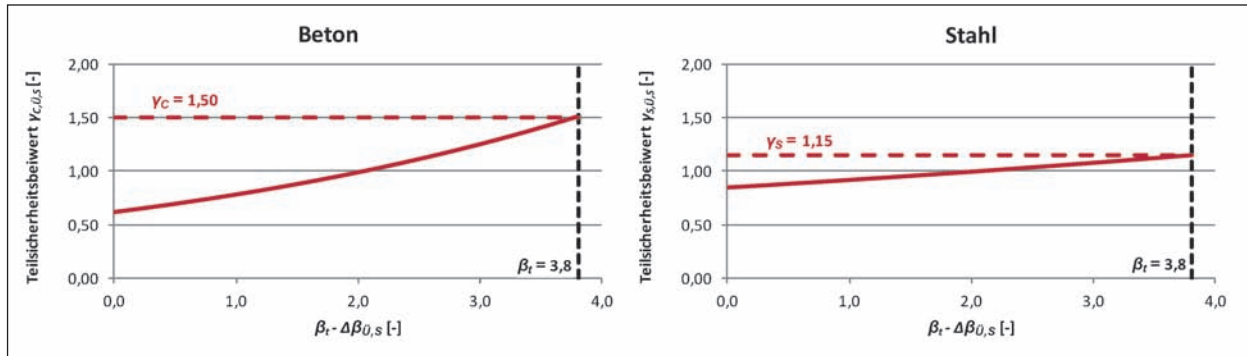


Bild 3-14: Aufgrund einer Schwellwertüberwachung reduzierter Teilsicherheitsbeiwert für Stahl $\gamma_{S,\ddot{U},S}$ und für Beton $\gamma_{C,\ddot{U},S}$ (allgemeiner Fall $(\beta_t - \Delta\beta_{\ddot{U},S})$)

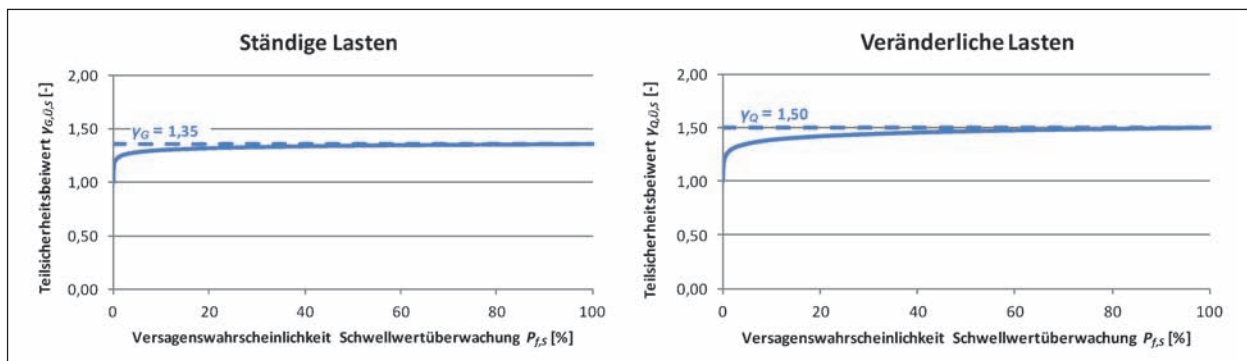


Bild 3-15: Aufgrund einer Schwellwertüberwachung reduzierter Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten $\gamma_{G,\ddot{U},S}$ und für veränderliche Lasten $\gamma_{Q,\ddot{U},S}$ (unkorrelierte Versagenswahrscheinlichkeiten)

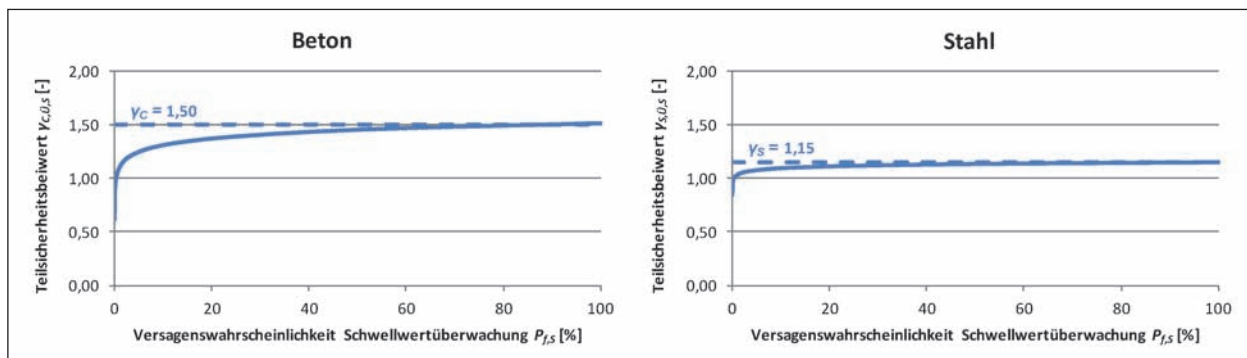


Bild 3-16: Aufgrund einer Schwellwertüberwachung reduzierter Teilsicherheitsbeiwert für Stahl $\gamma_{S,\ddot{U},S}$ und für Beton $\gamma_{C,\ddot{U},S}$ (unkorrelierte Versagenswahrscheinlichkeiten)

Für den speziellen Fall, dass das Versagen des Tragwerks unabhängig vom Versagen der Schwellwertüberwachung ist, können Gl. 3-46 und Gl. 3-47 umgeformt werden zu Gl. 3-48 und Gl. 3-49. Die sich ergebenden Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{i,\ddot{U},S}$ sind lediglich abhängig von der Zielversagenswahrscheinlichkeit $P_{f,t}$ sowie der Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $P_{f,s}$. Die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{i,\ddot{U},S}$ sind in Bild 3-15 und Bild 3-16 dargestellt.

$$\gamma_{E,\ddot{U},S} = \frac{E_{d,\ddot{U},S}}{E_k} = \frac{F^{-1}[\Phi[\alpha_E(-\Phi^{-1}[P_{f,t}/P_{f,s}])]]}{F^{-1}[q_E]} \quad \text{Gl. 3-48}$$

$$\gamma_{R,\ddot{U},S} = \frac{R_k}{R_{d,\ddot{U},S}} = \frac{F^{-1}[q_R]}{F^{-1}[\Phi[\alpha_E(-\Phi^{-1}[P_{f,t}/P_{f,s}])]]} \quad \text{Gl. 3-49}$$

Für den Fall zweier vollständig korrelierter Versagenswahrscheinlichkeiten ist kein Tragsicherheitsnachweis erforderlich, wenn die Schwellwertüberwachung eine Versagenswahrscheinlichkeit von kleiner als $P_{f,s} = 0,007\%$ aufweist, und es ist somit auch keine Bestimmung von reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten notwendig.

3.7 Einwirkungsüberwachung

Aufgrund von fehlenden Ansätzen in der Literatur wird im Folgenden analog zum Vorgehen im vorherigen Kapitel zunächst der Sicherheitsgewinn durch eine Einwirkungsüberwachung im voll-probabilistischen Bemessungskonzept selbst hergeleitet. Daraufhin werden die gewonnenen Erkenntnisse auf das semi-probabilistische Bemessungskonzept übertragen.

3.7.1 Voll-probabilistisches Bemessungskonzept

Bei einer Einwirkungsüberwachung wird nicht wie beim Schwellwertmonitoring der Grenzstand überwacht, sondern lediglich die potenziellen Einwirkungen. Der sich daraus ergebende Sicherheitsgewinn ist daher gänzlich anders. Im wahrheitstheoretischen Kontext ähnelt der Sicherheitsgewinn durch eine Einwirkungsüberwachung eher dem Sicherheitsgewinn durch eine Probebelastung. Vereinfacht betrachtet fällt anstelle eines Teils der Unsicherheit auf der Widerstandsseite die Unsicherheit oberhalb des vorgegebenen Einwirkungsgrenzwertes auf der Einwirkungsseite weg. Dargestellt ist dieser Zusammenhang in Bild 3-17. E ist die einwirkende veränderliche Last und R die zusätzlich zum Eigengewicht aufnehmbare Last ermittelt aus dem defizitären Nachweis. Im Umkehrschluss ist hier die Einwirkungsüberwachung umso sinnvoller, je größer die Streuung der Bauteleinwirkung ist.

Der soeben erläuterte Ansatz ist vereinfacht, da eine Einwirkungsüberwachung mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit $P_{f,E}$ versagen kann. Beispielsweise können das Weigh-in-Motion-System oder die Sperrvorrichtung defekt sein. Unter Berücksichtigung dieses Sachverhaltes ergibt sich die opera-

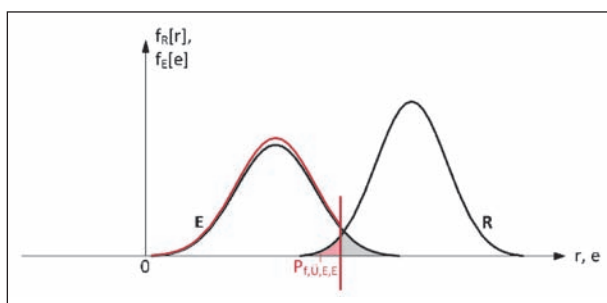


Bild 3-17: Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung einer Einwirkungsüberwachung bei $P_{f,Ü,E,E}$ (Versagenswahrscheinlichkeit der Einwirkungsüberwachung $P_{f,E} = 0\%$)

tive Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung einer Einwirkungsüberwachung $P_{f,Ü,E}$ nach dem Gesetz der totalen Wahrscheinlichkeiten. Bild 3-18 stellt diesen Zusammenhang anschaulich dar.

Es sind zwei Fälle zu unterscheiden: Der erste Fall ist, dass die Einwirkungsüberwachung versagt. Die Wahrscheinlichkeit hierfür beträgt $P_{f,E}$. Der zweite Fall beschreibt das Komplementärereignis: Die Einwirkungsüberwachung ist funktionstüchtig. Die Wahrscheinlichkeit hierfür beträgt $(1-P_{f,E})$.

Funktioniert die Einwirkungsüberwachung nicht, so versagt das Tragwerk mit seiner ursprünglichen Versagenswahrscheinlichkeit P_f . Es ergibt sich die Teilversagenswahrscheinlichkeit $P_{f,Ü,E,1}$.

Funktioniert hingegen die Einwirkungsüberwachung, versagt das Tragwerk mit der Wahrscheinlichkeit $P_{f,Ü,E,E}$ (vgl. Bild 3-17). Insgesamt ergibt sich die Teilversagenswahrscheinlichkeit $P_{f,Ü,E,2}$.

Die Gesamtversagenswahrscheinlichkeit $P_{f,Ü,E}$ lässt sich dann aus der Summe der beiden Teilversagenswahrscheinlichkeiten $P_{f,Ü,E,1}$ und $P_{f,Ü,E,2}$ bestimmen.

Die Berechnungsformel für die Gesamtversagenswahrscheinlichkeit $P_{f,Ü,E}$ beträgt:

$$P_{f,Ü,E} = P[G < 0 | E > 0] \cdot P[E > 0] + P[G < 0 | E < 0] \cdot P[E < 0] \quad \text{Gl. 3-50}$$

mit E als Ergebnis der Einwirkungsüberwachung (negative Werte entsprechen der ordnungsgemäßen Funktionstüchtigkeit der Einwirkungsüberwachung).

Umformuliert ergibt sich:

$$P_{f,Ü,E} = P_f \cap P_{f,E} + P_{f,Ü,E,E} \cap (1 - P_{f,E}) \quad \text{Gl. 3-51}$$

mit

$$P_{f,Ü,E,E} = P[G < 0 | G_E > 0] \quad \text{Gl. 3-52}$$

$$G_E = R - E_E \quad \text{Gl. 3-53}$$

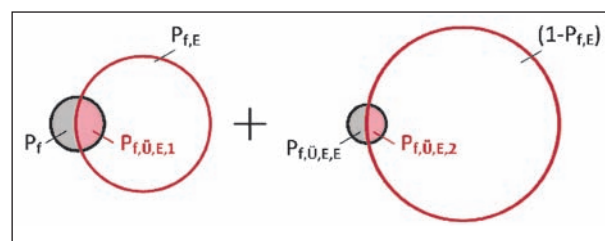


Bild 3-18: Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung einer Einwirkungsüberwachung $P_{f,Ü,E}$

mit E_E als einwirkende Grenzlast als deterministischer oder auch statistischer Wert.

Der Sicherheitsgewinn im voll-probabilistischen Kontext ergibt sich aus der Gegenüberstellung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit ohne Kompensationsmaßnahme P_f mit der operativen Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Einwirkungsüberwachung $P_{f,\ddot{U},E}$:

$$\Delta P_{f,\ddot{U},E} = P_f - P_{f,\ddot{U},E} \quad \text{bzw.} \quad \text{Gl. 3-54}$$

$$\Delta \beta_{\ddot{U},E} = \beta_{\ddot{U},E} - \beta$$

Der resultierende Sicherheitsgewinn kann damit zum einen über die Zuverlässigkeit der Einwirkungsüberwachung und zum anderen über den Grenzwert der Einwirkungsüberwachung gesteuert werden. Bei einer gegebenen Zuverlässigkeit der Einwirkungsüberwachung kann direkt auf die notwendige Begrenzung der Einwirkung geschlossen werden. Inwieweit der benötigte Sicherheitsgewinn durchführbar ist, kann damit bereits in der Planungsphase festgestellt werden und ist nicht vom Ergebnis der Überwachung abhängig, wie es z. B. bei der Probelastung der Fall ist.

Die Versagenswahrscheinlichkeit der Einwirkungsüberwachung $P_{f,E}$ ist ähnlich der Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung (siehe Kapitel 3.6.2) abhängig von einem komplexen Zusammenspiel zahlreicher Einflussfaktoren. In Bild 3-19 ist wieder ein beispielhafter Fehlerbaum dargestellt. Prinzipiell ist ein Reihensystem bestehend aus der erfolgreichen Detektion der zu hohen Einwirkung, der Übertragung dieser Detektion sowie die Reaktion auf diese vorhanden. Ansätze zur tatsächlichen Quantifizierung der Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,E}$ existieren derzeit auch hier noch nicht und sollten Bestandteil weitergehender Forschung zur zuverlässigen Planung kompensierender Überwachungsmaßnahmen sein. Auch hier gilt jedoch, dass eine generelle Betrachtung des Fehlerbaums bereits jetzt zur zuverlässigeren Planung der Kompensationsmaßnahme beiträgt.

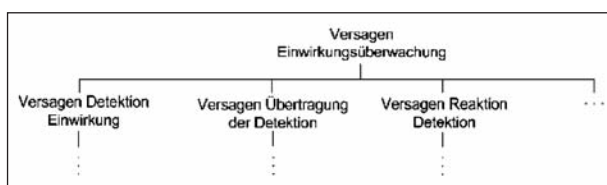


Bild 3-19: Fehlerbaum zur Versagenswahrscheinlichkeit der Einwirkungsüberwachung $P_{f,E}$

3.7.2 Semi-probabilistisches Bemessungskonzept

Eine Einwirkungsüberwachung betrifft die veränderliche Einwirkung, und zwar das anzusetzende Tandemsystem. Durch die Stützung der Einwirkungsverteilung am Grenzwert verändern sich jedoch alle Sensitivitätsfaktoren α_i des Grenzzustandes und damit alle Teilsicherheitsbeiwerte. Wird im Hinblick auf eine gute Anwenderfreundlichkeit allerdings die Annahme getroffen, dass lediglich die Teilsicherheitsbeiwerte der Tandemsysteme durch die Einwirkungsüberwachung reduziert werden sollen, so bedeutet dies im Umkehrschluss das Gleichbleiben aller Sensitivitätsfaktoren α_j . Der Sensitivitätsfaktor für das Tandemsystem beträgt damit $\alpha_Q = 0,7$.

Unter Ansatz einer oben ab dem Grenzwert der Achslastüberwachung *grenz* Q gestützten Gumbelverteilung und einer Versagenswahrscheinlichkeit der Einwirkungsüberwachung von $P_{f,E} = 0 \%$ ergeben sich reduzierte Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{Qi,\ddot{U},E}^*$ zu:

$$\begin{aligned} \gamma_{Qi,\ddot{U},E}^* &= \frac{Q_{di,\ddot{U},E}}{Q_{ki}} = \frac{F^{-1}[F_i[\text{grenz } Q] \cdot \Phi[\alpha_Q \cdot \beta]]}{F^{-1}[F_i[\text{grenz } Q] \cdot q_Q]} \\ &= \frac{u^{-\frac{1}{a}} \cdot (\ln(-\ln(F_i[\text{grenz } Q] \cdot \Phi[\alpha_Q \cdot \beta])))}{u^{-\frac{1}{a}} \cdot (\ln(-\ln(F_i[\text{grenz } Q] \cdot q_Q)))} \quad \text{Gl. 3-55} \end{aligned}$$

Da sich unterschiedliche Wahrscheinlichkeiten für F_i [grenz Q] in Abhängigkeit des betrachteten Tandemsystems ergeben, ergeben sich ebenfalls unterschiedliche reduzierte Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{Qi,\ddot{U},E}^*$ für diese.

Wird nun berücksichtigt, dass die Einwirkungsüberwachung mit einer Wahrscheinlichkeit von $P_{f,E}$ versagen kann, so ergeben sich die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{Qi,\ddot{U},E}$ zu:

$$\gamma_{Qi,\ddot{U},E} = P_{f,E} \cdot \gamma_{Qi,\ddot{U},E}^* + (1 - P_{f,E}) \cdot \gamma_Q \quad \text{Gl. 3-56}$$

Eine mit den in Deutschland vorhandenen gültigen Normen konsistente Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte ergibt die in Bild 3-20 dargestellten Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{Qi,\ddot{U},E}$. Aufgezeigt ist der Zusammenhang zwischen dem Grenzwert der Achslastüberwachung *grenz* Q und den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{Qi,\ddot{U},E}$ für unterschiedliche Versagenswahrscheinlichkeiten der Einwirkungsüberwachung $P_{f,E}$. Bild 3-20 links gilt für die Tandemsysteme nach DIN-Fachbericht 101 [27] (TS 240 kN – durchgezogene Linie und TS 160 kN – gepunktete Linie),

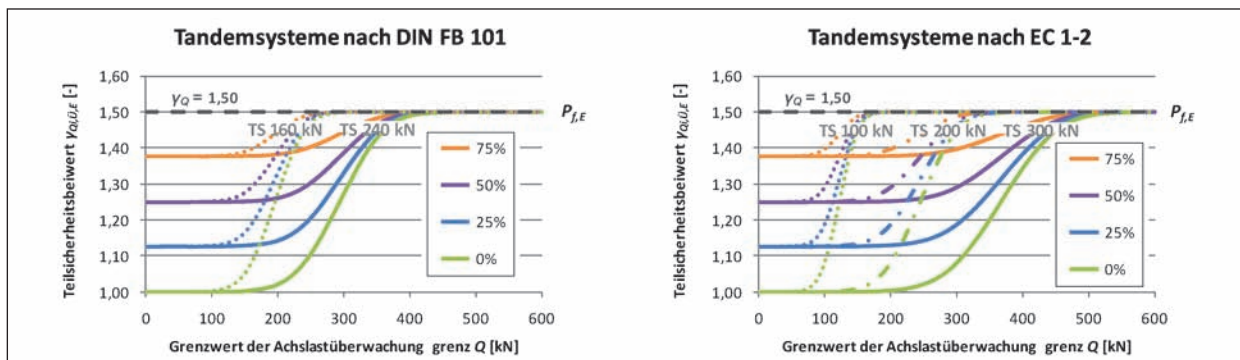


Bild 3-20: Aufgrund einer Einwirkungsüberwachung reduzierte Teilsicherheitsbeiwerte $Y_{Qi,Ü,E}$ in Abhängigkeit des Grenzwertes der Achslastüberwachung $\text{grenz } Q$ sowie dessen Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,E}$

Bild 3-20 rechts gilt für die Tandemsysteme nach DIN EN 1991-2 [26] (TS 300 kN – durchgezogene Linie, TS 200 kN – Strichpunktlinie und TS 100 kN – gepunktete Linie).

3.8 Systemidentifikation

Aufgrund von fehlenden Ansätzen in der Literatur wird im Folgenden analog zum Vorgehen in den vorherigen Abschnitten zunächst der Sicherheitsgewinn durch eine Systemidentifikation im voll-probabilistischen Bemessungskonzept selbst hergeleitet. Daraufhin werden die gewonnenen Erkenntnisse auf das semi-probabilistische Bemessungskonzept übertragen.

3.8.1 Voll-probabilistisches Bemessungskonzept

Wie bereits in Kapitel 3.5.3 kurz angesprochen, kann sowohl mithilfe einer Probelastung als auch mithilfe einer kontinuierlichen Schwellwertüberwachung eine Systemidentifikation stattfinden. Eine Systemidentifikation dient zur besseren Beschreibung der Konstruktion. Sie kann stark unterschiedliche Ausmaße besitzen. Neben dem Ansatz eines verbesserten Modells zur Nachrechnung einer Bestandsbrücke sinken auch die Unsicherheiten des angesetzten Modells, was zu einem weiteren Sicherheitsgewinn führt.

Sowohl der Bauteilwiderstand R als auch die Bauteileinwirkung E werden mithilfe von Modellen beschrieben. Ein solches Modell ist vollständig und exakt, wenn sich bei Eingabe der Variablen in das Berechnungsmodell exakt das Testergebnis ergibt. Bei den meisten Modellen ist dies jedoch nicht der Fall. Dafür gibt es zahlreiche Gründe, wie Vereinfachungen bei der Erstellung des Modells, Inhomogenitäten, Imperfektionen oder einfach unzureichende Kenntnisse über das tatsächliche Verhalten. Um die Ungenauigkeiten aus den Modellen zu berücksichtigen, werden üblicherweise zwei multiplikative Modellunsicherheitsfaktoren in Form von weiteren Basisvariablen in die Grenzzustandsgleichung integriert, einer auf der Widerstandseite und einer auf der Einwirkungsseite.

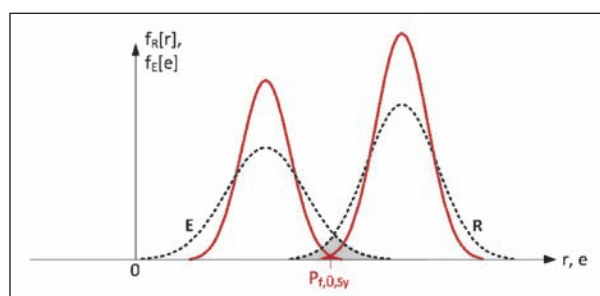


Bild 3-21: Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung einer Systemidentifikation $P_{f,Ü,Sy}$

Ist nun das Modell infolge einer Systemidentifikation verbessert, so sinken die abzubildende Modellunsicherheit und damit die Unsicherheit der Beschreibung der Einwirkung und bzw. oder des Widerstands. Die nach der Systemidentifikation anzusetzenden Variationskoeffizienten der Modellunsicherheitsfaktoren sind demnach geringer als vor der Systemidentifikation. Es ergeben sich damit insgesamt geringere Streuungen in der Bauteileinwirkung und bzw. oder in dem Bauteilwiderstand. Folge von den reduzierten Unsicherheiten ist eine Reduktion der Versagenswahrscheinlichkeit. Anschaulich dargestellt ist dieser Zusammenhang in Bild 3-21.

Beispiele für eine Reduktion der Unsicherheit auf der Einwirkungsseite sind die verbesserte Kenntnis des statischen Systems, wie die Auflagerbedingungen, sowie der Steifigkeitsverhältnisse des Sys-

tems infolge Rissbildung, welche sich auf die Schnittgrößenermittlung auswirken. Ein Beispiel auf der Widerstandsseite ist die verbesserte Kenntnis des zeitabhängigen Materialverhaltens.

Die Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Systemidentifikation bzgl. der Modellunsicherheiten $P_{f,\ddot{u},Sy}$ ergibt sich somit zu:

$$P_{f,\ddot{u},Sy} = P[G_{Sy} < 0] \quad \text{Gl. 3-57}$$

mit

$$G_{Sy} = R_{Sy} - E_{Sy} \quad \text{Gl. 3-58}$$

$$R_{Sy} = \theta_{R,Sy} \cdot R \quad \text{Gl. 3-59}$$

$$E_{Sy} = \theta_{E,Sy} \cdot E \quad \text{Gl. 3-60}$$

Der dazugehörige Sicherheitsgewinn $\Delta P_{f,\ddot{u},Sy}$ beträgt:

$$\Delta P_{f,\ddot{u},Sy} = P_f - P_{f,\ddot{u},Sy} \quad \text{bzw.}$$

$$\Delta \beta_{\ddot{u},Sy} = \beta_{\ddot{u},Sy} - \beta \quad \text{Gl. 3-61}$$

Problematisch bei dieser Betrachtung ist, dass Modellunsicherheitsfaktoren nach dem derzeitigen Kenntnisstand der Forschung nur ungenügend detailliert statistisch quantifizierbar sind. In der Praxis geht man zumeist davon aus, dass Modellunsicherheitsfaktoren im Übergang zum semi-probabilistischen Sicherheitskonzept bei der Bildung von Teilsicherheitsbeiwerten in α_E - und α_R -Werten abgedeckt sind. Ihre Größe wird üblicherweise mit 5 % abgeschätzt. Bereits bei einer manuellen Berechnung mithilfe von Bemessungstabellen im Vergleich zu einer FEM-Berechnung sollte ein unterschiedlicher Modellunsicherheitsfaktor angesetzt werden. Dies ist aufgrund von mangelnder Erfahrung und erst beginnender Forschung jedoch nicht Bemessungspraxis. Entsprechende Untersuchungen, welche eine abgesicherte Quantifizierung der reduzierten Variationskoeffizienten der Modellunsicherheitsfaktoren zulassen, existieren kaum. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf.

Mithilfe der Systemidentifikation können somit prinzipiell zwei verschiedene Sicherheitsgewinne erzielt werden. Zum einen ist dies der Sicherheitsgewinn aus dem Ansatz eines verbesserten Modells zur Beschreibung der Einwirkung und des Widerstands. Dieser Sicherheitsgewinn ist in der Planungsphase der Kompensationsmaßnahme nicht bestimmbar, da das Ergebnis der Identifizierung unbekannt ist. Der zweite Sicherheitsgewinn aus der

Reduktion der Modellunsicherheitsfaktoren wäre prinzipiell vorher bestimmbar, ist jedoch aufgrund des jetzigen Forschungsstandes nicht quantifizierbar.

3.8.2 Semi-probabilistisches Bemessungskonzept

Je nachdem, ob eine verbesserte Systemidentifikation auf der Einwirkungs- oder auf der Widerstandsseite bzw. auf beiden Seiten stattfindet, sind die entsprechenden Eingangsparameter von der Systemidentifikation betroffen. Folglich können dazugehörige Teilsicherheitsbeiwerte abgemindert werden.

Auch im Fall der Systemidentifikation gilt, dass sich hierdurch die Verteilung der Sensitivitätsfaktoren α_i für alle Eingangsparameter ändert. Werden vereinfachend jedoch wieder die nach Norm vorgegebenen Sensitivitätsfaktoren von $\alpha_E = 0,7$ und $\alpha_R = -0,8$ angenommen, so können die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{i,\ddot{u},Sy}$ unter Ansatz durch Systemidentifikation reduzierter Variationskoeffizienten v_{Sy} mithilfe der Formeln aus Tabelle 3-6 berechnet werden.

4 Messtechnische Konzeption kompensierender Monitoringmaßnahmen

Im Folgenden soll zunächst einführend ein genereller Überblick über das Bauwerkmonitoring und daraufhin über die Bauwerkssensorik gegeben werden. Anschließend werden geeignete Monitoringkonzepte für die unterschiedlichen kompensierenden Überwachungsmaßnahmen, Probelastung, Schwellwertüberwachung, Einwirkungsüberwachung und Systemidentifikation, beschrieben.

4.1 Überblick über das Bauwerksmonitoring

In diesem Kapitel wird zunächst ein allgemeiner Überblick zum Bauwerksmonitoring als wesentliche Grundlage kompensierender Überwachungsmaßnahmen an Bauwerken gegeben. Unter Bauwerksmonitoring (Structural Health Monitoring, SHM) wird dabei die kontinuierliche bzw. periodische automatisierte Überwachung des Tragwerkszustandes sowie der Einwirkungen und Umweltparameter verstanden. Bild 4-1 gibt einen Überblick über alle

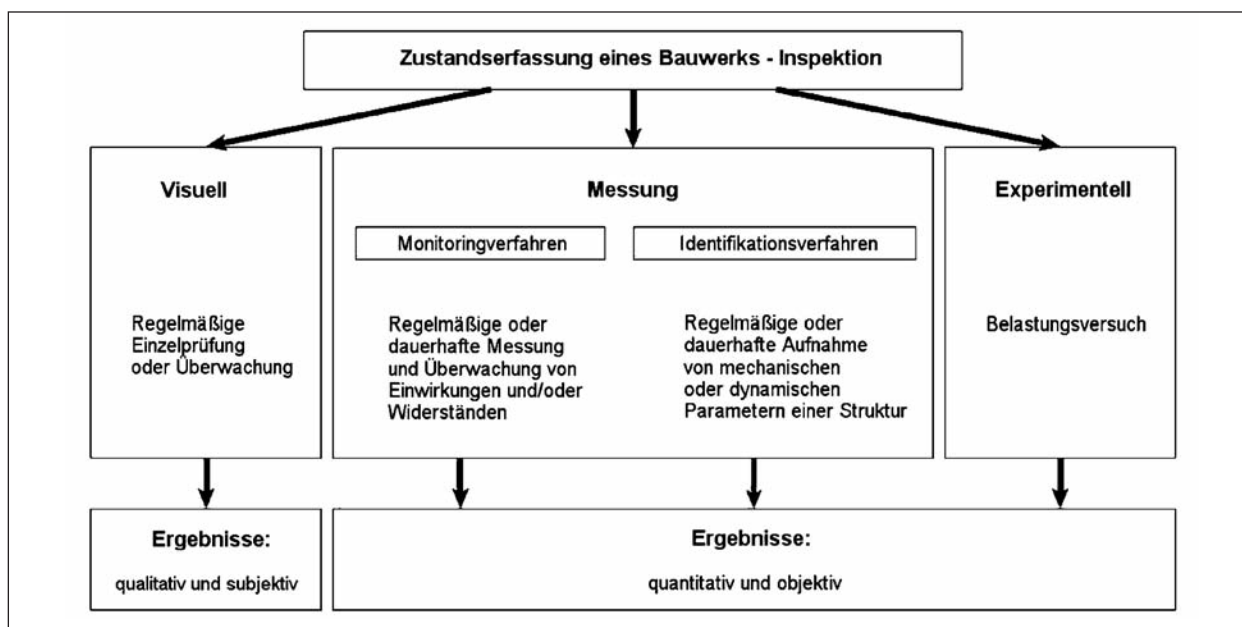


Bild 4-1: Überblick über die Verfahren der Bauwerkszustandserfassung [13]

Verfahren zur Zustandserfassung eines Bauwerks unter Berücksichtigung von Bauwerksmonitoring und den hier ebenfalls relevanten Belastungsversuchen.

Das Bauwerksmonitoring hat in Ergänzung zur Bauwerksinspektion das Ziel, zuverlässige objektive Daten des realen Bauwerkszustandes zu generieren, dessen Langzeitentwicklung zu beobachten und die Bildung von neuen Zuständen (Degradationen) zu detektieren. Auf der Grundlage der mit automatischen Messsystemen aufgezeichneten Kennwerte können die charakteristischen Änderungen von festgelegten Größen auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite durch eine Prognose approximiert und extrapoliert werden.

Die Hauptziele des Bauwerksmonitorings sind [56]:

- IST-Zustandsbewertung von Bauwerken/Bauteilen auf Grundlage objektiver Daten,
- Verifikation von rechnerischen Annahmen,
- Erkenntnisgewinn über Einwirkungs- und Beanspruchungsgrößen,
- Ableitung gezielter Maßnahmen für Erhaltungsstrategien und Sanierungsplanungen,
- kontrollierte, sichere Bauwerksnutzung trotz Vorschäden und höheren Lastniveaus,
- Frühwarnsystem vor kritischen Zuständen und
- Verlängerung der Restnutzungsdauer.

Die Hauptanwendungsgebiete des Monitorings umfassen nach [18]:

- Zustandsüberwachung,
- Beanspruchungsermittlung und
- die Ermittlung äußerer Lasten.

Das Bauwerksmonitoring dient auch dazu, das zugrunde liegende Computermodell anhand des Vergleichs des aktuellen gemessenen mit dem rechnerisch simulierten Tragverhalten zu validieren und zu kalibrieren (Update), wobei die Fehlergrenzen des eingesetzten Messsystems zu berücksichtigen sind [97, 101].

Die grundsätzliche Vorgehensweise beim Bauwerksmonitoring lässt sich anhand der schematischen Übersicht in Bild 4-2 verdeutlichen. Beim Bauwerksmonitoring müssen zunächst die zu erwartenden Degradationen/Schädigungen und deren Symptome (Performance-Indikatoren) in Abhängigkeit der Anforderungen an das Bauwerk (Nutzung, Gefahropotenzial etc.) ermittelt werden, wie z. B. Grenzzustände für Rissbreiten, Verformungen, Eigenfrequenzen etc. Die Grenzwerte für die gemessenen Zustände folgen entweder direkt aus Normen bzw. Richtlinien, wie z. B. der Handlungsanweisung für Spannstahlermüdung im Bereich von Koppelfugen [6], aus der Erfahrung (empirisch) oder auf der Grundlage einer rechnerischen Analyse [19]. Diese Grenzwerte sind auch für eine Schwellwertüberwachung von Bedeutung. Dann

müssen mögliche Schwachstellen (Hot Spots) des Tragwerks im Rahmen einer Schwachstellenanalyse identifiziert werden, also empfindliche Orte hinsichtlich des Eintretens der o. g. Symptome.

Aufgrund der vielfältigen Überwachungsaufgaben, der verschiedenen Bauwerkstypen und Abmessungen sowie aufgrund der bauwerksspezifischen Defizite, Schäden und Randbedingungen ist für jedes Bauwerk ein individuell abgestimmtes Monitoringkonzept erforderlich. Ein Monitoringkonzept umfasst hierbei im Wesentlichen folgende Teilaufgaben:

- Festlegung der Schwachstellen (Hot Spots) und Sensorpositionen im Messstellenplan,
- Bestimmung von Art und Größe der physikalischen Zustandskenngrößen (Zielgrößen) sowie der assoziierten Messgrößen,
- Auswahl geeigneter Messmethoden und Sensoren sowie Fragen des Messmanagements, u. a. Häufigkeit, Dauer und Intensität des Monitorings mit Festlegung der Intervalle, Genauigkeit (Auflösung) der Messung etc.,
- Wahl der Art und Anordnung der Messperipherie, u. a. Messzentrale mit Stromversorgung, Kabelführung etc. und Komponenten zur Erfassung, Speicherung und (Fern-)Übertragung der Messdaten sowie Fragen des Datenmanagements (mit Datenaufbereitung, -selektion, -reduktion und -auswertung),
- Planung und Durchführung der Probelastung(en) mit Versuchsgrenzlasterindikatoren,
- Festlegung von Grenzwerten für die Schwellwertüberwachung und Maßnahmenplanung.

Ein Monitoringsystem umfasst folgende Komponenten:

- Messfühler (Sensor),
- Auslese- und Speichereinheit (z. B. Datenlogger),
- Auswerteeinheit (Computer),
- Alarmierungs- und (Fern-)Übertragungseinheit.

Die im Zuge des Forschungsprojektes erfolgte Literaturschau zu realisierten Monitoringmaßnahmen an Brückenbauwerken zeigt eine Zunahme der permanenten Brückenüberwachungen in den letzten Jahren. Dabei wurden Unterschiede hinsichtlich Ziel, Art und Dauer der Dauerüberwachung festgestellt. Im Vordergrund der Bauwerksüberwa-

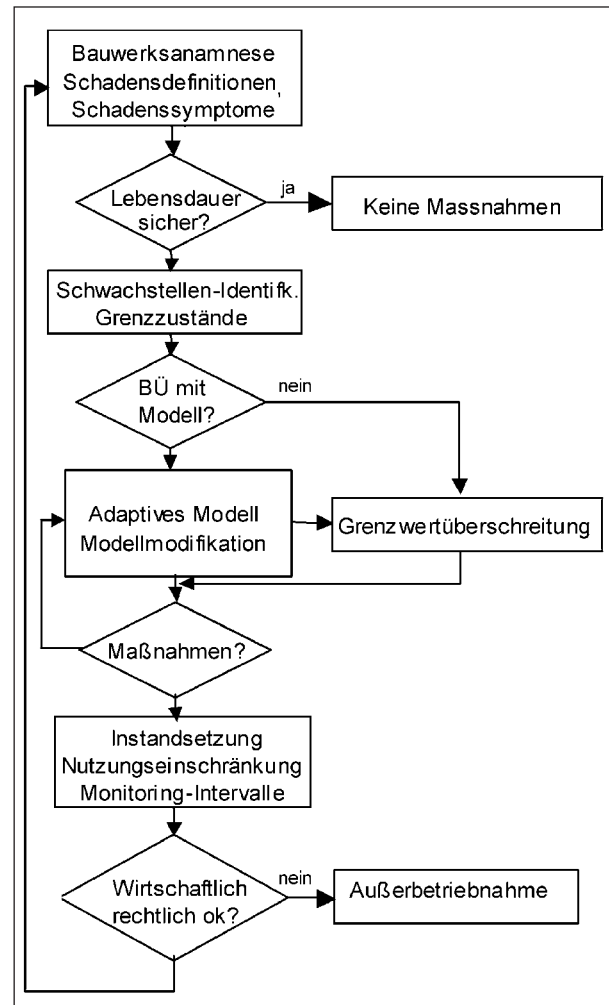


Bild 4-2: Vorgehensweise bei der Bauwerksüberwachung [73]

chung an Brücken stehen neben Dehnungs- und Verformungsmessungen primär Fragen der Dauerhaftigkeit (u. a. Korrosion).

In Abhängigkeit des Ziels, der Art und der Dauer der Überwachungsmaßnahme können für das Bauwerksmonitoring u. a. folgende Unterscheidungen getroffen werden:

- globales Monitoring (Top-down-Monitoring auf Bauteil- oder Bauwerksebene) bzw. lokales Monitoring (Bottom-up-Monitoring am Strukturelement),
- Systemidentifikationsverfahren, modellgestützte Diagnoseverfahren und Aktualisierungsverfahren (Modell-Validierung und Updating),
- Kurzzeitmonitoring (u. a. im Zuge von Probelastungen, im Bauzustand oder zur Verkehrsermittlung) bzw. Langzeitmonitoring (Dauermonitoring),

- permanentes und periodisches Monitoring mit statischer (zeitlich diskreter) oder (höherfrequenter) dynamischer Messwerterfassung.

Hinsichtlich der Messfrequenz bzw. Abtastrate lassen sich statische und dynamische Messverfahren unterscheiden. Bei der statischen Messwerterfassung liegt die Messfrequenz im Bereich von Minuten. Bei der dynamischen Messwerterfassung werden Bauwerkskenngrößen (z. B. Dehnungen, Verformungen) hingegen mit deutlich höherer Messfrequenz (z. B. 100 Hz) aufgezeichnet.

Auch Messgrößen können in statische und dynamische unterteilt werden. Statische Messgrößen sind zum Beispiel:

- Dehnungen,
- Rissbreiten und
- Durchbiegungen.

Dynamische Messgrößen sind hingegen [96]:

- Dämpfung,
- Eigenfrequenzen,
- dynamische Absolutverformungen und
- Schwingverhalten (Eigenformen (Moden) und Schwingungsintensität).

Darüber hinaus gibt es lineare Methoden der Schadensanalyse, die auf der Ableitung der modalen Parameter, wie z. B. der Krümmung, basieren [96].

Für eine Schadensevaluierung ist das gesamte Frequenzspektrum messtechnisch zu erfassen und das Dämpfungsverhalten des Brückentragwerkes zu berücksichtigen, da nur die höheren Eigenfrequenzen hinsichtlich lokaler Schädigungen empfindlich sind [5]. Die Größenordnung der schadensinduzierten Frequenzänderung hängt stark vom vorhandenen statischen Tragwerkssystem ab, wobei Schäden durch erhöhte Dämpfungswerte diagnostizierbar sind. Lokale und globale Änderungen der Steifigkeit und des statischen Systems führen zu einer Veränderung des Eigenschwingverhaltens. Dabei besteht ein quadratischer Zusammenhang zwischen Steifigkeit und Eigenfrequenz [101].

Der Einfluss ungewollter äußerer Effekte, wie z. B. der Temperatur (Tagesverlauf, Jahreszyklus), bewegt sich, wie Daueruntersuchungen an Brücken zeigen, in der gleichen Größenordnung wie die schädigungsinduzierte Änderung der dynamischen

Strukturantwort [17, 40]. Die Vielzahl von Einflussgrößen und Unbekannten und die doppeldeutige Interpretation von Dämpfungs- und Amplitudenwerten erschweren die Praxisanwendung dynamischer Messverfahren.

Aufgrund der signifikanten Beeinflussung der dynamischen Messungen durch Umgebungseffekte werden in der Literatur statische oder quasistatische Verfahren bevorzugt, da diese deutlich sensitiver auf Schäden reagieren als dynamische Messverfahren [86, 102]. Die periodische Messung, Aufzeichnung und Interpretation statischer Messgrößen gestalten sich aus messtechnischer Sicht einfacher als bei kontinuierlich gemessenen dynamischen Parametern, die große Datenmengen generieren.

Bei der Zustandsüberwachung, z. B. im Rahmen einer kompensierenden Monitoringmaßnahme, werden globale und lokale Struktureigenschaften auf der Basis kontinuierlich erfasster Messgrößen beurteilt, um die weitere Entwicklung des Tragwerkszustandes ausreichend genau prognostizieren zu können oder um Veränderungen im Tragverhalten zu erkennen.

Bei der Überwachung globaler Struktureigenschaften kann der aktuelle Bauwerkszustand u. a. beurteilt werden durch [19]:

- Dehnungs-, Verschiebungs-, Krümmungs- und Neigungsmessungen an ausgewählten Stellen, die Informationen liefern können über eventuelle Stützensenkungen, globale Steifigkeitsänderungen und die Reduktion der Durchlaufwirkung,
- Beobachtung von ausgewählten Resonanzfrequenzen, die einen Rückschluss auf globale Steifigkeitsänderungen geben, sowie
- punktuelle Überwachung der Veränderung maßgebender Schwingungsformen.

Lokale Struktureigenschaften werden überwacht, wenn eine lokale Vorschädigung vorliegt oder ein Bauteil besonderen Belastungen ausgesetzt ist. Hierzu gehören bspw. [19]:

- Fortschritt und Länge bekannter Einzelrisse, z. B. an Spanngliedkoppelfugen,
- Beobachtung von rissgefährdeten Tragwerksbereichen oder bekannten Schwachstellen,
- Dehnungen an Stellen hoher Spannungskonzentration,

- Durchbiegung und Schwingungen von Tragwerkselementen,
- Stützensenkungen und
- Spannglieddehnungen.

Kritische Zustandsänderungen des Tragwerkes, wie z. B. Stützensenkungen, Steifigkeitsänderungen und der Wegfall der Durchlaufwirkung, sind durch die Messung statischer und dynamischer Zustandsgrößen erfassbar. Stützensenkungen lassen sich gut durch Weg- und Winkelmessungen am Auflager erfassen. Die Verformungsgrößen (Durchbiegung, Neigung, Setzung) als Systemzustandsgrößen sind quasistatische Werte, die sich im Allgemeinen nur langsam zeitlich verändern.

Für eine Beanspruchungsüberprüfung sind Dehnungs- und Verformungsmessungen unter Berücksichtigung der Umwelteinflüsse, insbesondere der Temperatur, durchzuführen.

Die Überwachung des Verhaltens bekannter Risse erfolgt an Stellen hoher Spannungskonzentration bzw. an bekannten bautechnischen Schwachstellen (z. B. Koppelfugen) durch permanente Messung der Rissaufweitung. Zwecks Korrelation mit den Einwirkungen und Umgebungsbedingungen sind dabei begleitende Dehnungs- und Temperaturmessungen durchzuführen.

Da an Bauwerken die strukturelle Veränderung einzelner Bauteile, wie z. B. der Bruch eines einzelnen Spannglieds, i. d. R. nur lokal begrenzte Auswirkungen besitzt, ist der Erfolg der Zustandsüberwachung maßgeblich von der Messstellenanordnung abhängig. Dabei ist zu beachten, dass aus den Messdaten lokal angeordneter Sensoren i. d. R. kein Rückschluss auf das globale Tragverhalten gezogen werden kann. Ferner können aus globalen Messdaten am Gesamtsystem, wie z. B. der Durchbiegung, lokale Ereignisse, wie z. B. Risse, nicht oder nur eingeschränkt detektiert werden [40]. Im Allgemeinen ist bei der Dauerüberwachung eine Kombination lokaler und globaler Überwachungseinrichtungen zielführend.

Die Sensorinstrumentierung erfolgt entweder

- an den Hot Spots, d. h. an den Stellen größerer Beanspruchung bzw. potenziellen oder vorhandenen Schadensbereichen (z. B. Rissen, Beanspruchungsspitzen) gemäß der Schwachstellen-, Parameter- bzw. Sensitivitätsanalyse für Schädigungen [5, 53], oder

- (bereichsweise) flächendeckend in einem genau definierten Messraster an repräsentativen Messpunkten [1].

Da ein Bauwerk jedoch i. d. R. nicht flächendeckend mit Sensoren instrumentiert werden kann, sind u. U. nicht alle Belastungs- und Schädigungseffekte diagnostizierbar [19].

Zu beachten ist, dass bei nachträglicher Sensorinstallation keine Absolutwertmessung möglich ist, da i. d. R. der Initialzustand unbekannt ist. Die nachträgliche Instrumentierung an Bestandsbauwerken kann nur an der Bauwerksoberfläche bzw. im oberflächennahen Betonbereich erfolgen, wobei der Eingriff in die vorhandene Bausubstanz zu begrenzen ist.

Die erforderliche Sensoranzahl ergibt sich aus einer ingenieurtechnischen Analyse oder aus Betrachtungen mit statistischen Verfahren unter Berücksichtigung des gewünschten Konfidenzniveaus [5, 97].

4.2 Überblick über vorhandene Bauwerkssensorik

Als Grundlage für die Konzeption kompensierender Monitoringmaßnahmen erfolgte im Zuge der Bearbeitung eine umfangreiche Literaturrecherche zu geeigneten Sensoren für die Erfassung wesentlicher Kenngrößen an Brücken, wobei Messverfahren für das Dauerhaftigkeitsmonitoring (z. B. Korrosion) nicht betrachtet wurden. Die Ergebnisse werden nachfolgend zusammenfassend dargestellt.

Es gibt diverse praxistaugliche Sensormessverfahren für eine Brückenüberwachung. Einen guten Überblick zum Stand der Technik zur Sensorinstrumentierung an Brückenbauwerken mit Möglichkeiten und Grenzen geben u. a. BERGMEISTER & SANTA [4], BERGMEISTER & WENDNER [5], BUENFELD [16], die fib-Task Group 5.1 [35], PHARES et al. [75] und SOHN et al. [93].

Die Möglichkeiten und Bandbreite der sensorbasierten Bauwerksüberwachung zeigt Bild 4-3.

Durch die Bestimmung der maßgebenden Einflussgrößen können der Messbereich, die Genauigkeit und Auflösung sowie weitere Anforderungen an die Messeinrichtungen und zur Datenerfassung definiert werden. In Abhängigkeit des Überwachungszieles können kontinuierliche oder wiederholte

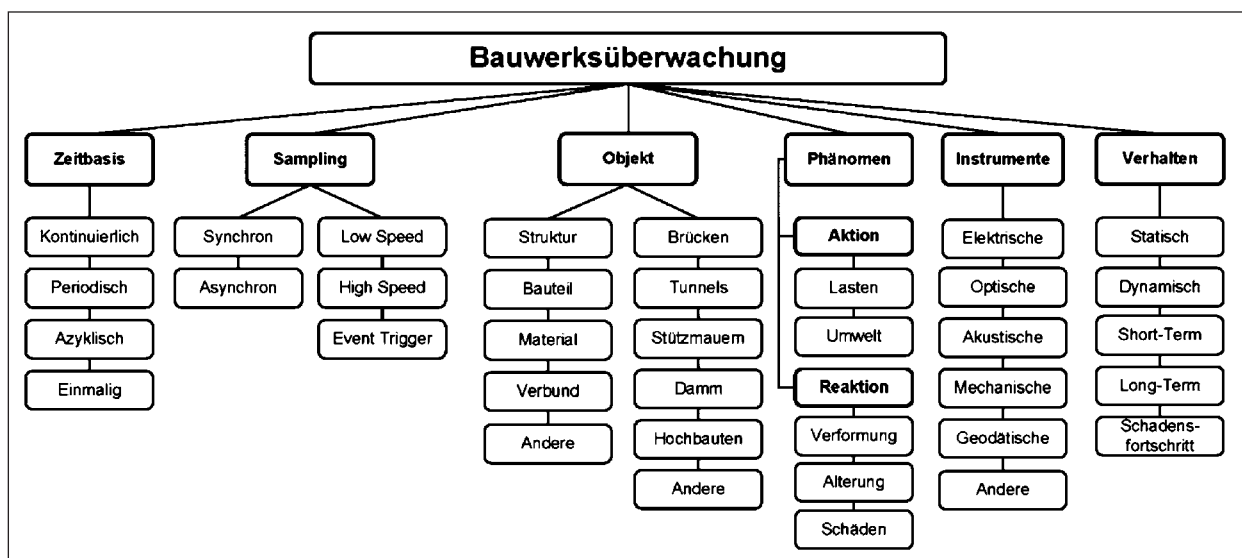


Bild 4-3: Möglichkeiten und Einflussgrößen in der Bauwerksüberwachung [82]

periodische Messungen durchgeführt werden, je nachdem, wie schnell eine Zustandsänderung am Bauteil erfolgen kann [101]. Bei wiederkehrenden Prüfungen sind Messintervall und Periodenlänge festzulegen.

Wichtige allgemeine Anforderungen an die Messaufnehmer sind dabei u. a. folgende Kriterien bzw. Vorgaben:

- Form, Länge,
- Material,
- Preis,
- Messbereich, Mess-/Abtastfrequenz bei dynamischen Kenngrößen,
- ausreichende Sensitivität, Genauigkeit, Auflösung, Linearität, dynamische Bandbreite, Messwertstabilität, Wiederholbarkeit (Reproduzierbarkeit), Redundanz,
- Repräsentativität, Zuverlässigkeit und Robustheit (z. B. IP-Schutzklasse, Temperatureinsatzbereich an Brücken ca. -40 °C bis 50 °C , Unempfindlichkeit gegenüber starken elektrischen Feldern und anderen Einflüssen, wie Wind, Temperatur, Feuchte und Staub),
- Applizierbarkeit, Austauschbarkeit, Kontrollierbarkeit, Kalibrierbarkeit,
- Lebensdauer (inkl. aller Verbindungsteile und Kabel) und
- spezielle Anforderungen wie Eignung für Sensornetzwerke, Schnurlossensorik u. a. m.

Auch für das Datenerfassungsgerät (Monitoringstation am Bauwerk) und das Datenmanagement (Erfassung, Verarbeitung, Speicherung, Übertragung der Messdaten) sind entsprechende Anforderungen ableitbar [56]. Bei dynamischen Messungen ist i. d. R. die zeitsynchrone Erfassung der Sensoren wichtig. Von besonderer Bedeutung ist die Praxiseignung der Messinstrumente für das Langzeitmonitoring. Viele Labormessverfahren können aus diesem Grunde für ein Permanentmonitoring an Brücken nicht eingesetzt werden.

Generell ist die Auswahl geeigneter Messfühler und der Messorte für die Dauerüberwachung aufgrund komplexer Zusammenhänge eine interdisziplinäre Ingenieur Aufgabe. Die Festlegung geeigneter Messinstrumente orientiert sich u. a. an der Art und Größenordnung des zu überwachenden physikalischen Phänomens bzw. dessen Veränderung.

Eine Auswahl von praxiserprobten und für kompensierende Überwachungsmaßnahmen geeigneten Messaufnehmern und Messverfahren zur Erfassung mechanischer und geometrischer Kennwerte an Brücken zeigt Tabelle 4-1. In der Regel sind nur Lokalsensoren verfügbar, d. h. Sensoren, die nur an einer Stelle und nur in einer Richtung bzw. Achse messen. Einige wenige Sensoren, bspw. verteilte Lichtwellenleitersensoren [88], können auch an mehreren Positionen Messungen durchführen. Mit fotogrammetrischen Messverfahren sind außerdem 2D- bzw. 3D-Verformungen erfassbar [72].

Sensor/ Messverf.	Ziel-, Messgröße	Messort	stat./dyn. Messung	Dauer Monitor	Kosten- niveau	Charakterisierung, Bemerkungen
Bauwerkssensorik						
Induktive Wegaufnehmer	Weggrößen, u. a. Rissbreite	lokal, 1 Punkt	stat., dynam.	kurz-lang	mittel- hoch	Lichtstrom erforderlich, robust, nicht in Beton einbaubar, Standardverfahren
Dehnungs- messstreifen (DMS)	Verf., Dehn., Spannung, Kraft, Druck, Moment	lokal, 1 Punkt	stat., dynam.	kurz-lang	gering	universaler Standardsens., temperaturabhängig., i. d. R. Klebeapplikation, Kapselung erforderlich, Einfluss Kabel
Schwingsaiten- aufnehmer	Dehnungen, Kräfte, Neigungen	lokal, 1 Punkt	stat.	permanent	mittel- hoch	universal einsetzbar, sehr robust, temperaturkompensiert
Schlauchwaage (hydrostat. Nivellierung)	Differenzmess. Verformungen (Setzungen, Durchbiegung)	lokal, mehrere Punkte	stat.	permanent	mittel	einfach, temperaturempfindlich, bisher kaum eingesetzt
Seilzugaufnehmer (Zugdrahtsensor)	Verformung	zwischen 2 Punkten, Linie	stat., dynam.	permanent	mittel	u. a. große Längen: 0,05-50 m, Genauigkeit im mm-Bereich bei großen Längen, robust, opto- elektronisch, temperaturabhängig.
Laserbestands- sensoren	Verformung, Durchbiegung	zwischen 2 Punkten, Linie	stat., dynam.	kurz-lang	mittel- hoch	i. d. R. für große Längen, z. B. Auflagerverschiebung, u. a. als Frühwarnsystem, Aufl. 0,1-1 mm
Faseroptische Sensoren, u. a. Fabry-Perot, Microbending, SOFO, Bragg, Raman	Verformung, Dehnung, Schwingungen, Kräfte, Temperatur, (H ₂ O, pH)	Punkt(e), z. T. Linien, 0,5 cm bis ca. 10 m lang	stat., dynam.	permanent	hoch	div. Arten, universal einsetzbar, lange Übertragungswege mögl., unterschiedliche Auflösung/ Genauigkeit, z. T. sensitiv auf gesamten Faserlänge, EM-immun, robust
Magnetoelastische Spannungssens.	Spannung, Spannkraft Spannstahl	Seile, ext. Spann- glieder	stat.	permanent	mittel	Nutzung magnetoelastischer Effekt, auch nachträglich Appl. an ext. Spannngl., iMBB-Entwicklung
Neigungssensor (Inklinometer)	Winkeländerung	Punkt (1- o. 2-achsig)	stat., dynam.	i. d. R. permanent	gering- mittel	hohe Auflösung erforderlich, stationär, Messung Neigung, Drehung, Verformung
Beschleunigungs- sensor	Geschwindigkeit, Beschleunigung	Punkt, 1-, 2- o. 3-achsig	dynam.	i. d. R. permanent	gering- mittel	mehrere Arten verfügbar, kosten- günstig, Standardverfahren für Schwingungsanalyse
Widerstands- thermometer pt 100, pt 1.000	Temperatur	Punkt	stat. (dynam.)	i. d. R. permanent	gering	genau, langzeitstabil, Vierleiter- technik zur Kompensation des Leitereinflusses
Thermoelemente	Temperatur	Punkt	stat.	kurz-mittel	sehr gering	einfach, Kompensation erforder- lich, Nullpunktdrift, nichtlinear
zerstörungsfreie Messverfahren						
Laser-Vibrometer (Laserinter- ferometrie)	Verformung (Schwing- verhalten)	Punkt, Fläche, 2D-3D, mobil	dynam.	temporär	sehr hoch	auch als Scanner, genau, berührungslos
Tachymeter/ Totalstation	Deformationen (Entfernung)	Punkt(e), 2D (3D), mobil	stat., dynam. (1 Punkt)	temporär, z. T. permanent	hoch-sehr hoch	begrenzte Genauigkeit (mm-Be- reich), berührungslos, mehrere Punkte nacheinander messbar
Fotogram., dig. Bildverarbei- tungsverfahren	Koordinaten (Distanz- messung)	Fläche, 2D, 3D, mobil	stat.	temporär	mittel-sehr hoch	i. d. R. Kalibrierung erforderlich, bei 3D: 2 Kameras, berührungs- los
Schallemissions- verfahren (Piezosensorik)	Schadens- diagnose: Risserkennung, -ortung	3D	dynam.	kurz (Be- lastungs- vers.) o. Langzeit	mittel- hoch	Expertenverfahren, Überprüfung für beginnende Schädigung, Dauermessung erforderlich, Ortung über Triangulation

Tab. 4-1: Übersicht über einige wichtige Sensoren und ZfP-Messverfahren zum Brückenmonitoring mechanischer und geometrischer Größen bei nachträglicher Applikation

4.3 Probelastung

Zur Durchführung von Probelastungen an Brückenbauwerken liegen, wie eine Literaturrecherche zeigt, auch in Deutschland umfangreiche Erfahrungen vor. Einen guten Überblick zu den Möglichkeiten und Grenzen von Probelastungen an Bauwerken mit dem Schwerpunkt Brücken geben u. a. [10, 4, 84].

Bei Belastungstests an Brückentragwerken werden insbesondere folgende Ziele verfolgt:

- Aufdeckung von Tragreserven des Bauwerkes, wobei insbesondere bei Massivbrücken durch Probelastungen häufig zusätzliche Tragreserven erschlossen werden können [14],
- Nachweis der Tragsicherheit beim Fehlschlagen des rechnerischen Nachweises aufgrund von Unsicherheiten bei der Generierung des Rechenmodells, aufgrund fehlender Informationen zum Aufbau der Konstruktion, zu den Materialeigenschaften oder zu den mechanischen Randbedingungen,
- Kalibrierung der indirekten Methoden zur Verkehrslastermittlung [61, 62],
- Kalibrierung des numerischen Tragwerksmodells (Systemidentifikation) als Grundlage der Schwellwertüberwachung zur Festlegung der Grenzwerte (Prüf- bzw. Eingreifschwelle), wobei oftmals ein steiferes Tragsystem vorhanden ist als rechnerisch angenommen [81],
- Überprüfung der Funktionstüchtigkeit der Sensorik bei Monitoringmaßnahmen an Brücken.

Zur Identifikation und Beurteilung von Strukturveränderungen und Schäden können wiederholte intermittierende Probelastungen am Bauwerk durchgeführt werden. Dieses Vorgehen wird auch im Rahmen dieses Forschungsvorhabens verfolgt, vgl. Bild 4-4.

Bei Bauwerken ohne Ankündigungsverhalten kann eine Probelastung nur auf Gebrauchslastniveau erfolgen. Eine Tragsicherheitsbewertung kann experimentell allerdings nur durch Überschreiten des Gebrauchslastniveaus auf direktem Wege erfolgen [14]. Bei älteren vorgespannten Straßenbrücken tritt eine Rissbildung allerdings i. d. R. erst weit oberhalb des Gebrauchslastniveaus auf [48].

Die Art, Größe und Aufbringung der Belastung hängen vom Untersuchungsziel und von der Konstruktion ab. Unterschieden werden können hierbei Totmassen (Gewichte und Wasserbehälter), Belastungsrahmen, Belastungsfahrzeuge (Schwerlastwagen) und hydraulische Prüfeinrichtungen. Zwecks Schnittgrößenermittlung ist während der Durchführung eine genaue Erfassung der Belastungskonfiguration (z. B. bei Lkw die Achslasten, Achsanordnung, Fahrgeschwindigkeit etc.) vorzunehmen und zu dokumentieren [4]. So können z. B. die Brückenverformungen an maßgebenden Stellen bei einer Lkw-Überfahrt unter definierten Lasten und Geschwindigkeiten bzw. festen Standorten ermittelt werden, wodurch die Steifigkeit der Gesamtkonstruktion und im dynamischen Versuch auch die Schwingungsempfindlichkeit beurteilt werden können. Auch Bremsversuche von Lkw werden zu diesem Zweck durchgeführt [79].

Belastungsrahmen kommen bei Brücken mit Spannweiten von bis zu 14 m und Lasten von bis zu 600 kN (Einzelrahmen) zum Einsatz, wobei eine Rückverankerung der Belastungsrahmen in Auf lagernähe durch Traversen oder in den Brückenüberbau eingeklebte Ankerstangen erforderlich wird [14]. Dies ist mit hohem technischem und zeitlichem Aufwand verbunden und ist bei vielbefahrenen Straßenbrücken nicht praxisgerecht.

Mittels Schwerlastwagen können Brücken beliebiger Spannweite statisch und dynamisch untersucht werden. Da im Belastungsversuch bei der Überfahrt mit Schwerlastkraftwagen keine Selbst-

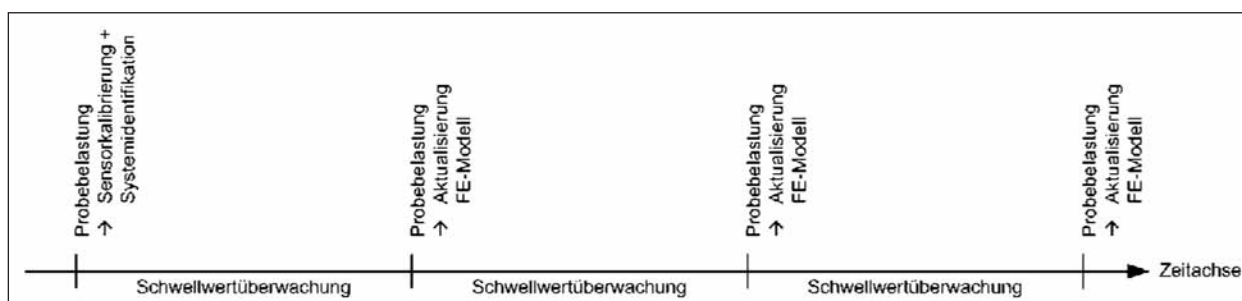


Bild 4-4: Überwachungskonzept der „intermittierenden Probelastung“

sicherung möglich ist, werden die Untersuchungen an Brückenbauwerken i. d. R. nur auf Gebrauchslastniveau durchgeführt. Aufgrund der fehlenden Selbstsicherung muss bei der Nutzung von Schwerlastwagen eine iterative Annäherung an die Versuchsziellast durch unterschiedliche Zuladung, Anordnung und Anzahl der Fahrzeuge erfolgen [14]. Im Rahmen entsprechender rechnerischer Voruntersuchungen werden dabei die Größe und Positionen der Lkw-Testlasten so festgelegt, dass sie möglichst genormten Lastbildern entsprechen, wobei eine exakte Abbildung der Normvorgaben i. d. R. nicht möglich ist. Optimal bei dem Belastungsversuch ist ein ausgeglichener Temperaturzustand der Brücke, weshalb dieser oft in den frühen Morgenstunden (Vorteil: verkehrsarme Zeit) durchgeführt wird.

Für die Belastung von Brückenbauwerken wurde das Belastungsfahrzeug BELFA entwickelt, das erstmalig im Jahr 2001 zum Einsatz kam [43]. Mit dem stationär angeordneten BELFA können Brücken mit einer Spannweite von bis zu 18 m untersucht werden bzw. bei Belastungsversuchen an Auflagern (Querkrafttests) auch für Spannweiten von mehr als 18 m [14]. Beim BELFA können neben den Lasten auch die Belastungspositionen variiert und Lasten bis oberhalb des Gebrauchslastniveaus eingetragen werden.

In der DAfStb-Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [18] sind einige Vorgaben zu Verformungskriterien und deren messtechnischer Erfassung aufgeführt. Wesentliche Zielgrößen bei einer Probelastung sind:

- Betondehnung,
- Betonstahl- und Spannstahldehnungen,
- lastabhängige Rissbreite bzw. Rissbreitenänderung,
- Durchbiegung,
- Verformung im Schubbereich über Dehnung der Schubbewehrung,
- Verschiebung der Widerlager und
- Umgebungsbedingungen (Temperatur, Luftfeuchte, Wind).

Versuchsgrenzlastindikatoren und zugeordnete Grenzkriterien sind in der DAfStb-Richtlinie [18] und z. B. in [67] angegeben. Diese sollen sicherstellen, dass beim Belastungsversuch keine unzulässigen

Strukturschädigungen und dadurch eine signifikante Beeinflussung der Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit auftreten [18]. Aussagekräftige Beurteilungskriterien sind bei der Messung im Belastungsversuch neben den Verformungsmesswerten auch Anstiegsänderungen im Kraft-Verformungsdiagramm. Ein weiteres Grenzkriterium beim Belastungsversuch ist die Makrorissbildung, die als Übergang von diskreter zu kontinuierlicher Schallemission messtechnisch detektiert werden kann [14, 86]. Zur Zustandskontrolle bei Probelastungen wird daher in der DAfStb-Richtlinie [18] als begleitendes Messverfahren die Schallemissionsmessung empfohlen.

Bei einem Belastungsversuch mit definierter Belastungsgeometrie und -größe kann die Strukturantwort im Gegensatz zu einer ambienten Verkehrsanregung direkt mit der Einwirkung korreliert und auf dieser Grundlage das numerische Strukturmodell kalibriert bzw. aktualisiert werden. Hierbei sind sowohl dynamische als auch statische Messverfahren geeignet [86]. Die Messwerterfassung und -auswertung müssen bei der Probelastung in Echtzeit erfolgen.

Die messtechnische Instrumentierung der Brückenbauwerke erfolgt beim Belastungsversuch, soweit nicht bereits eine Dauerinstrumentierung existiert, in kritischen Bereichen, die in Voruntersuchungen und Vorberechnungen bestimmt werden. Dabei erfolgt eine kombinierte Anwendung integraler Messverfahren, wie der Durchbiegungsmessung und der Schallemissionsanalyse, mit lokalen Messverfahren, wie z. B. Dehnungs- und Rissweitenmessungen. Einzerrisse sind bei Bezugslängen der Messaufnehmer von 0,3-m- bis 1-m-Länge nach [14] noch zuverlässig detektierbar.

Oftmals werden für Belastungsversuche temporär zusätzliche geodätische Messverfahren eingesetzt, z. B. 3D-Laserscanner, Tachymeter sowie fotogrammetrische Verfahren [61, 85, 72].

4.4 Schwellwertüberwachung

Das Monitoring mit Frühwarnfunktion besitzt bei Bauwerken mit besonders ausgeprägtem Risiko und Schadenspotenzial eine besondere Bedeutung [57]. Eine grundlegende Voraussetzung hierfür ist die zerstörungsfreie Online-Analyse des Bauwerkszustandes mit objektiven und verlässlichen Messverfahren und Entscheidungshilfen.

Die Art der anzuwendenden Überwachungsstrategie ist problemspezifisch. Folgende Monitoringstrategien sind grundsätzlich möglich [73]:

- prognostische Strategie: Hierbei werden adaptive Modelle benötigt, die sich an den jeweiligen Bauwerkszustand anpassen bzw. die angepasst werden, oder
- Schwellwertüberwachung: Hierbei werden durch kontinuierliches Monitoring Schwellwerte (z. B. Grenzdehnung, Risse) überwacht, ohne dass ein Modell benötigt wird.

Der Bauwerkszustand kann daran beurteilt werden, ob ein definierter Schwellwert (Prüfswelle oder Alarmwert) über- oder unterschritten ist. Schwellwerte können z. B. durch eine maximal zulässige Anzahl von Einzelereignissen (z. B. Schwingspiele, Spanngliedbrüche, neue Rissbildung) oder Über- bzw. Unterschreitungen eines zulässigen Bereiches (z. B. Überschreiten max. zulässiger Rissbreiten oder Dehnungen) definiert werden [101]. Dabei muss allerdings i. d. R. der Nullzustand bekannt sein.

Der Schwellwert kann direkt für die Messgröße (z. B. Dehnung) oder die Vergleichsgröße (Größe, anhand derer die Funktionsfähigkeit beurteilt wird, z. B. maximales bzw. minimales Biegemoment) festgelegt sein. Ist die Vergleichsgröße nicht direkt messbar, muss eine korrespondierende Messgröße gefunden werden. Von Bedeutung ist hierbei ein eindeutiger und damit umkehrbarer Zusammenhang zwischen Vergleichs- und Messgröße, wodurch die Alarmschwellwerte der Messgröße auch in die der Vergleichsgröße überführbar sind (und umgekehrt) [101]. Oftmals existiert ein komplexer Zusammenhang zwischen der Mess- und Vergleichs- bzw. Zielgröße, z. B. im Falle der Temperatur ein zyklischer Verlauf. Diesem Umstand ist durch Anpassung bzw. differenzierter Festlegung der jeweiligen Schwellwerte Rechnung zu tragen, z. B. durch die Vorgabe saisonaler bzw. temperaturkorrigierter Schwellwerte für Verformungen und Dehnungen [45, 57]. Bei allen Beurteilungen ist außerdem zu berücksichtigen, ob eine Zustandsverbesserung oder -verschlechterung mit steigenden oder fallenden Messwerten eintritt.

Die Beurteilung der möglichen Parameteränderung und die Festlegung von Alarmwerten in Form unterer und oberer Schwellwerte können in Ab-

hängigkeit der Randbedingungen und Einwirkungen auf der Grundlage von Probelastung(en) sowie anhand von Parameter- bzw. Sensitivitätsstudien erfolgen [101].

In diesem Zusammenhang stellt die realitätskonforme Simulation des Schädigungs- und Verbundverhaltens von Stahlbeton anhand geeigneter Werkstoffgesetze einen wichtigen Baustein bei der Festlegung von Grenz- bzw. Alarmwerten dar. Hierbei ist zu überlegen, wie die Monitoringmaßnahme Einfluss auf die Beurteilung des Schädigungsfortschrittes haben kann. Oftmals können die Schädigungstrends zwischen dem Neubauzustand und dem Nutzungsende gut linear angenähert werden, wodurch anhand der rechnerisch bestimmbaren Restsicherheiten eine gute Prognose der Restnutzungsdauer möglich wird [101].

Im Zuge des Monitoringkonzeptes ist auch festzulegen, ob und wie nach der Schwellwertüberschreitung ein Alarm (z. B. per E-Mail, SMS, Sperranlage durch Schranke, Ampel etc.) ausgelöst wird. Dabei muss ein Fehlalarm durch Plausibilitätskontrollen oder durch Kontrollmessungen bzw. redundante Messverfahren ausgeschlossen werden.

Die Online-Überwachung ist stets mit einem Notfall- bzw. Maßnahmenplan gekoppelt, wo im Falle einer Grenzwertüberschreitung entsprechende Maßnahmen unmittelbar oder mittelbar eingeleitet werden. Ein Beispiel hierzu zeigt der Notfallplan in Form einer Ampelschaltung in Bild 4-5. Die Grenzwerte für die Performance-Indikatoren Vertikaldurchbiegung und Stützenverdrehung wurden dabei durch ein kalibriertes FEM-Modell der Brücke und begleitende Belastungstests festgelegt [81].

Erfahrungen zum Monitoring und Probelastungen von Brücken liegen am iBMB und der MPA der TU Braunschweig bereits vor. So wurde u. a. bei der Überwachung der Herrenbrücke in Lübeck [45] und an einer Brücke der BAB A 23 ein Schwellwertmonitoring durchgeführt. Hierbei wurden nach einer initialen Messphase von einigen Wochen und auf der Grundlage von Probelastungen durch Schwerlastwagen und numerischen Vergleichsrechnungen in Absprache mit dem Tragwerksplaner Alarm- bzw. Schwellwerte als Grenzwerte der jeweils gemessenen Durchbiegungen, Verformungen und Dehnungen festgelegt, bei deren Überschreitung u. a. ein SMS-Alarm ausgelöst wurde.

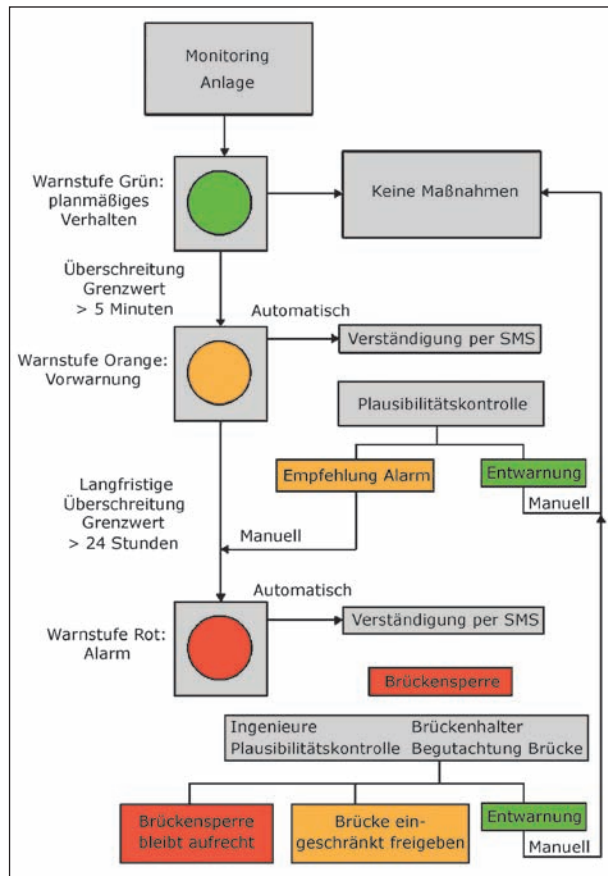


Bild 4-5: Beispiel für einen Alarmplan zur Regelung der Zuständigkeit im Fall von Grenzwertüberschreitungen für ein Schwellwertmonitoring an einer Brücke, nach [81]

4.5 Einwirkungsüberwachung

Die genaue Kenntnis der einwirkenden Verkehrslasten dient als Basis zur wirklichkeitsnahen Einschätzung der Tragfähigkeitsauslastung des Bauwerkes. Aus den Messdaten sind auch realistische Lastmodelle ableitbar. Dabei sind u. a. folgende Kenngrößen der Beanspruchungsüberprüfung von Interesse [56]:

- unklarer Lastabtrag bzw. ungenügende Kenntnis der Tragstruktur, z. B. aufgrund von Schäden oder der Komplexität der Struktur,
- Verifizierung von rechnerischen Annahmen bei innovativen Bauweisen oder Sanierungsmaßnahmen,
- Überwachung von zulässigen statischen und dynamischen Beanspruchungen,
- Klassierung von Beanspruchungen und Lasten und
- Überwachung von zulässigen Fahrzeuggewichten und Überwachung der Achslastverteilung.

Bei den äußeren Einwirkungen sind folgende Kenngrößen von Relevanz [56]:

- Ermittlung von Lastkollektiven,
- Ermittlung von Fahrzeuglasten,
- Ermittlung von Schwingbeiwerten,
- Ermittlung von weiteren Einwirkungen wie Temperatur, Windgeschwindigkeit (Anemometer) und Feuchte sowie
- Klassierung nach Intensität und Häufigkeit.

Es werden direkte und indirekte Methoden der Einwirkungserfassung unterschieden [65]. Bei den direkten Methoden wird die gesuchte Lastgröße mit geeigneten Messeinrichtungen unmittelbar am Lastangriffspunkt ermittelt. Es besteht u. a. die Möglichkeit der Applikation spezieller Wägeinrichtungen, wie z. B. WIM-Systemen (Weigh in Motion) als Platten- oder Streifensensoren, durch die das gesamte Verkehrsaufkommen direkt ermittelt wird [98]. Dadurch können die Achslasten und Fahrzeugvarianten ermittelt und daraus eine gute Indikation für Lasteinwirkungen abgeleitet werden [9, 65]. Diese Achswaagen sind jedoch sehr teuer und nur bedingt praxistauglich [48]. Die erzielbare Genauigkeit der WIM-Systeme hängt in großem Maße von der Sensorgenaugkeit und der genauen vorherigen Abschätzung der Fahrzeuggeschwindigkeit ab, wobei die Sensorelemente sehr robust sein müssen und oftmals sehr sensitiv bezüglich dynamischer Effekte aus der Fahrzeug-Fahrbahn-Interaktion reagieren [65].

Durch die zusätzliche Bestimmung der Achsabstände durch ergänzende Messungen, z. B. durch Induktionsschleifen in der Fahrbahn, lassen sich durch Rückrechnung auch Aussagen über die Achslasten der Fahrzeuge gewinnen. Dazu wird das Übertragungsverhalten der Brücke im Voraus berechnet und eine optimale Messpunktanordnung festgelegt [19]. Alternativ können zur Verkehrslastermittlung auch Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen an der Fahrbahnübergangskonstruktion vorgenommen werden [61, 66], s. u. Dabei sind stets hohe Abtastraten der Messfühler erforderlich. Eine Geschwindigkeitsmessung kann auch durch Radarmessungen oder durch mehrere Laser-Lichtschranken erfolgen.

Für Verkehrszählungen und zur Unterscheidung des Schwerlastverkehrs vom sonstigen Verkehr wurde der „Wireless Traffic Sensor (WTS)“ als

dübelähnlicher, schnurloser Magnetfeldsensor entwickelt, der für Langzeitmessungen in ein Bohrloch im Straßenbelag installiert wird [3]. Bei mautpflichtigen Straßen besteht auch die Möglichkeit der Nutzung von Informationen der Mautstationen, da dort Fahrzeuge nach Gewichtsklassen erfasst werden.

Bei der praktischen Anwendung von Bauwerksmonitoring werden die Einwirkungen jedoch i. d. R. nicht direkt, sondern indirekt über Tragwerksreaktionen (Auflagerverformung, Dehnungen, Rissöffnungen) erfasst. Das Vorgehen bei der indirekten Verkehrslastermittlung wird u. a. in [62, 65] gezeigt. Bei den indirekten Methoden kann zur Identifikation der Verkehrslasten die Strukturantwort, d. h. die Tragwerksreaktionen, bzgl. der verursachenden Lasten hinsichtlich Größe und Angriffspunkten ermittelt werden. Dies ist insbesondere für bestehende Brückenbauwerke prädestiniert, wobei sich bisherige Ansätze der Verkehrslastermittlung auf mechanisch linear elastische Systeme und auf Bauwerke mit geringer Spannweite beschränken [65].

Zur Analyse der Messdaten sind komplexe Algorithmen erforderlich, da sich Tragwerksreaktionen mehrerer Fahrzeuge überlagern. Mittlerweile hat diese Technik jedoch eine hohe Genauigkeit und Zuverlässigkeit erreicht, wobei für diese Form der Lastermittlung Langzeitmessungen (Dauerüberwachung) erforderlich sind. Benötigt werden hierfür zeitlich synchrone Sensoren mit hoher dynamischer Abtastrate, ausreichender Auflösung und Genauigkeit. In der Regel werden hierzu handelsübliche Dehnungsmessstreifen und Wegaufnehmer verwendet, die i. d. R. problemlos in bereits bestehende Monitoringanlagen implementierbar sind.

Die einwirkenden Verkehrslasten werden aus permanent gemessenen tiefpassgefilterten Dehnungen über eine die Struktureigenschaften beschreibende Kalibrierfunktion, z. B. der Einflusslinie, bestimmt. Die Einflusslinie kann vorab mittels Probelastung oder rechnerisch ermittelt werden [61]. Die so ermittelten globalen Lastwerte werden dann einer Klassierung unterzogen und in jeder Klasse wird die Häufigkeit des Auftretens ermittelt [19].

Weiterhin kann die Verkehrsbelastung bei Kenntnis des dynamischen Systemverhaltens aus der (dynamischen) Strukturantwort des Bauwerks, z. B. durch Rückrechnung auf der Basis von Modellrechnungen und/oder experimentellen Untersuchungen, ermittelt werden. Dies wird u. a. zur Verifizierung

von Lastmodellen und zur Beurteilung von Einwirkungen aus der Umgebung genutzt. Hierbei kann auch die Nutzung von Fotos vor Ort installierter Kameras hilfreich sein.

4.6 Systemidentifikation

Die Systemidentifikation ist nach [5] die Bestimmung maßgebender Kenngrößen einer Struktur bzw. eines Prozesses aus quantitativ zur Verfügung stehenden Messgrößen. Die Systemidentifikationstechniken ermöglichen es i. d. R., aus wenigen, oft nur punktuell beobachteten Struktureigenschaften auf den Zustand der gesamten Struktur zu schließen [101]. Neben Verformungen als integrale Parameter erster Ordnung sind hierbei insbesondere die modalen Parameter von Bedeutung [41].

Oftmals werden zur Systemidentifikation dynamische Messgrößen, wie Eigenfrequenz, Eigenformen und das Dämpfungsverhalten, als globale Messgrößen herangezogen. Die Anregung kann dabei entweder ambient oder durch definierte Lasten (Zwangserregung, Probelastung) erfolgen. Eine Auswertung wird dann z. B. durch Spektralanalyse der Zeitsignale der Schwingungen einzelner Sensoren realisiert [19].

Eine Systemidentifikation kann im Falle der Modell-Updating-Verfahren zur Kalibrierung des analytischen bzw. FEM-Modells direkt durch Vergleich des aktuellen mit dem ungeschädigten Strukturverhalten erfolgen [59]. Eine Systemidentifikation kann auch eine Schadensidentifikation beinhalten [96]. Hierzu müssen zwingend die entsprechenden Daten des ungeschädigten Zustandes vorliegen. Dies ist bei Bestandsbrücken i. d. R. nicht der Fall, wodurch die Zustandsbeurteilung auf der Grundlage dynamischer Verfahren schwierig bzw. unmöglich ist [5]. Viele der verfügbaren Schadenserkennungsmethoden benötigen ebenfalls Vergleichsmessungen für den ungeschädigten Bauwerkszustand. Die für eine Systemidentifikation benötigten Last-Einflusslinien können im Probelastungsversuch auch anhand statischer Messungen ermittelt werden.

Während Aussagen über den baulichen Zustand interner eingebetteter Spannglieder (Korrosion, Verpressfehler) nicht zuverlässig möglich erscheinen, sind dynamische Verfahren für die Untersuchung externer Spannglieder prädestiniert [41]. Die Messgenauigkeit ist dabei von der Auflösung der Sensoren

ren abhängig. Das dynamische Bauwerksmonitoring wird oftmals nur temporär realisiert, wobei zur Überprüfung des Tragverhaltens wiederholende Kurzzeitmessungen empfohlen werden [101].

Maßgebende Kenngrößen auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite, die einen direkten Einfluss auf die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten ausüben, sind [5]:

- Materialparameter, wie Streckgrenze der Bewehrung f_y , Druckfestigkeit f_C , Zugfestigkeit f_t des Betons sowie E-Moduln, und
- Einwirkungsgrößen, wie die Höhe der zu erwartenden Verkehrszahlen und Kriechzahlen.

Aufgrund äußerst komplexer Zusammenhänge mit nichtlinearem Verhalten auf der Baustoff-, Bauwerks- und Einwirkungsseite sowie zwischen mechanischen und physikalischen Eigenschaften der Struktur und der Strukturantwort und unter Berücksichtigung des Temperatureinflusses ist die praktische Anwendbarkeit der Strukturidentifikationstechniken jedoch stark eingeschränkt [5].

5 Kompensierende Monitoringmaßnahmen für typische Defizite von Betonbestandsbrücken

Um gezielt kompensierende Überwachungsmaßnahmen für typische Defizite von Betonbestandsbrücken nach der Nachrechnungsrichtlinie [8] entwickeln zu können, sollen im Folgenden zunächst typische Defizite identifiziert werden. Für diese soll dann im Anschluss das Potenzial für einen Ausgleich des Defizits mithilfe einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme erörtert werden.

5.1 Typische Defizite von Betonbestandsbrücken

Zur Identifizierung typischer Defizite von Betonbestandsbrücken nach der Nachrechnungsrichtlinie [8] wurden diverse zur Verfügung stehende Nachrechnungen nach der Nachrechnungsrichtlinie ausgewertet. Eine tabellarische Auflistung der entsprechenden Auswertung ist der Anlage A (Tabelle A-1) zu entnehmen. Die identifizierten typischen Defizite wurden verglichen mit zahlreichen Litera-

turquellen (u. a. [38, 46, 70, 74, 90, 91]). Es ergab sich eine Übereinstimmung der typischen Defizite.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit können oftmals folgende Nachweise nicht erfolgreich geführt werden:

- Nachweis der Dekompression,
- Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergeben sich zudem in vielen Fällen Defizite bei der Führung folgender Nachweise:

- Nachweis der Schubtragfähigkeit,
- Nachweis der Querbiegetragfähigkeit,
- Nachweis gegen Ermüdung,
- Nachweis gegen Spannungsrissskorrosion.

Im Folgenden wird für die einzelnen defizitären Nachweise jeweils der Nachweis kurz erläutert und daraufhin der Ablauf und mögliche Folgen einer Grenzzustandsüberschreitung beschrieben.

Als Nächstes werden Möglichkeiten zu genaueren Modellierungen erörtert. Vom wirtschaftlichen Standpunkt aus gilt üblicherweise, dass zunächst alle Möglichkeiten einer genaueren Modellierung vor dem Einsatz von Überwachungsmaßnahmen oder Verstärkungsmaßnahmen ausgeschöpft werden sollten, da diese zumeist kostenintensiver sind.

Im Anschluss daran wird das Potenzial für eine einfache kostengünstige Verstärkungsmöglichkeit untersucht. Dies dient dem Vergleich zu kostenintensiven kompensierenden Überwachungsmaßnahmen.

Im letzten Schritt werden grundsätzliche Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme aufgezeigt.

5.2 Nachweis der Dekompression

Im Rahmen der Nachrechnung von Spannbetonbrücken ist der Nachweis der Dekompression zu führen. Beim herkömmlichen Nachweis nach DIN-FB 102 [28], welcher auch dem Nachweis der Nachrechnungsrichtlinie [8] der Stufe 1 entspricht, wird nachgewiesen, dass an dem Rand, der dem Spannglied am nächsten liegt, unter der maßgebenden Einwirkungskombination keine Zugspannungen auftreten. Die maßgebende Einwirkungs-

kombination ergibt sich aus der geltenden Anforderungsklasse, welche wiederum in dem ARS 6/09 [2] geregelt ist. Innerhalb der Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie wird hingegen eine Zugspannung von bis zu $f_{ctk,0,05}$ der am Bauwerk festgestellten Betonfestigkeit zugelassen. Des Weiteren erlaubt die Nachrechnungsrichtlinie anstelle eines rechnerischen Nachweises der Dekompression auch eine qualitative Bewertung des Nachweises über die am Bauwerk tatsächlich gemessenen Rissbreiten. Der Grenzwert von an Spannbetonbauteilen festgestellten Rissen, welche die Spannglieder kreuzen, beträgt $w = 0,2$ mm. Die Restnutzungsdauer beträgt in diesem Fall 20 Jahre.

Der Zweck des Dekompressionsnachweises ist zum einen der Schutz der Bewehrung vor Korrosion zum anderen die Begrenzung der auftretenden Spannungsschwingbreiten der Spannglieder. Zudem ist es auch eine Maßnahme zur dauerhaften Begrenzung der Verformung. Das zeitliche Vorhandensein von offenen Rissen soll gering gehalten werden, um den Korrosionsschutz zu verbessern und um die aufzunehmenden Schwingbreiten zu verringern. Insbesondere gilt dies für Spannbetonkonstruktionen, da Spannglieder zum einen korrosionsempfindlicher sind und zum anderen die Höhe der Schwingbreiten im gerissenen Zustand (Zustand II) überproportional zunimmt.

5.2.1 Mögliches Versagenszenario und Folgen bei Überschreitung des Grenzzustandes

Wird die Zugfestigkeit des Betons zum ersten Mal überschritten, wird eine Rissbildung im Betonbauteil hervorgerufen. Je häufiger nun Zugspannungen im Bereich des Bauteilrandes vorhanden sind, desto häufiger öffnen sich die Risse. Dies führt zum einen zu einer beschleunigten Karbonatisierung bzw. Chlorideindringung in Richtung der Spannglieder und somit zu einer erhöhten Korrosionsgefahr. Zum anderen belastet es die korrosionsgefährdete Zone des Spanngliedes mit erhöhten Schwingspielen.

Sind die Spannglieder infolge von Karbonatisierung oder Chlorideinwirkung depassiviert, so kann der Spannstahl korrodieren. Eine Korrosion hat eine Abnahme der Querschnittsfläche des Stahls zur Folge und somit eine Abnahme des Tragwiderstandes bis hin zum Versagen des Bauteils bzw. der Komponente. Bei Depassivierung durch Chlorideinwirkung kommt es zur Lochfraßkorrosion, die zusätzlich zum Querschnittsverlust die ertragbare

Spannungsschwingspielanzahl überproportional sinken lässt, da diese Form der Korrosion den Spannstahl mit einem Kerbfall belastet und somit der Gefahr eines Mode-I-Versagens aussetzt. Von Relevanz bei Bestandsbrücken sind zudem gerissene Koppel- und Arbeitsfugen, die zur Ermüdung der dort verlegten Spannglieder führen können.

5.2.2 Möglichkeiten der genaueren Modellierung

Im Rahmen des Dekompressionsnachweises besteht einerseits auf der Einwirkungsseite die Möglichkeit einer genaueren Modellierung, indem die anzusetzende Einwirkungskombination präziser erfasst wird. Allerdings erfordert dies Verkehrsdaten. Sind keine nahe liegenden Zählstellen vorhanden, so sind diese nur mithilfe einer entsprechenden Überwachung bestimmbar. Andererseits können auf der Widerstandsseite realistische Abbildungen des Material- und Festigkeitsverhaltens unter Berücksichtigung von zeitabhängigen Kriech- und Schwindverformungen zum Nachweis hinzugezogen werden. In der Regel ist der Einfluss zeitabhängiger Veränderungen des Materialverhaltens auf die Querschnittsverformung signifikant.

5.2.3 Verstärkungsmöglichkeiten

Ein Ausgleich eines Defizits im Dekompressionsnachweis ist u. a. mithilfe von folgenden Verstärkungsmöglichkeiten zur Erhöhung des Bauteilwiderstandes erzielbar:

- nachträgliche Ortbetonschicht,
- vorgespannte CFK-Lamellen,
- externe Vorspannung.

Wird davon ausgegangen, dass der Ermüdungswiderstand hinreichend genau über den Nachweis gegen Ermüdung abgebildet wird, so sind zudem alternativ Sanierungsmaßnahmen denkbar, die ausschließlich den Korrosionsschutz wiederherstellen, z. B.:

- Oberflächenbeschichtung,
- Rissverpressung.

Bis auf die Oberflächenbeschichtung und die Rissverpressung sind alle Verstärkungsmöglichkeiten sehr aufwendig und kostenintensiv. Ein Einsatz ist dennoch sinnvoll, wenn zum einen noch eine lange

Restnutzungsdauer des Tragwerks angestrebt wird und somit eine mögliche Korrosionsinitiierung von hoher Wahrscheinlichkeit ist. Zum anderen ist der Einsatz sinnvoll, wenn eine Verstärkung zur Behebung anderer Defizite ohnehin erforderlich ist. Sowohl bei einer Rissverpressung als auch bei einer Oberflächenbeschichtung ist der Aufwand der Sanierung relativ gering. Er ist jedoch abhängig davon, inwiefern es sich um ein Defizit an der Bauteilunterseite oder an der Bauteiloberseite handelt. Die Bauteiloberseite ist aufgrund der Fahrbahn deutlich schlechter zugänglich. Eine Rissverpressung macht nur Sinn, wenn ein Wiederöffnen der Risse bzw. Rissöffnungszunahme ausgeschlossen werden kann. Es ist zu berücksichtigen, dass die Lebensdauer von OS-Systemen begrenzt ist. Zur Gewährleistung des Korrosionsschutzes ist auch der Einsatz von Inhibitoren und Hydrophobierungen möglich.

5.2.4 Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme

Im Rahmen eines Defizits des Dekompressionsnachweises sollte zunächst stets überprüft werden, inwiefern sich das Bauteil im gerissenen Zustand befindet. Hierfür sind keine gesonderten Überwachungsmaßnahmen erforderlich, da eine Rissaufnahme im Rahmen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076:1999 [22] enthalten ist. Sind keine Risse am Bauwerk vorhanden, so liegen weder eine erhöhte Korrosions- noch eine erhöhte Ermüdungsgefahr vor und der Nachweis der Dekompression kann als erfüllt betrachtet werden. Allerdings sollte der Risszustand beobachtet werden. An Brückenbereichen mit Oberflächenschutzsystemen sind Risse oftmals schwer zu erkennen.

Je nach der Größe des Defizits sind Sichtprüfungen mit im Vergleich zur Brückenprüfung verkürzten Prüfintervallen denkbar. Eine diskontinuierliche Überwachung stellt kein Problem dar, da bei Eintreten von Rissen i. d. R. keine unmittelbare Gefahr des Bauteilversagens besteht. Aufgrund des Kostenunterschiedes ist sie der kontinuierlichen Rissüberwachung über z. B. ein globales Monitoring vorzuziehen, zumal durch Sensoren – mit Ausnahme optischer und fotogrammetrischer Verfahren – i. d. R. nur ein lokales Rissmonitoring möglich ist. Hierzu können die meisten der verfügbaren und in Tabelle 4-1 genannten Wegsensoren eingesetzt werden. Eine Auswahl praxisgeeigneter Sensoren ist in Tabelle 5-3 angegeben. Es gibt einige weitere

Ansätze, sensorbasiert größere Bereiche der Betonoberfläche hinsichtlich der Entstehung und des Fortschritts von Rissen zu überwachen. Hierzu zählen leitfähige Beschichtungen bzw. Folien, wie z. B. der „Smart Film“ [76], sowie Leiterbahnen, die auf die Oberfläche geklebt oder gesprüht werden [107]. Diese wurden jedoch noch nicht umfassend hinsichtlich des Praxiseinsatzes verifiziert und sind z. T. irreversibel.

Sind Risse mit Rissbreiten unterhalb von $w = 0,2$ mm vorhanden, so besteht laut Nachrechnungsrichtlinie auch kein unmittelbares Dauerhaftigkeitsproblem. Auch hier ist demzufolge keine kompensierende Überwachung erforderlich, sofern nicht eine Restnutzungsdauer von mehr als 20 Jahren angestrebt wird. Ist dies der Fall oder sind Risse mit größeren Rissbreiten vorhanden, so bestehen verschiedene Optionen einer kompensierenden Schwellwertüberwachung. Sie unterscheiden sich darin, wie nah sie sich am tatsächlichen Grenzzustand der Korrosionsschädigung befinden. Weder eine Probelastung noch eine Einwirkungsüberwachung stellen eine sinnvolle Alternative zur Erzielung eines Sicherheitsgewinns dar.

Als Schwellwertüberwachung besteht zum einen die Option, die Karbonatisierung- bzw. die Chlorideindringtiefe zu messen. Ist die Karbonatisierungsfrost bzw. die Chlorideindringtiefe noch nicht bis zum Spannstahl vorgedrungen, so besteht keine Korrosionsgefahr. Möglichkeiten zur Messung der Karbonatisierung- bzw. der Chlorideindringtiefe sind beispielsweise Indikatorverfahren.

Eine weitere Option ist die direkte Messung der Korrosionsaktivität. Mithilfe dieser Variante kann ein größerer Sicherheitsgewinn erzielt werden, da eine Depassivierung der Bewehrung nicht zwangsläufig auch zu einer Korrosionsaktivität führt. Die Korrosionsaktivität kann z. B. mithilfe einer flächigen Potenzialfeldmessung oder durch lokal im Bereich der Betondeckung der Bewehrung applizierte Korrosionssensoren [51, 78, 83] bestimmt werden. Letztere werden zumeist im ungerissenen Bauteilbereich tiefengestaffelt eingebaut, sodass die Sensordaten für ein Korrosionsfrühwarnsystem genutzt werden können. Aktivitätsmessungen ermöglichen allerdings keine Aussage über den vorhandenen statisch wirksamen Abrostungsgrad der Bewehrung.

Für den Fall, dass keine Ermüdungsgefahr besteht und ein Überschuss an Bewehrung vorhanden ist,

kann auch eine Messung der Korrosionsrate erfolgen, mit welcher auf den Querschnittsverlust geschlossen wird. Bei Erreichen eines kritischen Querschnittsverlustes sind unverzüglich geeignete Schritte zur Sperrung bzw. Sanierung oder Verstärkung einzuleiten, da keine Restsicherheit vorhanden ist. Die Bestimmung der Korrosionsrate kann zerstörungsfrei z. B. über eine Messung des Polarisationswiderstandes durch eingebaute Lokalsensoren oder von der Bauwerksoberfläche aus durch mobile Sonden erfolgen.

Problematisch ist im Allgemeinen die Anwendung der genannten zerstörungsfreien Messverfahren zur Korrosionsdiagnose und Bruchortung an Spannstählen, die in Hüllrohren verlegt sind [52]. Dort ist oftmals nur eine lokale Sondierung durch Freilegen der Spannstähle möglich.

5.2.5 Zusammenfassung

Bei der Beurteilung der unterschiedlichen Optionen für einen Ausgleich eines Defizits im Nachweis der Dekompression ist zu unterscheiden, inwiefern das Bauwerk Risse aufweist oder nicht.

Es sollte zunächst stets anhand des Bauwerksbuchs geprüft werden, ob Risse vorhanden sind oder nicht. Sind keine Risse vorhanden, kann das Defizit laut Nachrechnungsrichtlinie [8] als ausgeglichen betrachtet werden. Sind die Rissbreiten kleiner als $w = 0,2$ mm, ist dies für eine Restnutzungsdauer von 20 Jahren laut Nachrechnungsrichtlinie [8] ebenfalls der Fall.

Sind Risse größer als $w = 0,2$ mm vorhanden und unter der Voraussetzung, dass der Ermüdungsnachweis hinreichend genau geführt wird, sind für ein Defizit im Nachweis der Dekompression die Möglichkeit einer Verstärkungsmaßnahme sowie die Möglichkeit einer kompensierenden Überwachung als ungefähr gleichwertig zu bewerten.

5.3 Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten

Aufgrund von Beanspruchungen aus Lasten oder Verformungen (behinderte bzw. aufgebrachte) kann es bei Betonbauwerken zur Rissbildung kommen. Der Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten ist im Rahmen der Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu führen. Beim herkömmlichen Nachweis nach DIN-FB 102 [28], wird nachgewiesen, dass der Re-

chenwert der Rissbreite rechnerisch unter Ansatz der maßgebenden Einwirkungskombination nicht überschritten wird. Anstelle des rechnerischen Nachweises erlaubt die Nachrechnungsrichtlinie analog zum Nachweis der Dekompression ebenfalls eine qualitative Bewertung der Gebrauchstauglichkeit über die am Bauwerk tatsächlich gemessenen Rissbreiten.

Wie auch bei dem Nachweis der Dekompression ist das Ziel beim Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten, einen ausreichenden Korrosionsschutz der Bewehrung zu gewährleisten. Das zeitliche Auftreten von breiten Rissen ist zu beschränken.

5.3.1 Mögliches Versagenszenario und Folgen bei Überschreitung des Grenzzustandes

Wie bereits in Kapitel 5.2.1 beschrieben, entstehen Risse, wenn die Betonzugfestigkeit des Betons überschritten wird. Bezüglich der Korrosionsgefahr gelten die dort beschriebenen Zusammenhänge.

5.3.2 Möglichkeiten der genaueren Modellierung

Um die Rissbreiten an einem Tragwerk modellieren zu können, stehen verschiedenste Rissbreitenmodelle zur Verfügung. Normative bzw. normennahe Ansätze zur Modellierung formulieren beispielsweise BOROSNYOI und BALAZS [11], EMPELMANN und KRAKOWSKI [32] und ECKFELDT et al. [29, 30]. Eine genauere Modellierung der Rissbreiten von Bestandsbauwerken macht jedoch keinen Sinn, da eine Besichtigung der Brücke direkt Klarheit über die tatsächlichen Rissbreiten schaffen kann.

5.3.3 Verstärkungsmöglichkeiten

Die Verstärkungsmaßnahmen, welche zur Begrenzung der Rissbreiten eingesetzt werden können, sind vielfältig. Zu ihnen zählen u. a.:

- Querschnittsergänzung mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung,
- Zusatzbewehrung in Nuten,
- aufgeklebte Stahllaschen,
- aufgeklebte CFK-Lamellen,
- in Schlitze eingelassene CFK-Lamellen,

- vorgespannte CFK-Lamellen,
- externe Vorspannung,
- Oberflächenbeschichtung,
- Rissverpressung.

Die aufgezeigten Methoden unterscheiden sich dabei hinsichtlich ihres Aufwandes. Befinden sich die zu verstärkenden Risse an gut zugänglichen Stellen, ist wie beim Nachweis der Dekompression die Methode der Oberflächenbeschichtung sowie der Rissverpressung aufgrund des geringeren Aufwands zu bevorzugen. Alle anderen Methoden sind sehr aufwändig, um einen Korrosionsschutz zu gewährleisten.

5.3.4 Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme

Wie auch beim Nachweis der Dekompression sollte stets als Erstes ein Eindruck über das tatsächliche Rissbild der Konstruktion gewonnen werden, um die Möglichkeit einer qualitativen Bewertung der Gebrauchstauglichkeit entsprechend der Nachrechnungsrichtlinie auszuschöpfen.

Kann hiermit der Nachweis nicht erbracht werden, so stellen weder eine Probelastung noch eine Einwirkungsüberwachung eine sinnvolle Möglichkeit der Erzielung eines Sicherheitsgewinns dar. Mithilfe einer Schwellwertüberwachung ist jedoch relativ einfach eine Kompensation des Defizits möglich. Es sei auf Kapitel 5.2.4 verwiesen, in welchem die Thematik der Korrosionsgefahr und Rissüberwachung in Bezug auf einen Ausgleich eines Defizits im Nachweis der Dekompression erläutert wird. Durch die genannten Überwachungsmaßnahmen können vorhandene Defizite im Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten ausgeglichen werden.

5.3.5 Zusammenfassung

Zusammenfassend kann die Methode des Monitorings als gute Methode zur Behebung von Rissbreitendefiziten eingestuft werden, da eine Annäherung an den wirklichen Grenzzustand der Korrosion möglich ist. Die Möglichkeit von nachträglichen Verstärkungen ist je nach Ort des Defizits als etwa gleichwertig bis mäßig einzuschätzen.

5.4 Nachweis der Schubtragfähigkeit

Der Nachweis der Schubtragfähigkeit wird den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zugeordnet. Grundlage des Nachweises nach DIN-FB 102 [28] ist das Fachwerkmodell mit Rissreibung. Generell ist nachzuweisen, dass die Beanspruchung V_{Ed} nicht größer wird als der Bauteilwiderstand. Dieser Widerstand wird in Abhängigkeit der Schubbewehrung bzw. der Versagensform in drei Bereiche geteilt:

- $V_{Rd,ct}$ aufnehmbare Querkraft nicht schubbewehrter Bauteile,
- $V_{Rd,max}$ aufnehmbare Querkraft der Betondruckstrebe,,
- $V_{Rd,sy}$ aufnehmbare Querkraft schubbewehrter Bauteile ohne Versagen der Zugstrebe.

Bauteile ohne Schubbewehrung werden mit dem Widerstand $V_{Rd,ct}$ bemessen. Die Grundlage bildet an dieser Stelle eine empirisch ermittelte Formel, deren Grundlage ein Kammmodell mit flachem Druckbogen bildet. Der Widerstand wird allerdings hauptsächlich durch die Rissverzahnung im Beton sowie die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung bestimmt. Die Tragfähigkeit des Betons spielt nur eine untergeordnete Rolle.

Genügt dieser Nachweis nicht, wird der Querkraftwiderstand aus der Fachwerkanalogie nach Morsch und in der Erweiterung nach Leonhardt aufgebaut. Dafür sind die ausreichende Tragfähigkeit von Zug- und Druckstreben getrennt voneinander nachzuweisen. Dazu wird, um einem Betondruckversagen, insbesondere im Steg, vorzubeugen, die Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rd,max}$ bestimmt. Die Zugstreben tragfähigkeit weist den durch die Bewehrung aufnehmbaren Traganteil aus. Der Einfluss der Rissverzahnung wird über die Modifikation des Druckstrebenwinkels abgebildet.

Der Nachweis der Zugstreben tragfähigkeit wird in der Regel bei der Nachrechnung von Betonbestandsbrücken aufgrund von minderbewehrten Bauwerksabschnitten oft nicht erfüllt.

5.4.1 Mögliches Versagenszenario und Folgen bei Überschreitung des Grenzzustandes

Bild 5-1 zeigt die drei grundsätzlichen Schubversagensformen schubbewehrter Balken.

Beim Biegeschubversagen (vgl. Bild 5-1a) entsteht aus den anfänglichen Biegerissen ein geneigter Schubriss, der den Spannungstrajektorien im Zustand I folgt. Ein Versagen wird durch ein instabiles Risswachstum, das zu einem Rissfortschritt in die Betondruckzone führt, initiiert. Ist die Betondruckzone nicht mehr in der Lage, die auftretenden Querkräfte aufzunehmen, kommt es zum Versagen des Betons in der Druckzone. Ist der Balken bewehrt, behindert die Schubbewehrung das Vordringen des Schubrisses in die Druckzone und verzögert das Versagen, bis die Bewehrung fließt und den Rissfortschritt nicht mehr behindern kann. Ein Biegeschubversagen setzt ausgeprägte Risse und große Verformungen voraus, erfolgt allerdings schlagartig und wird zumeist auch von einem Versagen der Verankerung der Längsbewehrung im Auflagerbereich begleitet.

Ein Stegzugversagen (Schubzugbruch, vgl. Bild 5-1b) tritt hauptsächlich bei profilierten Trägern mit dünnen Stegen und ausgeprägten Gurten, insbesondere bei Vorspannung, auf. Überschreitet die Hauptzugspannung im Steg die vorhandene effektive Betonzugfestigkeit, entstehen Diagonalarisse, die sich nicht aus Biegerissen entwickelt haben. Können sich diese Schubzugrisse in die Gurte ausbreiten, kommt es zu einem schlagartigen Bauteilversagen. Auch in diesem Fall ist bei schubbewehrten Bauteilen ein Fließen der Bewehrung Voraussetzung für ein Risswachstum in die Gurte, weshalb ein Stegzugversagen häufig bei schwach schubbewehrten Bauteilen auftritt.

Speziell bei schubbewehrten profilierten Balken mit dünnen hochbewehrten Stegen kann es zu einem Stegdruckversagen (Druckstrebenversagen, vgl. Bild 5-1c) kommen. In diesem Fall versagt der Stegbeton schlagartig, bevor die Streckgrenze der Schubbewehrung erreicht ist. In der Folge wird durch die Betondruckstrebe die maximale Querkrafttragfähigkeit definiert, die auch mit zusätzlicher Schubbewehrung nicht gesteigert werden kann.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die meist schwach verbügelteten Träger bestehender Betonbrücken zu einem schlagartigen Schubversagen neigen. Mit zunehmender Belastung breitet sich der kritische Schubriss vom Auflager ausgehend in Richtung der Lasteinleitung aus. Es kommt zu einer Trennung von Druck- und Zuggurt und einer Umlagerung der inneren Kräfte zu einem Bogen- (bzw. Sprengwerk-)Zugband-Modell. Breitet sich der Riss in die Druckzone aus, kann diese die kombinierte Biege- und Schubbeanspruchung nicht mehr aufnehmen und versagt schlagartig.

Laborversuche zeigen, dass bei Massivbauwerken prinzipiell durch das Riss-vor-Bruch-Kriterium ein Spröbruchversagen zuverlässig verhindert werden kann, wobei i. d. R. große Reserven (auch hinsichtlich der Quertragfähigkeit) bis zum Spröbruchversagen existieren [84]. Bei älteren vorgespannten Straßenbrücken tritt eine Rissbildung i. d. R. erst weit oberhalb des Gebrauchslastniveaus auf [48].

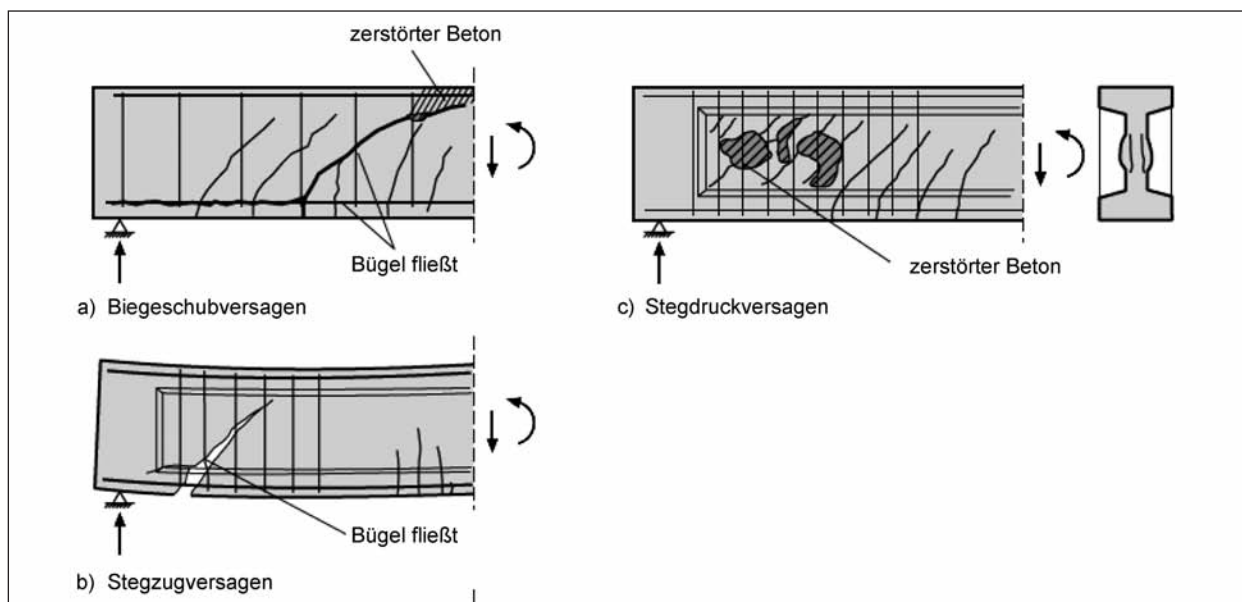


Bild 5-1: Schub-Versagensformen schubbewehrter Balken [105]

5.4.2 Möglichkeiten der genaueren Modellierung

In der Literatur sind verschiedene Ansätze zur Beschreibung des Schubtragverhaltens von Stahlbeton- und Spannbetonträgern zu finden. Folgende mechanische Modelle sind exemplarisch zu nennen:

- Fachwerkmodelle,
- Kamm- und Zahnmodelle,
- Bogen-Zugband-Modelle,
- Modelle auf Basis der Bruchmechanik,
- Modelle auf Basis der Plastizitätstheorie,
- Modelle mit Spannungsfeldern.
- empirische Modelle.

Auf der Grundlage dieser mechanischen Modelle entstanden in der Normung sowie der Fachliteratur verschiedene Querkraftbemessungsmodelle, wie die Modelle von ZINK [106], die Modelle von GÖRTZ und HEGGER [42, 47], der Nachweis durch die Theorie des kritischen Schubrisses [68, 69] sowie die Bemessung mit Spannungsfeldern und Plastizitätstheorie nach ZWICKY und VOGEL [108]. Wie Untersuchungen (u. a. [33]) zeigen, sind diese Modelle in der Lage, das reale bzw. in Versuchen ermittelte Tragverhalten besser zu erfassen, als dies durch normative Bemessungsansätze möglich ist. So können, mithilfe moderner und verfeinerter Rechenmethoden, vorhandene Tragreserven in Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken bestimmt werden. Speziell in Kombination mit einer ausführlichen Bauwerksanalyse ist es so möglich, bei bestehenden Brückenbauwerken, auch bei minimaler Schubbewehrung, eine erhöhte Querkrafttragfähigkeit zu begründen. Diese Option sollte untersucht werden, bevor Monitoringmaßnahmen oder Verstärkungsmaßnahmen angeordnet werden.

5.4.3 Verstärkungsmöglichkeiten

Zur Querkraftverstärkung bestehender Brücken stehen verschiedene Systeme zur Verfügung. Zum einen sind Systeme zu nennen, die eine indirekte Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit bewirken, z. B.:

- Querschnittsergänzung mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung,
- nachträgliche externe Vorspannung in Längsrichtung,

- Verstärkung durch ergänzende Bauteile.

Zum anderen existieren Systeme, die direkt auf eine Erhöhung der Schubtragfähigkeit abzielen z. B.:

- Schublaschen/Schublamellen aus Stahl/CFK,
- vorgespannte Schubnadeln.

Aktuell fehlt eine Standardlösung. Aufwändige Konstruktionen, die mit massiven Eingriffen in den Bestand verbunden sind (z. B. Stegvorspannung, Stahlflaschen), sind meist unumgänglich. Insbesondere die Verankerung in der Druckzone und die Öffnung der Brückenoberseite verursachen zumindest temporär eine erhebliche Beeinträchtigung der Nutzung.

5.4.4 Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme

Da es sich bei dem maßgebenden Schubversagen um ein Versagen ohne Vorankündigung handelt, ist die Durchführung kompensierender Überwachungsmaßnahmen schwierig.

Eine Probelastung einer schubdefizitären Brücke entspricht zum Zeitpunkt des jetzigen Forschungsstandes einer Belastung mit definierter Größe und nicht einer Belastung über den rechnerischen Widerstand hinaus. Diese bietet damit vielmehr die Möglichkeit eines Sicherheitsgewinns durch Systemidentifikation als durch Reduzierung der Unsicherheit auf der Widerstandsseite. Aufgrund der Relevanz der Schubproblematik existieren derzeit Bestrebungen zur Entwicklung von Monitoringverfahren zur Früherkennung von Dehnungs- und Rissbildungsprozessen [84]. Sollten diese Untersuchungen erfolgreich sein, so ist in Zukunft eine Belastung bis zu einer höheren Versuchslast möglich, womit sich ein erhöhter Sicherheitsgewinn durch Reduktion der Unsicherheit auf der Widerstandsseite ergibt.

Die Entwicklung derartiger Verfahren, welche ebenfalls für ein kontinuierliches Monitoring am Bauwerk geeignet sind, ist für eine Schwellwertüberwachung von großem Interesse. Schwellwerte können beispielsweise Dehnungszustände, Dehnungsänderungen bzw. Rissbreiten und Rissbreitenänderungen sein. Hierzu sind grundsätzlich verschiedene zumeist nur lokal in einer Messrichtung agierende Sensorverfahren nutzbar, vgl. Tabelle 4-1 und Tabelle 5-3. Da der Ort der Rissbildung am Bauteil a priori nicht genau vorhergesagt

werden kann, ist eine sensorbasierte Lokalisierung dieser Bereiche vor der Rissbildung mittels konventioneller Lokalsensorik jedoch schwierig. Eine Schubrissbildung muss bereits in der Anfangsphase, bestenfalls schon in der Phase der lokalen Mikrorissbildung, messtechnisch erfasst werden, um eine unzulässige Bauteilschädigung zu verhindern [84]. Die hierbei erforderlichen geodätischen und fotogrammetrischen 3D-Messverfahren befinden sich noch in der Entwicklung bzw. sind noch nicht ausreichend genau und nicht onlinefähig [84]. Die Anforderungen an solche Systeme wären eine ausreichende Auflösung zur frühzeitigen Erfassung von Dehnungsänderungen und Rissbildungen. Mithilfe derartiger Messsysteme könnte eine deutlich niedrigere Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung erzielt werden als mit derzeit verfügbarer Messtechnik.

Da eine Einwirkungsüberwachung nicht von dem Ankündungsverhalten der Versagensform abhängig ist, ist diese eine sinnvolle Alternative für eine kompensierende Überwachungsmaßnahme bei Schubdefiziten. Aufgrund oft großer Schubdefizite ist zu überprüfen, inwieweit der Grenzwert der Einwirkungsüberwachung konform ist mit der zulässigen Höchstlast der Brücke und ob sich daraus eine Nutzungsbeschränkung ergibt.

5.4.5 Zusammenfassung

Da sowohl Verstärkungsmaßnahmen als auch kompensierende Überwachungsmaßnahmen eine große Herausforderung zum Ausgleich eines Schubdefizites darstellen, sollten stets alle Optionen einer genaueren Modellierung vor der Planung weiterer Maßnahmen untersucht werden. Verstärkungsmaßnahmen sind möglich, jedoch sehr aufwendig. Daher sollte auch die Möglichkeit einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme (derzeit insbesondere eine Einwirkungsüberwachung) zum Ausgleich eines vorhandenen Defizits betrachtet werden, wenn eine genauere Modellierung nicht zum gewünschten Erfolg führen konnte.

5.5 Nachweis der Querbiegetragfähigkeit

Der Nachweis der Querbiegetragfähigkeit wird, wie der Schubnachweis, den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zugeordnet. Der Nachweis beinhaltet eine Gegenüberstellung des aufnehmbaren Moments mit dem einwirkenden Moment.

5.5.1 Mögliches Versagenszenario und Folgen bei Überschreitung des Grenzzustandes

Ist ein Defizit im Nachweis der Querbiegetragfähigkeit vorhanden, kann es, wie schon beim Schubversagen, zu unterschiedlichen Versagensformen kommen. Dabei ist zu berücksichtigen, ob das Versagen durch das Fließen des Stahls (Biegezugversagen, vgl. Bild 5-2 links) oder durch Betonbruch (Biegedruckversagen, vgl. Bild 5-2 rechts) verursacht wird. Das Versagen kann dementsprechend mit oder ohne eine Vorankündigung eintreten.

Beim Biegezugversagen erreicht die Zugbewehrung ihre Grenzdehnung. Die Druckzone weist noch Tragfähigkeitsreserven auf. Der beanspruchte Querschnitt erfährt vor dem Bruch große plastische Dehnungen. Es handelt sich somit um ein Versagen mit Vorankündigung.

Das Biegedruckversagen wird in zwei Formen unterteilt.

Die erste Form ist das sekundäre Biegedruckversagen, bei dem es zunächst zu einem Fließen der Zugbewehrung kommt. Als Folge davon wird die Druckzone eingeschnürt, bis die Randdehnung der Druckzone ihre Grenzdehnung erreicht. Das Versagen tritt wiederum mit einer Vorankündigung ein, allerdings mit weniger großen Dehnungen.

Die zweite Form des Biegedruckversagens ist das primäre Biegedruckversagen. In diesem Fall wird der Beton vollständig ausgenutzt, bevor die Zugbewehrung ihre Streckgrenze erreicht. Dadurch kommt es zu einem Versagen ohne Vorankündigung, bei dem die Druckzone schlagartig versagt.

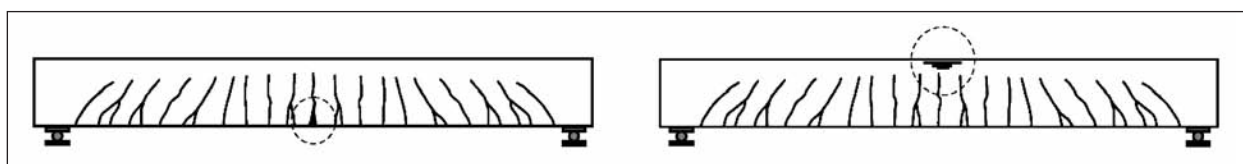


Bild 5-2: Biege-Versagensformen (links: Biegezugversagen, rechts: Biegedruckversagen) [105]

5.5.2 Möglichkeiten der genaueren Modellierung

Bei Defiziten hinsichtlich der Querbiegetragfähigkeit ist es meist nicht sinnvoll, eine genauere Modellierung zu erarbeiten. Dies liegt darin begründet, dass die Beschreibung des mechanischen Widerstandmodelles schon sehr genau ist.

5.5.3 Verstärkungsmöglichkeiten

Bei einem Defizit im Nachweis der Querbiegetragfähigkeit sind u. a. folgende Verstärkungsmaßnahmen denkbar:

- nachträgliche Ortbetonschicht,
- Querschnittsergänzung mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung,
- Zusatzbewehrung in Nuten,
- aufgeklebte Stahllaschen,
- aufgeklebte CFK-Lamellen,
- in Schlitze eingelassene CFK-Lamellen.

Welche Möglichkeit Anwendung findet, ist von der Zugänglichkeit der betroffenen Stelle abhängig. Die Verstärkungsmaßnahmen sind weniger aufwendig, wenn das Defizit in der unteren Bewehrung liegt. Bei einem Defizit in der oberen Bewehrungslage gestalten sich die Ausführungen schwieriger. Insgesamt gilt aber, dass Verstärkungsmaßnahmen für Querbiegedefizite meist weniger aufwendig als für Schubdefizite sind.

5.5.4 Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme

Wie bereits in Kapitel 5.4.4 im Rahmen eines Schubdefizits erläutert, sind sowohl eine Probebelastung als auch eine Schwellwertüberwachung sinnvoller bei einem Versagen mit Vorankündigung. Wichtig zur Erarbeitung einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme ist daher zunächst einmal die Kenntnis über die Versagensform und das damit verbundene Ankündigungsverhalten des Versagens.

Im Falle des Versagens mit Vorankündigung können alle drei Möglichkeiten der kompensierenden Überwachung eingesetzt werden – eine Probebelastung, eine Schwellwertüberwachung und eine Einwirkungsüberwachung. Bei bereits vorhandenen

Rissen kann im Rahmen einer Schwellwertüberwachung z. B. ein lokales Monitoring der Rissbreiten erfolgen, vgl. Kapitel 5.2.4 und Tabelle 5-3. Im Falle einer Überschreitung einer kritischen Rissbreite kann dann entsprechend reagiert werden. Auch ein globales Monitoring ist denkbar, bei dem z. B. die Durchbiegungen mit einer kritischen Durchbiegung verglichen werden.

Bei einem Versagen ohne Vorankündigung verbleibt nur die Möglichkeit der Einwirkungsüberwachung.

5.5.5 Zusammenfassung

Bei dem Defizit der Querbiegetragfähigkeit ist eine genauere Modellierung kaum möglich. Eine Verstärkung und ein Monitoring der Tragwerke sind hier zu bevorzugen. Abschließend ist festzustellen, dass Defizite in der Querbiegetragfähigkeit mit duktilen Versagensformen relativ gut über Monitoringsysteme überwacht werden können.

5.6 Nachweis gegen Ermüdung

Der Nachweis gegen Ermüdung muss bei Tragwerken erbracht werden, die häufigen Lastwechseln ausgesetzt sind. Dies trifft somit insbesondere für Brücken mit hohem Verkehrsaufkommen zu. Nachfolgend wird die Ermüdungsproblematik der Koppelfugen entsprechend den typischen Defiziten bei der Nachrechnung von Bestandsbrücken betrachtet.

5.6.1 Mögliches Versagensszenario und Folgen bei Überschreitung des Grenzzustandes

Grundsätzlich besteht eine akute Ermüdungsgefährdung erst dann, wenn Risse den Bereich der Kopplungen kreuzen. Bei ungerissenen Koppelfugen vermindert der Betontraganteil die Schwingbreite üblicherweise auf unkritische Werte.

Sind Risse vorhanden, kann eine Ermüdungsproblematik vorhanden sein. Es besteht die Gefahr eines Versagens mit oder ohne Vorankündigung. Die Versagensart ist davon abhängig, ob es zu einem Bruch aller vorhandener Stähle oder nur einzelner Stähle kommt. Ist der gesamte Stahl vom Ermüdungsbruch betroffen, kommt es zu einem Versagen ohne Vorankündigung, da ein Ermü-

dungsbruch eines Spannstahls spröde verläuft. Versagen nur einzelne Stähle, was wahrscheinlicher ist, stellt sich die Frage, ob die Restbewehrung für die Lastaufnahme ausreicht. Reicht die Bewehrung aus, kommt es infolge der Zusatzbeanspruchung zu plötzlichen zusätzlichen Dehnungen. Der Querschnitt versagt daher mit Vorankündigung. Welche Versagensform eintritt, ist eine Frage der Wahrscheinlichkeit. Je mehr Stähle vorhanden sind, desto wahrscheinlicher ist ein Versagen mit Vorankündigung.

5.6.2 Möglichkeiten der genaueren Modellierung

Die Nachrechnungsrichtlinie [8] bietet eine Option zur genaueren Modellierung des Ermüdungsnachweises, welches auf der direkten Berechnung der Schädigung mithilfe der Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner basiert. Es darf zum einen ein modifiziertes Lastmodell angesetzt werden, welches den vergangenen Verkehr realistischer beschreibt. Des Weiteren darf die Auftretenswahrscheinlichkeit einzelner Temperaturunterschiede berücksichtigt werden.

Weitere Möglichkeiten einer genaueren Modellierung sind beispielsweise die genauere Modellierung des vergangenen Verkehrs mithilfe von zuverlässigen Verkehrsdaten, die Verwendung genauer Akkumulationshypothesen oder die Verbesserung von Lebensdauerkurven auf der Basis existierender repräsentativer Versuche (ENGLER-PINTO et al. [34], ECKFELDT et al. [31]).

5.6.3 Verstärkungsmöglichkeiten

Zu Verstärkungsmöglichkeiten bei Ermüdungsdefiziten zählen:

- nachträgliche Ortbetonschicht,
- Querschnitts-Ergänzung mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung,
- Zusatzbewehrung in Nuten,
- aufgeklebte Stahllaschen,
- aufgeklebte CFK-Lamellen,
- in Schlitze eingelassene CFK-Lamellen,
- vorgespannte CFK-Lamellen,
- externe Vorspannung.

Muss ein Durchlaufträger verstärkt werden, ist meist die Maßnahme der externen Vorspannung am sinnvollsten, da sie den geringsten Aufwand bedeutet. Der Ausführungsaufwand aller anderen Maßnahmen ist abhängig von der Zugänglichkeit und ob ein lokales oder ein globales Defizit besteht. Liegt ein Defizit in der unteren Bewehrung des Ausbaus vor, ist die Verstärkungsmaßnahme weniger aufwendig. Verstärkungen bei Defiziten in der oberen Bewehrung stellen demgegenüber einen höheren Aufwand dar. Dies gilt nicht für externe Spannglieder.

5.6.4 Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme

Im Rahmen eines Defizits beim Nachweis gegen Ermüdung im Koppelfugenbereich sollte zunächst überprüft werden, ob an den Koppelfugen Risse vorhanden sind. Sind keine Risse vorhanden und wurde der Nachweis aber unter Ansatz des Zustandes II geführt, sollte eine entsprechende Nachrechnung erfolgen.

Sind Risse vorhanden, so stellt sich die Frage, ob sie aktiv sind. Dies kann beispielsweise über simple Methoden, wie Riss- oder Gipsmarken, in einem Kurzzeitmonitoring bestimmt werden.

Sind aktive Risse vorhanden, kann eine Systemidentifikation im Sinne einer Identifikation des tatsächlich vorhandenen Grundmoments bzw. tatsächlich vorhandener Spannungsschwingbreiten über eine Probelastung mit definierter Belastungsgröße erfolgen. Dies kann einen wesentlichen Sicherheitsbeitrag leisten.

Ist zudem die Wahrscheinlichkeit eines Versagens mit duktilem Ankündigungsverhaltens groß, so ist ebenfalls eine Schwellwertüberwachung als kompensierende Überwachungsmaßnahme möglich. Mögliche Messgrößen sind Rissbreiten und Durchbiegungen bzw. deren Änderungen. Im Kapitel 5.8 werden hierfür praxisgeeignete Sensoren genannt. Externe Spannglieder können i. d. R. auch gut direkt überwacht werden [15].

Eine Einwirkungsüberwachung bzw. -aufzeichnung in Kombination mit guten Prognosen kann die Unsicherheit in der Beschreibung des tatsächlichen Verkehrsaufkommens reduzieren und führt somit ebenfalls zu einem Sicherheitsgewinn.

Denkbar ist zudem eine Kopplung einer Einwirkungsüberwachung mit einer Schwellwertüber-

wachung mit einer sich aktualisierenden Aufrechnung der schädigungswirksamen Lastspielanteile (Prüfung der Schädigungsakkumulation), die mit einem Schwellwert einer noch tolerierbaren Schädigungssumme < 1 verglichen wird. Der Sicherheitsabstand zu 1 muss dabei auch die Unsicherheit in der Berücksichtigung der Vorschädigung im Sinne eines Startwertes berücksichtigen und abdecken. Problematisch ist dabei die Abschätzung der bisherigen Belastungsgeschichte und der inhärenten Schäden des Bauwerks.

5.6.5 Zusammenfassung

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass vor der Planung einer Verstärkungsmaßnahme diverse Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachung denkbar sind. Hier ist insbesondere die Rissaktivität zu nennen.

5.7 Nachweis gegen Spannungsrissskorrosion

Für Brücken mit einem spannungsrissskorrosionsempfindlichen Spannstahl ist gemäß Nachrechnungsrichtlinie [8] der Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens gemäß der „Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstahl erstellt wurden“ [6] zu führen. Bei diesem Nachweis wird unter der Annahme eines definierten Ausfalls von Spanngliedern nachgewiesen, dass der Querschnitt (mit Restspannstahlfläche) bei Erstrissbildung nicht versagt (Riss-vor-Bruch-Kriterium). Dabei muss der Riss detektierbar sein. Der Nachweis kann deterministisch oder stochastisch geführt werden. Bei dem stochastischen Nachweis wird das Ankündigungsverhalten auf Systemebene modelliert. Der als zulässig angesehene Schwellwert eines Versagens ohne Vorankündigung beträgt nach der Handlungsanweisung $P_{f,t} = 10^{-4}$.

5.7.1 Mögliches Versagensszenario und Folgen bei Überschreitung des Grenzzustandes

Unter Spannungsrissskorrosion wird die Ausbreitung von Rissen im Baustoff unter gleichzeitiger Einwirkung von Korrosion und Zugbeanspruchung verstanden. Das Problem bei Spannstahlbrüchen ist, dass diese spröde und an nicht einsehbaren Stellen

im Bauteil erfolgen. Prinzipiell gelten dieselben Zusammenhänge wie in Kapitel 5.6.1 in Bezug auf Ermüdungsbrüche beschrieben. Das Ankündigungsverhalten der Konstruktion ist abhängig von der Anzahl der Spannstahlbrüche und ist somit eine wahrscheinlichkeitstheoretische Fragestellung.

5.7.2 Möglichkeiten der genaueren Modellierung

Eine genauere Modellierung der Spannungsrissskorrosionsproblematik kann über den stochastischen Nachweis der Handlungsanweisung [6] erfolgen.

5.7.3 Verstärkungsmöglichkeiten

Die Verstärkungsmaßnahmen bei einem Defizit beim Nachweis der Spannungsrissskorrosion unterscheiden sich nicht von denen bei Ermüdungsdefiziten. Es sei hier auf Kapitel 5.6.3 verwiesen.

5.7.4 Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme

Mithilfe einer kontinuierlichen Schwellwertüberwachung kann im Vergleich zu einer Überwachung mithilfe regelmäßiger Inspektionen die Wahrscheinlichkeit, Spanngliedbrüche rechtzeitig zu erkennen, deutlich verbessert werden. Es kann somit ein Sicherheitsgewinn erzielt werden. Sowohl globales (Messgröße z. B. Durchbiegung) als auch lokales (Messgröße z. B. Rissbreite) Monitoring sind denkbar. Auch eine Kombination beider Arten ist zur Verbesserung der Detektionswahrscheinlichkeit möglich.

Einige zerstörungsfreie Messverfahren, wie die magnetische Streufeldmethode bzw. der Remanenzmagnetismus [84, 86] und die Schallemissionsanalyse [39], haben in Feldversuchen gute Ergebnisse bei der Spannstahlbrückerkennung gezeigt, allerdings sind (spannungsrisssinduzierte) Korrosionsschäden an internen, insbesondere an verpressten Spanngliedern nicht zuverlässig diagnostizierbar [52].

5.7.5 Zusammenfassung

Zusammenfassend sind bei Defiziten infolge Spannungsrissskorrosion kompensierende Überwachungsmaßnahmen an Bauwerken mit Ankündigungsverhalten als Alternative zur Verstärkung durchaus denkbar.

5.8 Zusammenfassung

Das technische Potenzial für die Entwicklung von kompensierenden Überwachungsmaßnahmen ist in Tabelle 5-1 zusammengefasst. Dabei ist insbesondere die Überwachung der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit zielführend. Diese sind jedoch aufgrund ihrer geringen Gefährdung für ein tatsächliches Bauteilversagen im Vergleich zu den Grenzzuständen der Tragfähigkeit von untergeordneter Bedeutung. Für Defizite in der Querbiegung, der Ermüdung und der Spannungsrissskorrosion hängt die Möglichkeit einer kompensierenden Überwachung von den tatsächlichen Gegebenheiten der Brücke ab. Unter gewissen Voraussetzungen ist eine Kompensation jedoch denkbar und mit der Möglichkeit einer Verstärkung als gleichwertig zu bewerten. In diesem Fall kann ein Kostenvergleich der beiden Maßnahmen bei der Entscheidung zielführend sein. Für ein Schubdefizit sind sowohl eine Verstärkung als auch eine Überwachung

problematisch. Es sollten vorher stets alle Möglichkeiten einer genaueren Modellierung des Grenzzustandes ausgeschöpft werden.

Die generellen Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme durch Probebelastungen und der Schwellwert- bzw. Einwirkungsüberwachung werden zusammenfassend in Tabelle 5-2 beurteilt.

Tabelle 5-3 gibt zudem einen zusammenfassenden Überblick über die Möglichkeiten der messtechnischen Umsetzung für kompensierende Schwellwertüberwachungen, wobei auf das Kapitel 4.2 verwiesen wird. Oftmals stehen nur indirekte Verfahren, z. B. zur Rissdetektion und Rissfortschrittmessung, zur Verfügung. Auch globale Indikatoren, wie z. B. die Durchbiegung, können Aufschluss über vorhandene Defizite und die Schadensentwicklung am Gesamttragwerk geben und sollten daher stets Bestandteil der Monitoringmaßnahme sein und mit erfasst werden.

	genauere Modellierung	Verstärkung	Überwachung
Dekompression	o	o	+
Rissbreitenbegrenzung	o	o	+
Schub	+	–	–
Querbiegung	–	o/+	o
Ermüdung	+	o	o
Spannungsrissskorrosion	+	o	o
Legende:	+ gut	o mittel	– schlecht

Tab. 5-1: Potenzial für die Entwicklung von Lösungsmöglichkeiten der Defizite aus Nachrechnungen

	Probebelastung	Schwellwertüberwachung	Einwirkungsüberwachung
Dekompression	–	+	–
Rissbreitenbegrenzung	–	+	–
Schub	o	o	+
Querbiegung	+	+	+
Ermüdung	+	o	o
Spannungsrissskorrosion	–	o	–
Legende:	+ gut	o mittel	– schlecht

Tab. 5-2: Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme

	Praxisgerechte Sensoren zur Kompensation
1. Dekompression	a) Spannungen/Dehnungen von Beton: Spannungs- bzw. Dehnungssensoren wie DMS, Schwingsaitenaufnehmer, induktive Wegaufnehmer, faseroptische Sensoren [88] b) Rissaktivität: Wegaufnehmer (vgl. 2) c) Korrosionsschutz: Korrosionssensorik wie elektrochemische Stellvertretersensorik [51, 78, 83]
2. Rissbreitenbegrenzung	a) Rissbreiten: lokale und flächige Wegaufnehmer und Dehnungssensoren: lokal: optoelektronische Abstandssensoren (Laser), außerdem alle Sensoren unter 1a) flächig: fotogrammetrische Verfahren [72], leitfähige Folien [76] und Leitungsnetze [107] zur Applikation auf die Betonoberfläche, Schallemissionsanalyse [36, 86] b) Korrosionsschutz: vgl. 1c)
3. Schub	a) Spannungen/Dehnungen von Beton und Querbewehrung: vgl. 1a) b) Rissdetektion und Rissfortschrittsüberwachung: vgl. 2a)
4. Querbiegung	a) Spannungen/Dehnungen von Beton und Längsbewehrung: vgl. 1a) b) Rissdetektion und Rissfortschrittsüberwachung: vgl. 2a) c) Querverformung: laseroptische Verfahren, Schlauchwaage (statisch), Wegmessung an zwei oder mehr Punkten zu einer festen Referenz (z. B. am Geländeboden): Schwingsaitenaufnehmer (statisch), induktive Wegaufnehmer, faseroptische Sensoren, indirekt über Neigungssensoren [82, 83]
5. Ermüdung	a) Rissfortschrittsüberwachung: (z. B. an Arbeits- und Koppelfugen) vgl. 2a) b) Spannungen (Schwingbreiten) am Beton oder direkt am Stahl: vgl. 1a) und 2a)
6. Spannungsrissskorrosion	a) Spannstahlbruchererkennung [52]: Remanenzmagnetismus und magnetische Streufeldmessungen, Schallemissionsanalyse b) Spannungen/Dehnungen von Beton: vgl. 1a) c) Rissdetektion und Rissfortschrittsüberwachung: vgl. 2a)

Tab. 5-3: Mögliche Sensorik (Beispiele) für temporäre oder permanente kompensierende Schwellwertüberwachungen an Bestandsbrücken

6 Pilotanwendung: Hochstraße Gifhorn

Im Zuge des Forschungsauftrages soll das Konzept der kompensierenden Überwachungsmaßnahme an einer Pilotbrücke getestet werden. Die primäre Anforderung an eine geeignete Pilotbrücke war das Vorhandensein von weitestgehend typischen Defiziten. Sekundäre Anforderungen waren u. a. die Zugänglichkeit und die Erreichbarkeit der Brücke. Mit der Hochstraße Gifhorn konnte ein guter Kompromiss gefunden werden.

6.1 Vorstellung der Brücke

6.1.1 Konstruktionsbeschreibung

Bei dem vorliegenden Bauwerk handelt es sich um eine 220 m lange Hochstraße in Gifhorn bei Braunschweig, welche im Bundesstraßennetz mit der Netzzuordnung B 4 versehen ist. Die Hochstraße wurde 1966 bis 1968 erbaut und überbrückt zwei Gemeindestraßen und dazwischen angeordnete Parkflächen. Die Querschnittsbreite einschließlich der Gesimse beträgt 18,00 m. Die Brücke verläuft mit ihrer Oberkante 5 bis 6 m über dem Gelände. Die Hochstraße ist in Längsrichtung um 1,189 % und in Querrichtung um 2,5 % geneigt. Das Bauwerk ist über die Gesamtlänge von 220 m nicht maßgeblich gekrümmt.

Das statische System in Längsrichtung ist ein mehrfeldriger Durchlaufträger und in Querrichtung ein zweistegiger Plattenbalken mit Stabilisierungselementen in Querrichtung. Das Durchlaufsystem in Längsrichtung besteht aus 9 Feldern.

Der zweistellige Plattenbalken wurde auf einem Traggerüst hergestellt. Die Breite des Überbaus ergibt sich zu 17,50 m mit einer Konstruktionshöhe von konstant 1,25 m bei einer größten Feldspannweite von 26,00 m (siehe Bild 6-2).

Das Bauwerk ist in Längsrichtung mit einer internen Vorspannung im nachträglichen Verbund entsprechend dem Momentenverlauf aus Eigengewicht vorgespannt. Es ist weiterhin eine interne Quervorspannung vorhanden. Die Herstellung des Überbaus erfolgte feldweise auf Lehrgerüsten, wobei ein Arbeitsabschnitt 5,75 m weit über die Stützen in das nächste Feld hineinreichte, um

die Kopplung der Längsspannglieder zu ermöglichen.

Der Überbau wird von 8 Einzelstützen je Hauptträger (Kreisquerschnitt mit einem Durchmesser von 1,20 m) getragen. Der Überbau ist auf den Stützen 4 und 5 im Mittenbereich des Bauwerks unver-schieblich aufgelagert (Topflagern), auf den Widerlagern sind Rollenlager und auf allen übrigen Stützen einachsrig in Brückenlängsrichtung verschiebliche Lager (Teflungleitlager) eingebaut.

Die Widerlager sind über eine Fingerkonstruktion mit dem Überbau verbunden und mit einem Rollenlager versehen.

In den Bildern 6-1 bis 6-3 sind Fotos sowie Längsschnitt und Querschnitt der Hochstraße Gifhorn abgebildet. Details zur Konstruktion, zu verwendeten Baustoffen und der Brückenklasse enthält Tabelle 6-1.



Bild 6-1: Fotos der Hochstraße Gifhorn

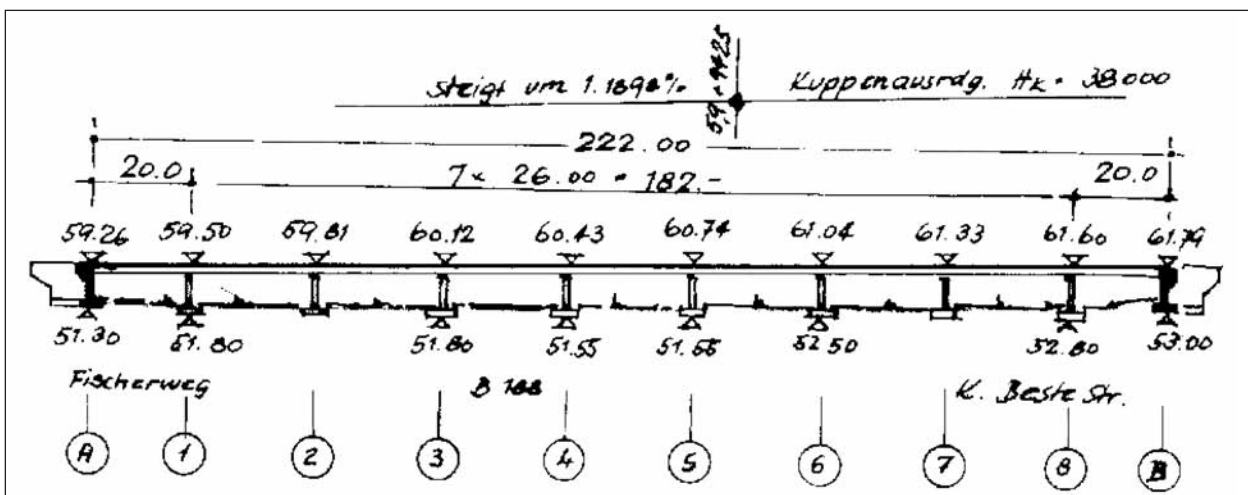


Bild 6-2: Längsschnitt der Hochstraße Gifhorn

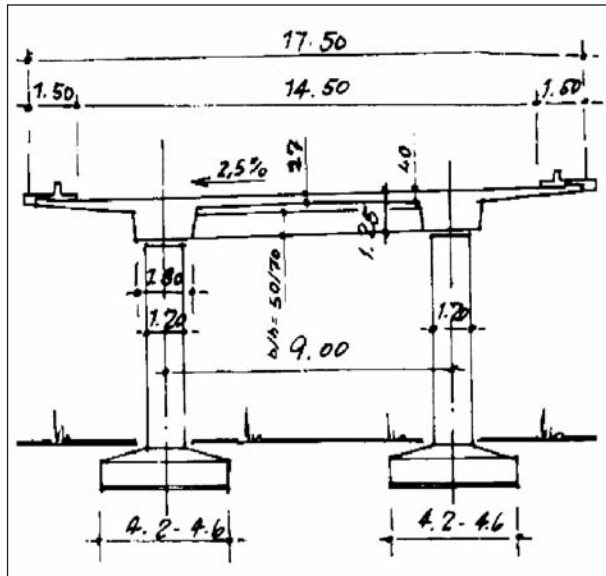


Bild 6-3: Querschnitt der Hochstraße Gifhorn

6.1.2 Zustand der Konstruktion

Im Jahr 2010 wurde die letzte Brückenprüfung der Hochstraße Gifhorn gemäß DIN 1076 durchgeführt. Hierbei handelte es sich um eine Brückenhauptprüfung. Die ermittelte Zustandsnote des Gesamtbauwerks beträgt 2,8, was eine Verschlechterung der Zustandsnote innerhalb von 6 Jahren von -0,1 (Zustandsnote 2004: 2,7) bedeutet. Insgesamt ist der Überbau der Brücke in einem eher guten Zustand. Es werden lediglich zwei Abplatzungen im Brückenprüfbericht erwähnt. Des Weiteren werden bereichsweise Risse im Koppelfugenbereich mit einer Rissbreite von $w < 0,1$ mm benannt. Diese Risse sind laut Bericht jedoch unverändert seit den letzten 2 Hauptprüfungen.

Eine eigene Ortsbegehung ergab eine Übereinstimmung mit den Ergebnissen des Prüfberichts (Bild 6-4

System Überbau	einteiliger Überbau mit 9 Feldern (Stützweiten: 20,00 m – 7 x 26,00 m – 20,00 m) 8 Koppelfugen
Querschnitt	zweistegiger Plattenbalken
Baustoffe	Beton: B 450 nach DIN 1045 bis 1972 (Überbau und Pfeiler) B 300 nach DIN 1045 bis 1972 (Widerlager) Betonstahl: BSt 22/34 nach DIN 488 Ausgabe 1972 und früher Spannstahl: warmgewalzter, gereckter und angelassener Spannstahl DYWIDAG, SIGMA-St 80/105 rund nach Zulassung II B 2-2.420 ZUL.108 (nicht spannungsrissskorrosionsgefährdet)
Brückenklasse	Brückenklasse 60 nach DIN 1072:1967 MLC R K: 100/50 100/50 nach STANAG 2021

Tab. 6-1: Details zur Konstruktion, zu verwendeten Baustoffen und der Brückenklasse der Hochstraße Gifhorn



Bild 6-4: Abplatzungen an der Fahrbahnplattenunterseite

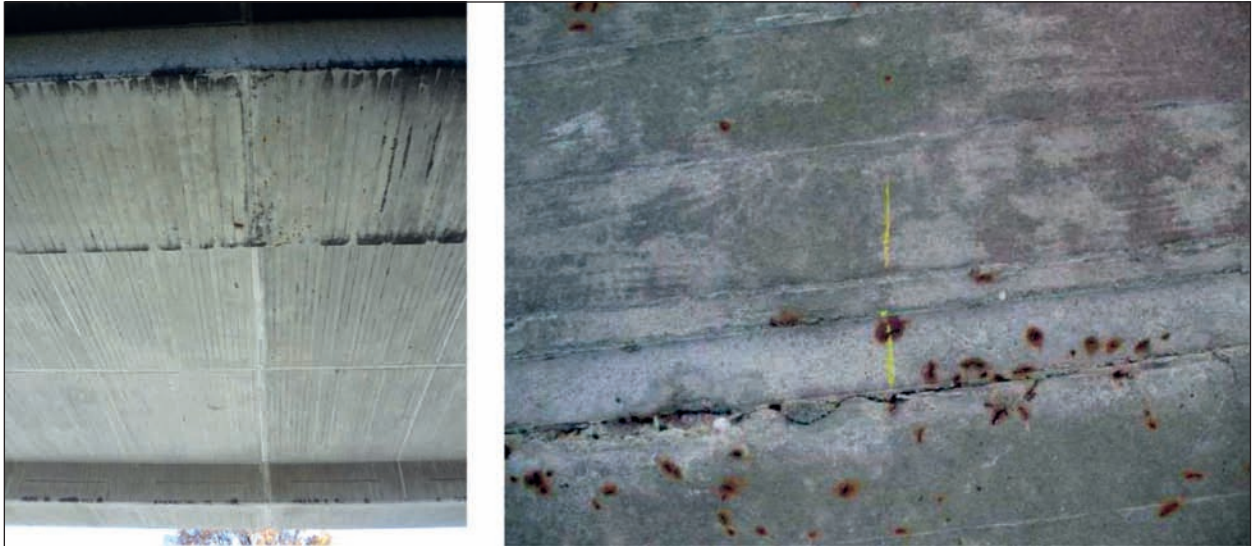


Bild 6-5: Risse mit Aussinterungen im Koppelfugenbereich

sowie Bild 6-5). Die Bauwerksunterseite ist außerhalb der Koppelfugen rissfrei.

6.1.3 Nachrechnung der Konstruktion nach DIN 1072 bzw. DIN 4227

Im Jahre 2010 wurde eine Nachrechnung der Hochstraße Gifhorn durchgeführt. Angestrebt war eine Einstufung in die Brückenklasse 60/30 gemäß DIN 1072:1985 [21]. Da die Nachrechnungsrichtlinie [8] zu diesem Zeitpunkt noch nicht existierte, wurde vereinbarungsgemäß nicht der aktuelle Normenstand der Brückenvorschriften, sondern der Stand des Jahres 2003 verwendet. Der Brückenüberbau wurde damit auf Basis der DIN 4227-1:1988 [24] für die Brückenklasse 60/30 gemäß DIN 1072:1985 [21] in

Längs- und Querrichtung nachgerechnet. Gesondert wurde eine Beurteilung der Dauerhaftigkeit der vorgespannten Bewehrung in den Koppelfugen auf der Basis der „Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonbrücken“ der Bundesanstalt für Straßenwesen, Ausgabe 1998 [6] vorgenommen.

Die wesentlichen Defizite der Hochstraße Gifhorn, welche sich aus dieser Nachrechnung ergaben, sind in Bild 6-6 zusammengefasst. Besonders problematisch ist die Schubtragfähigkeit der Brücke. Darüber hinaus hat die Brücke Defizite beim Nachweis der Dekompression, beim Nachweis der Ermüdung und beim Nachweis der Längsbiegetragfähigkeit. Damit weist die Brücke drei der in Kapitel

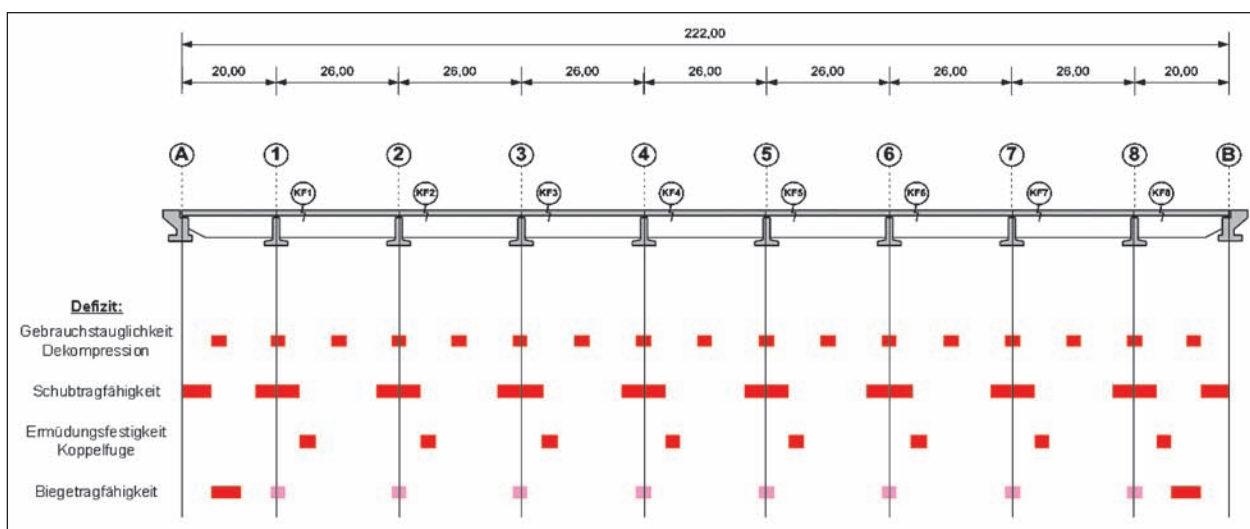


Bild 6-6: Längstragsystem der Hochstraße Gifhorn mit wesentlichen Defiziten gemäß Nachrechnung nach DIN 1072:1985 [21] bzw. DIN 4227-1:1988 [24]; KF – Koppelfuge der Längsspannglieder

5.1 als besonders typisch herausgestellten Defizite von Betonbestandsbrücken (NW der Schubtragfähigkeit, NW der Dekompression und NW der Ermüdung) sowie ein weniger typisches Defizit (NW der Längsbiegetragfähigkeit) auf und stellt somit eine repräsentative Pilotanwendung dar. Genauer beschrieben werden die Ergebnisse der Nachrechnung in den nachfolgenden Kapiteln.

6.1.3.1 Längsrichtung

Die Ergebnisse der statischen Berechnung in Längsrichtung lassen sich qualitativ wie folgt zusammenfassen:

Gebrauchszustand

Die Nachweise der Betondruckspannungen infolge von Biegung und Längskraft am Querschnittsrand werden an allen Nachweisstellen erfüllt.

Die Nachweise der Betonzugspannungen infolge von Biegung und Längskraft am Querschnittsrand werden im LF H (Lastfall – Summe der Hauptlasten) in den Feldmitten sowie an den Stützen 2 bis 7 nicht eingehalten (Überschreitung im Feld um etwa $3,2 \text{ MN/m}^2$); in den Stützbereichen der Auflager und der Stützen 1 und 8 sind die Zugspannungen im LF H eingehalten. Im LF HZ (Lastfall – Summe der Haupt- und Zusatzlasten) werden ebenfalls die Zugspannungen in den Feldbereichen überschritten (etwa $2,6 \text{ MN/m}^2$); in den Stützbereichen sind die Zugspannungen im LF HZ überall eingehalten.

Die Nachweise der Zugspannungen im Rahmen der Dekompression (halbe Verkehrslast) werden sowohl in den Feldbereichen (Überschreitung max. $1,9 \text{ MN/m}^2$) als auch in den Stützbereichen (Überschreitung max. $1,6 \text{ MN/m}^2$) überschritten.

Der Nachweis der Beschränkung der Rissbreite ergibt, dass für alle Querschnitte (Feld- und Stützbereiche) bis auf „Feld 9, oben“ die erforderliche Bewehrung kleiner als die vorhandene Bewehrung ist.

Die Nachweise der schiefen Hauptzugspannungen für Beton auf Schub sind für alle Querschnitte (Feld- und Stützbereiche) eingehalten.

Bruchzustand

Die Nachweise für den rechnerischen Bruchzustand bei Biegung mit Längskraft unter Berücksichtigung der Längsbewehrung infolge Torsion werden bis auf die Auflager A und B sowie Feld 1 (unten) und Feld

9 (unten) eingehalten oder mit geringen Überschreitungen erfüllt. Hierbei wurde die Ausrundung der Biegemomente über den Stützen angesetzt.

Die Nachweise der Schubspannungen im Bruchzustand werden für alle Querschnitte (Feld- und Stützbereiche) erfüllt.

Der Nachweis der Schubbewehrung im Bruchzustand wird an allen maßgeblichen Nachweisstellen nicht erfüllt, wobei die Feldbereiche unkritischer sind. Die Überschreitungen in den Stützbereichen sind zum Teil gravierend. Ursächlich ist die geringe Bügelbewehrung, die bereits sehr deutlich unterhalb der in späteren Normen normativ geforderten Bügelbewehrung nach DIN 4227-1:1988 [24] (A1:1995) liegt. Aufgrund der Einhaltung der schiefen Hauptzugspannungen ist nicht unmittelbar mit einer Rissbildung und Aktivierung der Bügelbewehrung zu rechnen.

Im Rahmen des Nachweises gegen Ermüdung der Koppelfuge kann festgestellt werden, dass im Bereich aller untersuchten Koppelfugen der untere Querschnittsrand im Zustand I Zugspannungen bis ca. $4,5 \text{ MN/m}^2$ aufweisen müsste, was praktisch vom Beton nicht aufzunehmen ist. (Unter der Annahme der planmäßigen, 1,0fachen Vorspannkraft ergeben sich Zugspannungen kleiner als ca. $2,3 \text{ MN/m}^2$.) Des Weiteren weisen die beiden untersten Spannstränge unter Ansatz einer Belastung entsprechend der Brückenklasse 60/30 Schwingbreiten auf, die rechnerisch oberhalb der zulässigen bzw. ertragbaren Schwingbreite des Spannstahls bzw. des Spannfahrens liegen. Die zulässigen Werte werden dabei um bis zu ca. 85 % überschritten.

6.1.3.2 Querrichtung

Die Ergebnisse der statischen Berechnung in Querrichtung lassen sich qualitativ wie folgt zusammenfassen:

Gebrauchszustand

Die Nachweise der Betondruckspannungen infolge von Biegung und Längskraft werden an allen Nachweisstellen erfüllt.

Die Nachweise der Betonzugspannungen infolge von Biegung und Längskraft werden bis auf den inneren Fahrbahnplattenanschnitt an allen Nachweisstellen eingehalten.

Für den inneren Fahrbahnplattenanschnitt ergibt sich für den LF H eine Überschreitung von etwa

0,3 MN/m². Für den LF HZ werden die Zugspannungen auch am inneren Fahrbahnplattenanschnitt eingehalten.

Die Nachweise der Zugspannungen im Rahmen der Rissbeschränkung (halbe Verkehrslast) werden sowohl am Kragarmanschnitt, am inneren Fahrbahnplattenanschnitt als auch in Feldmitte (oben) überschritten. Die max. Überschreitung beträgt am inneren Fahrbahnplattenanschnitt 1,5 MN/m².

Der Nachweis der Beschränkung der Rissbreite ergibt, dass am Kragarmanschnitt und am inneren Fahrbahnplattenanschnitt die Nachweise geringfügig nicht eingehalten sind und die erforderliche Bewehrung um etwa 0,8 cm²/m kleiner ist als die vorhandene Bewehrung.

Bruchzustand

Die Nachweise für den rechnerischen Bruchzustand bei Biegung mit Längskraft unter Berücksichtigung der Längsbewehrung werden für alle Querschnitte (Kragarmanschnitt, innerer Fahrbahnplattenanschnitt und Feldmitte) eingehalten.

Die Nachweise der Schubspannungen im Bruchzustand werden für alle Querschnitte erfüllt.

Ebenso wird der Nachweis der Schubbewehrung im Bruchzustand an allen Nachweisstellen erfüllt.

6.2 Konzeption der kompensierenden Überwachung

6.2.1 Vorüberlegungen

Basierend auf den im Kapitel 3 und 4 erörterten messtechnischen Möglichkeiten für eine kompensierende Überwachungsmaßnahme und den in Kapitel 6.1.3 identifizierten rechnerischen Defiziten der Hochstraße Gifhorn soll ein kompensierendes Monitoringkonzept für die Pilotanwendung erarbeitet werden.

Die maßgebenden zu kompensierenden Defizite sind:

- das Schubdefizit,
- das Biegedefizit in Längsrichtung sowie
- das Ermüdungsfestigkeitsdefizit in der Koppelfuge.

Eine kompensierende Schwellwertüberwachung zeichnet sich dadurch aus, dass sie direkt den

Grenzzustand überwacht und somit das größte Kompensationspotenzial aufweist. Daher soll bei der Pilotbrücke dieses Konzept verfolgt werden und nicht das der kompensierenden Einwirkungsüberwachung.

Das vorhandene Biegedefizit kann aufgrund der dazugehörigen duktilen Versagensform gut überwacht werden. Die Ausführungen in Kapitel 5.5.4 zu Möglichkeiten einer kompensierenden Überwachung bei einem Querbiegedefizit gelten entsprechend. Aufgrund der hohen Anzahl an Spannstählen gilt für das Ermüdungsfestigkeitsdefizit Ähnliches (siehe Kapitel 5.6.4). Das Schubdefizit kann aufgrund der dazugehörigen spröden Versagensform und noch nicht verfügbarer 2D- bzw. 3D-Messverfahren zur Mikrorissphase nur schwer messtechnisch kompensiert werden (siehe Kapitel 5.4.4). Um Erfahrungen bezüglich einer möglichen Schwellwertüberwachung für Schubdefizite und dazugehöriger Versagenswahrscheinlichkeit zu sammeln, sollen im Rahmen der Pilotanwendung dennoch einige konventionelle Sensoren zur Überwachung des Schubdefizits angeordnet werden.

Das generelle Messkonzept der kompensierenden Schwellwertüberwachung an der Hochstraße Gifhorn soll das einer kontinuierlichen Dauermessung mit intermittierenden Probelastungen sein. Die Dauermessung wird gewählt, da die Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung mit zunehmender Messrate sinkt. Bei den Probelastungen soll es sich nicht um Probelastungen handeln, welche über den rechnerischen Bauwerkswiderstand hinausgehen, sondern lediglich um Probelastungen mit definierter Belastung im Gebrauchslastbereich. Insbesondere die erste Probelastung soll zur Funktionskontrolle und Kalibrierung der Sensorik und zur Kalibrierung des numerischen Modells dienen. Damit kann eine zuverlässigere Schwellwertbestimmung erfolgen und die Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung reduziert werden. Eine wiederholte Probelastung dient neben der Kontrolle der Funktionstüchtigkeit der Sensorik auch zur Aufdeckung von möglicherweise sensortechnisch nicht erfolgreich detektierten Schädigungen, welche zwischen den Probelastungen aufgetreten sind. Durch beide Effekte kann ein weiterer Sicherheitsgewinn für das Tragwerk erzielt werden (siehe Kapitel 3.5.2).

Bei der Detailplanung einer kompensierenden Schwellwertüberwachung ist zu beachten, dass zur

normenkonformen Kompensation eines Defizits das Einhalten einer von der Größe des Defizits abhängigen maximalen Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung erforderlich ist (vgl. hierzu Kapitel 3.6). Die prinzipielle Vorgehensweise zur Planung einer kompensierenden Schwellwertüberwachung umfasst somit

- die Quantifizierung des Defizits,
- die daraus abgeleitete Quantifizierung der maximal zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit der kompensierenden Schwellwertüberwachung und
- die Konzeption der Schwellwertüberwachung unter Beachtung der maximal zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit.

Hierbei ist problematisch, dass derzeit noch keine Erkenntnisse zur Quantifizierung der Versagenswahrscheinlichkeit einer Schwellwertüberwachung verfügbar sind (vgl. Kapitel 3.6.1). Für die Pilotanwendung bedeutet dies jedoch, dass die Konzeption einer normenkonformen Kompensationsmaßnahme mit dem jetzigen Stand des Wissens nicht zuverlässig möglich ist. Allerdings können wertvolle Erfahrungen in Hinblick auf die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit einer Schwellwertüberwachung gesammelt werden.

Besonders abhängig ist die Versagenswahrscheinlichkeit einer Schwellwertüberwachung und somit der daraus resultierende Sicherheitsgewinn von dem Umfang, der Intensität und der Güte der Überwachungsmaßnahme. Je mehr Messwerte zur Überwachung zur Verfügung stehen, desto geringer ist die Versagenswahrscheinlichkeit der Schwell-

wertüberwachung. Allerdings steigen mit Vergrößerung des Messumfangs auch Aufwand und Kosten. Auf eine optimale Platzierung und Auslegung der Sensorik entsprechend dem zu kompensierendem Defizit sowie den Ergebnissen der visuellen Inspektion soll daher geachtet werden. Aufgrund der Größe des Bauwerks und vergleichbarer Versagenswahrscheinlichkeiten einzelner Teilbereiche soll sich darüber hinaus auf eine exemplarische, repräsentative Instrumentierung eines Teilbereichs konzentriert werden. Im Laufe der Überwachungsdauer können sich auch die Grenzzustände bzw. Grenzzustandsgleichungen ändern, die ggf. eine Anpassung der Überwachungseinrichtungen und der Monitoringintensität erfordern [55]. U. a. visuelle Inspektionen und die intermittierenden Probebelastungen werden darüber Aufschluss geben.

Für die Instrumentierung an der Pilotbrücke wird unter Berücksichtigung der vorhandenen Defizite der Brücke und der örtlichen Gegebenheiten der Überbaubereich zwischen den Achsen 8 und dem Widerlager B ausgewählt (vgl. Bild 6-7 und Bild 6-8).

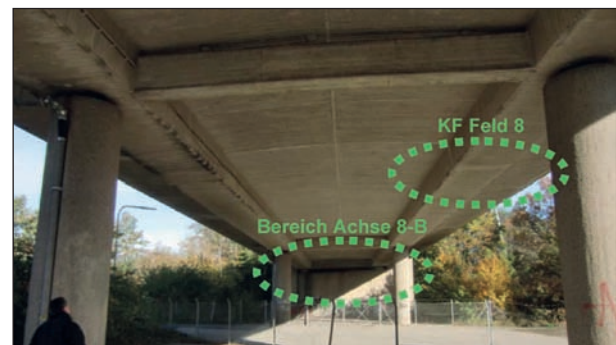


Bild 6-8: Ansicht des Überwachungsbereichs (Blickrichtung Nord)

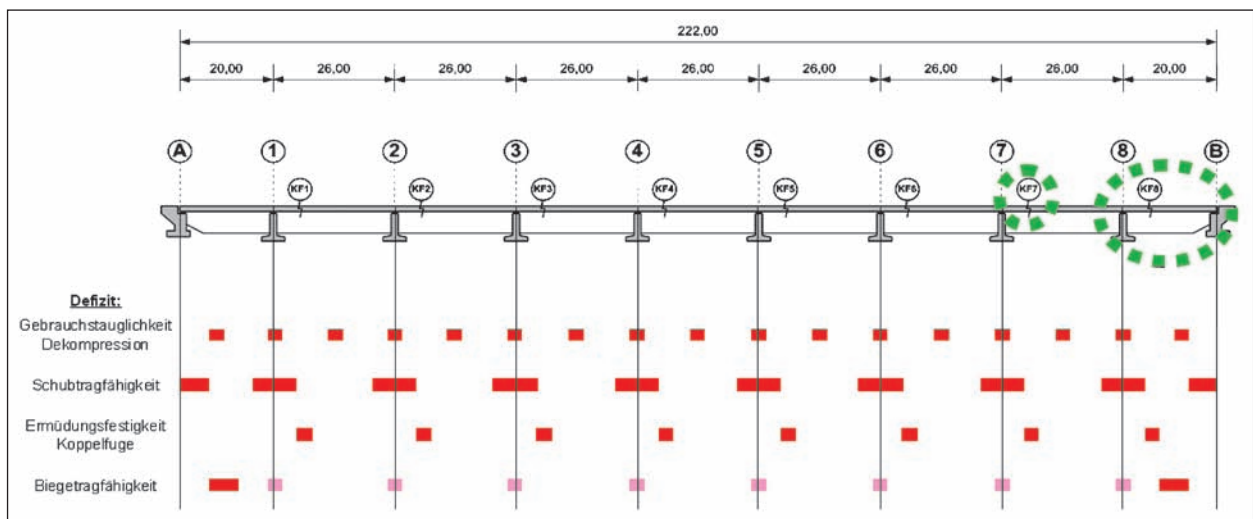


Bild 6-7: Schematische Darstellung des gewählten Überwachungsbereichs in Längsrichtung

Ausschließlich in den Randfeldern ist ein Biegetragfähigkeitsdefizit im Feldbereich vorhanden, womit eine Überwachung dieses Tragwerksbereiches naheliegt. Dieser Bauwerksbereich ist zudem durch einen Zaun abgetrennt und damit öffentlich nicht direkt zugänglich, womit die Gefahr vor Vandalismus sinkt. Die Messzentrale zur Datenerfassung und -speicherung (Datenlogger) kann in Messschranken an einer Stütze im eingezäunten Bereich angebaut werden. Ferner ist eine alte Stromleitung zur Energieversorgung der Messeinrichtungen vorhanden, welche wieder in Betrieb genommen werden kann.

Entsprechend den Ausführungen in Kapitel 4.1 bezüglich der Versagenswahrscheinlichkeiten von Überwachungen globaler und lokaler Struktureigenschaften soll eine Kombination beider Überwachungen angestrebt werden.

Bei der Sensorplatzierung ist zu beachten, dass bei einer nachträglichen Instrumentierung prinzipiell nur die Bauwerksoberfläche auf der Unterseite bzw. nur oberflächennahe Spannglieder instrumentierbar und damit überwachbar sind. Der Einbau von Sensorik auf der Bauwerksoberseite ist im Fahrbahnbereich u. a. aus folgenden Gründen schwierig und wird daher bei der Pilotbrücke nicht in Erwägung gezogen:

- hoher technischer Aufwand und Eingriff in die vorhandene Bausubstanz,
- lokale Beschädigung der oberen Brückenabdichtung für Sensorik und Kabelführung,
- keine Möglichkeit der späteren Kontrolle bzw. Austausch der Sensorik durch den erforderlichen bauwerksintegrierten Einbau sowie
- Verkehrseinschränkungen bzw. zeitweilige Brückensperrung für den Einbau.

Bei der Instrumentierung für die Schwellwertüberwachung soll das Ziel verfolgt werden, möglichst verschiedene redundante Sensoren einzusetzen. Zum einen können damit deren Eignung und Potenzial für die vorliegende Aufgabenstellung beurteilt werden. Zum anderen sinkt bei redundanter Sensorik die Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung. Bei der Wahl der Sensorik soll eine Priorisierung der Messaufnehmer entsprechend dem Potenzial für eine kompensierende Überwachung erfolgen. Die realisierbare Messstellenanzahl ist allerdings aufgrund der zur Verfügung stehenden Projektsachmittel begrenzt. Sie soll hier exemplarisch in einer Minimalkonfiguration für das Längstragsystem im angegebenen Bauwerksbereich erfolgen.

Bei der Sensorwahl kann generell zwischen dynamisch und statisch messenden Sensoren unterschieden werden (vgl. Kapitel 4.1). Die für die Hochstraße Gifhorn gewählte Art der Schwellwertüberwachung soll im Wesentlichen zum Ziel haben, Veränderungen im Grundwert und nicht etwaige Höchstwerte durch Verkehrseinflüsse zu detektieren (vgl. auch Bild 6-9). Veränderungen im Grundwert können sowohl durch statische als auch dynamische Messsysteme beobachtet werden. Bei dynamischen Messsystemen wird nahezu der gesamte Verlauf der Messgrößen aufgezeichnet (vgl. Bild 6-10 links). Der Grundwert ist nach Temperaturkompensation der Sensorik sowie des Bauwerks

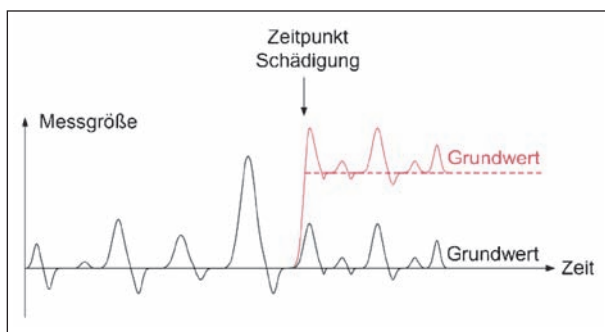


Bild 6-9: Prinzipieller Verlauf einer temperaturkompensierten Messgröße mit eintretender Schädigung

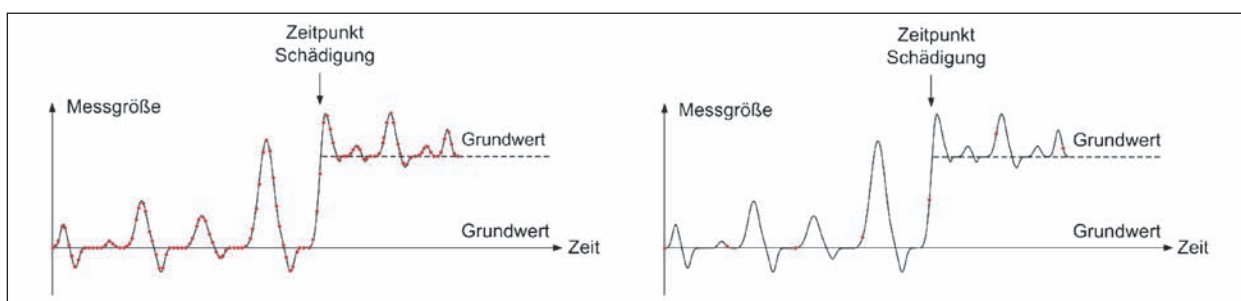


Bild 6-10: Temperaturkompensierter Messschrieb; links: Dynamische Messung, rechts: Statische Messung

direkt ersichtlich. Bei statischen Messsystemen ist aufgrund der Art des Verkehrs die Wahrscheinlichkeit, den Grundwert zu messen und nicht die Auslenkung durch den Verkehr, deutlich höher (vgl. Bild 6-10 rechts). Durch Vergleich mehrerer Messwerte kann somit ebenfalls auf den Grundwert geschlossen und somit Veränderungen von diesem detektiert werden. Die schnellere Detektion einer Schädigung durch ein dynamisches Messsystem ist in Anbetracht der Reaktionszeit etwaiger Alarmmechanismen sowie Sperrvorrichtungen vernachlässigbar. Deutlicher Vorteil der statischen Messsysteme ist hingegen der realisierbare geringere Preis des gesamten Systems und das signifikant einfachere Datenhandling, weswegen in der Praxis im Zuge einer Schwellwertüberwachung typischerweise auf dieses zurückgegriffen wird. Aus den genannten Gründen wird für die Pilotanwendung Hochstraße Gifhorn ein statisches Dauermesssystem gewählt. Zur Erfassung von Verformungen, Rissöffnungen und Dehnungen sollen hierfür, aufgrund der Robustheit der Sensoren sowie der kostengünstigen Messperipherie, Schwingsaitenaufnehmer zur Anwendung kommen.

In Bezug auf eine gute Systemidentifikation und somit eine zuverlässige Schwellwertbestimmung sind dynamische Messungen hingegen sehr wertvoll. Sie bieten, wie zuvor erläutert, die Möglichkeit der Aufzeichnung des gesamten Verlaufs der Messgrößen und somit der Ableitung von Einflusslinien.

Darüber hinaus können sie i. d. R. zeitlich synchron messen, was z. B. eine Überprüfung der Bernoulli-Hypothese ermöglicht. Im Rahmen der Pilotanwendung soll ein temporäres dynamisches Messsystem zum Einsatz kommen, welches Informationen über die Einflusslinien einzelner Messstellen liefert und somit die Systemidentifikation vereinfacht. Dies soll eine zuverlässige Schwellwertbestimmung ermöglichen. Das temporäre dynamische Messsystem soll entsprechend seinem Zweck insbesondere während der ersten Probelastung unter definierter Belastung zum Einsatz kommen. Aufgrund der erforderlichen Messgrößen sollen induktive Wegaufnehmer eingesetzt werden.

In Tabelle 6-2 werden noch einmal beide Messsysteme mit Vor- (+) und Nachteilen (-) gegenübergestellt.

Bei der expliziten Wahl der Sensorik sind der benötigte Messbereich und die erforderliche Auflösung der Messaufnehmer zu beachten. Diese Informationen können u. a. mithilfe von Überschlagsformeln bzw. aus numerischen Berechnungen gewonnen werden.

Zusammenfassend soll bei der Pilotanwendung Hochstraße Gifhorn eine kompensierende Schwellwertüberwachung für das Schub-, das Biege- sowie das Ermüdungsfestigkeitsdefizit in der Koppelfuge realisiert werden. Als grundlegendes Messkonzept wird eine Dauermessung mit intermittierenden Pro-

	Statisches Messsystem mit Schwingsaitenaufnehmern		Dynamisches Messsystem mit induktiven Wegaufnehmern
+	relativ kostengünstig	-	relativ teuer
+	robuste, langzeitstabile Messtechnik	(-)	empfindliche und bedingt langzeitstabile Messtechnik
(+)	Messsystem kann ggf. auch mit Solarzelle betrieben werden	(-)	Messsystem erfordert Stromanschluss
(-)	mit Datenlogger nur wenige darauf abgestimmte Sensortypen auslesbar	+	mit Vielstellenmessgerät diverse Sensortypen auslesbar
(-)	nur statische (zeitdiskrete, periodische) und keine dynamischen Messungen möglich	+	dynamische (kontinuierliche) Messungen möglich (jederzeit auch statische Messungen realisierbar)
(-)	keine zeitsynchronen Messungen möglich (Messungen nacheinander per Multiplexer, Messdauer 0,5 s je Messkanal)	+	zeitsynchrone Messungen möglich
+	Datenauswertung und -handling relativ einfach (geringe Datenmengen)	(-)	Datenauswertung und -handling komplizierter (hohe Datenmengen)

Tab. 6-2: Gegenüberstellung der gewählten statischen und dynamischen Messsysteme (Vorteil: „+“, Nachteil: „-“)

bebelastungen gewählt. Ein primäres permanentes statisches Messsystem soll durch ein sekundäres temporäres Messsystem ergänzt werden.

6.2.2 Messtechnische Umsetzung

Im Folgenden soll das an der Pilotbrücke ausgeführte Messkonzept im Detail vorgestellt werden.

Bild 6-11 gibt einen Überblick über das gesamte ausgeführte Instrumentierungsprogramm an der Hochstraße Gifhorn. Es werden zum einen die globalen Durchbiegungen mithilfe von Wegsensoren und zum anderen die lokalen Materialbeanspruchungen des Betons mit Wegaufnehmern und Dehnungssensoren überwacht. Darüber hinaus werden die Luft- und die Betontemperatur aufgezeichnet.

Im Wesentlichen werden die Messgrößen statisch erfasst. Insgesamt wurden an der Pilotbrücke 46 Sensoren des primären statischen Messsystems appliziert (vgl. Kapitel 6.2.2.1). In Ergänzung dazu wurden zusätzlich temporär im Rahmen des ersten Belastungsversuches und einer anschließenden Messphase 12 dynamisch messende induktive Wegaufnehmer zur Erfassung der Betondehnung bzw. der Rissbreite eingebaut (vgl. Kapitel 6.2.2.2).

Die aufgeführten lokalen Messfühler und Messeinrichtungen wurden direkt an der Bauwerksoberfläche auf der Brückenunterseite (Schwingsaitenaufnehmer, induktive Wegaufnehmer, z. T. Temperatursensoren) oder im Bereich der Betonüberdeckung der Oberflächenbewehrung (Temperatursensoren in ca. 3 cm Tiefe) eingebaut. Eine lokale Freilegung und direkte Instrumentierung der Spannglieder und der Biege- bzw. Schubbewehrung

erfolgten nicht, da dies hinsichtlich des Informationsgewinns für die Kompensation (ungerissener Zustand I) als nicht prioritär sowie aus baupraktischer und messtechnischer Sicht als nur sehr schwer bzw. aufwändig realisierbar angesehen wurde. Zudem bedeutet eine lokale bzw. bereichsweise zerstörende Freilegung der Spannglieder einen signifikanten Eingriff in die bestehende Bausubstanz (Verbundstörung) und kann u. U. neue zusätzliche konstruktive Schwachstellen generieren.

Im Folgenden wird näher auf die eingesetzte Sensorik des primären permanenten statischen Messsystems sowie des sekundären temporären dynamischen Messsystems eingegangen.

6.2.2.1 Primäres permanentes statisches Messsystem

Das primäre statische Messsystem besteht aus 18 Schwingsaitenaufnehmern zur Messung von globalen Verformungen des Bauwerks, Rissöffnungen sowie Verformungen und Dehnungen des Betons. Jeder Schwingsaitenaufnehmer besitzt einen eigenen Temperatursensor (Thermistor) zur Temperaturkompensation der Sensorik. Zur Beurteilung bzw. Kompensation der temperaturbedingten Verformungen des Bauwerks wurden zusätzlich 10 Thermistoren an die Brücke eingebaut. Tabelle 6-3 gibt eine Übersicht über die applizierte permanente statische Kompensationssensorik.

Bild 6-12 zeigt den prinzipiellen Aufbau eines Schwingsaitenaufnehmers mit einem vorgespannten Stahldraht (Schwingsaiten) und einem Temperatursensor zur Kompensation des Temperatureinflusses des Dehnungs- bzw. Wegaufnehmers.

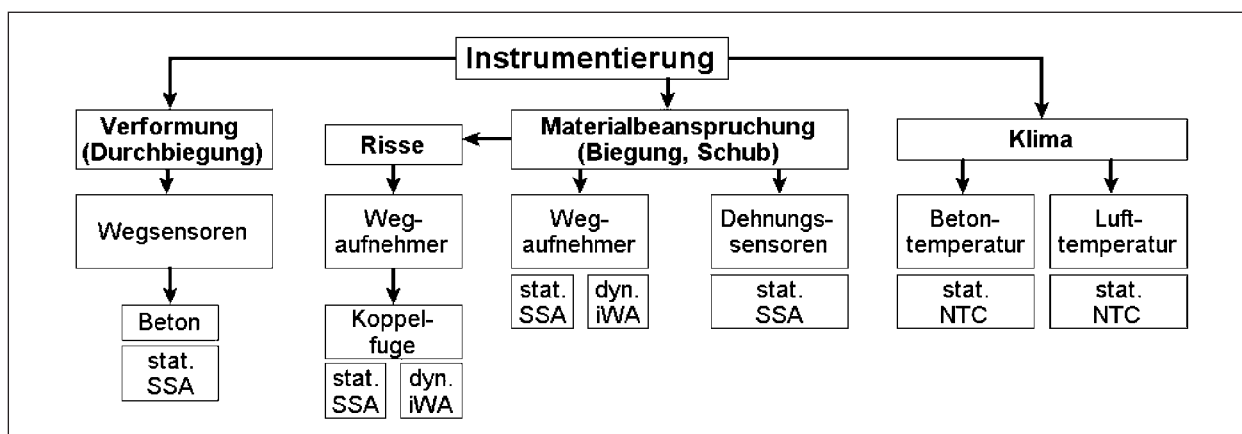


Bild 6-11: Primäres und sekundäres Instrumentierungsprogramm zur kompensierenden Überwachung der Pilotbrücke Gifhorn (SSA = Schwingsaitenaufnehmer, iWA = induktiver Wegaufnehmer, NTC = Thermistor (Heißleiter, NTC = negative temperature coefficient))

Nr.	Defizit/ Einfluss	Lage	Messgröße	Sensortyp	Sensormanzahl, -typ, Spezifikation	Messbasis (MB), Messbereich, max. erwartete Änderung (max Δ)
1	Schubdefizit	im Bereich max V_{Ed} (hier: Stütz- auflager Achse 8)	Schub- verformung	Schwingsaiten- aufnehmer Typ 4420 (gelenkige Befestigung)	4: je 2 an einem Steg, beidseitig Typ 4420: S1-S4	MB = 50 cm Messbereich 4 mm (± 2 mm) max Δ = 0,2 mm
2a	Biegedefizit	im Bereich max M_{Ed} (hier: Feld 8-B und dazuge- höriges Zwi- schenaufleger Achse 8)	Dehnung Beton	Schwingsaiten- aufnehmer Typ 4420 (gelenkige Befestigung) Typ 4000 (starre Befestigung)	8: an einem Steg verteilt Typ 4420: A1-A2, F1-F2, F4' Typ 4000: F3-F5	MB = 15 cm bzw. 27 cm Messbereich Sensor: 4420: 4 mm (± 2 mm) 4000: 3 mm/m ($\pm 1,5$ mm/m) max Δ = 0,4 mm
2b			Durch- biegung	Schwingsaiten- aufnehmer Typ 4425 (gelenkige Befestigung)	2: je Steg einer Typ 4425: DB1-DB2	MB egal (ist: 838 mm) Messbereich 100 mm (± 50 mm) max Δ = 40 mm
3	Spannstahl- ermüdung	gerissene Koppelfuge mit max $\Delta\sigma_{vorh}/\Delta\sigma_{zul}$ (hier: Feld 7-8)	Rissweite	Schwingsaiten- aufnehmer Typ 4420 (gelenkige Befestigung)	4: an einem Steg verteilt Typ 4420: KF1-KF4	MB 27 cm Messbereich 4 mm (± 2 mm) max Δ = 1 mm
4	Temperatur*	umfangsverteilt im Beton und in Luft	Temperatur	Thermistoren (verklebt)	10*: 5 x im Bauteil, 3 x auf Beton in Luft, 2 x im Rohr T1-T10	Messbereich -30 ... 55 °C
				Summe:	28 (46*)	Sensoren

* Jeder Schwingsaitenaufnehmer besitzt einen eigenen Temperatursensor (Thermistor). Insgesamt sind also 28 + 18 = 46 Sensoren vorhanden (2 Sensoren wurden beim Einbau beschädigt und sind für die Messung nicht verfügbar: Sensor F1 und der Temperatursensor des Sensors F2)

Tab. 6-3: Übersicht über das primäre permanente statische Messsystem

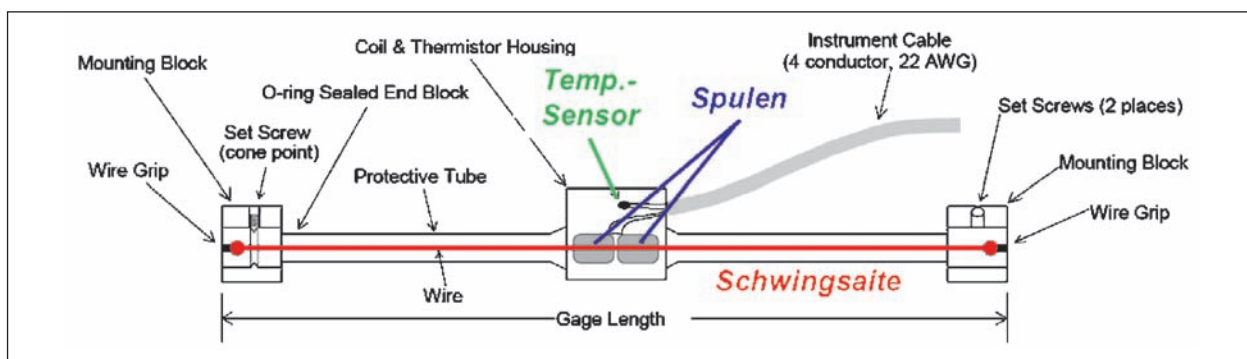


Bild 6-12: Aufbau eines Schwingsaitenaufnehmers mit schwingender Saite und Temperatursensor (Thermistor), nach [103]

Die Schwingsaitendehnung ε kann durch elektromagnetische Anregung mittels Spulenkonfiguration über die Messung der Eigenfrequenz f_0 , der Länge l , dem E-Modul E sowie der Rohdichte ρ der Stahlsaite gemäß folgender Gleichung durch Umstellung ermittelt werden:

$$f_0 = \frac{1}{2l} \sqrt{\frac{\varepsilon \cdot E \cdot g}{\rho}} \quad \text{Gl. 6-1}$$

Gemäß Tabelle 6-3 wurden in Abhängigkeit der jeweiligen Messaufgabe und erwarteten Größenordnung der Dehnungen bzw. Verformungen folgende



Bild 6-13: Messzentrale zur Datenerfassung des primären permanenten statischen Messsystems mit GSM-Antenne (links) und Messschränken

Schwingsaitenmessaufnehmertypen der Firma Geokon mit folgenden Spezifikationen installiert (vgl. auch Tabelle 6-3) [103]:

- Wegaufnehmer Typ 4420 mit reduziertem Messweg: Messbereich ± 2 mm, Auflösung ca. $1 \mu\text{m}$, Messbasis (ohne Verlängerung) 27 cm,
- Wegaufnehmer Typ 4425: Messbereich ± 50 mm, Auflösung ca. $25 \mu\text{m}$, Messbasis (ohne Verlängerung) 83,8 cm,
- Dehnungssensor Typ 4000: Messbereich $\pm 1,5$ mm/m, Auflösung ca. $1 \mu\text{m/m}$, Messbasis 15 cm.

Trotz gleichen Messprinzips (Schwingsaitenaufnehmer) wurden unterschiedliche Sensorspezifikationen verwendet, um u. a. den Einfluss der Sensorart (Weg- oder Dehnungsmessung), der Befestigung (Klebeanker oder Dübel sowie biegesteifer bzw. gelenkiger (Kugelkopf-)Anschluss), der Messbasis (Aufnehmerlänge) und der Genauigkeit bei unterschiedlichen Messbereichen (max. Messweg) und Sensorauflösungen untersuchen und beurteilen zu können.

Die Sensorleitungen der Schwingsaitenaufnehmer wurden aufgrund des relativ kurzen verbleibenden Überwachungszeitraumes direkt ohne Schutz verlegt und punktuell durch geeignete Halteinrichtungen (geschraubte Klemmen, Kabelbinder) an der Betonoberfläche befestigt.

Die Messzentrale zur Datenerfassung und -speicherung (Datenlogger) der Schwingsaitenaufnehmer sowie der Thermistoren wurde in zwei abschließbaren Messschränken und zum Schutz vor

Vandalismus in 2 m Höhe an einer Stütze in Achse 8 angebaut (vgl. Bild 6-13). Der Standort der Messzentrale wurde unter dem Aspekt der Minimierung der Sensorkabellängen bei gleichzeitiger guter Zugänglichkeit gewählt. Die Fernüberwachung des Schwellwertmonitorings wurde via GSM-Modem realisiert (vgl. Bild 6-13). Die Messdaten wurden dabei in Abhängigkeit der eingestellten Sensormessrate automatisch via GSM-Modem entweder zweimal täglich (Messintervall 90 Sekunden) oder einmal in der Woche (Messintervall 5 min) gesendet und auf den iBMB-Server gespeichert. Dieses Abfrage- bzw. Datenübermittlungsintervall kann individuell online konfiguriert werden. Täglich erfolgte eine Statusmeldung der Messanlage per SMS.

Die Sensorik wurde innerhalb von drei Tagen vom 13.05. bis zum 16.05.2013 appliziert und schrittweise in Betrieb genommen. Die Messgrößen der Schwingsaitenaufnehmer werden seit dem 21.05.2013 kontinuierlich aufgezeichnet. Im Zeitraum vom 21.05. bis zum 06.06.2013 erfolgten die ersten initialen Sensormessungen an der Brücke, die zur Verifikation der Funktionstüchtigkeit der Dauermesseinrichtungen (Sensorik, Speicherung und Datenfernübertragung DFÜ) diente. Es wurde dabei festgestellt, dass der Schwingsaitensensor F1 bei der Installation beschädigt wurde und damit unbrauchbar ist. Defekt ist außerdem ein Thermistor des Schwingsaitensensors F2. Der Sensor an der Koppelfuge KF1 wurde am 18.06.2013 rejustiert und zeigt seitdem plausible Messergebnisse. Das statische Messsystem soll bis zum Rückbau der Brücke Anfang 2014 betrieben werden.

Das Messintervall der Temperatur- und Schwingsaitensensoren beträgt aktuell 5 min. Während des

Belastungsversuches erfolgte jede Minute eine Auslesung der statischen Sensoren.

In den folgenden Kapiteln wird näher auf die Auswahl und Anordnung der Messaufnehmer für die kompensierende Überwachung der einzelnen Defizite eingegangen.

Kompensierende Schwellwertüberwachung für das Schubdefizit

Um trotz noch nicht verfügbarer 2D- bzw. 3D-Messverfahren zur Mikrorissphase Erfahrungen bezüglich einer möglichen Schwellwertüberwachung für Schubdefizite und die dazugehörige Versagenswahrscheinlichkeit zu sammeln, wurden im Rahmen der Pilotanwendung vier Wegaufnehmer zur Überwachung der Schubverformungsänderungen appliziert.

Die exakte ausgeführte Lage der Sensoren S1 bis S4 (Position 1 der Tabelle 6-3) ist in Bild 6-15 vermerkt. In Längsrichtung wurden sie an der Stelle des maximalen Defizits, und zwar im Randfeld im Abstand *d* vom Zwischenaufleger in Achse 8, angeordnet. In Querrichtung wurden jeweils zwei Schwingsaitenaufnehmer an beiden Seiten eines

Steges angebracht. Um das Schubfeld im Auflagerbereich abzudecken und somit etwaige entstehende Schubrisse zu detektieren (vgl. Bild 6-14), wurde die Neigung der Sensoren rechtwinklig zur Druckstrebenneigung nach DIN-Fachbericht 102 abgeschätzt [28].

Eingesetzt wurden für diese Messaufgabe Geokon-Schwingsaitenaufnehmer des Typs 4420. Es handelt sich hierbei um Wegaufnehmer mit reduziertem Messweg. Die Nenn-Messbasislänge dieses Typs beträgt 30 cm, die effektive Messbasis 27 cm. Mittels geschraubter Carbonfaserstangen wurde die Messbasislänge auf 50 cm verlängert, wobei Wegänderungen von bis zu 4 mm (± 2 mm) erfasst werden können.

Die am Bauwerk installierte Sensorik ist in Bild 6-16 dargestellt.

Kompensierende Schwellwertüberwachung für das Biegedefizit

Zur Kompensation des Biegedefizits im Randfeld 8-B kommen zwei verschiedene Messkonzepte zur Anwendung. Damit werden Redundanzen geschaffen, wodurch die Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung reduziert werden kann. Des Weiteren bietet dies die Möglichkeit der Erfahrungssammlung. Im Rahmen des ersten Messkonzeptes sollen die Dehnungen des Betons an der Betonoberfläche überwacht und im Rahmen des zweiten Messkonzeptes die Durchbiegungen des Bauwerkes erfasst werden.

Die realisierte Anordnung der Sensoren A1 bis A3 und F1 bis F4 (Position 2a der Tabelle 6-3) des ersten Messkonzeptes, welche die Dehnungen des Betons überwachen, ist in Bild 6-17 vermerkt. In

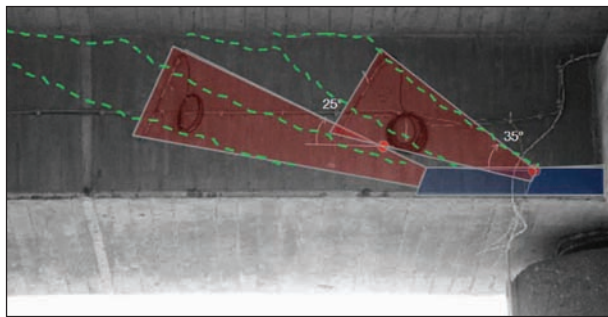


Bild 6-14: Lage der Schubsensoren im Schubfeld

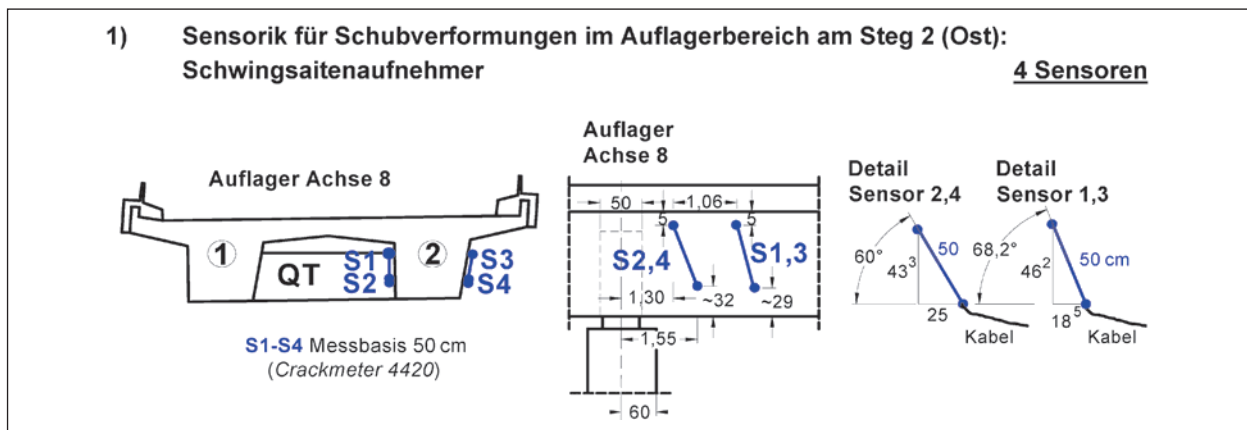


Bild 6-15: Lage der primären Sensorik als Kompensationsmaßnahme für das Schubdefizit (Position 1), unmaßstäbliche Skizze



Bild 6-16: Ausgeführte primäre Sensorik als Kompensationsmaßnahme für das Schubdefizit (Position 1), links: an der Stegaußenseite, rechts: an der Steginnenseite

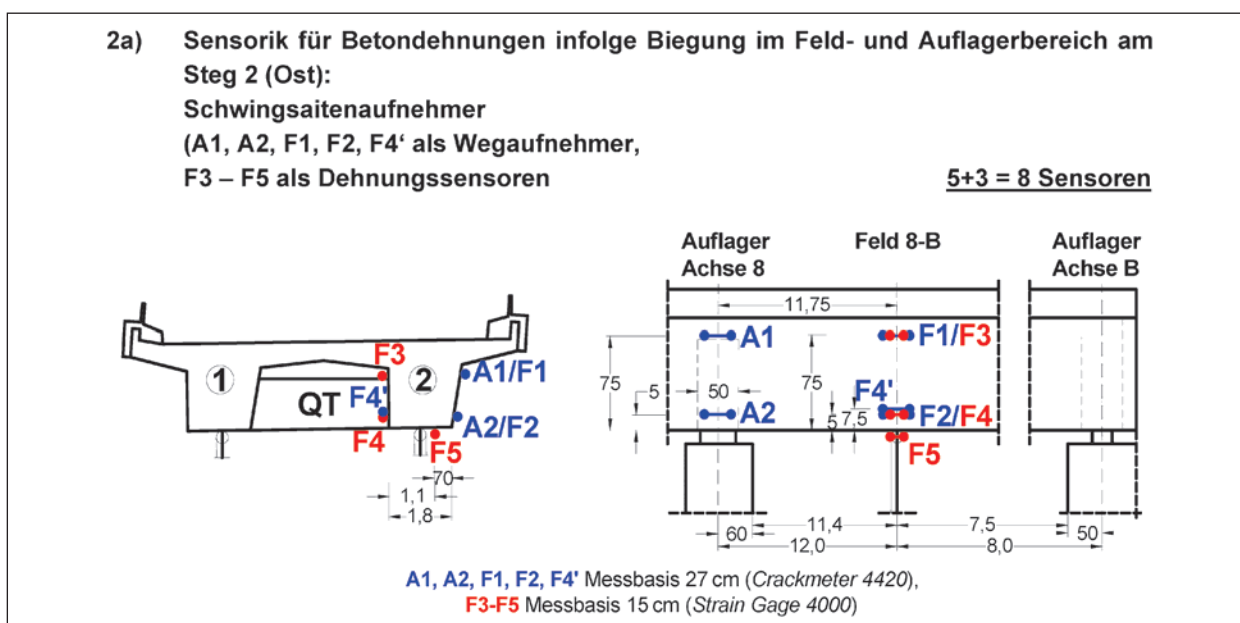


Bild 6-17: Lage der primären Sensorik als Kompensationsmaßnahme für das Biegedefizit (Position 2a), unmaßstäbliche Skizze

Längsrichtung sind die Sensoren sowohl an der Stelle des maximalen Biegedefizits (Feldbereich 8-B) als auch am angrenzenden Auflager (Zwischenaullager Achse 8) appliziert worden. Hiermit soll dem Umstand von unklaren Umlagerungseffekten Rechnung getragen werden. In Querrichtung wurde sich aus Budgetgründen auf die Sensorinstallation an einem Steg beschränkt. Die Messaufnehmer wurden über die Steghöhe verteilt angeordnet, um auf die Krümmung des Bauteils rückzuschließen und somit sich ankündigende übermäßige Verformungen und ein mögliches bevorstehendes Versagen identifizieren zu können.

Eingesetzt wurden für diese Messaufgabe Geokon-Schwingsaitenaufnehmer sowohl des Typs 4420

(Wegaufnehmer mit einer Nennbasislänge von 30 cm und einer effektiven Messbasis von 27 cm) als auch des Typs 4000 (Dehnungssensor mit einer Messbasis von 15 cm). Der Wegaufnehmer F4' dient als Vergleichssensor zum Dehnungssensor F4.

Die am Bauwerk installierte Sensorik ist in Bild 6-18 und Bild 6-19 zu sehen.

Die ersten Messungen zeigten, dass der beim Einbau beschädigte Sensor F1 ausgefallen ist.

Die exakte ausgeführte Lage der Sensoren DB1 und DB2 (Position 2b der Tabelle 6-3) des zweiten Messkonzeptes, welches die Durchbiegungen des Bauwerks überwacht, ist in Bild 6-20 vermerkt. In



Bild 6-18: Ausgeführte primäre Sensorik als Kompensationsmaßnahme für das Biegedefizit (Position 2a) im Auflagerbereich mit Sensordetail (gelenkige Ausführung mit Kugelköpfen)

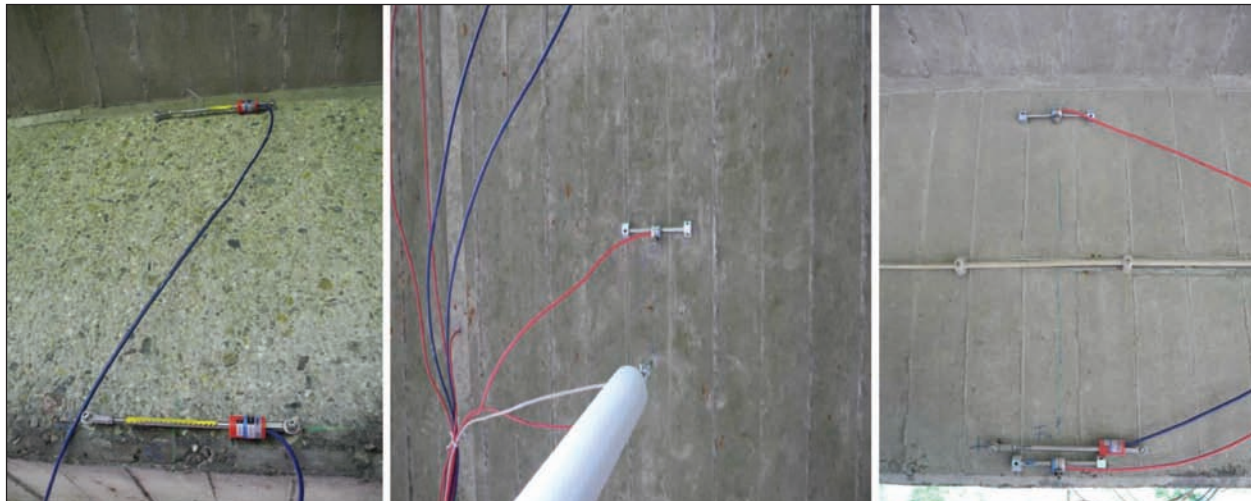


Bild 6-19: Ausgeführte primäre Sensorik als Kompensationsmaßnahme für das Biegedefizit (Position 2a) im Feldbereich (gelenkiger Kugelkopfanschluss = Sensoren mit blauem Kabel, mit starrer Klebeankerverbindung = Sensoren mit rotem Kabel)

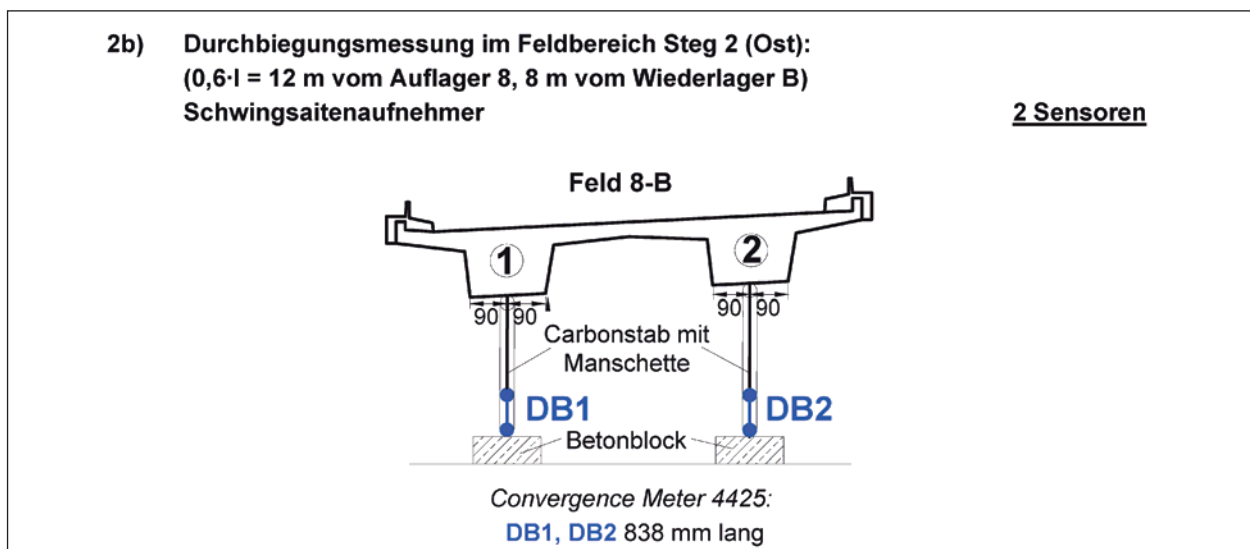


Bild 6-20: Lage der primären Sensorik als Kompensationsmaßnahme für das Biegedefizit (Position 2b), unmaßstäbliche Skizze

Längsrichtung befindet sich die Durchbiegungsmessung an der Stelle der maximalen Durchbiegung des Endfeldes infolge des Lastfalls Eigengewicht. In Querrichtung werden die Verformungen beider Plattenbalkenstege überwacht. Die Sensorik wird jeweils in Quermitteln der Stege appliziert.

Eingesetzt wurden für diese Messaufgabe zwei Geokon-Schwingsaitenaufnehmer des Typs 4425 mit Federhalterung innerhalb eines gelenkig angeschlossenen Messgestänges aus verschraubten Carbonfaserstangen, welche durch Heizungsrohrmanschetten aus Hartschaum geschützt wurden. Die Schwingsaitenaufnehmer maßen die absolute Wegänderung gegenüber einer festen Referenz. Als Referenz wurde jeweils ein Betonblock (25 x 25 x 66 cm³) verwendet, der im Mörtelbett auf dem mit Betonverbundpflaster befestigten Baugrund verlegt wurde. Die Höhen von der Oberkante des Betonblocks bis zur Unterkante des Steges betragen 5,48 m an Steg 1 und 5,80 m an Steg 2.

Die am Bauwerk im Feldbereich Achsen 8-B installierte Sensorik ist in Bild 6-21 zu sehen.



Bild 6-21: Ausgeführte primäre Sensorik als Kompensationsmaßnahme für das Biegedefizit (Position 2b)

Die gewählte Form der Durchbiegungsmessung wurde bereits bei mehreren Brücken realisiert. Nachteilig bei diesem Messkonzept sind die Erfordernis eines festen Referenzpunktes und des Platzes zur Anordnung der größeren Sensorik sowie die erforderliche Temperaturkompensation der Temperaturverformung des Messgestänges. Von Vorteil ist hingegen, dass auch Defekte in anderen Querschnittsbereichen u. U. detektierbar sind. Zugleich kann die Querbiegung bzw. das Quertragverhalten durch die Anordnung von zwei Durchbiegungsmesspunkten in Querrichtung beurteilt werden. Bei Großbrücken und insbesondere bei Talbrücken mit hohen Stützen ist die Variante der Referenzmessung mit Messgestänge zum Boden i. d. R. nicht praktikabel. Dafür sind Schlauchwagen (nur statische Messungen realisierbar) bzw. optische Messverfahren (zumeist geringere Messgenauigkeit) möglich. In [82] und [83] wurde gezeigt, wie die Trägerdurchbiegung an Brücken auch anhand von Neigungsmessungen mittels Inklinometer (Neigungssensorik) bestimmt werden kann.

Kompensierende Schwellwertüberwachung für das Ermüdungsdefizit in der Koppelfuge

Zur Kompensation des Ermüdungsdefizits in der Koppelfuge sollen Rissweitenänderungen durch geeignete Schwingsaitenaufnehmer überwacht werden.

Die exakte ausgeführte Lage der Sensoren KF1 bis KF5 (Position 3 der Tabelle 6-3) ist in Bild 6-22 vermerkt. In Längsrichtung wurde die gerissene Koppelfuge in der Umgebung der Stütze in Achse 7 (Feld 7-8) ausgewählt. Die Schwingsaitenaufnehmer wurden exemplarisch an einem Steg in Höhe der Spannglieder angeordnet.

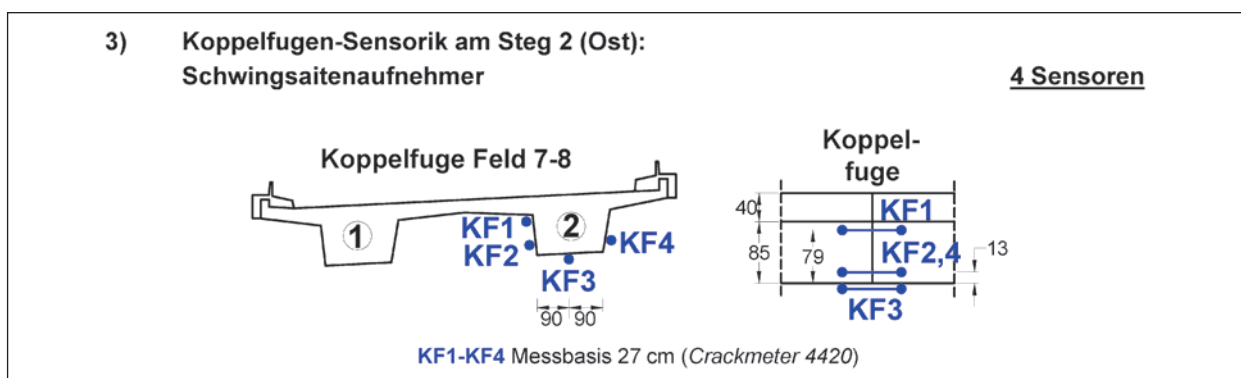


Bild 6-22: Lage der primären Sensorik als Kompensationsmaßnahme für das Ermüdungsdefizit (Position 3), unmaßstäbliche Skiz-



Bild 6-23: Ausgeführte primäre Sensorik als Kompensationsmaßnahme für das Ermüdungsdefizit im Koppelfugenbereich (Position 3)

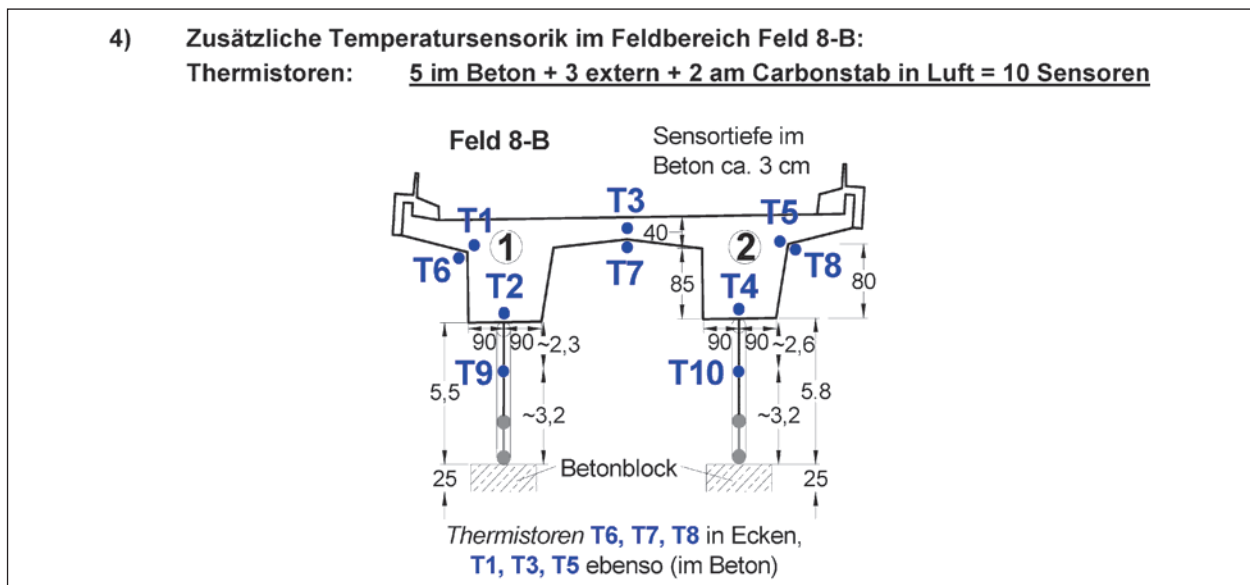


Bild 6-24: Lage der zusätzlichen Sensorik für die Beurteilung des Temperatureinflusses (Position 4), unmaßstäbliche Skizze

Eingesetzt wurden für diese Messaufgabe Geokon-Schwingsaitenaufnehmer des Typs 4420. Es handelt sich hierbei um Wegaufnehmer mit einer Nennbasislänge von 30 cm und einer effektiven Messbasis von 27 cm.

Die am Bauwerk installierte Sensorik ist in Bild 6-23 zu sehen.

Temperatursensorik zur Beurteilung des Temperatureinflusses auf die Sensorik und auf das Bauwerk

Da jeder Schwingsaitenaufnehmer standardmäßig einen integrierten Thermistor besitzt, kann eine Temperaturkompensation der temperatursensitiven Dehnungsmessungen der Schwingsaiten-

aufnehmer gemäß Herstellerangaben erfolgen und es ist hierfür keine zusätzliche Temperatursensorik erforderlich. Zur Abschätzung der temperaturinduzierten Verformungen des Bauwerks werden an einigen Stellen zudem sowohl die Luft- als auch die Bauwerkstemperatur aufgezeichnet. Verwendet wurden für diese Messaufgabe in einer Metallhülse verklebte gekapselte Thermistoren, die selbst konfektioniert wurden.

Die exakte ausgeführte Lage der Temperatursensoren T1 bis T10 (Position 4 der Tabelle 6-3) ist in Bild 6-24 vermerkt. In Längsrichtung wurden die Sensoren in Feldmitte des Feldes 8-B angeordnet. In Querrichtung wurden sie gleichmäßig umfangsverteilt appliziert.

Bild 6-25 zeigt die zusätzlich applizierte Temperaturmessfühler. Die bauwerksintegrierten Sensoren T1 bis T5 wurden etwa 3 cm tief in den Beton durch Verklebung eingebaut.

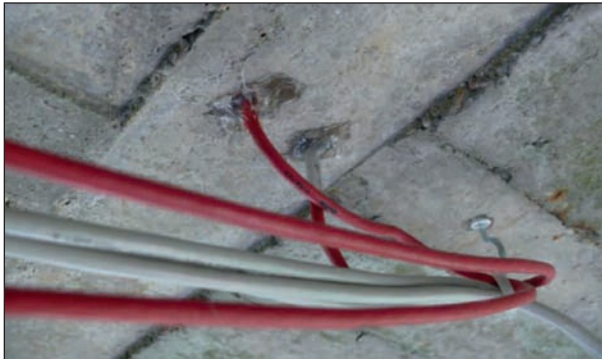


Bild 6-25: Ausgeführte zusätzliche Sensorik für die Beurteilung des Temperatureinflusses (Position 4)

6.2.2.2 Sekundäres temporäres dynamisches Messsystem

Das sekundäre temporäre dynamische Messsystem besteht aus 12 induktiven Wegaufnehmern zur Messung der Betondehnungsänderungen bzw. der Rissbreitenänderungen.

Die Applikation der induktiven Wegaufnehmer erfolgte in unmittelbarer Nähe der Bestandssensorik durch Klebung mit dem auch für DMS-Klebung auf Beton verwendeten Zweikomponenten-Schnellkleber X60 der Firma HBM. Bild 6-26 gibt einen Überblick über die Lage und Anordnung der temporären Sensorik. Die Messbasis der induktiven Wegaufnehmer variierte zwischen 5 und 50 cm.

Die temporäre Sensorik wurde am 04.06.2013 appliziert und nach dynamischen Messungen wäh-

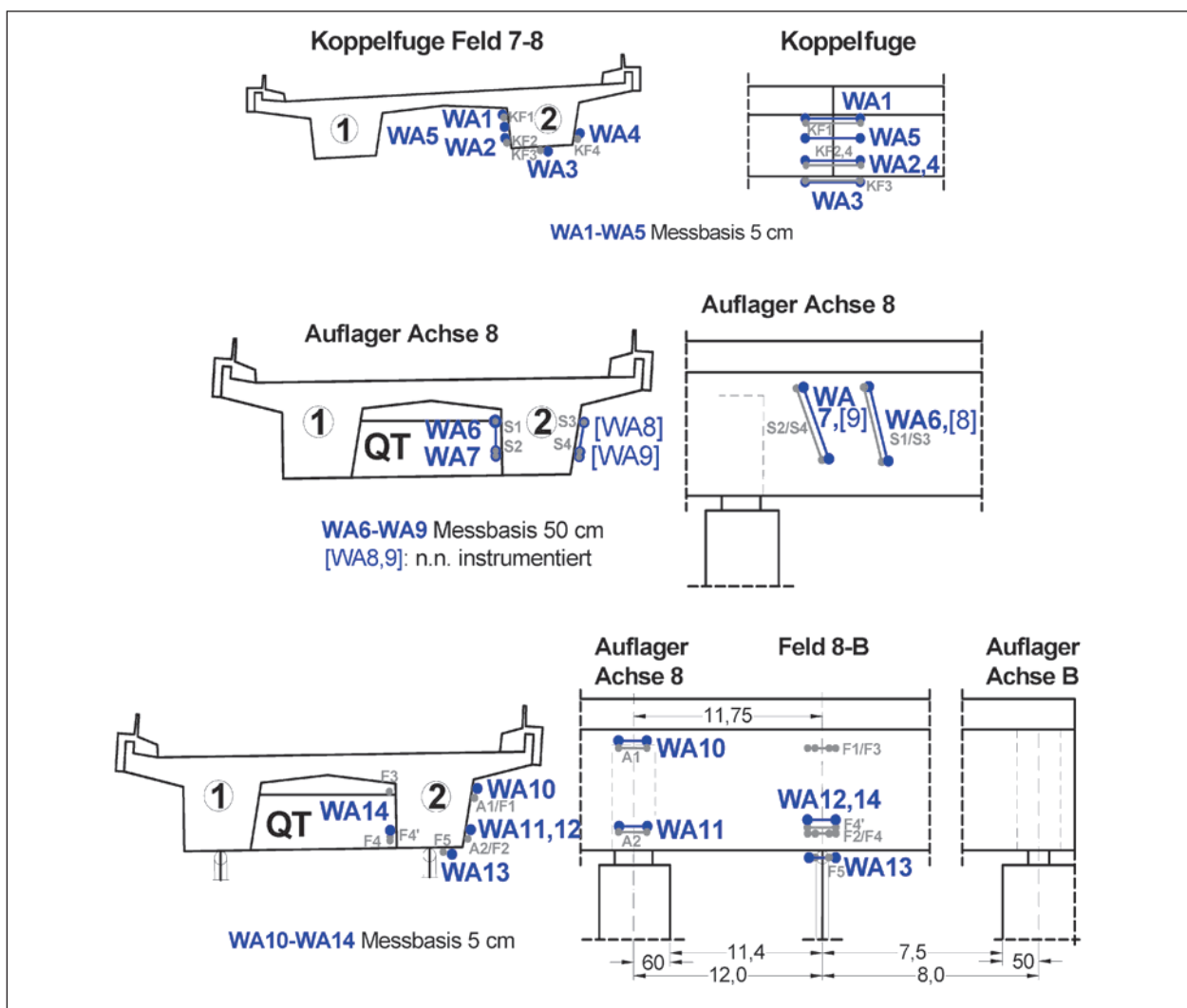


Bild 6-26: Übersicht über die Lage der Sensorik (induktive Wegaufnehmer) des sekundären, temporären, dynamischen Messsystems (unmaßstäbliche Skizze, die Wegaufnehmer WA8 und WA9 wurden aus Zeitgründen nicht angebaut, grau dargestellt ist die permanente Schwingsaitensensorik)



Bild 6-27: Mobile Messzentrale zur Datenerfassung des sekundären temporären dynamischen Messsystems mit Messrechner und Vielstellenmessgerät MGC+ der Firma HBM

rend des Belastungsversuches sowie mehreren Stunden Messungen unter fließendem Verkehr (mit Videoaufzeichnung des Verkehrs) am 18.06.2013 wieder abgebaut. Die Messrate der induktiven Wegaufnehmer betrug 100 Hz. Das Messprogramm des dynamischen Messsystems ist in Tabelle 6-4 zusammengefasst. Das Vielstellenmessgerät sowie der Messcomputer wurden jeweils temporär wieder angeschlossen (vgl. Bild 6-27).

Die am Bauwerk installierte dynamische Sensorik ist am Beispiel der Koppelfuge in Bild 6-28 zu sehen.

6.2.3 Intermittierende Probelastungen

Wie in den Vorüberlegungen zur Messkonzeption bereits erläutert wurde, soll die kompensierende Schwellwertüberwachung als kontinuierliche Dauer-messung mit intermittierenden Probelastungen ausgeführt werden. Dabei handelt es sich um Probelastungen mit definierter Belastung, um eine Funktionskontrolle und Kalibrierung der Sensorik, eine Kalibrierung des numerischen Modells sowie die Detektion etwaiger zwischen den Probelastungen auftretender Schädigungen zu ermöglichen. Im Folgenden werden die Details zur Planung und Ausführung der Probelastungen aufgezeigt.



Bild 6-28: Ausgeführte sekundäre Instrumentierung am Beispiel der Koppelfugensensorik

Datum und Uhrzeit	Art der Messung
06.06.2013, ca. 02:00 – 05:00 Uhr	Messungen unter definierter Belastung im Zuge der 1. Probelastung
06.06.2013, ca. 05:00 – 07:00 Uhr	Messungen unter fließendem Verkehr
18.06.2013, ca. 10:00 – 16:00 Uhr	Messungen unter fließendem Verkehr

Tab. 6-4: Messprogramm des sekundären temporären dynamischen Messsystems

6.2.3.1 Erste Probelastung

Wie in Kapitel 6.2.1 erwähnt, soll die erste Probelastung zur Funktionskontrolle und Kalibrierung der Sensorik und zur Kalibrierung des numerischen Modells dienen. Prinzipiell sind die Art der Belastung sowie die Laststellung hierfür von untergeordneter Bedeutung (sofern diese definiert sind). Eine Schwellwertfestlegung wird jedoch durch eine Belastung der Brücke mit einem möglichst schweren Fahrzeug vereinfacht. Dies gilt auch für eine Lastanordnung, welche maximale Messgrößen erzeugt.

Im Rahmen dieser Pilotanwendung wurde daher ein Autokran mit einem Gesamtgewicht von 44 t verwendet. Die Geometrie des Krans und dessen Ansicht in Realität sind in Bild 6-29 dargestellt. Auf ein zweites Fahrzeug mit abweichendem Gewicht wurde verzichtet, um die Dauer der notwendigen

Vollsperrung der Brücke im Rahmen zu halten. Ein zweites Fahrzeug hätte den Vorteil der Überprüfung der linearen Abhängigkeit der Messgrößen von der Belastung sowie der Nachstellung der Bauwerksreaktionen auf Überholvorgänge.

Um eine definierte Laststellung garantieren zu können, ist eine statische Lastanordnung erforderlich. In Längsrichtung der Brücke wurde der 44-t-Autokran an den Stellen, welche jeweils maximale Schnittgrößen entsprechend der jeweiligen Einflusslinie erzeugen, positioniert. In Querrichtung wurde der Kran in unterschiedlichen Fahrstreifen angeordnet, um eine Aussage über die Querverteilung der Brücke zu erhalten. Auf weitere Lastanordnungen wurde aufgrund zeitlicher Restriktionen verzichtet. Die detaillierten Lastanordnungen sind in Bild 6-30 dargestellt.

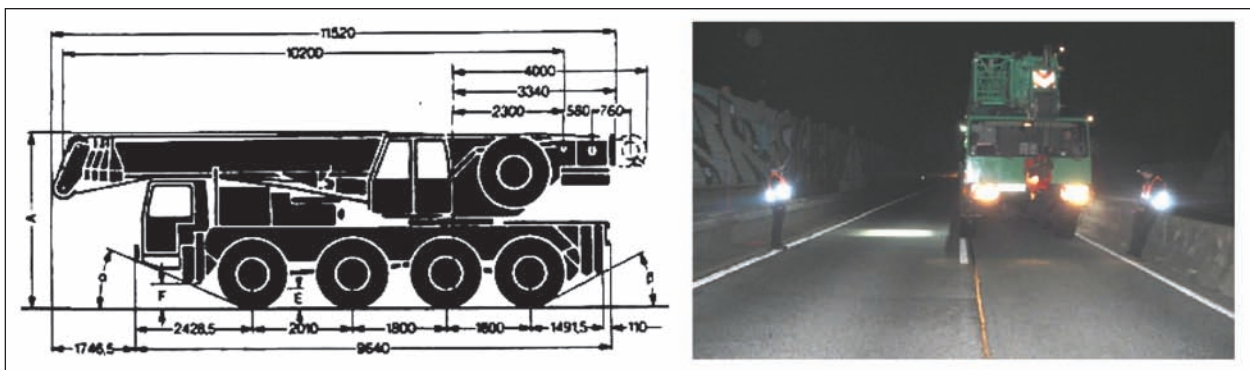


Bild 6-29: Geometrie des 44-Tonnen-Krans als Belastungsfahrzeug mit den Achslasten von 4 x 11 Tonnen sowie Foto vom statischen Belastungsversuch

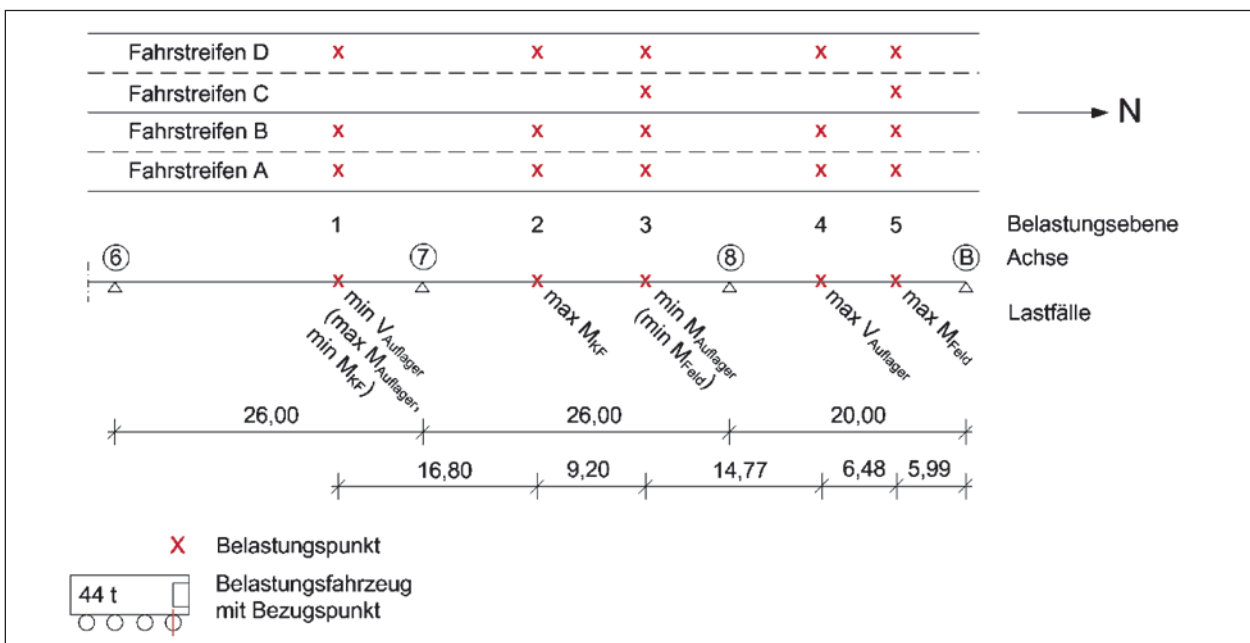


Bild 6-30: Lastanordnungen der ersten Probelastung

Zeitraum	Zeitpunkt stat. Messung	Belastung
02:20	02:20	Nullmessung
02:25 – 02:27	(02:26, 02:27)	1. Überfahrt mit 10 km/h auf Spur A
02:30 – 02:32	(02:31, 02:32)	2. Überfahrt mit 10 km/h auf Spur A
02:36 – 02:37	(02:37, 02:38)	3. Überfahrt mit 10 km/h auf Spur A
02:46 – 02:49	02:47, 02:48	statische Lastanordnung A1
02:52 – 02:54	02:53, 02:54	statische Lastanordnung A2
02:55 – 02:57	02:56, 02:57	statische Lastanordnung A3
02:58 – 03:00	02:59, 03:00	statische Lastanordnung A4
03:02 – 03:04	03:03, 03:04	statische Lastanordnung A5
03:16 – 03:18	03:17, 03:18	statische Lastanordnung B1
03:19 – 03:21	03:20, 03:21	statische Lastanordnung B2
03:23 – 03:26	03:24, 03:25	statische Lastanordnung B3
03:26 – 03:28	03:27, 03:28	statische Lastanordnung B4
03:29 – 03:34	03:30, 03:31	statische Lastanordnung B5
03:47 – 03:49	03:48, 03:49	statische Lastanordnung D5
03:51 – 03:53	03:52, 03:53	statische Lastanordnung D4
03:54 – 03:56	03:55, 03:56	statische Lastanordnung D3
03:57 – 03:59	03:58, 03:59	statische Lastanordnung D2
04:00 – 04:02	04:01, 04:02	statische Lastanordnung D1
04:03 – 04:05	04:04, 04:05	statische Lastanordnung C5
04:06 – 04:08	04:07, 04:08	statische Lastanordnung C3
04:16 – 04:17	-	1. Überfahrt mit 60 km/h auf Spur A
04:30 – 04:31	-	2. Überfahrt mit 60 km/h auf Spur A

Tab. 6-5: Belastungsprogramm der ersten Probelastung am 06.06.2013

Zusätzlich zu den statischen Lastanordnungen wurden im Rahmen der ersten Probelastung ebenfalls drei Überfahrten mit einer Fahrgeschwindigkeit des Krans von 10 km/h realisiert. Diese Überfahrten dienten zur Reproduzierbarkeit und Ermittlung von tatsächlich vorhandenen Einflusslinien mithilfe des sekundären dynamischen Messsystems und somit zur Kontrolle der berechneten Einflusslinien und damit ebenfalls zur Systemkalibrierung und zur zuverlässigen Festlegung von Schwellwerten. Darüber hinaus wurden zwei Überfahrten mit 60 km/h realisiert, um etwaige dynamische Effekte aufzudecken. Bremsversuche wurden nicht durchgeführt.

Aufgrund des dann eingeschwingenen Temperaturzustandes der Brücke wurde die Probe-

belastung in den frühen Morgenstunden durchgeführt. Realisiert werden konnte das Belastungsprogramm am 06.06.2013 im Zeitraum von 02:25 Uhr bis 05:00 Uhr. In Absprache mit der Polizei wurden Messblöcke, in welchen eine Vollsperrung erforderlich war, und Pausenblöcke, in welchen der angestaute Verkehr durchgelassen werden konnte, alterniert. Die Vollsperrung wurde durch die Polizei organisiert. Vor der ersten Messung einer Belastungsreaktion wurde eine Messung ohne jegliche Belastung, die Nullmessung, durchgeführt. Diese dient zur nachträglichen Ermittlung der Relativänderungen der Verformungen und Dehnungen. Um zuverlässigere Messergebnisse zu erhalten, wurden je Belastungskonfiguration zwei statische Messungen aufgezeichnet.

Das gesamte realisierte Belastungsprogramm der ersten Probelastung ist in Tabelle 6-5 zusammengefasst.

6.2.3.2 Zweite Probelastung

Im Rahmen des Forschungsprojektes konnte am 09.12.2013 im Zeitraum von 21:06 Uhr bis 22:21 Uhr eine zweite intermittierende Probelastung realisiert werden. Die zweite Probelastung diente u. a. der Verifizierung der Funktionstüchtigkeit der Sensorik sowie der Messergebnisse des ersten Belastungsversuches. Darüber hinaus sollten die Messergebnisse Aufschluss über differenzielle Änderungen der Belastungsreaktion der überwachten Bauwerksabschnitte und somit auf etwaige eingetretene Schädigungen im Überwachungszeitraum geben. Für eine optimale Vergleichbarkeit der Messergebnisse wurde bei der zweiten Probelastung das gleiche statische Belastungskonzept wie bei der ersten Probelastung durchgeführt. Hinzugefügt wurden vermehrte Nullmessungen, um etwaige Einflüsse aus der Umgebung zu reduzieren. Aufgrund technischer Probleme wurde je Belastungskonfiguration nur eine statische Messung aufgezeichnet.

Das gesamte realisierte Belastungsprogramm der zweiten Probelastung ist in Tabelle 6-6 zusammengefasst.

6.3 FE-Modell

Zur Bestimmung der Schwellwerte wird ein FE-Modell der bestehenden Hochstraße Gifhorn verwen-

det. Im Folgenden soll zunächst eine allgemeine Beschreibung des FE-Modells gegeben werden. Daraufhin wird die Kalibrierung des FE-Modells be-

schrieben, welche zur Festlegung von Schwellwerten sowie zur Interpretation von dessen Güte erforderlich ist.

Zeitpunkt stat. Messung	Belastung
21:06	Nullmessung
21:09	statische Lastanordnung A1
21:12	statische Lastanordnung A2
21:15	statische Lastanordnung A3
21:18	statische Lastanordnung A4
21:21	statische Lastanordnung A5
21:36	Nullmessung
21:39	statische Lastanordnung B1
21:42	statische Lastanordnung B2
21:45	statische Lastanordnung B3
21:48	statische Lastanordnung B4
21:51	statische Lastanordnung B5
22:00	Nullmessung
22:03	statische Lastanordnung D5
22:06	statische Lastanordnung D4
22:09	statische Lastanordnung D3
22:12	statische Lastanordnung D2
22:15	statische Lastanordnung D1
22:18	statische Lastanordnung C3
22:21	statische Lastanordnung C5

Tab. 6-6: Belastungsprogramm der zweiten Probelastung am 09.12.2013

6.3.1 Allgemeine Beschreibung des FE-Modells

Die Hochstraße Gifhorn wird mithilfe des Finite-Elemente-Programms (FE-Programms) Sofistik (Version 11) modelliert. Dabei wird der zweistegige Plattenbalken durch zwei Stab-Elemente abgebildet. Die Querschnitte bilden sowohl Träger als auch Fahrbahnplatte ab. Mitwirkende Plattenbreiten werden berücksichtigt. Zur Modellierung der Querverteilung wird die Platte des Plattenbalkens zusätzlich als QUAD-Element modelliert, welches nur in Querrichtung steif ist. Die Querträger werden ebenfalls als Stab-Elemente modelliert. Das Gesamtmodell ist in Bild 6-31 dargestellt.

Lagerung, Abmessungen, Spanngliedverläufe und verwendete Baustoffe werden entsprechend den Bestandsplänen angesetzt.

Die Kenngrößen der historischen Baustoffe werden gemäß der Nachrechnungsrichtlinie [8] angenommen. Aufgrund der bei der herstellungsbegleitenden Güteüberwachung gemessenen Überfestigkeiten wird der Beton B450 entsprechend der vorhandenen Nachrechnung nicht einem C30/37, sondern einem C40/50 gleichgesetzt. Folgende Baustoffe werden damit mit ihren Standardkenngrößen für den Überbau angesetzt:

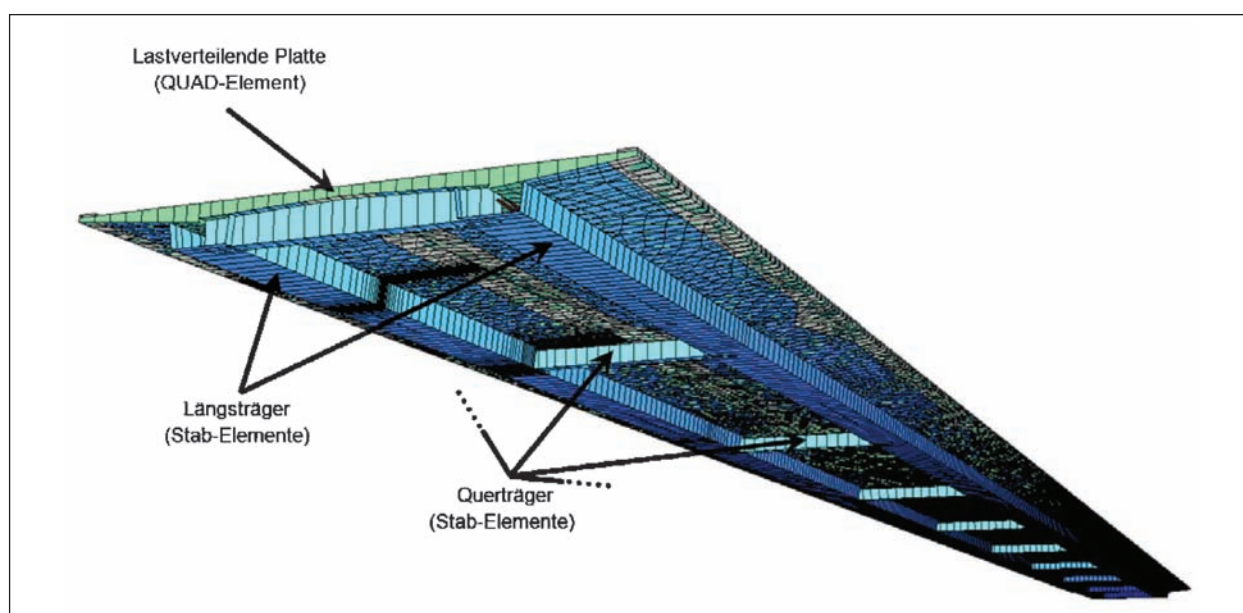


Bild 6-31: Darstellung des FE-Modells der Hochstraße Gifhorn

Beton:
C40/50, $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 35.000 \text{ N/mm}^2$,

Betonstahl:
St II, $f_{yk} = 340 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$,

Spannstahl:
St 80/105, $f_{p0,2k} = 780 \text{ N/mm}^2$, $E_p = 205.000 \text{ N/mm}^2$,
 $f_{pk} = 1.030 \text{ N/mm}^2$.

Aufgrund des nahezu ungerissenen Zustandes der Brücke werden die Berechnungen linear elastisch durchgeführt.

Zur Schwellwertfestlegung notwendige Größen sind Durchbiegungen, Dehnungen und Dehnwege.

Durchbiegungen an den Messstellen DB1 und DB2 werden mithilfe von Knotenverschiebungen an den entsprechenden Punkten abgelesen. In Bild 6-32 sind exemplarisch die vorhandenen Durchbiegungen zum Zeitpunkt der Sensorinstallation infolge Eigengewicht Ausbaulasten, Vorspannung und Temperatur in Längsrichtung des Plattenbalkens dargestellt. Für die Vorspannung wird auf der sicheren Seite liegend ein Spannkraftverlust von $\delta_p = 0,2$ angesetzt.

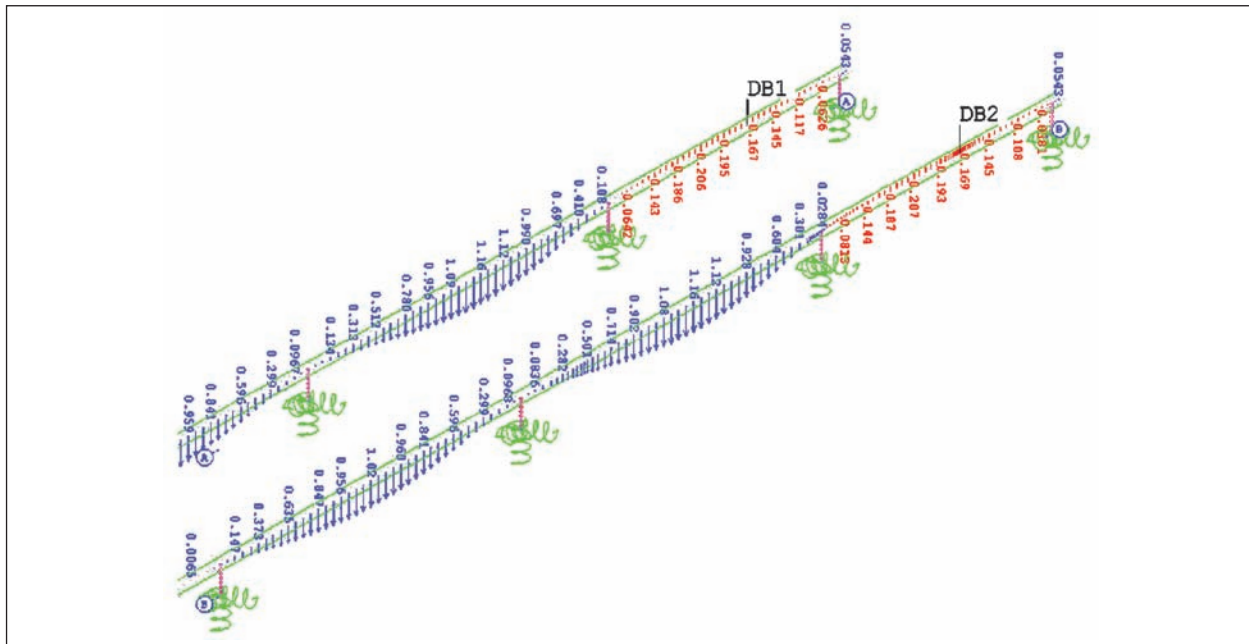


Bild 6-32: Vorhandene Durchbiegungen ($\delta_p = 0,2$; ohne Verkehr)

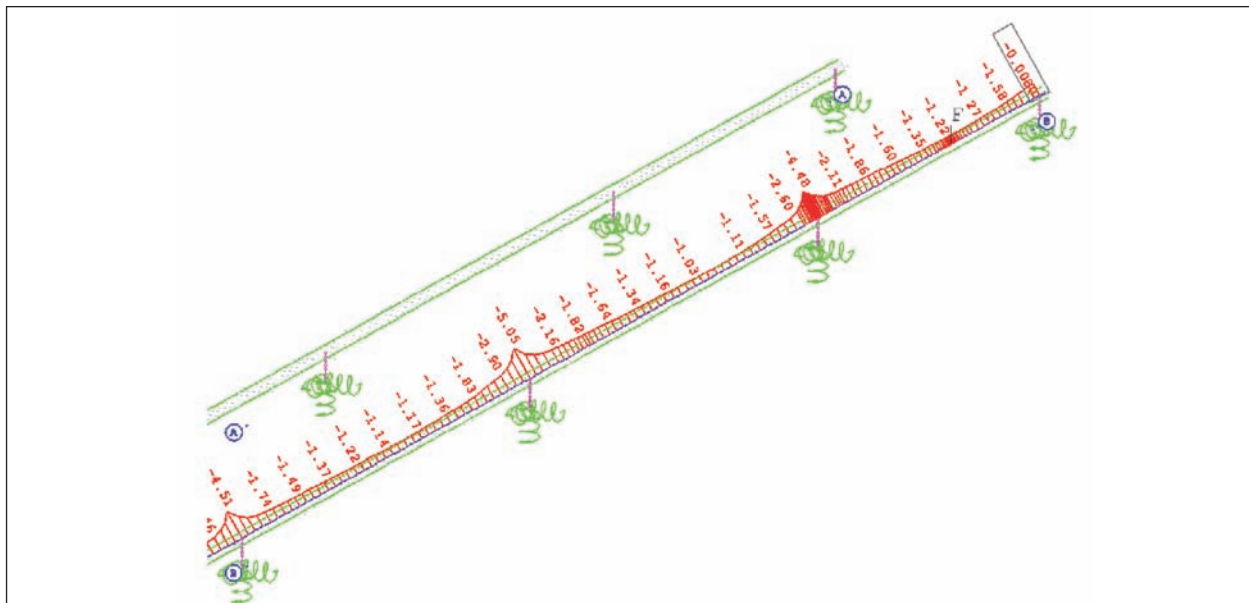


Bild 6-33: Vorhandene Spannungen der Höhenlage des Sensors F4' ($\delta_p = 0,2$; ohne Verkehr)

Dehnwege und Dehnungen der Messstellen KF (vgl. Bild 6-22), A und F (vgl. Bild 6-17) werden aus abgelesenen Spannungen errechnet. Die Lage der einzelnen Sensoren im Querschnitt wird hierfür im Modell definiert. Die Ablesung der Spannungen erfolgt dann an den entsprechenden Stellen in Längsrichtung. In Bild 6-33 ist exemplarisch der Spannungsverlauf der Höhenlage des Sensors F4' (vgl. Bild 6-17) infolge Eigengewichts Ausbaulasten, Vorspannung und Temperatur in Längsrichtung des Plattenbalkens dargestellt.

6.3.2 Kalibrierung des FE-Modells

Zur Festlegung von Schwellwerten sowie zur Interpretation von dessen Güte ist eine Kalibrierung des FE-Modells von großer Bedeutung. Zunächst einmal soll mithilfe der aus den Messungen mit induktiven Wegaufnehmern gewonnenen Einflusslinien überprüft werden, inwieweit das modellierte System mit dem tatsächlichen übereinstimmt. Daraufhin soll die Steifigkeit des vorhandenen FE-Modells mithilfe der Messergebnisse des Belastungsversuchs angepasst werden.

Eine Gegenüberstellung der gemessenen (dynamische Überfahrt mit 10 km/h sowie mit 60 km/h) und der berechneten Einflusslinien an den unterschiedlichen Messstellen zeigt eine gute Übereinstimmung des wesentlichen Verlaufs der Einflusslinien. In Bild 6-34 ist beispielhaft die Gegenüberstellung für die Messstelle WA14 (vgl. Bild 6-26) dargestellt. Die wesentliche Abweichung betrifft die Höhe der Maxima der Einflusslinien. Dabei stimmt das Maximum der Messungen der dynamischen Überfahrt mit 10 km/h mit dem Maximum der Messungen der statischen Laststellungen überein. Das Maximum der Messungen der dynamischen Überfahrt mit 60 km/h liegt hingegen etwas niedriger.

Die Belastungen aus den statischen Laststellungen liegen somit auf der sicheren Seite. Im Vergleich zur berechneten Einflusslinie liegen die Maxima der gemessenen Einflusslinien höher. Infolge der Überfahrt mit 10 km/h beträgt der Faktor ca. 1,3, infolge der Überfahrt mit 60 km/h ca. 1,7. Dies deutet auf eine höhere als angenommene Steifigkeit des Modells hin. Um zuverlässige Schwellwerte bestimmen zu können, soll die Steifigkeit des FE-Modells daher im Folgenden angepasst werden.

Der Steifigkeitsfaktor f_{EI} , welcher das Verhältnis zwischen ursprünglich angenommener Steifigkeit und tatsächlicher Steifigkeit darstellt, soll mithilfe der Messergebnisse des Belastungsversuchs erfolgen. Da Durchbiegungsberechnungen aufgrund ihres globalen Charakters weniger Unsicherheiten unterliegen als Dehnungsberechnungen, erfolgt die Kalibrierung anhand der Durchbiegungsmessungen an den Messstellen DB1 und DB2 (vgl. Bild 6-20).

Zu einem Zeitpunkt möglichst kurzfristig vor der Durchführung des Belastungsversuchs, an welchem sichergestellt ist, dass die Brücke von Verkehr unbelastet ist, werden die Messdaten genullt. Damit werden lediglich Durchbiegungsänderungen infolge des Belastungsfahrzeuges gemessen. Diese gemessenen Durchbiegungsänderungen werden in einem ersten Schritt mit den mithilfe des FE-Modells ermittelten Durchbiegungsänderungen verglichen. Aufgrund des linear elastischen Modells ist die Betrachtung des Lastfalls Krans, zur Ermittlung der Durchbiegungsänderungen ausreichend. Die einzelnen Laststellungen des Krans werden hierfür explizit modelliert. In Bild 6-35 ist exemplarisch die Lastmodellierung des Krans für die Laststellung A5 (vgl. Bild 6-30) dargestellt.

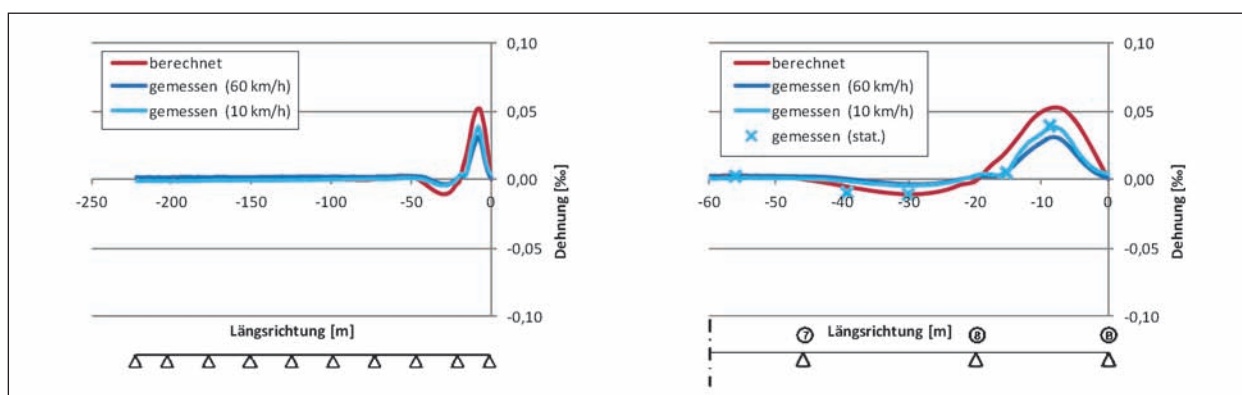


Bild 6-34: Gegenüberstellung der gemessenen und der berechneten Einflusslinie der Messstelle WA14

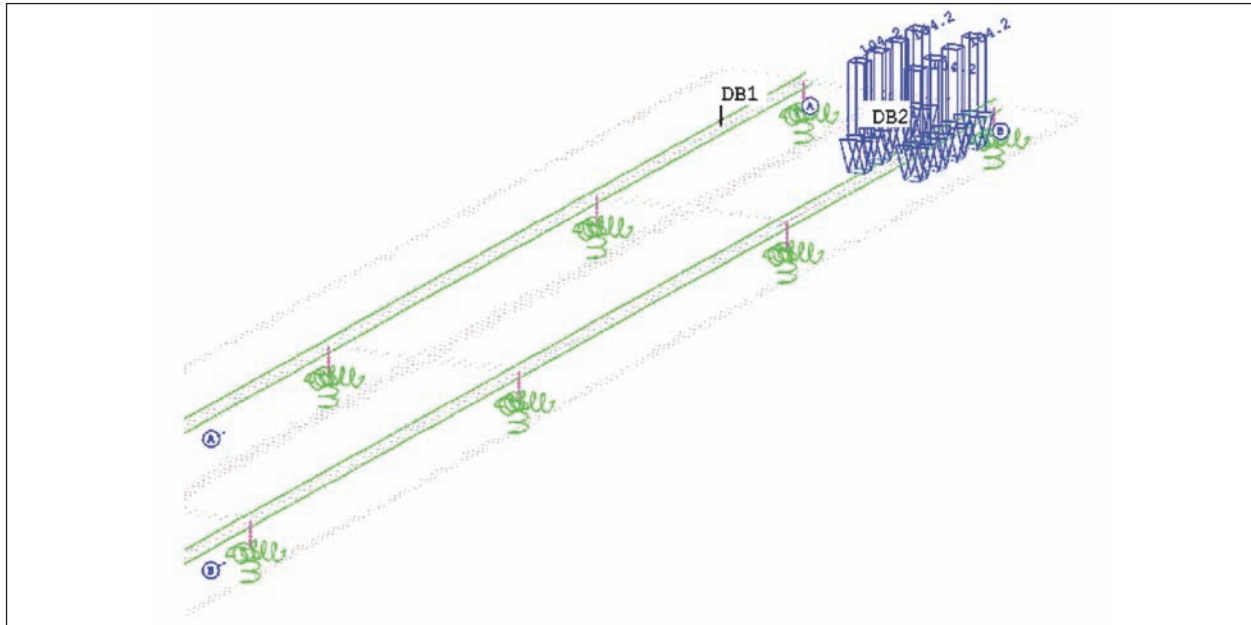


Bild 6-35: Lastmodellierung des Krans für die Laststellung A5

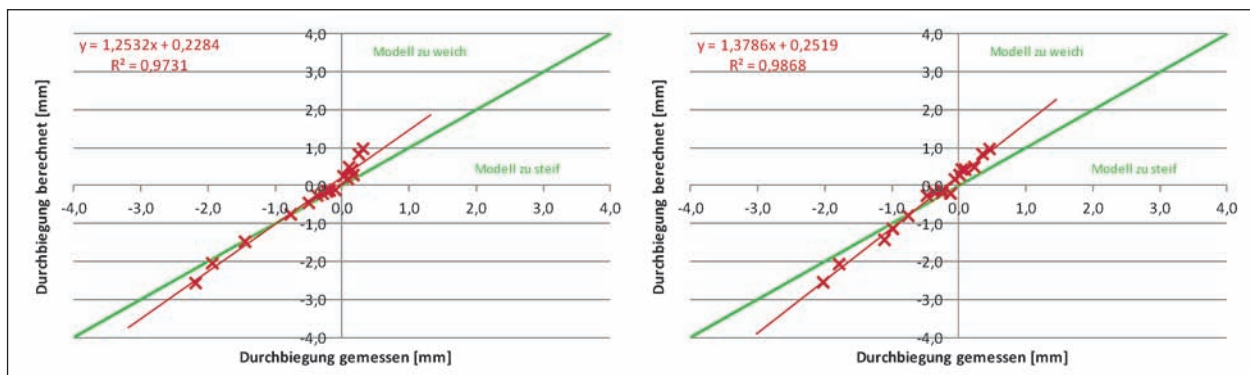


Bild 6-36: Initialer Vergleich von gemessenen und berechneten Durchbiegungen; links: Messstelle DB1, rechts: Messstelle DB2

In Bild 6-36 sind die gemessenen und berechneten Durchbiegungen der Messstellen DB1 und DB2 grafisch gegenübergestellt.

Idealerweise entsprechen die gemessenen den berechneten Durchbiegungen. Die Datenpunkte liegen in diesem Fall auf der grünen Quadrantenhalbierenden. Streuen die Messergebnisse um die Quadrantenhalbierende herum, so würde die Modellierung zwar passen, es lägen jedoch Messungenauigkeiten vor. Wenn die Messergebnisse hingegen auf einer Geraden liegen, jedoch in einem anderen Winkel als die Quadrantenhalbierende, so entspricht die Modellsteifigkeit nicht der vorhandenen Steifigkeit. Falls die Messergebnisse über der Quadrantenhalbierenden liegen, so wäre das Modell zu weich, falls sie unter der Quadrantenhalbierenden liegen, so wäre das Modell zu steif.

Im vorliegenden Fall sind die gemessenen Durchbiegungen im Regelfall geringer als die berechneten. Darüber hinaus liegen die einzelnen Datenpunkte nicht auf einer Geraden. Mithilfe einer Regressionsgeraden kann eine Aussage über das Verhältnis zwischen gemessenen und berechneten Durchbiegungen sowie über Messungenauigkeiten getroffen werden. Das Verhältnis zwischen gemessenen und berechneten Durchbiegungen beträgt sowohl bei DB1 als auch bei DB2 ca. 1,3. Das Bestimmtheitsmaß von ca. 0,98 deutet auf geringe Messungenauigkeiten hin. Im vorliegenden Fall kreuzt darüber hinaus die Regressionsgerade den Koordinatenursprung nicht, es liegt eine Achsenverschiebung der Geraden vor. Da eine Nullung der Messwerte unmittelbar vor dem Belastungsversuch stattgefunden hat, resultiert die Achsenverschiebung wahrscheinlich aus Umgebungseinflüssen auf die Messdaten während des

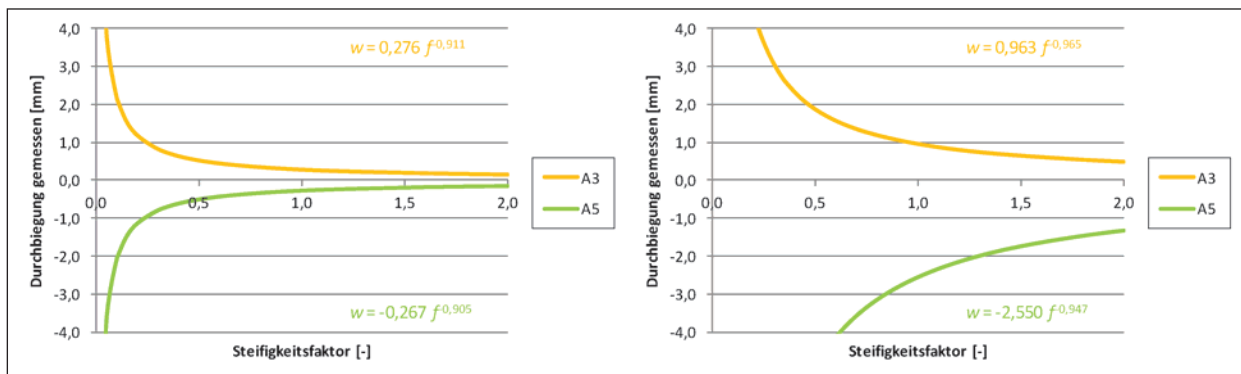


Bild 6-37: Steifigkeitsfaktor-Durchbiegungs-Abhängigkeiten für die Laststellungen A3 und A5; links: Messstelle DB1, rechts: Messstelle DB2

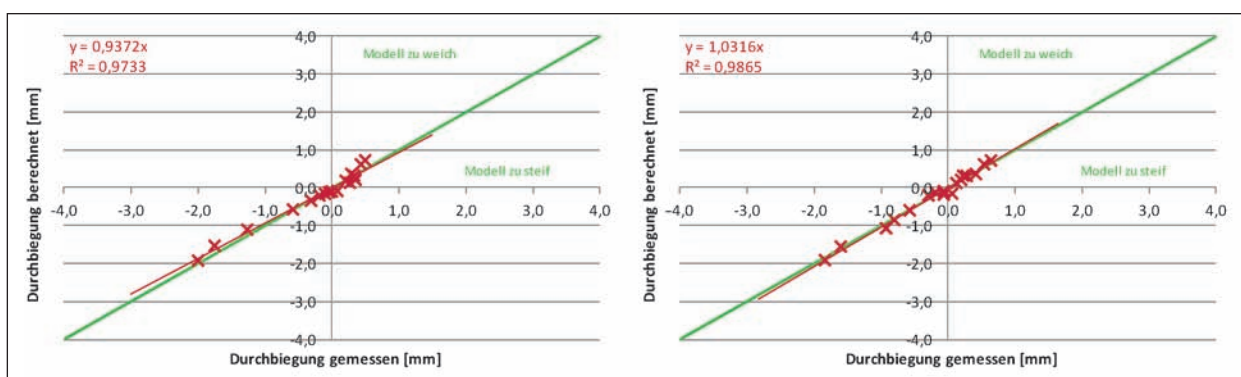


Bild 6-38: Abschließender Vergleich von gemessenen und berechneten Durchbiegungen; links: Messstelle DB1, rechts: Messstelle DB2

Belastungsversuchs. Die Wichtigkeit der Durchführung des Belastungsversuchs während eines möglichst eingeschwungenen Temperaturzustandes wird damit nochmals verdeutlicht. Im vorliegenden Fall werden die gemessenen Werte vereinfachend global um die Achsenverschiebung reduziert.

Da die Durchbiegungen an den Messstellen DB1 und DB2 nicht linear mit der Steifigkeit des Modells gekoppelt sind, entspricht der Faktor zwischen berechneter und gemessener Durchbiegung nicht unmittelbar dem Steifigkeitsfaktor f_{EI} . Im zweiten Schritt werden daher für jede Laststellung Steifigkeitsfaktor-Durchbiegungs-Abhängigkeiten ermittelt. Für die Laststellungen A3 und A5 (vgl. Bild 6-30) sind die Beziehungen beispielhaft in Bild 6-37 dargestellt. Bei den Laststellungen A3 und A5 befindet sich der Kran auf der Spur A, welche sich unmittelbar über dem Sensor DB2 befindet. Daher ergeben sich deutlich größere Durchbiegungen infolge dieser Laststellungen an dem Sensor DB2 im Vergleich zum Sensor DB1. Mithilfe der einzelnen Steifigkeitsfaktor-Durchbiegungs-Abhängigkeiten können nun Durchbiegungsänderungen für jeden beliebigen Steifigkeitsfaktor f_{EI} ohne Neuberechnung

des FE-Modells ermittelt werden, womit die Bestimmung des optimalen Steifigkeitsfaktors wesentlich beschleunigt wird. Ein Steifigkeitsfaktor, welcher den quadratischen Fehler zwischen gemessener und berechneter Durchbiegung minimiert, wird daraufhin mithilfe eines iterativen Löser bestimmt. Unter Minimierung des quadratischen Fehlers beider Messstellen DB1 und DB2 ergibt sich ein Steifigkeitsfaktor von $f_{EI} = 1,36$. Die erneute Gegenüberstellung von den gemessenen und den berechneten Durchbiegungen der Messstellen DB1 und DB2 ist in Bild 6-38 dargestellt. Zu erkennen ist ein jeweils deutlich geringerer Faktor f_{EI} zwischen gemessenen und berechneten Durchbiegungen. Er liegt nahezu bei 1,0. Das hohe Bestimmtheitsmaß deutet zudem wie bereits erwähnt auf eine geringe Modellunsicherheit hin. Statistische Kenngrößen des Verhältnisses gemessene Durchbiegungen zu berechneten Durchbiegungen für das kalibrierte Modell f_{EI} sind in Tabelle 6-7 zusammengefasst.

Bei Beurteilung des Steifigkeitsfaktors f_{EI} ist zu berücksichtigen, dass das FE-Programm die Durchbiegungsberechnungen auf Basis des Tangenten- und nicht Sekanten-E-Moduls führt. Darüber hinaus

Messstelle	Statistische Kenngröße			
	Verteilungstyp	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
DB1	NV	0,937	0,037	0,040
DB2	NV	1,032	0,028	0,028

Tab. 6-7: Statistische Kenngrößen des Verhältnisses gemessene Durchbiegungen zu berechneten Durchbiegungen f_{EI} für die Messstellen DB1 und DB2

werden ideale Querschnittswerte nicht berücksichtigt. Der Faktor zwischen Tangenten- und Sekanten-E-Modul beträgt 1,1. Der Faktor zwischen Brutto- und ideellen Querschnittswerten ca. 1,05. Es verbleibt ein reeller Steifigkeitsfaktor f_{EI} von 1,18. Dieser ist im Wesentlichen auf einen höheren als angenommenen E-Modul zurückzuführen. E-Moduln haben einen Schwankungsbereich von 20 %, womit das Ergebnis im Rahmen liegt. Allerdings erwartet man üblicherweise auch, dass E-Moduln durch Langzeiteinflüsse auf lange Zeit betrachtet deutlich abnehmen.

6.4 Schwellwertfestlegung

Ein wesentlicher Bestandteil des Schwellwertmonitorings ist die Schwellwertfestlegung. Neben technischen Aspekten hängt von ihr auch maßgeblich die Versagenswahrscheinlichkeit des Schwellwertmonitorings ab.

Grundsätzlich unterschieden werden kann zwischen Warn- und Alarmwerten. Bei Überschreiten der Warnwerte wird lediglich eine Warnung an die Verantwortlichen übermittelt, sodass Messdaten sowie Bauwerk auf etwaige Schädigungen hin überprüft werden können. Bei Überschreiten der Alarmwerte ist im Üblichen eine unmittelbare Handlung wie Sperrung der Brücke vorgesehen. Warn- und Alarmwerte müssen sorgfältig aufeinander abgestimmt sein, sodass Schädigungen rechtzeitig erkannt, jedoch unnötige Verkehrsbeeinträchtigungen verhindert werden.

Eine umfangreiche Literaturrecherche zeigt, dass keine Veröffentlichungen zur konkreten Vorgehensweise bei der Schwellwertfestlegung bei bereits durchgeführten Projekten existieren. Mündliche Nachfragen bei Verantwortlichen bewirken nur sehr zögerliche und grobe Aussagen. Zusammenfassend zeigt sich, dass es derzeit keine Standardmethode zur Schwellwertfestlegung gibt. Es werden in der Praxis sowohl absolute als auch relative Schwellwerte festgelegt.

Absolute Schwellwerte basieren stets auf der Auswertung des tatsächlichen überwachten Grenzzustandes. Die Herangehensweise bei der konkreten Schwellwertfestlegung unterscheidet sich jedoch in der Art der verwendeten Eingangswerte zur Auswertung des Grenzzustandes. Es werden Mittelwerte, charakteristische Werte oder Bemessungswerte zur Ermittlung der kritischen Messgrößen verwendet. Diese werden dann u. U. pauschal um einen Faktor abgemindert.

Relative Schwellwerte basieren wiederum auf der Bewertung der Messergebnisse vorhergehender Messzyklen. Die Schwellwerte werden oberhalb bzw. unterhalb der bisher gemessenen Daten festgelegt. Die Herangehensweisen bei der konkreten Schwellwertfestlegung unterscheiden sich u. a. in der vorherigen Modifikation der Messdaten sowie in dem gewählten Sicherheitsabstand zwischen gemessenen Daten und dem Grenzwert.

Vorteil von absoluten im Vergleich zu relativen Schwellwerten ist, dass sie direkt eine Aussage über die Wahrscheinlichkeit, ein Versagen erfolgreich zu detektieren, ermöglichen. Ein Nachteil ist hingegen, dass bei Schädigungen, welche nicht unmittelbar zu einer Überschreitung des absoluten Grenzwertes führen, kein Alarm ausgelöst wird. Die Möglichkeit einer vorzeitigen Inspektion bzw. Reparatur verfällt somit. Des Weiteren ist die Schwellwertfestlegung von absoluten Schwellwerten komplizierter und mit mehr Unsicherheiten behaftet. Durch nicht erkannte Vorschädigungen kann beispielsweise die Sicherheit eines absoluten Schwellwertes falsch eingeschätzt werden. Relative Schwellwerte sind hingegen unabhängig von Vorschädigungen. Eine Kombination von beiden Schwellwertarten erscheint daher als sinnvoll.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass aufgrund der großen Abhängigkeit der Schwellwertfestlegung von der Versagenswahrscheinlichkeit des Schwellwertmonitorings und somit des erzielbaren Sicherheitsgewinnes weitergehende Forschung und Vereinheitlichung auf diesem Sektor notwendig sind. Insbesondere der quantitative Ein-

fluss der Höhe der festgelegten Schwellwerte auf die Versagenswahrscheinlichkeit ist von großem Interesse.

Im Folgenden sollen eigene Ansätze zur Festlegung von absoluten sowie relativen Schwellwerten verwendet werden. Nach Meinung der Verfasser stellen sie in Kombination mit Betrachtungen weiterer Einflüsse auf die Versagenswahrscheinlichkeit des Schwellwertmonitorings erste Ansätze zur sicheren, jedoch verkehrsfreundlichen Festlegung von Schwellwerten dar.

Für die Durchbiegungssensoren, welche auf das in der Nachrechnung festgestellte Biegedefizit abzielen (DB1 und DB2, vgl. Bild 6-20), werden im Folgenden absolute sowie relative Schwellwerte bestimmt. Für die absolute Schwellwertfestlegung wird der Grenzzustand des Erreichens der kritischen Durchbiegung infolge Erreichens des kritischen Moments verwendet. Für die Schwingsaitenaufnehmer, welche ebenfalls das Biegedefizit überwachen (F2 bis F5, vgl. Bild 6-17), sowie solche, die das Schubdefizit überwachen (S1 bis S4, vgl. Bild 6-15), werden lediglich relative Schwellwerte bestimmt. Eine Beobachtung relativer Veränderungen erscheint für den derzeit in diesen Bereichen ungerissenen Zustand der Brücke am sinnvollsten. Bei Vorhandensein von Rissen könnten beispielsweise kritische Rissweiten als Grenzzustand zur Festlegung von absoluten Schwellwerten dienen. Für die Schwingsaitenaufnehmer, welche das Ermüdungsdefizit überwachen (KF1 bis KF4, vgl. Bild 6-22), werden ebenfalls lediglich relative Schwellwerte bestimmt. Sprünge oder schleichende Abweichungen vom Grundwert können auf etwaige Spanngliedbrüche hinweisen.

Die jeweilige Gesamtversagenswahrscheinlichkeit des Schwellwertmonitorings für das Biege-, Schub- sowie Ermüdungsdefizit ist neben diversen weiteren Einflüssen, wie die technische Verfügbarkeit des Monitoringsystems, abhängig von jeweils allen auf das jeweilige Defizit abgestimmten Schwellwertfestlegungen. Eine Quantifizierung des Einflusses ist nachzeitigem Kenntnisstand jedoch noch nicht möglich.

6.4.1 Absolute Schwellwerte

Für die auf das Biegedefizit abgestimmten Durchbiegungssensoren DB1 und DB2 sollen im Rahmen dieser Pilotanwendung absolute Schwellwerte auf der Grundlage von voll-probabilistischen Betrachtungen festgelegt werden.

Vorteil gegenüber der deterministischen Bestimmung ist, dass die Sicherheit der Schwellwerte bekannt ist. Darüber hinaus ist die Streubreite der kritischen Messgrößen eine wertvolle Information zur endgültigen Festlegung der Schwellwerte.

Die grundsätzliche Idee dieses Ansatzes ist die Bestimmung der Verteilung der maximal zulässigen Durchbiegungsänderung Δw_{zul} . Auf deren Grundlage kann in Abstimmung mit der erforderlichen Versagenswahrscheinlichkeit des Schwellwertmonitorings $\max P_{f,S}$ ein Quantilwert der Verteilung von Δw_{zul} als Schwellwert angesetzt werden.

Die maximal zulässige Durchbiegungsänderung Δw_{zul} ergibt sich prinzipiell aus der Differenz der kritischen Durchbiegung w_{krit} und der bereits vorhandenen Durchbiegung w_{vorh} . Da die Sensoren dem Ausgleich des Biegedefizits dienen, kann die maximal zulässige Durchbiegungsänderung Δw_{zul} auch direkt aus der maximal zulässigen Momentenänderung ΔM_{zul} bestimmt werden. Dies hat den Vorteil eines sauberen Ansatzes der Vorspannung. Im vorliegenden Fall wird die gesamte Vorspannung nach Ansatz A auf der Widerstandsseite berücksichtigt. Die Abhängigkeit zwischen Moment und Durchbiegung wird vor der probabilistischen Berechnung mithilfe des kalibrierten FE-Modells bestimmt. Die Abhängigkeit ist abhängig von der Belastungsart. Als Belastungsart wird hier vereinfachend die Verkehrslast aus UDL und TS nach DIN-FB [27] angesetzt. Die Abhängigkeit unter Annahme des linear elastischen Modells ist in Bild 6-39 dargestellt. Durch die Annahme eines linear elastischen Modells liegen die Ergebnisse auf der sicheren Seite. Dies wird im Rahmen dieser Schwellwertfestlegung jedoch nicht weiter berücksichtigt. Liegen die Messdaten bereits in der Größenordnung der berechneten Schwellwerte, so sollte dies jedoch geschehen. Um die Wichtigkeit der Kalibrierung des Modells noch einmal zu verdeutlichen, ist die Abhängigkeit zwischen Moment und Durchbiegung zum einen für das ursprüngliche Modell vor Kalibrierung ($f_{EI} = 1,0$) sowie für das kalibrierte Modell ($f_{EI} = 1,36$) dargestellt. Bei Verwendung des unkalibrierten Modells ergäben gleiche maximal zulässige Momentenänderungen ΔM_{zul} ca. 30 % größere zulässige Durchbiegungsänderungen Δw_{zul} . Der Faktor zwischen Durchbiegung und Momentenbeanspruchung f_{w-M} liegt für das unkalibrierte Modell bei $f_{w-M} = -1,73$ mm/MNm anstatt bei $f_{w-M} = -1,30$ mm/MNm beim kalibrierten Modell. Eine zuverlässige Bestimmung von absoluten Schwellwer-

ten kann somit derzeit nur unter der Voraussetzung einer Kalibrierung des Modells anhand realer Messdaten erfolgen. Stehen in Zukunft mehr Erfahrungen über das Verhältnis und die Unsicherheit zwischen angenommenen und tatsächlichen Verformungen zur Verfügung, ist auch eine Bestimmung von absoluten Schwellwerten ohne Kalibrierung denkbar. Da das Modell mithilfe einer Fehlerminimierung, welche sich sowohl auf den Sensor DB1 als auch DB2 bezog, kalibriert wurde, entsprechen berechnete Durchbiegungen nicht exakt gemessenen Durchbiegungen. Dies wird zusätzlich bei der Bestimmung der maximal zulässigen Durchbiegungsänderung Δw_{zul} mit dem Faktor f'_{EI} nach Kapitel 6.3.2 berücksichtigt. Durch Ansatz der statistischen Verteilung des Faktors f'_{EI} (Tabelle 6-7) wird zu den vorhandenen Unsicherheiten bei der Umrechnung Rechnung getragen.

Die maximal zulässige Durchbiegungsänderung Δw_{zul} ergibt sich damit zu:

$$\Delta w_{zul} = \Delta M_{zul} \cdot f_{w-M} \cdot f'_{EI} \quad \text{Gl. 6-2}$$

Sofern die Brücke mithilfe eines dynamischen Monitoringsystems überwacht werden würde, so ergäbe sich die maximal zulässige Momentenänderungen ΔM_{zul} wiederum aus der Differenz des kritischen Moments M'_{krit} und des bereits vorhandenen Moments M'_{vorh} . Bei Verwendung eines statischen Monitoringsystems ist allerdings zu berücksichtigen, dass die Peaks aus Verkehrsbelastung mit großer Wahrscheinlichkeit nicht mitgemessen werden. Mögliche Peaks müssen folglich noch von der zulässigen Momentenänderungen ΔM_{zul} abgezogen werden. Auf der sicheren Seite liegend wird ein maximaler Peak M'_q infolge einer Verkehrsbeanspruchung (UDL + TS) nach DIN-Fachbericht 101 [27] angesetzt. Die maximal zu-

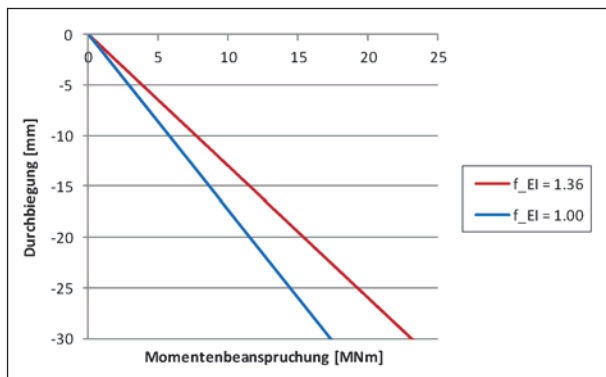


Bild 6-39: Abhängigkeit zwischen Momentenbeanspruchung aus Verkehr infolge DIN-FB (UDL + TS) und Durchbiegung

lässige Momentenänderungen ΔM_{zul} ergibt sich damit zu:

$$\Delta M_{zul} = M'_{krit} - M'_{vorh} - M'_q \quad \text{Gl. 6-3}$$

Sofern das Bauwerk keine Schädigungen aufweist, entspricht das kritische Moment M'_{krit} dem aus der Bemessung bekannten aufnehmbaren Moment. Zur Berechnung werden allerdings als Eingangswerte statistische Verteilungen und nicht Bemessungswerte verwendet. Zusätzlich wird wie in der probabilistischen Praxis üblich ein Modellunsicherheitsfaktor zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit $\theta_{R,M}$ angesetzt, der Modellungenauigkeiten auf der Widerstandsseite abdeckt. Unter Annahme eines Versagens in der Zugzone und unter Ansatz des Parabel-Rechteck-Diagramms für die Spannungsverteilung in der Druckzone (k_a – Höhenbeiwert bei einer Randdehnung des Betons von $\varepsilon_c = -3,5 \text{ ‰}$; α_R – Völligkeitsbeiwert der Druckspannungsverteilung bei einer Randdehnung des Betons von $\varepsilon_c = -3,5 \text{ ‰}$) ergibt sich für den ungeschädigten Spannbetonquerschnitt das kritische Moment M'_{krit} zu (siehe hierzu auch BRAML [12]):

$$M'_{krit} = \theta_{R,M} \cdot \left[F_s \cdot d_s + F_p \cdot d_p - (F_s + F_p)^2 \cdot \frac{k_a}{\alpha_R \cdot b \cdot \alpha_c \cdot f_c} \right] \quad \text{Gl. 6-4}$$

mit

$$F_s = A_s \cdot f_y \quad \text{und} \quad F_p = A_p \cdot f_{p,0,2} \quad \text{Gl. 6-5}$$

Die Brückenprüfung an der Hochstraße Gifhorn weist auf einen schädigungsfreien Zustand des Bauwerks hin. Eine Reduktion des kritischen Moments M'_{krit} ist somit nicht erforderlich. Sind allerdings Schäden bei einem Bauwerk vorhanden, so sind diese bei der Bestimmung des kritischen Momentes M'_{krit} zu berücksichtigen. Ansätze hierfür können BRAML [12] entnommen werden.

Zur Berechnung des vorhandenen Moments M'_{vorh} wird der Belastungszustand zum Zeitpunkt der Sensorinstallation angesetzt (Kombination aus Eigengewicht M_{g1} , Ausbaulast M_{g2} , Temperaturzustand M_t und indirektem Moment $M_{p,ind}$). Zusätzlich zu den Unsicherheiten der einzelnen Belastungen θ_i wird ein Modellunsicherheitsfaktor $\theta_{E,M}$ zur Bestimmung des einwirkenden Moments berücksichtigt, welcher allgemeine Modellungenauigkeiten auf der Einwirkungsseite, wie das statische System, abdeckt. Das vorhandene Moment M'_{vorh} ergibt sich damit zu:

$$M'_{vorh} = \theta_{E,M} \cdot \left[\theta_{g1} \cdot M_{g1} + \theta_{g2} \cdot M_{g2} + \theta_p \cdot M_{p,ind} + M_{t,l} + M_{t,k} \right] \quad \text{Gl. 6-6}$$

Bei der Bestimmung des maximalen Peaks infolge Verkehrs M'_q sind ebenfalls die entsprechenden Unsicherheiten zu berücksichtigen:

$$M'_q = \theta_{E,M} \cdot [\theta_q \cdot M_q] \quad \text{Gl. 6-7}$$

Zur probabilistischen Auswertung der Grenzzustandsgleichung werden die statistischen Eingangswerte der enthaltenen Variablen im Wesentlichen entsprechend den Angaben im Probabilistic Model Code des JCSS [54] sowie in der Dissertation von BRAML [12] angenommen. Die vorhandene Beanspruchung aus Temperatur wird aufgrund der vorhandenen Messwerte als deterministisch angenommen. Die statistischen Eingangswerte

sind in Tabelle 6-8 zusammengefasst. Unter Ansatz dieser Werte ergeben sich die in Tabelle 6-9 zusammengefassten statistischen Kenngrößen für die maximal zulässigen Durchbiegungsänderungen Δw_{zul} für die Messstellen DB1 und DB2. In Bild 6-40 sind die dazugehörigen Dichtefunktionen und Verteilungsfunktionen dargestellt. Für eine Einschätzung des Potenzials eines dynamischen Messsystems sind ebenfalls die Ergebnisse für ein solches dargestellt.

Die Verwendung eines bestimmten Quantilwertes als Schwellwert sollte man mit der Versagenswahrscheinlichkeit des Schwellwertmonitorings direkt korrelieren. Die absolute Versagenswahrscheinlich-

Kenngröße	Einheit	Verteilungstyp	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Quelle
f_{w-m}	Mm/MNm	det.	-1,30	-	-	eig. Auswert.
$f'_{EI,DB1}$	-	NV	0,937	0,037	0,040	eig. Auswert.
$f'_{EI,DB2}$	-	NV	1,032	0,029	0,028	eig. Auswert.
$\theta_{R,M}$	-	LNV	1,025	0,072	0,070	BRAML
$f_{p,0,2}$	MN/m ²	LNV	921	40	0,043	JCSS
A_p	cm ²	NV	176,9	3,54	0,020	JCSS
$d_{1,p}$	cm	NV	21,2	0,6	0,028	JCSS
f_y	MN/m ²	LNV	400	30	0,075	JCSS
A_s	cm ²	NV	19,41	0,39	0,020	JCSS
$d_{1,s}$	cm	NV	5	0,6	0,120	JCSS
f_c	MN/m ²	LNV	48	5	0,104	DIN
α_c	-	det.	0,85	-	-	BRAML
α_R	-	NV	0,8	0,04	0,050	BRAML
k_a	-	NV	0,4	0,02	0,050	BRAML
b	m	NV	6,73	0,003	0,004	JCSS
h	m	det.	1,25	-	-	JCSS
$\theta_{E,M}$	-	NV	1,0	0,15	0,07	BRAML
θ_{g1}	-	NV	1,0	0,05	0,05	JCSS
M_{g1}	kNm	det.	3088	-	-	eig. Auswert.
θ_{g2}	-	NV	1,0	0,10	0,10	JCSS
M_{g2}	kNm	det.	934	-	-	eig. Auswert.
θ_p	-	NV	1,0	0,07	0,07	JCSS
$M_{p,ind}$	kNm	det.	1735	-	-	eig. Auswert.
$M_{t,l}$	kNm	det.	133	-	-	eig. Auswert.
$M_{t,k}$	kNm	det.	-6	-	-	eig. Auswert.
θ_q	-	GV	1,0	0,15	0,15	BRAML
M_q	kNm	det.	3795	-	-	eig. Auswert.

Tab. 6-8: Statistische Kenngrößen der Eingangswerte zur Bestimmung der maximal zulässigen Durchbiegungsänderung Δw_{zul} für die Messstellen DB1 und DB2

Messstelle	Statistische Kenngröße			
	Verteilungstyp	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
DB1	NV	-9,8	2,01	0,20
DB2	NV	-10,8	2,18	0,20

Tab. 6-9: Statistische Kenngrößen der maximal zulässigen Durchbiegungsänderungen Δw_{zul} für die Messstellen DB1 und DB2

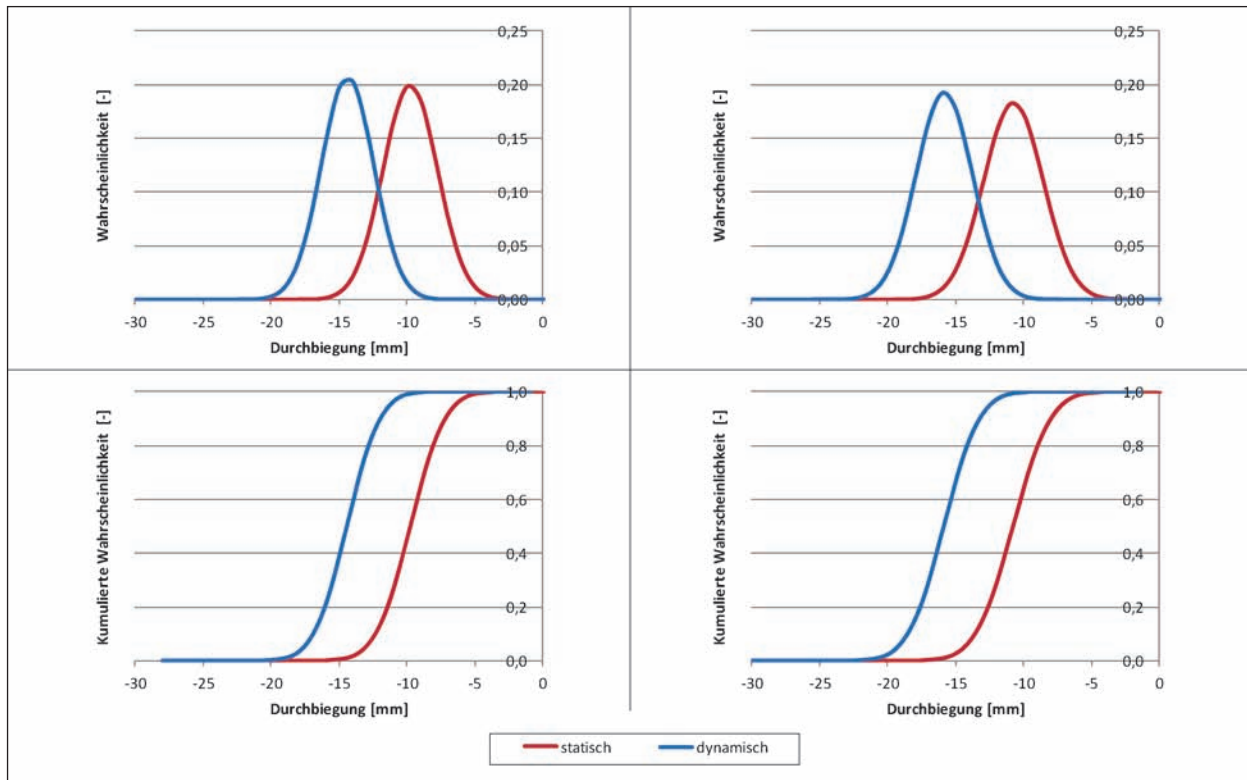


Bild 6-40: Dichtefunktion und Verteilungsfunktion der maximal zulässigen Durchbiegungsänderung Δw_{zul} ; links: Messstelle DB1, rechts: Messstelle DB2

Messstelle	Art des Schwellwertes	
	AW (99%-Quantil)	AA (95%-Quantil)
DB1	-5,1	-6,5
DB2	-5,7	-7,2

Tab. 6-10: Absolute Warn- (AW) und Alarmwerte (AA) für die Sensoren DB1 und DB2

keit ist jedoch u. a. aufgrund der zahlreichen technischen Abhängigkeiten nach derzeitigem Kenntnisstand unbekannt. Im Folgenden werden für die gegebenen Durchbiegungssensoren DB1 und DB2 aufgrund der noch vorhandenen Wissenslücken pauschal ein 99%-Quantilwert der maximal zulässigen Durchbiegungsänderung Δw_{zul} als Warnwert (AW) und ein 95%-Quantilwert als Alarmwert (AA) angesetzt. Die entsprechenden Werte sind in Tabelle 6-10 zusammengefasst.

Infolge der Reduktion der maximal zulässigen Durchbiegungsänderung Δw_{zul} durch eine mögliche Durchbiegung infolge Verkehrs $\Delta w'_q$ ist es möglich, die maximal zulässige Durchbiegungsänderung Δw_{zul} nicht mit den unmittelbar gemessenen Durchbiegungsänderungen zu vergleichen, sondern mit solchen, welche bereits um etwaige Verkehrsanteile reduziert wurden. Eine mögliche Vorgehensweise für eine entsprechende Modifikation der gemessenen Durchbiegungsänderungen ist die Verwendung eines Zentralwertfilters mit einem Bezugszeitraum von einer Stunde. Das bedeutet, der zum x-ten Zeitpunkt gemessene Wert wird durch den Zentralwert der letzten Stunde ersetzt. Eine derartige Modifikation der Messwerte ist in Bild 6-41 am Beispiel des Sensors DB1 dargestellt. Oben sind die originalen Messwerte aufgetragen, mittig der durch einen Zentralwertfilter ermittelte Verkehrsanteil und unten die um etwaige Verkehrsanteile reduzierten Messwerte. Nachteilig bei dieser Vorgehensweise

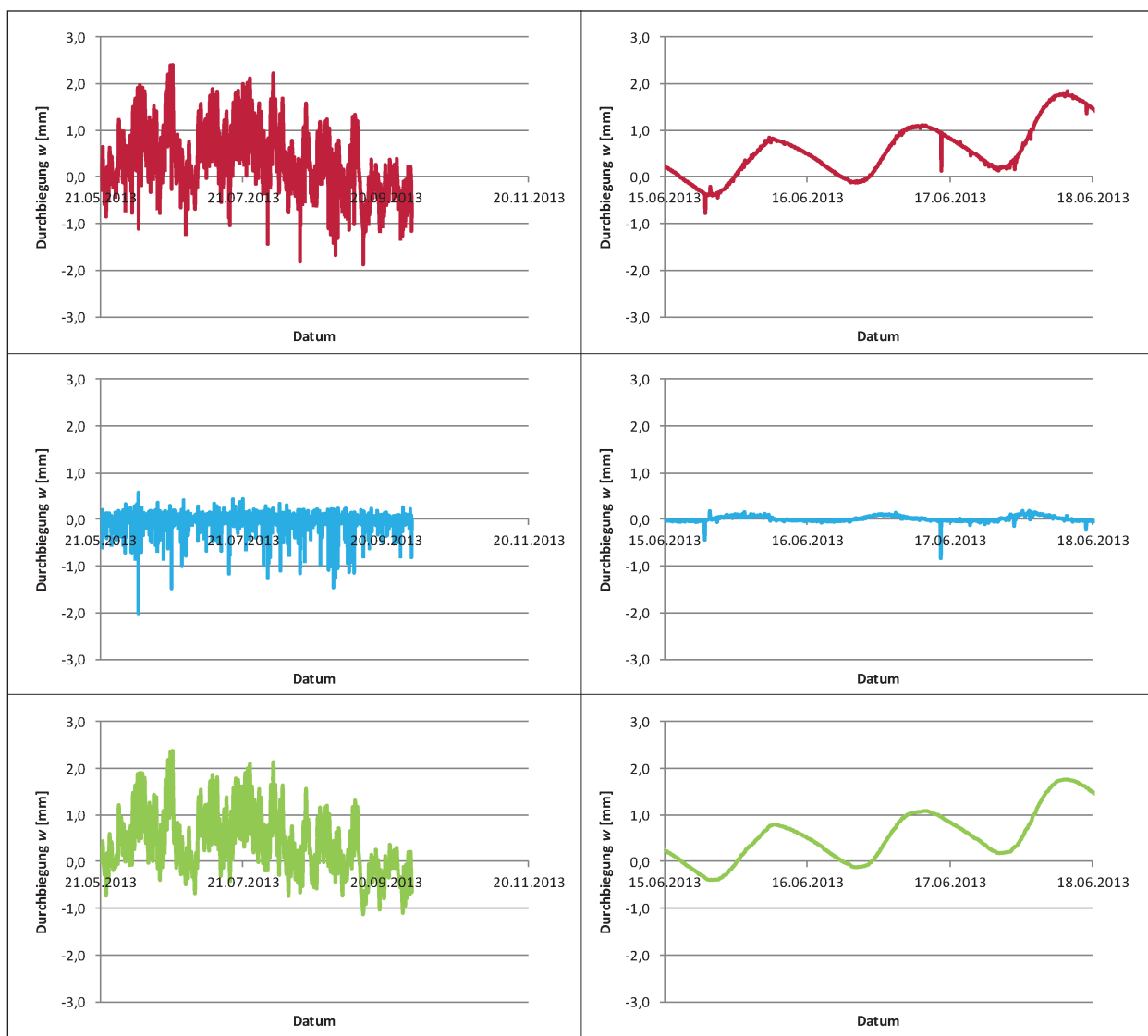


Bild 6-41: Zeitlicher Verlauf der Durchbiegung an der Messstelle DB1; oben: originale Messwerte, mittig: Verkehrsanteil, unten: um den Verkehrsanteil reduzierte Messwerte

ist, dass die Alarmierung des Überschreitens des Schwellwertes der maximal zulässigen Durchbiegungsänderung Δw_{zul} erst verzögert stattfindet. Aufgrund des duktilen Versagensmodus des Biegedefizits wird dies jedoch akzeptiert. Zur Thematik der Tiefpassfilter vgl. z. B. entsprechende Literatur zur Zeitreihenanalyse und zur Signalmodulation in der Elektrotechnik, wie [1, 51].

In Kapitel 6.5.1.1 wird die Festlegung der absoluten Schwellwerte in Hinsicht auf den bisherigen Messzyklus überprüft.

6.4.2 Relative Schwellwerte

Im Rahmen dieser Pilotanwendung sollen für alle vorhandenen Sensoren relative Schwellwerte festgelegt werden.

Zur Festlegung von relativen Schwellwerten werden Messdaten aus vorherigen Messzyklen ausgewertet und Grenzen oberhalb bzw. unterhalb der bisher vorkommenden Messwerte gesetzt. Überschreiten die neuen Messwerte die vorher üblichen, so kann dies auf eine etwaige Schädigung des Bauwerks hindeuten.

Die Messwerte schwanken u. a. aufgrund von Verkehrs- und Temperatureinflüssen sehr stark, ohne dass dies auf Schädigungen des Bauwerks zurückzuführen ist. Um nicht unnötig Fehlalarme auszulösen, müssen bei Betrachtung der originalen Messwerte Schwellwerte relativ hoch angesetzt werden. Problematisch hierbei ist, dass Schädigungen erst sehr spät bzw. zu spät erkannt werden können. Aus dem genannten Grund wird hier ein Ansatz verfolgt, welcher die originalen Daten

zunächst modifiziert, bevor diese mit Schwellwerten verglichen werden. Eine optimale Modifikation wäre die Reduktion der Messdaten auf Veränderungen, welche weder aus Verkehrseinflüssen noch aus Umgebungseinflüssen resultieren und damit lediglich aus etwaigen Schädigungen. Es können unterschiedlich komplexe Ansätze gewählt werden. Dabei gilt, je besser die Reduktion gelingt, desto niedriger kann das angesetzte Niveau der Schwellwerte sein. Folge hiervon ist die zuverlässigere Detektion von etwaigen Schädigungen.

Im Rahmen dieser Pilotanwendung sollen die originalen Messdaten um den Verkehrsanteil und um einen Temperaturanteil reduziert werden.

Der Verkehrsanteil kann effektiv über den im vorherigen Kapitel beschriebenen Zentralwertfilter ermittelt werden; als beispielhaftes Ergebnis vergleiche wieder Bild 6-41.

Die Reduktion der Messdaten um den Temperaturanteil ist aufgrund der Komplexität des Temperatureinflusses auf die Brücke deutlich komplizierter. Im Rahmen dieser Arbeit wird der Ansatz verfolgt, den Temperatureinfluss auf die Brücke und im Detail auf die einzelne Sensorik mithilfe der bisherigen Messdaten zu ermitteln. Entsprechend der Bemessungspraxis wird eine linear elastische Reaktion aus einer Kombination eines konstanten ΔT_N und eines linearen Temperaturunterschieds ΔT_{MY} betrachtet (vgl. Bild 6-42).

Zur Feststellung der vorhandenen konstanten ΔT_N und linearen ΔT_{MY} Temperaturunterschiede werden die knapp unter der Oberfläche befindlichen Temperatursensoren T1 bis T5 (vgl. Bild 6-24) aus

gewertet. Sie spiegeln den Temperaturzustand des Bauwerks am besten wider. Ein unterschiedlicher Temperaturzustand wird weder in Längsrichtung noch in Querrichtung der Brücke berücksichtigt. Eine lineare Regression der Messdaten der Sensoren über die Höhe des Querschnitts (vgl. beispielhaft Bild 6-43) lässt die Bestimmung des vorhandenen konstanten ΔT_N sowie des linearen ΔT_{MY} Temperaturunterschiedes zu. Als Bezugszeitpunkt wird der Zeitpunkt der Sensorinstallation angesetzt. Die vorhandenen konstanten ΔT_N und linearen ΔT_{MY} Temperaturunterschiede über den bisherigen Messzeitraum sind in Bild 6-44 dargestellt. Um beim Vergleich der zeitlichen Verläufe der Durchbiegungen, Dehnungen sowie Dehnwege mit den zeitlichen Verläufen der Temperaturunterschiede keine Phasenverschiebung zu erzeugen, werden die Temperaturverläufe ebenfalls mit einem Zentralwertfilter mit einem äquivalenten Bezugszeitraum von einer Stunde bearbeitet.

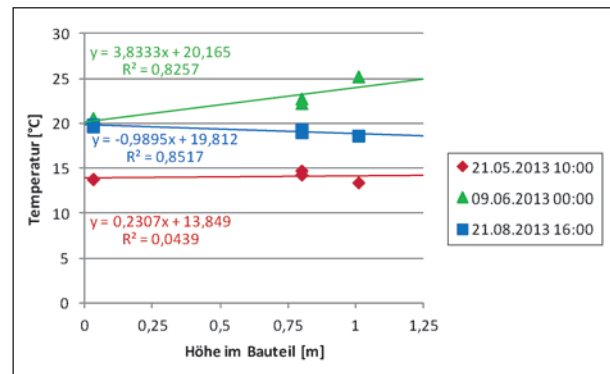


Bild 6-43: Beispielhafte lineare Regression der Messdaten der Sensoren T1 bis T5 über die Höhe des Bauteilquerschnitts zu unterschiedlichen Zeitpunkten

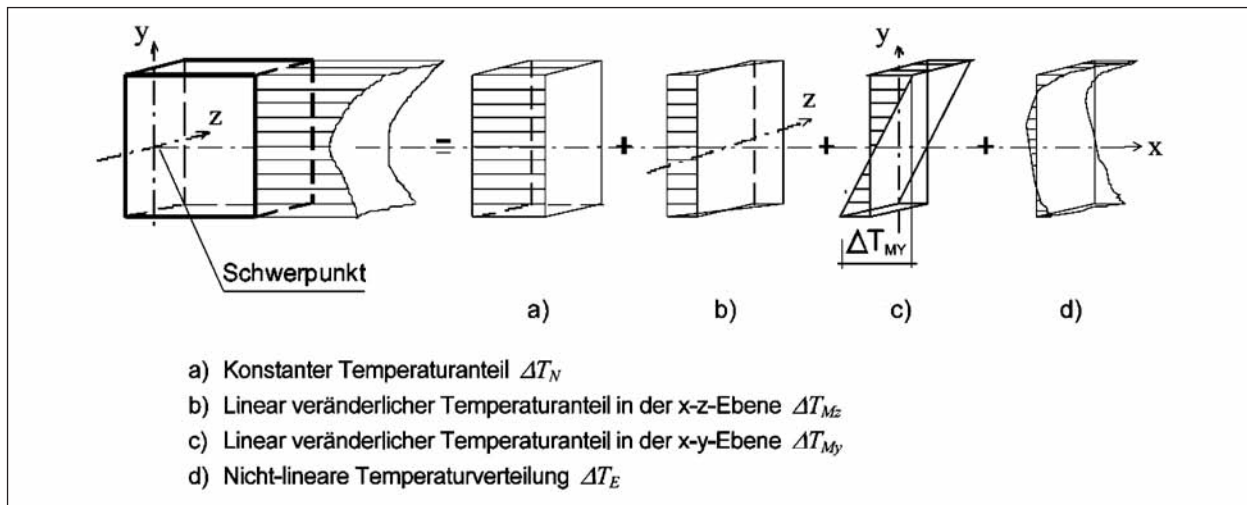


Bild 6-42: Anteile des Temperaturprofils nach DIN-Fachbericht 101 [27]

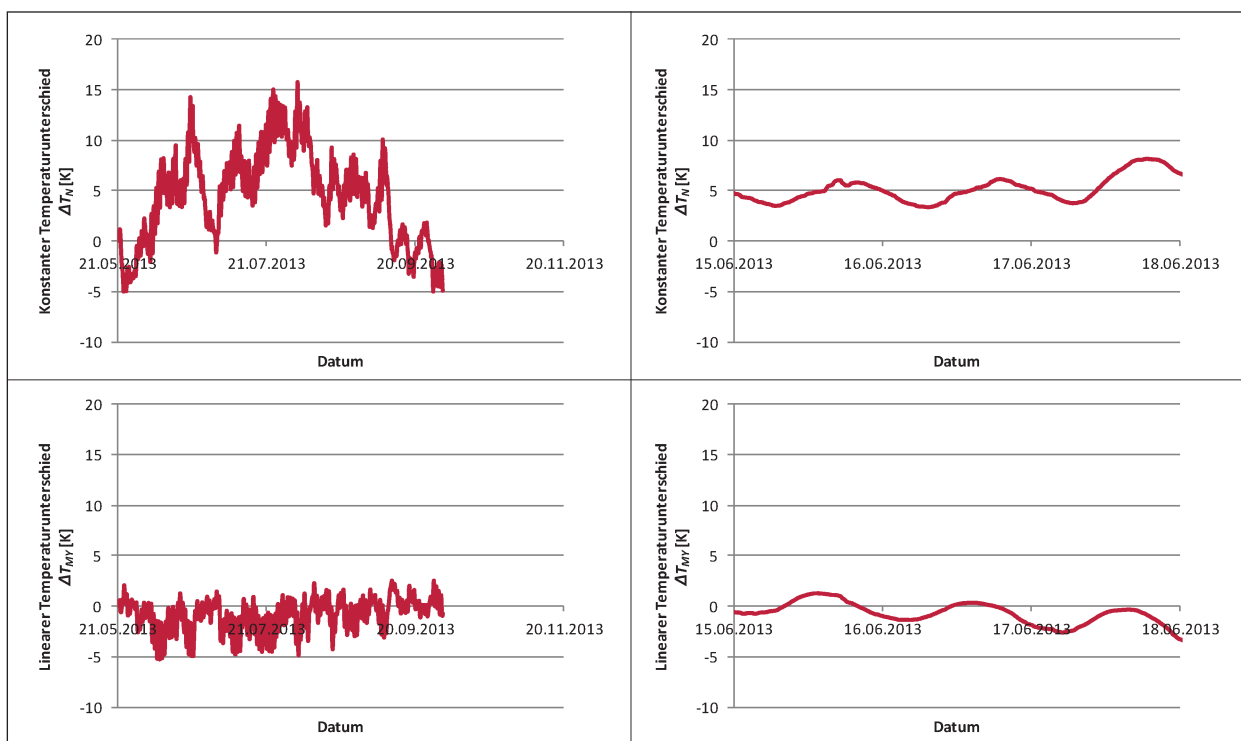


Bild 6-44: Zeitlicher Verlauf der vorhandenen Temperaturunterschiede; oben: konstanter Temperaturunterschied, unten: linearer Temperaturunterschied

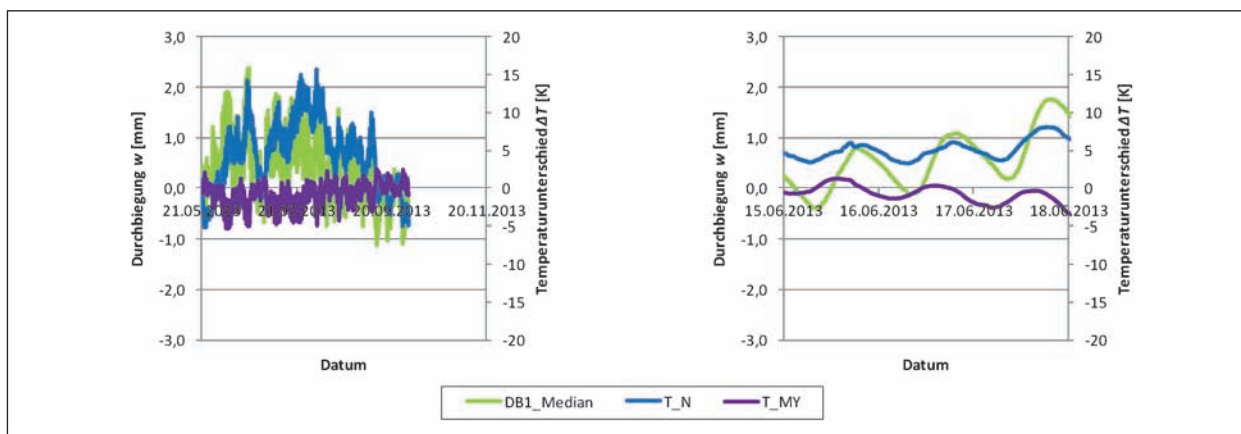


Bild 6-45: Gegenüberstellung des zeitlichen Verlaufs der um den Verkehrsanteil reduzierten Durchbiegungen an der Messstelle DB1, des konstanten Temperaturunterschiedes und des linearen Temperaturunterschiedes

In Bild 6-45 ist beispielhaft der zeitliche Verlauf der um den Verkehrsanteil reduzierten Durchbiegungsänderungen an der Messstelle DB1 mit dem zeitlichen Verlauf des konstanten ΔT_N sowie des linearen Temperaturunterschiedes ΔT_{MY} gegenübergestellt. Zu erkennen ist, dass die zeitlichen Verläufe sich ähneln. Dies deutet auf eine Korrelation zwischen den verbleibenden Durchbiegungsausschlägen und den Temperaturunterschieden hin.

Unter der Annahme, dass die verbleibenden Ausschläge der Messdaten eine Reaktion auf den konstanten und den linearen Temperaturunterschied

sind, sowie unter der Annahme einer möglichen Superposition der beiden Reaktionen auf der Grundlage der Elastizitätstheorie werden die Einflussfaktoren der beiden Temperaturunterschiede f_{TN} sowie f_{TMY} auf das Messergebnis jedes einzelnen Sensors mithilfe einer Regressionsanalyse bestimmt. Die angenommene Regressionsgleichung lautet:

$$x_{T,i} = x_{Median,i} = f_{TN,i} \cdot \Delta T_N + f_{TMY,i} \cdot \Delta T_{MY} \quad \text{Gl. 6-8}$$

In Bild 6-46 ist das Ergebnis beispielhaft für den Sensor DB1 dargestellt. Der Standardfehler der

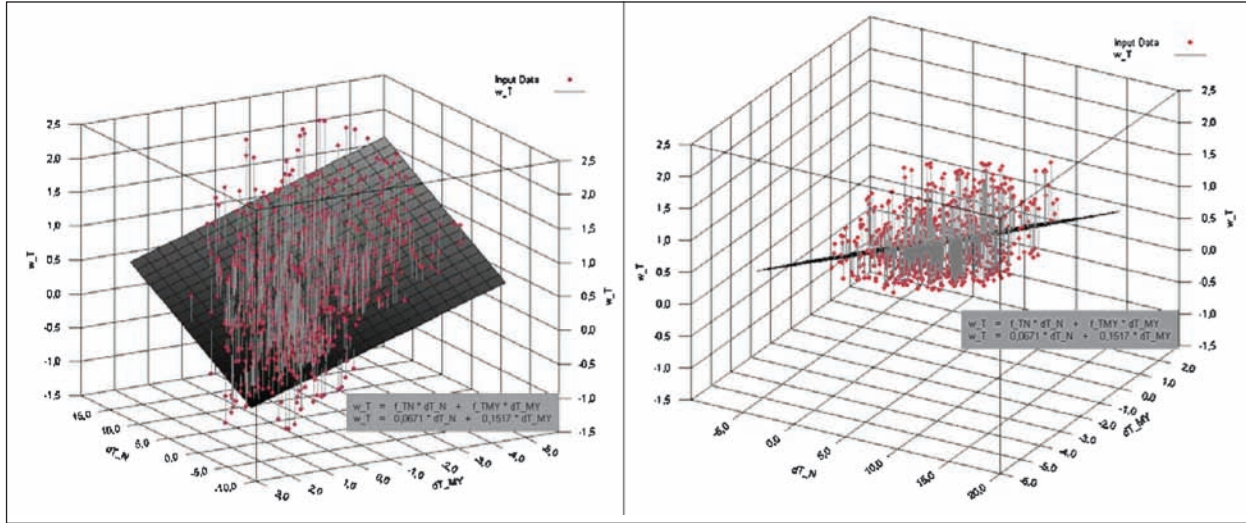


Bild 6-46: Regression zur Bestimmung der Einflussfaktoren des konstanten sowie des linearen Temperaturunterschiedes; links: 1. Blickwinkel, rechts: 2. Blickwinkel

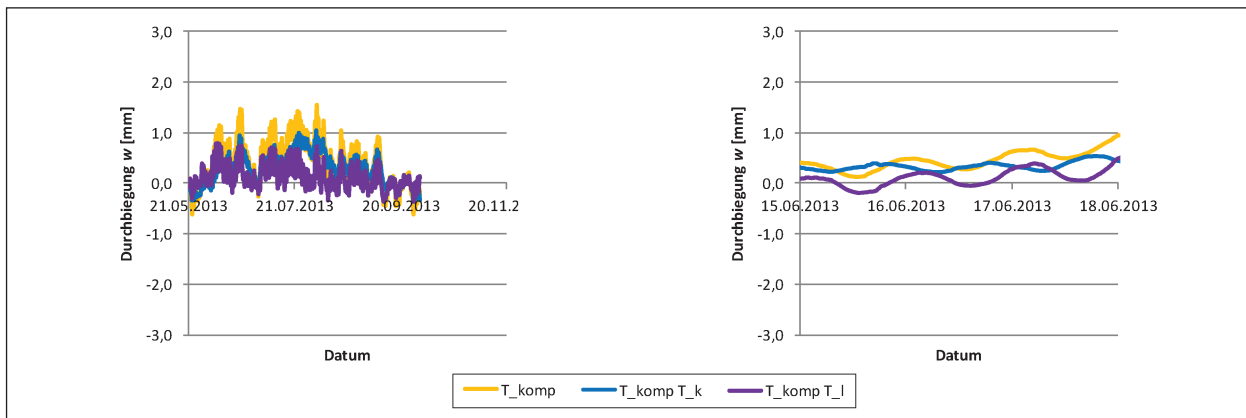


Bild 6-47: Zeitlicher Verlauf der Temperaturkompensation an der Messstelle DB1

vom Sensor DB1 gemessenen Durchbiegung infolge Temperatur beträgt 0,43 mm. Das bedeutet, dass mithilfe dieses Ansatzes nicht alle Temperatureinflüsse erfolgreich aus den gegebenen Messdaten herausgerechnet werden können. Es verbleiben in den Messdaten Restausschläge infolge Temperatur. Verfeinerte Ansätze könnten beispielsweise Temperaturunterschiede in Längs- und Querrichtung, nicht-lineare Zusammenhänge oder Phasenverschiebungen berücksichtigen. Auch eine Fourier-Transformation der Messdaten für Tages- und Jahreszyklen ist ein möglicher Weg.

Derzeit konnten die Einflussfaktoren f_{TN} sowie f_{TMY} nur über einen Zeitraum ermittelt werden, welcher noch nicht den Jahreszyklus der Temperatur abdeckt. Für eine dauerhaft gute Temperaturkompensation sollte die Bestimmung der Einflussfaktoren f_{TN} sowie f_{TMY} mit Messdaten eines Jahreszyklus überprüft werden, sobald diese Daten verfügbar sind.

Mithilfe der linearen Bestimmungsgleichung wird nun für jeden Zeitpunkt eine Temperaturkompensation berechnet, welche von den um den Verkehrsanteil reduzierten Messdaten abgezogen wird. In Bild 6-47 ist beispielhaft für die Messstelle DB1 der zeitliche Verlauf der Temperaturkompensation dargestellt. In Bild 6-48 ist wiederum beispielhaft für die Messstelle DB1 der zeitliche Verlauf der um den Verkehrsanteil reduzierten Durchbiegungsänderungen, der Temperaturkompensation und der um den Verkehrsanteil sowie den Temperaturanteil reduzierten Durchbiegungsänderungen gegenübergestellt. Zu erkennen ist die Reduktion der Messdaten, allerdings ebenfalls die verbleibenden Ausschläge.

Mithilfe dieser reduzierten Messwerte können nun Schwellwerte festgelegt werden, die sich auf eben diese reduzierten Messwerte beziehen. Da die reduzierten Messwerte jedoch um die Nullachse oszillieren, können sich im ungünstigen Fall zum Zeitpunkt der Schädigung der Messwert bzw. die Mess-

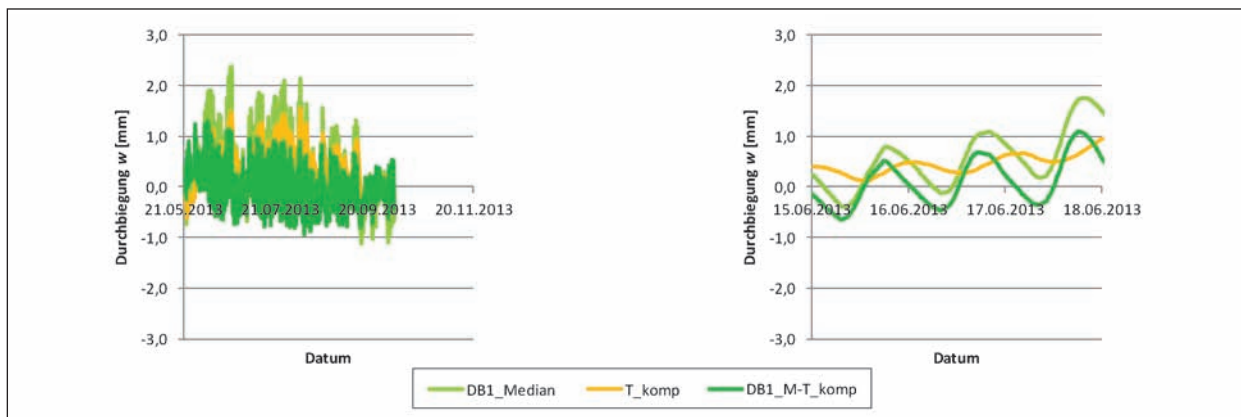


Bild 6-48: Gegenüberstellung des zeitlichen Verlaufs der um den Verkehrsanteil reduzierten Durchbiegungen, der Temperaturkompensation und der um den Verkehrsanteil sowie den Temperaturanteil reduzierten Durchbiegungen an der Messstelle DB1

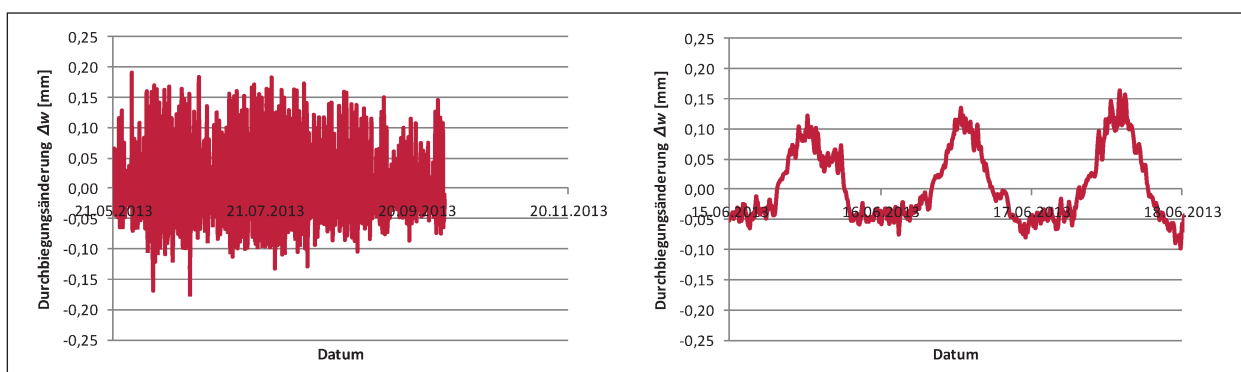


Bild 6-49: Zeitlicher Verlauf der unmittelbaren Durchbiegungsänderungen an der Messstelle DB1

werte auf der gegenüberliegenden Seite befinden. Es kann somit nur eine große Schädigung detektiert werden. Um diesen Sachverhalt zu verbessern, sollen zwei weitere Schwellwerttypen zum Einsatz kommen, die eine Weiterverarbeitung der reduzierten Messwerte erfordern. Zum einen sollen mit ihnen etwaige sprunghafte Schädigungen detektiert werden, zum anderen schleichende Schädigungen. Da unklar ist, wie genau der Schädigungsverlauf aussieht, sollen dennoch ebenfalls Schwellwerte festgelegt werden, die sich unmittelbar auf die reduzierten Messwerte beziehen (RW1).

Sprunghafte Schädigungen sollen über einen Vergleich des jetzigen reduzierten Messwertes mit dem Zentralwert der letzten Stunde detektiert werden (RW2). Der Zentralwert der letzten Stunde wird gewählt, damit mehrere Messwerte hintereinander dasselbe Ergebnis bestätigen können. Der zeitliche Verlauf der entsprechenden Durchbiegungsänderungen ist für die Messstelle DB1 beispielhaft in Bild 6-49 dargestellt.

Sleichende Schädigungen sollen wiederum über eine Beobachtung des linearen Trends der reduzier-

ten Messwerte detektiert werden. Auswertungen zeigen, dass die Extrema der Trends deutlich niedriger sind, je länger der Bezugszeitraum ist. Allerdings ist dabei zu berücksichtigen, dass die Gesamtschädigung mit Verlängerung des Bezugszeitraumes steigt. Außerdem findet eine Alarmierung nur verzögert statt. Folglich ist eine Kombination mehrerer Schwellwerte mit unterschiedlichen Bezugszeiträumen sinnvoll. Hier sollen sowohl Schwellwerte für Tages- (RW3), Wochen- (RW4) und Monatstrends (RW5) festgelegt werden. Bei Vorhandensein längerer Messzyklen sollten weitere Schwellwerte mit längeren Bezugszeiträumen untersucht werden. Zur Reduktion der Rechenleistung werden Mittelwerte der verkehrs- und temperaturkompensierten Messdaten zur Berechnung der Trends verwendet. Der zeitliche Verlauf der Trends ist in Bild 6-50 beispielhaft für die Messstelle DB1 dargestellt.

Je näher die Schwellwerte an den bisher gemessenen Maxima und Minima liegen, desto wahrscheinlicher ist es, dass es zu Fehlalarmen kommen wird, je weiter weg sie jedoch liegen, desto geringer ist die Wahrscheinlichkeit, etwaige Schädigungen erfolgreich zu detektieren. Bei der Festlegung des

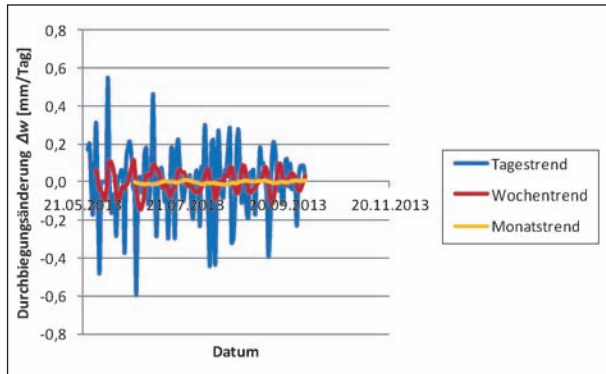


Bild 6-50: Zeitlicher Verlauf der Durchbiegungstrends mit den Bezugszeiträumen Tag, Woche und Monat an der Messstelle DB1

Faktors zwischen Schwellwert und bisher gemessenen Maxima und Minima sollte folglich der Aufwand bei Fehlalarmen sorgfältig mit dem Risiko eines Bauwerksversagens abgewogen werden. Eine Kombination von Warn- und Alarmwerten mit unterschiedlichen Faktoren erscheint sinnvoll. Darüber hinaus ist eine Reduktion des Faktors bzw. der Faktoren mit zunehmender Kenntnis über übliche Schwankungen der Messwerte, also mit zunehmender Dauer der Monitoringmaßnahme, denkbar. Da bisher noch kein Jahreszyklus gemessen wurde, wird für diese Schwellwertüberwachung ein relativ hoher Faktor von 1,2 ingenieurmäßig abgeschätzt. Die Schwellwerte sollen als Warnwerte (RW1 bis RW5) dienen. Um die Detektionswahrscheinlichkeit von Schädigungen zu erhöhen, sollte nach einem vollendeten Jahreszyklus im Falle einer Weiterbetriebs der Überwachungsmaßnahme dieser Faktor vermindert werden. Darüber hinaus sollten zusätzlich Alarmwerte festgelegt werden.

Um eine Einschätzung der Schwellwerte (RW1 bis RW5) auf eine erfolgreiche rechtzeitige Schädigungsdetektion sowie einen Vergleich der Effektivität einzelner Sensoren zu ermöglichen, werden mithilfe des FE-Modells Änderungen der Messdaten infolge von Spannstahlbrüchen simuliert. Den Simulationen liegen vereinfachend die Annahmen zugrunde, dass das Bauteil sich linear-elastisch verhält, dass die zeitabhängigen Spannkraftverluste infolge Kriechens, Schwindens und Relaxation 20 % betragen sowie dass der Spannstahl im Fall eines Bruchs über die komplette Länge ausfällt. Unsicherheiten aus der Umrechnung von berechneten und gemessenen Messdaten wurden dahingegen berücksichtigt, um die Effektivität der Sensoren besser herausstellen zu können. Für die Messstelle DB1 ist der Zusammenhang gemessene Durchbiegungsänderung und prozentualer Anteil der ausgefallenen

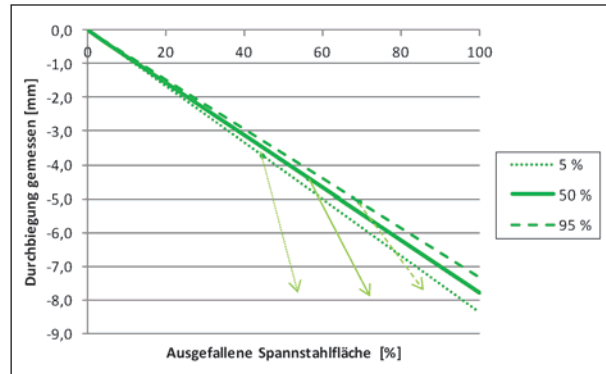


Bild 6-51: Zusammenhang zwischen Anteil der ausgefallenen Spannstahlfläche und gemessener Durchbiegungsänderung der Messstelle DB1

Spannstahlfläche in Bild 6-51 dargestellt. Die durchgezogene dunkelgrüne Linie ergibt sich für eine Umrechnung der berechneten und gemessenen Messdaten mit dem Mittelwert des Faktors f'_{EI} , die gepunktete dunkelgrüne mit einem 5%-Quantilwert des Faktors f'_{EI} sowie die gestrichelte dunkelgrüne mit einem 95%-Quantilwert des Faktors f'_{EI} . Bei der Interpretation der Ergebnisse ist zu berücksichtigen, dass aufgrund der linear-elastischen Rechnung die berechneten Werte für einen tatsächlichen Ausfall der Spannstahlfläche auf der gesamten Länge auf der sicheren Seite liegen können. Dieser Zusammenhang ist in Bild 6-51 schematisch mithilfe der hellgrünen Linien angedeutet.

Für die unterschiedlichen relativen Schwellwerte (RW2 bis RW5) kann nun mithilfe dieses Zusammenhanges jeweils der minimale prozentuale Anteil der ausgefallenen Spannstahlfläche bestimmt werden, welcher auf der Grundlage der getroffenen Annahmen detektiert werden kann. Für die Messstelle DB1 ist dies grafisch in Bild 6-52 dargestellt. Bei einer sprunghaften Schädigung kann mithilfe des Durchbiegungssensors DB1 über den Schwellwert RW2 bereits ein Ausfall von im Mittel 2,7 % Spannstahlfläche detektiert werden. Bei einer schleichenden Schädigung kann über den Schwellwert RW5 (Monatstrend) ein Ausfall von im Mittel 8,5 % detektiert werden. Die Schwellwerte RW3 und RW4 (Tages- und Wochentrend) zeigen für die Messstelle DB1 eine etwas schlechtere Performance (im Mittel 9,2 % bzw. 16,2 %). Die Grafiken lassen ebenfalls erkennen wie wertvoll eine Reduktion der Messdaten ist. Bei niedrigeren Schwellwerten können deutlich kleinere Schädigungen detektiert werden.

Der zeitliche Verlauf der reduzierten Messdaten, der unmittelbaren Messwertänderungen, der Messwerttrends, der Berechnungsungenauigkeiten sowie der Zusammenhang zwischen Messwertänderung und

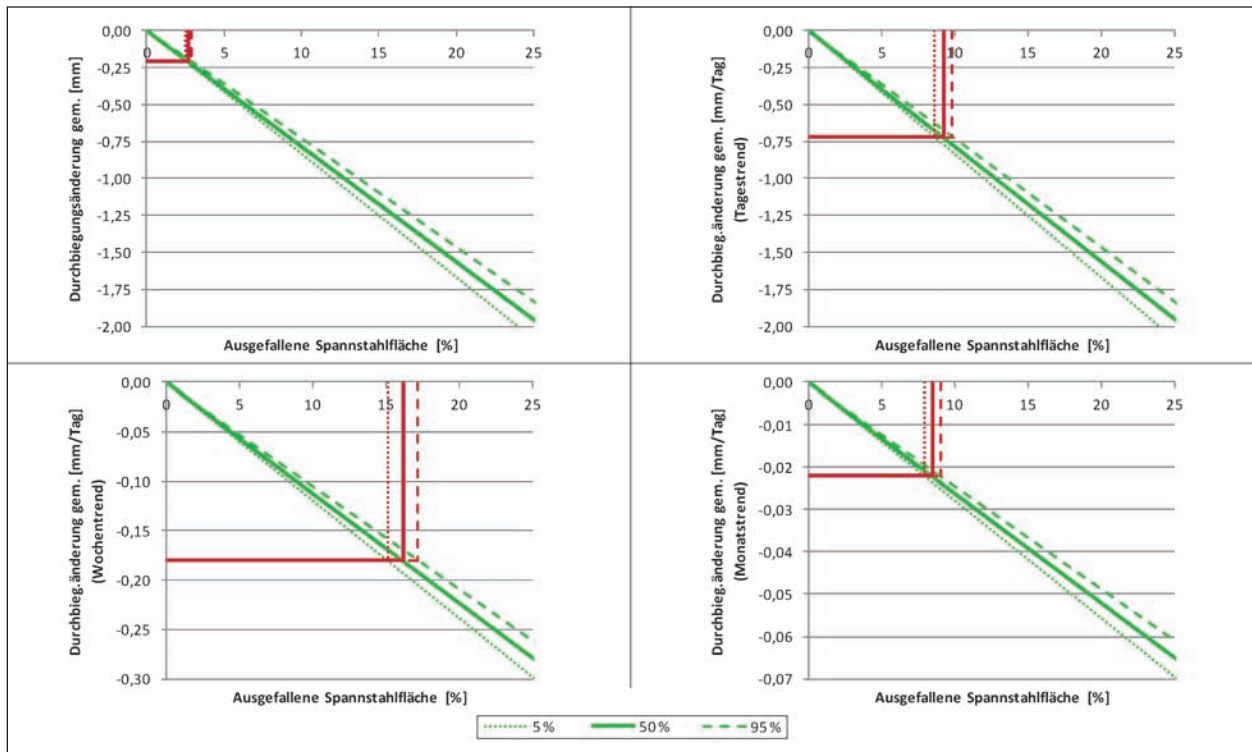


Bild 6-52: Minimaler detektierbarer Anteil der ausgefallenen Spannstahlfläche mithilfe der relativen Warnwerte RW2 bis RW5 für die Messstelle DB1

Messstelle	Art des Warnwertes				
	RW1 (Reduz. Messdaten)	RW2 (Delta)	RW3 (Tagestrend)	RW4 (Wochentrend)	RW5 (Monatstrend)
S1	55,0	24,00	28,00	10,00	2,200
S2	-66,0	-11,00	-24,00	-10,00	-1,600
S3	53,0	24,00	26,00	10,00	1,900
S4	-71,0	-18,00	-18,00	-9,00	-1,800
A1	23,0	8,00	7,00	3,00	0,800
A2	-51,0	-15,00	-8,00	-5,00	-1,200
F2	33,0	21,00	11,00	4,00	0,800
F4'	22,0	11,00	10,00	4,00	1,100
F3	57,0	8,00	27,00	9,00	0,900
F4	81,0	24,00	42,00	14,00	3,100
F5	71,0	14,00	30,00	11,00	1,300
DB1	-1,2	-0,21	-0,72	-0,18	-0,022
DB2	-0,9	-0,24	-0,59	-0,15	-0,022
KF1	10,0	-15,00	-8,00	-4,00	-1,000
KF2	29,0	18,00	15,00	5,00	1,200
KF3	31,0	16,00	10,00	3,00	1,000
KF4	28,0	15,00	17,00	4,00	0,900

Tab. 6-11: Relative Warnwerte (RW1 bis RW5) für alle Schwingsaitenaufnehmer

Anteil ausgefallener Spannstahlfläche ist für ausgewählte weitere Sensoren in Kurzform im Anhang B.2 dargestellt.

In der Tabelle 6-11 sind die einzelnen relativen Warnwerte (RW1 bis RW5) für alle statischen Sensoren aufgeführt.

In der Tabelle 6-12 sind wiederum die statistischen Kenngrößen der Berechnungsungenauigkeitsfaktoren f'_{EI} für ausgewählte Sensoren aufgeführt. Zu erkennen ist, dass insbesondere die Sensoren mit geringen Messgrößen (A1, F3 und KF1) eine hohe Unsicherheit aufweisen. Dies resultiert aus der Auflösung der Sensoren (vgl. Tabelle 6-3) und verdeutlicht noch einmal die Wichtigkeit der sorgfältigen Auswahl der Auflösung der Sensoren. Ebenfalls eine hohe Unsicherheit weist der Sensor KF3 auf. Dies resultiert allerdings mit großer Wahrscheinlich-

keit aus der linear elastischen Rechnung trotz Vorhandenseins eines dortigen Risses.

In Tabelle 6-13 ist des Weiteren der minimale prozentuale Anteil der detektierbaren ausgefallenen Spannstahlfläche für ausgewählte Sensoren auf Basis der getroffenen Annahmen sowie eines mittleren Berechnungsungenauigkeitsfaktors f'_{EI} aufgeführt. Für einige Sensoren werden aufgrund zu großer Berechnungsungenauigkeiten keine Daten aufgeführt. Es zeigt sich, dass sprunghafte Schädigung

Messstelle	Statistische Kenngröße			
	Verteilungstyp	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
A1	NV	0,249	0,061	0,244
A2	NV	1,092	0,026	0,023
F2	NV	1,217	0,066	0,054
F4'	NV	0,987	0,067	0,068
F3	NV	0,181	0,064	0,355
F4	NV	1,551	0,071	0,046
F5	NV	1,360	0,033	0,024
DB1	NV	0,937	0,037	0,040
DB2	NV	1,032	0,028	0,028
KF1	NV	0,013	0,023	1,680
KF2	NV	0,523	0,022	0,041
KF3	NV	0,432	0,082	0,190
KF4	NV	0,511	0,018	0,035

Tab. 6-12: Berechnungsungenauigkeiten f'_{EI} der Schwingsaitenaufnehmer

Messstelle	Art des Warnwertes				
	RW1 (Reduz. Messdaten)	RW2 (Delta)	RW3 (Tagestrend)	RW4 (Wochentrend)	RW5 (Monatstrend)
A1	-	-	-	-	-
A2	105,3	31,0	16,5	72,3	74,4
F2	68,9	43,8	23,0	58,4	50,1
F4'	38,4	19,2	17,4	48,9	57,6
F3	-	-	-	-	-
F4	58,6	17,4	30,4	70,9	67,3
F5	42,5	8,4	17,9	46,0	23,3
DB1	15,4	2,7	9,2	16,2	8,5
DB2	12,7	3,4	8,3	14,8	9,3
KF1	-	-	-	-	-
KF2	48,2	29,9	24,9	58,1	59,8
KF3	39,2	20,2	12,6	26,6	37,9
KF4	45,9	24,6	27,9	45,9	44,2

Tab. 6-13: Effektivität der relativen Warnwerte ausgewählter Schwingsaitenaufnehmer (quantifiziert über die im Mittel minimal detektierbare ausgefallene Spannstahlfläche)

gungen generell besser als schleichende Schädigungen detektiert werden können. Darüber hinaus ist die deutlich bessere Performance der Durchbiegungssensoren im Vergleich zu den Dehnweg- und Dehnungssensoren zu erkennen.

6.5 Kompensierende Überwachung im Betrieb

Im Folgenden sollen die Schwellwerte für den bisherigen Messzyklus überprüft werden. Darüber hinaus sollen die Messergebnisse aus der intermittierenden Probelastung in Hinblick auf etwaige zwischen den Probelastungen aufgetretene Schädigungen ausgewertet werden.

6.5.1 Schwellwertüberwachung

Die Überprüfung der Schwellwerte erfolgt sowohl für die absoluten als auch die relativen Schwellwerte.

6.5.1.1 Absolute Schwellwerte

Für den bisherigen Messzyklus wurden für DB1 und DB2 weder die absoluten Alarm- (AA) noch die absoluten Warnwerte (AW) überschritten. Es ist vielmehr ein deutlicher Abstand zu den Schwellwerten zu erkennen (vgl. Bild 6-53). Dies zeigt die Anwendbarkeit der gewählten Schwellwerte sowie deren Methode zur Festlegung.

6.5.1.2 Relative Schwellwerte

Aufgrund der Art und Weise der Festlegung der relativen Schwellwerte wurden für den bisherigen Messzyklus alle relativen Schwellwerte eingehalten. Eine mindestens über einen Jahreszyklus hinausgehende Aufrechterhaltung der Schwellwerte würde weitere wertvolle Hinweise auf die Funk-

tionstüchtigkeit der festgelegten Schwellwerte sowie die dazugehörige Modifikation der Messwerte geben. Wie bereits in Kapitel 6.4.2 erwähnt, wären u. a. über einen Jahreszyklus bestimmte Temperaturkorrekturfaktoren sehr wertvoll für eine gute Temperaturkompensation.

Um eine Kontrolle der Funktionstüchtigkeit der Schwellwerte durchzuführen sowie zur Interpretationshilfe von etwaigen Schädigungen sollen im Folgenden die Messdaten mit imaginären Schädigungen modifiziert werden.

Eine simulierte sprunghafte Schädigung infolge eines Spannstahlbruches am 16.06.2013 um 00:00 Uhr wirkt sich auf die reduzierten Messdaten der Messstelle DB1 wie in Bild 6-54 dargestellt aus ($\Delta w_{DB1} = 0,355$ mm). Die sprunghafte Schädigung wird durch den Schwellwert der verkehrs- und temperaturkompensierten Messdaten (RW1) am 05.08.2013 um 05:55 Uhr, den Schwellwert der unmittelbaren Änderungen (RW2) am 16.06.2013 um 00:25 Uhr sowie den Schwellwert des Monats-trends (RW5) am 23.06.2013 um 00:00 Uhr detektiert. Da der Schwellwerttyp des Schwellwertes RW2 durch die Art der Festlegung auf die Detektion von sprunghaften Schädigungen ausgelegt ist, erfolgt die Detektion der simulierten sprunghaften Schädigung wie erwartet mithilfe des Schwellwertes RW2 am schnellsten und am deutlichsten.

Eine am 16.06.2013 um 00:00 Uhr beginnende und am 16.07.2013 um 00:00 Uhr endende simulierte schleichende Schädigung, welche einer Gesamtschädigung von zwei Spannstahlbrüchen gleichkommt, wirkt sich auf die reduzierten Messdaten der Messstelle DB1 wie in Bild 6-55 dargestellt aus ($\Delta w_{DB1} = 0,71$ mm/Monat). Die schleichende Schädigung wird durch den Schwellwert der verkehrs- und temperaturkompensierten Messdaten (RW1) am 11.07.2013 um 04:15 Uhr sowie den Schwell-

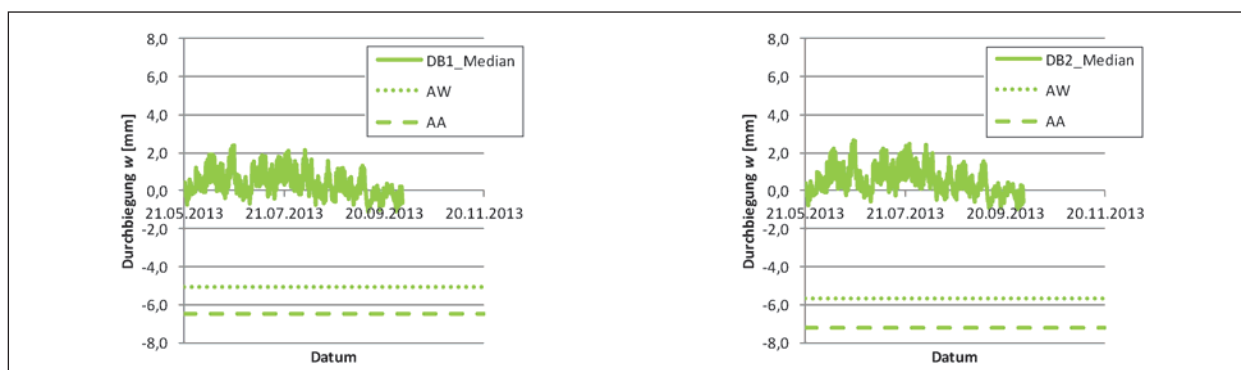


Bild 6-53: Überprüfung der absoluten Schwellwerte für den bisherigen Messzyklus; links: DB1, rechts: DB2

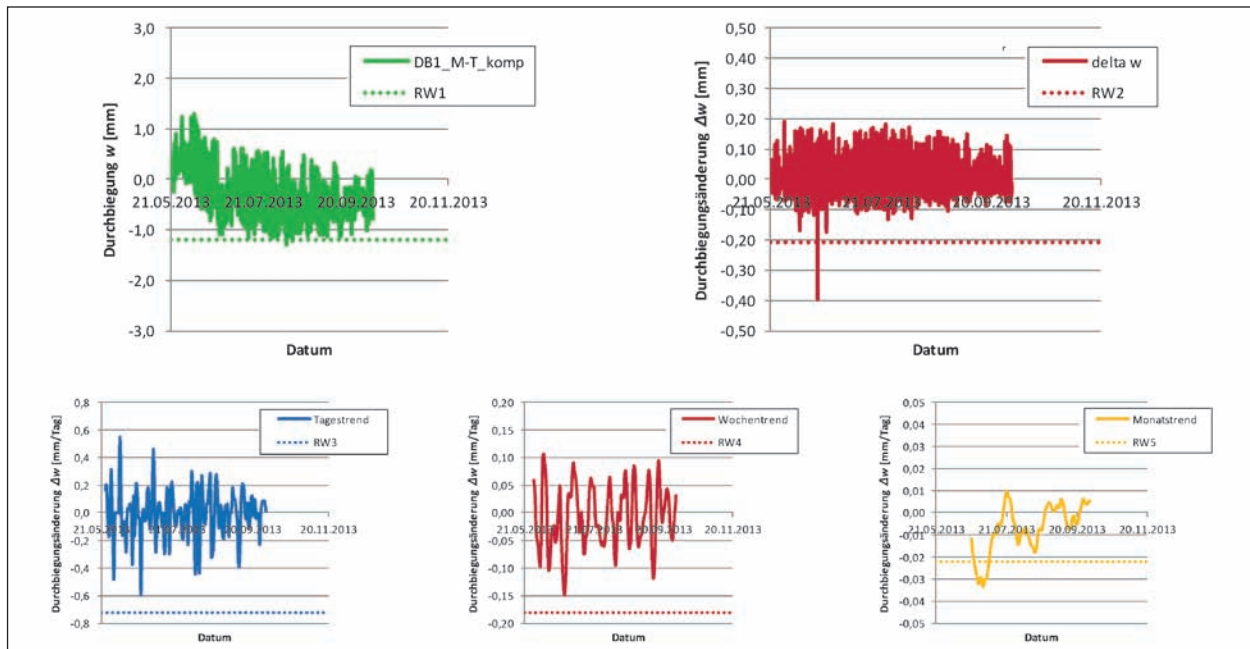


Bild 6-54: Sprunghafte Schädigung infolge eines Spannstahlbruches

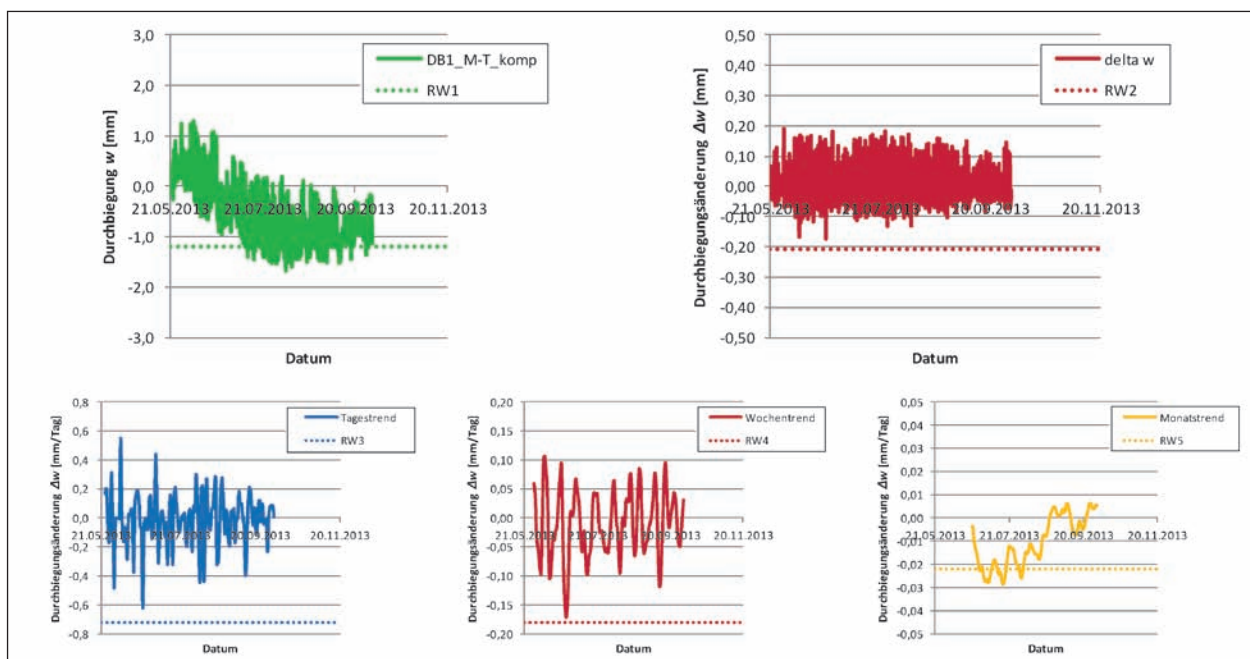


Bild 6-55: Schleichende Schädigung, welche innerhalb eines Monats einer Schädigung von drei Spannstahlbrüchen gleichkommt

wert des Monatstrends (RW5) am 26.06.2013 um 00:00 Uhr detektiert. Die Detektion erfolgt mithilfe des Schwellwertes RW5 wie erwartet schneller als mithilfe des Schwellwertes RW1.

6.5.2 Intermittierende Probelastungen

Intermittierende Probelastungen dienen u. a. zur Funktionskontrolle der Sensorik. Des Weiteren geben die Messergebnisse Aufschluss über diffe-

renzielle Änderungen der Belastungsreaktion der überwachten Bauwerksabschnitte und somit über etwaige eingetretene Schädigungen im Überwachungszeitraum.

Bild 6-56 stellt beispielhaft für die Messstellen DB1 und DB2 die Messwerte der statischen Belastungskonfigurationen der ersten Probelastung mit den Messwerten der äquivalenten statischen Belastungskonfigurationen der zweiten Probelastung gegenüber. Hierbei gilt:

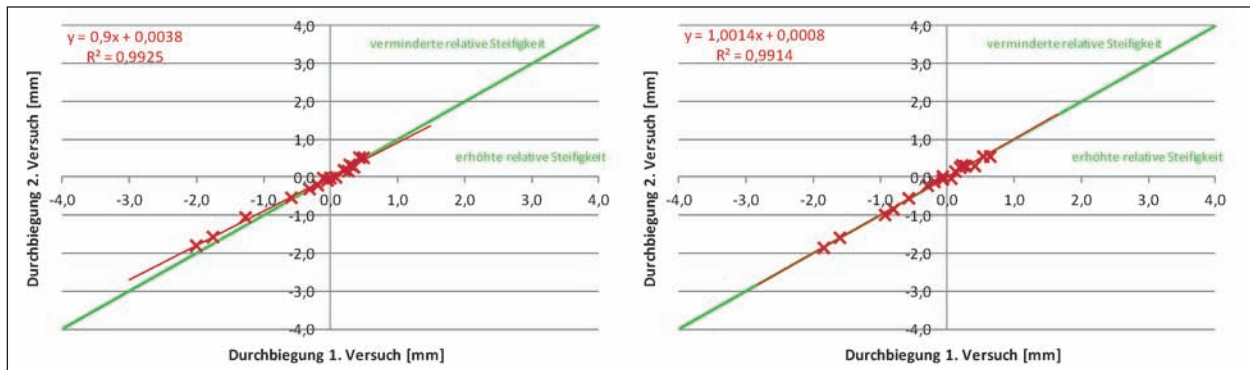


Bild 6-56: Vergleich der Messergebnisse der ersten und der zweiten Probelastung; links: DB1, rechts: DB2

- Würden die Messergebnisse der zweiten Probelastung exakt denen der ersten entsprechen, so lägen die einzelnen Datenpunkte auf der grünen Quadrantenhalbierenden.
- Streuen die Datenpunkte um die Quadrantenhalbierende herum (Maß hierfür ist das Bestimmtheitsmaß der Regressionsgeraden R^2), so deutet dies auf Messungenauigkeiten hin.
- Wenn die Datenpunkte hingegen auf einer Geraden liegen, jedoch in einem anderen Winkel als die Quadrantenhalbierende, so deutet dies auf eine relative Steifigkeitsänderung im Bereich der Messstelle hin.
- Falls die Punkte über der Quadrantenhalbierenden liegen (Steigung der Regressionsgeraden größer 1,0), wurden bei der zweiten Probelastung größere Relativänderungen als bei der ersten Probelastung gemessen. Das Bauwerk zeigt im Bereich der Messstelle eine verminderte relative Steifigkeit.
- Falls die Punkte hingegen unter der Quadrantenhalbierenden liegen (Steigung der Regressionsgeraden kleiner als 1,0), wurden bei der zweiten Probelastung geringere Relativänderungen als bei der ersten Probelastung gemessen. Das Bauwerk zeigt damit im Bereich der Messstelle eine erhöhte relative Steifigkeit.

Der grafische Vergleich der gemessenen Durchbiegungsänderungen der Messstellen DB1 und DB2 in Bild 6-56 zeigt, dass die Punkte der einzelnen Belastungskonfigurationen im Wesentlichen auf einer Geraden liegen (Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,99$) und somit nur sehr geringe Messungenauigkeiten vorliegen. Die Regressionsgerade der Datenpunkte liegt dabei auf (Steigung der Regressionsgeraden der Messstelle DB2 ist 1,00) bzw. leicht unter (Steigung der Regressionsgeraden der Messstelle DB1 ist 0,90) der Quadrantenhalbierenden. Es wurden somit

Messstelle	Parameter der Regressionsgeraden (Datenpunkte: Messwert 1. Versuch/ Messwert 2. Versuch)	
	Bestimmtheitsmaß	Steigung
S1	0,17	(0,21)
S2	0,46	(0,48)
S3	0,06	(0,13)
S4	0,30	(0,42)
A1	0,13	(0,34)
A2	0,98	0,88
F2	0,95	1,01
F4'	0,86	0,87
F3	0,33	(0,29)
F4	0,96	0,92
F5	0,98	1,02
DB1	0,99	0,90
DB2	0,99	1,00
KF1	0,03	(0,10)
KF2	0,97	0,77
KF3	0,69	0,51
KF4	0,98	0,68

Tab. 6-14: Vergleich der Messergebnisse der ersten und der zweiten Probelastung; alle Messstellen

gleiche bis leicht geringere Durchbiegungsänderungen bei der zweiten Probelastung gemessen. Der Feldbereich weist somit in der zweiten Probelastung eine im Vergleich zur ersten Probelastung erhöhte relative Steifigkeit auf.

Bei der Bewertung der Ergebnisse in Bezug auf den Schädigungszustand des Gesamtbauwerkes sollten die Messergebnisse aller Messbereiche mit einbezogen werden. Weisen einige Bereiche erhöhte und andere verminderte relative Steifigkeiten auf, so kann dies auf Schnittgrößenumlagerungen infolge von lokalen Steifigkeitsreduktionen und somit lokalen Schädigungen hinweisen. Tabelle 6-14 enthält den Vergleich der Messergebnisse der ersten und

der zweiten Probelastung aller Messstellen. Angegeben sind jeweils das Bestimmtheitsmaß der Regressionsgeraden sowie deren Steigung. Zu erkennen ist, dass Messstellen mit einem sehr kleinen Messbereich also Messungen im Bereich der Genauigkeitsgrenzen der Sensorik (S1 bis S4, A1, F3 und KF1) niedrige Bestimmtheitsmaße aufweisen. Dies verdeutlicht noch einmal die Wichtigkeit der Abstimmung der Sensorik auf den zu erwartenden Messbereich. Des Weiteren wird deutlich, dass in allen überwachten Bereichen die Tendenz einer erhöhten Steifigkeit besteht. Dies ist in Bild 6-57 grafisch zusammengefasst. Lokale Schädigungen im Umfeld des überwachten Bereichs sind damit unwahrscheinlich.

Eine mögliche Erklärung für die Messung geringerer Relativveränderungen infolge der gleichen Belastung durch den Autokran ist das Vorhandensein eines geringeren Grundmomentes während der

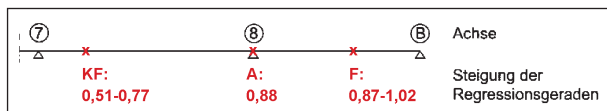


Bild 6-57: Vergleich der Messergebnisse der ersten und der zweiten Probelastung über die Steigung der Regressionsgeraden aller Messstellen

zweiten Probelastung. Dies gilt insbesondere für die gerissene Koppelfuge, wo das Bauwerksverhalten besonders deutlich von dem vereinfacht angenommenen idealen linear-elastischen Verhalten abweicht. In Bild 6-58 ist dies anschaulich dargestellt. Links ist das ideale linear-elastische Verhalten dargestellt, rechts das realitätsnähere nicht lineare. Zu erkennen ist, dass bei Vorhandensein eines geringeren Grundmomentes M_0 eine geringere Relativveränderung Δw aus der gleichen Belastung ΔM_{Kran} resultieren kann.

Eine Betrachtung der Temperaturzustände der Brücke zeigt, dass im vorliegenden Fall ein geringeres Grundmoment während der zweiten Probelastung $M_{0,2.v.}$ im Vergleich zum Grundmoment während der ersten Probelastung $M_{0,1.v.}$ vorhanden ist. Während der ersten Probelastung herrschte zwischen Unter- und Oberkante des Brückenüberbaus ein linearer Temperaturunterschied von ca. $\Delta T_{l,1.v.} = -5,9$ K; während der zweiten Probelastung herrschte hingegen nur ein linearer Temperaturunterschied von ca. $\Delta T_{l,2.v.} = -0,7$ K (vgl. hierzu Bild 6-59). Unter Verwendung des kalibrierten FE-Modells bedeutet dies im Bereich der Koppelfuge eine Momentendifferenz von etwa $\Delta M_T = 1.000$ kNm.

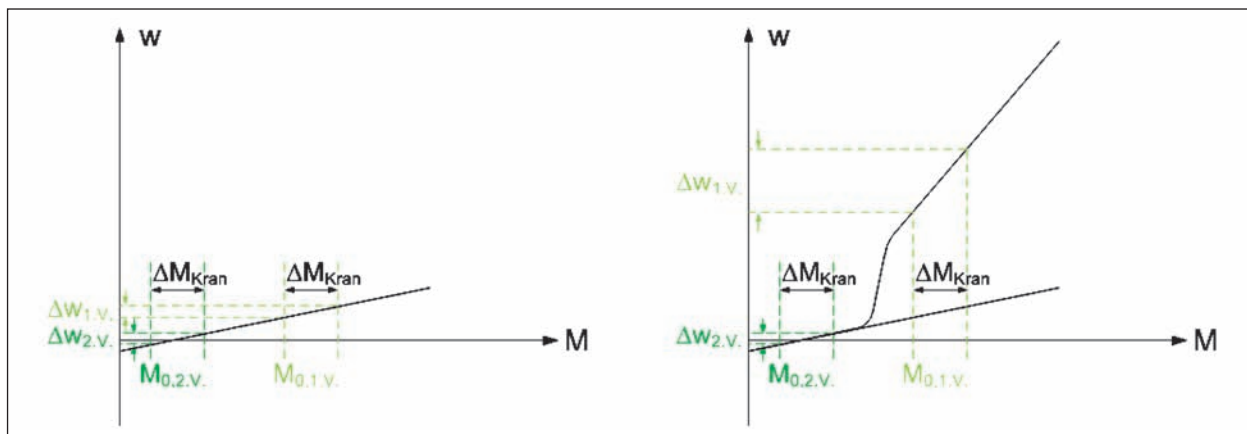


Bild 6-58: Einfluss des Grundmomentes M_0 auf Durchbiegungsänderungen Δw infolge einer Momentenänderung ΔM_{Kran} ; links: für ideal-linear-elastisches Materialverhalten, rechts: für nicht lineares Materialverhalten

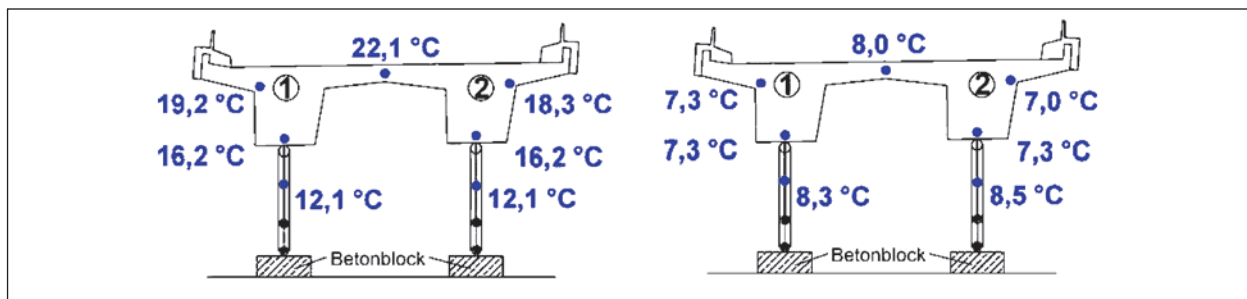


Bild 6-59: Temperaturzustände der Brücke während der Probelastungen; links: erste Probelastung, rechts: zweite Probelastung

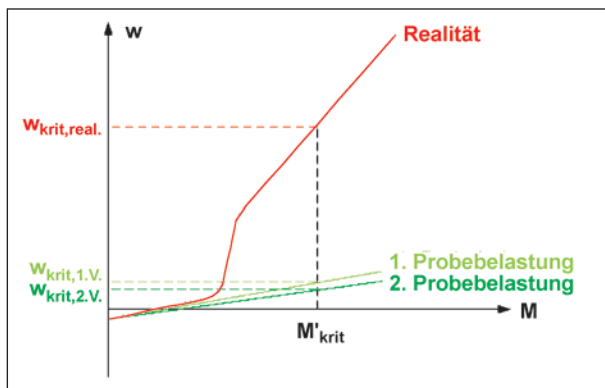


Bild 6-60: Kritische Durchbiegungen w_{krit} unter Ansatz unterschiedlicher Bauwerkssteifigkeiten

Wäre das FE-Modell mithilfe des zweiten Belastungsversuchs kalibriert worden, so wäre der Steifigkeitsfaktor f_{EI} größer gewesen. Zu dem kritischen Moment wären damit geringere kritische Durchbiegungen w_{krit} und somit geringfügig kleinere zulässige Durchbiegungsänderungen Δw_{zul} , also geringere absolute Schwellwerte, festgelegt worden. Bild 6-60 stellt anschaulich dar, dass eine Anpassung der absoluten Schwellwerte nicht erforderlich ist, da die Auswirkung auf den Sicherheitsabstand zu der kritischen Durchbiegung $w_{krit,real}$ nur sehr gering ist.

6.6 Beurteilung der Sensorik

Im Folgenden soll der Variationskoeffizient von f'_{EI} als Basis für die Beurteilung der Sensorik dienen. Eine Gegenüberstellung der Wegaufnehmer und der Dehnungssensoren zeigt, dass diese vergleichbare Variationskoeffizienten aufweisen (vgl. Tabelle 6-12). Ein genereller Vergleich der induktiven Wegaufnehmer mit den Schwingsaitenaufnehmern zeigt wiederum, dass diese in kleinen Messbereichen größere Variationskoeffizienten, in großen Messbereichen hingegen kleinere Variationskoeffizienten aufweisen (vgl. Tabelle 6-12 und Tabelle 6-15).

Insgesamt können damit folgende Erfahrungen und Erkenntnisse zum Einsatz der verwendeten Messeinrichtungen anhand der Pilotbrückenanwendung abgeleitet werden:

- Die für den Langzeiteinsatz konzipierten Schwingsaitenaufnehmer sind universell für Verformungs-, Rissöffnungs- und Dehnungsmessungen einsetzbar und haben sich als sehr robust bei der Montage und im Betrieb erwiesen. Lediglich ein Wegsensor (F1) wurde beim

Messstelle	Statistische Kenngröße			
	Verteilungstyp	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
WA11 (A1)	NV	0,096	0,026	0,270
WA10 (A2)	NV	1,843	0,115	0,062
WA12 (F2)	NV	0,993	0,076	0,076
WA14 (F4, F4')	NV	0,945	0,155	0,164
WA13 (F5)	NV	0,529	0,140	0,265
WA1 (KF1)	NV	0,043	0,037	0,870
WA2 (KF2)	NV	0,148	0,004	0,029
WA3 (KF3)	NV	0,540	0,034	0,062
WA4 (KF4)	NV	0,174	0,007	0,038

Tab. 6-15: Berechnungsungenauigkeiten f'_{EI} der induktiven Wegaufnehmer

Anbau durch falsche Handhabung (Torsion des Sensors) beschädigt. Beim Sensor F2 ist außerdem der interne Thermistor durch Beschädigung des Anschlusskabels ausgefallen. Im Zuge des An- bzw. Abbaus der induktiven Wegaufnehmer als sekundäre temporäre Messmimik wurden einige der unmittelbar benachbarten Schwingsaitenaufnehmer berührt. Dies führte in drei Fällen (bei den Sensoren KF1, F2 und F4') zu einer Nullpunktverschiebung (Offset), welche im Zuge der Sensordatenauswertung manuell behoben wurde. Dies betraf ausschließlich gelenkig (mit Kugelkopf) über Spreizdübel applizierte Schwingsaitenaufnehmer.

- Die Applikation der Sensoren erfolgte entweder über Spreiz- bzw. Klebedübel (Schwingsaitenaufnehmer) in ein Bohrloch oder durch einfache Verklebung mittels Zweikomponenten-Schnellklebstoff direkt auf der Bauwerksoberfläche (induktive Wegaufnehmer). Letzteres ist nur für Kurzzeitmessungen zu empfehlen und bereitet erfahrungsgemäß insbesondere in der kalten Jahreszeit und bei feuchter Witterung Probleme.
- Eine Temperaturkompensation der Messaufnehmerdaten ist beim Dauermonitoring im Gegensatz zum kurzzeitigen temporären Einsatz bspw. im Rahmen von Belastungsversuchen stets durchzuführen.
- Bei einigen Sensoren, insbesondere bei den Durchbiegungssensoren DB1 und DB2, treten im zeitlichen Verlauf nicht synchrone Fluktuationen der Messwerte auf. Diese sind erfahrungs-

gemäß auf dynamische Effekte des Bauwerkes (Erschütterungen durch Verkehrseinwirkung) bzw. des Untergrundes (aufgrund der Bauwerks-Baugrund-Interaktion) zurückzuführen. Beim Befahren von größeren Unebenheiten können impulsförmig Schwingungen in den Boden eingeleitet werden [23]. Diese niederfrequenten Schwingungen sind für Messungen jedoch in der Regel von untergeordneter Bedeutung. Bei den Durchbiegungssensoren werden diese Effekte möglicherweise durch windinduzierte Schwingungen des Messgestänges verstärkt. Ein Schutz dieser Sensoren durch eine biegeweiche Ummantelung mit Heizungsrohrmanschetten (verklebte 1-m-Stücke) brachte keine nachhaltige Verbesserung. Eine Korrektur dieser Messdaten ist dennoch problemlos z. B. durch gleitende Mittelwertbildung bzw. durch Bandpass-Filterung möglich.

- Der unmittelbare Vergleich benachbarter Weg- und Dehnungssensoren (Schwingsaitenaufnehmer) zeigt trotz affiner Verläufe z. T. Unterschiede bei den Messwertamplituden. Hierbei ist allerdings die bisherige geringe Größenordnung der Messwertänderungen zu beachten, wie auch die Tatsache, dass die Sensoren KF1, F2 und F4 während des Überwachungszeitraumes rejustiert wurden und die Sensoren z. T. unterschiedliche Messbasen besitzen. Die festgestellten Messwertdifferenzen sind möglicherweise auch auf die unterschiedliche Sensorausführung (starre bzw. gelenkige Verbindung) sowie auf Sekundäreffekte der Wegaufnehmer (z. B. mangelhafte Zugentlastung des Sensorkabels, Querbiegung des Sensors, Erschütterungen, ungleichförmige Temperaturverteilung am Sensor bzw. Messgestänge oder unterschiedliche Temperaturkompensation) zurückzuführen.
- Die Schwingsaitenaufnehmer werden periodisch nacheinander über einen Multiplexer ausgelesen. Ein Vorteil der induktiven Wegaufnehmer ist demgegenüber die zeitlich synchrone Aufzeichnung dynamischer Messgrößen. Mit dynamischen Messeinrichtungen sind daher ambiente verkehrsinduzierte Verformungen und Schwingungen erfassbar. Für eine realistische Abschätzung der unter Verkehrsbelastung auftretenden Schwingbreiten an Koppelfugen bzw. an vorhandenen Rissen und entsprechende Kompensation des Ermüdungsdefizits sind dynamische Messeinrichtungen mit ausreichend hoher Messfrequenz (z. B. 100 Hz) erforderlich.

Zur Selektion, Filterung und Auswertung der großen Datenmengen werden automatische Routinen benötigt.

- Die Lage der Messzentrale ist hinsichtlich Zugänglichkeit, Kabellängenminimierung und Vandalismusschutzes auszuwählen. Die Position und Ausrichtung der GSM-Antenne für die Funkübertragung ist vor Ort so zu wählen, dass ein bestmöglicher Empfang gegeben ist (eine mögliche elektromagnetische Abschirmung durch den Konstruktionsbeton ist zu beachten). Andere Monitoringmaßnahmen zeigen, dass die Schwingsaitenaufnehmer mit der Temperatursensorik und der Messzentrale auch stromnetzunabhängig autark über einen durch ein Solarpanel gespeisten Akku betrieben werden können.
- Die Fernüberwachung der Schwingsaitenaufnehmer und Thermistoren über GSM-Modem und der mikrocontrollergesteuerten Messzentrale vor Ort hat sich bereits bei vielen Monitoringereinsätzen bewährt. Neue Firmware- bzw. Softwareupdates sind problemlos vom Büro-PC aus installierbar, auch die Datenfernübertragung kann entsprechend an die Messrandbedingungen angepasst werden. Die dynamische oder statische Schwellwertabfrage mit erweiterten Kontrollroutinen bzw. Alarmmechanismen ist ebenfalls in das Messprogramm implementierbar. Die Art der Alarmgebung nach Schwell- bzw. Alarmwertüberschreitung erfolgt standardmäßig per SMS an beliebig viele Nutzer.

Es ist zu konstatieren, dass prinzipiell alle konventionellen praxisgeeigneten Weg-, Dehnungs- und Temperatur-Sensoren für die kompensierende Bauwerksüberwachung einsetzbar sind. Allerdings muss die Auswahl der Sensorik und der Messperipherie auf die jeweilige Anwendung und die vorliegenden Randbedingungen u. a. hinsichtlich Anzahl, Positionierung, Einsatzdauer, Robustheit, Schutzmaßnahmen, Kabelführung etc. abgestimmt sein. Dabei sind neben der Monitoringintensität (Messintervall), dem Messbereich und der Messbasis (sensitive Messlänge) insbesondere die Auflösung, Reproduzierbarkeit (Wiederholungsgenauigkeit) und Präzision der Messeinrichtungen auf die zu erwartenden Messgrößenänderungen abzustimmen. Dabei sollten mögliche Steifigkeitsstreuungen des Tragwerks Berücksichtigung finden. Redundante Messsysteme sind zu bevorzugen. Aufgrund des großen Einflusses der Temperatur als Stör- bzw.

Einflussgröße muss diese zwingend durch geeignete Sensoren erfasst und bei der Messdatenauswertung berücksichtigt bzw. kompensiert werden.

Gegenwärtig kommen zur Verformungs-, Weg- und Dehnungsmessung an Infrastrukturbauwerken i. d. R. lokale Messaufnehmer mit eindimensionaler Messausrichtung zum Einsatz. Bei größeren Bauwerken ist auf dieser Grundlage bislang nur die Überwachung einzelner exemplarisch ausgewählter bzw. kritischer Bereiche wirtschaftlich realisierbar. Daher sollte die Entwicklung von 2D- und 3D-Messverfahren zur Überwachung größerer Bauteilbereiche z. B. zur Detektion und Vermessung von Rissen forciert werden.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Zunehmender Verkehr, Schädigungsprozesse sowie neue Bemessungsnormen bedingen in letzter Zeit vermehrt eine Nachrechnung von bestehenden Brückenbauwerken. Die derzeit auf Basis der Nachrechnungsrichtlinie [8] oder der DIN-Fachberichte [27, 28] durchgeführten Nachrechnungen von Bestandsbrücken zeigen häufig rechnerische Defizite. Um diese Defizite auszugleichen, ermöglicht die Nachrechnungsrichtlinie, die weitere verkehrliche Nutzung u. a. durch kompensierende Überwachungsmaßnahmen abzusichern.

Eine Bewertung einer Monitoringmaßnahme im Sinne einer Kompensation bzw. die explizite Quantifizierung des Sicherheitsgewinns im Sinne der Sicherheitstheorie wird aufgrund fehlender Ansätze derzeit häufig nicht oder nur stark vereinfacht vorgenommen. Daher wurden im Rahmen dieses Projektes Ansätze zur Quantifizierung des Sicherheitsgewinns durch kompensierende Monitoringmaßnahmen auf der Basis der Wahrscheinlichkeitstheorie entwickelt. Zur Unterstützung der Ingenieurpraxis ist eine Quantifizierung des Sicherheitsgewinns im semi-probabilistischen Bemessungskonzept sinnvoll. In diesem Konzept drückt sich der Sicherheitsgewinn durch den Einfluss reduzierter Teilsicherheitsbeiwerte auf den betrachteten Nachweis aus. Derartige reduzierte Teilsicherheitsbeiwerte konnten in Abhängigkeit der Maßnahme (Schwellwertüberwachung oder Einwirkungsüberwachung) sowie deren Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt werden. Zur Absicherung der erforderlichen technischen Zuverlässigkeit der kompen-

sierenden Monitoringmaßnahme wurden grundlegende Fehlerbetrachtungen auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis angestellt. Eine explizite Quantifizierung der Versagenswahrscheinlichkeit zählt zu den wichtigen weiteren erforderlichen Forschungsaufgaben zur sicheren Planung von kompensierenden Monitoringmaßnahmen. Sie kann sich an üblichen Untersuchungen technischer Zuverlässigkeiten orientieren. Die erarbeiteten Ansätze liefern – auch ohne eine explizite Quantifizierung der Versagenswahrscheinlichkeit – wertvolle Informationen über Einflussfaktoren sowie zur Größenordnung erforderlicher Versagenswahrscheinlichkeiten. Mithilfe dieser Informationen können kompensierende Überwachungsmaßnahmen erfolgreich optimiert und zuverlässiger geplant werden.

Nach einer Identifizierung von typischen Defiziten von Betonbestandsbrücken wurden geeignete auf diese Defizite abgestimmte Monitoringkonzepte einschließlich Sensorik vorgeschlagen und diskutiert.

Bei einer Schwellwertüberwachung sind zunächst, in Abhängigkeit des Defizits, Performance-Indikatoren mit entsprechenden Vergleichs- bzw. Messgrößen zu identifizieren. Auf dieser Grundlage ist anschließend ein Anforderungsprofil an die Messmimik mit erforderlichen Kennwerten (u. a. Messbereich und erforderliche Genauigkeit) zu bestimmen. Etwaige Steifigkeitsabweichungen, welche den Messbereich verschieben könnten, sollten dabei berücksichtigt werden. Tabelle 5-3 gibt einen beispielhaften Überblick über Möglichkeiten der messtechnischen Umsetzung einer Schwellwertüberwachung als Kompensation für typische Defizite.

Zur Einwirkungserfassung im Zuge einer Einwirkungsüberwachung werden direkte und indirekte Methoden unterschieden. Bei den direkten Methoden wird die gesuchte Lastgröße mit geeigneten Messeinrichtungen unmittelbar am Lastangriffspunkt ermittelt. Es besteht u. a. die Möglichkeit der Applikation spezieller Wägeeinrichtungen, wie z. B. WIM-Systemen (Weigh-in-Motion), als Platten- oder Streifensensoren. Bei den indirekten Methoden kann zur Identifikation der Verkehrslasten die Strukturantwort eines Bauwerks, d. h. die Tragwerksreaktionen, bezüglich der verursachenden Lasten ausgewertet werden.

Mithilfe der gewonnenen theoretischen Erkenntnisse wurde anschließend die Methodik der

kompensierenden Monitoringmaßnahme an der Hochstraße Gifhorn erprobt. Das gewählte Überwachungskonzept umfasste das einer kontinuierlichen Schwellwertüberwachung in Kombination mit intermittierenden Probelastungen. Hierbei wurde ein permanentes statisches Messsystem aus 18 Schwingsaitensensoren und 10 Temperatursensoren temporär durch ein sekundäres dynamisches Messsystem aus 12 induktiven Wegaufnehmern ergänzt. Nach einer Kalibrierung des FE-Modells mithilfe von Messergebnissen der ersten Probelastung unter definierter Belastung wurden sowohl absolute als auch relative Schwellwerte für die Messwerte der Schwingsaitenaufnehmer festgelegt.

Absolute Schwellwerte basieren auf der Auswertung des tatsächlichen Grenzzustandes, relative auf der Bewertung von Messergebnissen vorhergehender Messzyklen. Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Schwellwertmonitorings und somit der erzielbare Sicherheitsgewinn sind von der Schwellwertfestlegung abhängig. In der Praxis und in der Fachliteratur existieren jedoch keine Standardmethoden zur Festlegung der Schwellwerte. Fortgesetzte methodische Forschung auf diesem Sektor kann daher helfen, die Vorgehensweise der Schwellwertfestlegung zu systematisieren, um das Potenzial dieser Methoden für den Betrieb des Bauwerksbestandes optimal einzusetzen. Insbesondere der quantitative Einfluss der Höhe der festgelegten absoluten Schwellwerte auf die Versagenswahrscheinlichkeit ist dabei von großem Interesse. Im Rahmen der Pilotanwendung wurden eigene Ansätze zur Festlegung von absoluten sowie relativen Schwellwerten vorgestellt, die auf ähnliche Bauwerkssituationen übertragen werden können. Nach Auffassung der Autoren stellen diese in Kombination mit der Untersuchung weiterer Einflüsse auf die Versagenswahrscheinlichkeit des Schwellwertmonitorings eine wesentliche Grundlage zur sicheren und zugleich verkehrsfreundlichen Festlegung von Schwellwerten dar.

Relative Schwellwerte werden mit verkehrs- und temperaturkompensierten Messdaten abgeglichen. Dabei zeigt sich, dass die Qualität der Aufbereitung und Filterung der Messdaten einen wesentlichen Einfluss auf die erfolgreiche Detektion von etwaigen Schädigungen hat. Eine weitergehende Anwendungsforschung in diesem Bereich ist sinnvoll, um die Versagenswahrscheinlichkeit der Überwachungsmaßnahme zu reduzieren und generalisierte Algorithmen anwendenden Ingenieuren und Behörden übergeben zu können.

Insgesamt konnte mithilfe des Forschungsprojektes „Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit“ gezeigt werden, dass quantifizierbare kompensierende Monitoringmaßnahmen für Straßenbehörden und Baulastträger ein objektives Werkzeug darstellen, um vorhandene begrenzte Defizite von Bestandsbrücken auszugleichen. Hierzu ist die Bearbeitung des angesprochenen weiteren Forschungsbedarfs notwendig.

8 Literatur

- [1] ALLEN, D. E. (1992): Canadian highway bridge evaluation: reliability index. In: Canadian Journal of Civil Engineering 19 (6), S. 987-991
- [2] ARS 6/09 (2009): Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 6/2009; Sachgebiet 05.2: Brücken- und Ingenieurbau; Grundlagen; Technische Baubestimmungen Brücken- und Ingenieurbau; DIN-Fachbericht 101 „Einwirkungen auf Brücken“, Ausgabe 2009-03; DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken“, Ausgabe 2009-03; DIN-Fachbericht 103 „Stahlbrücken“, Ausgabe 2009-03; DIN-Fachbericht 104 „Verbundbrücken“, Ausgabe 2009-03; Nato-Standardisierungsübereinkommen, STANAG 2021, Ausgabe 2006
- [3] AVK Infotec GmbH (2012): WTS- Wireless Traffic System: Website: http://www.avk-infotec.de/web/fileadmin/user_upload/pdf/avk_wts_produktblatt_3.pdf
- [4] BERGMEISTER, K.; SANTA, U. (2004): Brückeninspektion und -überwachung. In: K. BERGMEISTER; J. D. WÖRNER (Hrsg.): BetonKalender 2004. Brücken. Parkhäuser. 93. Aufl. Berlin: Ernst & SOHN, S. 407-482
- [5] BERGMEISTER, K.; WENDNER, R. (2010): Monitoring und Strukturidentifikation von Betonbrücken. In: K. BERGMEISTER; F. FINGERLOOS und J. D. WÖRNER (Hrsg.): BetonKalender 2010. Brücken. Betonbau im Wasser. 99. Aufl. Berlin: Ernst & SOHN, S. 245-290
- [6] BMVBS, Abteilung Straßenbau (1998): Handlungsanweisung zur Beurteilung der

- Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten
- monitoring of concrete structures. London: CIRIA
- [7] BMVBS, Abteilung Straßenbau (2011): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden
- [8] BMVBS, Abteilung Straßenbau (2011): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)
- [9] BOGATH, J.; BERGMEISTER, K. (1999): Ein neues Lastmodell für Straßenbrücken, Bauingenieur 1999, Heft 6, S. 270-277
- [10] BOLLE, G.; SCHACHT, G.; MARX, S. (2010): Geschichtliche Entwicklung und aktuelle Praxis der Probelastung – Teil 2: Entwicklung von Normen und heutige Anwendung, Bautechnik 87, Heft 12, S. 785-789
- [11] BOROSNYOI, A.; BALAZS, G. L. (2005): Models for flexural cracking in concrete: the state of the art. Structural Concrete. Journal of the fib, 6/2005
- [12] BRAML, T. (2010): Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Überprüfungen am Bauwerk. Dissertation. Universität der Bundeswehr München, München
- [13] BRAML, T.; KEUSER, M.; BERGMEISTER, K. (2011): Grundlagen und Entwicklung von stochastischen Modellen zur Beurteilung der Schädigung von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Bauwerksprüfungen. Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 2, S. 112-121
- [14] BRETSCHNEIDER, N.; FIEDLER, L.; KAPPAHN, G.; SLOWIK, V. (2012): Technische Möglichkeiten der Probelastung von Massivbrücken. Bautechnik 89, Heft 2, S. 102-110
- [15] BUDELMANN, H.; HOLST, A.; WICHMANN, H.-J. (2009): Magnetoelastische Spannkraftmessung in Bauwerken. Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 6, S. 330-339
- [16] BUENFELD, N. R.; DAVIES, R. D.; KARIMI, A.; GILBERTSON, A. L. (2008): Intelligent
- [17] BUNGARD, V.; MAHOWALD, J.; WALDMANN, D.; MAAS, S.; ZÜRBES, A. (2010): Dynamische Zustandsbewertung einer Verbundbrücke: Beobachtung äußerer und nichtlinearer Einflüsse auf die modalen Eigenschaften. Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 6, S. 509-520
- [18] DAfStb (2000): DAfStb-Richtlinie. Belastungsversuche an Betonbauwerken
- [19] DGZfP-Merkblatt B9 (2000): Merkblatt über die automatisierte Dauerüberwachung im Ingenieurbau, Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung e. V. Berlin
- [20] DIAMANTIDIS, D.; BAZZURO, P. (2007): Safety Acceptance Criteria for Existing Bridges. Risk Acceptance and Risk Communication. Workshop, Stanford
- [21] DIN 1072:1985 (1985): Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen
- [22] DIN 1076:1999 (1999): Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung
- [23] DIN 4150-1:2001 (2001): Erschütterungen im Bauwesen – Teil 1: Vorermittlung von Schwingungsgrößen
- [24] DIN 4227-1:1988 (1988): Spannbeton – Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung
- [25] DIN EN 1990:2012 (2012): Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
- [26] DIN EN 1991-2:2010 (2010): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken
- [27] DIN-Fachbericht 101:2009 (2009): Einwirkungen auf Brücken
- [28] DIN-Fachbericht 102:2009 (2009): Betonbrücken
- [29] ECKFELDT, L. (2006): Möglichkeiten und Grenzen der Berechnung von Rissbreiten in veränderlichen Verbundsituationen. Dissertation. Fakultät Bauingenieurwesen, Tech-

- nische Universität Dresden, 2005 – urn:nbn:de:swb:14-113817991_2681-09751 und in: CURBACH et al. (Hrsg.): Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden (kid). Heft 6, 2006
- [30] ECKFELDT, L.; CURBACH, M. (2009): Application of biostatistics in the analysis of fatigue data in bond research. In: VRIJLING, van GELDER & PROSKE (eds.): Proceedings of the 7th International Probabilistic Workshop, Delft, 25.11./26.11. Delft: TU Delft, S. 37-60
- [31] ECKFELDT, L.; SCHRÖDER, S.; LEMNITZER, L.; HAMDAN, A.; CURBACH, M. (2009): Verbesserung der Vorhersagequalität von sehr kleinen Rissbreiten. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt), Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden
- [32] EMPELMANN, M.; KRAKOWSKI, W. (2011): Crack width control of skewed reinforced construction elements. In: fib Symposium PRAGUE 2011 und V. ŠRŮMA (eds.): Concrete Engineering for Excellence and Efficiency. Fib Symposium Prague 2011: Clarion Congress Hotel Prague, Praha, Czech Republic, 8-10 June 2011. Czech Concrete Society
- [33] EMPELMANN, M.; WICHERS, M.; UNGER, C. (2013): Brücken im Bestand – Herausforderungen und Lösungsansätze. In: R. NOTHNAGEL und H. TWELMEIER (Hrsg.): Baustoff und Konstruktion. Festschrift zum 60. Geburtstag von Harald Budelmann. Berlin: Springer
- [34] ENGLER-PINTO, C.; LASECKI, J.; FRISCH, R.; DeJACK, M. et al. (2005): Statistical Approaches Applied to Fatigue Test Data Analysis. SAE Technical Paper 2005-01-0802
- [35] Fib (2003): Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures, Task Group 5.1 Lausanne, fib
- [36] FINCK, F. (2005): Untersuchung von Bruchprozessen im Beton mithilfe der Schallemissionsanalyse. Dissertation. Universität Stuttgart
- [37] FISCHER, A. M. (2010): Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zur semiprobabilistischen Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand. Dissertation. Technische Universität Kaiserslautern, Kaiserslautern
- [38] FREYSTEIN, H.; KÜHN, F. (2011): Nachrechnung von Straßenbrücken – Grundlagen und Erfahrungen. In: Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.): Informationsveranstaltung 2011, S. 1-1 bis 1-10
- [39] FRICKER, S. (2009): Schallemissionsanalyse zur Erfassung von Spanndrahtbrüchen bei Stahlbetonbrücken. Dissertation, ETH Zürich
- [40] GEIER, R. (2010): The benefit of monitoring for bridge maintenance. In: 5th Int. Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management – IABMAS 2010, Philadelphia, PA, July 11-15, CRC Press – Taylor & Francis/Balkema, Leiden, S. 415-422
- [41] GEIER, R.; DEIX, S. (2005): On-Line-Überwachung der Wiener Reichsbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 100, Heft 12, S. 997-1002
- [42] GÖRTZ, S. (2004): Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Dissertation. RWTH Aachen, Aachen
- [43] GUTERMANN, M.; SCHRÖDER, C. (2011): 10 Jahre Belastungsfahrzeug BELFA. Bautechnik 88, Heft 3, S. 199-204
- [44] HANSEN, M. (2004): Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässigkeit von Betonbauteilen. Dissertation. Universität Hannover, Hannover
- [45] HARIRI, K.; BUDELMANN, H. (2004): Monitoring of the Bridge Herrenbrücke in Lübeck: Motivation, Procedures, Results and Data Evaluation. In: C. BOLLER; W. J. STASZEWSKI (eds.): Proceedings of the Second European Workshop, Structural Health Monitoring 2004. Proceedings of the Second European Workshop on Structural Health Monitoring held at the Forum am Deutschen Museum, Munich, Germany, July 7-9, 2004. Lancaster, Pa: DEStech Publications, S. 261-268
- [46] HAVERESCH, K. (2011): Nachrechnen und Verstärken älterer Spannbetonbrücken. In: Beton- und Stahlbetonbau 106 (2), S. 89-102

- [47] HEGGER, J.; GÖRTZ, S. (2006): Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 101 (9), S. 695-05
- [48] HEGGER, J.; KARAKAS, A.; PELKE, E.; SCHÖLCH, U. (2010): Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 6, S. 390-398
- [49] HENNING, W.; ROSTASY, F. S. (1990): Zwang und Rissbildung in Wänden und Fundamenten. DAFStb, Heft 407, Beuth-Verlag
- [50] HOFFMANN, R. (1998): Signalanalyse und -erkennung. Eine Einführung für Informationstechniker. Berlin [u. a.]: Springer-Verlag
- [51] HOLST, A.; BUDELMANN, H.; WICHMANN, H.-J. (2010): Korrosionsmonitoring von Stahlbetonbauwerken als Element des Lebensdauermanagementes – Einsatz innovativer Drahtsensorik zur Überwachung der Bewehrungskorrosion. Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 12, S. 536-549
- [52] HOLST, A.; BUDELMANN, H.; HARIRI, K.; WICHMANN, H.-J. (2007): Korrosionsmonitoring und Bruchortung in Spannbetonbauwerken – Möglichkeiten und Grenzen. Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 12, S. 835-847
- [53] HOSSER, D.; BUDELMANN, H.; DEHNE, M.; HARIRI, K.; HOLST, A. (2003): Monitoring und Schwachstellenidentifizierung bei Spannbetonbauwerken. In: Beton- und Stahlbetonbau 98 (4), S. 217-225
- [54] JCSS (2001): Probabilistic Model Code
- [55] KLINZMANN, C. (2008): Methodik zur computergestützten probabilistischen Bauwerksbewertung unter Einbeziehung von Bauwerksmonitoring. Dissertation. TU Braunschweig
- [56] KOHLBREI, U. (2012): Messen ist Wissen. Deutsches Ingenieurblatt 03/2012, S. 28-32
- [57] KOHLBREI, U. (2012): Sicherheit durch Bauwerksmonitoring. Deutsches Ingenieurblatt 07-08/2012, S. 28-33
- [58] KÖNIG, G.; TUE, N.; BAUER, T.; POMMERENING, D. (1996): Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung. Heft 469 des DAFStb. Berlin: Beuth-Verlag
- [59] KRAWTSCHUK, A.; STRAUSS, A.; HAIDER, K.; ZIMMERMANN, T.; BERGMEISTER, K. (2012): Ermittlung von Modellunsicherheiten bei Stahlbetonstrukturen – Innovative Monitoring- und Einflusslinienkonzepte am Fallbeispiel einer integralen Brückenstruktur. Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 12, S. 824-835
- [60] KREIß, J.-P.; NEUHAUS, G. (2006): Einführung in die Zeitreihenanalyse. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag
- [61] LIEBIG, J. P.; GRÜNBERG, J.; HANSEN, M. (2009): Monitoring von Spannbetonbrücken – Auswirkung zunehmenden Schwerverkehrs. Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 6, S. 268-371
- [62] LIEBIG, J. P.; GRÜNBERG, J.; PAFFENHOLZ, J.-A.; VENNEGEERTS, H. (2011): Taktile und laserbasierte Messverfahren für die technische Überwachung einer Autobahnbrücke. Bautechnik 88, Heft 11, S. 749-756
- [63] LINGMANN, J. (2009): Zum Ankündigungsverhalten von Brückenbauwerken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrissskorrosion. Dissertation. TU München
- [64] LINGEMANN, J.; ZILCH, K.; EHMANN, R.; MARZAHN, G.; KRÜGER, D. (2010): Die neue Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung des Ankündigungsverhaltens von älteren Brückenbauwerken mit spannungskorrosionsempfindlichem Spannstahl. Bauingenieur 85 (2010), Juli/August, S. 297-306
- [65] LUBASCH, P.; SCHNELLENBACH-HELD, M.; BUSCHMEYER, W. (2011): Computergestützte Identifikation von Verkehrslasten – Ergänztes Bauwerksmonitoring. Bauingenieur 86, Heft 10, S. 433-442
- [66] MARX, S.; von der HAAR, C.; LIEBIG, J. P.; GRÜNBERG, J. (2013): Bestimmung der Verkehrseinwirkung auf Brückentragwerke aus Messungen an Fahrbahnübergangskonstruktionen. Bautechnik 90, Nr. 8, S. 466-474
- [67] MARX, S.; SCHACHT, G.; MAAS, H.-G.; KOSCHITZKI, R.; BOLLE, G. (2011): Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen. Forschungsvorhaben Zukunft Bau. Abschlussbericht, Dresden

- [68] MUTTONI, A. (2003): Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung. In: Beton- und Stahlbetonbau 98 (11), S. 74-84
- [69] MUTTONI, A. (2008): Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. In: ACI structural journal 105 (2), S. 163-172
- [70] NAUMANN, J. (2010): Eine neue Strategie für die Ertüchtigung alter Straßenbrücken. In: Der Prüferingenieur. Zeitschrift der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Baustatik (36), S. 55-66
- [71] O'CONNOR, P. D. T. (2009): Practical reliability engineering. Wiley
- [72] PAWLOWSKI, R.; HENKE, K.; SCHREGLE, P.; WINTER, S. (2013): Überwachung von Bauwerksverformungen mittels digitaler Bildverarbeitung. Bauingenieur 88, Nr. 5, S. 214-221
- [73] PEIL, U. (2003): Lebensdauererlängerung von Bauwerken mithilfe von Bauwerksüberwachung. Bautechnik 80, Heft 9, S. 614-630
- [74] PELKE, E. (2011): Brückenertüchtigung – Ein Beitrag für eine leistungsfähige Verkehrsinfrastruktur. In: Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.): Informationsveranstaltung 2011
- [75] PHAERES, B.; WIPF, T.; GREIMANN, L.; LEE, Y. S. (2005): Health monitoring of bridge structures and composites using smart structure technology. I. S. University, Madison, Center for Transportation, Research and education, 1+2
- [76] POUR-GHAZ, M.; WEISS, J. (2011): Detecting the time and location of cracks using electrically conductive surfaces. Cement & Concrete Composites 33, pp. 116-123
- [77] RACKWITZ, R. (2007): Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau. Teil 1: Zuverlässigkeitstheoretische Grundlagen. Vorlesungsskriptum, TU München
- [78] RAUPACH, M. (2011): Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Großbrücken aus Beton unter besonders korrosiven Einwirkungen. Bautechnik 88, Heft 3, S. 160-164
- [79] REITERER, M.; STRAUSS, A. (2011): Monitoringbasierte Analysen einer integralen Brücke. Schriftenreihe Straßenforschung 596, Wien: Republik Österreich, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Bundesstraßenverwaltung
- [80] REITERER, M.; KAMMERSBERGER, A. (2012): Extension of bridge lifetime by use of structural health monitoring. In: Proceedings of the 3rd International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2012); Vienna, Austria, Oct. 3-6, 2012, CRC press – Taylor & Francis/Balkema, Leiden, S. 2306-2312
- [81] REITERER, M.; PRAXMARER, L.; KAMMERSBERGER, A. (2008): Maintenance und Monitoring, Dauermonitoring zur Optimierung der Nutzungsdauer einer Brücke. Beton- und Stahlbetonbau 103, Heft 2, S. 103-111
- [82] SANTA, U. (2004): Bauwerksinspektion und -überwachung. Dissertation. Technische Universität Wien, Wien
- [83] SANTA, U.; BERGMEISTER, K.; STRAUSS, A. (2004): Bauwerksüberwachung der Autobahnbrücke Gossensaß. Beton- und Stahlbetonbau 99, Heft 12, S. 975-984
- [84] SAWADE, G.; KRAUSE, H.-J. (2010): Prüfung von Spannbetonbauteilen mit magnetischen Methoden. Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 3, S. 154-164
- [85] SCHACHT, G.; BOLLE, G.; MARX, S. (2011): Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung. In: Bautechnik 88 (11), S. 757-765
- [86] SCHECHINGER, B. (2005): Schallemissionsanalyse zur Überwachung der Schädigung von Stahlbeton. ETH Zürich
- [87] SCHEEL, H. (2006): Spanndrahtbruchortung mit der magnetischen Streufeldmethode. Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 8, S. 614-621
- [88] SCHLATTNER, E.; SLOWIK, V.; KLINK, Th. (1999): Neue Möglichkeiten zur langzeitigen Dehnungsmessung im Bauwesen mittels Faser-Bragg-Gitter-Sensoren. Bautechnik 76, Heft 10, S. 884-887

- [89] SCHNELLENBACH-HELD, M.; KARCZEWSKI, B. (2012): Physics-based output-only model identification of reinforced concrete structures from static response. In: Proceedings of the 6th European Workshop on Structural Health Monitoring, 3.-6. July, Dresden, CD-Rom
- [90] SCHNELLENBACH-HELD, M.; PEETERS, M.; SCHERBAUM, F. (2010): Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaften
- [91] SCHÖLCH, U. (2010): Ertüchtigung der Großbrücken der A 45. In: VSVI Hessen (Hrsg.): VSVI-Seminar Hessen
- [92] SCHUEREMANS, L. (2001): Probabilistic evaluation of structural unreinforced masonry. Dissertation. Katholieke Universiteit Leuven, Heverlee
- [93] SOHN, H.; FARRAR, C. R.; HEMZ, F. et al. (2009): A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996-2001. Los Alamos National Laboratory Report, Los Alamos National Laboratory
- [94] SPAETHE, G. (1992): Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Zweite, neu bearbeitete Auflage. Wien: Springer
- [95] SPAETHE, G. (1994): Die Beeinflussung der Sicherheit eines Tragwerkes durch Probebelastung. In: Bauingenieur 69 (12), S. 459-467
- [96] STRAUSS, A.; BERGMEISTER, K.; WENDNER, R.; HOFFMANN, S. (2009): System- und Schadensidentifikation von Betontragstrukturen. In: BERGMEISTER, K.; FINGERLOOS, F.; WÖRNER, J.-H. (Hrsg.): Betonkalender 2009, Teil 2, Berlin: Ernst und SOHN, 2009, S. 135-183
- [97] STRAUSS, A.; FRANGOPOL, D. M.; KIM, S. (2008): Statistical, Probabilistic and Decision Analysis Aspects Related to the Efficient Use of Structural Monitoring Systems. In: Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Special Edition, S. 23-28
- [98] ULLERICH, C. (2012): Permanentes Echtzeit-Monitoring von Verkehrslasten auf der Köhlbrandbrücke. Bauingenieur 87, Heft 10, S. 433-442
- [99] UNGER, C.; EMPELMANN, M. (2012): Analysis and verification of existing bridge structures. In: F. BIONDINI; D. M. FRANGOPOL (eds.): Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. Proceedings of the Sixth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Stresa, Lake Maggiore, Italy, 8-12 July 2012. Boca Raton: CRC Press, S. 715
- [100] UNGER, C.; EMPELMANN, M. (2013): Deterministic versus probabilistic reliability analysis of existing bridge structures. In: A. STRAUSS; D. M. FRANGOPOL; K. BERGMEISTER (eds.): Life-Cycle and Sustainability of Civil Infrastructure Systems. Proceedings of the Third International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, Hofburg Palace, Vienna, Austria, 3-6 October 2012. Boca Raton, Fla: CRC, S. 465
- [101] VEIT-EGERER, R.; WENZEL, H. (2008): Ermittlung der Tragfähigkeit und insbesondere der Belastbarkeit einer Spannbeton-Straßenbrücke mittels dynamischem Bauwerksmonitoring. Beton- und Stahlbetonbau 103, Heft 6, S. 364-377
- [102] WALTERING, M.; VOLKER BUNGARD, V.; WALDMANN, D.; MAAS, S.; ZÜRBES, A. (2009): Vergleich statischer und dynamischer Methoden zur Zustandsbewertung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 10, S. 628-641
- [103] Website: www.geokon.com
- [104] ZILCH, K.; WEIHER, H.; GLÄSER, Chr. (2009): Monitoring im Betonbau. In: BERGMEISTER, K.; FINGERLOOS, F.; WÖRNER, J.-H. (Hrsg.): Betonkalender 2009, Teil 2, Berlin: Ernst und SOHN, 2009, S. 135-183
- [105] ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G. (2010): Bemessung im konstruktiven Betonbau. Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). 2. Aufl. Berlin, Heidelberg, New York: Springer
- [106] ZINK, M. (2000): Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Dissertation. Universität Leipzig

- [107] ZHOU, Z.; ZHANG, B.; XIA, K.; LI, X.; YAN, G.; ZHANG, K. (2010): Smart film for crack monitoring of concrete bridges. *Structural Health Monitoring* 10 (3), pp. 275-289
- [108] ZWICKY, D. (2003): Beurteilung der Trag-sicherheit bestehender Straßenbrücken. Vorfabrizierte Spannbetonträger als einfache Balken. Zürich: VSS

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2009

- B 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln
Blosfeld € 17,50
- B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 29,50
- B 69: Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50
- B 70: Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen
Tauscher € 14,50

2010

- B 71: Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau
Kuhlmann, Euler € 22,50
- B 72: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen
Weschpennig, Kropf, von Witzhausen € 13,50
- B 73: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln
Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 21,00
- B 74: Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk
Müller € 14,00
- B 75: Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand
Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum € 13,50

2011

- B 76: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00
- B 77: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes
Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkung auf Brücken“
Teil 2: DIN-FB 102 „Betonbrücken“
Teil 3: DIN-FB 103 „Stahlbrücken“
Teil 4: DIN-FB 104 „Verbundbrücken“
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier, Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 29,50

B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien
Kuhlmann, Günther, Krauss

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 18,50

B 79: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbohlenbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung

Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 15,50

B 80: Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln

Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los € 16,00

B 81: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse

Müller, Vogel, Neumann € 14,50

B 82: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand

Freundt, Böning € 16,00

B 83: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken

Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00

B 84: Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)

Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00

B 85: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung

Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50

B 86: Untersuchungen an Bauwerken aus hochfesten Beton

Nguyen, Freitag € 13,50

2012

B 87: Vermeidung von Glättebildung auf Brücken durch die Nutzung von Geothermie

Feldmann, Döring, Hellberg, Kuhnhenne, Pak, Mangerig, Beucher, Hess, Steinauer, Kemper, Scharnigg € 17,00

B 88: Anpralllasten an Schutteinrichtungen auf Brücken – Anpassung der DIN-Fachberichte „Stahlbrücken“ und „Verbundbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen

Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50

B 89: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke

Maurer, Heeke, Kiziltan, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg, Fitik € 19,50

B 90: Fugenbewegung an der Ruhrtalbrücke Mintard

Eilers, Quaas, Staack € 14,00

2013

B 91: Priorisierung und Nachrechnung von Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen – Einfluss der Einwirkungen aus Verkehr unter besonderer Berücksichtigung von Restnutzungsdauer und Verkehrsentwicklung

Freundt, Böning € 15,00

B 92: Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen für Straßentunnel

Kaundinya € 14,00

B 93: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten – Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an die endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen

Hegger, Reißer € 17,50

B 94: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise – Rechnerischer Nachweis
Peter, Knief, Schreyer, Piazzola
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 95: Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen
Tauscher € 17,00

B 96: Geothermischen Anlagen bei Grund- und Tunnelbauwerken
Adam € 17,00

B 97: Einfluss der veränderten Verkehrsführung bei Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Bauwerksbeanspruchungen
Freundt, Böning € 15,00

2014

B 98: Brückenseile – Gegenüberstellung von vollverschlossenen Seilen und Litzenbündelseilen
Friedrich
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 99: Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen
Fischer, Schneider, Thöns, Rücker, Straub
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 100: Roadtraffic Management System (RTMS)
Freundt, Vogt, Böning, Pierson, Ehrle € 15,00

B 101: Adaptive Spannbetonstruktur mit lernfähigem Fuzzy-Regelungssystem
Schnellenbach-Held, Fakhouri, Steiner, Kühn € 18,50

B 102: Adaptive ‚Tube-in-Tube‘-Brücken
Empelmann, Busse, Hamm, Zedler, Girmscheid € 18,00

B 103: Umsetzung des Eurocode 7 bei der Bemessung von Grund- und Tunnelbauwerken
Briebrecher, Städing € 14,00

B 104: Intelligente Brücke – Konzeption eines modular aufgebauten Brückenmodells und Systemanalyse
Borrmann, Fischer, Dori, Wild
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 105: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und ganzheitlichen Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke
Schnellenbach-Held, Karczewski, Kühn
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 106: Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustands von Brückenbauwerken
Freundt, Vogt, Böning, Michael, Könke, Beinersdorf € 17,00

B 107: Materialeigenschaften von Kunststoffdichtungsbahnen bestehender Straßentunnel
Robertson, Bronstein, Brummermann € 16,00

B 108: Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken
Neumann, Rauert € 18,50

B 109: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken
Hegger, Herbrand € 17,00

B 110: Intelligente Brücke – Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton
Schnellenbach-Held, Peeters, Miedzinski
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 111: Erarbeitung von Modellen zur Bestimmung der Schadensumfangsentwicklung an Brücken
Müller € 15,00

2015

B 112: Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken
Kuhlmann, Maier, Ummenhofer, Zinke, Fischer, Schneider € 14,00

B 113: Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen
Placzek, Pohl
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 114: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln
Mayer, Brennerberger, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 115: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln
Mayer, Brennerberger, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 116: Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton
Schnellenbach-Held, Peeters, Brylka, Fickler, Schmidt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 117: Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells
Thöns, Borrmann, Straub, Schneider, Fischer, Bügler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 118: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standicherheit und Gebrauchstauglichkeit
Siegert, Holst, Empelmann, Budelmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Alle Berichte sind zu beziehen im:

Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7
28195 Bremen
Tel. (0421) 3 69 03-53
Fax (0421) 3 69 03-48
www.schuenemann-verlag.de

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.